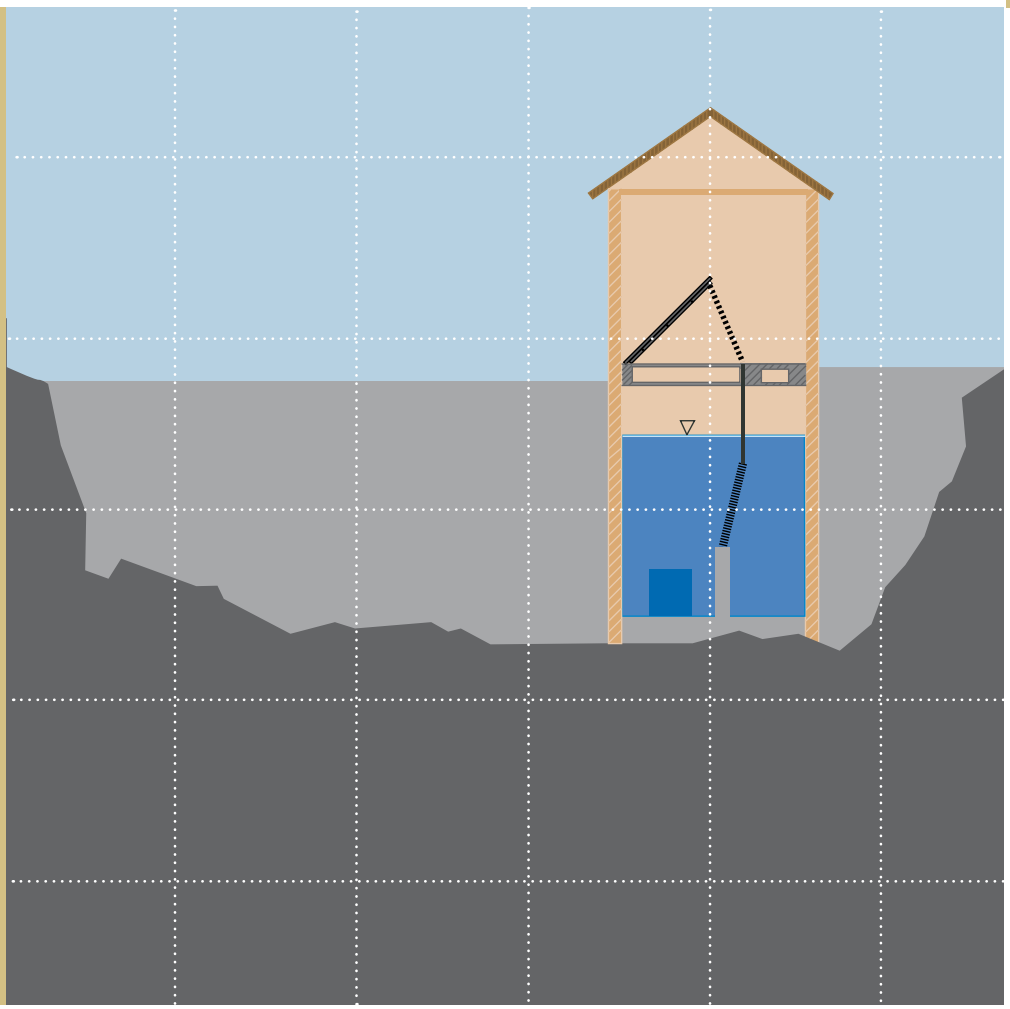
NVE

Inntakshåndboken

En rettledning for planlegging og utforming av inntak til småkraftverk

1
2006

VEILEDER



Inntakshåndboken

Rettledning og utforming av inntak til små kraftverk i Norge

Utgitt av: Norges vassdrags- og energidirektorat
Referanse: Jan Slapgård

Forfattere: Lars Jenssen, Einar Tesaker, Steinar Lund, Dorothée Huber

Trykk: NVEs hustrykkeri

ISSN: 1501-0678

Forord

NVE er de siste årene tilført midler for å støtte FoU-prosjekter med formål å utvikle teknologi og kunnskap for en mer effektiv utnyttelse av små vannkraftressurser. Midlene kan også benyttes til FoU-prosjekter innen opprusting og utvidelse av eksisterende større vannkraftverk eller til øvrige prosjekter for videreutvikling av norsk vannkraftkompetanse.

De fleste prosjektene som er støttet er utført av konsulenter eller utdanningsinstitusjon (NTNU) på oppdrag fra NVE.

Denne rapporten er en av mange som er et resultat av disse bevilgningene.

Oslo, april 2006

Marit L. Fossdal
Marit Lundteigen Fossdal
Avdelingsdirektør

Torodd Jensen
Torodd Jensen
seksjonssjef

Norges vassdrags- og energidirektorat
Middelthunsgate 29
Postboks 5091 Majorstua
0301 OSLO

Telefon: 22 95 95 95
Telefaks: 22 95 90 00
Internett: www.nve.no

RAPPORT

Inntakshåndboken

Rettledning for utforming av inntak til små kraftverk

Lars Jenssen, Einar Tesaker, Steinar Lund, Dorothée Huber

Trondheim, januar 2006

INSTITUTT FOR VANN- OG MILJØTEKNIKK
DEPARTMENT OF HYDRAULIC AND ENVIRONMENTAL ENGINEERING

NORGES TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE UNIVERSITET
NORWEGIAN UNIVERSITY OF SCIENCE AND TECHNOLOGY

Vassdragslaboratoriet

Rapport

Tittel: **Inntakshåndboken** Rettledning for utforming av inntak til små kraftverk Filnavn: Y:\P26-Småkraftverk\Text\Inntakshandboken\Whole handbook\20051101_Whole handbook.doc	Dato: 31.1.2006 Rapportnummer: 26.3 Prosjektnummer: 26
Saksbehandler: Lars Jenssen, Einar Tesaker, Steinar Lund, Dorothée Huber	Ansvarlig signatur: Lars Jenssen

Oppdragsgiver: NVE	Referanse: Jan Slapgård
Oppdragsgivers adresse: Middelthuns gate 29 Postboks 5091, Majorstua 0301 Oslo	Telefon: 22 95 95 95 Telefaks: 22 95 90 00

Sammendrag

Dette er en håndbok om hydraulisk utforming av inntak til småkraftverk. Med inntak mener vi hele konstruksjonen som bygges for å lede vannet fra elven og inn i rørgaten. Boken beskriver de ulike komponentene og deres funksjon, og viktige hensyn ved utforming av de ulike delene. Den gjennomgår forhold som ofte skaper problem for utbyggeren; drivgods, is, sediment og luft. Den har og et kapittel om hydraulisk beregning av inntaksdelene. Håndboken gir og et sammendrag av driftserfaringer og viser noen eksempler på anlegg som er bygget. De viktigste punktene utbyggeren bør tenke på er samlet i en sjekkliste. Styrke- og stabilitetsberegning av de ulike komponentene blir ikke behandlet, heller ikke offentlig regelverk, søknadsprosedyrer, eller utforming av rørgate og kraftstasjon.

Håndboken er laget ved Institutt for vann- og miljøteknikk på NTNU, som en del av forskningsprosjektet *Bedre utforming av inntak* (BEDUIN), som ble finansiert av Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE).

English summary

This is a handbook on hydraulic design of intakes for small hydropower plants, i.e. the entire structure for diverting flow from the river and into the penstock. The book describes the different intake components and their function, and important design considerations. It discusses typical problems at small hydro intakes; floating debris, sediment, ice, sand and air entrainment. The handbook also has a chapter on hydraulic calculations, and gives a summary of operational experiences from five small hydro plants. The handbook was written at the Department of hydraulic- and environmental engineering at NTNU as a part of the BEDUIN research project (better design of intakes for small hydropower plants), which was funded by the Norwegian Water Resources and Energy Directorate (NVE).

Vassdragslaboratoriet
Institutt for vann- og miljøteknikk
Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi, NTNU

Postadresse 7491 Trondheim | Besøksadresse S. P. Andersens vei 5 | Telefon +47 73 59 47 51 | Telefaks +47 73 59 12 98 | Org. nr. 974 767 880

Forfatterne

Dorothée Huber fra ENSHMG (the Higher Institute for Hydraulic and Mechanical Engineering of Grenoble), Frankrike, var utvekslingsstudent ved Institutt for vann- og miljøteknikk i 2004 og hadde deretter seks måneders praksis der hun jobbet med BEDUIN. Hun har skrevet mye av kapitlet om hydrauliske beregninger, laget de fleste av tegningene og gjort mye av redigeringsjobben.

Einar Tesaker er pensjonert forsker fra Vassdrags- og havnelaboratoriet og driver nå eget firma. Han har skrevet mesteparten av kapitlet om planlegging og utforming av inntak, og om is- og sedimentproblem.

Steinar Lund er skiboms og nyutdannet master fra Institutt for vann- og miljøteknikk. I sin masteroppgave (2005) skrev han om inntak til småkraftverk og var en viktig deltager i BEDUIN. Driftserfaringene og beskrivelsen av utførte anlegg er hentet fra hans oppgave.

Lars Jenssen er forsker og prosjektleder for BEDUIN. Han har satt sammen de ulike bidragene til denne håndboken.

Innhold

1. Bakgrunn 1
1.1 Opplegg og formål 1
1.2 Formelle krav ved anlegg av små kraftverk 2
1.2.1 Sikkerhet av vassdragsanlegg 2
1.2.2 Minstevannføring og andre miljøkrav 2
2. Utforming av dam og inntak 5
2.1 Definisjon av noen faguttrykk 5
2.2 Ulike komponenter og deres funksjon 5
2.2.1 Inntaksmagasin 5
2.2.2 Dam 5
2.2.3 Inntaket 5
2.2.4 Varegrinder 5
2.2.5 Inntakskanal 6
2.2.6 Sandfang 6
2.2.7 Flomløp og energidreper 6
2.2.8 Luker og stengsler 7
2.2.9 Rørgate og tunnel 7
2.3 Alminnelige moment 8
2.3.1 Valg av sted for dam og inntak 8
2.3.2 Vurdering av grunnforhold og damfundament 9
2.3.3 Behov for inntaksbasseng 9
2.3.4 Minstevannføringer 9
2.3.5 Håndtering av drivgods 10
2.3.6 Håndtering av sediment- og isforhold 10
2.3.7 Plassering av rørgate eller tunnel 11
2.3.8 Atkomst 11
2.3.9 Konstruksjonene rundt inntaket 12
2.3.10 Inntaket som arbeidsplass 12
2.4 Viktige strømforhold ved inntak 12
2.4.1 Strømretning og strømfordeling i tilløpet 12
2.4.2 Strømhastighet gjennom varegrind og inntak 13
2.4.3 Dykking av innløpet 13
2.4.4 Turbulens og virvler 13
2.4.5 Lokale falltap 13
2.4.6 Flom 14
2.5 Løsninger for inntak uten dam 14
2.5.1 Unngå tørrlagte inntak 14
2.5.2 Sidekanal til inntak utenfor elveleiet 15
2.5.3 Lang sidekanal, kombinert med inntak til bratt rørgate 16
2.5.4 Inntak direkte til underliggende sjakt/tunnel 16
2.5.5 Utnyttelse av naturlige terrengdetaljer 16
2.6 Inntak med dam 17
2.6.1 Valg av damhøyde og damtype 17
2.6.2 Dam med eller uten flomluker 17
2.6.3 Plassering av inntaket i forhold til dammen 18
2.6.4 Sideinntak 18
2.6.5 Plassering av sideinntak i forhold til flomløp 19
2.6.6 Frontale inntak i dam og pilarinntak 20

2.7 Detaljutforming av inntak med varegrind 21
2.7.1 Grind, rist eller sil? 21
2.7.2 Generelt om varegrinder 22
2.7.3 Brutto grindareal 22
2.7.4 Falltapets betydning 23
2.7.5 Beregning av falltap gjennom varegrinden 23
2.7.6 Åpning mellom grindstavene 23
2.7.7 Formen på grindstavene 24
2.7.8 Valg av grindmateriale 24
2.7.9 Styrkeberegning av varegrinden 24
2.7.10 Dimensjonering mot vibrasjoner 24
2.7.11 Eksempel på beregning av optimal størrelse på varegrind 24
2.8 Spesielle inntak 26
2.8.1 Tyrolerinntak 26
2.8.2 Himalaya-inntak for elver med stor massetransport 29
2.8.3 Coanda-inntak 29
3. Spesielle problem 33
3.1 Håndtering av flytende drivgods 33
3.1.1 Forskjellige drivgodstyper 34
3.1.2 Utforming og plassering av inntaket mht drivgods 35
3.1.3 Lenser 36
3.1.4 Spyleluker for drivgods 39
3.1.5 Rensk av varegrinder 40
3.2 Håndtering av sediment 40
3.2.1 Vurdering av tilførselen av sediment 40
3.2.2 Mulige tiltak i nedslagsfeltet 43
3.2.3 Sedimentbevegelse og tiltak i inntaksområdet 43
3.2.4 Fjerning av avleiringer i inntaksområdet. 45
3.2.5 Sandfang 46
3.3 Håndtering av snø, is og sarr 50
3.3.1 Spesielle inntaksforhold i vintersesongen 50
3.3.2 Statisk isdannelse 51
3.3.3 Dynamisk isdannelse og istransport 51
3.3.4 Isganger: vinter og vår 52
3.3.5 Vurdering av vassdraget; sarr og is er terrengbestemt 53
3.3.6 Hindring av isdannelse 53
3.3.7 Avledning av drivis 54
3.3.8 Tiltak mot isganger 54
3.3.9 Fjerning av is på varegrinder 55
3.3.10 Vannstandskontroll under isforhold 56
3.3.11 Islaster på konstruksjoner 56
3.4 Virvler og luftinnsuging 57
3.4.1 Årsakene til at det dannes virvler ved inntak 57
3.4.2 Klassifisering av virvler 57
3.4.3 Konsekvenser av virveldannelse ved inntak 58
3.5 Retningslinjer for utforming av inntaket 60
3.5.1 Gode tilstrømningsforhold 60
3.5.2 Dykking av inntaket 60
3.5.3 Bruk av strømrettere og andre spesielle tiltak 61
3.5.4 Forslag til utforming av inntak - sammendrag 62
3.6 Andre luftproblem 62

3.7 Inntak i bratte elver 64
3.7.1 Tiltak mot flomtransport av store blokker, tømmer og trær 64
3.7.2 Tilstopping av is og snø 66
4. Hydrauliske beregninger 67
4.1 Falltap i inntakskonus 67
4.2 Falltap i inntakssil (perforert rør) 68
4.2.1 Eksempel på falltapsberegning 69
4.3 Falltap i sideinntak 70
4.4 Falltap gjennom varegrinder 71
4.4.1 Definisjon av variable 71
4.4.2 Beregning av falltapet med Kirschmer-Mosonyis formel 72
4.4.3 Beregning av falltapet med Idelchiks formel 73
4.4.4 Beregning av falltapet med Meusburgers formel 75
4.4.5 Eksempel på bruk av Kirschmer- Mosonyis formel 78
4.5 Kapasiteten til tappeluker 78
4.5.1 Strømning gjennom en tappeluke 79
4.5.2 Dykket innløp, skytende strøm nedstrøms 79
4.5.3 Frispeilstrømning gjennom luka 80
4.5.4 Nomogram for beregning av lukekapasitet 81
4.5.5 Kapasitetskurven 82
4.5.6 Eksempel på beregning av kapasitetskurve 82
4.6 Rør for tapping av minstevannføring 84
4.6.1 Koeffisienter for tapsberegning 86
4.6.2 Innløpskontroll 88
4.7 Kapasitetsberegning for overløp 88
4.8 Kapasitetsberegning for klappluker 89
4.9 Kapasitetsberegning for overfallsinntak 90
4.9.1 Overfallsinntak med grind 90
4.9.2 Eksempel på beregning av grindlengde 92
4.9.3 Overfallsinntak med perforert plate 93
4.9.4 Eksempel på beregning av perforert plate 94
4.9.5 Beregning av samlerenne 95
4.10 Kanaler 97
4.10.1 Mest effektive tverrsnitt 98
4.10.2 Beregning av størrelsen på kanalen 99
4.10.3 Eksempel på kanalberegning 100
4.11 Vibrasjon av varegrinder 101
4.11.1 Beregning av stavens egenfrekvens 102
4.11.2 Beregning av påtrykt frekvens 103
4.11.3 Kontroll av faren for resonans 104
4.11.4 Eksempel på vibrasjonskontroll 104
4.12 Sedimenttransport 105
4.12.1 Praktisk inndeling av sedimentbevegelse 105
4.12.2 Skjærspenning og skjærhastighet 105
4.12.3 Grense for begynnende bunntransport 106
4.12.4 Grense for suspendert transport 107
4.12.5 Ett empirisk diagram til vurdering av materialtransport 107
4.12.6 Formler for sedimenttransport 108
4.12.7 Eksempel på beregning av bunnlast 109
4.12.8 Suspendert last 109
4.12.9 Eksempel på beregning av suspendert last 110

4.12.10 Total last ... 111
4.12.11 Eksempel på bruk av Engelund-Hansens formel ... 111
Referanser ... 113
Vedlegg 1: Definisjon av noen vanlige begrep ... 115
Vedlegg 2: Driftserfaringer og eksempler ... 119
1. Spørreundersøkelse om inntak ... 119
1.1 Drivgodsproblem ... 121
1.2 Isproblem ... 121
1.3 Luftproblem ... 121
1.4 Sedimentproblem ... 121
2. Eksempel på inntaksløsninger og driftserfaringer ... 121
2.1 Vasstaket kraftverk ... 122
2.2 Breivold minikraftverk ... 125
2.3 Utvik kraftverk ... 127
2.4 Nære kraftverk ... 129
2.5 Fossum kraftverk ... 132
3. Sjekkliste for inntaksutforming ... 135

1. Bakgrunn

1.1 Opplegg og formål

Siktemålet med veilederen er å gi lite erfarne utbyggere av små kraftverk, og deres rådgivere, et praktisk grunnlag for å planlegge og utforme inntak.

Veilederen omtaler inntak og tilhørende konstruksjoner som skal lede vann fra et vassdrag inn i en rørgate eller tunnel for bruk i små kraftverk.

Tema som omtales i veilederen er:
- Utforming av selve inntaksåpningen med varegrind og stengeluker.
- Ulike inntakstyper og rettledning om når de ulike typene er egnet.
- Bygningselementer som har direkte innflytelse på inntakets funksjon, som plassering og utforming av dam, ledemurer og flomløp.
- Forhold som påvirker bruken av inntaket, som drivgods, steinblokker og is.
- Hensyn som må tas ved utforming av inntaket, som passering av fine sedimenter og luftinntrengning.
- Hydraulisk dimensjonering av inntaket.

Veilederen behandler ikke følgende emner:
- Dimensjonering av dam, luker, flomløp og energidreper.
- Valg og utførelse av rørgate eller tunnel.
- Kraftstasjon, turbin og generator.
- Flomsikring utenom inntaksområdet.

Veilederen konsentrerer seg om inntak til små kraftverk fordi disse ofte initieres og planlegges av lokale falleiere som har liten erfaring. Design og utførelse varierer ofte sterkt fra anlegg til anlegg, samtidig som det er lite av annen veiledning på norsk om emnet. NVE har publisert en veileder for bygging av små kraftverk (Norconsult/NVE 2003) og en veileder for små dammer (NVE 1982), men de sier lite om utforming av inntak.

Mange små kraftverk bygges i smale og bratte elveløp der det er nødvendig å utnytte lokale terrengdetaljer for å få til et rimelig, effektivt og driftsikkert inntak. Vi ser det som viktig å presentere hva som finnes av metoder og tiltak å velge mellom, og de detaljer det er viktigst å ta hensyn til for å få et godt fungerende inntak.

Små kraftverk starter ofte med stor entusiasme hos initiativtakerne, og blir gjerne holdt under frivillig tilsyn den første tiden. Men, på sikt må arbeid med tilsyn og vedlikehold betales, og det er viktig å få til løsninger som krever lite vedlikehold i manntid.

Kostnader ved tilsyn og rensing av inntaket vil ofte utgjøre en relativt stor andel av driftskostnadene ved små kraftverk. Det er viktig å balansere disse mot de produksjonstap som skyldes flom og tilstopping. Det vil vanligvis ikke være fast tilsatt personale tilgjengelig for rensing, og mekaniske og automatiske metoder som er tilgjengelige og kan gi god økonomi for større anlegg, kan falle bort pga. kostnadene.

Det må tidlig avklares hvor stort falltap og tilhørende produksjonstap som prosjektet kan tolerere innenfor et tidsrom mellom tilsyn/vedlikehold. Dette vil avhenge både av kraftverkets fallhøyde

og av totalkapasiteten. Høytrykksanlegg med liten vannføring kan tolerere mer av midlertidige falltap pga tilstopping enn lavtrykksanlegg

1.2 Formelle krav ved anlegg av små kraftverk

Det er en rekke lover og forskrifter å ta hensyn til ved bygging av kraftverk, og opplysninger om regelverket får du ved å kontakte NVE og ved å gå inn på http://www.nve.no. Her skal vi bare gi en kort oversikt over noen viktige forhold knyttet til inntak.

Vi anbefaler på det sterkeste at utbygger kontakter NVE og setter seg grundig inn i regelverket før arbeidet med kraftverket begynner.

1.2.1 Sikkerhet av vassdragsanlegg

Brudd på dammer, rørgater eller andre vassdragsanlegg kan føre til store skader, og det stilles derfor spesielle krav til sikkerheten ved vassdragsanlegg. For alle dammer og rør skal det vurderes om brudd kan true sikkerheten til mennesker, miljø eller eiendom, og de skal klassifiseres etter konsekvensene av et brudd, se Forskrift om klassifisering av vassdragsanlegg fra Olje- og energidepartementet (2000). Det er tre klasser, 1, 2 og 3, og høyeste klasse betyr størst konsekvenser ved brudd. Anlegg med små bruddkonsekvenser kan plasseres i klasse 0, det vil si uklassifisert. Anleggseier plikter å sende NVE et spesielt skjema med opplysninger om anlegget som planlegges, og forslag til hvilken klasse anlegget skal ha. Anleggseier kan ikke sette i gang arbeidet før det er godkjent av NVE.

Hvis anlegget (dam/rørgate) er i klasse 1 eller høyere kommer det inn under Forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg (Olje- og energidepartementet (2000)) med underliggende regelverk, som stiller en rekke krav til planlegging, bygging og drift av anlegget. Det som er særlig viktig er at NVE stiller spesielle krav til, og skal godkjenne, de som planlegger, bygger eller driver anlegg i klasse 1, 2 eller 3. Kravene i forskriften er utdypet i en rekke veiledere, for eksempel:

- Retningslinje for planlegging og bygging (NVE 2001)
- Retningslinje for flomberegninger (NVE 2002)
- Retningslinje for tilsyn og revurdering av vassdragsanlegg (NVE 2002)
- Retningslinje for betongdammer (NVE 2002)
- Retningslinje for flomløp (NVE 2003)
- Retningslinje for laster og dimensjonering (NVE 2003)

Vassdragsanlegg i klasse 0, dvs. uklassifisert, kommer ikke inn under forskriften om sikkerhet ved vassdragsanlegg, men omfattes av bestemmelsene i Lov om vassdrag og grunnvann der §§ 5, 37 og 47 omhandler aktsomhetsplikten, plikten til å holde anlegget i forsvarlig stand og erstatningsansvar.

1.2.2 Minstevannføring og andre miljøkrav

For kraftverk som ikke er konsesjonspliktige skal ikke minstevannføringen være mindre enn *alminnelig lavvannføring*, som er en lavvannføring som er beregnet etter spesielle regler. For kraftverk som har konsesjon er minstevannføringen fastsatt i konsesjonsbetingelsene, og den kan være større eller mindre enn alminnelig lavvannføring. Krav om høy minstevannføring kan være en alvorlig begrensing, og kan føre til at kraftverket må stenge i deler av vintersesongen og i tørkeperioder.

Før en går i gang med konkret planlegging bør en undersøke om vassdraget har spesielle miljøkvaliteter som gjør at kommunale, fylkeskommunale eller statlige myndigheter vil sette begrensinger på utbyggingen. Krav kan for eksempel gjelde:

- Traseer for anleggsveg og rørgate.
- Tiltak for fiskepleie og bevaring av deler av vassdraget.
- Maksimal vannstand ovenfor inntaket ved flom.
- Varsling eller tiltak ved plutselig stengning av anlegget.

2. Utforming av dam og inntak

2.1 Definisjon av noen faguttrykk

Vedlegg 1 beskriver noen vanlige uttrykk som brukes i teksten nedenfor eller er vanlig i litteratur om kraftverk.

2.2 Ulike komponenter og deres funksjon

Figur 2-1 viser komponenter som er vanlig i et inntaksarrangement.

2.2.1 Inntaksmagasin

Inntaksmagasinet er et bredt og dypt område som gir relativt stille vann foran dam og inntak, og det er ønskelig av flere årsaker:

- Det vil gi mindre variasjon av vannstanden ved ujevn vannføring og drift i kraftverket.
- Dersom området er stort nok til å danne fast isdekke i frostperioder, vil ismengden som når frem til inntaket blir mindre enn ved åpent vann, og risiko for ising på varegrinden minker.
- I bratte elveløp vil det dempe vannhastigheten inn mot inntaket og gi jevnere innstrømning til inntaket.
- Grove sedimenter som måtte komme ved store vannføringer og flom, vil samles opp til de kan bli fjernet når flommen er over.
- Det gir mulighet for å lede drivende gods og isflak over flomløpet så de ikke tetter inntaket.
- Luftbobler i vannet stiger til overflaten før de når inntaket.

2.2.2 Dam

For å etablere et inntaksmagasin vil det som regel være nødvendig å bygge en dam (demning) på tvers av elva. I mange tilfeller kan det være hensiktsmessig å plassere inntaket i dammen. Dammen har ofte en anordning for slipping av minstevannføring, enten som et rør gjennom dammen eller et bunnløp med luke. Dammen må og ha et flomløp til å lede overskuddsvann trygt forbi. Boken *Små dammer. Veiledning for planlegging, bygging og vedlikehold* (NVE 1982) som er tilgjengelig på NVEs nettside behandler dambygging grundig.

2.2.3 Inntaket

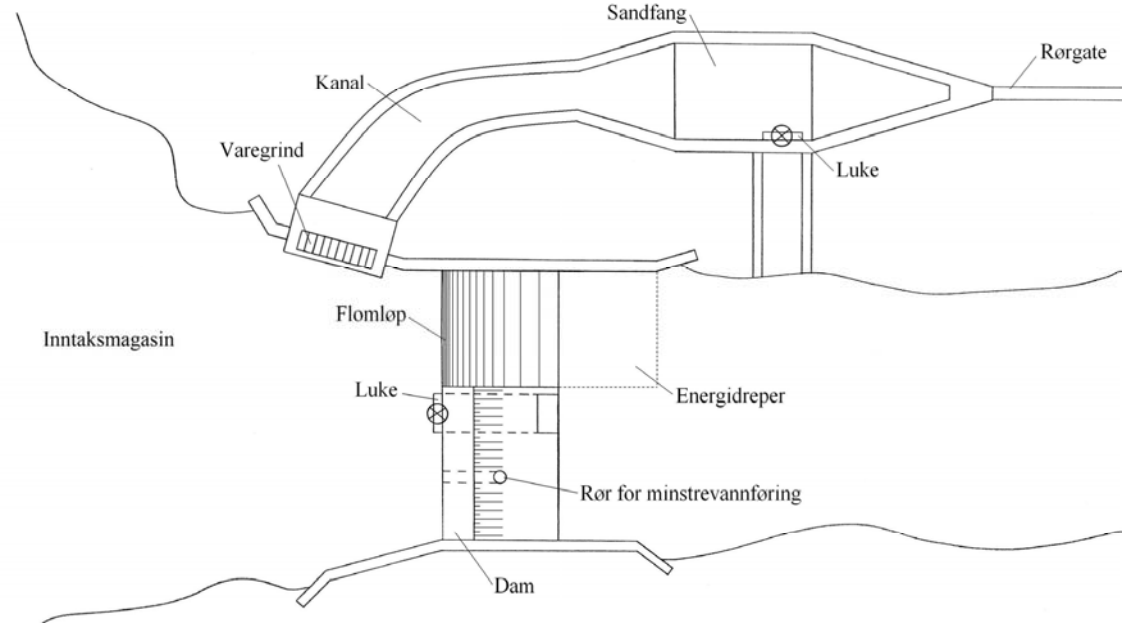
Alt vann som brukes av kraftverket går gjennom inntaket. Vannet går enten direkte inn i rørgate eller tunnel, eller fortsetter videre gjennom en strekning med åpen vannflate, for eksempel kanal eller sandfang, før det når et sekundært innløp til rør eller tunnel.

Overflødig vann må ledes utenom inntaket på en sikker måte, og drivgods, is og sedimenter må samles opp eller ledes forbi. I forbindelse med inntaket må det være en stengeanordning slik at rørgate/tunnel kan tømmes når det er behov for inspeksjon og vedlikehold.

2.2.4 Varegrinder

Varegrinder plasseres i eller foran inntaket og skal hindre at drivgods, is og større partikler kan passere sammen med driftsvannet. En varegrind består vanligvis av en ramme med parallelle staver av metall eller tre, men kan også bestå av krysslagte staver, perforerte plater eller nettverk. Åpningen mellom stavene tilpasses det som kan tillates for ikke å forstyrre driften eller skade turbinen. Både åpningen og formen på stavtverrsnittet har betydning for falltap og oppsamling og rensing av rask og is.

Er det en kanal eller et stykke åpent vann mellom det ytre inntaket og innløpet til tunnelen/røret, kan det være en fordel å ha en grov varegrind ytterst og en finere foran innløpet. Alle varegrinder trenger regelmessig rensing, så de må ha atkomst under alle forhold, også om vinteren og ved flom.



Figur 2-1 Hovedkomponenter for dam og inntak

2.2.5 Inntakskanal

I mange anlegg fortsetter vannet en strekning i åpen kanal etter avledningen fra elva, ofte kombinert med et sedimenteringsbasseng. En annen hensikt kan være å bringe vannet til et brukbart sted for å starte rørgate eller trykktunnel, der slikt sted ikke finnes nær inntaksstedet.

2.2.6 Sandfang

Inntaksmagasinet fungerer som et sandfang, der de fleste sedimentpartikler vil avleires for senere å bli fjernet. Særskilt sandfang (sedimenteringsbasseng) kan være nødvendig dersom inntaksmagasinet er for lite eller elva fører mye finkornet materiale. Det legges oftest like etter selve inntaket, som en utvidelse av en inntakskanal før vannet føres inn i trykktunnelen.

2.2.7 Flomløp og energidreper

Flomløpet (se f.eks. Figur 2-2) skal lede vann som ikke brukes til kraftproduksjon trygt forbi dammen. Det kan være en terskel (horisontal kant) tvers over elva, et senket parti på en del av dammen eller et separat løp ved siden av selve elveløpet.

Flomløpet skal være konstruert slik at det hindrer unødvendig vanntap og holder vannstanden ved inntaket på et passe nivå ved små vannføringer. Det skal ha nok kapasitet til at store flommer kan passere uten å skade inntak eller dam. En storflom kan komme raskt så flomløpet bør ikke ha luker eller stengsler som må åpnes manuelt.

Nedenfor flomløpet får vannet høyere hastighet enn naturlig. Dersom bunnmassene er eroderbare, må hastigheten dempes i en energidreper eller så må bunnen forsterkes så den tåler den ekstra

påkjenningen. En terskel eller dam fundamentert på løsmasse må spesielt sikres mot undergraving fra nedsiden.

Figur 2-2 Til venstre: flomløp over betongdam (Fossum mølle og kraftverk), til høyre: bjelkestengsel

2.2.8 Luker og stengsler

Det er forskjellige typer av stengesystemer med ulik virkemåte og ulike bruksområder. Vi kan skille mellom bjelke-/nålestengsler av løse planker, luker og ventiler:

- Bjelkestengsel og glideluker er enkle og litt tungvinte stengesystemer som settes i vertikale føringer på begge sider (Figur 2-2). De egner seg til å stenge vannvegen til kraftverket midlertidig i forbindelse med opprensking eller reparasjon, men er ikke egnet til flomavledning.
- Nålestengsler ble mye brukt tidligere, men er sjelden i bruk nå. De består av løse, vertikale planker som holdes på plass av vanntrykket mot horisontale bjelker oppe og nede. Ved å sette *nålene* med varierende avstand kan en tilpasse vannstanden foran inntaket når det er liten vannføring. Slik bruk krever hyppig tilsyn. På kraftverk med en kanal foran innløpet til rørgate/tunnel, kan nålestengsel brukes som stengsel når systemet skal tømmes for vedlikehold. Nålestengsel er vanskelig å manøvrere, og dårlig egnet for flomavledning.
- Klappluker er luker som legges ned slik at vannet renner over. De lede flytende drivgods forbi dammen, og kan også brukes til å finregulere vannstanden ved varierende vannføring og til å slippe minstevannføringer.
- Bevegelige luker i hele dammens høyde kan brukes til å senke vannstanden i inntaks-magasinet når det er nødvendig å spyle ut avleiret sand og stein. Store bunnventiler kan også egne seg til å spyle ut avleiringer i små inntaksmagasin eller sandfang.
- Luker eller bunnventiler kan også brukes til å tømme magasinet helt for inspeksjon og reparasjon når vannføringen er liten.
- Små bunnluker eller bunnventiler brukes til å slippe minstevannføring.

2.2.9 Rørgate og tunnel

Fra inntaket leder rørgate eller tunnel til turbinen. Det har stor betydning for utformingen av inntaket hvor ledningen skal ligge og hvordan vannet skal føres inn i ledningen (se avsnitt 2.3.7).

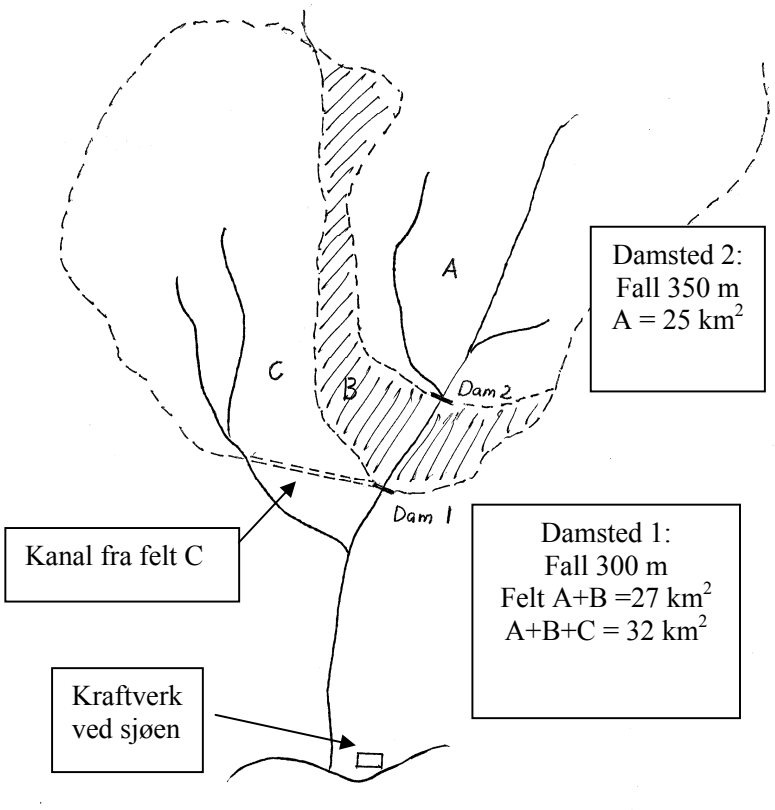
2.3 Alminnelige moment

2.3.1 Valg av sted for dam og inntak

Det vil ofte være flere mulige plasseringer av inntaket. De viktigste momentene som må ivaretas er:

- Produksjon, som avhenger av vannføring og fallhøyde.
- Kostnadene knyttet til inntaket og vannveien.
- Stabile grunnforhold for inntak og dam.
- Plassering som minimerer is- og sedimentproblem.
- Utnytt naturlige terrengdetaljer.
- Rassikker trasé for rør/tunnel.
- Finn en strømningsmessig heldig plassering i forhold til dammen og flomløpet.
- Unngå tørrlagte inntak ved liten vannføring.
- Sikker atkomst for personale og maskiner under alle påregnelige vær og føreforhold.
- Tilrettelagt for vedlikehold av grinder og stengsler og fjerning av stein og grusavleiringer
- Hensyn til omgivelsene, miljøtiltak og damsikkerhet.

Steder med noe forskjellig fallhøyde må vurderes nøye ut fra forskjeller i produksjon og kostnader ved bygging og drift. Det lønner seg ikke alltid å ta med noen ekstra fallmeter dersom det fører til vesentlig ekstra lengde på rør eller tunnel.



Figur 2-3 Eksempel på to aktuelle damsted

Ved å flytte inntaket høyere opp i et forgrenet nedslagsfelt kan en dessuten miste muligheten til å ta med et sidetilløp som et lavere inntak kan dra nytte av. Figur 2-3 viser et eksempel. Felt C kan overføres til damsted 1 med en kanal i dalsiden eller en kort rørledning. Damsted 2 har større fallhøyde, men mister både felt B og C.

For et småkraftverk uten lagringsmulighet kan det også være lønnsomt å ta hensyn til snøsmeltingen om våren. Dersom felt C på Figur 2-3 ligger slik at snøen tiner tidligere enn i hovedfeltet, kan det gi ekstra gevinst å overføre feltet, fordi det tidligere kan gi full drift på turbinen.

2.3.2 Vurdering av grunnforhold og damfundament

Gode damsted er gjerne trange partier med fjell i dagen eller med lite løsmasser til fjell. Kartlegging av fjellgrunn og løsmasser er derfor nødvendig før endelig valg av inntakssted. Boken *Små dammer* (NVE 1982) som er tilgjengelig på NVEs hjemmeside beskriver valg av damsted mm.

Bygging av dam bør unngås på bratte steder der elva er fylt opp med løse steinblokker som tyder på nylige ras eller flomtransport av grov stein. På den annen side kan en ved små anlegg uten dam dra nytte av store stabile steinblokker ved å bygge dem inn som del av en terskel av betong for å lede vannet mot en inntakskanal.

2.3.3 Behov for inntaksbasseng

De fleste små kraftverk vil planlegges med en inntaksdam eller terskel som lager et basseng foran inntaket. I noen få vassdrag kan det være aktuelt å ta inn vannet direkte fra elveløpet, for eksempel som bekkeinntak i bunnen av elveleiet eller til en kanal med inntak utenfor elveløpet.

De viktigste fordeler med et inntaksbasseng kan summeres opp slik:

- Bassenget virker som buffer ved mindre last- og vannføringsvariasjoner, slik at vannstanden kan holdes tilnærmet konstant.
- Det er enklere å kontrollere trykkhøyde og vannmengde til turbinen.
- Stille vannflate mellom stryk og inntak gir mulighet for å tilpasse og fordele innstrømningen jevnt til inntaket.
- Bassenget samler opp sand og grus ved normale vannføringer og grovere steinmaterialer under flom.
- Fast isdekke foran inntaket er gunstig for å redusere ising på grindstaver.
- Større basseng kan ta mot mindre isganger og avverge tetting av inntaket.

Det er sjelden at små kraftverk har et reguleringsmagasin som kan jevne ut varierende vannføring over lengre perioder. Mer vanlig er det at inntaket trekker vann direkte fra en mindre innsjø som kan utjevne kortvarige variasjoner, for eksempel lagre smeltevann fra en solrik ettermiddag til bruk følgende natt med frost. Beregning av slike reguleringer ligger utenfor denne veiledningen.

2.3.4 Minstevannføringer

De fleste anlegg vil få pålegg om å slippe en viss minstevannføring, og den må kunne kontrolleres nokså nøyaktig, både av hensyn til å oppfylle pålagte krav og fordi en ikke ønsker å begrense nyttbar vannføring mer enn nødvendig. Det er i praksis to måter å regulere minstevannføringen på: med en klappluke på dammen eller med en bunnventil. Dimensjonering av bunnventil for minstevannføring er beskrevet i kapittel 4.

2.3.5 Håndtering av drivgods

Tilstopping er et alvorlig driftsproblem ved mange kraftverk. Valg av metoder og rutiner for rensking blir derfor avgjørende for om kraftverket skal fungere optimalt. Dette er ikke minst tilfelle ved små kraftverk, der kostnadene med tilsyn lett blir undervurdert.

Tilstopping av varegrinda betyr enten redusert fallhøyde i anlegget eller forhøyet vannstand oppstrøms grinda, med risiko for at noe driftsvann kan mistes over overløpet. Det reduserer energiproduksjonen og krever mannskap og utstyr til rensing. Enkelte typer drivgods, for eksempel plast og isflak, kan føre til full driftstans.

Drivgods må helst samles opp eller avledes før det når inntaket, eller fjernes regelmessig fra varegrinda. I neste omgang må en fjerne avledet eller oppsamlet drivgods fra inntaksområdet, enten ved å lede det forbi inntaket til det delvis tørrlagte elveløpet eller fjerne det mekanisk for deponering.

Gods som driver i overflaten kan stoppes mot en lense eller nedstikkende kant dersom strømhastigheten er liten nok. For is er vanlig grensehastighet omkring 0,5 m/s, og dette kan brukes som skjønnsmessig grense for mye annet drivende gods. Gods som stoppes på denne måten må enten fjernes eller ledes til siden ved at lensa skråstilles mot strømmen.

Håndtering av drivgods er mer utførlig behandlet i avsnitt 3.1.

2.3.6 Håndtering av sediment- og isforhold

Det må være plass og utstyr til å samle opp og fjerne sand, grus og stein i et inntaksbasseng eller i et særskilt sedimenteringsbasseng. En må ta stilling til om avleiringer skal spyles ut gjennom bunnluker eller fjernes med f.eks. gravemaskin eller sugeredskap.

Figur 2-4 viser et lite og grunt inntaksbasseng som er oppfylt av stein og grus slik at sedimenter føres inn i inntaket. Det er ikke bygget særskilt sedimenteringsbasseng mellom inntaket og turbinen, og resultatet er problem med turbinslitasje. Sedimentproblem blir behandlet i avsnitt 3.2.

Tilsvarende må isforholdene og plass for oppsamling og fjerning av is vurderes. Dersom isen skal ledes forbi dam eller terskel må det være plass til midlertidig lagring i et tørrlagt elveleie nedstrøms. Isproblem blir behandlet i avsnitt 3.3.

Figur 2-4 Lite inntaksbasseng (nedtappet) fylt med stein.

2.3.7 Plassering av rørgate eller tunnel

Innløpet til rør eller tunnel vil påvirke utformingen av inntaksområdet. Det er derfor viktig tidligst mulig å bestemme om vannet skal føres i rør eller tunnel, og hvor disse skal ligge i terrenget og knyttes til inntaket.

En rørgate kan legges i selve elveløpet eller langs en av skråningene, og ha innløp direkte fra dam eller terskel, men kan også ha innløp i en sidekanal eller i et sandfang et stykke til siden for elveinntaket. Rørgate og fundamenter må beskyttes mot flomvann og undergraving. Plassering av rørgaten kan ha betydning for klassifisering av rørgaten, og hvilke sikkerhetskrav som vil gjelde (se også avsnitt 1.2.1).

En tunnel må ha innløp i fast fjell, men kan ellers plasseres nokså fritt, enten noe oppstrøms terskel eller dam, bygges sammen med dammen eller kombineres med en åpen kanal.

2.3.8 Atkomst

Det er viktig å planlegge atkomstforholdene både i byggeperioden og for vedlikehold og opprensking når anlegget er ferdig. Transport- og utstyrsbehovet vil variere sterkt, fra traktorbasert transport til behov for veg til tungt anleggsutstyr og lastebiler. Atkomst i byggetiden bør ses i sammenheng med at det under drift vil være behov for atkomst under alle slags forhold. Det må være mulig å komme raskt til inntaksområdet for tilsyn og vedlikehold under drift, og å oppholde seg der under alle vær- og føreforhold. Det kan være spesielt viktig å komme til anlegget under storflom, ekstreme snøforhold og streng kulde med isdannelse.

2.3.9 Konstruksjonene rundt inntaket

Det er behov for å tenke nøye gjennom alle forhold omkring inntaket på et tidlig tidspunkt. Punkter som må vurderes er for eksempel overløpshøyder, plassering av is- og raskluker, bunnventil/-luke i dammen, luke/ventil i oppstrøms ende av rørgaten, lensefester, atkomst og arbeidsplass for renseutstyr osv. Det vil være vanskelig å gi generelle råd om dette da terreng og driftsforhold varierer mye. Som regel vil det være enkelt å ta beslutning om disse spørsmål når en bare er klar over dem.

2.3.10 Inntaket som arbeidsplass

Viktige forhold som må avklares før bygging av inntaket gjelder atkomst og opphold for personell og transport av materialer og utstyr for dam, inntak og rørgate.

Mange små kraftverk bygges nær bebyggelse og med lokal arbeidskraft. I andre tilfeller vil anlegget ligge avsides og benytte arbeidskraft som må innkvarteres i rimelig avstand. Kravene til opphold på byggestedet vil derfor variere, fra et minstekrav om en hvilebrakke med spiserom og vaskemuligheter, til godkjent nattkvarter for arbeidsstokken.

2.4 Viktige strømforhold ved inntak

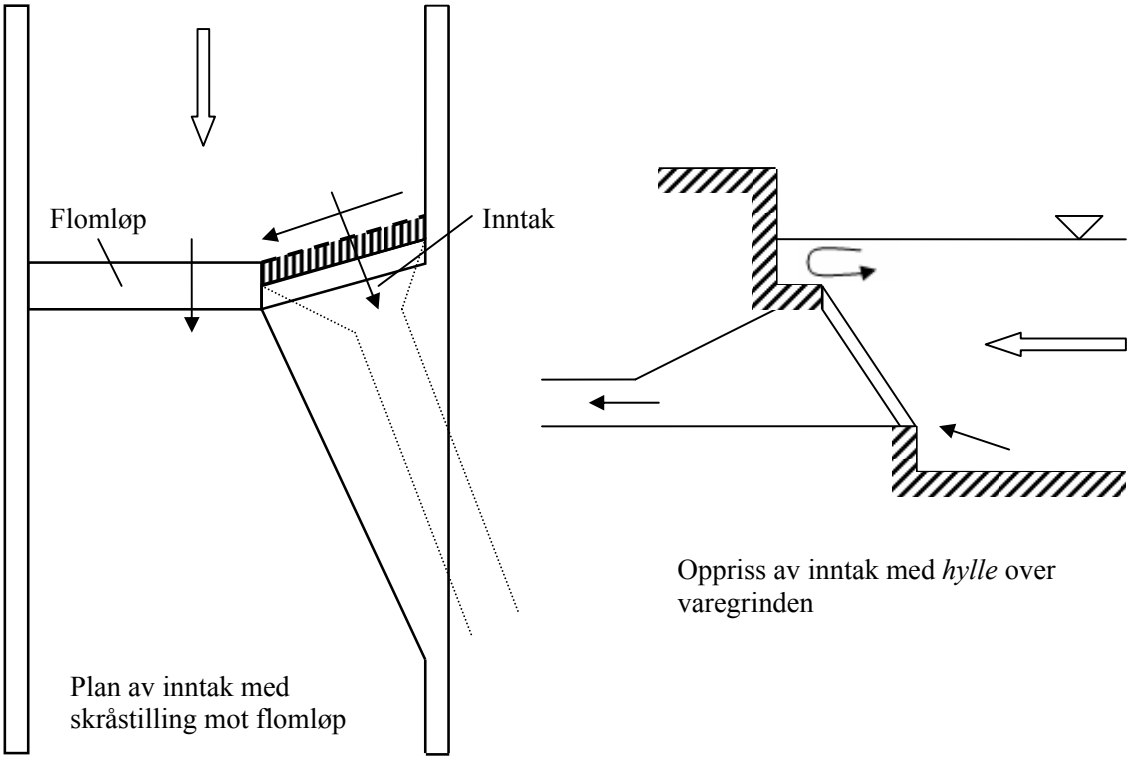
2.4.1 Strømretning og strømfordeling i tilløpet

Inntaket må orienteres i forhold til strømmen i inntaksmagasinet slik at innstrømningen gjennom varegrinda blir jevnest mulig fordelt. Ved ujevn innstrømning fortsetter vannet med virvler og turbulens etter passeringen, noe som ofte påvirker forholdene helt ned til turbinen. Det er særlig viktig å sikre pen innstrømning gjennom inntak som leder direkte inn i rør eller tunnel, og der det er kort vei fra inntak til turbin.

Det kan være gunstig å ha en liten skråstilling av inntaket i forhold til innstrømningen. Det gir en svak strøm langs overkant av inntaksåpningen, slik at rask og is trekkes mot en side og ikke samles opp til en kileformet masse som etter hvert presser nytt rask under. Av samme grunn trekkes fronten noen ganger et stykke inn fra overkanten av grinda, slik at det dannes en smal hylle der drivende rask eller is kan gli sidevegs uten å trekkes ned på selve grinda, se Figur 2-5.

Inntaksmagasinet vil ha forskjellig form og dybdeforhold fra sted til sted. Særlig i bratt terreng er det lite en kan gjøre med de naturlige forhold uten større inngrep som oftest vil være uaktuelle ved små kraftverk. Det som kan vurderes, er å styre retningen på elveløpet der det munner inn i magasinet, og velge plass og orientering for dam, flomløp og inntak.

Det blir ofte stor forskjell på strømbildet ved liten og stor vannføring. Små vannføringer, som ledes direkte inn i inntaket lager sjelden store problem, men straks vannføringen øker ut over det kraftverket kan sluke og må deles på inntak og flomløp, blir det lett forstyrrelser. Særlig gjelder dette under flom, når vannføringen i overløpet kan være flere ganger større enn driftsvannføringen. Før planleggingen er det derfor viktig å observere inntaksstedet under stor vannføring. Dersom kraftverket i store deler av året bare bruker en liten del av vannføringen, er det viktig å ta mest hensyn til dette ved planløsing av inntaket.



Figur 2-5 Prinsippløsninger for å redusere inntrengning av drivgods i inntaket

Ved store anlegg gjøres ofte modellforsøk eller numeriske beregninger for å finne gode strømforhold under flom, men dette er sjelden kostnadssvarende ved små kraftverk. En vil oftest måtte nøye seg med å støtte seg til erfarne fagfolk og erfaringer fra liknende anlegg.

2.4.2 Strømhastighet gjennom varegrind og inntak

Gjennom inntak og varegrind vil vannhastigheten vanligvis først øke og deretter minke igjen, og det gir et lokalt falltap. Det kan bli særlig stort når grinda delvis er tilstoppet av is eller rask. Størrelsen på inntaksåpningen er derfor en viktig faktor i planleggingen.
Varegrinder er diskutert i avsnitt 2.7 og beregning av falltap i avsnitt 4.4.

2.4.3 Dykking av innløpet

Øvre kant av inntaksåpningen bør ligge så langt under laveste driftsvannstand at is og drivende rask stopper mot kanten uten å trekkes under. Grindstaver av metall bør i alle tilfeller være dykket for å unngå avkjøling og isdannelse på stavene i den kalde årstiden. Dykking er også avgjørende for om inntaket trekker inn luft. Avsnitt 3.5.2 har mer om dykking av innløpet.

2.4.4 Turbulens og virvler

Det er uheldig om vannstrømmen har virvler eller er svært urolig når den passerer inn i rør eller tunnel, da dette kan forplante seg nedover til turbinen og gi vibrasjoner og ujevn produksjon. Verst er det om større virvler trekker med luft.

2.4.5 Lokale falltap

Alle endringer av strømretning og strømtverrsnitt gir lokale falltap. Dette er umulig å unngå helt i forbindelse med inntak, varegrinder og luker, men en bør unngå skarpe kanter og brå kurver så

langt det er praktisk mulig. Det som tapes er deler av hastighetshøyden ($\frac{v^2}{2g}$), så tapene blir større jo større vannhastigheten er.

2.4.6 Flom

Dimensjonerende flom definerer kravene til flomløp og stabile konstruksjoner, for eksempel må dammen bygges slik at den tåler vanntrykket ved dimensjonerende flom uten å velte. For klassifiserte dammer (kapittel 1) bestemmer NVE gjentaksintervallet for dimensjonerende flom, for eksempel skal dammer i klasse en dimensjoneres for 500-års flom. For dammer i klasse 0 (uklassifiserte dammer) er det ikke bestemte krav til dimensjonerende flom, men Lov om vassdrag og grunnvann stiller mer generelle krav, for eksempel: ”Vassdragstiltak skal fylle alle krav som med rimelighet kan stilles til sikring mot fare for mennesker, miljø eller eiendom” (§ 5) og “Vassdragstiltak som kan volde skade, skal den ansvarlige til enhver tid holde i forsvarlig stand” (§ 37). De som beregner flommer for dammer i klasse en, to eller tre skal være godkjent av NVE. For uklassifiserte dammer bør den som gjør beregningene ha kjennskap til hydrologi, men *Små dammer* (NVE 1982) beskriver en enkel metode for flomberegning som også kan brukes.

En viktig størrelse ved vurderingen er hvor høyt flomvannet vil stige, fordi det har betydning for:
- Hvor stort vanntrykk varegrinder, luker osv. må dimensjoneres for.
- Høyder på ledemurer og terreng ved siden av inntak og flomløp.
- Om det går an å komme til inntaket med redskap for tilsyn og manøvrering.

PMF (påregnelig maksimal flom) er en teoretisk flom basert på sammenfall av de verst tenkelige nedbør- og smelteforhold. Anlegget bør tåle denne uten at viktige deler (som dam og inntak) totalskades, men det er ikke vanlig å sikre mot alle mulige skader fra PMF.

Flomstørrelser, og hvor sjelden de opptrer, må beregnes av fagfolk med kunnskap om nedbør og snøforhold. For dammer i klasse en eller høyere skal de som gjør flomberegningen være godkjent av NVE.

2.5 Løsninger for inntak uten dam

2.5.1 Unngå tørrlagte inntak

Damsteder uten dam eller terskel kan oppleve tørrlagte inntak når det er lav vannføring eller som følge av erosjon. Også inntak med dam kan tørrlegges dersom det tappes mer i inntaket enn den naturlige vannføringen i elva.

Uten en permanent dam eller terskel ved inntaket kan erosjon gradvis senke nivået på elvebunnen. Dette kan medføre at inntaket etter en tid blir liggende høyere enn elvebunnen slik at vannet bare kan passere inntaket ved høg vannstand, eller ikke i det hele tatt. For å unngå dette må inntaket legges på et sted der elvebunnen virker relativt permanent, f.eks:
- Der elva har relativt konstant vannføring gjennom året.
- Der elvebunnen har fast fjell.
- Der elva har liten helning.

Hvis erosjon er sannsynlig bør en bygge en permanent terskel eller dam som kan holde vannstanden oppe foran inntaket.

Hvis vannstanden varierer mye ved et inntak som er basert på å tappe fra naturlig vannstand, vil en ved uheldig planlegging kunne få tørrlagt inntaket over lange perioder når det er liten

vannføring. Å senke inntaket til under laveste naturlige vannstand vil ofte skape store sandproblem når det er høg vannføring, med avleiring foran inntaket og sandtransport inn i inntaket. Også i slike tilfeller er en terskel nødvendig for å sikre kontinuerlig tapping.

Figur 2-6 Nære kraftverk har inntak i en høl i elva der en naturlig terskel kontrollerer vannstanden.

2.5.2 Sidekanal til inntak utenfor elveleiet

I mindre anlegg kan en der terrenget passer, lede vannet ut av elveleiet i en kanal uten å bygge dam eller terskel over hele elva (Figur 2-7). En må da skjære seg gjennom og ned i en av elvebreddene eller bygge en murt eller støpt jeté som stikker ut i elveløpet for å avskjære strømmen.

Et eksempel fra et bratt terreng er vist i beskrivelsen av Vasstaket kraftverk (vedlegg 2) der kanalen dannes av en støpt vegg på yttersiden, mens en bratt fjellvegg danner innsiden av kanalen.

En slik løsning kan kombineres med et særskilt sedimenteringsbasseng for å avskjære sedimenter som ellers ville gå gjennom turbinen. Dette er nødvendig der det er betydelig sedimentføring i elva, og det ikke er plass til stort nok inntaksmagasin i selve elva til at sedimentene kan avleires foran inntaket.

Ved å legge sedimenteringsbassenget etter inntaket kan det dimensjoneres bare for de sedimenter som følger den vannmengden som turbinen kan benytte, mens overskytende sedimentholdig vann fortsetter i det vanlige elveløpet. Sedimenteringsbasseng er beskrevet nærmere i avsnitt 3.2.

Figur 2-7 Sidekanal av tre med direkte inntak på terskel i elven ved Atnbrufossen

2.5.3 Lang sidekanal, kombinert med inntak til bratt rørgate

Er elvedalen smal og bratt kan en noen ganger spare rørlengde ved å føre vannet i en kanal eller overdekket kulvert med liten helning og fritt vannspeil langs dalsiden frem til et inntaksbasseng nærmere kraftverket. Inntakskanalen i Vasstaket (vedlegg 2) kraftverk er et eksempel på en slik løsning med en ganske kort kanal.

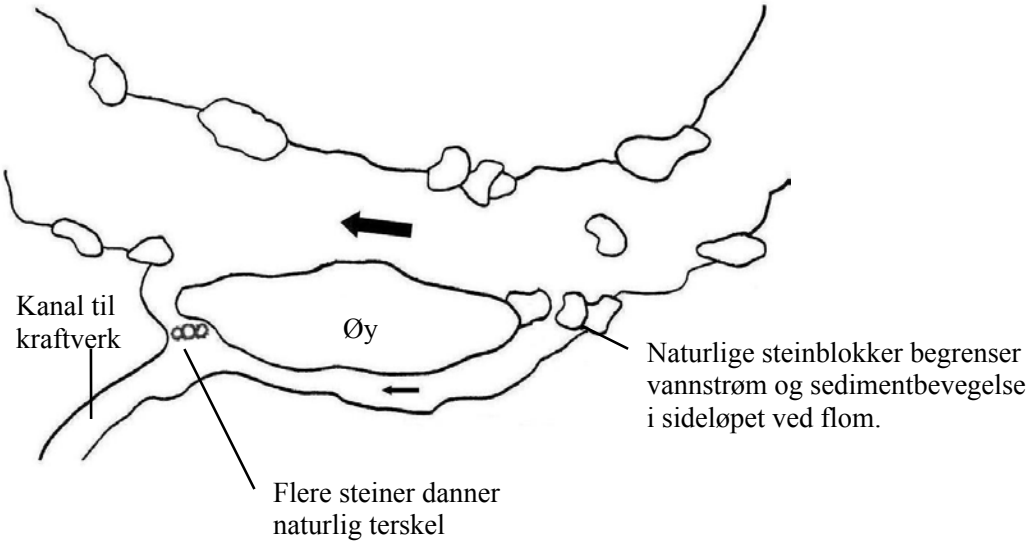
Bruk av åpen kanal forutsetter at det er rimelig og sikkert å anlegge og vedlikeholde den. Snøras og jordras inn i en åpen kanal vil føre til driftstans, og ofte skade på kanalen og oversvømmelse i skråningen nedenfor. I norsk terreng bør man vurdere å bygge kanalen med overdekning.

2.5.4 Inntak direkte til underliggende sjakt/tunnel

Bekkeinntak i større kraftanlegg utføres i noen tilfeller som et fallinntak i bunnen av bekkeløpet, med sjakt som går direkte over i en trykktunnel. Denne metoden kan bare benyttes der det er ubetydelig sedimentføring, for eksempel på snaufjellet, eller der tunnelen leder til et større inntaksmagasin som kan ta mot sedimenter som passerer fallinntaket. Det henvises til avsnitt 2.8.1 for detaljer.

2.5.5 Utnyttelse av naturlige terrengdetaljer

Et inntak er ofte utsatt for skade fra store steinblokker eller drivende tømmer og annet grovt gods som flyttes av en storflom. En måte å unngå dette er å plassere inntaket i ly av fjellutspring eller permanente steinblokker (Figur 2-8).



Figur 2-8 Et eksempel på riktig lokalisering av inntaket til et mikrokraftverk

Inntak kan for eksempel plasseres under eller bak store steiner ved elvebredden. Dersom det er en terskel innenfor inntaket vil steinblokkene begrense den vannmengden som passerer inntaket ved høye vannføringer i elva, samtidig som de skjermer konstruksjonen for støt fra grove gjenstander. Figur 3-31 viser en naturlig steinterskel som leder vannet til et sideinntak.

2.6 Inntak med dam

2.6.1 Valg av damhøyde og damtype

Inntak i forbindelse med en eller annen type dam vil være det vanligste, selv ved små kraftverk. En må tidlig i planprosessen ta stilling til om en dam er aktuell, og hvilket materiale den skal bygges av.

Valg av plassering og damhøyde er avgjørende for om en får et inntaksbasseng med nok volum til å skille ut sedimenter, drivgods og is, særlig i bratt terreng. Damhøyden må vurderes nøye, da kostnadene med dammen øker raskt med økende høyde. Det er også økende krav til sikkerhet og konsesjonsbehandling jo høyere dammen er. Ved høgtrykksanlegg betyr damhøyden relativt lite for fallhøyden og produksjonen når inntaksstedet først er valgt, så andre forhold blir avgjørende for damhøyden.

Neste valg gjelder materialet i dammen. En må velge mellom fyllingsdammer av stein eller jord og dammer av betong, tre eller lignende. Valget vil være avhengig av både lokal topografi, materialforekomster og fremtidige driftsforhold.

Boken *Små dammer. Veileder for planlegging, bygging og vedlikehold* (NVE 1982), som er tilgjengelig fra NVEs nettsider, forklarer utførlig om valg av damtype mm.

2.6.2 Dam med eller uten flomluker

For dammer i klasse 1, 2 eller 3, gjelder bestemmelser om flomløp som er gitt i forskrift om sikkerhet og tilsyn med dammer. Det betyr bl.a. at flomluker bare tillates dersom det tåles at lukene svikter under flom. Derfor godkjennes ikke flomluker ved fyllingsdammer dersom

lukesvikt fører til at fyllingsdammen overtoppes. Flomluker må ellers være normalt driftssikre. Nålestengsel og bjelkestengsel godkjennes vanligvis ikke som flomluker fordi de kan være vanskelige å bruke i en flomsituasjon. Det sikreste og enkleste er å velge en fast overløpsterskel uten luker. Toppen av terskelen legges på nivå med ordinær driftsvannstand (den vannstand som er ønskelig ved normal drift av inntaket).

2.6.3 Plassering av inntaket i forhold til dammen

Inntaket kan enten bygges som en integrert del av dammen, eller legges helt utenom dammen. Inntak som ligger atskilt fra dammen er behandlet nærmere i avsnitt 2.6.4, og inntak som er en del av dammen er behandlet i avsnitt 2.6.6.

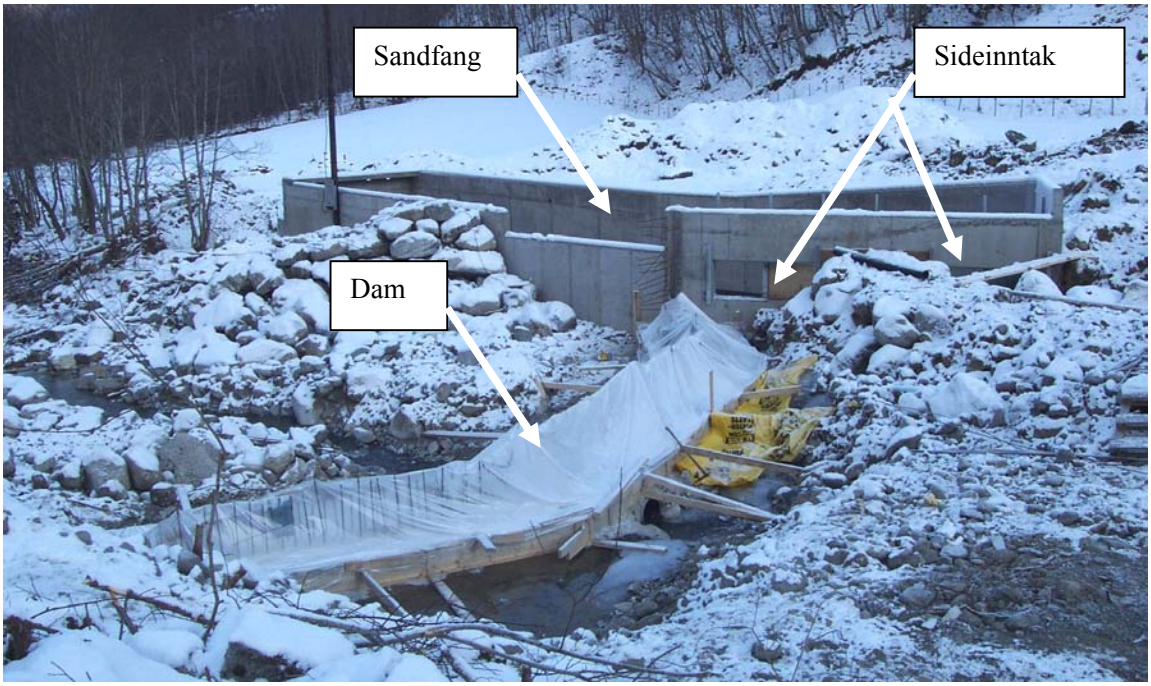
2.6.4 Sideinntak

Sideinntak er en vanlig løsning når det bygges dam eller terskel som hever vannstanden til et definert nivå. Inntaket bygges da som en eller flere rektangulære åpninger i tilnærmet rett vinkel til damaksen, enten ved det ene damfestet eller et stykke oppstrøms dammen.

Åpningene vil vanligvis legges mellom bunnen og vannflaten, med god klaring til begge. Overkant bør være nok dykket til at luft ikke suges inn og vanlig drivgods ikke trekkes ned mot varegrinda, men blir ledet langs frontveggen mot dammen slik at det kan fjernes eller passere flomløpet (avsnitt 2.4).

Bunnsvilla bør tilsvarende ha nok høyde til at bunnlast ikke vil passere, men bevege seg langs svilla mot dammen eller en spyleluke. I noen tilfeller legges det en samlekanal for grove sedimenter parallelt med bunnsvilla, eller en serie åpninger som leder ned til en kulvert under svilla med spyleluke til nedsiden av dammen. Alle sedimenter som passerer inntaket må avleires i et sedimenteringsbasseng etter inntaket. Avleiret materiale fjernes enten maskinelt eller ved spyling. Figur 2-9 viser bygging av inntaket til Jokla kraftverk som har sideinntak rett inn på sandfanget.

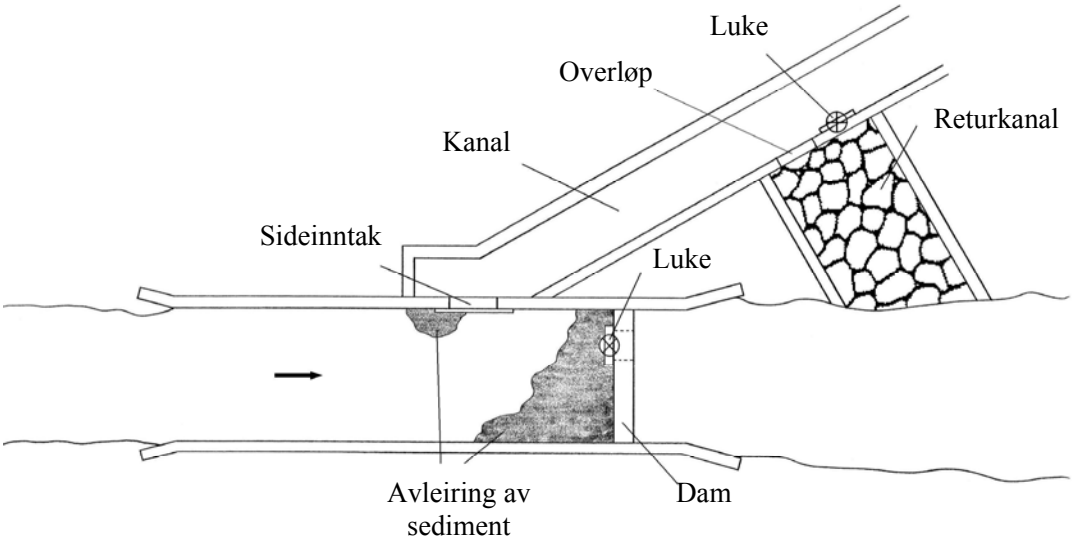
Falltap i sideinntak er beskrevet i avsnitt 4.3.



Figur 2-9 Dam og sideinntak ved Jokla kraftverk

2.6.5 Plassering av sideinntak i forhold til flomløp.

Er det planlagt dam med flomoverløp og sideinntak, bør inntaket plasseres noe oppstrøms dammen for å sikre at sedimenter og flytende gjenstander kan samles opp mellom inntaket og sperren, se Figur 2-10. Oppsamlet materiale kan senere fjernes manuelt eller maskinelt når det er lav vannføring i elva. Det kan også legges til rette med en bunnluke for å spyle ut avleiringer ved en passende vannføring, og en klappluke for å fløte oppsamlet drivgods over dammen.



Figur 2-10 Plassering av inntak og flomløp

En god orientering av inntaket vil være med varegrinda i rett vinkel til et overløp over terskel eller dam, slik at drivende rask kan passere forbi grinda og direkte over overløpet. Inntaket bør ikke legges i et stille område der bakevjer kan oppstå, fordi disse kan samle flytende rask foran inntaket.

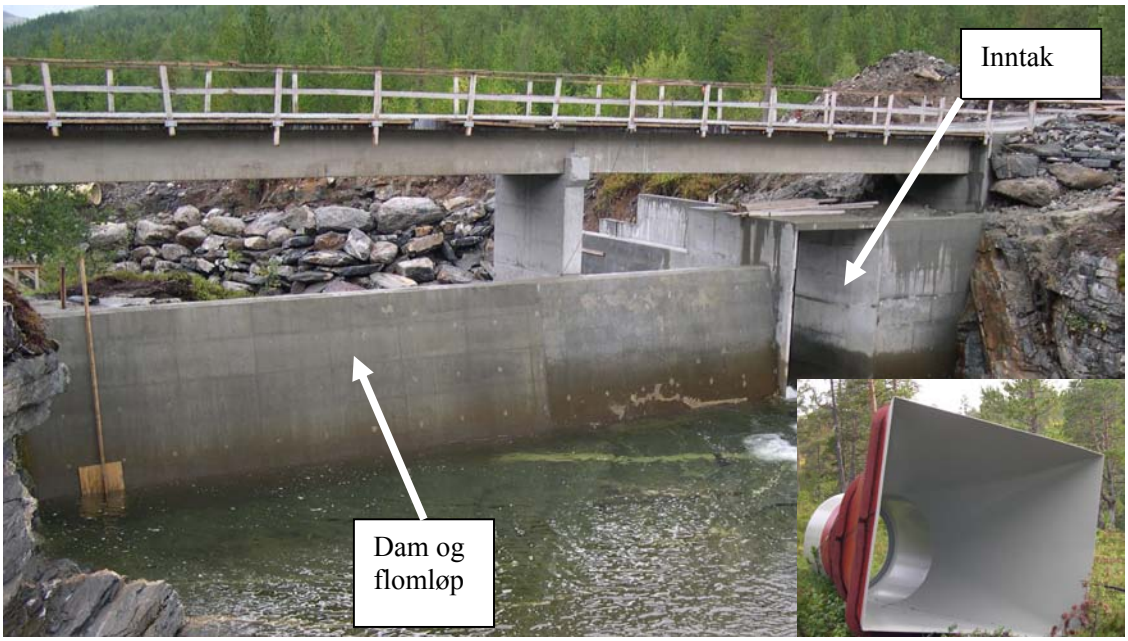
Hvis inntaket av en eller annen grunn må legges i forlengelse av eller parallelt med flom-overløpet, bør det legges så nær som mulig inntil dette, slik at oppsamlet rask kan bli fløtet manuelt bort til overløpet. For å hjelpe til med dette kan inntaksaksen med fordel legges litt skrått i forhold til strømmen, se Figur 2-5.

2.6.6 Frontale inntak i dam og pilarinntak

Frontale inntak har åpningen direkte mot strømmen i elva, og er gjerne bygget inn i selve dammen (Figur 2-11). De kan legges under eller til siden for flomoverløpet, eller i lukepilarer på siden hvis dammen har flomluker.

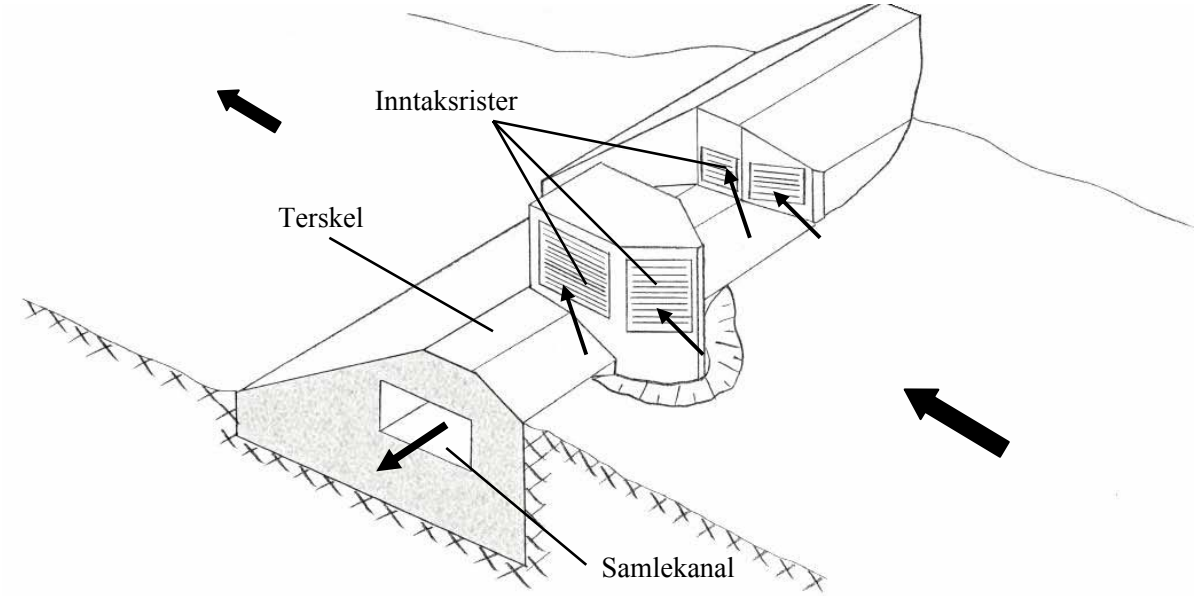
Vannet kan enten samles i en kulvert inne i dammen og føres ut til siden, eller det kan gå direkte inn i en rørgate til turbinen. Med samlekanal kan vann og sedimenter om nødvendig passere et sedimenteringsbasseng på elvebredden, før det tas inn i selve trykksjakten. Inntak direkte til rørgate kan bare anbefales dersom det er stort nok inntaksbasseng til at alle sedimenter vil bli avleiret før inntaket selv under flom.

Inntaket må ha varegrind og kunne stenges for vedlikehold. Det utføres gjerne med en innløpskonus for å få lite innstrømningstap.



Figur 2-11 Gravitasjonsdam med frontalinntak (inntakskonus innfelt)

En spesiell type frontalinntak er pilarinntaket (Figur 2-12). Det består av en lav betongterskel over elva, med en eller flere oppstikkende pilarer. Vannet går gjennom en inntaksgrind på pilaren og ned i en samlekanal i terskelen. Pilarinntaket er en spesialløsning for elver med stor sedimenttransport, og anbefales for elver med helling mindre enn 1/100, og avleder vanligvis en relativt liten del av den totale vannføringen (Raudkivi 1993).



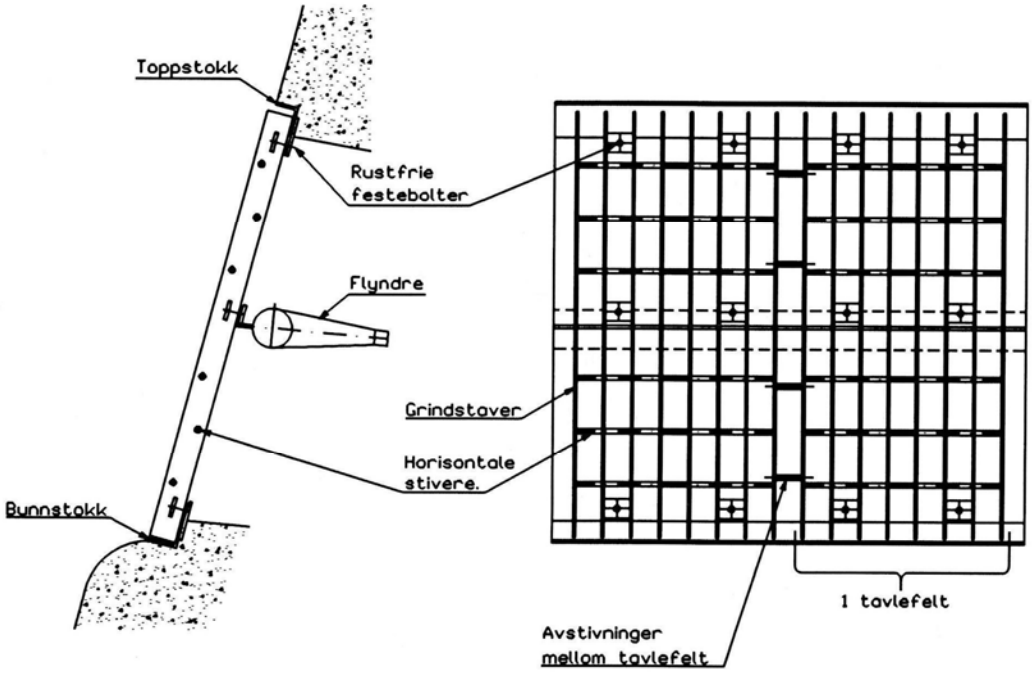
Figur 2-12 Pilarinntak

Felles for alle frontalinntak er at grindene kan være vanskelige å komme til under flom. Løsninger med samlekanal inne i dammen er også vanskelig tilgjengelige og kan bli tettet av sedimenter.

2.7 Detaljutforming av inntak med varegrind

2.7.1 Grind, rist eller sil?

En grind, som vist på Figur 2-13 og Figur 2-14, har parallelle staver som vanligvis er vertikale. I en rist danner trådene et rutenett. En sil er et finmasket nett.



Figur 2-13 Typisk varegrind (fra (Moe 1995), gjengitt med tillatelse fra EBL Kompetanse)

Varegrind er det vanlige uttrykket i forbindelse med inntak til kraftverk. I store kraftverk kan det være en grovvaregrind ved inntaket og en finvaregrind på toppen av trykksjakta. Rist og sil brukes bare ved små inntak, f.eks. til vannverk, men er normalt dårlig egnet for kraftverk. De gir større falltap, tettes fortere og er vanskeligere å renske enn grinder.

2.7.2 Generelt om varegrinder

Det er vanlig å plassere en grind foran inntaket. Grinden skal beskytte det maskintekniske utstyret i vannveien, og stoppe gjenstander som kan skade turbinen. Det kan for eksempel være flytende drivgods, stein eller drivende is. Grinden består vanligvis av parallelle flatjern som står vertikalt med 10 – 50 mm lysåpning, men staver av tre eller plast blir også brukt.

Når man planlegger inntaket bør man vurdere følgende:

- Det vanligste er flate og skarpkantede staver av stål eller tre, med den smale kanten mot strømmen. Stavene må ikke bare tåle strømtrykket ved vanlig bruk, men også tåle at grinda tettes og får fullt vanntrykk når vannet forsvinner på innsiden. Samtidig er det en fordel at stavene innsnevrer strømmen så lite som mulig. Svært tynne staver kan få vibrasjoner og må derfor beregnes for dette.
- Trestaver er gjerne billigere enn stålstaver, men staver av stål kan gjøres smalere, noe som gir mindre innsnevring av inntaksåpningen.
- Skarpe hjørner i forkant av stavene har en fordel fremfor staver med avrundet forkant, fordi fremmedlegemer ikke så lett kiler seg mellom stavene.
- Staver med spesialprofil er forsøkt noen steder, men er sjelden brukt til små kraftverk, da de er kostbare. Strømlinjet profil gir litt mindre falltap og er noe mindre utsatt for kiling enn flate stavprofil, da mellomrommene øker bakover. Det siste gjelder også for trekantede staver, med bredsiden frem.
- Grinden må være enkel å komme til, også under flom og andre ugunstige forhold.
- Grindens stilling kan være vertikal eller litt på skrå. En helning i strømmens retning, fra bunn mot topp, gjør rensking og vedlikehold lettere.
- Unngå tverrstivere eller liknende nær framkant av grinden, det gjør raking vanskelig.
- Det kan være tungt og farlig arbeid å fjerne drivgods fra inntaket, så sørg for å ha en trygg og sikker plass å stå under arbeidet. Sørg for at det er enkelt å løfte drivgodset ut av vannet, og ha nok plass til midlertidig lagring av drivgodset som taes opp.
- Tenk på at det kan komme drivgods som er tungt og uhandterlig, f.eks. trær og rundballer. Plasser inntaket slik at drivgods som samler seg, enkelt kan fløtes ut til et sted der det blir ført videre av strømmen.
- Er grinden dyp blir den vanskelig å renske manuelt, vurder om den bør gjøres grunnere og bredere.
- Vurder å bruke to grinder, en grov grind til å avvise det største drivgodset, og en finvaregrind.

Selve dimensjoneringen av fingrinden omfatter flere trinn:

1. Valg av grindtype.
2. Valg av brutto grindareal.
3. Valg av lysåpning mellom stavene.
4. Styrkeberegning og valg av stavdimensjon.
5. Dimensjonering mot vibrasjon.

2.7.3 Brutto grindareal

Brutto grindareal er grindens totale areal, og inkluderer både stavene og lysåpningen mellom dem. Flere momenter spiller inn ved valg av grindareal, en liten grind betyr lavere

byggekostnader, men større vannhastighet og større falltap. En liten grind krever hyppigere rensking enn en stor, og kan være vanskelig å renske fordi drivgodset sitter hardere på grinden.

For kraftanlegg med manuell rensking er det vanlig å si at brutto hastighet, det vil si vannføring delt på brutto grindareal, ikke bør overskride ca 0,6 m/s, men det vi har kartlagt av driftserfaringer tilsier at dette ofte gir for små grinder.

Netto hastighet gjennom grinden blir vesentlig høyere enn brutto hastighet og gir en lokal senkning av vannstanden lik hastighetshøyden, $v^2/2g$, og et falltap som gir lavere vannstand på nedsiden av grinda. Selv om dette er små høydeforskjeller, gir det mulighet for å suge gjennom myke gjenstander som er små nok til å passere turbinen, men samtidig vil større gjenstander, is, plast osv, presses mot grinda og vanskeliggjøre rensking.

2.7.4 Falltapets betydning

For et høytrykksanlegg betyr falltapet mye mindre enn for et lavtrykksanlegg (se eksemplet under). Man må derfor være mer omhyggelig ved utforming av inntak til lavtrykksanlegg, og bruke større varegrind.

Eksempel: falltapets betydning for høy- og lavtrykksanlegg

Høytrykk	Lavtrykk
Fallhøyde = 200 m	Fallhøyde = 20 m
Vannføring = 0,5 m^3/s	Vannføring = 5 m^3/s
Effekt ~ 1 MW	Effekt ~ 1 MW
Falltap = 1 m	Falltap = 1 m
Redusert effekt pga falltap ~ 0,5 %	Redusert effekt pga falltap ~ 5 %

2.7.5 Beregning av falltap gjennom varegrinden

Kapittel 4 beskriver beregning av falltap gjennom grinder, rister og perforerte rør.

2.7.6 Åpning mellom grindstavene

Lysåpningen må ikke være større enn minste frie åpning i turbinen, dvs. at alt som kan passere grinden skal kunne passere turbinen. Derfor avhenger åpningen av turbinens type og størrelse, og den må bestemmes i samråd med turbinleverandøren, men under er det noen tommelfingerregler:

- Francisturbin: Minste åpning i turbinen er normalt ved avløpet fra løpehjulet, og varierer med turbinstørrelse og fallhøyde.
- Kaplanturbin: Lysåpningen mellom grindstavene bør ikke være større enn 1/30 av diameteren til løpehjulet.
- Peltonturbin: Lysåpningen mellom grindstavene bør ikke være større enn 1/4 til 1/5 av dysens diameter.

Lysåpningen må gjøres så liten at den beskytter turbinen, men samtidig bør den være så stor at det som kan passere turbinen uten å gjøre skade, også passerer grinden. For liten avstand mellom grindstavene gjør at grinden blir fortere tett, og det gir større falltap og mer vedlikehold.

2.7.7 Formen på grindstavene

Det er vanlig å bruke standart flatstål med høyde-breddeforhold lik 10:1. Runde staver gir lavere falltap, men drivgods har lettere for å kile seg fast mellom stavene, og de er mer utsatt for vibrasjoner. Strømlinjeformede staver har blitt brukt, men de er ikke vanlige. De lages vanligvis i materialer som plast eller glassfiber. For å unngå at drivgods kiler seg fast mellom stavene bør det trangeste tverrsnittet ligge ved innløpskanten. Nedstrøms kant, avløsningskanten, bør være rett avkuttet eller formet som en knivsegg for å unngå at avløsningsvirvler fører til vibrasjoner.

2.7.8 Valg av grindmateriale

Vanligvis lages grindene av stål som varmforsinkes og males. Det lages og varegrinder av rustfritt stål, kunststoff eller tre. Grinder av stål har stor styrke, og det gir mindre utbøyning og større avstand mellom støttepunktene. Grinder av kunststoff (eks. Figur 2-15) koster mindre enn stål, ruster ikke og iser vesentlig mindre, men har mindre styrke, buler mer og krever mindre avstand mellom støttene. Grinder av tre er rimelige og enkle å bygge, og isen fester seg ikke på stavene, men de har mindre styrke enn stål.

2.7.9 Styrkeberegning av varegrinden

Utgangspunktet for styrkeberegningen vil være trykkforskjellen grinden kan bli utsatt for. Størst belastning får vi dersom grinden har fullt vanntrykk bare på den ene siden, noe som kan skje om grinden blir helt tett, eller om man planker igjen grinden i forbindelse med vedlikeholdsarbeid. Styrkeberegning av grinden blir ikke behandlet her.

2.7.10 Dimensjonering mot vibrasjoner

Virvler som dannes bak stavene i varegrinden kan føre til vibrasjoner og i verste fall utmattingsbrudd i stavene. Beregning av stavens egenfrekvens og vurdering av faren for resonans er beskrevet i avsnitt 4.11.

2.7.11 Eksempel på beregning av optimal størrelse på varegrind

Et småkraftverk som er under planlegging vil bruke 2 m^3/s konstant. For å spare penger planlegger eieren å sette inn en liten grind på bare 2 m^2, men hun vil undersøke hvordan andre grindstørrelser vil påvirke økonomien. Hun vet at to måneder hvert år tettes grinden så fort at den må renskes daglig, men ellers i året er det ingen problem med tilstopping. Hver rensk tar en time, som hun verdsetter til 150 kroner. En større grind koster mer, men hun vil spare penger fordi hun bruker mindre tid på rensk. Hva blir optimal grindstørrelse?

I tillegg til opplysningene over har vi forutsatt følgende:

- Drivgodsmengden i elva er konstant i 60 dager pr år, og så stor at falltapet for en 2 m^2 grind blir 1 m i løpet av ett døgn. Fra det har vi beregnet at 0,057 m^2 av grinden blir tettet hver time. Resten av året er det ikke drivgods.
- Alle grinder, uavhengig av størrelse, tettes med samme fart, 0,057 m^2/time, og renskes når falltapet blir en meter.
- Kraftprisen er 0,20 kr/kWh, og for nåverdiberegningene har vi brukt 10 år og 5 % rente.

Tabellene under viser hvordan totalkostnadene varierer med grindstørrelse for grind av rustfritt stål og av plast. Optimal størrelse for stålgrinden er ca 4 m^2 som gir en totalkostnad på kr 96 200,- For plastgrinden, som er billigere i innkjøp, er det optimalt med en 6 m^2 stor grind, som gir en totalkostnad på kr 42 100,-.

Tilfelle 1: Varegrind av rustfritt stål

	Varegrindens areal (m^2)					
	1	**2**	**4**	**5**	**6**	**8**
Varegrind i rustfritt stål (1000 kr)	37,5	46,0	62,0	70,0	77,5	94,0
Renskeintervall (1/dag)	2,9	1	0,4	0,3	0,26	0,19
Antall rensk pr. år	174,5	60	24,9	19,2	15,6	11,3
Årlig renskekostnader (1000 kr)	26,18	9,00	3,73	2,88	2,34	17,0
Nåverdi av renskekostnader (1000 kr)	202,1	69,5	28,8	22,2	18,1	13,1
Nåverdi av falltapet (1000 kr)	18,7	9,0	5,4	4,9	4,0	3,2
Totale kostnader (1000 kr)	258,3	124,5	**96,2**	97,1	99,6	110,3

Tilfelle 2: Varegrind av plast

	Varegrindens areal (m^2)					
	1	**2**	**4**	**5**	**6**	**8**
Varegrind i plast (1000 kr)	2,5	6	13	17	20	27,5
Renskeintervall (1/dag)	2,9	1	0,4	0,3	0,26	0,19
Antall rensk pr. år	174,5	60	24,9	19,2	15,6	11,31
Årlig renskekostnader (1000 kr)	26,18	9,00	3,73	2,88	2,34	1,70
Nåverdi av renskekostnader (1000 kr)	202,1	69,5	28,8	22,2	18,1	13,10
Nåverdi av falltapet (1000 kr)		9,0	5,4	4,9	4,0	3,20
Totale kostnader (1000 kr)	223,3	84,5	47,2	44,1	**42,1**	43,8

Eksemplet viser hvordan man kan forsøke å optimalisere grindstørrelsen, og at det er viktig å vurdere det man sparer på å kjøpe en liten grind mot det man taper i kostnader til rensk og i form av falltap.

Figur 2-14 Finvaregrind ved inntaket til Ulvilla kraftverk, NTE

Figur 2-15 Finvaregrind til kraftverk i Utvik

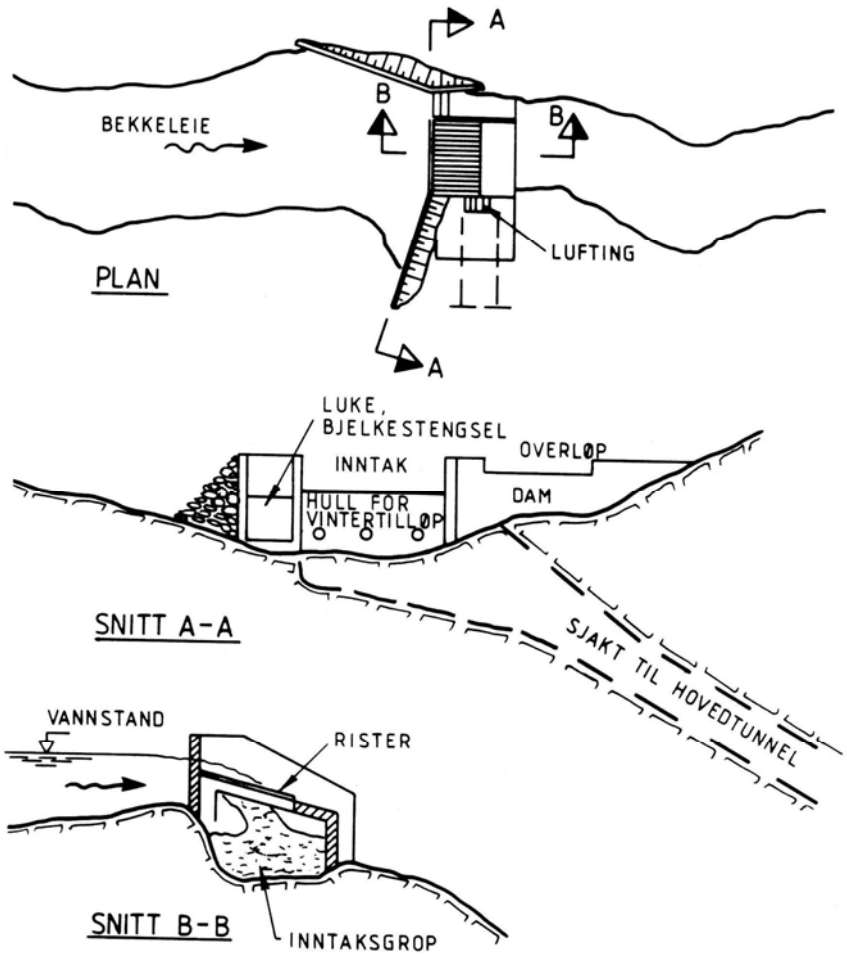
2.8 Spesielle inntak

2.8.1 Tyrolerinntak

Tyrolerinntaket er utviklet i Østerrike for bratte bekker med stor transport av løsmasser, is og drivgods, og i Norge er det mye brukt som bekkeinntak (sekundærinntak) for kraftverk (Figur 2-17). Inntaket består av en terskel fulgt av en grind som ligger over en samlekanal. Stavene i grinden er parallelle med strømretningen. Vannet renner over grinden og ned i samlekanalen, mens drivgods og grove sedimenter ruller eller spyles over grinden og ut i elva nedstrøms.

Før vannet går inn i rørgaten må luft, sedimenter og drivgods fjernes.

Figur 2-16 Tyrolerinntak under flom



Figur 2-17 Prinsippskisse av Tyrolerinntak som bekkeinntak (fra (Stokkebø 1986), gjengitt med tillatelse fra EBL Kompetanse)

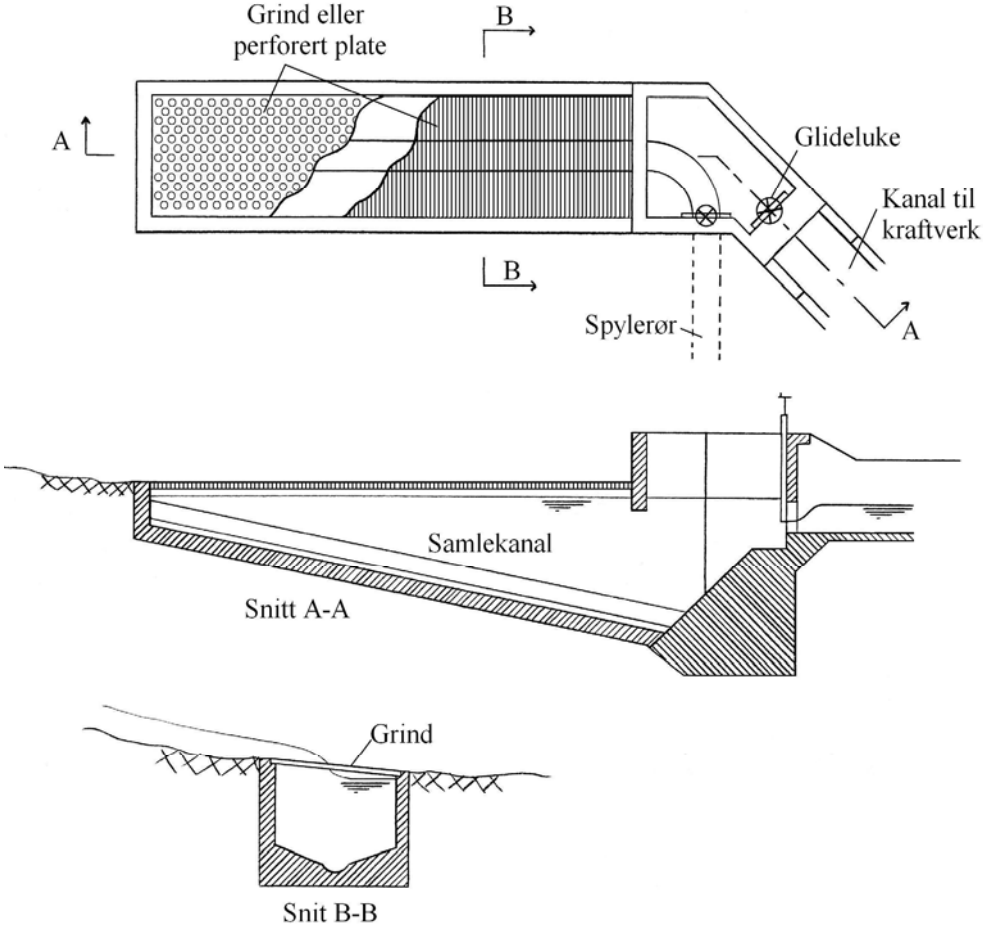
Fordi vannet faller fritt fra grind til samlerenne gir Tyrolerinntaket et ekstra falltap på 0,5 – 2 m. Inntaket kan og lages som en grøft over elva, uten en terskel oppstrøms (Figur 2-18).

For at isflak skal skli av grinden anbefaler *Bekkeinntaksrapporten* (Stokkebø 1986) en grindhelling på 15 – 20°, og for at grinden skal holdes fri for stein anbefaler Raudkivi (1993) en helling på minst 12°. Med en bratt grind er det lettere å unngå tilstopping, men kapasiteten blir dårligere. Kapasiteten til en grind som heller 20° er om lag halvparten av en som heller 10°, dvs. at en trenger dobbelt så stor grind.

For å hindre at stein kiler seg fast bør stavene være rektangulære, eller helst trapesformede med smaleste åpning opp (Figur 2-19). I New Zealand brukes kvadratiske staver satt med det ene hjørnet opp for å hindre tap av vann (Figur 2-19). For å unngå tilstopping bør lysåpningen mellom stavene ikke være mindre enn 5 mm (Raudkivi 1993). Stavene må være robuste og dimensjoneres for å tåle vibrasjoner og belastingen fra det man forventer kan passere over grinden. Fordi stein og drivgods har tendens til å bygge seg opp fra nedre kant har man i New Zealand og Frankrike brukt utkragede grindstaver (Figur 2-20). I Sovjetunionen var det vanlig å

bruke en grovgrind over en finere, der den øvre var hengslet for å gi adgang til fingrinden. I Kina er det vanlig å bruke en plate med hull istedenfor grind (Figur 2-18). Erfaringen derfra (Jiandong 1997) er at platen er mindre utsatt for tilstopping, og bedre til å avvise sedimenter enn en vanlig grind.

Vinteroppførselen til Tyrolerinntak beskrives veldig ulikt. Noen hevder at de er svært godt egnet for vinterforhold (Lia 2003), men vi vet også om situasjoner der de fungerer dårlig. Is kan fryse fast på grindene og blokkere inntaket på vinteren, og man har forsøkt ulike belegg for å hindre ising, uten at vi kjenner til at noen har vært spesielt vellykket. Knust is fra isganger, sarr og sørpe går rett gjennom grinden og har ført til fullstendig tilstopping av tunnelen. Terrenget nedstrøms inntaket må ligge så lavt at isflak og stein ikke vil bygge seg opp og blokkere inntaket. For Tyrolerinntak er det vanlig med et *vintervannhull* i terskelen for å ta inn vannet under isdekket.



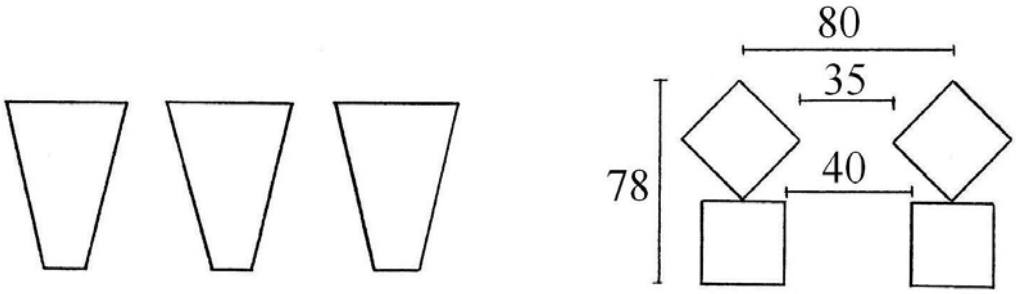
Figur 2-18 Tyrolerinntak senket ned i elvebunnen

Noen fordeler med Tyrolerinntaket er:
- Grinden er synlig, lett å holde ren og lett å inspisere.
- Grinden blir sjelden tilstoppet.

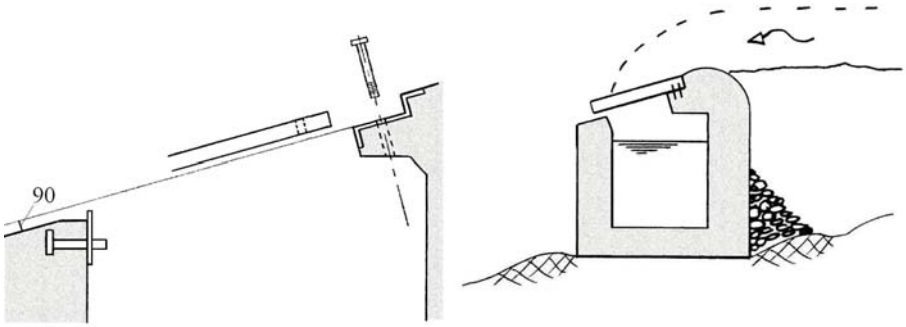
Noen ulemper med Tyrolerinntak er:
- Ekstra falltap i forhold til vanlige inntak.

- All bunnlast og alt drivgods må passere over inntaksgrinden, selv når kraftverket bare bruker en liten del av vannet. Mye sedimenter havner i samlerennen og må fjernes før vannet går til kraftverket.
- Samlekanalen under grinden fylles ofte med grus, og kan være vanskelig å komme til.
- Mye luft blandes inn i vannet.
- Under flom er inntaksgrinden utilgjengelig for rensk.

Hydraulisk dimensjonering av Tyrolerinntak er beskrevet i avsnitt 4.9.



Figur 2-19 Spesielle stavformer for Tyrolerinntak



Figur 2-20 Tyrolerinntak med utkraget grind

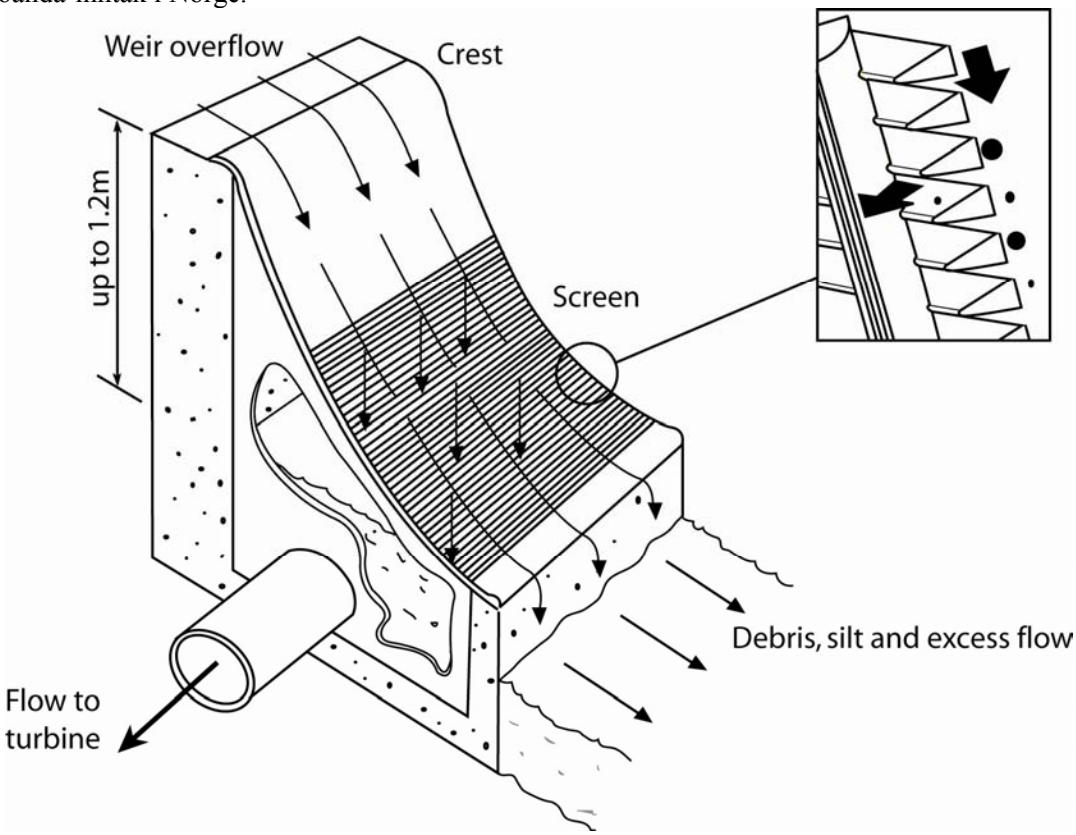
2.8.2 Himalaya-inntak for elver med stor massetransport

Et spesielt inntakskonsept for elver med svært stor sedimentføring er utviklet ved NTNU og bl.a. beskrevet av Støle (1993). Prinsippet er at dammen skal virke både som overløp og inntak, med mulighet for å ta inn vann i flere nivåer avhengig av vann og sedimentforholdene. Konseptet vil være for komplisert for vanlige småkraftverk, og det er også sjelden at så ugunstige sedimentforhold forekommer i Norge.

2.8.3 Coanda-inntak

Inntak som blir tette av drivgods er et stort problem ved mange små kraftverk, så det er et stort behov for selvrensende inntak. Coanda-inntak (Figur 2-21) er en spesiell type overfallsinntak, der vannet strømmer over en terskel og nedover en rist. Risten har tynne, horisontale staver vinkelrett på strømretningen. Åpningen mellom stavene er en millimeter eller mindre. Stavene er plassert slik at de barberer av den nederste delen av vannfilmen og leder den inn under risten, mens rask og sedimenter skylles videre nedover.

Coanda-inntak har blitt installert mange steder og virker som en god løsning. Ristene er kostbare og gir et ekstra falltap, men det må vurderes mot det man kan spare på vedlikehold og rensk. Det har blitt installert Coanda-inntak i områder med kaldt klima, men vi mangler god dokumentasjon på hvordan de tåler tøffe vinterforhold. Så vidt vi vet er det pr november 2005 ikke bygget Coanda-inntak i Norge.



Figur 2-21 Prinsippskisse av Coanda-inntak (© Dulas Ltd)

Kapasiteten er oppgitt til ca 140 l/s·m for 1,3 m høye rister, og ca 70 l/s·m for rister som er 0,7 m høye. Risten kostet ca. kr 185 000,- pr. m^3/s inntakskapasitet i 2005, og terskel og samlerenne kommer i tillegg.

Basert på leverandørens opplysninger har inntaket følgende fordeler:

- Renser seg selv for rask og drivgods.
- Fjerner 90 % av sand større enn 0,5 mm og all sand større enn 1 mm. (Forsøk på Vassdragslaboratoriet, NTNU viste at vesentlig mer av sanden gikk gjennom risten).
- Har ingen bevegelige deler, og krever lite vedlikehold. Leverandøren anbefaler at risten børstes med en stiv kost en gang pr. måned.
- Enkel og billig konstruksjon.
- Tåler veldig lave temperaturer uten å fryse.
- Hindrer fisk i å komme inn i inntaket.

Inntaket har også ulemper:

- Høydeforskjellen mellom vannstanden i inntaket og i samlerennen under rista gir et falltap på om lag 1,3 m. Det finnes lavere rister som gir ca 0,7 m falltap, men da blir kapasiteten mindre.

- Ristene kan bli skadet av stein.
- For å holde risten fri for rask må noe vann passere forbi risten.
- Groing på rista kan være et problem.

Mer opplysninger om Coanda-inntak kan man finne på f.eks:
- Dulas Ltd: www.dulas.org.uk
- Hydroscreen: http://www.hydroscreen.com/index.html
- Norris screen: http://www.norrisscreen.com/

På Vassdragslaboratoriet er det gjort forsøk med Coanda-inntak for å bestemme kapasiteten, og for å se hvor effektivt de skiller ut drivgods (gress) og sediment. Forsøkene viste at ristene tålte store mengder drivgods uten å bli vesentlig tilstoppet, men at de var mindre effektive til å fjerne sand enn leverandøren hevder. Forsøkene er beskrevet i tre rapporter som vil bli tilgjengelig fra NVE.

Figur 2-22 Coanda-inntak i Wales, 500 l/s (© Dulas Ltd)

Figur 2-23 Utvikling av gresslag på 0,5 mm Coanda-rist

3. Spesielle problem

3.1 Håndtering av flytende drivgods

Med drivgods menes gjenstander som kommer drivende med elva, unntatt sedimenter og is. Drivgods kan være fra naturen, f. eks. trær, kvister, blader, gress og flytetorv, eller skapt av mennesker, f.eks. plastposer, kanner, tønner, bygningsmaterialer, høyballer etc. I forbindelse med inntak til kraftverk kan drivgodsproblemet deles i to:

1) Drivgods som blokkerer inntaket.
Under flom og ved vanlige vannføringer vil elva transportere drivgods og mye vil bli liggende på inntaksgrinden, og det kan føre til flere problem:

- Falltapet gjennom grinden øker, slik at produksjonen reduseres.
- Når grinden tettes øker vanntrykket på grinden, og derved belastningen den blir utsatt for.
- Når deler av grinden tettes øker vannhastigheten gjennom resten av grinden. Det øker faren for vibrasjoner og utmattingsbrudd.
- Mye drivgods betyr økte kostnader til rensk av grinda.
- Drivgodset kan være et forurensningsproblem, det kan for eksempel inneholde spesialavfall.

Figur 3-1 Drivgods på grinden til Krossåa-overføringen

2) Drivgods som blokkerer flomløpet.
Flomløpet skal sikre at overflødig vann kan passere inntaket på en kontrollert måte, og spesielt hindre oversvømmelser og skade på anlegget ved store flommer. Drivgods som fester seg på overløpet vil redusere kapasiteten og gi høyere vannstander enn forutsatt. Det er derfor viktig at flomløpet utformes med sikte på å unngå at drivgods kan sette seg fast.

Det er gjort en del undersøkelser ved SINTEF og NTNU av hvordan flomløp bør utformes. Formen på overløpet og dybdeforholdene oppstrøms og nedstrøms har stor betydning. Det samme gjelder fri bredde og høyde på flomløpsåpningen, f. eks. når flomløpet er kombinert med en bru på pilarer langs flomløpet. Det er særlig viktig å vurdere om det kan ventes at hele trær eller tømmer kan følge med store flommer. *Tilstopping av flomløp* (Godtland 1991) og *Debris Control*

at Hydraulic Structures in Selected Areas of the USA and Europe (Wallerstein 1996) behandler temaet grundig.

3.1.1 Forskjellige drivgodstyper

Mengde og type av drivgods varierer mye fra elv til elv, og avhenger i stor grad av terreng, jordsmonn og vegetasjon i nedslagsfeltet, og i tillegg av bruken av feltet. En viktig del av forarbeidet til et anlegg blir å vurdere hvilke typer materiale som utgjør størst tilstoppingsproblem, slik at man velger riktig type tiltak.

Naturlig drivende avfall som er lettere enn vann
Drivende avfall kan være svært varierende materialer, som lauv og gras, mose, kvist og hele trær. Mye av dette avfallet har lett for å feste seg på og tette igjen varegrinder, og filtrer seg sammen så det også er vanskelig å fjerne. På den annen side kan de minste elementene passere mange turbintyper uten at det skaper problem.

Fordi materialet flyter på overflaten kan det til en viss grad stoppes mot en dykket innløpskant eller avledes med lenser og fløtes gjennom overløp. De minste av disse elementene vil likevel ha lett for å dykke under vegger og lenser ved selv ganske lave hastigheter. Etter en tid vil også noe bli vasstrukkent, gå over i en tilnærmet nøytral vekttilstand og følge vannstrømmen eller synke til bunns. Selv effektive lenser vil derfor ikke kunne hindre alt rasket i å nå inntaket.

Bunntransportert materiale
Avfall som hovedsakelig beveger seg langs bunnen omfatter vasstrukket avfall fra vegetasjon, eller til og med døde dyr og fisk, i tillegg til stein, grus og sand. Dersom det er et inntaksmagasin foran grindene, vil større gjenstander avleires der og etter hvert fylle igjen dette, men noe vil nå varegrinda og tette den igjen nedenfra eller passere videre til turbinen. Steinmaterialer som passerer inn i trykkrøret vil representere stor risiko for slitasje og havari på de små turbinene i små kraftverk.

Problemene må løses for hvert tilfelle avhengig av hva som kan forventes av bunntransport. Er det betydelig transport av fin sand, og for lite inntaksmagasin til å kunne samle opp materialtransporten før den når inntaket, kan det bli nødvendig å lage et særskilt sedimenteringsbasseng (sandfang) mellom inntaket og innløpet til rørgaten. Mer om dette i avsnitt 3.2.

Avfall fra skog- og gårdsdrift, industri og turisme
Her hørerer en mengde forskjellig rask inn: løse greiner, synketømmer, høy og høyballer, plast og tøy, tomme bokser og flasker, tauverk og fiskeutstyr. Mesteparten vil stoppe mot en vanlig varegrind, men f. eks. høy vil gi samme problem som nevnt for gras og kvist ovenfor. Plast kan være et stort problem og kan i verste fall føre til full driftstans.

Tidlig i planleggingen bør man vurdere om det er virksomhet i nedslagsfeltet som kan gi spesielle problem, og vurdere hvordan det kan håndteres.

Vintertilstopping
Is og isflak er vanlige problem i kaldt klima, og isdannelse og isløsning er beskrevet i avsnitt 3.3.

Is kan tette varegrinder enten ved at isen dannes direkte på grindstavene, eller ved at drivende is og isflak samles på stavene på tilsvarende måte som andre typer drivgods. I sjeldne tilfeller kan et stort isflak trekkes under og tette hele grinda.

Is kan i noen tilfeller rive løs annet materiale fra bunn og sider i strykpartier, samtidig som fast isdekke i inntaksmagasinet hindrer at drivgodset kan passere over flomløpet (Figur 3-2). Slikt oppsamlet drivgods vil senere kunne trekkes under isen eller nå varegrinda som en pakke når isdekket tiner.

Figur 3-2 Drivgods i inntaksmagasinet til Hansfoss kraftverk, Nord Trøndelag Energiverk

3.1.2 Utforming og plassering av inntaket mht drivgods

Generelt kan problemer knyttet til drivgods handteres på ulike måter, f.eks:

- Plassering av inntaket for å unngå drivgods.
- Dykking av inntaket.
- Varegrind for å hindre drivgods å komme inn i inntaket.
- Bruk av lenser for å lede drivgods bort fra inntaket, avsnitt 3.1.3
- Luker for å spyle drivgods forbi inntaket (ofte kombinert med lenser), avsnitt 3.1.4.
- Forskjellige måter å renske varegrinden, avsnitt 3.1.5.

Plassering av inntaket
I noen tilfeller kan inntaket plasseres slik at drivgods unngås, f. eks. i et område av elva der overflatestrømmene leder drivgods forbi inntaket. Dette er mulig hvis kraftverket bare utnytter en del av vannet, og mye går forbi som spylevann, noe som ofte er situasjonen under flom. Sideinntak som er plassert slik at strømmen stryker langs inntaksgrinden og fortsetter direkte over flomløpet er å foretrekke når det er mye drivgods.

Mange små kraftverk utnytter alt vannet ved normal vannføring, slik at det ikke blir vann til spyling av drivgods under normal drift. En må da forsøke å lede drivgods vekk fra inntaket mot områder der det er lett å komme til med redskap for å fjerne oppsamlet gods maskinelt, og ellers legge opp til å fjerne gods som likevel samles på grinden med manuelt eller med mekanisk skrapeutstyr.

Dykking av inntaket
Plasseres inntaket dypt nok, så blir ikke drivgods sugd ned på inntaket, men blir liggende på overflaten foran inntaket (Figur 3-3). Herfra kan det fjernes manuelt, eller ved bruk av spyleluker. Vi har ikke funnet generell informasjon om hvor dypt inntaket bør dykkes for å unngå at rask suges ned, men det må antagelig dykkes vesentlig mer enn det som er nødvendig for å unngå luftinnsuging (avsnitt 3.4).

Det vil alltid være noe drivgods som nesten har samme tetthet som vann, og som suges ned selv om det er svært lite strøm. Dersom det kommer mye drivgods som bygger seg opp mot grindveggen, blir det behov for større dykking enn hvis drivgods opptrer i små mengder og kan fjernes etter hvert.

Nedsuging av rask kan reduseres ved å la veggen over grinda helle bakover, for eksempel 1:10. Et annet tiltak er å lage en hylle under vannflaten i overkant av varegrinda der rasket kan samles og ledes sidevegs mot spyleluken eller løftes opp med grindrensker. Tilsvarende hyller er ofte brukt på ledelenser, som vist på Figur 3-5. Tiltak for å unngå luftsugende virvler (avsnitt 3.4) kan også brukes mot virvler som suger drivgods og rask.

Figur 3-3 Drivgods foran inntaket til Ulvilla kraftverk, Nord Trøndelag Energiverk

3.1.3 Lenser

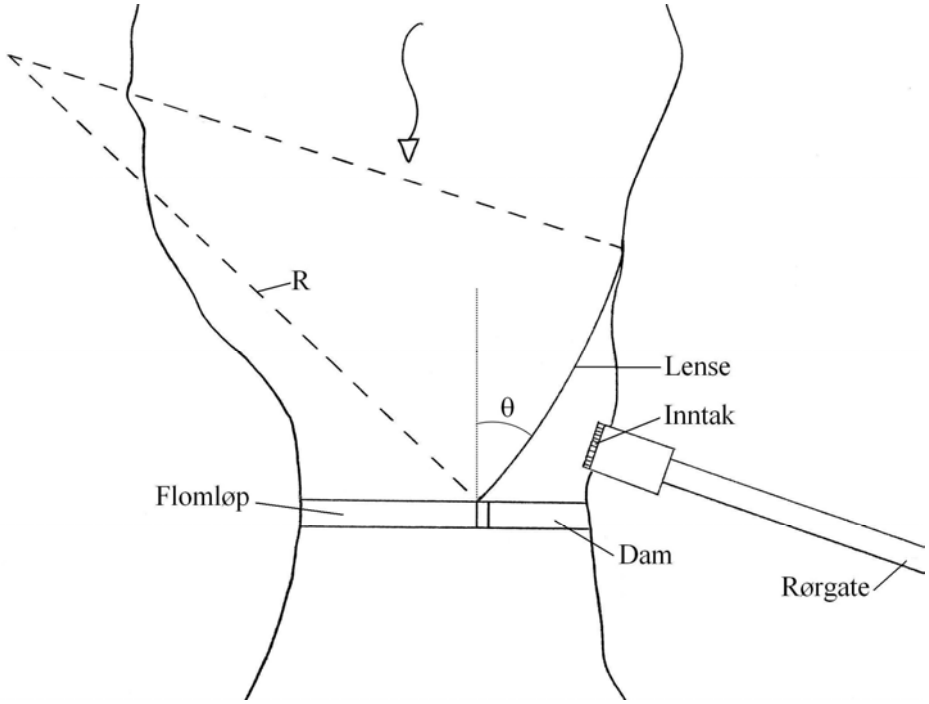
Lenser brukes for å kontrollere is, drivgods og andre forurensninger, f. eks. olje. De kan og brukes for å hindre drivgods å komme inn i et inntak, eller for å lede drivgodset forbi.

Det lite litteratur om dimensjonering av lenser for å fange opp tilfeldig drivgods, men det er noe erfaring fra tømmerfløtning. Lenser er også brukt til å avlede is med vekslende hell. Beskrivelsen nedenfor vil stort sett gjelde for både drivgods og is.

Det er to hovedtyper lenser, ledelenser og atterhaldslenser. Ledelensen brukes til å lede drivgods vekk, mens en atterhaldslense brukes til å holde drivgodset i et oppsamlingsområde. Lensen må tilpasses forholdene på stedet, og ta hensyn til vanndybde, festepunkter og atkomst for tilsyn. Lensen må dimensjoneres for å tåle krefter fra strøm, drivgods og is. Dette avsnittet gir en kort omtale av ledelenser.

Plassering av lensen
Ved plassering av ledelensen må man tenke på følgende:
- Den må fange opp drivgodset og lede det vekk, for eksempel mot flomløp eller klappluke.
- Vannhastigheten må være lav til moderat, helst mindre enn 0,5 m/s.
- Den må stikke dypt nok og ha tilstrekkelig fribord.
- Den må ha tilstrekkelig styrke og forankring.
- Den bør være beskyttet mot eller kunne tåle direkte treff av tungt drivgods (f.eks. trær).

For å lede vekk drivgodset fra et inntaksområde bør vinkelen mot strømretningen ikke være større enn 30° – 45° (Figur 3-4), og lensen bør ikke plasseres rett foran inntaket der hastigheten ofte er høy.



Figur 3-4 Plassering av ledelense

Strekkraft i lenser
Strekkraften i en lense kan beregnes fra uttrykket:

$$T = \rho \cdot R \cdot d \cdot v^2 \cdot \sin\theta$$

Her er (se Figur 3-4):
T = strekkraft i lensen (N)
ρ = egenvekt av vann (1000 kg/m^3)
R = radien til lensens krumming (m)
d = lensens dybde under vannflaten (m)
v = vannhastighet (m/s)
θ = vinkelen mellom lensen (korden) og strømretningen (º)

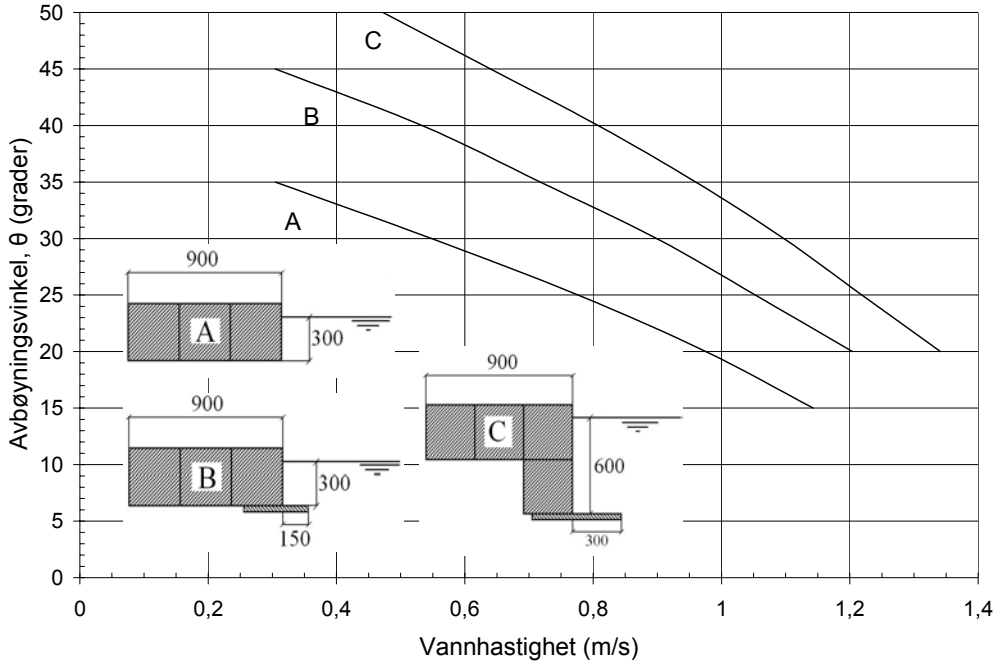
Ta hensyn til at lensen må tåle en flom. Dobling av vannhastighet betyr at strekkraften blir fire ganger så stor. I tillegg fører en flom gjerne ekstra mye tungt drivgods. Beregningen gir bare kraften fra det strømmende vannet. Krefter fra drivgods, is eller annet som støter mot eller hoper seg opp på lensen må legges til.

Materiale i lensene
Tradisjonelt ble lenser laget av tømmerstokker bundet sammen med kjettinger eller spesielle jern. Gran ble helst brukt, da den flyter lettest, men stokkene trekker vann og vil med tiden flyte så lavt at bølger skyller drivgodset over. Levetiden til tømmerlenser er ca. 10 år. I dag kan vi lage lenser av ulike plastmaterialer (rør), glassfiber, stål og aluminium. Ved valg av materiale bør man vurdere styrke, kostnader, bearbeidningsmuligheter og flytesikkerhet.

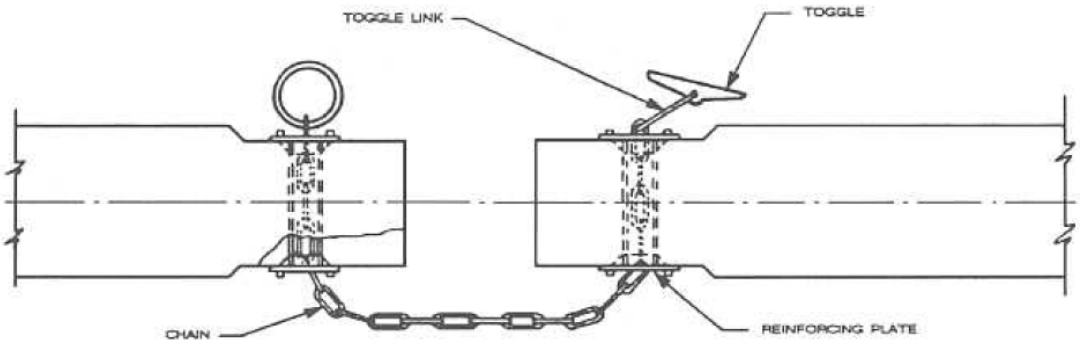
Utforming av lensen
En god lense bør ha en glatt frontvegg som drivgodset kan gli langs uten å sette seg fast. Hvis noe blir sittende fast fanger det mer, og da vil oppstuving presse drivgods under lensen.

Drivgods vil alltid forsøke å smette under lensen, og vannmettet drivgods som flyter tungt går lettere under enn drivgods som flyter høyt. Når vannhastigheten i elva øker må lensen stikke dypere for å være effektiv. For store vannhastigheter kan det være nødvendig med en utstikkende leppe på lensens frontvegg, men dyp frontvegg kan få lensen til å vippe. Det kan løses ved hjelp av en utrigger festet til lensen.

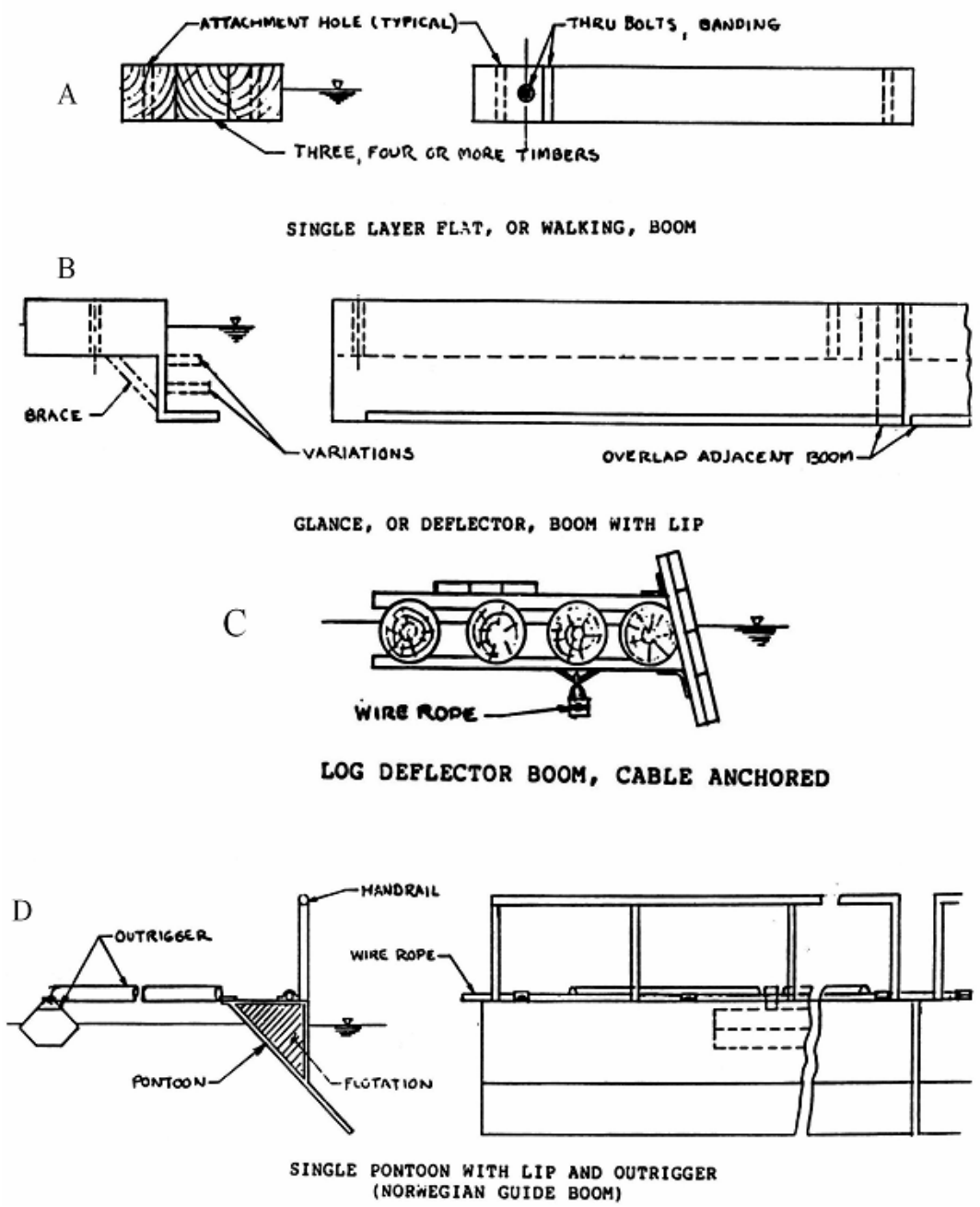
Perham (1987) anbefalte tre utforminger som funksjon av vinkel og vannhastighet (Figur 3-5). Kurvene gir øvre begrensning for de ulike lensene, og om grensen overskrides vil mye drivgods gå under lensen. Når hastigheten er over 0,6 m/s og vinkelen over 30° kan det være nødvendig med utrigger, særlig for de dype lensene. Vær oppmerksom på at kurvene bygger på forsøk med tømmer som fløt relativt høyt (750 kg/m^3), og at vasstrukkent drivgods lettere kan passerer lensen. Figur 3-6 (Perham 1988) viser noen eksempel på sammenkobling av tømmerstokker brukt i lenser, men fordi tømmerlenser har rund front er de dårlig egnet til avledning av flytende drivgods. Figur 3-7 (Perham 1988) viser løsninger som er bedre egnet som ledelenser.



Figur 3-5 Anvendelsesområde for ulike lensetyper (mål i mm)



Figur 3-6 Eksempel på sammenkobling av tømmerlenser



Figur 3-7 Eksempel på utforming av ledelense

3.1.4 Spyleluker for drivgods

For å bli kvitt drivgods (og is) i inntaksmagasinet kan man bruke luker til spyling. Det er mest vanlig å bruke overløpsluker, for eksempel klappluker, som plasseres i et nedsenket lukeløp på toppen av dammen. På korte dammer kan luka dekke hele overløpsbredden. Spyleluker kan kombineres med lenser som leder drivgods vekk fra inntaket og mot lukene. Lukenes størrelse og plassering er viktig for effektiv utspyling, og bør bestemmes ved hjelp av fysiske modellforsøk.

For små kraftverk blir det ofte for dyrt med særskilte spyleluker bare for drivgods, men dersom luken også kan brukes til å slippe forbi is, vil den kunne være mer økonomisk.

3.1.5 Rensk av varegrinder

Store kraftverk i elver der det kommer mye drivgods, har vanligvis fastmonterte grindrenskere. Disse er gjerne utstyrt med trykkmålere for å registrere når falltapet gjennom grinda øker pga tilstopping, og ofte også med fjernstyrt eller automatisk start. Slike faste renskere vil ofte ikke være økonomiske ved små kraftverk. Det finnes også flyttbare grindrenskere som passer til mindre inntak.

Ved noen inntak, der finmateriale (løv og gress) tetter grinden, er det brukt trykkluft som blåses ut gjennom hule grindstaver. *Varegrinder. Falltapsreduksjon og driftsforbedring* (Moe 1995) beskriver ulike grindrenskere, men sier lite om små inntak.

For små, grunne inntak med moderate mengder drivgods vil manuell rensk være en naturlig løsning, for eksempel ved hjelp av en rake der avstanden mellom tindene er tilpasset avstanden mellom grindstavene. For de minste inntakene er det noen ganger mulig å løfte av grinden, og riste eller spyle den ren.

Det eksisterer flere ulike løsninger med selvrensende grinder. En vanlig løsning er en hellende grind som vannet renner over og gjennom, for eksempel Tyrolerinntak og Coanda-inntak, som er beskrevet i kapittel 2.

Selv for inntak som er basert på manuell rensking og ligger avsides, er det mulig å installere fjernoperert utstyr som varsler når det er behov for rensking, basert på måling av trykkforskjellen over grinden.

3.2 Håndtering av sediment

3.2.1 Vurdering av tilførselen av sediment

Sand og silt er turbinens fiender. Det vil nesten alltid være noe sandtransport selv i norske vassdrag, men mengden kan variere fra ubetydelig til problematisk for turbiner og dyser.

Beregning av sandtransport
Det finnes mange formler for beregning av sandtransporten. Formlene forteller hvor mye som maksimalt kan transporteres, men alle forutsetter at det er nok sand å transportere. Er det fast fjell eller grovsteinet elvebunn langs hele elveleiet ovenfor inntaket, vil formlene gi feil svar. På den annen side kan formlene fortelle hvor fort avleiringer som er dannet på flate partier ved liten vannføring, kan flyttes videre når vannføringen øker under flom.

Befaring av vassdraget.
Sedimentmengden avhenger først og fremst av lokal geologi og topografi, men også av forskjellige aktiviteter i nedslagsfeltet. Det er derfor viktig som første vurdering å befare vassdraget ovenfor inntaket og notere mulige sedimentkilder. Befaring kan best gjøres når det er lav vannstand.

Momenter for befaringen er:
- Morene og elveavsetninger langs elvebredden.
- Skredutsatte fjellkløfter eller dype skjæringer i morene.
- Spor av spontane skred.

- Små sandbanker i viker og ved steinblokker langs strandlinjen.
- Dekklag på elvebunnen.
- Store steinblokker som ser ut til å være flyttet nylig.
- Aktiviteter som grusgraving, vegbygging og gruvedrift.
- Tømmerdrift med flatehogst.

Figur 3-8 Elva graver i yttersving

De fleste vassdrag vil ha vekslende fallforhold, slik at det kan veksle mellom strekninger med erosjon og avleiring. Det er viktig å notere strekninger der sedimenter avleires ved liten eller normal vannføring. Disse vil ofte ha synlige sandbanker som kan eroderes og fraktes videre under større flommer.

Elveløp gjennom morene og elveavsetninger frakter spesielt mye sedimenter under store flommer, mens transporten kan være svært liten ved vanlige vannføringer. Bratte skråninger i morene eller elveavleiringer, og særlig sår etter ras, indikerer at en må vente transport av blandet materiale ved stor vannføring.

Vassdrag som passerer skredutsatte fjellkløfter eller dype skjæringer i morene kan få plutselig og voldsom økning av sedimenttransporten i forbindelse med skred. Løse avleiringer som ligger i ro på elvebunnen ved normal vannføring, kan flytte på seg under storflom.

Aktiviteter som kan øke sedimenttransporten midlertidig, er grusgraving, vegbygging og gruvedrift. Tømmerdrift med flatehogst er en kilde til økt erosjon som vil kunne gi langvarige virkninger for sedimenttilførselen til vassdraget.

Vi skjelner mellom stein (korndiameter > 60 mm), grus (2 - 60 mm), sand (0,06- 2 mm) og silt og leire (<0,06 mm). Stein og grov grus er materialer som vanligvis bare transporteres i flomsituasjoner. For å danne seg et inntrykk av omfanget av slik transport kan en observere sammensetningen på bunnen av strykstrekninger, og særlig der disse går over i slakere partier.

Mange norske elver har dannet et dekklag på bunnen. Det består dels av de groveste partiklene i morenemasser som elva har gravet seg gjennom, dels av steinblokker som er transportert av is og flom. Dette dekklaget er stort sett stabilt ved alle vanlige vannføringer, men kan bli revet opp og flyttet av svært store flommer. Under ekstreme flommer vil derfor steinstørrelser som finnes i dekklaget kunne samles foran inntaket.

Figur 3-9 Grove masser transportert under siste flom

Er bunnen i hovedstrømmen begrodd med alger, er det tegn på at slik transport ikke er hyppig. Er steinene ujevnt farget indikerer det nylig bevegelse. Dette er masser som kan transporteres i store mengder under sjeldne flommer, og på kort tid fylle opp inntaksbasseng og kanaler dersom de ikke sluses videre forbi anlegget. Små sandbanker i viker og ved steinblokker langs strandlinjen er et tegn på sandtransport ved vanlige, eller litt store vannføringer.

Fin silt og leire (<0,01 mm) kan det vanligvis gjøres lite med i et anlegg med bare et lite inntaksbasseng. Disse materialene vil bli suspendert i vannet og følge med driftsvannet også gjennom sedimenteringsbassenget. Det er likevel viktig å se om elva har skråninger med mye finstoffer. Leireskråninger står ofte svært bratt, og kan skli ut når elva graver langs foten.

Prøvetaking.
Et inntrykk av mengde og type sand og silt får en ved å observere og helst analysere prøver av sandlommer langs elvebredden. En prøve som tas 10-20 cm nede i en slik avleiring gir en god indikasjon på sammensetningen av materialer som kan ventes å avleires i inntaksmagasinet under vanlige driftsforhold, og som bør holdes unna inntaket, eller skilles ut i sandfang etter inntaket.

For å få en grundig oversikt over transportmengdene gjennom året er det nødvendig med regelmessig prøvetaking og analyse av vannet ovenfor anleggsstedet over mange år. Dette er vanligvis data som ikke foreligger for et småkraftverk. En må derfor ofte nøye seg med en vurdering basert på observasjoner og noen litt tilfeldige prøvetakinger.

En bør også ta noen vannprøver ved damstedet under størst mulig vannføring. Disse tas på steder der det er sterk turbulens, i stryk eller små fosser. En kan få spesielt utstyr til dette, men også prøver tatt ved å senke tomme flasker ned til midt i strømmen, med åpningen mot strømmen, vil gi brukbar indikasjon for en første planlegging.

Viser en innledende befaring og prøvetaking at det er sannsynlig med stor transport, bør situasjonen vurderes på stedet av en spesialist med erfaring om sedimenter i kraftverksammenheng.

3.2.2 Mulige tiltak i nedslagsfeltet

Rasskråninger som synes å være kilde til sandtilførsel, kan i noen tilfeller stabiliseres ved å legge en steinfylling langs skråningsfoten, men dette er kostbart og krever spesiell kunnskap.

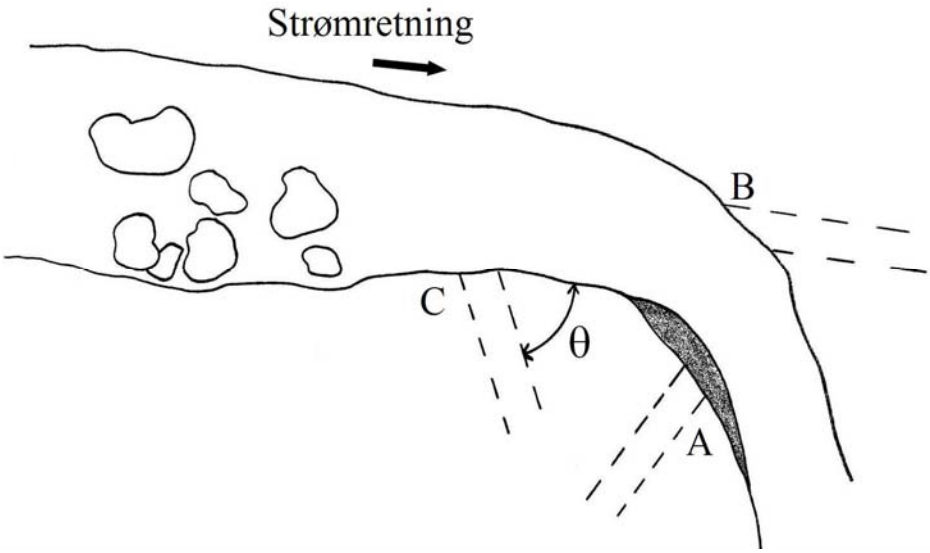
Finnes det flate strekninger i nedslagsfeltet oppstrøms inntaket, kan det være mulig å redusere tilgangen på sedimenter ved å bygge små dammer eller terskler (Figur 3-10). En terskel på en slak strekning med fin sandbunn vil ha to virkninger. Den vil danne en stille lon der vannet får redusert eroderende virkning, og den vil etter hvert fylles med sand som kommer ovenfra og som ellers ville fortsatt ned mot inntaket.

Figur 3-10 Terskel i Daleelva

Slike dammer kan lages av naturlig steinmateriale, eller støpes der det er fast fjell. Det er viktig at de ikke lages høyere enn at de største flommer kan passere uten å demmes opp. Det er nødvendig å tømme dammene med jevne mellomrom. De må derfor legges til steder der det er atkomst med graveredskap. Ofte kan tømmingen gjøres i perioder da det er lett atkomst, dvs. utenom flomperioder og i snøsesongen.

3.2.3 Sedimentbevegelse og tiltak i inntaksområdet

Sedimenter som beveger seg langs bunnen vil stort sett følge innersvingen i kurver, mens drivende materiale og is vil følge yttersvingen. Figur 3-11 illustrerer dette, et inntak ved punkt A er lite egnet fordi bunntransportert materiale har en tendens til å avsettes langs innersiden av kurven og lett kan trekkes inn i inntaket. Dette skyldes at hovedstrømmen pga. sentrifugalkraften får en spiralformet roterende bevegelse som gir nedoverrettet strøm i yttersving gjennom kurver, som skissert på Figur 3-12. En plassering nær utgangen av en yttersving, som ved B på Figur 3-11, vil derfor være gunstig dersom inntaket har terskel nær bunnen.

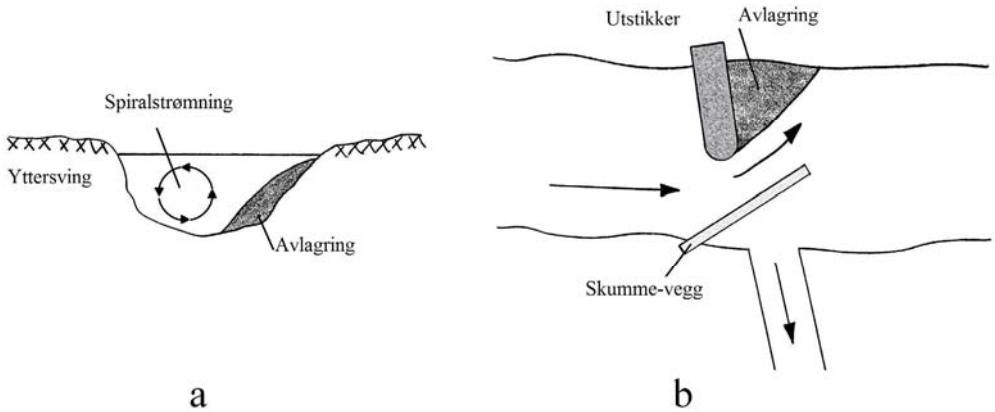


Figur 3-11 Valg av inntakssted i elv med sandtransport

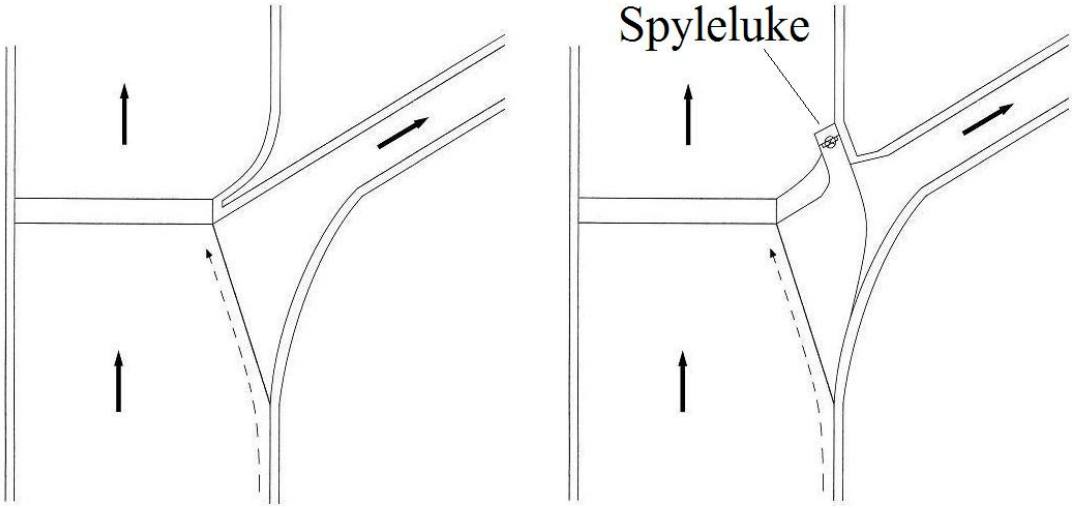
I grunne elveløp har et inntak ved B også noen ulemper, siden det er utsatt for skader fra store steiner som kan komme rullende ved storflom, og det vil raskt samle drivgods. Likevel kan det være det beste valget i elveløp av en viss dybde, da det er gunstigst med hensyn til å unngå bunntransportert materiale. Et inntak på den rette strekningen ved C trekker vann fra elva og lager dermed selv en kurvet strøm. Dette vil også sette opp en spiralformet strøm som også kan bety konsentrert tilførsel av sedimenter.

En måte å unngå sandinntrengning på er å avbøye strømmen kunstig på motsatt side av inntaket ved å legge en utstikker der, som vist på Figur 3-12. Inntakskonstruksjonen, med skrådd vegg med åpning i veggen (skummevegg), og er kombinert med en kortere utstikker fra motsatt side som tvinger strømmen til å følge et kurvet forløp. Dette er et tiltak som gjerne kan vente til en ser hvor store sedimentproblem som oppstår.

Figur 3-13 viser hvordan en kan lede tilbake noe sedimenter som likevel trenger inn i inntaket, ved å anlegge en spylekanal like innenfor inntaket. Denne virker bare når det kan tas inn mer vann i inntaket enn kraftverket kan bruke.



Figur 3-12 Sedimenteringsmønster ved inntak a)Spiralstrøm gir sedimentering i innersving. b) Utstikker på motsatt side avleder sedimenter, og skummevegg avleder drivgods



Figur 3-13 Inntak på rett strekning med innsnevring, med og uten spylekanal (etter Avery (1987))

Summert opp gjelder følgende prinsipper ved valg av inntaksted:

- Det er gunstigst å legge inntaket i den nedre del av en ytterkurve, like før elvebredden går over til å skifte retning. Går kurven over i en rett strekning er virkningen av kurven effektiv også på første del av rettstrekningen på samme side.
- Jo skarpere kurven er, jo mer effektiv er den til å holde sedimenter ute fra inntaket.
- Når inntaket ligger i en kurve, minker mengden av bunnlast som føres inn i kanalen når forholdet mellom totalvannføringen i elva og den del som avledes til turbinen øker.
- Når inntaket ligger på en rett strekning, og vannføringen gjennom inntaket er konstant, vil en økning av totalvannføringen i elva medføre økt sedimenttransport gjennom inntaket.
- Inntak på rette strekninger kan bli gjort mer gunstige ved å tvinge vannstrømmen i elva til å følge en kurve forbi inntaket med konveks side av strømmen vendt mot inntaket.

3.2.4 Fjerning av avleiringer i inntaksområdet.

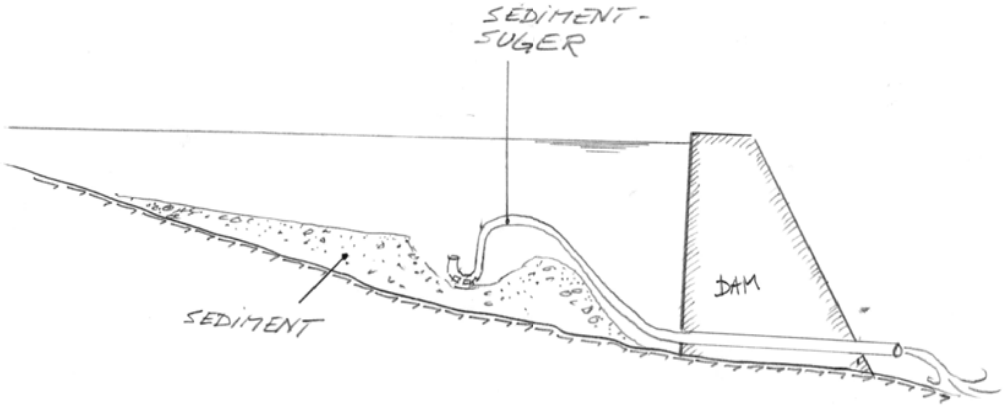
Avleiringer kan etter hvert fylle opp inntaksbassenget og gjøre at det fungerer dårlig. Etter hvert vil bunnen foran inntaket bygges opp så høyt at bunntransportert sand kan passere inn i inntaket med driftsvannet.

Det er i praksis tre metoder for å fjerne sand fra inntaksbassenget:

a) Fjerning med graveredskap eller manuell fjerning.
b) Spyling med slamsuger.
c) Spyling gjennom bunnluke**.**

(a) Bruk av graveredskap krever at vannføringen er liten og bassenget grunt, og at det er atkomst for redskap og plass til å deponere oppgravd sand slik at den ikke kommer tilbake i bassenget ved høy vannføring. Dersom sandtilførselen er så stor at det blir behov for flere tømminger under en periode med flom eller høy vannføring kan metoden ikke brukes.

(b) Det finnes beskrivelse av forskjellige typer slamsugere i litteraturen, se Jacobsen (1997). Felles for de fleste er at de må flyttes fra sted til sted i bassenget eller ha mange innløp som det kan veksles mellom. Det betyr at de enten krever manuell manøvrering eller et opplegg for automatisk kontroll. Figur 3-14 viser et eksempel på bruk av slamsuger (etter Jacobsen (1997)).



Figur 3-14 Bruk av slamsuger

(c) Spyling gjennom bunnluke er den vanligste metoden ved mindre inntaksbasseng. Det krever imidlertid at det er installert luke i dam eller terskel. Når bunnluken åpnes vil vannstanden synke gradvis mens avleiringen eroderes og føres ut sammen med vannet. Målet er alltid å komme ned mot naturlig terrengnivå i bassenget før spylingen avsluttes. Spylingen fungerer som regel best når vannføringen er mellom middels og liten flom. Samtidig er det viktig at vannføringen ikke er større enn at bunnluken kan ta unna alt, selv når vannstanden synker ned mot bunnen av bassenget. Dette må prøves ut for hvert sted.

Fordi spylingen virvler opp mye sedimenter bør den alltid utføres med stengt kraftverk. Det vil samtidig gi mer vann for spyling når vannføringen er liten.

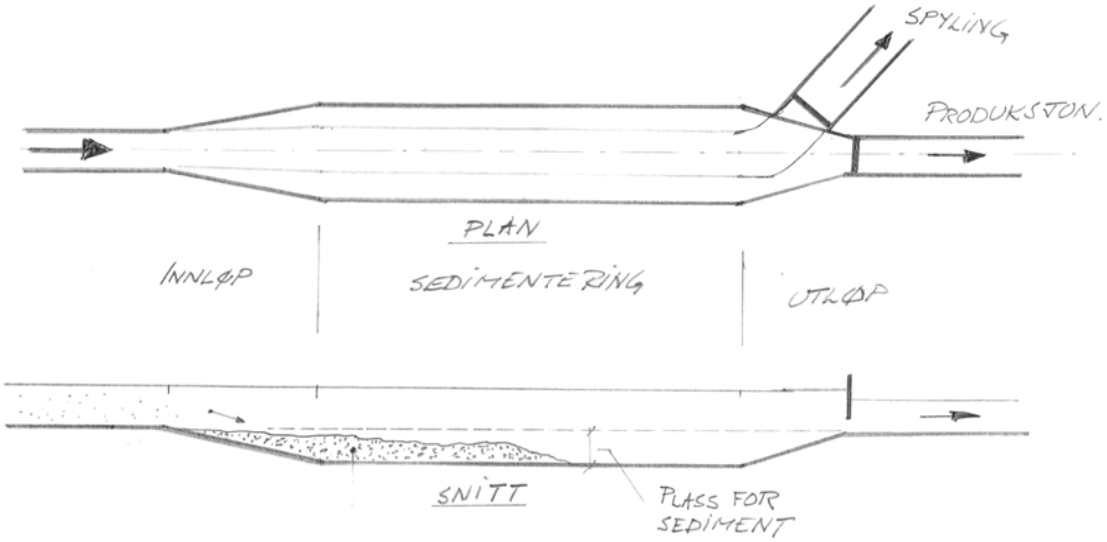
3.2.5 Sandfang

Sandfang brukes til å skille ut suspenderte (svevende) partikler fra vannet, og består av et basseng der vannet strømmer så rolig at partiklene synker til bunnen (Figur 3-15). Det er vanlig å dimensjonere sandfang for å stoppe partikler som er større enn 0,2 – 0,3 mm, mindre partikler synker sakte og krever svært store sandfang.

Dette avsnittet beskriver de viktigste prinsippene for utforming av sandfang, overslagsberegning av sandfangets hoveddimensjoner og viser noen eksempel på utforming av sandfang. Detaljert utforming av sandfang er ikke beskrevet i denne veilederen, men du kan finne mer opplysninger i *Sediment control at intakes* (Avery 1989) eller *Sedimentation: Exclusion and Removal of Sediment from Diverted Water* (Raudkivi 1993).

Når sandfanget skal utformes bør man ta hensyn til følgende forhold:
- Mengde, størrelse og mineralinnhold i sedimentene som kommer med elva.
- Hvor mye sedimenter vi kan akseptere at passerer sandfanget (mengde og størrelse).
- Sandfanget må være tilstrekkelig stort til å felle ut de kornstørrelsene som man ønsker.
- Sandfanget må ha tilstrekkelig ekstra volum til å lagre sedimentene mellom hver tømming.
- Sandfanget må ha et effektivt system for å fjerne avlagret sand.
- Sandfanget må utformes slik at strømningen skjer med minst mulig turbulens og virvler, og uten at strømningen kortslutter.

– Det er bare produksjonsvannet som skal gjennom sandfanget, flomvann og annet unødvendig vann må ledes utenom.



Figur 3-15 Prinsippskisse av sandfang

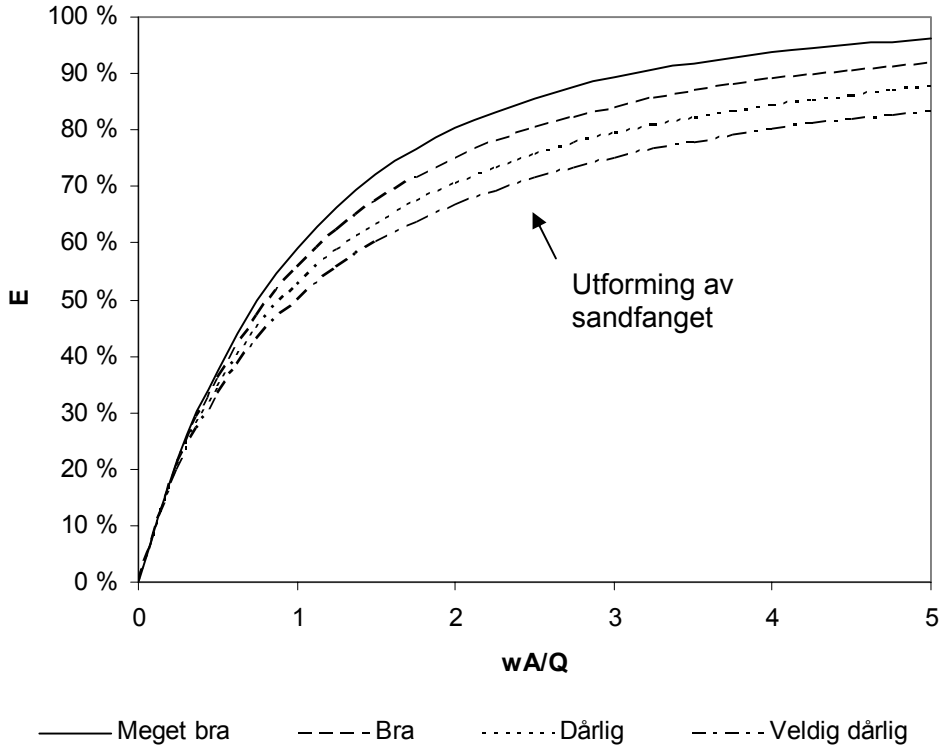
Sandfangets hoveddimensjoner
I sandfanget må de fineste partiklene vi vil fjerne, få tid til å synke til bunns før de når enden av sandfanget. Om de gjør det avhenger av forholdet mellom fallhastighet, *w*, og vannhastigheten, *v*. Fallhastigheten avhenger av partiklenes størrelse, form og egenvekt, og av vanntemperaturen. Tabell 3-1 viser noen typiske verdier for kuleformede partikler. Flate partikler med samme volum som en kule, faller langsommere.

Partikkeldiameter (mm)	0,01	0,1	0,2	0,5	1,0
Fallhastighet (cm/s)	0,009	0,7	2	6	15

Tabell 3-1 Typisk fallhastighet for kvartspartikler i vann ved 10°C

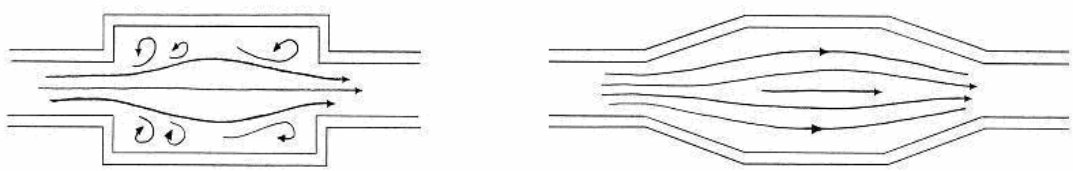
Anta at vi vil skille ut partikler som er 0,2 mm i diameter i et sandfang som er 2 m dypt, og vannhastigheten er 0,3 m/s. Fallhastigheten, *w*, er ca 2 cm pr. sekund, og det betyr at det tar 100 sekunder å falle 2 meter. På den tiden beveger partikkelen seg 30 m horisontalt ($0{,}3 \cdot 100 = 30\ m$). Virkningen av turbulens og skjevstrømning er ikke med i denne enkle beregningen.

Ved å kombinere falltiden, $t_s = \frac{y}{w}$, og oppholdstiden, $t_r = \frac{yA}{Q}$, får vi forholdstallet $\frac{wA}{Q}$ som er en viktig indikator på sandfangets virkningsgrad. *y* er vanndybde, *w* er fallhastighet, *A* er arealet av sandfangets overflate (vannflate), og *Q* er vannføring. Virkningsgraden, *E*, er andelen av innkommende sedimenter som blir fjernet. Figur 3-16 viser *E* som funksjon av $\frac{wA}{Q}$ og kan brukes til å anslå størrelsen på sandfanget. (Kurven er basert på Hazens formel, se Avery (1987)). Anta at vannføringen $Q = 1\ m^3/s$, og at vi ønsker å felle ut 85 % av partiklene med diameter 0,25 mm i et middels utformet sandfang. Fra Figur 3-16 finner vi at $\frac{wA}{Q}$ bør være 3,5, og med w = 3 cm/s (10 °C) finner vi overflatearealet $A = \frac{3{,}5 \cdot Q}{w} = \frac{3{,}5 \cdot 1}{0{,}03} = 117\ m^2$.



Figur 3-16 Virkningsgrad, *E*, for sandfang som funksjon av *wA/Q*

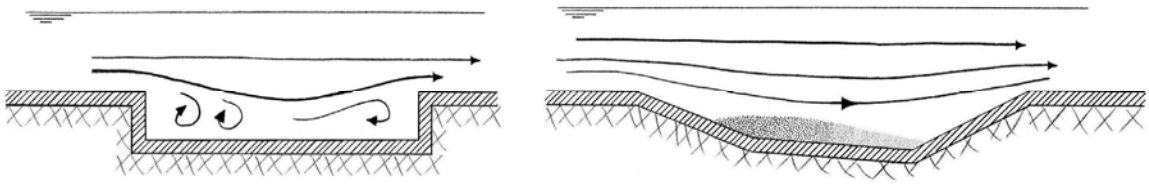
Sandfangets form
Lange, smale sandfang er bedre enn korte og breie. Forholdet mellom sandfangets lengde og bredde, L/B, bør være 3 eller større. Selve sandfanget bør ha en form som sikrer lik strømhastighet i hele bredden, og som hindrer at det dannes virvler (se Figur 3-17 og Figur 3-18). Vannhastigheten i sandfanget bør ikke være mer enn 0,3 m/s. Gode strømningsforhold i innløpet til sandfanget er svært viktig. Før innløpet bør det være en rett strekning uten tverrsnittsendringer, og utvidelse fra kanal til sandfang bør skje gradvis, maksimalt 1:5. I nedstrøms ende er det vanligvis en avsmalning mot en kanal eller en rørgate, avsmalningen kan gjøres bråere enn utvidelsen.



a. Feil: stor hastighet i midten og turbulens i hjørnene

b. Riktig: lav hastighet over hele bredden, lite turbulens.

Figur 3-17 Feil og riktig utforming av sandfang (plan)



a. Feil: stor overflatehastighet og turbulens

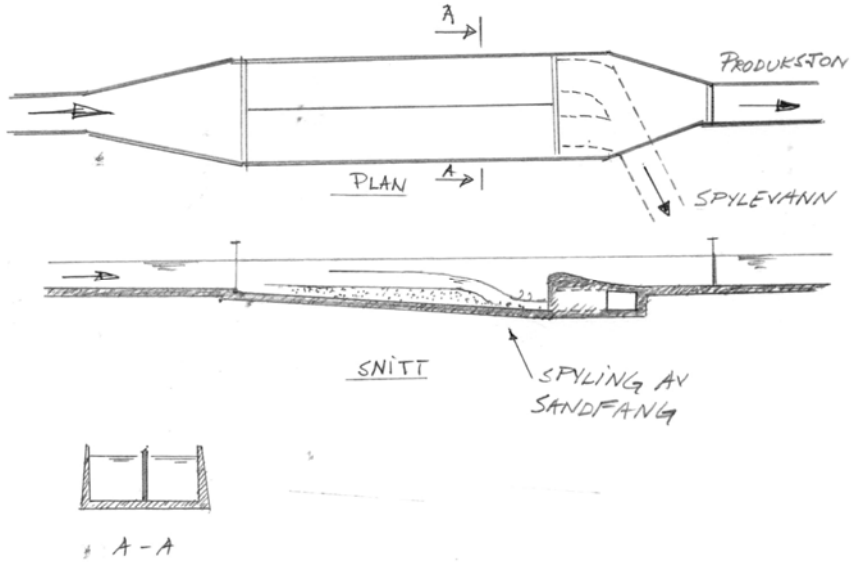
b. Riktig: jevn hastighetsfordeling og lite turbulens

Figur 3-18 Feil og riktig utforming av sandfang (snitt)

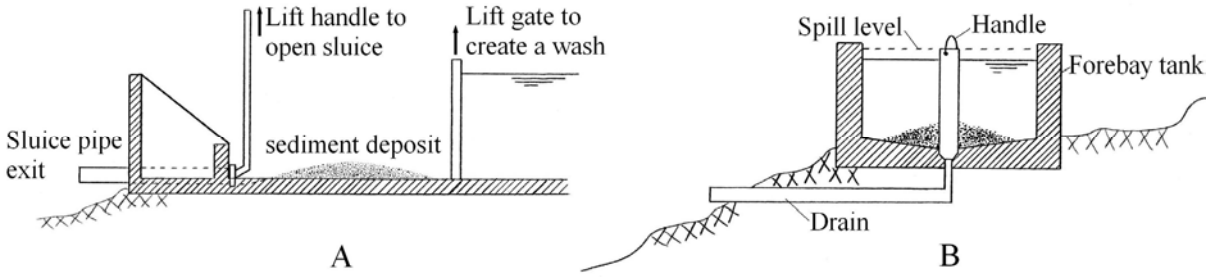
Lagring og fjerning av sediment
I nedre del av sandfanget, under gjennomstrømningsområdet, må det være plass til sediment som felles ut. Volumet må være stort nok til sedimentene som kommer mellom hver spyling, og vil avhenge av mengden sedimenter inn til sandfanget, tiden mellom hver tømming og tettheten til sedimentene. Tettheten for løst lagret sand i vann er ca. 1400 kg/m^3.

Sedimentene kan fjernes kontinuerlig, dvs. mens kraftverket er i normal drift, eller periodevis ved at sandfanget stenges mens man fjerner sedimentene. Ved kontinuerlig fjerning brukes ulike skrape- og spylesystem. Ved periodevis fjerning er det vanlig å tømme bassenget og spyle eller grave ut sedimentene. For dimensjonering av spylesystem henvises det til spesiallitteratur.

Eksempler på sandfang og spyleanordninger
Figur 3-19 (Avery 1987) viser en standard løsning med to sandfang i parallell. Legg merke til spylekanalene og terskelen ved utløpet. Figur 3-20 viser noen enkle spyleløsninger som kan være aktuelle for små inntak (Inversin 1986). Figur 3-21 viser et selvspylende inntak; når vannstanden blir stor nok åpnes luka slik at sedimentene i kammeret innenfor spyles ut. Prinsippet er enkelt, men det er viktig med riktig spyletid. Ved langvarig spyling kommer det luft inn i inntaket, men blir spyletiden for kort får vi ikke fjernet sedimentene. Vi vet ikke hvor godt disse løsningene fungerer, og vårt kalde klima kan nok skape vanskeligheter.

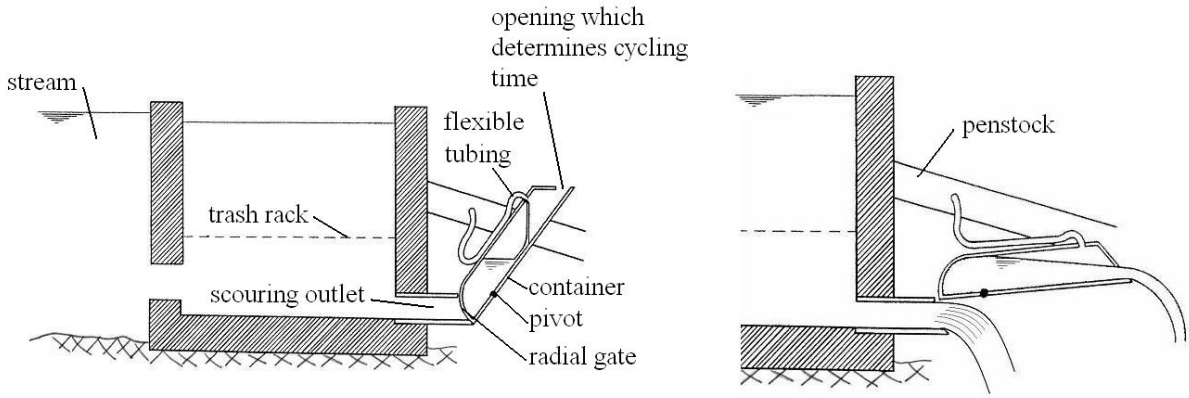


Figur 3-19 Vanlig sandfang med to parallelle kammer



Figur 3-20 Enkle spyleløsninger for små sandfang

.



Figur 3-21 Selvspylende inntak

3.3 Håndtering av snø, is og sarr

3.3.1 Spesielle inntaksforhold i vintersesongen

Vintersesongen er en spesiell utfordring for inntak som tar vann direkte fra selve elveløpet.

- Det er oftest liten vannføring, så alt kan brukes i turbinen. Det blir viktig å tilpasse bruken slik at vannstanden foran inntaket ikke synker mer enn at inntaket kan fungere tilfredsstillende. Det vil vanligvis bety at varegrinda ikke må komme i kontakt med kald luft i kuldeperioder, da det ellers vil fryse is på grindstavene.
- Drivende is, sarr og snøslaps kan avleires og tette igjen varegrinda og føre til overløp og vanntap. Is under aktiv utvikling (sarr) har lett for å feste seg til varegrinda og andre deler av inntaket. I strenge kuldeperioder, særlig ved klarvær, kan underkjølt vann danne is direkte på grindstavene.
- Når isen i et elveløp løsner pga. mildvær eller flom kan det oppstå isganger, dvs. flodbølger av vann og is som beveger seg mer eller mindre voldsomt nedover elveløpet. Disse kan fylle hele inntaksmagasinet eller tette varegrinda helt i løpet av kort tid.
- Dersom driften må stanse og vannet går i flomløpet, kan inntaket bli blokkert av sammenfrosset is som er vanskelig å fjerne.
- Små rørledninger som ligger eksponert mot friluft, kan i sjeldne tilfeller fryse helt igjen, men dette kan unngås ved å dekke til ledningen.
- Det kreves utstyr og manuell innsats for å holde grindstavene og inntaket isfri. Det er derfor nødvendig å sikre atkomst for personale og redskap også i vinterperioden.

For å kunne vurdere isproblem og mulige tiltak må en kjenne litt til hvordan isen dannes og beveger seg i vassdraget. Det er beskrevet i de to neste avsnitt. Det vil da være mulig under en befaring å vurdere på forhånd om is vil bli et problem og om tiltak kan komme på tale. Tiltakene kan ofte justeres etter hvert som en får erfaring under driften.

3.3.2 Statisk isdannelse

Is dannes ved overføring av varme fra vann til kald luft, og ved direkte utstråling mot klar himmel. Vann har den egenskapen at det er tyngst ved 4˚C, slik at det blir lettere ved avkjøling under 4˚C. I stille vann blir derfor overflaten avkjølt ned mot frysepunktet uten at det avkjølte vannet synker, og isen utvikles fra overflaten. Etter som isdekket vokser i tykkelse, reduseres videre avkjøling. Dette kalles statisk isdannelse og er vanligvis gunstig for kraftverksdriften, fordi det begrenser mengden av drivende is.

Samtidig skjermes vannet fra omrøring pga. vind. Forenklet kan en si at vannet under isen i en innsjø vil holde en temperatur som øker nedover fra 0˚C like under isen til maksimalt 4˚C ved bunnen.

I et vassdrag med isdekke vil det alltid være noe strøm under isen, og denne vil blande vannet mer eller mindre slik at vannet etter hvert blir avkjølt også i dybden. Det som kommer ut under iskanten i oset fra en islagt innsjø eller kulp er likevel alltid noe varmere enn 0˚C, og må avkjøles videre for å fryse til is.

3.3.3 Dynamisk isdannelse og istransport

I åpent strømmende vann eller stryk vil avkjølingen fortsette og etter hvert danne forskjellige typer is: drivende sarr, bunnis og strandis.

Drivende sarr i kombinasjon med åpent vann og streng kulde er *aktivt* og kleber til grindstaver og andre gjenstander. Åpent vannløp helt frem til varegrinda gir derfor stor risiko for isproblem i streng kulde.

Bunnis kan dannes der en underkjølt, stilleflytende og ennå åpen vannflate går over i strykende strøm, slik at underkjølt vann eller aktivt sarr kan virvles i kontakt med bunnen. Bunnis kan vokse raskt i tykkelse og danne midlertidige isdammer. Hvis disse plutselig bryter sammen, kan det oppstå kortvarige flommer av vann blandet med is. Er det flere isdammer nedenfor den som først bryter, kan det bli en kjede av dambrudd og en spontan isgang utenom vanlig isløsning, se avsnitt 3.3.4.

På kulper og bak isdammer kan det dannes helt isdekke. Drivende sarr og løsrevne isflak vil da samles foran og under isdekket og vil også kunne stoppe opp på trange partier og danne nye kulper.

Maksimal hastighet for at drivende is kan stoppe mot en iskant, eller avleires under et isdekke er 50-60 cm/s. Ved større vannhastighet dukker den under og kan passere videre nedover. Sarr som passerer inn under fast isdekke vil raskt gå over til *passivt* sarr som bare følger strømmen.

Det samme skjer i et inntaksmagasin, som etter hvert kan fylles mer eller mindre med avleiret sarr. Når passasjen under isen er blitt trang nok, så hastigheten nærmer seg 0,5 m/s, vil passivt sarr kunne passere under det hele og fortsette direkte gjennom inntaket. Så lengde kraftverket kan holdes i konstant drift, kan mindre mengder passivt sarr passere turbinen uten hinder for driften.

Det er derfor gunstig om det kan dannes et fast isdekke foran inntaket i elver der inntaket ligger nedenfor en bratt åpen strekning eller et vannfall som produserer mye is.

3.3.4 Isganger: vinter og vår

Isgang er en av de alvorligste hendinger som kan forstyrre driften om vinteren. De kan inntreffe gjennom hele vintersesongen, men er mest vanlige under isleggingen om høsten og i forbindelse med isløsningen om våren.

De alvorligste høst- og vinterisgangene opptrer i elveløp med relativt jevn helning, mellom 1: 20 og 1:100. Slike elveløp vil i første omgang ikke få fast isdekke, men i streng kulde kan det etter hvert dannes serier av bunnisdammer med kulper mellom. Disse dammene kan plutselig gi etter, gjerne i forbindelse med at kulpene fryser over slik at avkjølingen avtar. Kollapser den øverste først, kan skvalpeflommen som oppstår rive med nedenforliggende dammer og annen is, og det oppstår en voldsom flom av is og vann, som kan fylle store deler av inntaksområdet.

Det kan bli langvarig driftstans etter en slik hending, og ofte nødvendig å rydde bort store mengder is maskinelt.

Under langvarige kuldeperioder kan en oppleve flere isganger før situasjonen etter hvert stabiliserer seg ved at elveleiet fylles med isrester og snø, mens vannet finner veg under disse. Figur 3-22 fra Hugla kraftverk viser et stabilisert elveleie, men dette er for bratt til å utløse typiske isganger. Det vil likevel kunne komme mye is dersom alt løsner under en mildværsperiode.

Figur 3-22 Inntaket til Hugla kraftverk nedstrøms en foss som fylles med is om vinteren

Den normale isløsningen om våren kan også få et tilsvarende voldsomt forløp. Men da vil driftsavbruddet gjerne bli av mindre varighet fordi isen tross alt smelter etter en rimelig tid, samtidig som flomvannet løfter opp isen. Isganger kan også opptre under mildværsperioder med snøsmelting midt på vinteren. Dersom anlegget planlegges nær bebyggelse eller ferdselsveg, vil oppsitterne kunne gi nyttig informasjon om isganger.

3.3.5 Vurdering av vassdraget; sarr og is er terrengbestemt

Isproblem er for en stor del bestemt av lokale forhold i terrenget, sammen med temperatur og vind. Det er derfor viktig under planleggingen å skaffe så mye opplysning som mulig om detaljer som kan påvirke isforholdene. Befaring av vassdraget, helst sammen med kjentfolk, er et godt utgangspunkt.

Stryk og fosser ovenfor inntaket er *ismaskiner* i kuldeperioder, og den is som produseres må enten sluses forbi inntaket eller lagres som isbanker under stillere islagte partier nedenfor stryket, eller i selve inntaksområdet. Det er derfor viktig å avklare om det er nok lagringsplass mellom stryket og inntaket. Her er lokal- og fagkunnskap nyttig. Det vil ofte lønne seg å ta kontakt med NVE som har lang erfaring med isproblem ved kraftverk.

Stryk som avsluttes like oppstrøms inntaket kan levere underkjølt vann som danner is direkte på varegrindene.

Fokksnø og snøras kan også bidra til problem ved at de kan forårsake kortvarig oppdemming av elva med påfølgende flodbølge når snødammen brister.

3.3.6 Hindring av isdannelse

For å hindre eller redusere ismengden kan en gå to veier:

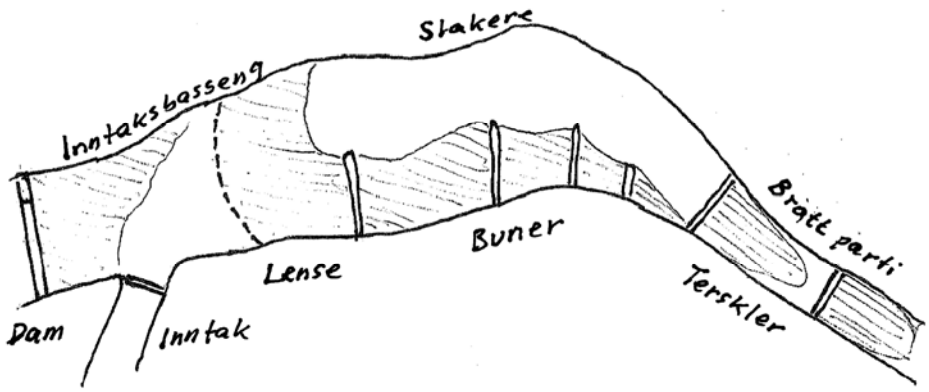
1) Legge til rette for dannelse av isdekke som vil isolere mot videre avkjøling.
Ved å bygge lave terskler som danner kulper i slake stryk, eller legge lenser der vannhastigheten er ca. 0,5 m/s eller mindre, kan en få isdekke på deler av elva som vanligvis ikke fryser til.

2) Innsnevre åpen vannflate i stryk og fosser
Ved å kanalisere eller rydde opp i de dypeste delene av elveløpet, der vannet går ved liten vannføring, oppnår en at den overflaten som avkjøles, blir mindre, og ismengden minker tilsvarende.

Figur 3-23 skisserer bruk av terskler, buner og lenser i et elveløp som flater ut mot inntaksstedet. Terskler og buner må tilpasses normal vintervannstand og tåle at vanlige flommer går over uten vesentlig skade eller høyere vannstand.

Tersklene må bygges sterke nok til å tåle en stor flom, og lave nok til at de ikke øker flomvannstanden. Planlegging av tersklene må derfor helst gjøres av erfarne konsulenter. NVE har laget retningslinjer for terskelbygging (Beheim 1973; Beheim 1973; Sæterbø 1998).

En annen måte å påskynde islegging på er å bygge lave utstikkere (buner) fra land over områder med grunt vann. Dermed oppnår en at disse områdene får stillere vann med bakevjer og fryser raskere til, mens strømmen konsentreres til de naturlig dypeste områdene.



Figur 3-23 Skisse av tiltak for å framskynde islegging

Selv om det ikke er mulig å hindre isdannelse i et langt stryk, vil flater med fast isdekke nær dam og inntak kunne samle opp mye av isen før den når inntaket, og gi mulighet for å fjerne noe av isen mekanisk når inntaksbassenget begynner å fylles.

3.3.7 Avledning av drivis

Det vil alltid være en fordel om drivende is kan ledes forbi inntak og dam. Mye av den teknikken som er beskrevet for å avlede vanlig drivgods i avsnitt 3.1, vil kunne brukes til is, så lenge isen er passiv eller flyter løst i vannet. Det gjelder orientering av inntaket i forhold til strømmen og bruk og utforming av lenser og overfallsluker. Der tilløpshastigheten er moderat brukes skrå lenser både til å hindre is i å komme til inntaket og til å lede isen til isluker eller flomløp.

Is skiller seg fra vanlig drivgods på et viktig punkt. Mens vanlig drivgods helst opptrer i store mengder når det er overflod av vann i elva, opptrer drivis ofte ved lave vannføringer som det er viktig å reservere mest mulig for kraftverket. Styring og tilsyn av lenser og luker blir derfor spesielt viktig når det kommer drivis, for å begrense tap av produksjon.

Det er utført en rekke modellforsøk for å tilpasse lenser og luker så det brukes minst mulig vann til passering av drivis, og for å sikre at is ikke dukker under lenser og inn i inntaket. Forsøkene viser at det er nødvendig å tilpasse tiltakene nøye til de lokale forhold, og om nødvendig prøve seg frem over noen sesonger.

I forbindelse med isløsning og isganger kan is komme sammen med store vannføringer. Dette stiller gjerne de største krav til lensedybden og til styrken av lenser og fester, mens det vil være mer rikelig med vann til å lede isen til flomløpet.

Der det er lite vanlig drivgods, f.eks. der nedslagsfeltet er skogfritt, blir islenser ofte fjernet i sommersesongen for å spare dem for påkjenninger under store flommer.

3.3.8 Tiltak mot isganger

Det er lite en kan gjøre for å beskytte seg mot isgang når elva først er islagt. Strekninger som regelmessig danner isganger, kan imidlertid noen ganger forsynes med lave terskler som gir små kulper med fast isdekke, tilsvarende de som er beskrevet i avsnitt 3.3.6. Siden isganger mest forekommer i stryk med relativ stor helning, er slike terskler sterkt utsatt for skader under flom, og det kan derfor bli et kostbart tiltak både å utføre og vedlikeholdet.

Inntaket en sommerdag (over), og i slutten av april etter en vinter med isganger. Grinden (70 m^2) er tett og mestepartten av vannet renner over brystningen.

Figur 3-24 Tyrolerinntaket i Rotla etter isgang (Dagfinn Ekker, Trondheim Energiverk Kraft AS)

Der det regelmessig ventes isganger, kan en forsøke å legge inntaket i skyggen av terrengformasjoner, eller lage permanente ledemurer som avleder ismassene fra inntak og luker til et område der de senere kan fjernes.

Det har vært gjort forsøk på å forutsi når isganger vil løsne, basert på måling av temperaturer i luft og vann, men modellene er foreløpig lite pålitelige, og må tilpasses hver enkel lokalitet.

Viktigste tiltak mot isganger er derfor å beskytte inntaksgrinder og luker ved å legge dem til siden for isgangens vanlige løp eller bygge ledemurer som styrer isgangen vekk fra inntaket og over flomløpet.

Etter en isgang vil ofte store deler av inntaksbassenget være fylt av is som må fjernes maskinelt før driften kan komme i gang igjen. Der det kan forekomme isganger er det derfor spesielt viktig at det er mulighet for atkomst med gravemaskin eller annet ryddeutstyr.

3.3.9 Fjerning av is på varegrinder

Det er viktig at i alle fall en del av varegrinda kan holdes åpen i frostperioder, både for å holde en viss produksjon i gang, og fordi et åpent løp til en viss grad hjelper til å hindre mer omfattende tilfrysing av hele inntaket. Så lenge det er et åpent løp vil små ispartikler kunne passere videre gjennom turbinen uten å skade den, mens større partikler må hindres å komme frem til grinda.

Ved mindre kraftverk har det vært helt vanlig å fjerne is fra varegrinder ved å skrape for hånd med store raker. Sarr som klebet til grinda ble løsnet og passerte deretter gjennom turbinen, mens større isbiter ble raket opp eller ut til siden og helst fløtet til flomløpet.

Ved mange små kraftverk er det denne velprøvde metoden som vil være mest aktuell. For å holde et kraftverk i drift under en kuldeperiode måtte ofte flere personer være i arbeid samtidig.

Ved store kraftverk brukes i dag maskinell skraping med raker som løfter og fjerner isen fra grinda. Rakeapparatet er enten fastmontert eller festet til en vogn som går på skinner. Det kan være manuelt operert av fast driftepersonale, men er nå i mange tilfeller automatisk og koplet til måling av falltap, dvs. forskjellen i vanntrykk på begge sider av grinda. Det samme utstyret kan også brukes til å fjerne annet flytende drivgods utenom is-sesongen.

Maskinelt rakeutstyr er kostbart og krever ofte likevel noe bemanning, så det vil sjelden være økonomisk ved små kraftverk bare pga isproblem. Men sett i sammenheng med at det også kan fjerne drivgods som tetter varegrinda, vil det være riktig under planleggingen å vurdere økonomien ved en fast og automatisk installasjon som kan fungere både for is og drivgods.

Oppvarming av grindstavene for å løsne is er forsøkt, men krever betydelig energi og er selvfølgelig avhengig av at det er tilførsel av strøm til inntaket.

3.3.10 Vannstandskontroll under isforhold

Det er spesielt viktig under vinterforhold at vannstanden i inntaksbassenget holdes på normalt nivå, så dykkingen av varegrinden ikke blir for liten. Dette krever en form for kontroll som kan hindre at kraftverket benytter mer vann enn elva kan gi. Som regel vil det lønne seg å installere trykkmålere som registrerer vannstanden i inntaksbassenget og fallhøgden, helst med automatisk regulering av pådraget. På den måten kan en utnytte den ofte beskjedne vannføringen om vinteren optimalt. Målingene vil samtidig registrere om det oppstår unormale situasjoner som kan tyde på isproblem ved inntaket.

Ved svært små kraftverk der isdekket raskt stabiliseres ved inntaket og vannføringen varierer lite i vintersesongen, kan en kanskje nøye seg med enklere kontroll ved hyppige inspeksjoner.

3.3.11 Islaster på konstruksjoner

Is i inntaksmagasinet kan gi ekstra laster på varegrinder og luker. Is som samles i inntaksbassenget kan bygge seg opp til stor høgde og gi direkte trykklaster, og i spesielle tilfeller støt når en ispakke ankommer. Blir varegrinda tett av is vil den i tillegg kunne få vanntrykk bare på oppsiden.

Et sjeldnere problem kan oppstå dersom inntaksmagasinet er en innsjø. Da kan fast isdekke inn mot inntaket øve et horisontalt trykk i vannlinjen ved at isen utvider seg når temperaturen stiger. Det skjer for eksempel når snø legger seg på isen etter streng kulde. Snøen isolerer mot kulden som isen er dannet under, og isen tar vannets temperatur på noen få grader. Endres vannstanden mens isen ligger fastfrosset mot inntak eller luker kan det også bli sterke opp- eller nedadrettede krefter. Et inntak mot innsjø vil imidlertid sjelden ha andre typer iskrefter fra ispakke eller forskjell i vanntrykk.

Det er vanskelig å beregne islaster fra is som trykker mot en konstruksjon. Både inntaksbassengets størrelse, isens knusefasthet, som varierer med årstid og temperatur, og hvor elastisk konstruksjonen er, spiller en rolle. De største iskreftene opptrer mot helt stive konstruksjoner med fast isdekke inntil, for eksempel dammer og pilarer.

Målinger gjennom en snøfattig sesong på dam Silvann i Nord-Norge, referert i EBL Kompetanse (2002), oppgir krefter mellom 50 og 135 kN/m langs dammen. *Retningslinje for laster og dimensjonering* (NVE 2003) forutsetter at islasten skal være mellom 100 og 150 kN/m, og at 100 kN/m brukes for dammer i laveste bruddkonsekvensklasse.

Vanligvis vil konstruksjoner ved små kraftverk være mer skjermet, ved at elveleiet er smalt slik at elvebreddene tar unna mye av isens effekt. Men en gjør klokt i å regne med krefter på opptil 100 kN mot pilarer som stikker frem foran en luke eller et inntak, der inntaksbassenget kan utvikle halvmetertykt fast isdekke. Mer detaljer om iskrefter finnes blant annet i Ashton (1986).

3.4 Virvler og luftinnsuging

Ved skjev tilstrømning mot et inntak vil det dannes virvler, som kan ha flere negative virkninger, for eksempel at luft suges inn gjennom virvelen. Årsakene til at det dannes virvler er kompliserte, men grunne inntak med kort vei til overflaten, er særlig utsatt. I dette kapitlet skal vi se på følgende:

- Årsaken til at det dannes virvler, og klassifisering av virvlene.
- Hvilke følger virvlene kan ha for kraftverket.
- Tiltak for å unngå virvler ved inntak.
- Andre problem med luftinnsuging.

3.4.1 Årsakene til at det dannes virvler ved inntak

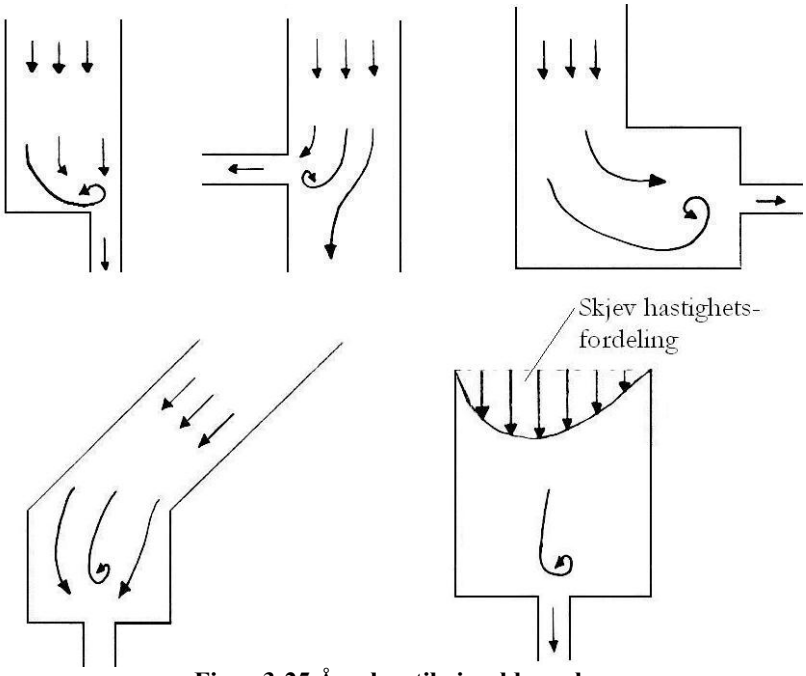
Virvler ved kraftverksinntak skyldes skjevstrømning mot inntaket. De vanligste årsakene til skjevstrømning er:

- Usymmetrisk tilstrømning mot inntaket.
- Usymmetrisk hastighetsfordeling mot inntaket.
- Hindringer i tilstrømningsområdet.

Figur 3-25 viser vanlige årsaker til skjevstrømning og virveldannelse. I praksis vil et være skjevstrømning inn mot alle inntak, men hvis den er svak så blir det ingen virvler. Er tilstrømningsforholdene svært dårlige kan det gi kraftige virvler som når langt inn i inntaket.

3.4.2 Klassifisering av virvler

Virvler kan klassifiseres ved å måle rotasjonshastigheten i vannet (Knauss 1987), men i praksis er det vanskelig så en visuell klassifisering er vanlig. Virvlene deles inn i seks klasser avhengig av styrke og sugeevne, som vist på Figur 3-26. Klasse fire suger ned rask og drivgods, klasse fem suger bobler inn i inntaket, og klasse seks suger inn en sammenhengende luftstreng. Virvler er ikke stabile, og selv om vannføringen er konstant så kan virvlene pendle mellom ulike klasser.



Figur 3-25 Årsaker til virveldannelse

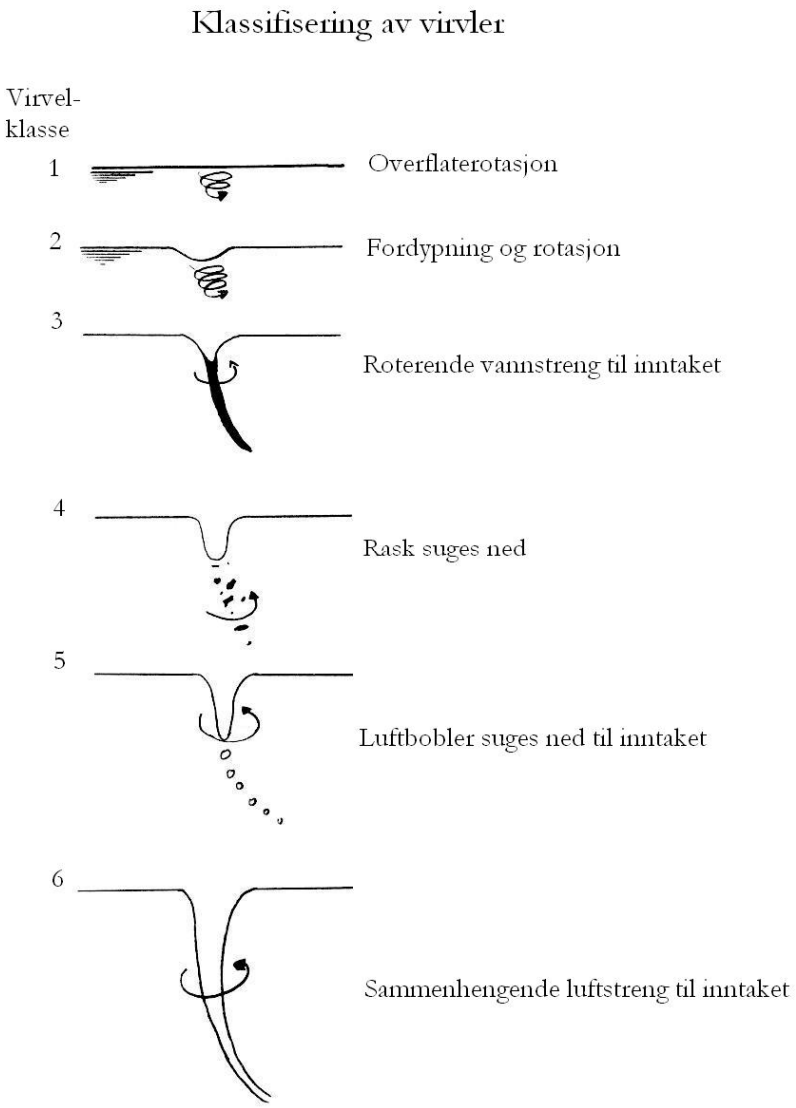
3.4.3 Konsekvenser av virveldannelse ved inntak

Kraftige virvler kan ha flere ulemper for et kraftverk:

- Luft og rask suges inn i inntaket.
- Vann med kraftig rotasjon suges inn i tilløp og turbin.
- Økt fare for kavitasjon og vibrasjoner.

Den praktiske betydningen for kraftverket vil særlig avhenge av styrken på virvelen, avstanden fra inntak til turbin, og turbintype. Lavtrykksanlegg er særlig utsatt fordi det er kort vei fra inntak til turbin, og fordi propellturbiner (rørturbin/Kaplan) er følsomme for skjevstrømning. Kraftanlegg med middels til høye trykk vil ha lang avstand mellom inntak og turbin, slik at problemet blir innsuging av luft og rask, og økt falltap i innløpet.

Luftsugende virvler
Virvler av styrke fem (Figur 3-26) drar bobler ned i inntaket, og styrke seks drar inn en sammenhengende luftstreng. Det fører til at det dannes luftlommer som gir økt falltap og lavere produksjon, i tillegg kan lommer med komprimert luft føre til eksplosjonsartede utblåsninger. Luftinnblanding kan føre til nitrogenovermetning i avløpsvannet, og derved til fiskedød.



Figur 3-26 Klassifisering av virvler

For lavtrykksanlegg, der avstanden mellom vannflate og turbin er kort, er det mulig å suge luft helt inn i turbinen, og det kan føre til redusert virkningsgrad og ujevn gange.

Selv kraftige, luftsugende virvler gir liten lufttransport (Knauss 1987), og vi kjenner ikke til tilfeller der de faktisk har forårsaket utblåsninger eller fiskedød i tilknytning til mini- eller mikrokraftverk. De tilfellene av utblåsninger og fiskedød vi kjenner til skyldes innblanding av luft i bratte sjakter med frispeilstrømning.

Virvler som suger ned rask
Virvler av styrke fire kan suge drivgods fra overflaten og ned på inntaket. Det fører til raskere tetting av inntaket og større falltap i innløpet. Behovet for rensk og vedlikehold vil øke. For inntak som er vanskelige å komme til og som sjelden blir inspisert, bør man legge stor vekt på en inntaksløsning som krever lite vedlikehold.

Rotasjon av vannstrømmen
Når vannet passerer gjennom virvelen, på vei til inntaket, vil det begynne å rotere. Noe av vannets trykkenergi vil gå over til rotasjonsenergi. Rotasjonen fører til større tap i innløpet og i røret nedstrøms. Rotasjonen kan fortsette lang innover, og kan gi skjevstrømning inn mot turbinen.

Det ser ut som virvler av styrke fem (suger bobler) gir moderat økning av innløpstapet, kanskje opp mot 20 % (Knauss 1987). Rotasjon av vannstrømmen vil også øke friksjonstapet i røret, og svært kraftig rotasjon kan øke friksjonstapet med en faktor på 2 – 2,5 i forhold til rotasjonsfri strømning. Innover i røret avtar rotasjonen, men hvor raskt den dempes er svært avhengig av rotasjonen ved innløpet. 100 rørdiametre nedstrøms inntaket vil sterk rotasjon ha avtatt med 90 %. Er startrotasjonen svak har vi 90 % reduksjon etter ca 25 rørdiametre.

Kavitasjon og vibrasjon
I kjernen av virvelen er hastigheten høy og trykket lavt, og det kan føre til kavitasjon. Virvler er ikke stabile, og forandrer styrke og plassering kontinuerlig. Det fører til trykk og strømningsvariasjoner, som kan gi vibrasjoner og ujevn gange. Kavitasjon og vibrasjon i forbindelse med virvler i innløpet er særlig knyttet til lavtrykksanlegg.

3.5 Retningslinjer for utforming av inntaket

Inntaket bør utformes slik at faren for at det dannes virvler blir minst mulig, og tiltakene kan deles i tre hovedgrupper:
- Sikre gode tilstrømningsforhold.
- Tilstrekkelig dykking av inntaket.
- Strømrettere og andre spesielle tiltak.

Ved planlegging av inntak bør man alltid tilstrebe jevn, symmetrisk strømning mot inntaket og dykke det så mye at virvler ikke kan suge luft og rask ned til inntaket. Strømrettere og andre spesielle tiltak brukes for eksisterende inntak der virvler er et problem.

3.5.1 Gode tilstrømningsforhold

Når inntaket planlegges bør man unngå de forholdene som skaper skjevstrømning, og derved fjerne årsakene til at virvler dannes. Figur 3-25 viser tilstrømningsforhold som bør unngås. Et sammendrag av anbefalinger fra *Swirling flow problems at intakes* (Knauss 1987) og *Virvler og virveldannelse foran vanninntak* (Soknes 1982) er listet under:
- Bruke utforminger som gir lik (uniform) hastighetsfordeling mot inntaket.
- Bruke elementer/utforminger som retter strømmen mot inntaket.
- Unngå usymmetriske tilløpsforhold (bunn, bredder, konstruksjoner).
- Strømlinjeforming av konstruksjoner i vannveiene.
- Strømmen bør akselerere jevnt mot inntaket (jevn avtagende strømningstverrsnitt).
- Lav strømhastighet i inntaket (store inntak) reduserer faren for virvler.
- Kraftige sidestrømmer rettes opp før de når inntaket, f. eks. ved bruk av steinfyllinger som avskjærer strømmen, og strømpilarer som retter strømmen.
- Skjærsjikt i vannstrømmen bør unngås, dvs. vannlag som strømmer med ulik hastighet eller retning, f. eks. vann som strømmer over en kant.

3.5.2 Dykking av inntaket

Tilstrekkelig dykking av inntaket vil forhindre at luft eller rask suges ned i inntaket, og forholdstallet h/d (Figur 3-27) brukes til å beskrive hvor mye inntaket er dykket. *h* er avstanden

fra vannflaten til innløpet, og *d* er innløpets diameter (eller høyde). Den dykkingen som luftinnsugning begynner ved kalles kritisk dykking, $(h/d)_{cr}$, og tilsvarer en virvel med styrke fem.

Det er vanlig å angi kritisk dykking for ulike tilstrømnings- og innløpsløsninger som en funksjon av innløpets froudetall, ***F***, definert som:

$$F = \frac{v}{\sqrt{gd}}$$

Her er:
F = froudetallet (-)
v = vannhastighet i innløpet (m/s)
d = innvendig diameter i innløpet, eller innløpets høyde (m)

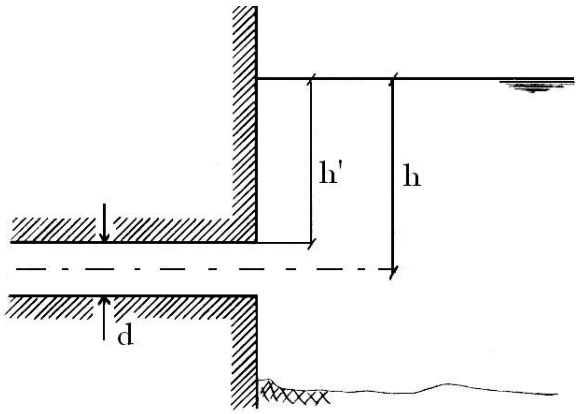
I Knauss (1987) er det flere forslag til hvor mye inntak må dykkes for å unngå at det suger luft, f. eks:

$$\left(\frac{h}{d}\right)_{cr} = \frac{1}{2} + 2F$$, men ikke mindre enn 1,5, eller

$$\left(\frac{h'}{d}\right)_{cr} = 1 + 2{,}3F$$

Her er (se Figur 3-27):
h = dykking målt fra vannflaten til senter rør (m)
h' = dykking målt fra vannflaten til topp rør (m)
d = innvendig diameter i innløpet, eller innløpets høyde (m)

Undersøkelser viser at det er stor forskjell mellom ulike inntak. For samme *F* suger noen inntak luft når $\frac{h'}{d} = 1{,}0$, mens andre ikke suger luft før $\frac{h'}{d} = 0{,}1$. I utgangspunktet anbefaler vi å bruke det uttrykket som gir størst dykking, men det må vurderes mot hva det vil koste å dykke inntaket, og konsekvensene dersom inntaket suger luft. Husk at formlene over gir grensen for luftinnsugning, men at inntaket suger rask før det begynner å suge luft.



Figur 3-27 Definisjonsskisse for dykking av inntak

3.5.3 Bruk av strømrettere og andre spesielle tiltak

Det kan være kostbart å øke dykkingen for små inntak, for eksempel fordi damhøyden må økes, og da kan bruk av strømrettere være et godt alternativ. Strømrettere kan og brukes til å

undertrykke virvler ved eksisterende inntak. Flåter som plasseres over virvelkjernen er også effektive for å forhindre luftinnsugning.

Så vidt vi kjenner til finnes det ingen generelle metoder for å dimensjonere strømrettere. Det vanligste er at forskjellige løsninger prøves ut i modellforsøk, til man får tilfredsstillende resultat. Figur 3-30 viser noen eksempler på strømrettere og andre tiltak for å redusere virveldannelse. Når man planlegger strømrettere må man ta hensyn til belastning fra is og drivgods.

3.5.4 Forslag til utforming av inntak - sammendrag

Ved utforming av inntaket bør man legge vekt på følgende forhold:

- Sørg for gode tilstrømningsforhold med symmetrisk, gradvis akselererende strømning direkte mot inntaket. Unngå retningsendringer eller hindringer rett før inntaket, og unngå områder med stillestående vann.
- Sørg for tilstrekkelig dykking av inntaket. Bruk f.eks. avsnitt 3.5.2 som utgangspunkt. Hvis tilstrømningsforholdene er dårlige så bør inntaket plasseres dypere.
- Hvis det blir for dyrt å plassere inntaket dypt, så kan inntaksarealet økes slik at hastigheten går ned. Når man vet at inntaket ikke kan plasseres dypt nok, så er det særlig viktig å strømlinjeforme området foran inntaket.
- Strømrettere, skjermer eller flåter brukes der det oppstår problemer.
- Det er særlig viktig å unngå luftsugende virvler foran lavtrykksanlegg med kort vei fra inntak til turbin.

3.6 Andre luftproblem

Mye luft i vannet i form av bobler kan og føre til samme problem som beskrevet for luftsugende virvler. I tillegg tar vann med mye luft ekstra plass, for eksempel kan det være nødig å ha ekstra fribord på samlerennen under et overfallsinntak (avsnitt 4.9) fordi det er mye luft i vannet.

Årsaken til mye luftbobler i vannet kan være naturlig innblanding av luft i fosser og stryk, noe som er lett å se fordi vannet blir hvitt. Under vårflommen måtte mikrokraftverket som vi ser inntaket til i Figur 3-28, stanse pga. luft i vannet under fossen. I samlerennen under overfallsinntak er det vanligvis kraftig luftinnblanding, det ser vi tydelig på Figur 3-29 som viser samlerennen under et Coanda-inntak som vi testet i laboratoriet.

Figur 3-28 Inntak til mikrokraftverk med luftproblem

Når et stryk pisker mye luft inn i vannet vil boblene forsøke å stige til overflaten, men i områder med mye turbulens kan de holde seg lenge i vannet. Når vannet strømmer rolig, slik det bør i inntaksbassenget, så stiger boblene relativt raskt til overflaten. Stigehastigheten avhenger av boblestørrelsen, i stille vann stiger bobler som er en millimeter i diameter ca 10 cm/s, og bobler som er 20 mm i diameter ca 30 cm/s (Wood 1991), men turbulens reduserer stigehastigheten.

Dersom elva inneholder luftbobler bør vi ha et område med rolig strøm foran inntaket, som er langt nok til at boblene rekker å stige til overflaten og forsvinne. Hvis elva er 2 m dyp og vannhastigheten er 1,0 m/s, og vi antar at boblene stiger 10 cm/s, så vil en boble bruke 20 sekunder fra bunnen til den når overflaten, og på den tiden har den beveget seg 20 meter mot inntaket. Vær oppmerksom på at problem med luftinnblanding er mest vanlig under flom, og da er det ikke vanlige strømforhold i elva.

Figur 3-29 Luftinnblanding under Coanda-inntak

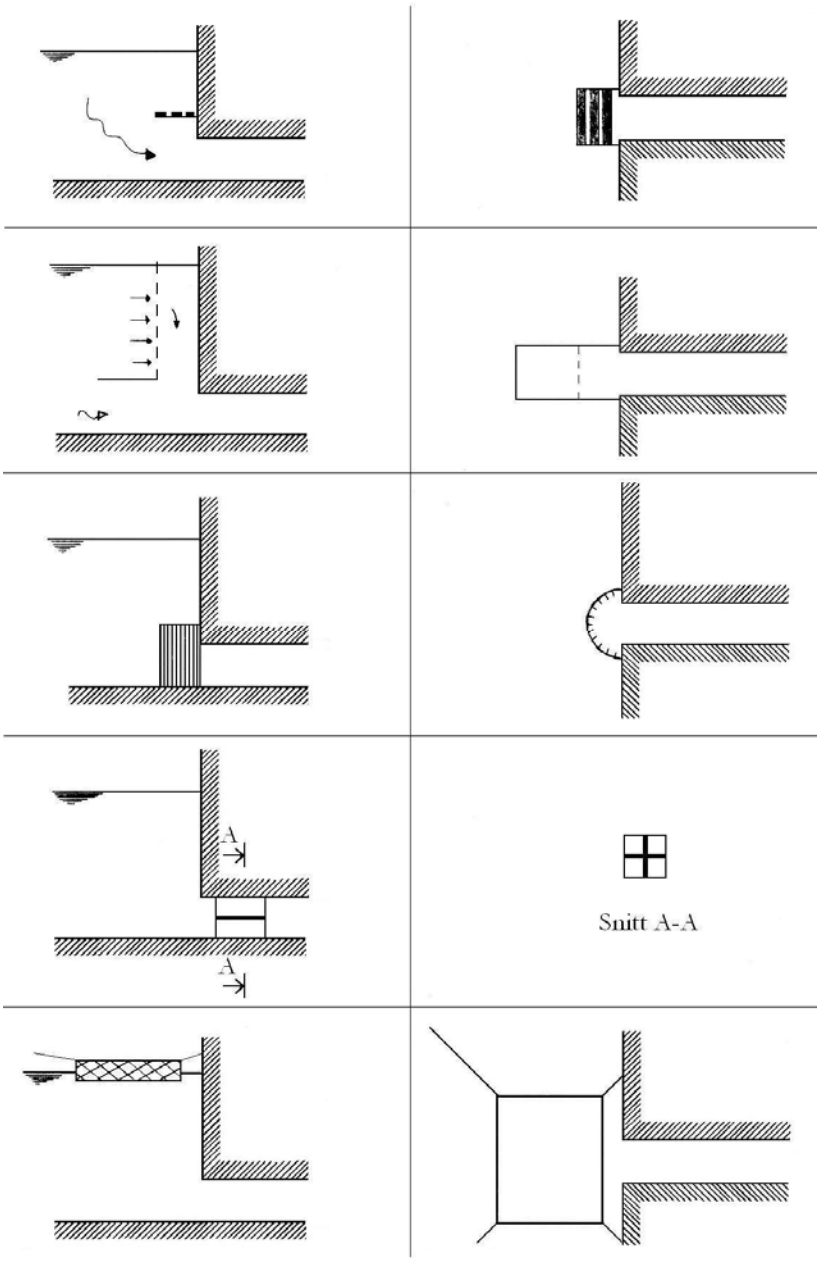
I forbindelse med overfallsinntak må man tenke på to ting. For det første må man sørge for god avlufting før vannet går inn i rørgaten, og for det andre må man vurdere om samlerennen bør få ekstra fribord fordi det er mye luft i vannet. Vi har ikke funnet data om luftinnblanding under overfallsinntak, men Ervine (referert i Wood (1991)) foreslår følgende uttrykk for luftinnblanding for en stråle som renner langs en vegg og ned i et kar:

$$q_{luft} = 0{,}00045(v - 0{,}8)^3$$

Her er:
q_{luft} = medrevet luft pr strålebredde (m^3/sm)
v = hastigheten til strålen når den treffer vannflaten (m/s)

Hastigheten kan beregnes fra strålens fallhøyde ($v = (2gH)^{1/2}$). q_{luft} gjelder når strålen er luftet på <u>en</u> side. I et overfallsinntak er strålen vanligvis luftet på begge sider og i tillegg brutt opp etter å ha passert grinden. Vi anbefaler å regne med en luftmengde som er 2 – 2,5 ganger det formelen gir, men samtidig skjer det en kontinuerlig avlufting fra samlekanalen som reduserer luftmengden. For å dimensjonere rennen kan man anta at vanndybden øker like mye som luftinnblandingen, dvs. at med 20 % luft så øker vanndybden 20 %.

Eksempel på beregning av luftinnblanding
Hvis strålen faller 1,5 meter fra terskelen og ned til vannflaten i samlekanalen så treffer den med hastighet, v = 5,4 m/s, og q_{luft} blir da 45 l/s/m, men vi antar at faktisk luftinnblanding er det dobbelte, ca. 100 l/s/m. Inntaket har en slukeevne på 500 l/s/m, og med luftinnblanding øker volumstrømmen med 20 % til 600 l/s/m.



Figur 3-30 Eksempler på strømrettere (snitt og plan)

3.7 Inntak i bratte elver

3.7.1 Tiltak mot flomtransport av store blokker, tømmer og trær

Ved inntak i eller like nedenfor svært bratte og steinete elveløp kan det under flom og snøløsning løsne store steiner og blokker som kan gjøre skade om de når frem til vanlige inntak og luker. Sammen med en mengde grus og mindre stein kan hele inntaksområdet risikere å bli fylt av stein-materialer ved en storflom. Er det skogsterreng langs tilløpet, kan også trær og tømmer gjøre stor skade. Dette er tilstander som vanligvis kan avsløres ved en grundig befaring på forhånd.

Det mest logiske er å unngå inntak på bratte steder, enten ved å flytte inntaket oppover eller nedover, hvis det er flatere partier der. Men, er det snakk om en lang strekning uten slake partier, eller hvis en flytting vil gi vesentlig mindre tilløp eller fallhøyde, kan det være aktuelt å *stoppe vannet i fallet* heller enn å droppe prosjektet.

Tekniske tiltak som kan begrense skader fra grove gjenstander, er vanskelig å beskrive generelt. Mye avhenger av helt lokale forhold. Enkeltblokker som ser ut til å kunne være kritiske for en utløsning av ras eller transport av store mengder løsmasser, kan boltes eller støpes fast på forhånd. Dreier det seg om noen få løse blokker kan de også sprenges. Trær som ser ut til å kunne rives løs under flom, kan fjernes ved regelmessige befaringer.

Det er også mulig å støpe en eller flere solide tverrdammer som kan ta stoppe grove gjenstander før de når inntaket. Disse må kunne tømmes maskinelt, dersom det er snakk om mer enn noen få truende steinblokker.

Figur 3-31 Steinterskel og enkelt sideinntak i en bratt elv

Mange bekkeinntak som tar vann fra bratte løp, bruker Tyrolerinntak (avsnitt 2.8.1). Dette er en løsning som lar flom med grove masser, is og trær passere, men som tar inn store deler av de finere partikler sammen med driftsvannet. Store steinblokker kan likevel gjøre stor skader selv på et solid Tyrolerinntak. Brukt direkte som inntak til et kraftverk vil Tyrolerinntak som regel kreve et sandfang enten like etter og til siden for inntaket, eller lenger nede i tunnelsystemet, med mulighet for regelmessig tømming.

En annen løsning er å lede driftsvannet ut til siden med en sprengt eller støpt renne før inntaket, slik at de store vannføringer kan passere forbi innløpet til renna uten å berøre inntaket. Et eksempel på dette er beskrevet i befaringsrapporten fra Vasstaket kraftverk (vedlegg 2).

3.7.2 Tilstopping av is og snø

Så lenge vannføringen er på jevnt vinternivå, vil det holde seg en åpen kanal under snøen. Problem kan imidlertid oppstå under snøsmeltingen, fordi snøen i elvekløften vil tine mye senere enn på åpent terreng i nedslagsfeltet. Flommen kan dermed danne vannsamlinger som bryter seg veg nedover kløften og river med seg hardpakket snø og is som kan følge elveløpet videre nedover til det eventuelt møter og fyller en inntakskonstruksjon. Hugla kraftverk som ligger like nedstrøms et fossefall har en kulp mellom fossen og inntaket, Figur 3-22. Den vil ta unna mye av ismassene som måtte komme ned under en flom, men det må likevel regnes med problem dersom isløsningen er voldsom.

I bratt terreng må en være forberedt på store problem med atkomst når snødybden er stor, selv der det er rimelig god anleggsveg for sommerbruk. Dette er det viktig å ta med i beregningen når en planlegger tilsyn og vedlikehold i vintersesongen.

Bratte elveløp i trange gjel kan i noen tilfeller bli helt fylt av snø fra fokk og ras.

4. Hydrauliske beregninger

I dette kapitlet beskriver vi en del vanlige hydrauliske beregninger, for eksempel beregning av falltap og beregning av kapasiteten til overløp, luker og kanaler. Vi har forsøkt å beskrive beregningene så skjematisk at det er lett å følge beregningsgangen, samtidig som vi har utelatt nesten alt det teoretiske grunnlaget for beregningene. I tillegg har vi tatt med mange eksempler som viser beregningene i praksis. På den måten håper vi at stoffet blir tilgjengelig for de med liten erfaring med hydrauliske beregninger. Vi har og gjort flere forenklinger som vi mener er akseptable i de fleste situasjoner, men sikkert ikke i alle. Faren ved å presentere stoffet på denne måten er at ukyndige kan komme til å bruke metodene i situasjoner der de ikke bør brukes. Kapitlet har mange formler og kurver, og vi kan ikke garantere at de er fri for feil. Derfor oppfordrer vi alle som ikke har erfaring med hydrauliske beregninger til å søke råd hos fagfolk.

Av praktiske årsaker er bruken av symboler ikke konsistent gjennom kapitlet. Et symbol kan bety en ting i ett avsnitt, og noe annet i neste, så kontroller beskrivelsen i teksten.

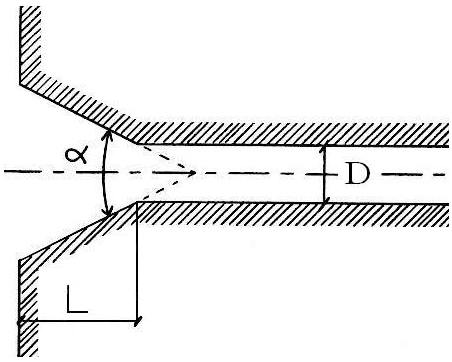
4.1 Falltap i inntakskonus

For å redusere falltapet ved innløpet til rørgaten er det vanlig med en overgang, ofte en konus som vist i Figur 4-1. Falltapet gjennom konusen beregnes med det vanlige uttrykket for singulærtap:

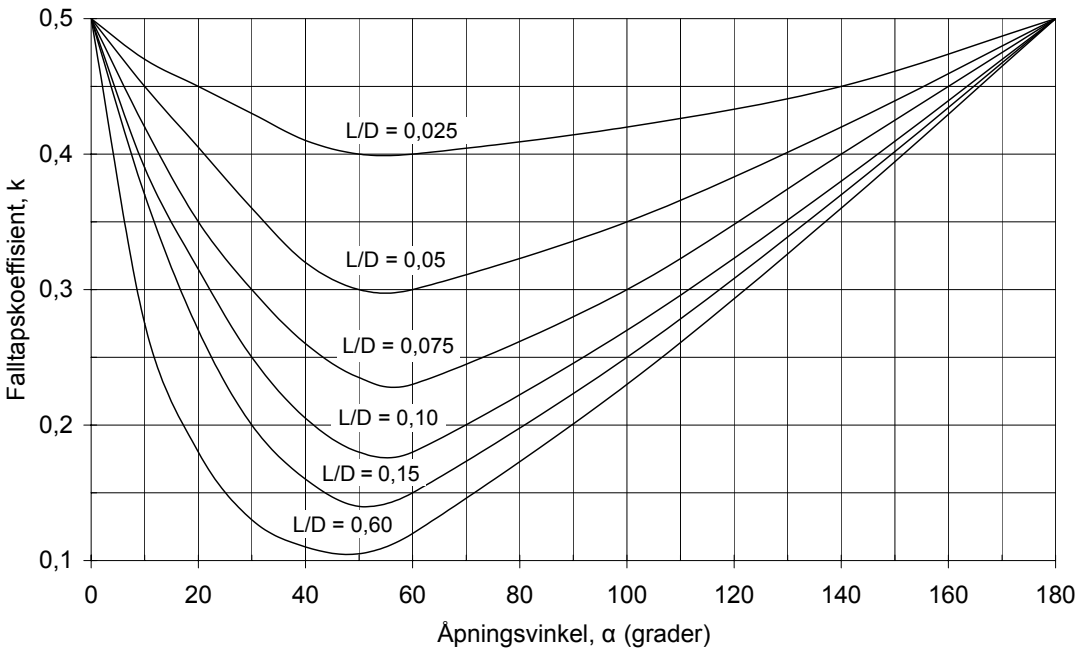
$$\Delta H = k\frac{V^2}{2g}$$

Her er:
ΔH = falltap (m)
k = falltapskoeffisient (-)
V = vannhastighet i røret etter konusen (m/s)
g = 9,81 m/s^2

Figur 4-2 (Idelchik 1986) viser hvordan falltapskoeffisienten, k, avhenger av åpningsvinkelen, α (grader), rørdiameteren D (m) og lengden, L (m).



Figur 4-1 Inntakskonus



Figur 4-2 Falltapskoeffisient for inntakskonus

4.2 Falltap i inntakssil (perforert rør)

Inntaket til mange mikrokraftverk lages ved å forlenge rørgaten inn i inntaksbassenget, og bore mange hull i røret. Den løsningen anbefaler vi ikke, men fordi den er mye brukt viser vi hvordan falltapet kan beregnes. Vi har ikke funnet opplysninger om falltap i rør med perforerte vegger, og har derfor antatt at det kan beregnes som for strømning gjennom en perforert plate (Idelchik 1986). Men, i det perforerte røret er det ulik hastighet gjennom hullene og 90° dreining av vannstrømmen, så det er sannsynlig at metoden vi foreslår undervurderer tapet. Metoden tar heller ikke med friksjonstapet i røret.

Før vi kan beregne falltapet må følgende være bestemt:
- vannføringen gjennom røret, Q (m^3/s)
- utvendig rørdiameter, D (m)
- diameteren på hullene i røret, d_h (m)
- rørveggens tykkelse, e (m)
- antall hull pr areal, n (1/m^2)

Begynn med å beregne forholdet mellom åpent areal og totalt areal, f (-):

$$f = \frac{A_h}{A} = \frac{n \cdot \pi \cdot d_h^2}{4}$$

hvor π = 3,14, A_h = totalt areal av hull (m^2) innenfor totalarealet A(m^2). Finn deretter forholdstallet mellom veggtykkelse og hulldiameter, $\frac{e}{d_h}$, og bruk det og f til å finne falltapskoeffisienten, k (-), fra Figur 4-3. Deretter beregnes falltapet, ΔH (m), fra uttrykket:

$$\Delta H = k \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A_h^2} = k \frac{8 \cdot Q^2}{g \cdot N^2 \cdot \pi^2 \cdot d_h^4}$$

her er N totalt antall hull i inntaks-silen. Et alternativ er å bestemme hvor stort falltap, ΔH, som man vil akseptere, og bruke uttrykket under til å beregne antall hull:

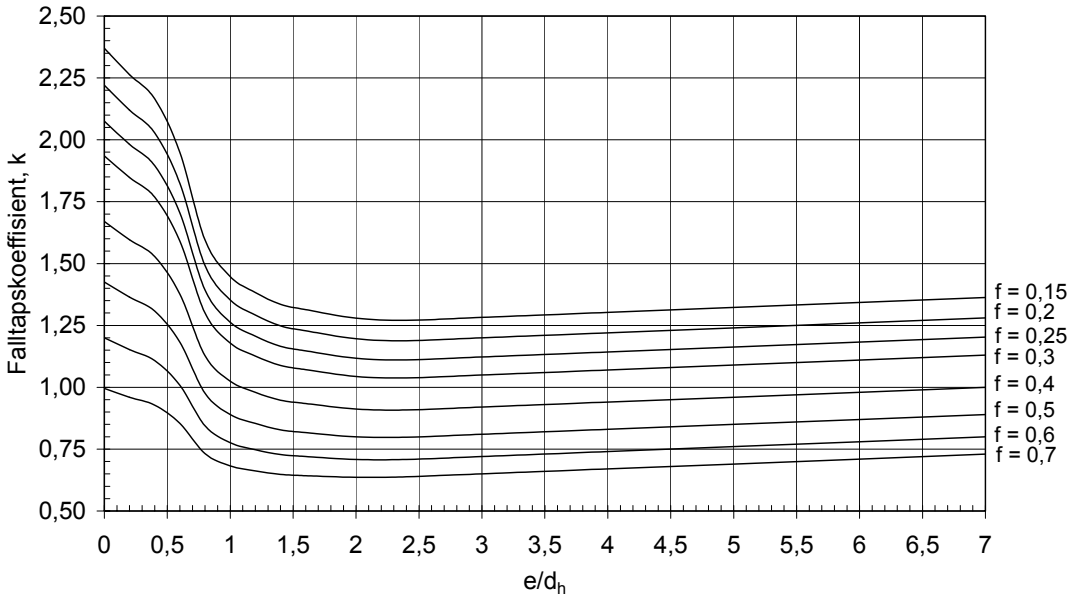
$$N = \sqrt{\frac{8 \cdot k \cdot Q^2}{\Delta H \cdot g \cdot \pi^2 \cdot d_h^4}}$$

Deretter beregnes hvilket utvendig areal, $A_{rør}$ (m^2), røret må ha for å få plass til N hull:

$$A_{rør} = \frac{N}{n},$$

og nødvendig rørlengde, L (m), blir da:

$$L = \frac{A_{rør}}{\pi \cdot D}$$



Figur 4-3 Falltapskoeffisient for perforerte plater

4.2.1 Eksempel på falltapsberegning

Følgende betingelser er allerede gitt:

- vannføring, Q = 0,7 m^3/s
- utvendig rørdiameter, D = 0,54 m
- diameteren på hullene i røret, d_h = 9 mm = 0,009 m
- rørveggens tykkelse, e = 15 mm = 0,015 m

Vi antar at hullene bores i et mønster som gir n = 5 hull/10 cm^2 = 5000 hull/m^2, som gir lysåpningstallet $f = \frac{n \cdot \pi \cdot d_h^2}{4} = \frac{5000 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}009^2}{4} = 0{,}32$, som betyr 32 % lysåpning.

Forholdet mellom veggtykkelse og hulldiameter er $\frac{e}{d_h} = \frac{0{,}015}{0{,}009} = 1{,}7$, og fra Figur 4-3 finner vi falltapskoeffisienten, k = 1,05. Hvis vi nå bestemmer at falltapet gjennom silen ikke skal være større enn f.eks. ΔH = 5 cm = 0,05 m, så kan vi beregne hvor mange hull vi trenger:

$$N = \sqrt{\frac{8 \cdot k \cdot Q^2}{\Delta H \cdot g \cdot \pi^2 \cdot d_h^4}} = \sqrt{\frac{8 \cdot 1{,}05 \cdot 0{,}7^2}{0{,}05 \cdot 9{,}81 \cdot 3{,}14^2 \cdot 0{,}009^4}} = 11390\ hull$$

Nødvendig areal for å få plass til hullene blir da:

$$A_{rør} = \frac{N}{n} = \frac{11390}{5000} = 2{,}3\ m^2,$$

og nødvendig lengde av røret blir:

$$L = \frac{A_{rør}}{\pi \cdot D} = \frac{2{,}3}{3{,}14 \cdot 0{,}54} = 1{,}4\ m$$

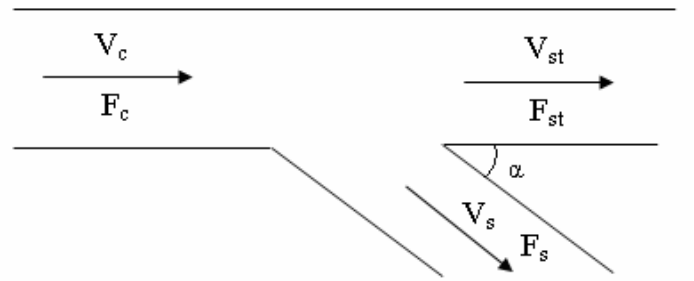
Nå har vi beregnet falltap og rørlengde uten å ta hensyn til tilstopping, men et perforert rør er mer utsatt for tilstopping og vanskeligere å renske enn en grind, og derfor bør det være vesentlig lengre enn falltapsberegningen tilsier. Falltapet i eksemplet over øker til ca. 20 cm hvis halvparten av hullene er tette.

4.3 Falltap i sideinntak

Det er mange ulike typer sideinntak, f.eks. inntak til en kanal, til et inntakskammer eller til et sandfang, og beregning av falltapet kan bli nokså forskjellig. Generelt har falltapet flere komponenter:

- Falltap forårsaket av retningsendring.
- Falltap gjennom varegrind i inntaket.
- Falltap forårsaket av tverrsnittsendring (kontraksjon og ekspansjon).

Beregning av falltap forårsaket av retningsendring blir beskrevet under. Falltap gjennom varegrinder, også kombinert med retningsendring, er beskrevet i avsnitt 4.4.



Figur 4-4 Definisjonsskisse for falltap i sideinntak

Falltapet på grunn av retningsendring kan beregnes fra uttrykkene (Idelchik 1986):

$$\Delta H = k \cdot \frac{V_c^2}{2g}$$

$$k = k' \cdot k''$$

Her er:
ΔH = falltapet (m)
k = falltapskoeffisient (-)
k' = koeffisient som avhenger av vinkelen α (grader) og forholdet mellom vannhastighet i hovedløp og sideløp (-), se Tabell 4-1.

k'' = koeffisient som avhenger av forholdet mellom vannføring og areal av hoved- og sideløp (-), se Tabell 4-2.
V_c = hastighet i hovedløpet (m/s)
g = 9,81 m/s^2

V_s/V_c	α (º)			α = 90º	
	30	45	60	$h_s/h_c \leq 2/3$	$h_s/h_c = 1$
0,2	0,7	0,75	0,84	1,04	1,01
0,6	0,31	0,5	0,65	1,35	1,11
1,0	0,27	0,58	1,0	2,0	1,3
1,4	0,7	0,98	1,54	2,96	1,59

h_s og h_c er dybden (m) av side- og hovedløp.
V_s og V_c er hastigheten (m/s) i side- og hovedløp

Tabell 4-1 *k'* for beregning av falltap i sideinntak

F_s/F_c	$\leq 0,35$		$\geq 0,35$	
Q_s/Q_c	$\leq 0,4$	$\geq 0,4$	$\leq 0,6$	$\geq 0,6$
k''	$1,1 - 0,7 \cdot Q_s/Q_c$	0,85	$1 - 0,65 \cdot Q_s/Q_c$	0,6

F_s og F_c er tverrsnittsareal (m^2) av sideløp og hovedløp.
Q_s og Q_c er vannføring (m^3/s) i sideløp og hovedløp.

Tabell 4-2 *k''* for beregning av falltap i sideinntak

4.4 Falltap gjennom varegrinder

Dette avsnittet beskriver beregning av falltap gjennom varegrinder, og det har følgende deler:

- Definisjon av variable.
- Kirschmer-Mosonyis formel for beregning av falltap.
- Idelchiks formel for beregning av falltap.
- Meusburgers formel, som er mer komplisert, men som også tar hensyn til tilstopping.
- Eksempel som viser beregningsgangen.

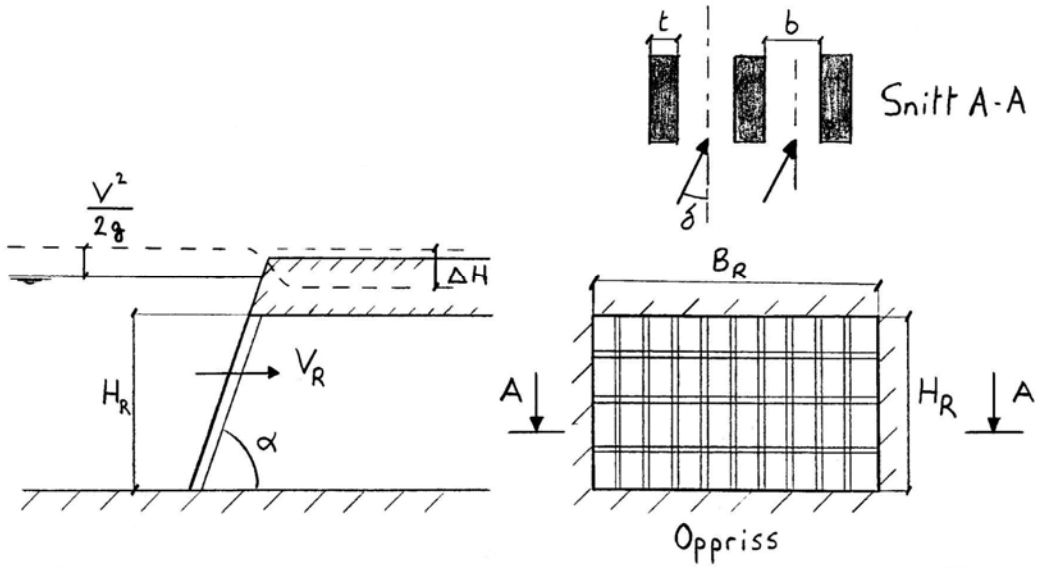
4.4.1 Definisjon av variable

Fordi det er mange forhold som påvirker falltapet er det også mange variable, og de er vist i Tabell 4-3 og på Figur 4-5.

Symbol	Definisjon	Enhet
A_{bars}	Areal av grindstavene (mot strømretningen)	m^2
A_{beams}	Areal av bjelker som støtter grinden (flyndrer, mot strømretningen)	m^2
A_{rack}	Totalt grindareal	m^2
A_V	Areal som er tettet av drivgods	m^2
b	Lysåpning mellom grindstavene	m
B_R	Grindens bredde	m
g	Tyngdens akselerasjon (9,81 m/s^2)	m/s^2
H_R	Grindens høyde	m
ΔH	Falltap	m
k_F	Koeffisient som avhenger av formen på grindstavene	-
k_P	Koeffisient som avhenger av hvor stor del av grinden som er blokkert av staver og flyndrer.	-

Symbol	Definisjon	Enhet
k_{v1}	Koeffisient som avhenger av hvor mye av grinden som er blokkert av drivgods – gruppe 1.	-
k_{v2}	Koeffisient som avhenger av hvor mye av grinden som er blokkert av drivgods – gruppe 2.	-
k_α	Koeffisient som avhenger av grindens helling	-
k_δ	Koeffisient som avhenger av skjevstrømning mot grinden	-
n	Antall staver i grinden	-
m	Antall bjelker (flyndrer) i grinden	-
P	Gjenbyggingstallet, forholdet mellom gjenbygd areal (staver og bjelker) og totalt grindareal	-
Q_R	Vannføring gjennom grinden	m^3/s
t	Grindstavenes tykkelse	m
t_{beam}	Bjelkenes (flyndrenes) tykkelse	m
V	Forhold mellom tilstoppet areal og totalt grindareal	-
V_R	Vannhastighet basert på brutto grindareal	m/s
α	Vinkel mellom grindstavene og horisontalplanet	Grader
δ	Vinkel mellom grindplanet og strømretningen (skjevstrømning)	Grader
σ_1	Koeffisient som avhenger av stavenes form og skjevstrømningen	-
σ_2	Koeffisient som avhenger av avstanden mellom stavene og skjevstrømningen	-

Tabell 4-3 Variable brukt til beregning av falltap i varegrinder



Figur 4-5 Definisjonsskisse for falltap i varegrinder

4.4.2 Beregning av falltapet med Kirschmer-Mosonyis formel

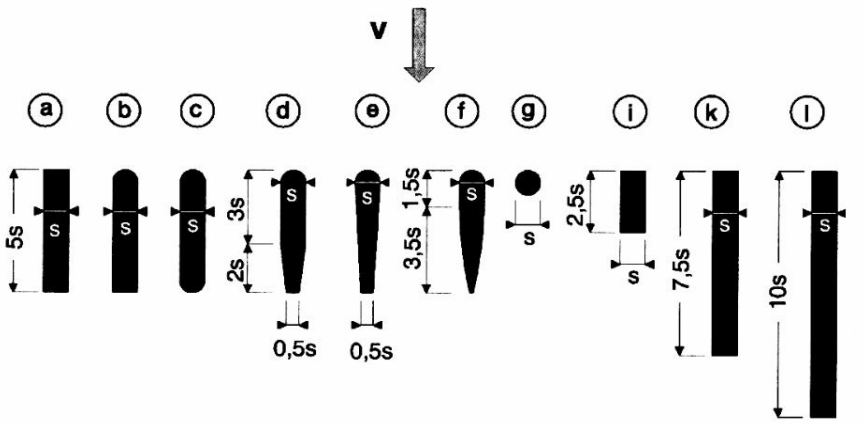
Med Kirschmer-Mosonyis formel (Mosonyi 1966) kan vi beregne falltapet som funksjon av brutto vannhastighet, og stavenes form og avstand:

$$\Delta H = k_F \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^{4/3} \cdot \frac{V_R^{\,2}}{2g} \cdot \sin\alpha \cdot k_\delta$$

Først beregnes bruttohastigheten gjennom en vertikalt projeksjon av grinden, V_R:

$$V_R = \frac{Q_R}{H_R \cdot B_R}$$

Deretter bestemmes formfaktoren, k_F, fra Figur 4-6 og Tabell 4-4. Dersom vannet strømmer skjevt mot grinden (Figur 4-5) må man finne skjevstrømningsfaktoren, k_δ, fra Tabell 4-5. Tabellen er laget for rektangulære staver, 10 mm · 50 mm, men vi har ikke data for andre stavformer.



Figur 4-6 Ulike stavformer (Kirschmer)

Stavens form (se Figur 4-6)	a, i, k, l	b	c	d	e	f	g
k_F	2,42	1,83	1,67	1,04	0,92	0,76	1,79

Tabell 4-4 Formfaktor for ulike grindstaver
(Se Figur 4-6)

	t/b								
δ (°)	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
10	1,06	1,07	1,08	1,09	1,10	1,11	1,12	1,14	1,50
20	1,14	1,16	1,18	1,21	1,24	1,26	1,31	1,43	2,25
30	1,25	1,28	1,31	1,35	1,44	1,50	1,64	1,90	3,60
40	1,43	1,48	1,55	1,64	1,75	1,88	2,10	2,56	5,70
50	1,75	1,85	1,96	2,10	2,30	2,60	3,00	3,80	-
60	2,25	2,41	2,62	2,90	3,26	3,74	4,40	6,05	-

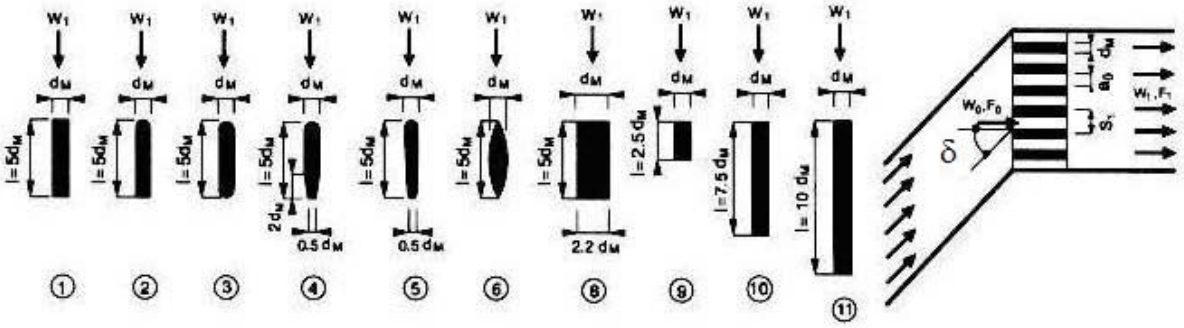
Tabell 4-5 Skjevstrømningsfaktoren, k_δ.

4.4.3 Beregning av falltapet med Idelchiks formel

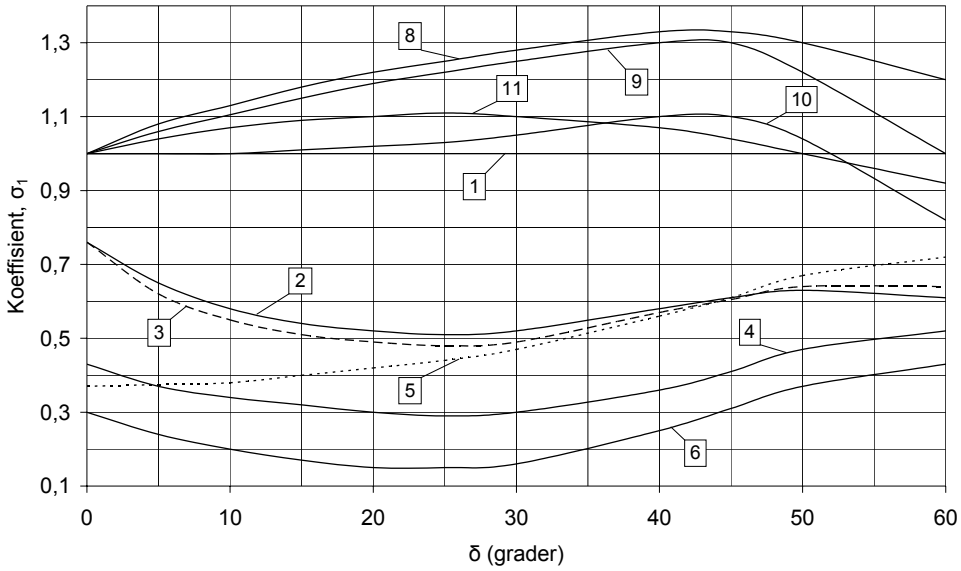
Falltapet beregnes fra uttrykket (Idelchik 1986):

$$\Delta H = \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sin\alpha \cdot \frac{V_R^2}{2g}$$

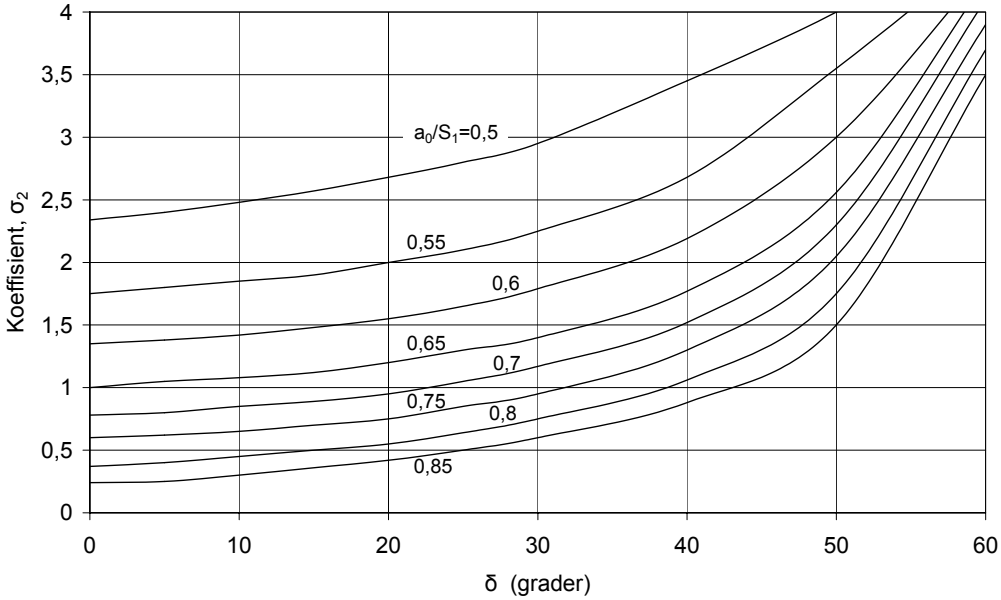
Her er:
σ_1 = koeffisient som avhenger av stavenes form og skjevstrømningen (-)
σ_2 = koeffisient som avhenger av avstanden mellom stavene og skjevstrømningen (-)
σ_1 og σ_2 er gitt i Figur 4-8 og Figur 4-9.



Figur 4-7 Ulike stavformer og definisjonsskisse (Idelchik)



Figur 4-8 σ_1 som funksjon av stavform og skjevstrømning (se Figur 4-7)



Figur 4-9 σ_2 som funksjon av lysåpning og skjevstrømning (se Figur 4-7)

4.4.4 Beregning av falltapet med Meusburgers formel

Denne metoden (Meusburger 2002) er ganske lik Kirschmers, men tar i tillegg hensyn til hvor mye av grinden som er blokkert av bjelker (flyndrer) og drivgods. Begynn med å beregne bruttohastigheten gjennom grinden, V_R:

$$V_R = \frac{Q_R}{H_R \cdot B_R}$$

Finn formfaktoren, k_F, fra Tabell 4-4, og beregn gjenbyggingstallet, P:

$$P = \frac{A_{bars} + A_{beams}}{A_{rack}}$$

Her inngår grindens totalareal, grindstavenes areal og bjelkenes (flyndrenes) areal:

$$A_{rack} = H_R \cdot B_R$$

$$A_{bars} = n \cdot t \cdot H_R$$

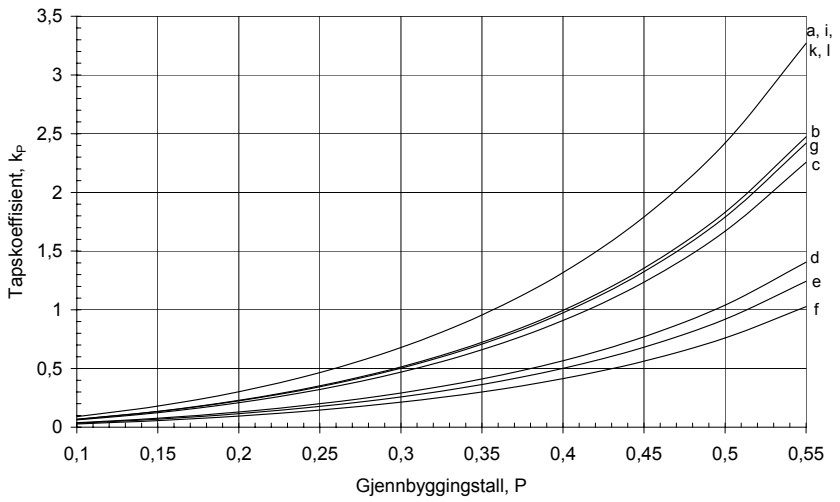
$$A_{beams} = m \cdot t_{beam} \cdot B_R$$

Bestem tapskoeffisienten for gjenbygget areal, k_p, fra likningen under eller fra Figur 4-10. k_F tas fra Tabell 4-4.

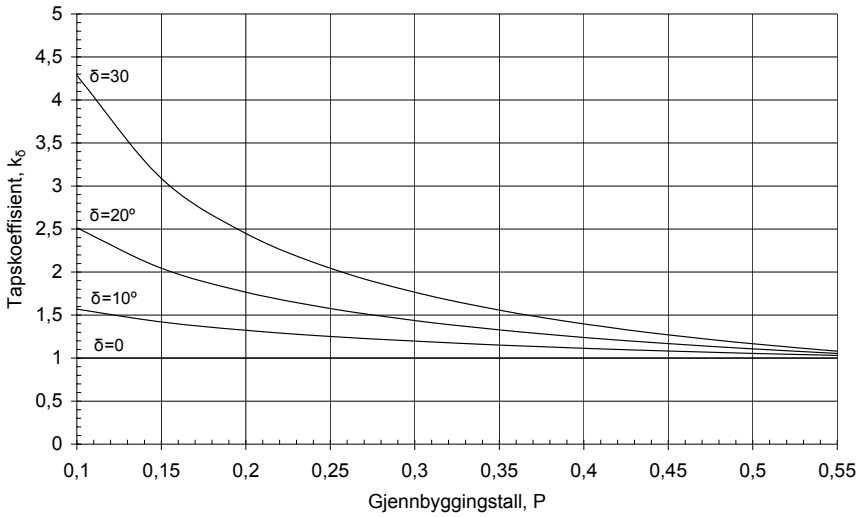
$$k_P = k_F \cdot \left(\frac{P}{1-P} \right)^{\frac{3}{2}}$$

Bestem skjevstrømningsvinkelen, δ, som er vinkelen mellom et vertikalt plan vinkelrett på grinden, og strømretningen (Figur 4-5). Beregn tapskoeffisienten for skjevstrømning fra likningen under eller fra Figur 4-11:

$$k_\delta = \left(1 - \frac{\delta}{90^\circ} \right) \cdot P^{-1,4 \cdot \tan \delta}$$



Figur 4-10 k_P som funksjon av P
(Se også Figur 4-6)



Figur 4-11 k_δ som funksjon av P og skjevstrømning

Bestem blokkeringstallet, V, som er forholdet mellom arealet som er blokkert av drivgods, A_v, og totalt grindareal A_{rack}:

$$V = \frac{A_V}{A_{rack}}$$

Falltapet pga. drivgods på grinden avhenger av hvor drivgodset ligger. Drivgods plassert langs øvre eller nedre kant av grinden tilhører gruppe 1 (Figur 4-12), og alle andre plasseringer tilhører gruppe 2 (Figur 4-13). Tapskoeffisienten for drivgodsblokkering beregnes ut fra en av formlene under, eller fra Figur 4-14 eller Figur 4-15.

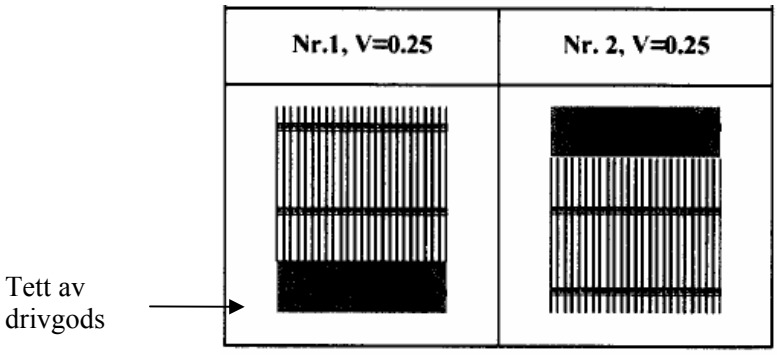
Gruppe 1: $k_{v1} = 1 + 5{,}2 \cdot P^{-1{,}5} \cdot \left(\frac{V}{1-V}\right)^2$

Gruppe 2: $k_{v2} = 1 + 1{,}8 \cdot P^{-1{,}2} \cdot \left(\frac{V}{1-V}\right)^{1{,}2}$

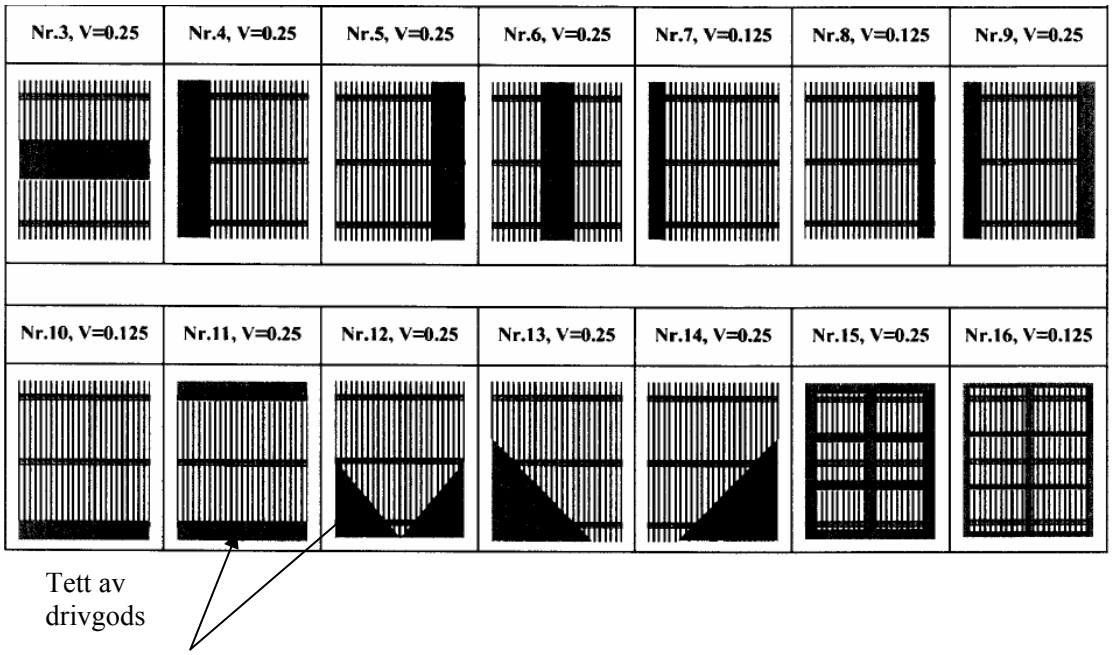
Til slutt beregnes falltapet ved hjelp av uttrykket:

$$\Delta H = k_P \cdot k_\delta \cdot k_v \cdot \sin\alpha \cdot \frac{V_R^2}{2g}$$

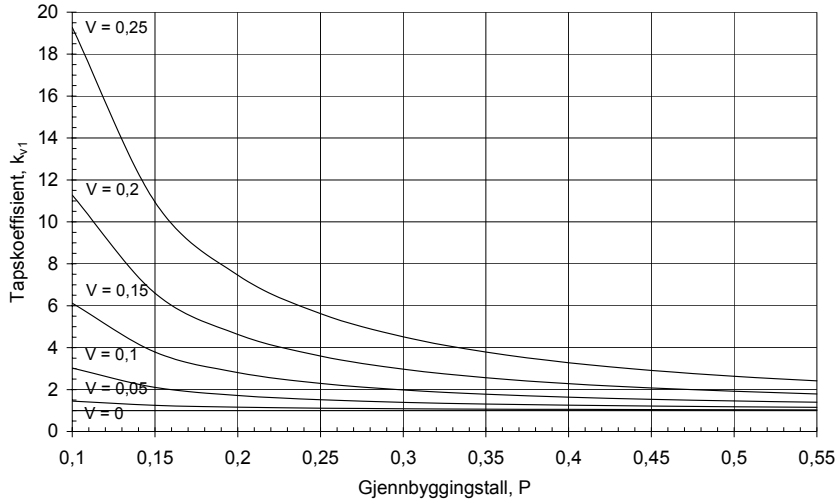
I formelen erstattes k_v av k_{v1} eller k_{v2}, alt etter hvordan drivgodset er plassert.



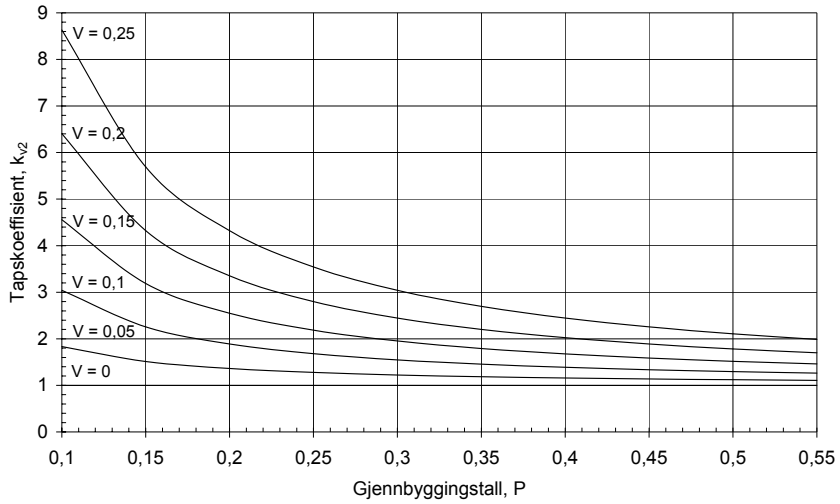
Figur 4-12 Drivgodsplassering gruppe 1



Figur 4-13 Drivgodsplassering gruppe 2



Figur 4-14 Tapskoeffisient for drivgodsplassering gruppe 1
(Se og Figur 4-12)



Figur 4-15 Tapskoeffisient for drivgodsplassering gruppe 2
(Se og Figur 4-13)

4.4.5 Eksempel på bruk av Kirschmer- Mosonyis formel

Forutsetningene er som følger:

- total slukeevne, $Q_R = 0{,}9$ m^3/s.
- grindens bredde, $B_R = 1$ m
- grindens høyde, $H_R = 1{,}5$ m
- stavenes tverrsnitt = 8 mm x 40 mm (rektangulære)
- lysåpning, $b = 45$ mm
- varegrindens helling, $\alpha = 60^o$ (fra horisontal)
- skjevstrømningsvinkel, $\delta = 10^o$

Først beregner vi bruttohastigheten gjennom grinden,

$$V_R = \frac{Q_R}{H_R \cdot B_R} = \frac{0{,}9}{1{,}5 \cdot 1} = 0{,}6 \ m/s$$

Fra Tabell 4-4 finner vi formfaktoren $k_F = 2{,}42$.

For $\frac{t}{b} = \frac{8}{45} \approx 0{,}2$ og $\delta = 10^o$ gir Tabell 4-5 skjevstrømningskoeffisienten, $k_\delta = 1{,}5$, og det totale falltapet blir da:

$$\Delta H = k_F \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^{4/3} \cdot \frac{V_R^{\ 2}}{2g} \cdot \sin\alpha \cdot k_\delta = 2{,}42 \cdot \left(\frac{8}{45}\right)^{4/3} \cdot \frac{0{,}6^2}{2 \cdot 9{,}81} \cdot \sin 60 \cdot 1{,}5 = 0{,}0058 \ m = 5{,}8 \ mm$$

4.5 Kapasiteten til tappeluker

Tappeluker brukes for å lede vannet forbi dammen i byggeperioden, til slipping av vann fra magasin, til minstevannføring eller til å tappe ned inntaksmagasinet. Luken er vanligvis plassert dypt og nær oppstrøms side av dammen, men kan og være plassert i en tunnel. Det finnes mange ulike luketyper, men for små kraftverk er det vanlig med glideluker. Dette avsnittet forklarer hvordan man kan beregne kapasiteten, dvs. sammenhengen mellom vanntrykk, vannføring og lukeåpning. Beregningsmåten som er beskrevet under passer ikke for luker som står på et overløp,

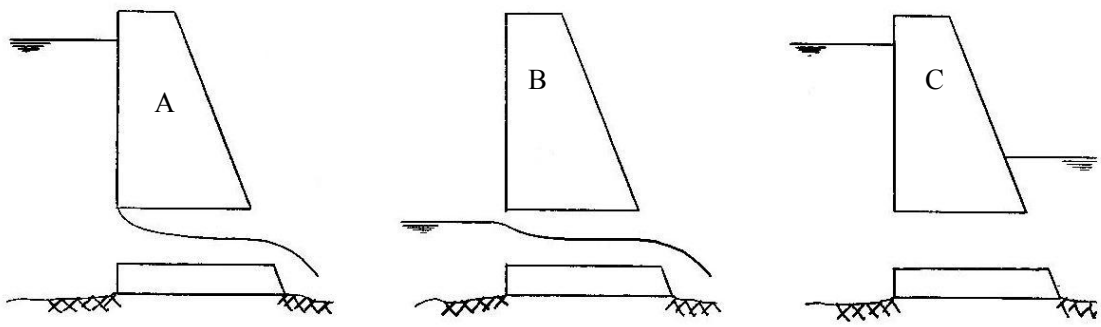
for eksempel flomluker. Beregning av slike luker er beskrevet i for eksempel *Dam hydraulics* (Vischer 1998).

4.5.1 Strømning gjennom en tappeluke

Vi kan ha flere ulike strømningssituasjoner gjennom en luke (Figur 4-16), og beregningsmåten må tilpasses situasjonen:

- dykket innløp, skytende strøm nedstrøms luka (A).
- frispeilstrømning gjennom luka og skytende strøm nedstrøms (B), som vi får når vannstanden i magasinet er lav.
- dykket innløp og druknet utløp (C), som vi får når vannstanden ved utløpet er høy.

Flere andre strømningssituasjoner er også mulig, men de er vanskeligere å beregne og blir ikke behandlet her. Du kan finne mer informasjon i f.eks. *Open-Channel Hydraulics* (Chow 1973).



Figur 4-16 Strømning gjennom tappeluke

4.5.2 Dykket innløp, skytende strøm nedstrøms

I denne situasjonen er innløpet til luka helt dykket. Nedstrøms luka er det strømning med fritt vannspeil, dvs. frispeilstrømning. Idet vannet strømmer gjennom luka øker vannhastigheten raskt slik at strålen trekker seg sammen (Figur 4-17). Rett nedstrøms luka får den sitt minste tverrsnitt, *vena contracta*, som vi må kjenne for å beregne kapasiteten. Etter et skarpkantet innløp (90° hjørner) blir vena contracta ca 60 % av innløpets areal, mens man med god avrunding av innløpet praktisk talt unngår kontraksjon av strålen. Kontraksjonskoeffisienten, C_c, er forholdet mellom arealet i vena contracta og lukeåpningens areal.

Forutsetningen for at denne situasjonen skal inntreffe, dvs. dykket innløp, er at vannstanden, H, oppstrøms luka er større enn ca. 1,4 ganger lukeåpningen, og at vannstanden nedstrøms luka er lav. Vi kan beregne kapasiteten på to måter, ved hjelp av formler eller diagrammer. Ved hjelp av en energibetraktning får vi følgende uttrykk (Vischer 1998):

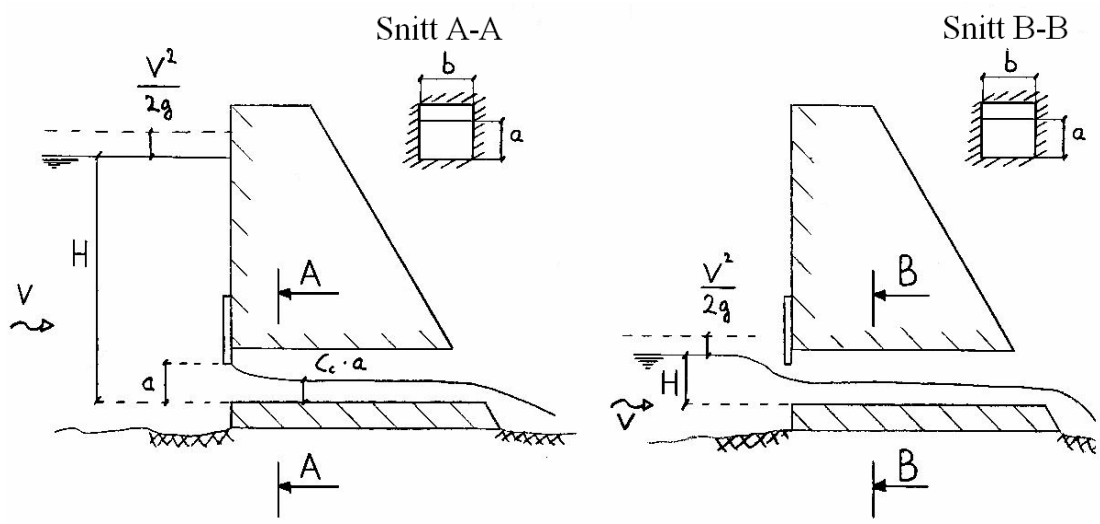
$$Q = C_c \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2g\left(H + \frac{V^2}{2g} - H_e - C_c \cdot a\right)} \approx C_c \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2g\left(H + \frac{V^2}{2g} - C_c \cdot a\right)}$$

Her er (se Figur 4-17):
Q = vannføringen gjennom luken (m^3/s)
C_c = kontraksjonskoeffisienten (-)

a = lukeåpning, lysåpning (m)
b = lukebredde, lysåpning (m)
H = vannstanden oppstrøms luka målt fra bunnen av luka (m)
V = vannhastigheten oppstrøms luka (m/s).
H_e = energitap fram til luka (m)
g = 9,81 m/s^2

For å beregne vannføringen må vi kjenne kontraksjonskoeffisienten, som varierer med lukegeometri, hvordan luka er plassert og lukeåpning. For en vanlig glideluke plassert på dammens vannside er $C_c \sim 0{,}58 - 0{,}60$, og nesten uavhengig av lukeåpning. Vanligvis er strømningsarealet i inntaksmagasinet oppstrøms luka så stort i forhold til luka at vi med god tilnærming kan anta at vannhastigheten, V, er lik null.

For luker i en tunnel er kontraksjonskoeffisienten svært avhengig av lukeåpningen, og kan variere i området $0{,}59 < C_c < 1{,}0$. For mer opplysninger om beregning av den situasjonen henvises leseren til spesiallitteratur, f.eks. *Dam Hydraulics* (Vischer 1998).



Figur 4-17 Definisjonsskisse for strømning gjennom tappeluke

4.5.3 Frispeilstrømning gjennom luka

I denne situasjonen har vi frispeilstrømning hele veien gjennom luka, med rolig strøm (underkritisk) oppstrøms luka og skytende strøm (overkritisk) nedstrøms. Forutsetningen for at denne situasjonen skal inntreffe er at vannstanden, H, oppstrøms luka er lavere enn ca. 1,4 ganger lukeåpningen, og at vannstanden nedstrøms luka er lav. Da er strømningen som over et vanlig overløp, og vannføringen kan beregnes med overløpsformelen:

$$Q = C \cdot b \cdot \left(H + \frac{V^2}{2g} \right)^{3/2}$$

Her er (se Figur 4-17):
Q = vannføringen gjennom luken (m^3/s)
C = overløpskoeffisienten (m$^{1/2}$/s)
b = lukebredde, lysåpning (m)

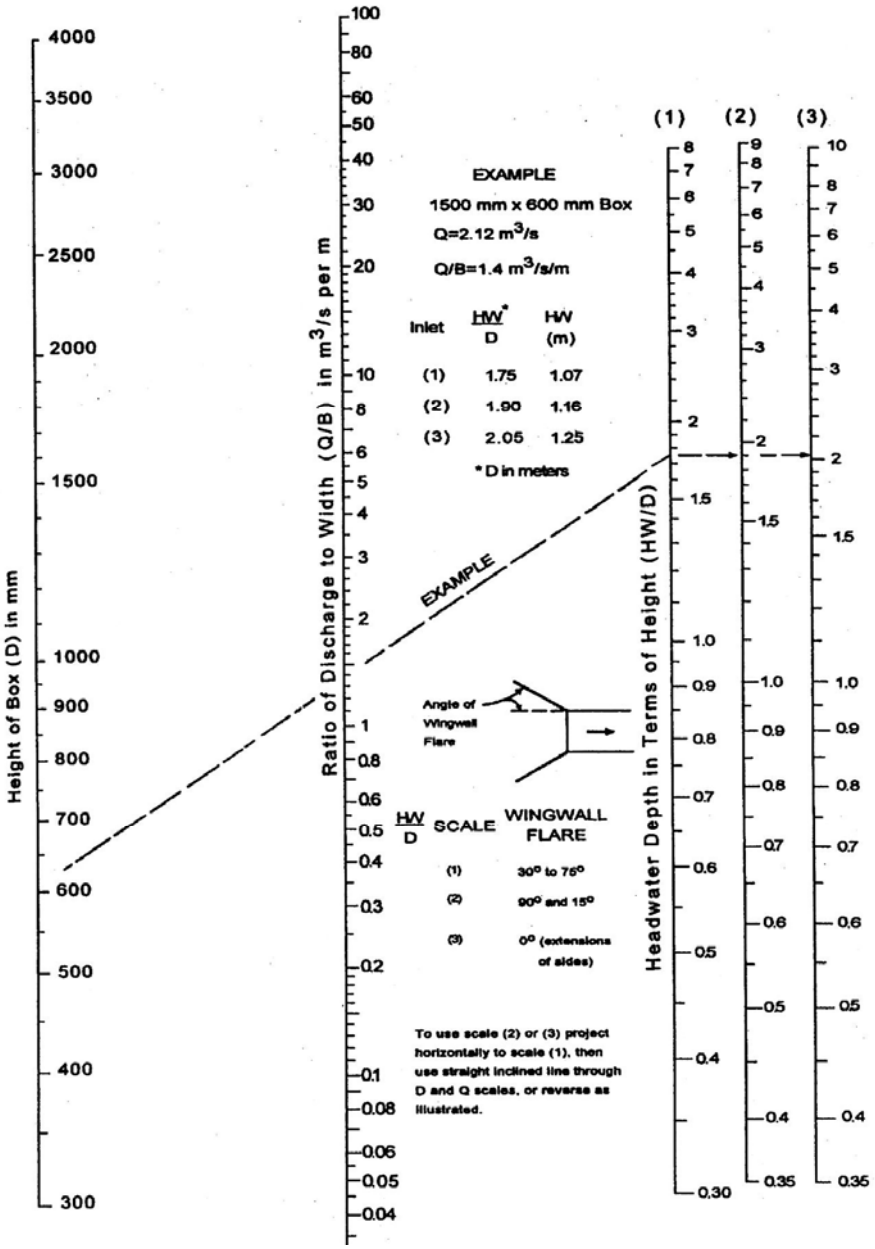
H = vannstanden oppstrøms luka målt fra bunnen av luka (m)
V = vannhastigheten oppstrøms luka (m/s)
g = 9,81 m/s^2

Overløpskoeffisienten, C, vil avhenge av flere forhold, men for en luke plassert på oppstrøms side av dammen (skarpkantet innløp) vil den være ca 1,4 m$^{1/2}$/s.

4.5.4 Nomogram for beregning av lukekapasitet

En luke plassert på vannsiden av en dam og en kulvert med innløpskontroll er hydraulisk sett like. Det betyr at vi kan bruke nomogram (kurver) for kulverter til kapasitetsberegning av luker. Figur 4-18 viser et nomogram for rektangulære betongkulverter (Normann 2001) som har tre avlesningsskalaer avhengig av vinkelen mellom vingemur og kulvert, der skala nummer to passer for en luke i en dam. På skalaen leser vi av *HW/D*, som er vannstand (pluss hastighetshøyde) oppstrøms luka delt på høyden på lukeløpet (*a* i Figur 4-17).

HW måles fra bunnen av kulvert eller lukeløp. Kurven gjelder både for dykket innløp og for frispeilstrømning gjennom luka, men forutsetter at vannstanden nedstrøms er så lav at den ikke påvirker kapasiteten. Kurven gjelder ikke for luker som står inne i tunneler etc.



Figur 4-18 Nomogram for rektangulær betongkulvert

4.5.5 Kapasitetskurven

Kapasitetskurven gir sammenhengen mellom vannføring, vannstand i magasinet og lukeåpning. Når man skal beregne kapasitetskurven velger man en lukeåpning, og beregner vannføring som funksjon av vannstanden for et rimelig utvalg av vannstander, og tegner sammenhengen opp på et diagram.

4.5.6 Eksempel på beregning av kapasitetskurve

I dette eksemplet lager vi en kapasitetskurve for en glideluke plassert på dammens vannside:

– lukestørrelse: 1,5 m · 1,5 m

– lukeåpning: a = 1,1 m
– vannstand: 0,5 m < H < 7 m
– hjørnene på luka/innløpet er skarpkantet (90°)

Det er bratt nedstrøms dammen, så vannstanden ved utløpet vil ikke bli så høy at den påvirker kapasiteten. Ved lav vannstand i inntaket vil vi ha frispeilstrømning hele veien, og skytende strøm etter luka. Når vannstanden øker drukner innløpet, men nedstrøms luka har vi fremdeles skytende frispeilstrømning. I alle beregningene under har vi antatt at hastighetshøyden i magasinet, $\frac{V^2}{2g}$ er lik null. Først anslår vi ved hvilken vannstand innløpet drukner (avsnitt 4.5.2):

$$H / a = 1{,}4 \Leftrightarrow H = 1{,}54\ m$$

For vannstander opp til ca. 1,5 m er det frispeilstrømning som vi beregner med (avsnitt 4.5.3):

$$Q = C \cdot b \cdot \left(H + \frac{V^2}{2g} \right)^{3/2}$$

C = 1,4 $m^{1/2}/s$
b = 1,5 m

For vannstander høyere enn ca. 1,5 m er innløpet dykket, og da beregnes kapasiteten med formelen (avsnitt 4.5.2):

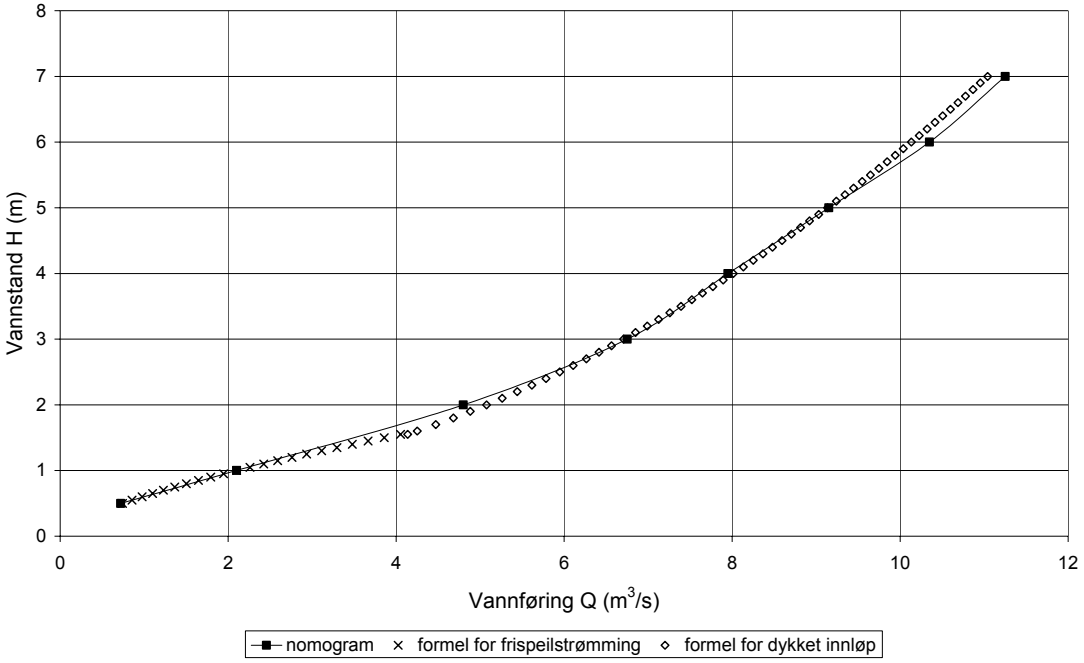
$$Q = C_c \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2g\left(H + \frac{V^2}{2g} - C_c \cdot a \right)}$$

C_c = 0,6
a = 1,1 m
b = 1,5 m

Når vi setter H inn i riktig formel kan vi beregne vannføringen, Q, for den vannstanden. Vi kan også bruke nomogrammet i Figur 4-18 til å beregne vannføringen. Tabell 4-6 viser resultatene fra begge framgangsmåtene, og Figur 4-19 kapasitetskurvene, og vi ser at de to metodene gir nesten likt resultat. Vi har bare laget kapasitetskurve for lukeåpning på 1,1 m, men normalt vil vi lage kurver for flere lukeåpninger.

H (m)	**Q** fra formler (m^3/s)	**Q** fra nomogram (m^3/s)
0,5	0,7	0,7
1	2,1	2,1
2	5,1	4,8
3	6,7	6,8
4	8,0	8,0
5	9,1	9,2
6	10,1	10,4
7	11,0	11,3

Tabell 4-6 Resultat fra kapasitetsberegning av luken



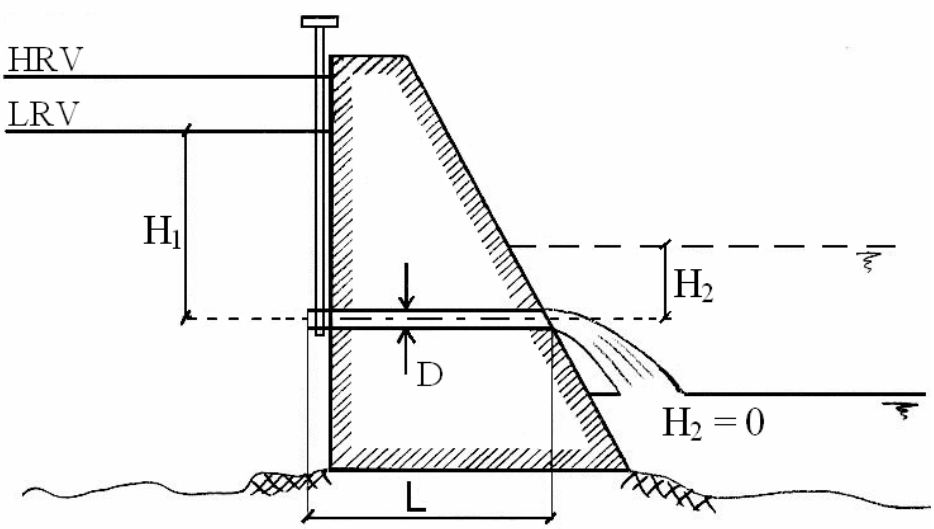
Figur 4-19 Kapasitetskurve for luken (åpning = 1,1 m)

4.6 Rør for tapping av minstevannføring

Det er nødvendig å slippe en minstevannføring forbi de fleste dammer. En vanlig måte å gjøre det på er med et rør gjennom dammen, og oppgaven blir da å beregne diameteren på røret. Det gjør vi ved hjelp av en energibetraktning der vi følger en vannpartikkel fra inntaksmagasinet, gjennom røret til utløpet. Ved utløpet har partikkelen samme energi som ved innløpet, minus energitapet gjennom røret. Likningen vi bruker kalles Bernoullis likning:

$$H_1 + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = H_2 + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + H_{tap}$$

Her er (se og Figur 4-20):
H_1 = vanndybden i snitt 1, dvs. foran innløpet (m)
H_2 = vanndybden i snitt 2, dvs. etter utløpet (m)
Z_1 = bunnens høyde over et referansenivå (m)
Z_2 = bunnens høyde over samme referansenivå (m)
V_1 = hastigheten i snitt 1, dvs. foran innløpet (m/s)
V_2 = hastigheten i snitt 2, dvs. ved utløpet (m/s)
H_{tap} = energitap (m)
g = 9,81 m/s^2



Figur 4-20 Definisjonsskisse for tapperør

For tapperøret kan vi gjøre flere forenklinger, fordi vannføringen gjennom røret er liten så blir vannhastigheten i snitt 1 så lav at vi kan anta at $\frac{V_1^2}{2g} = 0$. I tillegg plasserer vi referansenivået i høyde med utløpet av røret, og måler begge dybdene, H_1 og H_2 derfra. Da blir $Z_1 = Z_2$, slik at Bernoullis likning kan forenkles til:

$$H_1 = H_2 + \frac{V_2^2}{2g} + H_{tap} = H_2 + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A_2^2} + H_{tap}$$

Her er:
V = vannhastighet (m/s)
Q = vannføring (m^3/s)
A_2 = strømningsarealet ved utløpet (m^2), vanligvis lik innvendig tverrsnittsareal av røret.

Hvis røret har utløp i luft blir H_2 lik null,

Energitapet deles i singulærtap og friksjonstap ($H_{tap} = H_{sin} + H_{friksjon}$). Singulærtap skyldes vanligvis endring i strømningstverrsnitt, dvs. utvidelse eller sammentrekning av vannstrømmen, eller at strømningen endrer retning. For eksempel har vi tap i innløpet til et rør, gjennom ventiler, i bend og ved endring av rørtverrsnittet. Singulærtap beregnes med følgende uttrykk:

$$H_{\sin} = k\frac{V^2}{2g} = k\frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A^2}$$

Her er:
k = tapskoeffisient (-)

Tapskoeffisienten, k, avhenger av hindringen vannet passerer, og det finnes håndbøker med tapskoeffisienter for ulike rørdeler. I avsnitt 4.6.1 har vi gjengitt noen koeffisienter for beregning av tap i rør. Husk å bruke riktig hastighet! For eksempel skal man bruke hastigheten rett oppstrøms en rørutvidelse (ekspansjon) for å beregne tapet i utvidelsen.

Friksjonstapet, $H_{friksjon}$, avhenger av rørets lengde, diameter og ruhet, og vannets viskositet og hastighet. Til enkel beregning av friksjonstap kan vi bruke Mannings formel:

$$H_{friksjon} = \frac{Q^2 \cdot L}{M^2 \cdot R_h^{4/3} \cdot A^2}$$

Her er:
M = manningstall ($m^{1/3}/s$)
R_h = hydraulisk radius (m)
L = rørets lengde (m)

Manningstallet er et uttrykk for overflatens ruhet, og er vanlig a bruke når man skal beregne friksjonstap for strømmende vann. Hydraulisk radius er forholdet mellom strømningsareal, A (m^2), og våt omkrets, P (m):

$R_h = \frac{A}{P}$, og for et fullt rør er $R_h = \frac{D}{4}$, der D er rørdiameteren (m). Manningstall for noen ulike materialer er gitt i Tabell 4-12.

Et tapperør uten ventil eller bend vil ha et singulærtap i innløpet og friksjonstap gjennom røret. Hvis vi plasserer snitt 2 umiddelbart nedstrøms utløpet av røret, så blir $A_{rør} = A_2$ og energilikningen kan skrives:

$$H_1 = H_2 + \frac{Q^2}{2gA_{rør}^2} + \frac{Q^2 \cdot L}{M^2 \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{4/3} \cdot A_{rør}^2} + k_{inn} \cdot \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot A_{rør}^2}$$

Snur vi om på uttrykket så vi får vannføringen, Q, alene på venstre siden, får vi:

$$Q = \sqrt{\frac{(H_1 - H_2) \cdot A_{rør}^2}{\left(\frac{L}{M^2 \cdot R_h^{4/3}} + \frac{k_{inn} + 1}{2g}\right)}} = \sqrt{\frac{(H_1 - H_2) \cdot \left(\frac{D^2}{4}\pi\right)^2}{\left(\frac{L}{M^2 \cdot \left(\frac{D}{4}\right)^{4/3}} + \frac{k_{inn} + 1}{2g}\right)}}$$

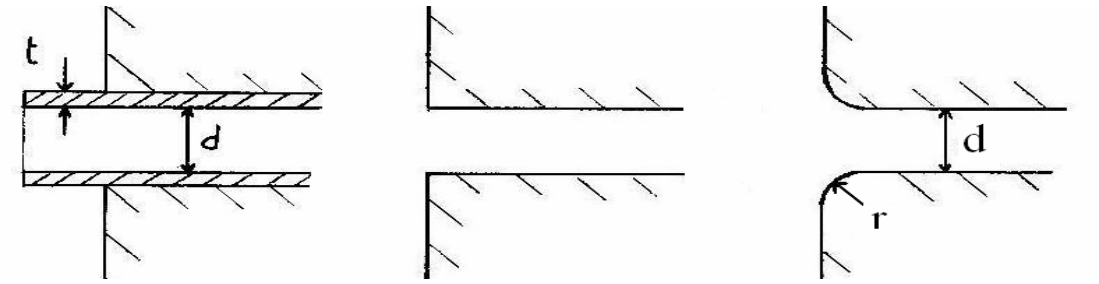
Dette uttrykket kan vi ikke løse direkte, så det enkleste er å prøve ulike diametre til man finner et rør som gir stor nok vannføring. Hvis innløpet begrenser kapasiteten (innløpskontroll) kan kapasiteten være mindre enn det vi beregner med Bernoullis likning, se avsnitt 4.6.2.

4.6.1 Koeffisienter for tapsberegning

I tabellene under finner du de viktigste koeffisientene for beregning av singulærtap. Mer detaljerte data finnes i for eksempel *Handbook of hydraulic resistance* (Idelchik 1986).

Ventiltype	k_{ventil}
Sluseventil	0,1
Spjeldventil (tykkelse/diameter = 0,2)	0,3

Tabell 4-7 Koeffisienter for tap gjennom helt åpne ventiler



Innstikkende rør — $k_{inn} = 0{,}9$

Skarpkantet innløp — $k_{inn} = 0{,}5$

Avrundet innløp

r/d	0,01	0,05	0,1	≥ 0,20
k_{inn}	0,44	0,22	0,10	0,04

Tabell 4-8 Koeffisienter for innløpstap

r/D	1	2	3	5	*r/D* = bendets radius / rørdiameter
k_{bend}	0,4	0,3	0,24	0,2	For 45º bend: bruk 0,6 · verdiene til venstre For 20º bend: bruk 0,3 · verdiene til venstre

Tabell 4-9 Koeffisienter for tap i 90º bend

D_1/D_2	1,0	1,5	2,0	2,5	5,0	D_1 er rørdiameter oppstrøms
$k_{kontraksjon}$	0	0,22	0,30	0,34	0,42	D_2 er rørdiameter nedstrøms

Bruk hastigheten nedstrøms kontraksjonen

Tabell 4-10 Koeffisienter for tap i en brå kontraksjon

D_1/D_2	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	D_1 er rørdiameter oppstrøms
$k_{ekspansjon}$	1,0	0,64	0,36	0,16	0,04	0,0	D_2 er rørdiameter nedstrøms

Bruk hastigheten oppstrøms ekspansjonen

Tabell 4-11 Koeffisienter for tap i en brå ekspansjon

Materiale	Manningstall ($m^{1/3}/s$)
Glatt plast	100
Sveiset stål	75 - 100
Galvanisert stål	59 - 77
Korrugert stål	35 - 50
Trerør	55 - 85
Betong, pusset	70 - 90
Betong støpt i stålformer	71 - 83
Betong, uregelmessig overflate	50 - 66

Tabell 4-12 Manningstall for noen materialer

4.6.2 Innløpskontroll

For korte tapperør med skarpkantet (90°) hjørner i innløpet, for eksempel rør som er kappet i plan med oppstrøms damvegg, kan det være kapasiteten til innløpet til røret som begrenser vannføringen. Uten en grundig beregning bør man ikke anta at kapasitet er større enn det som følger av uttrykket under, selv om beregningsmåten som er beskrevet i avsnitt 4.6 gir større kapasitet:

$$Q = AV = C\frac{D^2}{4}\pi\sqrt{2 \cdot g \cdot H}_1$$

Kontraksjonskoeffisienten, C, er ca. 0,6, og de andre variablene er som beskrevet i avsnitt 4.6. Hvis innløpet til røret er godt avrundet har det vanligvis ikke innløpskontroll.

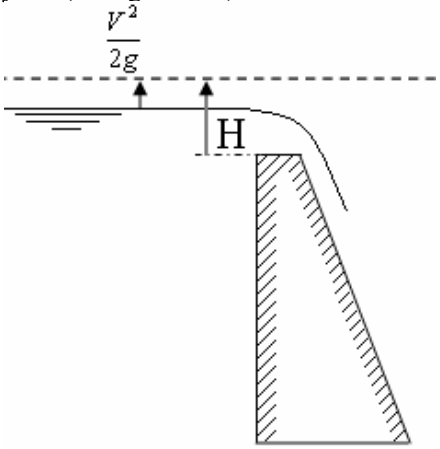
4.7 Kapasitetsberegning for overløp

For de fleste norske dammer ledes flomvannet over et overløp. Overløpet kan for eksempel være en terskel, damkronen, toppen av et bjelkestengsel eller et overløp utformet med et spesielt profil (Figur 4-22). Den viktigste beregningsoppgaven i forbindelse med overløp er å bestemme kapasiteten, dvs. sammenhengen mellom vannføringen igjennom overløpet og vannstanden oppstrøms, og dét er beskrevet i dette avsnittet. Den andre oppgaven kan være å bestemme den beste formen på overløpet, dvs. den som gir størst mulig kapasitet uten fare for kavitasjon. Det blir ikke beskrevet her, men du kan finne mer opplysninger for eksempel i *Retningslinje for flomløp* (www.nve.no). Husk at for dammer i klasse 1, 2 eller 3 (se kapittel 1) krever NVE at den som beregner flomløpet har spesiell godkjenning.

Kapasiteten, Q (m^3/s), beregnes ved hjelp av overløpsformelen:

$$Q = CL_{eff}H^{1,5}$$

Her er:
C = overløpskoeffisienten ($m^{1/2}/s$)
L_{eff} = effektiv lengde av flomløpet målt vinkelrett på strømretningen (m)
H = energinivå oppstrøms flomløpet (m), dvs. høydeforskjellen mellom overløp og vannspeilet oppstrøms, pluss hastighetshøyden (se Figur 4-21).



Figur 4-21 Definisjonsskisse for beregning av overløp

Figur 4-22 Eksempel på overløp

Effektiv lengde, L_{eff}, er lengden av flomløpet minus virkningen av sidekontraksjon. Sidekontraksjon får vi når det er skarpe hjørner på siden av flomløpet slik at vannstrømmen ikke fyller hele lengden av flomløpet (Figur 4-23). Det er vanlig å anta at hvert skarpkantet hjørne gir en sidekontraksjon på ca. 0,1·H, slik at effektiv lengde blir:

$$L_{eff} = L_{lysåpning} - 0{,}1 \cdot n \cdot H$$

Her er:

n = antall hjørner (-)

$L_{lysåpning}$ = total lengde av flomløpet (m)

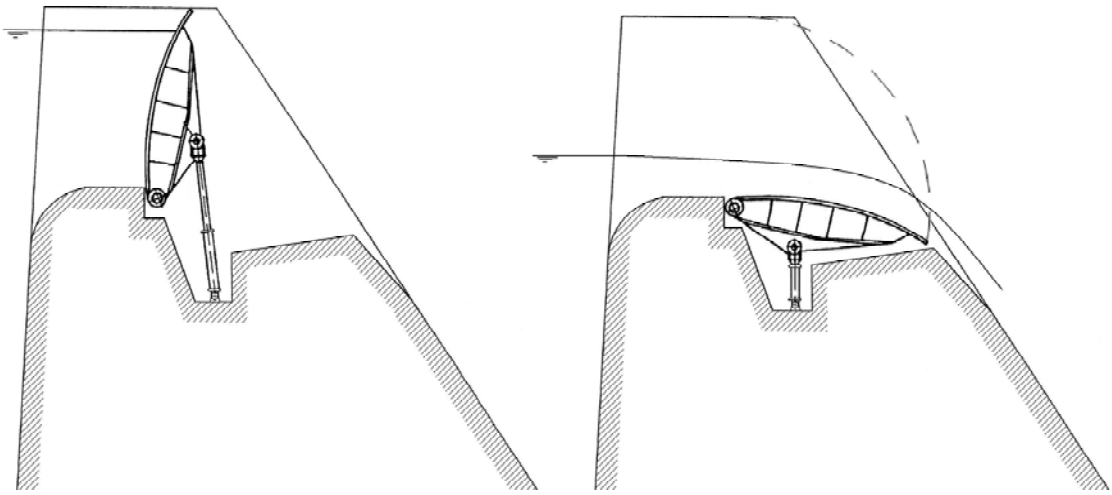
Figur 4-23 Sidekontraksjon ved hjørne

Overløpskoeffisienten, C, avhenger av formen på overløpet, dybden oppstrøms og nedstrøms, og vanndybden på overløpet. Så lenge vannstanden nedstrøms ikke når opp til flomløpet er C ca. 1,4 $m^{1/2}/s$ for et overløp med skarpt oppstrøms hjørne og horisontal krone når H er liten, og ca. 1,7 $m^{1/2}/s$ når H er lik lengden av flomløpet i strømretningen (Ackers 1978). For godt utformede flomløp kan C bli så høy som 2,4 $m^{1/2}/s$. Noe mer informasjon kan du finne i *Retningslinje for flomløp* (www.nve.no). I *Weirs and flumes for flow measurement* (Ackers 1978) kan du finne detaljerte opplysninger om mange ulike overløp.

4.8 Kapasitetsberegning for klappluker

Klappluka er en overløpsluke, dvs. at luka kan legges ned slik at vannet renner over luka, og den kan brukes til å spyle is og drivgods ut av inntaksbassenget. Klappeluka kan manøvreres ved hjelp av underliggende løftesylindere, eller med ensidig eller tosidig opptrekk (se Figur 4-24). Lukeløpets form må tilpasses luketypen, og det er gunstig at betong og luke danner et sammenhengende profil når luka ligger nede.

Kapasiteten til overløpsluker beregnes med overløpsformelen (avsnitt 4.7). Overløpskoeffisienten, C, avhenger av lukeåpning, lukas form og tilstrømningsforholdene. C er størst for små lukeåpninger, opp til C = 1,9 $m^{1/2}/s$. For helt åpne luker er C i området 1,6 – 1,8 $m^{1/2}/s$.



Figur 4-24 Klappluke

4.9 Kapasitetsberegning for overfallsinntak

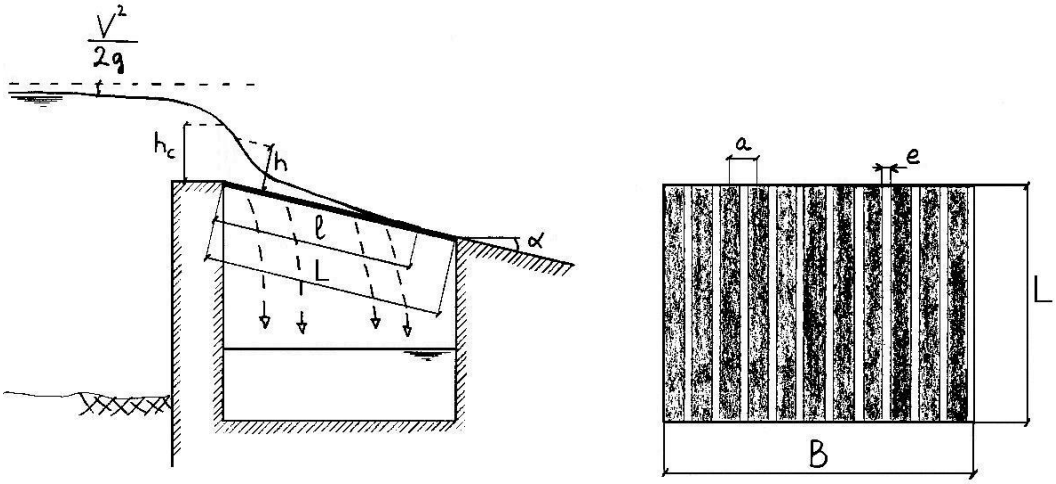
Overfallsinntak er en samlebetegnelse på inntak der vannet renner over en terskel og faller gjennom en grind og ned i en samlekanal (Figur 4-25). Det brukes ulike navn på overfallsinntak, for eksempel *bekkeinntak type 1* og *Tyrolerinntak*. Tyrolerinntak er beskrevet i avsnitt 2.8.1.

Dette avsnittet beskriver kapasitetsberegning av overfallsinntak med grind og overfallsinntak med perforert plate, dvs. hvor stor grinden eller platen må være for å få den kapasiteten man ønsker.

4.9.1 Overfallsinntak med grind

Før man kan bestemme størrelsen på inntaket må følgende være fastlagt (Figur 4-25):

- inntakets slukeevne, Q (m^3/s)
- inntakets lengde på tvers av vannstrømmen, B (m)
- grindens helling, α (grader)
- lysåpning mellom stavene, e (m)
- stavenes tverrsnitt



Figur 4-25 Definisjonsskisse for overfallsinntak med grind

Det finnes flere ulike måter å beregne kapasiteten til overfallsinntak, men her vil vi bare beskrive metoden som ble foreslått av Frank (1956). Metoden bygger på en teoretisk betraktning, men han testet den for inntak med rektangulære staver, med $\alpha = 0^o$ og $\alpha = 11^o$, og lysåpning på 16 %, 22 % og 28 %, med godt resultat. Drobir (1999) gjorde forsøk med inntak med sirkulære staver, og fant at Franks metode gav 10 % for lang grind for $q = 2$ m^2/s, mens beregnet grindlengde ble ca 25 % for kort for $q = 0{,}5$ m^2/s.

Relativ lysåpning, ψ (-), beregnes ut fra lysåpning mellom stavene, e, og senteravstand mellom stavene, a (m):

$$\psi = \frac{e}{a}$$

Deretter beregnes enhetsvannføringen, q (m^2/s):

$$q = \frac{Q}{B},$$

og tilhørende kritisk dybde, h_c (m), fra uttrykket:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$g = 9{,}81$ m/s^2

Reduksjonsfaktoren, x (-), som avhenger av grindhellingen, α, beregnes fra uttrykket under eller fra Tabell 4-13.

$$2 \cdot \cos\alpha \cdot x^3 - 3 \cdot x^2 + 1 = 0$$

$\alpha =$	0 º	2 º	4 º	6 º	8 º	10 º	12 º
$x =$	1,000	0,980	0,961	0,944	0,927	0,910	0,894

$\alpha =$	14 º	16 º	18 º	20 º	22 º	24 º	26 º
$x =$	0,879	0,865	0,851	0,837	0,825	0,812	0,800

Tabell 4-13 Reduksjonsfaktor for grindhelling

Vanndybden, h (m), på oppstrøms side av grinden beregnes ved å gange kritisk dybde, h_c, med reduksjonsfaktoren, x:

$$h = x \cdot h_c$$

Deretter beregnes kontraksjonskoeffisienten, m (m), fra Figur 4-26 eller fra:

$$m = 0{,}8052 \cdot \psi^{-0{,}16} \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^{0{,}13}$$

Vannføringskoeffisienten, λ (m$^{1/2}$/s), beregnes fra uttrykket:

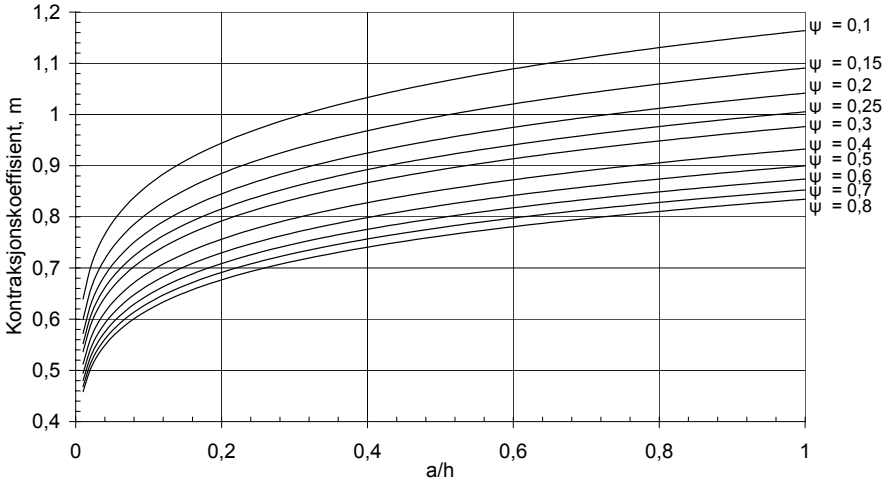
$$\lambda = \psi \cdot m \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \cos\alpha}$$

Lengde av grinden i strømretningen, l (m), som er nødvendig for å få den slukeevnen vi ønsker, beregnes fra uttrykket:

$$l = 2{,}561 \cdot \frac{q}{\lambda \cdot \sqrt{h}}$$

For å ta hensyn til at grinden kan være tilstoppet, eller på annen måte ha lavere kapasitet enn beregnet, bør lengden økes med en sikkerhetsfaktor, c (-). Hvor stor c bør være må vurderes i hvert enkelt tilfelle, kanskje i området $1{,}1 < c < 1{,}5$. Lengden, L (m), av grinden blir da:

$$L = l \cdot c$$



Figur 4-26 Kontraksjonskoeffisienten, *m*

4.9.2 Eksempel på beregning av grindlengde

Før vi beregner lengden på grinden har vi allerede bestemt følgende:

- inntakets slukeevne, $Q = 0{,}8\ m^3/s$
- inntakets bredde på tvers av vannstrømmen, $B = 2$ m
- grindens helling, $\alpha = 20^o$
- lysåpning mellom stavene, $e = 30$ mm $= 0{,}03$ m
- stavtykkelse = 15 mm = 0,015 m

Først beregnes relativ lysåpning, $\psi = \frac{e}{a} = \frac{0{,}03}{0{,}03 + 0{,}015} = 0{,}67$

Deretter enhetsvannføringen, $q = \frac{Q}{B} = \frac{0{,}8}{2} = 0{,}4\ m^2/s$

Kritisk vanndybde, $h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{0{,}4^2}{9{,}81}} = 0{,}25\ m$

Fra Tabell 4-13 finner vi at for $\alpha = 20^o$ er korreksjonsfaktoren $x = 0{,}837$, og da blir vanndybden oppstrøms grinden $h = x \cdot h_c = 0{,}837 \cdot 0{,}254 = 0{,}21\ m$. Kontraksjonskoeffisienten, m, bestemmer vi fra Figur 4-26 eller uttrykket under:

$$m = 0{,}8052 \cdot \psi^{-0{,}16} \cdot \left(\frac{a}{h}\right)^{0{,}13} = 0{,}8052 \cdot 0{,}67^{-0{,}16} \cdot \left(\frac{0{,}045}{0{,}21}\right)^{0{,}13} = 0{,}70$$

og vannføringskoeffisienten beregnes som:

$$\lambda = \psi \cdot m \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \cos\alpha} = 0{,}67 \cdot 0{,}70 \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot \cos 20} = 2{,}0\ m^{1/2}/s$$

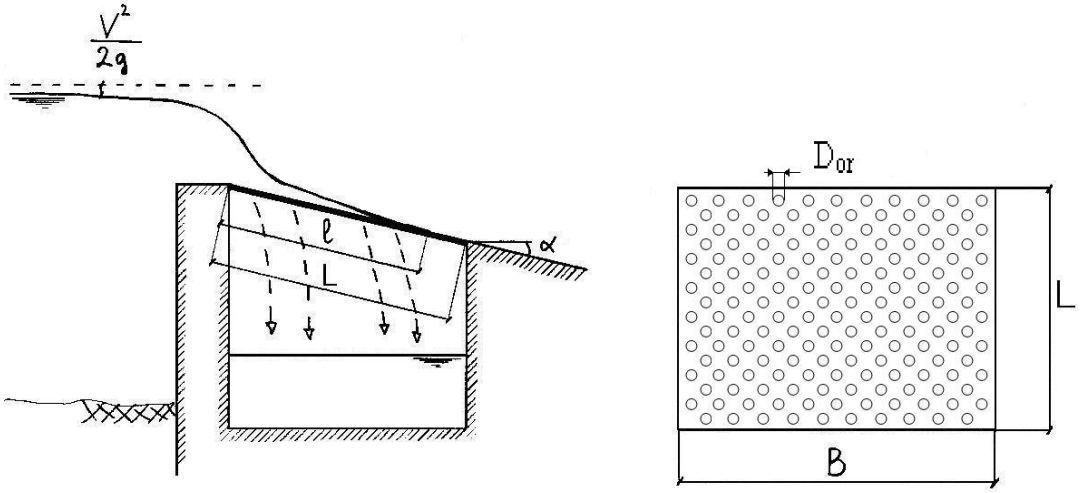
Nødvendig lengde for å få en slukeevne på 0,8 m^3/s blir da:

$$l = 2{,}561 \cdot \frac{q}{\lambda \cdot \sqrt{h}} = 2{,}561 \cdot \frac{0{,}4}{2{,}0 \cdot \sqrt{0{,}21}} = 1{,}12\ m$$

For å ta hensyn til tilstopping øker vi lengden ved å gange med en sikkerhetsfaktor, i dette tilfellet velger vi 1,2, og får endelig lengde: $L = l \cdot c = 1{,}12 \cdot 1{,}2 = 1{,}34\ m$.

4.9.3 Overfallsinntak med perforert plate

I dette inntaket er grinden erstattet med en plate med hull (Figur 4-27). Her gjengir vi en metode for å beregne størrelsen på inntaksplaten, som er basert på Jiandong (1997), og som er den eneste metoden vi har funnet. I Vassdragslaboratoriet har vi testet kapasiteten til perforerte rister, og vi fant at beregningsmetoden som beskrives her gav for stor kapasitet, særlig for bratte rister (30°), og vi anbefaler derfor at man dimensjonerer risten for ca 20 % større vannføring enn den kapasiteten man ønsker, pluss et ytterligere tillegg for tilstopping. I tillegg så vi at rister med små hull (1 mm) ikke slapp gjennom vann pga. overflatespenningen. Forsøkene er beskrevet i en rapport som vil bli tilgjengelig fra NVE.



Figur 4-27 Overfallsinntak med perforert plate

Før beregningene begynner må følgende være bestemt:

- inntakets slukeevne, Q (m^3/s)
- inntakets lengde på tvers av vannstrømmen, B (m)
- platens helling, α (grader)
- hulldiameter, D_{or} (m)
- antall hull pr areal, n ($1/m^2$)

Nødvendig antall hull i platen, N, beregnes fra uttrykket:

$$N = K_\alpha \cdot \frac{6 \cdot Q}{\pi \cdot \sqrt{2g} \cdot D_{or}^2 \sqrt[6]{\frac{Q^2}{gB^2}}}$$

Her er π = 3,14 (-) og g = 9,81 m/s^2. Hellingskoeffisienten, K_α (-), finnes fra Figur 4-28 eller fra uttrykket:

$$K_\alpha = \frac{1}{\mu \cdot (\cos\alpha)^2 \cdot \sqrt{\eta}}$$

Verdien av μ (-) og η (-) er basert på modellforsøk, og Tabell 4-14 gir verdier for 0 og 11°, men vi vet ikke hvordan de varierer utenfor det området.

	$\alpha = 0^o$	$\alpha = 11^o$
μ	0,47	0,46
η	0,88	0,76

Tabell 4-14 μ og η som funksjon av α for en perforert plate

Platens areal, A (m^2), finner vi av uttrykket:

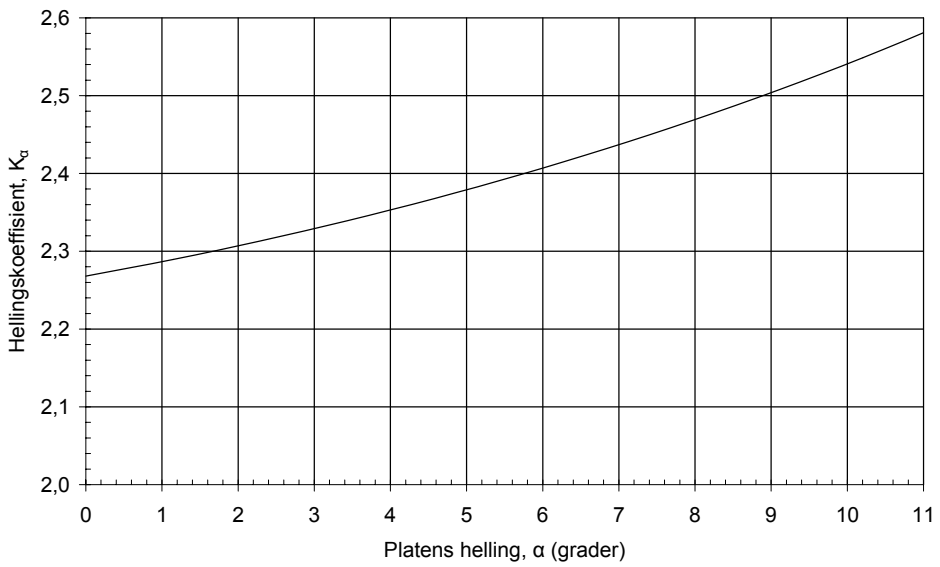
$$A = \frac{N}{n},$$

og lengden av platen i strømretningen, l (m), blir da:

$$l = \frac{A}{B}$$

For å ta hensyn til tilstopping bør lengden økes med en sikkerhetsfaktor, c (-):

$$L = l \cdot c$$



Figur 4-28 Hellingskoeffisient for perforert plate

4.9.4 Eksempel på beregning av perforert plate

Før vi beregner lengden på grinden har vi bestemt følgende:

- inntakets slukeevne, Q = 0,8 m^3/s
- inntakets lengde på tvers av vannstrømmen, B = 2 m
- grindens helling, α = 10°
- hulldiameter, D_{or} = 9 mm = 0,009 m

– n = 5 hull/10 cm^2 = 5000 hull/m^2

Fra Figur 4-28 finner vi hellingskoeffisienten, K_α = 2,55, og totalt antall hull blir da:

$$N = K_\alpha \cdot \frac{6 \cdot Q}{\pi \cdot \sqrt{2g} \cdot D_{or}^2 \sqrt[6]{\frac{Q^2}{gB^2}}} = 2{,}55 \cdot \frac{6 \cdot 0{,}8}{3{,}14 \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot 0{,}009^2 \sqrt[6]{\frac{0{,}8^2}{9{,}81 \cdot 2^2}}} = 21574\ hull$$

Platens areal blir da:

$A = \frac{N}{n} = \frac{21574}{5000} = 4{,}3\,m^2$

Minste platelengde i strømretningen blir:

$l = \frac{A}{B} = \frac{4{,}3}{2} = 2{,}15\,m$

Vi øker platelengden med en sikkerhetsfaktor, c = 1,2, og får endelig platelengde:

$L = c \cdot l = 1{,}2 \cdot 2{,}15 = 2{,}6\,m$

4.9.5 Beregning av samlerenne

Under grinden er det en renne som leder vannet til videre, for eksempel gjennom en grusutskiller og til rørgaten. Samlerennen må ha tilstrekkelig kapasitet, dvs. at bredde, dybde og fall er tilpasset slukeevnen. Under beskriver vi to beregningsmetoder, men vær oppmerksom på de ikke tar hensyn til luftinnblanding. Når vannet faller ned i samlerenna blandes det inn mye luft, og man må ta hensyn til at vann-luft blandingen tar mer plass enn rent vann (avsnitt 3.6).

Bredden og lengden på rennen er vanligvis bestemt av grindens størrelse, og hvis vi kjenner vanndypet i nedstrøms ende, så kan vi beregne vannstandene videre oppstrøms. Kraftbalanse i lengderetningen gir følgende likning (Chow 1973):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f - \frac{2Qq}{gA^2}}{1 - \frac{Q^2}{gA^2 y}}$$

Her er (se og Figur 4-29, øvre):

$\frac{dy}{dx}$ = endring av vanndybde, y, i rennas lengderetning, x

S_o = bunnens helling (-)

S_f = friksjonshelling, beregnes med Mannings formel (-)

Q = vannføringen i det snittet av renna man betrakter (m^3/s)

q = endring i vannføring pr meter renne (m^2/s)

y = vanndypet i det snittet man betrakter (m)

g = 9,81 m/s^2

Vanlige samlerenner er så korte og glatte at vi kan se bort fra friksjonen, dvs. S_f = 0, og da kan vi lett løse likningen trinnvis.

En enklere beregningsmåte går ut på at vi forutsetter følgende hastighetsforløp i rennen (Frank 1956):

$$V_x = ax^m$$

Her er:

V_x = vannhastighet i renna (m/s), i avstand x fra oppstrøms ende

x = avstand fra oppstrøms ende (m)

a, m = koeffisienter (-)

Vanndypet i et snitt beregnes fra (Figur 4-29, nedre):

$$y_x = y_u \left(\tfrac{x}{L}\right)^{1-m}$$

Her er:
x = avstand fra oppstrøms ende av rennen (m)
L = avstand fra oppstrøms til nedstrøms ende av rennen (m)
y_x = vanndyp i avstand x fra oppstrøms ende av rennen (m)
y_u = vanndyp i nedstrøms ende av rennen (m)

Avstanden ned til vannspeilet beregnes fra uttrykket:

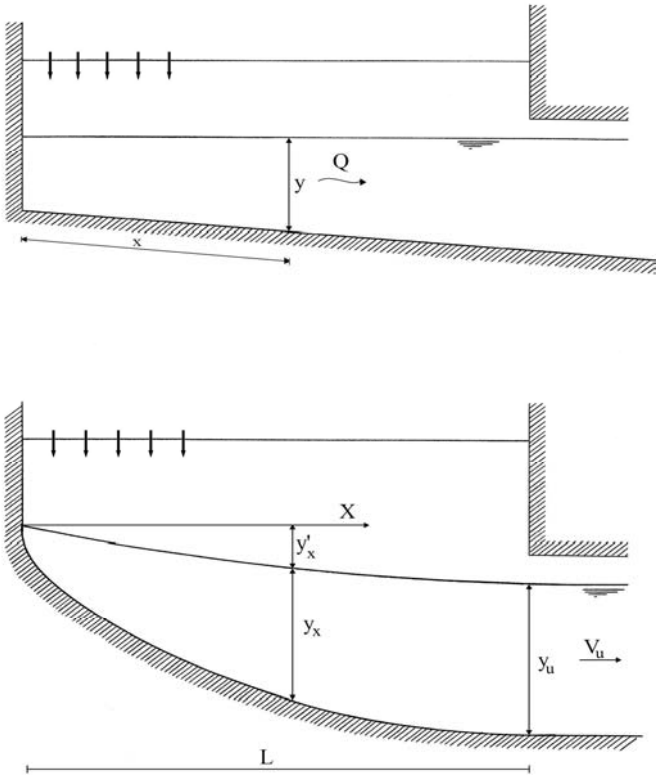
$$y_x' = \frac{V_u^2}{2g} \cdot \frac{m+1}{m} \cdot \left(\frac{x}{L}\right)^{2m}$$

Her er:
y_x' = avstanden ned til vannspeilet i avstand x fra oppstrøms ende av rennen (m)
V_u = vannhastigheten (m/s) i utløpet av kanalen, dvs. der $x = L$
m = koeffisient (-), se under

Vannhastigheten i samlekanalen varierer med avstanden, x, og beregnes fra:

$$V_x = V_u \left(\tfrac{x}{L}\right)^{m}$$

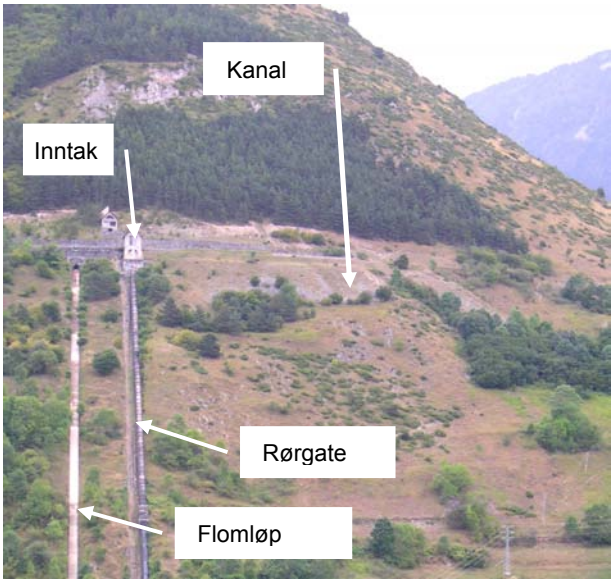
Beregningene forutsetter at samlekanalen har samme bredde hele veien, at enhetsvannføringen gjennom grinda, q, er lik i hele kanalens lengde, og at strømningen er underkritisk. Beregningen gjelder bare for kanalen under grinden, ikke videre nedstrøms. Vi må ta utgangspunkt i en kjent vannhastighet, V_u, og et kjent vanndyp, y_u, i nedstrøms ende av kanalen. Koeffisienten a forsvinner., og koeffisienten m, som bør være mellom 0,1 og 1,0, bestemmer hvordan hastigheten varierer i kanalens lengderetning, og det må vi velge. Når m = 1 øker hastigheten lineært, fra 0 i oppstrøms ende til V_u i nedstrøms ende. Er m liten øker hastigheten raskt i oppstrøms ende og lite videre nedover. Høy hastighet kan være nødvendig for å hindre at stein som kommer gjennom grinden blir liggende igjen i kanalen, og det skjer særlig i oppstrøms del der det er lite vann. Men, skal vi øke hastigheten må vi samtidig øke fallet, og det betyr mindre trykk for kraftverket.



Figur 4-29 Definisjonsskisse for samlerenne

4.10 Kanaler

Kanaler kan brukes til å lede vann fra elva til kraftverksinntaket (inntakskanal), til å lede vann fra inntaket til toppen rørgata (Figur 4-30), til å overføre bekker til elven oppstrøms kraftverket, og til å lede vannet fra kraftverket tilbake til elva.



Figur 4-30 Kanal til toppen av rørgaten

Ved utforming av kanaler er det mange forhold å ta hensyn til:

- Kanalen må ha riktig kapasitet.
- Hastigheten må være så høy at vi unngår avleiring og groing.
- Hastigheten må være så lav at vi unngår graving og høye bølger.
- Sidekantene må være stabile så de ikke glir ut.
- Fribordet må være stort nok.
- Ras og skred kan skade kanalen.
- Kanalen bør utformes for å unngå snø- og isproblem.
- Atkomst for inspeksjon og vedlikehold.
- Kanalen bør ha flomløp og avstengningsmulighet.

Minste vannhastighet
For å unngå at silt og sand fyller opp kanalen bør hastigheten ikke bli for liten. Minstehastigheten avhenger av mengden og størrelsen på materialene som tilføres, og for å unngå avleiring bør vannhastigheten være minst 0,3 – 0,5 m/s for silt, og 0,5 – 1,0 m/s for finsand. Hvis vannet inneholder mye sedimenter bør man vurdere sedimentfjerning før kanalen. For å unngå groing anbefaler Chow (1973) minstehastighet på 0,75 m/s. For norske forhold med næringsfattig vann og lav temperatur er kanskje faren for groing mindre.

Figur 4-31 Betongkanal for irrigasjonsvann

Største vannhastighet
Vannhastigheten i kanalen må tilpasses det massene tåler, eller så må kanalen plastres. Tabell 4-15 gir største hastighet for ulike materialer, men materialegenskapene varierer mye så tabellen er bare veiledende. Hvis kanalen plastres med stein kan nødvendig steinstørrelse beregnes ved hjelp av Shields formel, se for eksempel *Vassdragshåndboka* (Sæterbø 1998) for flere opplysninger.

Materiale	Største vannhastighet uten erosjon (m/s)
Sand	0,3 - 0,5
Fin grus (2- 8 mm)	0,5 – 1,0
Grov grus (16 – 30 mm)	1,0 – 1,5
Sandig leire	0,4 – 0,6
Fast leire	1,0 – 1,5
Tørrmurt stein	2,0 – 3,0

Tabell 4-15 Veiledende grense for erosjon i ulike materialer

Sideskråning
Hvis sideskråningene blir for bratte så vil de rase ut, og Tabell 4-16 gir noen veiledende skråningsvinkler for små kanaler.

Masse	Sideskråning (vertikal:horisontal)
Sandig, porøs leire	1:3
Sandjord	1:2
Hard leire	1:0,5 – 1:1
Torv	1:0,5
Steinplastring	1:1,5
Tørrmurt stein (som skråningsbeskyttelse)	0,5:1
Fjell	Vertikal
Betong	Vertikal

Tabell 4-16 Største anbefalte sideskråning for kanaler i ulike masser

Fribord
Høydeforskjellen fra vannspeilet til toppen av kanalen ved dimensjonerende vannføring kalles fribord, og det bør være stort nok til å hindre at bølger skyller over toppen av kanalen. Det er særlig viktig der overskylling kan skade kanalen eller terrenget rundt. Det finnes ingen generelle regler for hvor stort fribordet skal være, men faren for bølger er minst i glatte kanaler der vannhastigheten er lav. I kanaler med høy vannhastigheten og brå retningsendringer bør man ha stor fribord. Retningslinjer fra USA (Chow 1973) anbefaler et fribord på 15 – 45 cm for små kanaler. Når fribordet fastsettes må man og ta hensyn til flom, og bølger som oppstår når kraftverk eller luker åpnes og stenges.

4.10.1 Mest effektive tverrsnitt

Vi ønsker at kanalen skal ha størst mulig kapasitet i forhold til det vi graver ut, og for ellers like forhold (fall, ruhet, areal) oppnår vi det når hydraulisk radius (m), $R = \frac{A}{P}$, er størst mulig. Her er A (m^2) strømningsarealet, og P (m) er våt omkrets. For et rektangulært eller trapesformet tverrsnitt er hydraulisk radius for mest effektive tverrsnitt (se og Figur 4-32):

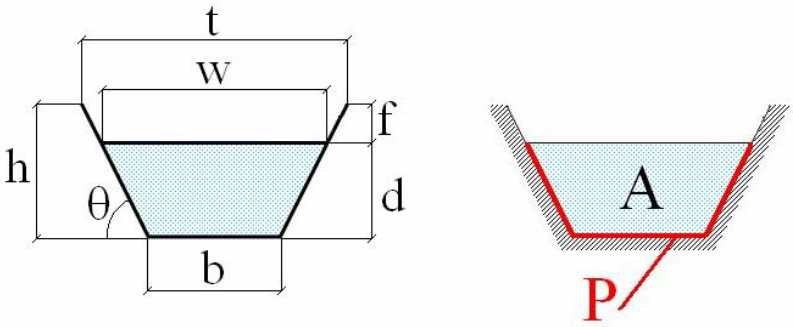
$$R = 0{,}5 \cdot \sqrt{\frac{\sin\theta}{2-\cos\theta}} \cdot \sqrt{A}$$

Vanligvis velges sideskråningen fritt, θ (grader), f.eks. ut fra skråningens stabilitet, men $\theta = 60^{o}$ gir det mest effektive tverrsnittet, dvs. størst R for et gitt areal. Når R er bestemt kan tverrsnittets dimensjoner bestemmes fra uttrykkene i Tabell 4-17.

Vanndybde (m):	$d = 2 \cdot R$
Kanaldybde (m):	$h = d + f$ (Her er f = fribord)
Vannspeilets toppbredde (m):	$w = (4 \cdot R)/\sin\theta$
Kanalens toppbredde (m):	$t = w + (2 \cdot f)/\tan\theta$
Bunnbredde (m):	$b = w - (2 \cdot d)/\tan\theta$

Tabell 4-17 Beste hydrauliske tverrsnitt for rektangulær eller trapesformet kanal

Lengdeprofil
I kanaler som leder direkte til inntaket ønsker vi minst mulig falltap, og det betyr at de må legges med minst mulig fall. I praksis er det ofte terrenget som bestemmer kanalens lengdeprofil. Stort fall betyr større hastighet og mindre tverrsnitt, men samtidig øker energitapet og erosjonsfaren. For å passere hindringer som det er vanskelig å lede en kanal rundt, f.eks. sidedaler, kan man bruke rør.



Figur 4-32 Definisjonsskisse for kanaltverrsnitt

4.10.2 Beregning av størrelsen på kanalen

Før beregningene begynner må følgende være bestemt:
- vannføring, Q (m^3/s)
- lengde av kanal, L (m)
- tillatt falltap, ΔH (m)
- materialet i kanalen
- fribord, f (m)

Hvis vi begynner med å velge vannhastigheten blir beregningsgangen som følger:
1. Velg vannhastighet (se for eksempel Tabell 4-15).
2. Beregn kanaltverrsnitt (m^2), $A = \frac{Q}{V}$
3. Velg sideskråningen (grader), θ.
4. Beregn hydraulisk radius (m), R.
5. Bruk uttrykkene i Tabell 4-17 til å beregne tverrsnittsdimensjonene.
6. Finn et passende manningstall, M ($m^{1/3}/s$) (se Tabell 4-18). Manningstall beskriver overflatens ruhet.
7. Beregn kanalhelningen, I (-), med Mannings formel: $I = \left(\frac{V}{M \cdot R^{2/3}}\right)^2$
8. Kontroller om kanalhelningen passer med terrenget: $\Delta H = L \cdot I$

Dersom helningen er gitt, f.eks. ut fra terrenget, blir beregningsgangen litt forskjellig. Først bestemmes θ, I og M, og ved å kombinere Mannings formel og uttrykket for mest effektive tverrsnitt, får vi følgende uttrykk for R:

$$R = \left(\frac{Q \cdot \sin\ \theta}{M\ \cdot \sqrt{I} \cdot 4 \cdot (2 - \cos\ \theta)} \right)^{3/8}$$

Når R er kjent beregnes kanalens dimensjoner fra uttrykkene i Tabell 4-17.

Beregningsmetodene i dette avsnittet forutsetter at vi bruker det mest effektive hydrauliske tverrsnittet, dvs. beste kombinasjon av tverrsnittsform og dybde. Vi kan godt velge andre kombinasjoner, men da må R og A beregnes direkte med Mannings formel. Alle beregningene forutsetter at vi har normalstrømning, dvs. at vanndybden er den samme i kanalens lengde.

4.10.3 Eksempel på kanalberegning

Vi skal beregne dimensjonene for en kanal under følgende forutsetninger:

- Vannføring, $Q = 0{,}15\ m^3/s$
- Lengde, $L = 500$ m
- Falltapet må ikke overskride $\Delta H = 1$ m
- Kanalen graves i sandig leire, og vi forventer lite vegetasjon i kanalen.
- Fribord, $f = 0{,}15$ m
- Manningstall, $M = 30\ m^{1/3}/s$ (noe vegetasjon)

Vi velger vannhastighet $V = 0{,}6$ m/s, og beregner strømningsarealet $A = \frac{Q}{V} = \frac{0{,}15}{0{,}6} = 0{,}25\ m^2$.

Vi velger en trapesformet kanal med sideskråning 1:1, dvs. $\theta = 45^o$, og beregner hydraulisk radius: $R = 0{,}5 \cdot \sqrt{\frac{\sin\theta}{2 - \cos\theta}} \cdot \sqrt{A} = 0{,}5 \cdot \sqrt{\frac{\sin 45}{2 - \cos 45}} \cdot \sqrt{0{,}25} = 0{,}185\ m$

Tverrsnittets dimensjoner beregner vi fra uttrykkene Tabell 4-17:

- Vanndybde, $d = 2 \cdot R = 2 \cdot 0{,}185 = 0{,}37\ m$
- Kanaldybde, $h = d + f = 0{,}37 + 0{,}15 = 0{,}52\ m$
- Vannspeilets toppbredde, $w = \frac{4 \cdot R}{\sin\theta} = \frac{4 \cdot 0{,}185}{\sin 45} = 1{,}05\ m$
- Kanalens toppbredde, $t = w + (2 \cdot f)/\tan\theta = 1{,}05 + (2 \cdot 0{,}15)/\tan 45 = 1{,}35\ m$
- Bunnbredde, $b = w - (2 \cdot d)/\tan\theta = 1{,}05 - (2 \cdot 0{,}37)/\tan 45 = 0{,}31\ m$

Helningen på kanalen beregnes fra Mannings formel:

$I = \left(\frac{V}{M \cdot R^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0{,}6}{30 \cdot 0{,}185^{2/3}} \right)^2 = 0{,}0038$. Falltapet i hele kanalens lengde blir da:

$\Delta H = L \cdot I = 500 \cdot 0{,}0038 = 1{,}9\ m$, som er mer enn vi godtar.

Vi kan isteden ta utgangspunk i helningen vi får med 1 m falltap, $I = \frac{\Delta H}{L} = \frac{1}{500} = 0{,}002$ og beregne R:

$$R = \left(\frac{Q \cdot \sin\ \theta}{M\ \cdot \sqrt{I} \cdot 4 \cdot (2 - \cos\ \theta)} \right)^{3/8} = \left(\frac{0{,}15\ \cdot \sin\ 45}{30\ \cdot \sqrt{0{,}002}\ \cdot 4 \cdot (2 - \cos\ 45)} \right)^{3/8} = 0{,}21\ m$$

Deretter beregner vi kanaldimensjonene på samme måte som før:

- Vanndybde, $d = 2 \cdot R = 2 \cdot 0{,}21 = 0{,}42\ m$
- Kanaldybde, $h = d + f = 0{,}42 + 0{,}15 = 0{,}57\ m$
- Vannspeilets toppbredde, $w = \frac{4 \cdot R}{\sin\theta} = \frac{4 \cdot 0{,}21}{\sin 45} = 1{,}19\ m$
- Kanalens toppbredde, $t = w + (2 \cdot f)/\tan\theta = 1{,}19 + (2 \cdot 0{,}15)/\tan 45 = 1{,}49\ m$
- Bunnbredde, $b = w - (2 \cdot d)/\tan\theta = 1{,}19 - (2 \cdot 0{,}42)/\tan 45 = 0{,}35\ m$

Vi ser at med en litt større kanal får vi redusert falltapet til 1,0 m. Resultatene er gitt med cm nøyaktighet, men usikkerheten er minst 10 %, og kan bli mye større når inngangsverdiene er usikre. Når man har bestemt kanaltverrsnitt og helling bør man prøveregne med noen ulike manningstall og kontrollere at det ikke gir uakseptable forhold.

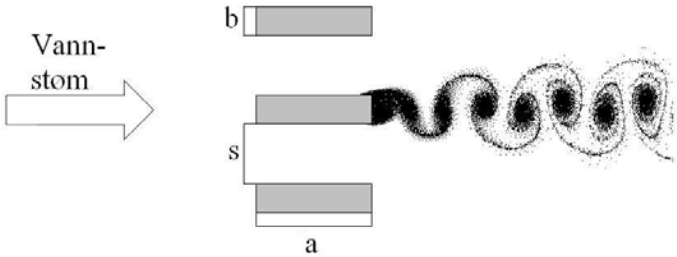
Kanaltype	Materiale	M ($m^{1/3}/s$)
Utgravd i jord	Ny, ren og rett kanal i jord, uendret tverrsnitt, uten vegetasjon	50 – 63
	Ren, rett kanal i jord, uendret tverrsnitt, uten vegetasjon	40 – 55
	Kanal i grus, ellers som over	33 – 45
	Med kort gress og noe annen vegetasjon	30 – 45
	Svingete kanal med gress og annen vegetasjon	30 – 40
	Dårlig vedlikehold kanal med mye kratt	10 – 25
Sprengte kanaler	Glatt, jevnt tverrsnitt	25 – 40
	Taggete og uregelmessig fjellflate	20 – 29
Murte kanaler	Tørrmurt bruddstein	29 – 43
	Bruddstein i mørtel	33 – 59
	Tilhugd stein	59 – 73
	Murstein	55 – 80
Betongkanaler	Betong, pusset	70 – 90
	Betong, meget glatt overflate	95
	Betong, vanlig bordforskalling	60 – 70
	Betong, uregelmessig overflate	50 - 66
Trerenner	Høvlede bord, omhyggelig utført	70 – 100
	Uhøvlede bord	66 – 90
	Gamle trerenner	55 – 68
Metallrenner	Glatt stålflate, ubehandlet	71 – 91
	Malt stålflate	59 – 83
	Korrugert stålplate	33 – 48
Naturlige elver	Rett, fri for vegetasjon, finkornede masser	30 - 40
	Som over, men noe stein og vegetasjon	25 – 33
	Buktende elv, kulper, stein og vegetasjon	20 - 30
	Bratt elv med grus, stein og noe blokk	20 - 33
	Bratt elv med stein og blokk	14 - 25

Tabell 4-18 Manningstall for kanaler og elver

4.11 Vibrasjon av varegrinder

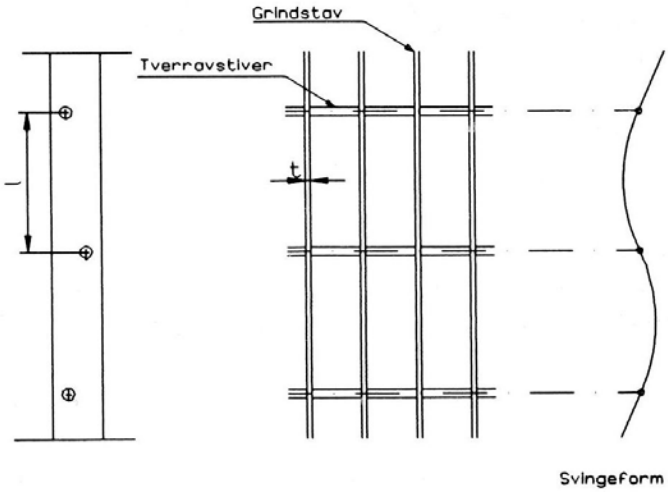
Når vannet strømmer gjennom varegrinden dannes det en virvel i bakkant av hver stav, men etter kort tid slipper virvelen staven og det dannes en ny virvel med motsatt rotasjonsretning, som igjen blir erstattet av en ny virvel (se Figur 4-33). De kalles avløsningsvirvler eller *von Karman*

virvler, og gir en sideveis kraft på grindstaven som forandrer retning i takt med virvelavløsningen. Frekvensen til virvelavløsningen kalles påtrykt frekvens, f_f (s^{-1}), og for å unngå resonans i grindstavene er det viktig at den er forskjellig fra stavens egenfrekvens, f_n (s^{-1}). Egenfrekvensen er stavens naturlige svingefrekvens, og svarer til tonen fra staven om den får en kakk med hammeren.



Figur 4-33 Avløsningsvirvler bak grindstav

Dersom påtrykt frekvens faller sammen med egenfrekvensen kan det oppstå kraftige vibrasjoner (resonans) som kan føre til utmatting av grindstavene, og for å unngå resonans er det vanlig å dimensjonere slik at egenfrekvensen er to til tre ganger påtrykt frekvens. For å kontrollere at resonans ikke vil bli et problem kan vi beregne påtrykt frekvens og egenfrekvensen til grindstaven. Er egenfrekvensen for lav, dvs. for lik påtrykt frekvens må vi redusere avstanden mellom tverrstiverne (Figur 4-34).



Figur 4-34 Vibrasjon av grindstav (fra Moe (1995) gjengitt med tillatelse fra EBL Kompetanse)

4.11.1 Beregning av stavens egenfrekvens

Stavens egenfrekvens avhenger av innspenningen (hvor stive festene er), stavens bøyestivhet (dimensjoner og materiale), vekt og avstanden mellom opplagringspunktene, og kan beregnes fra uttrykket (Naudascher 1994):

$$f_{n,Luft} = \frac{C_N^2}{2\pi \cdot l^2} \cdot \left(\frac{E \cdot I}{\mu} \right)^{1/2}$$

Her er:

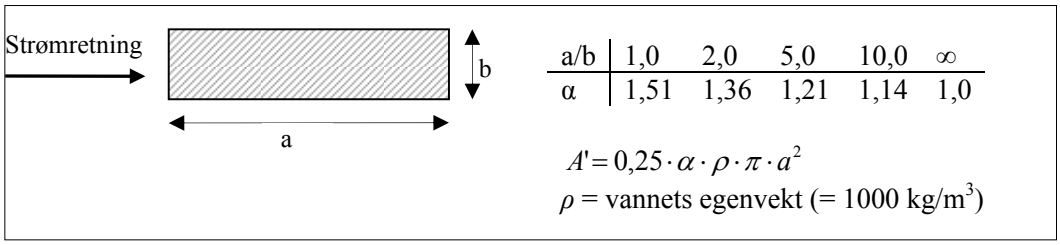
$f_{n,\,Luft}$ = egenfrekvens i luft (s^{-1})

C_N = innspenningskoeffisient (-)
E = elastisitetsmodulen til materialet i grindstaven (Pa = Nm^{-2})
I = treghetsmomentet til grindstaven (m^4)
l = stavlengden mellom opplagrene (m)
μ = stavens masse pr løpemeter (kg/m)
π = 3,14 (-)
For grindstaver bruker vi vanligvis C_n = 3,14, som tilsvarer innspenningen for en stav som er fritt opplagret i begge ender. Vann rundt stavene vil redusere egnefrekvensen, og det må vi ta hensyn til (Naudascher 1994):

$$f_{n,Vann} = f_{n,Luft} \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{A'}{\mu}} \right)^{1/2}$$

Her er:
$f_{n,\,Vann}$ = egenfrekvens i vann (s^{-1})
A' = medsvingende masse pr løpemeter stav (kg/m)

Medsvingende masse, A', avhenger av stavens form og dimensjoner, og Figur 4-35 (Naudascher 1994) gir data for rektangulære staver.



Figur 4-35 Medsvingende masse for rektangulære staver

Treghetsmomentet, I, for en rektangulær stav er:

$$I = \frac{a \cdot b^3}{12},$$

og for bøyning vinkelrett på strømretningen blir:
b = stavtykkelse vinkelrett på strømretningen (m)
a = stavens høyde parallelt med strømretningen (m)

4.11.2 Beregning av påtrykt frekvens

Påtrykt frekvens kan beregnes fra uttrykket:

$$f_f = \frac{S \cdot V}{b}$$

Her er:
f_f = påtrykt frekvens (s^{-1})
$\boldsymbol{S}$ = strouhaltallet (-)
V = vannhastighet (m/s)
b = stavens tykkelse (m)

Strouhaltallet avhenger av stavens form, avstanden mellom stavene og vinkelen i forhold til strømretningen. For isolerte, rektangulære staver med 90° hjørner, plassert parallelt med strømretningen, er $\boldsymbol{S}$ ~ 0,15. For staver med avrundede hjørner er $\boldsymbol{S}$ ~ 0,28. Når lysåpningen

mellom stavene blir mindre enn tre til fire ganger stavtykkelsen, b, påvirker de hverandre slik at $\boldsymbol{S}$ øker.

For å beregne påtrykt frekvens for rektangulære staver med skarpe (90°) hjørner foreslår vi bruke $\boldsymbol{S}$ = 0,15, og nettohastigheten, dvs. vannhastigheten mellom stavene. Hvis det er fare for større hastigheter lokalt, for eksempel pga. tilstopping eller skjevstrømning, bør vi anta en hastighet som er 1,5 til 2 ganger større.

4.11.3 Kontroll av faren for resonans

Først beregner man påtrykt frekvens, f_f, og egenfrekvensen i vann, $f_{n,Vann}$, og deretter kontrollerer man at egenfrekvensen er høy nok, f.eks: $f_{n,Vann} \geq 2{,}5 f_f$. Dersom egenfrekvensen er for lav reduseres avstanden mellom de horisontale avstiverne til kravet er oppfylt.

Metodene som er beskrevet her brukes til å kontrollere faren for sideveis vibrasjon av enkeltstaver, men det er viktig å være klar over at det kan oppstå andre former for vibrasjoner, for eksempel kan hele felt (staver og tverrforbindelser) begynne å vibrere. For store grinder og høye vannhastigheter bør det gjennomføres en mer omfattende kontroll.

4.11.4 Eksempel på vibrasjonskontroll

Her er et eksempel på kontroll av en grind med rektangulære staver av stål:

- Elastisitetsmodul, E = 210 000 MPa
- Egenvekten til stål, ρ_s = 7850 kg/m^3
- Grindstavens dimensjon, $b \cdot a$ = 6 mm · 60 mm
- Lysåpning mellom stavene, s = 20 mm
- Avstand mellom horisontale stivere, l = 500 mm = 0,5 m
- Vannhastighet foran grinden, V = 1 m/s

Først beregner vi treghetsmomentet, I:

$$I = \frac{a \cdot b^3}{12} = \frac{0{,}06 \cdot 0{,}006^3}{12} = 1{,}08 \cdot 10^{-9}\ m^4$$

Deretter finner vi masse pr. løpemeter grindstav, μ:
$\mu = b \cdot a \cdot \rho_s$ = 0,006 m · 0,06 m · 7850 kg/m^3 = 2,83 kg/m
Egenfrekvensen i luft blir da:

$$f_{n,Luft} = \frac{C_N^2}{2\pi \cdot l^2} \cdot \left(\frac{E \cdot I}{\mu} \right)^{1/2} = \frac{3{,}14^2}{2 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}5^2} \cdot \left(\frac{2{,}1 \cdot 10^{11} \cdot 1{,}08 \cdot 10^{-9}}{2{,}83} \right)^{1/2} = 56 s^{-1}$$

I luft er egenfrekvensen altså 56 svingninger pr sekund, men i vann er den lavere. Medsvingende masse, A', blir: $A' = 0{,}25 \cdot \alpha \cdot \rho \cdot \pi \cdot a^2 = 0{,}25 \cdot 1{,}14 \cdot 1000 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}06^2 = 3{,}22\ kg/m$,
og egenfrekvensen i vann blir:

$$f_{n,Vann} = f_{n,Luft} \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{A'}{\mu}} \right)^{1/2} = 56 \cdot \left(\frac{1}{1 + \frac{3{,}22}{2{,}83}} \right)^{1/2} = 38 s^{-1}$$

For å finne påtrykt frekvens begynner vi med å finne vannhastigheten mellom stavene:

$$V' = V \cdot \left(\frac{b+s}{s} \right) = 1 \cdot \left(\frac{6+20}{20} \right) = 1{,}3\ m/s$$

I tillegg vet vi at det er sannsynlig at grinden vil bli tilstoppet, og for å ta hensyn til det dobler vi hastigheten:
V'' = 2,6 m/s
Påtrykt frekvens blir da:

$$f_f = \frac{S \cdot V''}{b} = \frac{0{,}15 \cdot 2{,}6}{0{,}006} = 65\,s^{-1}$$

Vi krever at egenfrekvensen skal være minst 2,5 ganger påtrykt frekvens, dvs. 2,5 · 65 = 163 s^{-1}, og ser at kravet ikke er oppfylt. Den mest nærliggende løsningen er å redusere avstanden mellom tverrstiverne, og kravet blir oppfylt hvis *l* reduseres til 0,23 m.

4.12 Sedimenttransport

Dette avsnittet forklarer litt teori om sedimenttransport og gir noen formler for å beregne når transporten begynner og hvor mye elven kan transportere.

4.12.1 Praktisk inndeling av sedimentbevegelse

Det er vanlig å skjelne mellom tre tilstander for bunnmaterialer i et vassdrag:
- Alle partikler i ro på bunnen - ingen transport.
- Bevegelse med hyppig bunnkontakt - bunntransport.
- Bevegelse uten bunnkontakt - suspendert transport.

Overgangene er ikke skarpe, og det henger sammen med at strømningen er turbulent.

Suspendert materiale som kommer fra fjerne kilder og ikke har sammenheng med det lokale bunnmaterialet kalles på engelsk "wash load". Det kan f eks være isbresedimenter eller leirepartikler fra moreneskråninger. Summen av bunntransport og suspendert transport kalles total last.

4.12.2 Skjærspenning og skjærhastighet

Skjærspenningen, τ_0, som vannet utøver mot bunnen, finnes enklest i et vassdrag når en kjenner vanndybden, *H*, og helningen, *I*:

$$\tau_0 = H \cdot I \cdot g \cdot \rho_v$$

Her er:
ρ_v = vannets tetthet (= 1000 kg/m^3)
g = 9,81 m/s^2

Skjærhastigheten (v_*) er en teoretisk størrelse som avledes av skjærspenningen (τ_0) og vannets tetthet (ρ_v):

$$v_* = (\tau_0/\rho)^{0,5}$$

Skjærhastighet og skjærspenning kan også bestemmes ved å måle vannhastighetene v_1 og v_2 i to forskjellige dyp z_1 og z_2 nær bunnen, og bruke formlene:

$$v_* = 0{,}17(v_1 - v_2)/\log(z_1 - z_2)$$
$$\tau = \rho_v v_*^2$$

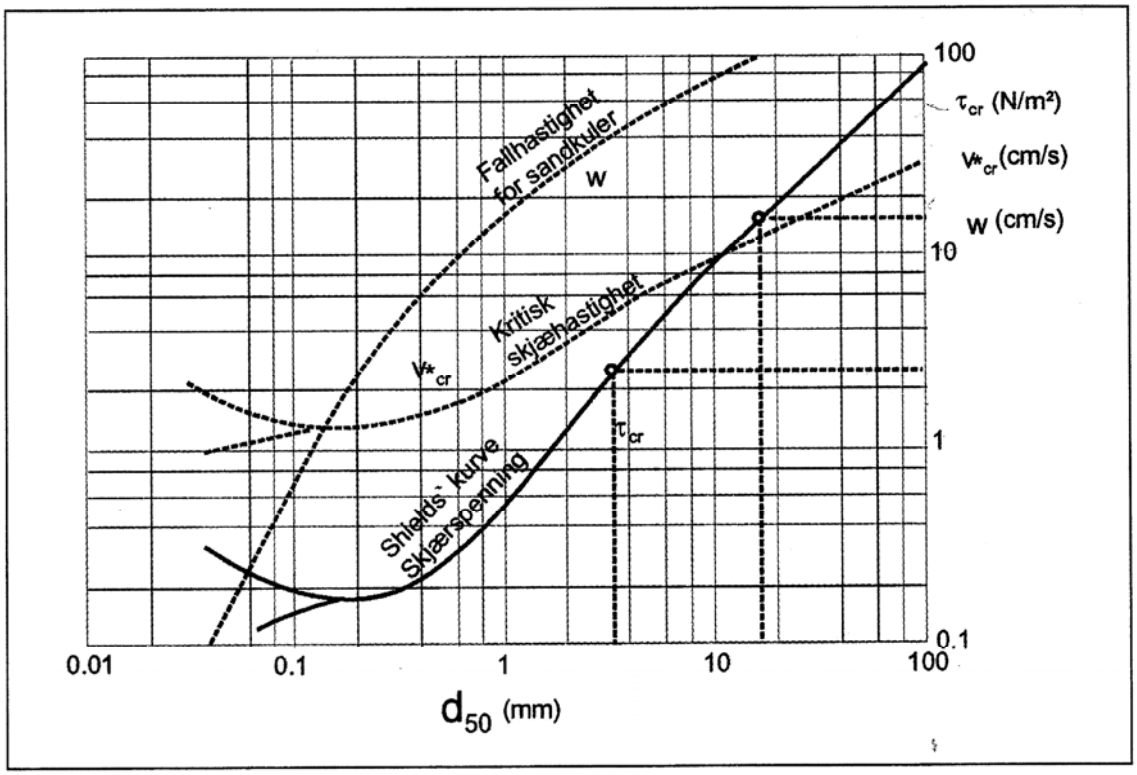
4.12.3 Grense for begynnende bunntransport

Overgangen mellom ingen transport og bunntransport kalles *grensen for bevegelse* og bestemmes oftest ved hjelp av Shields' diagram. En forenklet utgave av diagrammet er vist på Figur 4-36. Dette er gyldig for vanlige sandpartikler (ρ_s = 2650 kg/m³) i vann med temperatur 12 ^{0}C.

Den skjærspenningen som tilsvarer grensen for bevegelse av en partikkel kalles kritisk skjærspenning (τ_c) og finnes av Figur 4-36 for vanlige steinpartikler i vann. Tilsvarende kalles diameteren til en partikkel som så vidt beveges av en strømsituasjon for *kritisk diameter* (d_c). Bunntransporten øker tilnærmet proporsjonalt med differansen τ_0 - τ_c, der τ_0 er faktisk skjærspenning ved bunnen.

Figur 4-36 kan også brukes til å bestemme stabil steinstørrelse til dekklag på flat bunn. I bratte sideskråninger må kritisk diameter som leses av for en bestemt skjærspenning, divideres med en faktor $K = (1\text{-}\sin^2\theta/\sin^2\varphi)^{0,5}$, der θ er skråningsvinkel og φ er naturlig friksjonshelning av massen. Vil en i stedet undersøke hvor stor skjærspenning en gitt steinstørrelse er stabil for, må en først multiplisere diameteren med K før den settes inn i diagrammet.

Shields' diagram bygger på forsøk med ensgraderte masser. Ved varierende kornstørrelse, samfengt masse, viser undersøkelser at $d = d_{60}$ passer best for innsetting i diagrammet. (d_{60} betyr at 60 % av massen, etter vekt, er finere denne størrelsen). Ofte brukes verdien d_{50} i stedet for d_{60} da det gir en viss sikkerhetsmargin når en skal bestemme stabil steinstørrelse mot erosjon.



Figur 4-36 Fallhastighet, kritisk skjærspenning og kritisk skjærhastighet for vanlig sand i vann som funksjon av kornstørrelse (d_{50}). (T= 12 °C, ρ_s = 2650 kg/m²)

4.12.4 Grense for suspendert transport

Overgang til suspendert transport er mer diffus. Dette er imidlertid en viktig grense for et kraftverk, fordi suspenderte partikler følger med vannstrømmen inn i inntaket, mens bunnlast i noen grad kan styres unna av ledemurer og terskler.

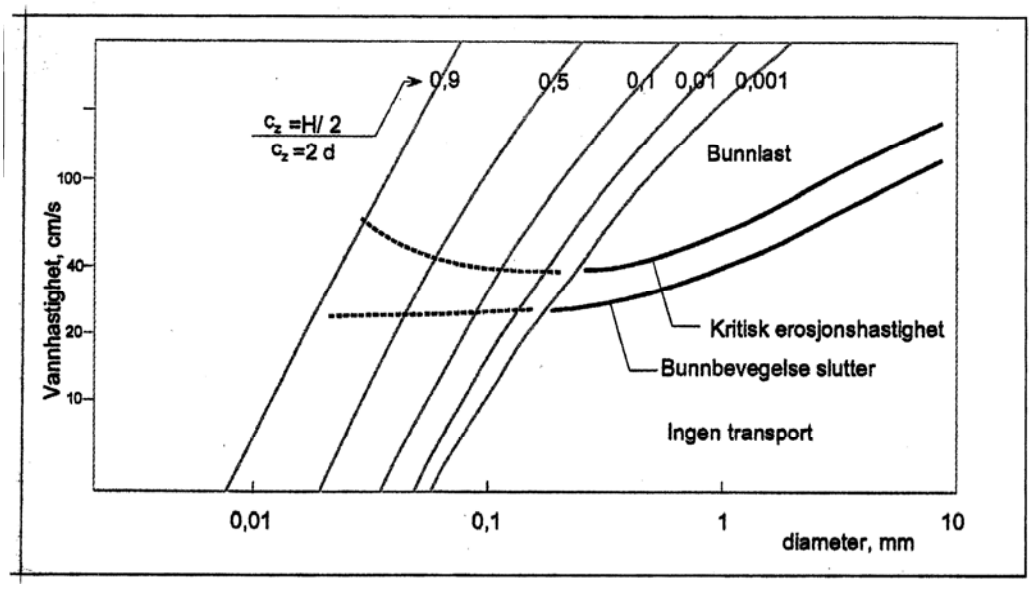
Engelund (1972) angir suspendert last når $v_* > w$, der w = partiklenes synkehastighet. Synkehastigheten (w) finnes også av Figur 4-36.

Transportkapasiteten er relativt liten så lenge det bare er bunnlast, men øker raskt når det også blir suspendert last. I følge en japansk undersøkelse er bunntransport og suspendert transport like store når $v_* = 1.7 \cdot w$. Når skjærpenningen øker videre vil suspendert last etter hvert helt dominere i mengde. For et kraftverk er likevel bunnlasten alltid viktig, fordi den omfatter de største partiklene.

4.12.5 Ett empirisk diagram til vurdering av materialtransport

Vannhastigheten brukes fortsatt mye for å anslå stabilitet mot erosjon, fordi den er enkel å måle og lett å forstå. Figur 4-37 viser et diagram som gir grensehastighet for bevegelse av bunnmateriale, målt 1 m over bunnen.

Samtidig viser de skrå linjene i diagrammet hvordan suspendert last fordeler seg over dybden. Kurvene gir forholdet mellom konsentrasjonen av suspenderte partikler ved halv dybde, ($c_{H/2}$) i forhold til konsentrasjonen to korndiametre over bunnen (c_{2d}). Kurven som er merket 0,001 angir altså at konsentrasjonen i halv dybde er 0,1 % av konsentrasjonen nær bunnen. Dette kan betraktes som en praktisk grense for suspendert last.



Figur 4-37 Kritisk hastighet for bunntransport og fordeling av suspendert transport. Etter Sundborg.

Kurvene på Figur 4-37 illustrerer følgende punkter:

- Kritisk hastighet for erosjon er større enn for avleiring. Partikler som er avleiret, blir ikke brakt i bevegelse igjen uten at hastigheten blir større enn da partikkelen la seg til ro. Dette er særlig markert for partikler mindre enn 0,1 mm.
- Kritisk erosjonshastighet har et minimum for partikler med ca 0,2 mm diameter

- For partikler over ca 0,2 mm er kritisk hastighet for bunntransport mindre enn for suspendert transport. Vi kan altså ha noe bunntransport uten samtidig suspendert transport om bunnen ikke inneholder finere partikler.
- For partikler finere enn 0,1 mm er det omvendt. Det henger sammen med at disse små partiklene ikke så lett kommer i kontakt med den turbulente strømningen utenfor et grenselag ved bunnen. Når de først av en eller annen grunn er kommet i bevegelse vil de fortsette å være det selv ved små hastigheter.

4.12.6 Formler for sedimenttransport

Alle formler for sedimenttransport forutsetter at det er rikelig tilgang på sedimenter, det vil si at bunnen må bestå av samme type sedimenter som det som transporteres. De fleste formlene går ut fra en nedre kritisk grense for transport som tilsvarer τ_c.

Bunnlast
Den er gjort svært mange forsøk på å lage bunnlastformler. Her nevnes bare to.
Meyer-Peter og Müllers formel, som regnes for å være den beste empiriske bunnlastformelen:

$$g_b = \sqrt{\left(\frac{\gamma_v \cdot I \cdot R \cdot \left(\frac{k}{k'}\right)^{3/2} - 0{,}047 \cdot (\gamma_s - \gamma_v) \cdot d_{50}}{0{,}25 \cdot \rho_v^{1/3} \cdot (s-1)^{2/3}} \right)^3}$$

Her er:
g_b = bunnlast (N/(s·m))
I = elvas helning (-)
R = hydraulisk radius, dvs. arealet dividert på våt omkrets av strømtverrsnittet (m)
γ_v = egenvekt av vann (N/m^3)
γ_s = egenvekt av sediment (N/m^3)
d_{50} = størrelsen på bunnsediment (m)
ρ_v = tetthet av vann (kg/m^3)
$s = \gamma_s/\gamma_v$ = spesifikk vekt av bunnsediment (-)

Forholdet (k/k') har sammenheng med at friksjonen langs bunnen dels skyldes selve sedimentkornene, dels bunnformene. I praksis varierer k/k' mellom 1.0 for flat bunn og 0,5 for sterkt ujevn bunn og må anslåes på skjønn.

Formelen er mye brukt til bunnlastberegninger fordi den er utviklet for relativt bratte elveløp og gir ganske pålitelige resultater med rimelig arbeid.

Bunnlastformlene kan være nyttige dersom det er liten transport, eller når bunnmaterialene er svært grove slik at det blir lite eller ingen suspensjon. Nå brukes mest formler for total last.

H. Einstein laget sin egen teoretiske og ganske kompliserte formel, se f.eks. Vanoni (1977). Han unngikk begrepet *kritisk størrelse* ved å regne med løftekrefter som varierer statistisk omkring en middelverdi.

Einstein fant at kornene beveger seg i sprang som har omtrent konstant lengde, ca 100 · *d*. Etter hvert sprang er det en sannsynlighet, *p*, for at kornet straks skal rives med i nytt sprang, og (1-*p*) for at kornet skal legge seg til ro. Ved en ren bunnlasttransport må det være likevekt mellom

erodert og avsatt materiale. Einstein foreslo å bruke d_{35} for blandede masser når spredningen i kornstørrelser ikke er for stor.

Ved å sammenligne med Meyer-Peter og Müllers formel fant Einstein svært godt samsvar. De to formlene bekrefter derfor på en måte hverandre.

4.12.7 Eksempel på beregning av bunnlast

En elvestrekning har følgende kjente data:
- helning , I = 0,01
- dybde, H = 1 m
- bredde, B = 20 m
- bunnsedimenter, d_{50} = 50 mm, γ_s = 2650 · 9,81 N/m³
- Forholdet k/k' antas lik 0,8

Hvor stor er bunnlasten?

Med rektangulært tverrsnitt blir R = 20 · 1/ (1 + 20 + 1) = 0,9 m. Transporten per breddemeter av elva blir:

$$g_b = \sqrt{\left(\frac{9800 \cdot 0{,}01 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}8 - 0{,}047 \cdot (26000 - 9800) \cdot 0{,}05}{0{,}25 \cdot 1000^{1/3} \cdot (2{,}65 - 1)^{2/3}}\right)^3} = 19 \text{ N/s pr m}$$

For hele elvebredden blir transporten G_s = 19 · 20 = 380 N/s
Omregnet til masse: 380 N/g = 39 kg/s = 3350 tonn/døgn (g = 9,81 m/s).

Eksemplet viser at blir først en flom stor nok til å rive opp et naturlig dekklag på bunnen av et stryk, vil den kunne transportere store mengder av det løsrevne dekklaget nedover vassdraget før det eventuelt flater ut. I tillegg vil det kunne bli transportert enda større mengder finere masser fra undersiden av dekklaget, avhengig av hva som finnes der.

4.12.8 Suspendert last

Suspendert last omfatter alt materiale som ikke har stadig kontakt med bunnen. Den kan bestå dels av partikler fra det lokale bunnmateriale som er revet med av strømmen, dels av partikler som kommer langvegs fra, der bunnforhold og strømforhold er annerledes.

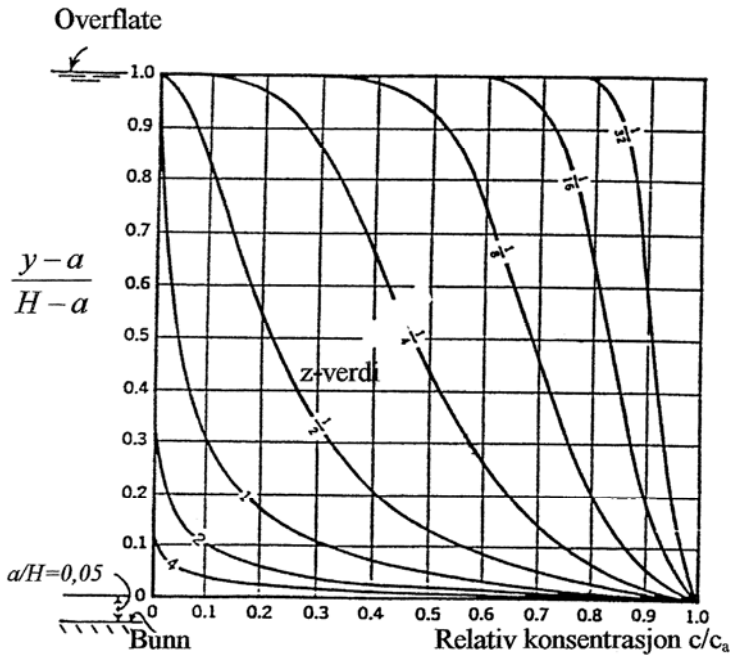
Suspendert last fordeler seg ujevnt i dybden, se Figur 4-38. Den teoretiske fordelingen i en normalstrøm er:

$$\frac{c}{c_a} = \left(\frac{H - y}{y} \cdot \frac{a}{H - a}\right)^z$$

der c_a = konsentrasjonen på et kjent nivå a, c = konsentrasjon i nivå y, H = vanndybden og z = 2,5 w/v_*.

Diagrammet viser hvor avgjørende størrelsen z er for fordelingen. Når $z > 1$ vil ikke suspenderte partikler nå overflaten. Stor z-verdi skyldes stor synkehastighet eller liten skjærhastighet (dvs. liten vannhastighet). Beregninger bare på grunnlag av målt konsentrasjon på én dybde er vanligvis for unøyaktige.

Formelen gir ingen opplysning om konsentrasjonen helt nær bunnen, dvs. for $y < a$. Det gjelder derfor å ha en måling så nær bunnen som mulig, men måling nær bunnen blir lett unøyaktig. I Figur 4-38 er størrelsen c_a målt 5 % av vanndybden opp fra bunnen. I praksis bør en ta prøver i flere nivåer.



Figur 4-38 Fordeling av suspendert last over dybden. Etter Rouse (1961)

4.12.9 Eksempel på beregning av suspendert last

I en elv som er $H = 3$ m dyp, er det tatt en prøve $a = 20$ cm over bunnen med sedimentkonsentrasjon $c_a = 100$ mg/l. Helningen er 1:2000, og kornfordelingen varierer lite, med $d_{50} = 0{,}3$ mm. Hvor stor er konsentrasjonen 1 m under vannflaten?

Figur 4-36 gir synkehastighet $w = 3$ cm/s for 0,3 mm partikler.
Fra avsnitt 4.12.2 finner vi skjærspenningen $\tau_0 = g\rho_v HI = 9{,}81 \cdot 1000 \cdot 3 \cdot 0{,}0005 = 14{,}7$ N/m² og skjærhastigheten $v_* = (14{,}7/1000)^{1/2} = 0{,}12$ m/s. Det gir $z = 2{,}5 \cdot w/v_* = 2{,}5 \cdot 0{,}03/0{,}12 = 0{,}625$. Ordinaten blir $(y\text{-}a)/(H\text{-}a) = 1{,}8/2{,}8 = 0{,}64$. Figur 4-38 gir $c/c_a = 0{,}13$. Sannsynlig konsentrasjonen 1 m under vannflaten er $0{,}13 \cdot 100 = 13$ mg/l

Den suspenderte lasten kan beregnes ut fra målte verdier av konsentrasjon c og hastighet v. Det kreves mange prøver i forskjellige dyp og til forskjellig tidspunkt. For å få pålitelig resultat må beregningene dekke et lengre tidsrom med varierende vannføring, både lavvann og flom. Særlig flomperioder gir stort bidrag, mens det er relativt liten transport ved lave vannføringer.

Suspendert transport i et tverrsnitt med areal A på et måletidspunkt finnes ved integrasjon av formelen:

$$Q_s = \int_0^A c \cdot v \cdot dz \cdot dy$$

Samlet transport over et tidsrom T, f. eks. et år, finnes så ved en ny integrasjon:

$$Q_{ST} = \int_0^T Q_S \cdot dt$$

Beregning ut fra målte konsentrasjoner i flere nivåer og flere vertikalprofil i bredden gir oftest gode resultat, men krever mye data fordi konsentrasjon og vannføring varierer sterkt både fra sted til sted i fra sesong til sesong. Det blir også svært unøyaktig å overføre erfaringer fra vassdrag til vassdrag.

4.12.10 Total last

Suspendert last sammen med bunnlasten utgjør det vi kaller total last. I den grad "wash load" er av samme type og har samme egenskaper som den egentlige suspenderte last, utfyller de hverandre.

De fleste nyere undersøkelser av sedimenttransport går på total last. Mange metoder deler bunn-materialet inn i fraksjoner som behandles for seg. Til slutt summeres resultatene med vekttall. Formlene blir på denne måte uoversiktlige og kompliserte for håndregning, men egner seg for moderne databehandling. Flere formler finnes i Vanoni (1975).

En formel som er enkel å bruke og i dag antagelig også den mest pålitelige for håndregning, er Engelund - Hansens formel:

$$g_S = 0{,}05 \cdot \gamma_s \cdot V^{2\cdot} \cdot \sqrt{\frac{d_{50}}{g \cdot (\gamma_s / \gamma_v - 1)} \cdot \left(\frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma_v) \cdot d_{50}} \right)^3}$$

Her er V vannhastighet (m/s). Formelen kan brukes når d_{50} er større enn 0.15 mm og elvebunnen er relativt ensgradert (standardavvik på kornfordelingskurven mindre enn 2).

4.12.11 Eksempel på bruk av Engelund-Hansens formel

En elvestrekning har følgende kjente data:

- helning, $I = 0{,}001$
- dybde, $H = 1$ m
- bredde, $B = 50$ m
- vannhastighet, $V = 1$ m/s
- bunnsediment, $d_{50} = 1$ mm og $\gamma_s = 2650 \cdot 9{,}81$ N/m³

Hvor stor er sandtransporten totalt?

Fra avsnitt 4.12.2 finner vi skjærspenningen $\tau_o = g \cdot 1000 \cdot 1 \cdot 0{,}001 = 10$ N/m², og når vi setter inn i Engelund-Hansens formel får vi:

$$g_S = 0{,}05 \cdot g \cdot 2650 \cdot 1^2 \cdot \sqrt{\frac{0{,}001}{g \cdot (2{,}65 - 1)} \cdot \left(\frac{10}{(g \cdot 1650) \cdot 0{,}001} \right)^3} = 5{,}0 \text{ N/s pr m}$$

Transporten for hele elvebredden blir: $G_s = 5{,}0 \cdot 50 = 250$ N/s, og omregnet til masse blir det: $250/g = 25$ kg/s = 2200 tonn/døgn. Omregnet til volum fast stein blir det: 2200/2,65 = 830 m^3/døgn. Som sand med 40 % porer utgjør det 830/0,6 = 1380 m^3/døgn hvis det blir avleiret eller erodert.

Som en ser kan en flom transportere store mengder fine sedimenter dersom de er tilgjengelige, og medføre store endringer i elvebunnen over tid. Avleires sandmengden i eksemplet i et 500 m langt og 50 m bredt inntaksbasseng, gir det 5,5 cm avleiring i døgnet i gjennomsnitt over bassengbunnen.

Referanser

Ackers, P., et al. (1978). Weirs and Flumes for Flow Measurement. Chichester, John Wiley & Sons.

Ashton, G. D. (1986). River and lake ice engineering.

Avery, P. e. (1987). Sediment Control at Intakes. Bedrord, GHRA, The Fluid Engineering Centre.

Beheim, E. (1973a). Terskelberegning. Formler og kurver for stabilitet, kapasitet og oppstuving. Oslo, Vassdragsregulantenes forening og NVE.

Beheim, E. (1973b). Terskelbygging. Retningslinjer for oppmålingsarbeidet. Oslo, Vassdragsregulantenes forening og NVE.

Chow, W. T. (1973). Open-Channel Hydraulics. Singapore, McGraw-Hill.

Drobir, H., Kienberger, V., Krouzecky, N. (1999). The wetted length of the Tyrolean weir, IAHR.

EBL Kompetanse (2002). Islast på dammer. Oslo, EBL Kompetanse.

Engelund, R., Hansen, E. (1972). A Monograph on Sediment Transport. København, Teknisk Forlag.

Frank, J. (1956). Hydraulische Untersuchungen für das Tiroler Wehr. Der Bauingenieur **31**(3): 96-101.

Godtland, K. (1991). Tilstopping av flomløp, Samlerapport. Trondheim, SINTEF - NHL.

Idelchik, I. E. (1986). Handbook of hydraulic resistance, Hemisphere Publishing Corporation.

Inversin, A. R. (1986). Micro-hydropower sourcebook. Washington, NRECA International Foundation.

Jacobsen, T. (1997). Sediment problems in reservoirs. Department of hydraulic and environmental egnineering. Trondheim, NTNU.

Jiandong, T. e. a. (1997). Mini Hydropower, John Wiley & Sons Ltd.

Knauss, J. e. (1987). Swirling flow problems at intakes. Hydraulic Structures Design Manual 1. Rotterdam, Balkema.

Lia, L., Jenssen, L. (2003). Grunne inntak. Oslo, Norges vassdrags- og energidirektorat**:** 35.

Lund, S. (2005). Inntak til småkraftverk. Institutt for vann- og miljøteknikk. Trondheim, NTNU.

Meusburger, H. (2002). Energiverluste an Einlaufrechen von Flusskrafwerken. Versuchsanstalt für Wasserbau Hydrologie und Glaziologie. Zürich, Eidgenössischen Technischen Hochschule.

Moe, J. e. a. (1995). Varegrinder. Falltapsreduksjon og driftsforbedring. Oslo, Energiforsyningens Fellesorganisasjon EnFO.

Mosonyi, E. (1966). Wassrekraftwerke, Band I, Niederdruckanlagen. Düsseldorf, VDI Verlag.

Naudascher, E., Rockwell, D. (1994). Flow-induced vibrations, An engineering guide. Rotterdam, A.A. Balkema.

Norconsult/NVE (2003). Veileder i planlegging, bygging og drift av små kraftverk. Oslo, Norges vassdrags- og energidirektorat.

Normann, J. M. e. a. (2001). Hydraulic Design of Highway Culverts. Fort Collins, Colorado, Federal Highway Administration, National Highway Institute.

NVE (1982). Små dammer. Veiledning for planlegging, bygging og vedlikehold. Oslo, Universitetsforlaget. (Tilgjengelig fra NVEs hjemmeside fra 1. april 2006)

Perham, R. E. (1987). Floating Debris Control; A Literature Review. Hanover, US Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory.

Perham, R. E. (1988). Elements of Floating Debris Control Systems. Hanover, US Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory.

Raudkivi, A. J. e. (1993). Sedimentation: Exclusion and removal of sediment form diverted water. Hydraulic Stuctures Design Manual #6. Rotterdam, Balkema.

Rouse, H. (1961). Fluid Mechanics for Hydraulic Engineers. New York, Dover.

Sæterbø, E., Syvertsen, L., Tesaker, E. (1998). Vassdragshåndboka, Tapir forlag.

Soknes, S. (1982). Virvler og virveldannelse foran vannintak. Trondheim, SINTEF NHL.

Stokkebø, O., et al (1986). Bekkeinntak på kraftverkstunneler. Sluttrapport fra Bekkeinntakkomiteen. Asker, Vassdragsregulantenes forening.

Støle, H. (1993). Withdrawal of water from Himalayan Rivers. Sediment Control at Intakes. Department of Hydraulic Engineering. Trondheim, NTH.

Vanoni, V. A. (1977). Sedimentation Engineering. New York, ASCE.

Vischer, D. L., Hager, W.H. (1998). Dam Hydraulics. Chichester, John Wiley&Sons Ltd.

Wallerstein, N., Thorne, C.R., Abt, S.R. (1996). Debris control at hydraulic structures in selected areas of the USA and Europe, US Army Research Development & Standardization Group - UK.

Wood, I. R., Ed. (1991). Air entrainment in free-surface flow. IAHR Hydraulic Structures Design Manual. Rotterdam, A.A. Balkema.

Vedlegg 1: Definisjon av noen vanlige begrep

Avrenning:
Vannføringen fra nedslagsfeltet til elva. Se og *spesifikk avrenning*.

Bjelkestengsel:
Stengemetode der horisontale bjelker legges oppå hverandre mellom to vertikale føringer.

Damsikkerhet:
Sikkerhet mot skader på personer og eiendom pga. dambrudd. Krav til sikkerhet avhenger av hva som er truet.

Dimensjonerende tilløpsflom (dimensjonerende flom)
Dimensjonerende tilløpsflom er den tilløpsflom, med gjentaksintervall som er spesifisert for dammens klasse, som fører til høyest vannstand i magasinet ved gitte forutsetninger om flomløpenes manøvrering og magasinets initialtilstand (fra Forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg).

Driftsvannføring:
Den delen av vannet som til en hver tid brukes til kraftproduksjon.

Erosjon og erosjonsikring:
Vannets graving i elvebunn og strandlinjer, og metoder til å hindre dette.

Fallhøyde, brutto og netto:
Brutto fallhøyde er høydeforskjellen mellom vannstanden foran inntaket og utenfor avløpet fra kraftstasjonen. *Netto fallhøyde* er brutto fallhøyde minus *falltap* i vannvegen gjennom kraftverket.

Falltap:
Tap av trykkhøyde på grunn av friksjon og lokale hindringer langs vannvegen.

Flomfrekvens:
Angir hvor ofte en bestemt flomstørrelse gjentar seg i gjennomsnitt over lang tid.

Flomstørrelse:
Faktisk vannføring under en bestemt flom. Det er også vanlig å oppgi flomstørrelser som i gjennomsnitt over lang tid opptrer med mellomrom på hele antall år (10-års flom, 100-års flom osv).

Flomstatistikk:
Oversikt over historisk fordeling av flomstørrelser, og beregning av sannsynlighet for bestemte flommer i fremtiden.

Glideluke:
Vertikal luke som reguleres opp og ned mellom to føringer.

Hastighetshøyde:
Den trykkhøyde som tilsvarer energien i vannets bevegelse (kinetisk energi).

Inntak:
En åpning eller innløp der vannet til kraftverket ledes ut av et elveløp eller inntaksbasseng og inn i en tilløpskanal eller trykksjakt. Ofte også brukt om hele partiet mellom elveløpet og nedløpet til kraftverket.

Inntaksmagasin:
Innsjø, basseng eller kulp som gir tilnærmet horisontal vannflate inntil inntaket.

Isproblem:
Begrensing av vanntilførsel og fallhøyde pga. is som samles i elva, på varegrind og ellers i vannvegen og ved utløpet.

Isgang:
En mer eller mindre voldsom bølge av is og vann som starter i øvre del av et islagt stryk og river med seg isen nedover. Isgang oppstår oftest i forbindelse med isløsningen om våren, men kan også komme spontant midt på vinteren ved at dammer av bunnis gir etter for vanntrykket. En isgang kan fylle inntaksmagasinet og tette inntaket på kort tid.

Klappluke:
Luke hengslet i nederkant, se avsnitt 4.8

Konus:
Traktformet innløp til rør eller tunnel.

Luftproblem:
Innsuging av luft i tunnel/rørgate. Oppsamling av luftlommer i slake partier av tunnel eller rør med risiko for utblåsing.

Lukepropp:
Innsnevret parti med anlegg for luke.

Middelvannføring:
Vannføringer summert gjennom mange år og fordelt jevnt over hele tidsrommet.

Minstevannføring:
Vannføring som skal slippes utenom kraftverket etter pålegg fra myndigheter.

Nedslagsfelt:
Det terrengområdet som drenerer nedbør til et vassdrag, eller til deler av et vassdrag.

Nålestengsel:
Stengemetode der løse vertikale staver settes ned for hånd mellom horisontal toppbjelke og bunnsvill og holdes på plass av vanntrykket. Stavene kan stå inntil hverandre eller med noe mellomrom for å regulere vannstand og avløp.

Overløp:
En fast terskel, ofte på samme nivå som vannstanden ved normal drift. Ved flom renner overskuddsvannet over overløpet. Brukes og som benevnelse på overskuddsvann som passerer flomløpet.

PMF = Påregnelig maksimal flom:
Beregnet flom som er resultat av den verst tenkelige kombinasjon av nedbør, snøsmelting og andre hendelser i nedslagsfeltet. Dammer og andre livsviktige byggverk må tåle PMF uten å bryte sammen.

Produksjon:
Den energimengde som leveres ut av kraftverket. Den er proporsjonal med driftsvannføringen, netto fallhøyde og virkningsgrad av turbin og generator.

Reservoar = magasin:
Naturlig eller kunstig basseng for kort- eller langsiktig lagring av vann. Ved små kraftverk oftest bare et lite område foran inntaket (inntaksmagasin).

Segmentluke:
Klappluke med avrundet (sylindrisk) overside. Brukes til å passere tømmer og is.

Sektorluke:
Luke som åpnes oppover og er hengslet i armer på begge sidene.

Spesifikk avrenning
Avrenning til elva fra et nedslagsfelt dividert på nedslagsfeltets areal. Oppgis ofte som liter pr sekund pr km^2.

Trykkhøyde:
Den vanndybden i stille vann som tilsvarer faktisk trykk på et sted i vannvegen.

Trykksjakt:
Rør eller tunnelstrekning fylt av vann under trykk.

Turbinslitasje:
Skade som hovedsakelig skyldes sandpartikler i driftsvannet.

Vannføring:
Den mengde vann som passerer pr tidsenhet. Angis vanligvis som m^3/s eller *l/s*.

Vannveg:
Den vegen vannet beveger seg mellom to punkter, f eks gjennom et kraftverk fra inntak til utløp.

Varegrind:
Rist for å hindre passasje av store partikler, isflak og flytende rask. Vanligvis laget med vertikale, parallelle staver av flatjern.

Vedlegg 2: Driftserfaringer og eksempler

Dette vedlegget er tredelt. Første del gir et sammendrag av resultatene fra en kartlegging av probleminntak som ble utført av institutt for Vann- og miljøteknikk, NTNU i 2005. Andre del beskriver erfaringer med ulike inntak, og siste del er en sjekkliste med forhold som utbygger bør vurdere når inntaket planlegges.

1. Spørreundersøkelse om inntak

På oppdrag fra NVE gjennomførte SKM Energy Consulting undersøkelsen *Mini- og mikrokraftverk i Norge, barrierer ved etablering*. SKM sendte ut ca. 300 spørreskjema til eiere av mini- og mikrokraftverk og fikk 118 svar. Ett av de 32 spørsmålene var: ”Har det vært driftsproblem knyttet til kraftverkets inntak?”. Til det svarte 29 ja og 46 nei, dvs. at 39 % av de 75 som svarte på spørsmålet hadde opplevd driftsproblem.

For å gjøre den videre kartleggingen mest mulig målrettet valgte vi å kontakte de som hadde svart ”Ja” direkte, og spørre detaljert om problemene. For hver kraftverkseier vi kontaktet gikk vi gjennom et skjema med følgende tema:

I Tabell V2- 1 gir vi et sammendrag av resultatene fra spørreundersøkelsen og befaringene, og etter det følger noen stikkord om de ulike problemene.

Nr.	Navn på kraftverk eller eier	Problemområde				Kommentar
		Drivgods	Luft	Sedimenter	Is	
0301	Mølnbekken	X		X		
0302	Undfossen Kraftverk					Ingen probl.
0401	Steinselva	X				
0402	Mikrokraftverk Koabekken					Ingen probl.
0403	Hansfoss		(x)			Rehabilitert
0404	Langåsfoss	X				Flytetorv
0405	Ulvilla			X	X	Is i rør v. stans
0406	Bjørge Storflor			X	X	
0407	Harry Kristoffersen	(x)			X	
0408	Nære kraftverk	X	(x)		X	Svært grunt inntak
0501	Hårstadbekken Mikrokraftverk	X		X	X	
0502	Breivold Minikraftverk					Ingen probl.
0503	Søtvikelva Mikrokraftverk					Under bygging
0504	Fossum mølle		X	X	X	
0505	Glisja	X		X		
0601	Bjøråa	X		X	X	
0701	Takleelv			(x)		

Nr.	Navn på kraftverk eller eier	Problemområde				Kommentar
		Drivgods	Luft	Sedimenter	Is	
0702	Gaular	?	?	?	?	Ikke kontakt
0703	Grøeng Minikraftverk					Under bygging
0704	Bakkefoss Kraftverk	?	?	?	?	Ønsket ikke å svare
0705	Gjeisdøla kraftverk	X				
0706	Glomnes kraftverk	X		X		
0707	Hugla kraftverk				X	
0708	Ivar Heggdal	?	?	?	?	Nettopp ferdig
0709	Joka kraftverk	?	?	?	?	Under bygging
0710	Jon Aaning	X			X	
0711	Marifjøra kraftverk	(x)			(x)	Ombygging har løst probl.
0712	Utvik elektrisitetsverk	(x)				Ombygging har løst probl.
0713	Vasstaket kraftverk					Ingen probl.
0801	Åvella	X				
0802	Bessa				(x)	Ikke kontakt
0803	Søfferudsbekken	?	?	?	?	Ønsket ikke å svare
0804	Skoltefoss kraftverk	X			X	
0805	Eid					Ingen probl.
1001	Luren mikrokraft	?	?	?	?	Ikke kontakt
1002	Vistvik minikraftverk	X		X		
1003	Kaldheimselva	?	?	?	?	Ikke kontakt
1004	Melselva	?	?	?	?	Ikke kontakt
1201	Hamsabøåna	X		X		
1202	Moisåna	?	?	?	?	Ikke kontakt
1203	Fiveland mikrokraftverk	?	?	?	?	Ikke kontakt
1401	Gurebo?					Ingen probl.
1501	Vinjeelva				X	
1502	Damtjønn kraftverk	(x)				Humus tetter inntaksilen.
1503	Trontveit kraftverk		(x)		(x)	Luftproblem utbedret
1801	Verksfossen	X	X		X	
1802	Sagfossen		X		X	
1803	Rotnes minikraftverk	X			X	
1804	Spikerbrukfallet	?	?	?	?	Ikke kontakt
1901	Gapestad kraftverk	X	X	X	(x)	

Tabell V2- 1 Oversikt over problem med inntak

Undersøkelsen viser at drivgods er det vanligste problemet. For noen er problemet så stort at inntaket må renskes flere ganger om dagen. Problem med is er og vanlig, men er normalt mindre

omfattende enn de som skyldes drivgods. Mange av kraftverkene opplever bare problem i korte perioder, for eksempel under løvfallet om høsten.

1.1 Drivgodsproblem

Det vanligste problemet er at drivgods tetter inntaksgrinden, slik at den må renskes ofte, men det er og rapportert andre problem knyttet til drivgods:

- Drivende trær kiler seg fast i flomløp og luker, og bryter ned gangbaner og lignende.
- Rask (mose og gress) pakket seg i ledeapparatet da turbinen ble kjørt med lav last (liten åpning), og da ledeapparatet stengte ble det presset ut av stilling.
- Kongler, gress og pinner setter seg fast inne i turbinen.
- Torv legger seg i flomløpet og mot inntaket.
- Stort drivgods som setter seg fast og er vanskelig å fjerne.
- Drivgods tetter kjølevannsinntak og filtre.

1.2 Isproblem

Det vanligste problemet er at sarr eller isflak tetter inntaksgrinden, men isproblem er svært varierte, her er noen eksempler:

- Det dannes en iskappe på innsiden av røret i kuldeperioder, selv når kraftverket er i drift. Når det blir mildere løsner isen og pakker seg mot turbinen. Det kan bli skader på turbin og ledeapparat.
- Sarr tetter filter til kjølevann eller liknende.
- Stor sarrproduksjon fører til at inntaksmagasin og rørgate fylles med isgraut.
- Luker fryser fast.
- Issvuller ved utløp av tapperør.
- Isgang skader inntak eller dam.
- Istrykkskader på dammer.
- Luftsugende virvel førte til ising på grinden.

1.3 Luftproblem

Luft fører og til ulike problem, her er noen eksempel:

- Luft i sugerøret (rett nedstrøms turbinen) fører til dårlige strømningsforhold, dårlig virkningsgrad og ujevn gange.
- Det dannes luftlommer i rørgata som gir så stort falltap at kraftverket må stanse.
- Luftutblåsninger fra bekkeinntak har ført til store skader på inntak, men dette gjelder ingen av kraftverkene i denne undersøkelsen.

1.4 Sedimentproblem

Når inntaket blir fylt av stein kan det være et problem å komme til for å fjerne massene. Oppfylling av inntaksbassenget fører til at man mister volum og får striere strøm mot inntaket, som igjen kan føre til at mer sand blir med driftsvannet og sliter på turbinen. Det er og rapportert at finsand tetter filtre og at sand i vannet har skadet vannsmurte lagre.

2. Eksempel på inntaksløsninger og driftserfaringer

Våren 2005 tok Steinar Lund masteroppgaven ved Institutt for vann- og miljøteknikk. *Inntak til småkraftverk* (Lund 2005) omfattet kartlegging og befaring av mange inntak til små kraftverk, og planlegging av nye inntak. Beskrivelsene og tegningene i dette avsnittet er hentet fra hans oppgave, og hensikten er å vise eksempel på ulike tekniske løsninger og hvordan de fungerer. Vi

vil takke eierne som stilte opp og tok vel i mot oss da vi kom på besøk. Selv om vi beskriver flere inntak som probleminntak, så håper vi at eierne ikke tar dette ille opp, men heller ser nytten av at andre utbyggere blir kjent med de vanskelighetene som kan oppstå. Opplysningene vi fikk fra eierne av anleggene vi besøkte, både de som er presentert her og alle de andre, har vært veldig viktig for dette prosjektet.

Figur V2- 1 Steinar Lund på befaring

2.1 Vasstaket kraftverk

Kraftverket ble bygd i 2000. Eierne, Sigmund Haugen og Jens Hogrenning, planla kraftverket på 4 år og bygde det meste på ett halvår. De har gjort grundig forarbeid og har derfor tatt høgde for de fleste problem i tilknyting til inntaket.

Feltstørrelse:	20 km^2
Middelvannføring:	1,4 m^3/s
Sted:	Hogrenningelva, Stryn, Sogn og Fjordane
Installert effekt:	612 kW
Årsproduksjon:	3,7 GWh
Trykkhøyde:	200 m
Slukeevne:	400 l/s

Tabell V2- 2 Vasstaket, tekniske data

Rørgaten er 552 m lang, 400 mm i diameter, av duktilt, betongforet støpejern. Rørgaten er nedgravd.

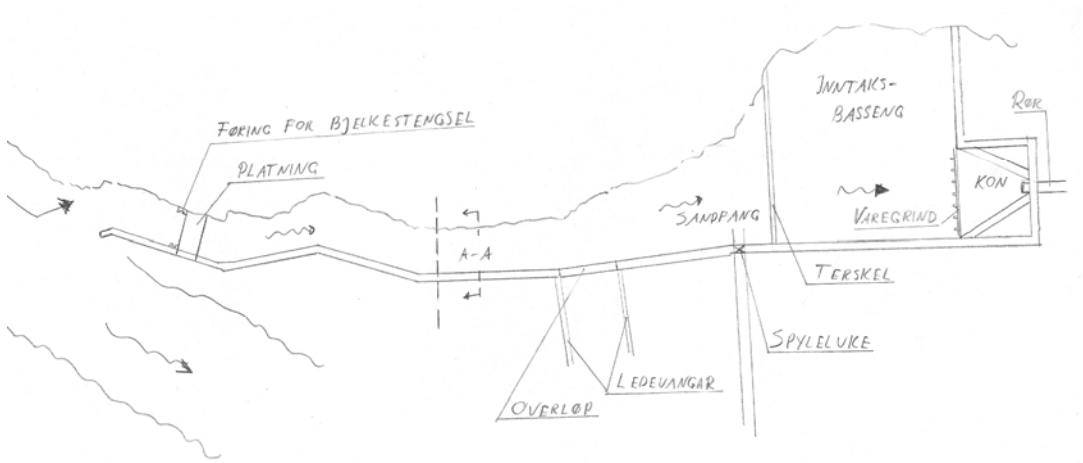
Inntaket

Vannet blir ledet fra elva i en sprengt kanal inntil en bratt fjellvegg som danner den ene sideveggen i kanalen (Figur V2- 5). Nær øvre ende av rennen er det et bjelkestengsel, og i nedstrøms ende er det en terskel fulgt av et sandfang (Figur V2- 2 og Figur V2- 3). Varegrinda er plassert i enden av sandfanget og har et areal på 1,2 x 3 m^2, og med en slukeevne på 0,4 m^3/s gir dette en inntakshastighet på 0,11 m/s. Lysåpningen er 20 mm, og grinda er av PE for å motvirke ising.

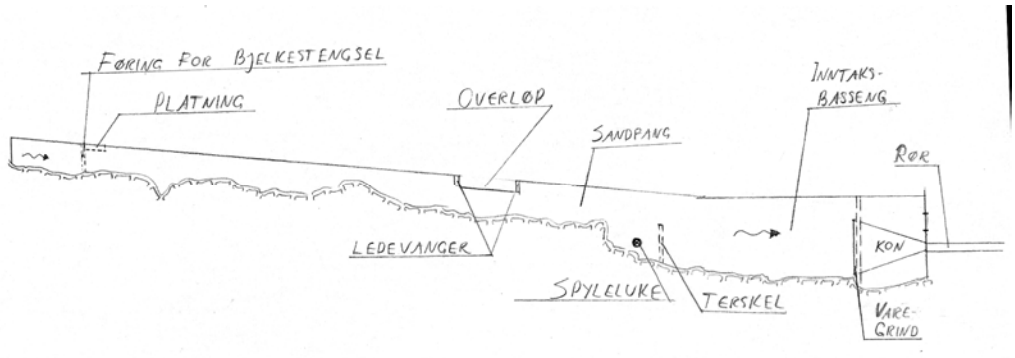
Problem
Det dannet seg sarr i kanalen da deler av bjelkestengselet ble glemt, antagelig fordi det ble et lite stryk. Problemet ble løst ved å fjerne bjelkene.

Det rant vann fra lufterøret (svanehals) og inn i inntakshuset ved avslag. Problemet ble løst ved å forlenge lufterøret.

Kommentar til inntaket
Ved inntaksstedet er elven svært bratt og full av stein og blokk, og om vinteren går det snøras. Her lå alt til rette for alvorlige driftsproblem, men gjennom god planlegging har eierne fått til et inntak som fungerer nærmest problemfritt. Vannet tas inn i en liten naturlig kulp, og en fremstikkende bergnabbe verner inntaket og øvre del av kanalen mot flom og ras. Bassenget foran inntaket stopper drivgods og sediment. En interessant detalj er at det er bygget trapp opp fra bassenget, slik at det skal være mulig å komme seg opp om man faller uti.



Figur V2- 2 Vasstaket, planskisse av inntaket



Figur V2- 3 Vasstaket, lengdesnitt av inntaket. Hellingen er overdrevet.

Figur V2- 4 Vasstaket, elven (venstre) og oppstrøms ende av kanalen

Figur V2- 5 Vasstaket, kanal med inntaksbasseng i bakgrunnen

2.2 Breivold minikraftverk

Kraftverket ble bygget i 2001. 8 eiere deler 9 andeler i kraftverket. Kontaktperson er Arvid Staven. Staven m.fl. har prosjektert anlegget. Generator, turbin og trafo ble anskaffet hos ulike leverandører, og dammen ble planlagt av SWECO Grøner.

Feltstørrelse:	17 km^2
Middelvannføring:	1,0 m^3/s
Sted:	Kvennaelva, Åfjord, Sør-Trøndelag
Installert effekt:	1000 kW
Årsproduksjon:	4,8 GWh
Trykkhøyde:	90 m
Slukeevne:	1400 l/s

Tabell V2- 3 Breivold, tekniske data

Inntaket

Et gjel er sperret av en platedam som er 17,3 m lang og 5,5-6,2 m høy (Figur V2- 6). Flomløpet er et 15 meter langt fritt overløp. Inntaksbassenget strekker seg omtrent 60 m oppstrøms dammen til en liten foss. Inntaket er et sideinntak ved dammens høyre vederlag. Varegrinden er i plast og har areal på 2,5 x 2 m^2, som gir en bruttohastighet = 0,28 m/s. Lysåpningen mellom de stående stavene er 30 mm, og toppen av grinden er dykket 1,5 m. Grinden heller litt bakover for å gjøre rensking lettere.

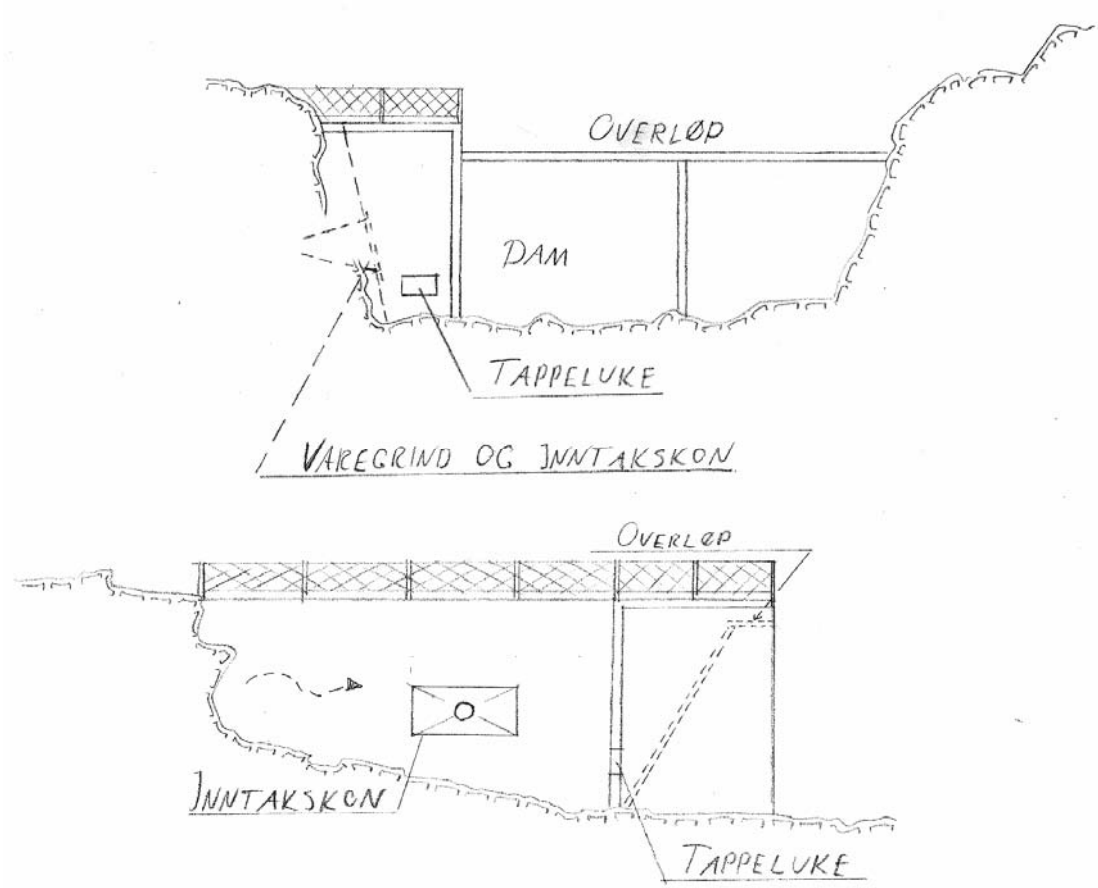
Problem

En gang ble bassenget fullt av sarr som hindret vannet i å nå inntaket, og eieren måtte stoppe anlegget. Eieren mener at dette kan forhindres ved å redusere lasten eller stanse anlegget neste gang det er fare for en liknende situasjon. Når vannet er islagt vil han igjen øke pådraget.

Ellers er det ingen problem med dette inntaket. I kuldeperioder vil fossen øverst i inntaksbassenget produsere sarr, men mesteparten stopper i det store inntaksbassenget. At varegrinda er i plast reduserer og faren for ising.

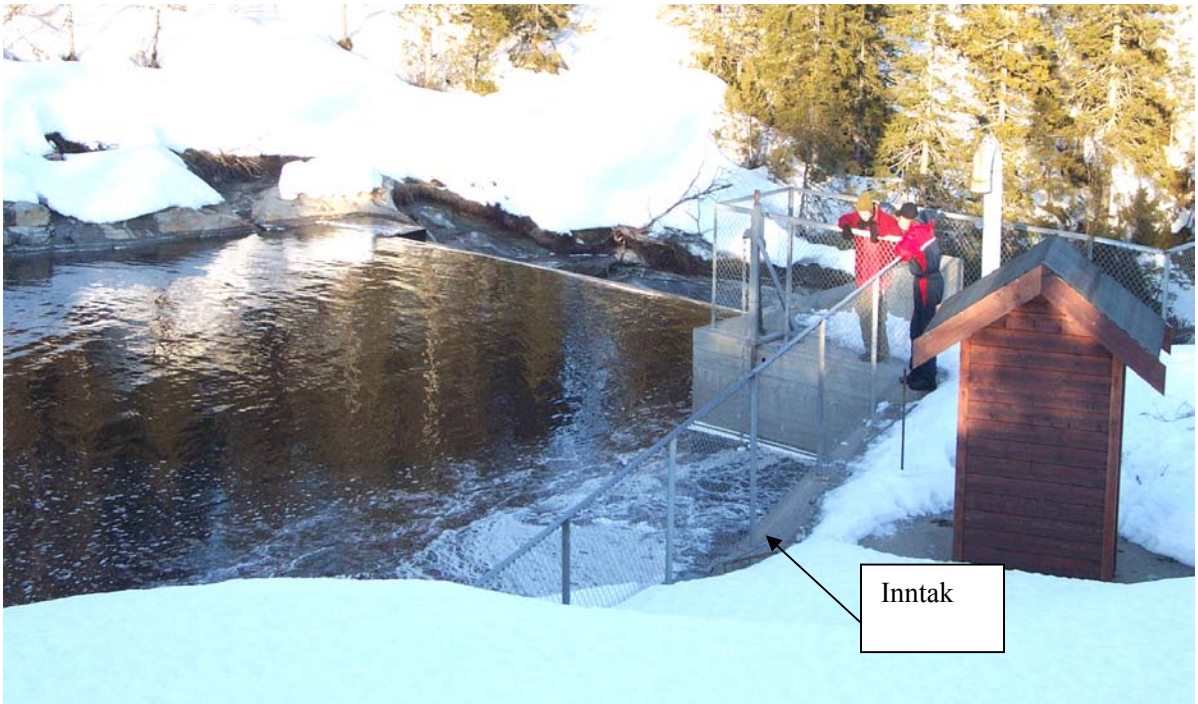
Drivgods er heller ikke noe stort problem. Det meste synker til bunns i det store inntaksbassenget, og det er laget atkomstvei for utlasting med maskin. Varegrinden er så stor at det kan være mye drivgods på grinden før falltapet blir et problem.

Godt gjennomtenkt og vellykket inntak.



Figur V2- 6 Breivold, oppriss av inntaket sett motstrøms (øverst), lengdesnitt (nederst)

Figur V2- 7 Breivold, dam med flomløp



Figur V2- 8 Breivold, inntaksbasseng, dam og inntak

2.3 Utvik kraftverk

Kraftverket ble bygget i 1913, men er senere bygget om. Eier er P/L Utvik Elektrisitetsverk, et andelslag fra 1913, og Rasmus Hage var vår kontaktperson. Kraftverket har to aggregat med hvert sitt inntak. Inntakene ble bygget om i 2002 og har nå prinsipielt lik utforming, selv om størrelsen er forskjellig. Beskrivelsen og tegningene gjelder det nederste inntaket.

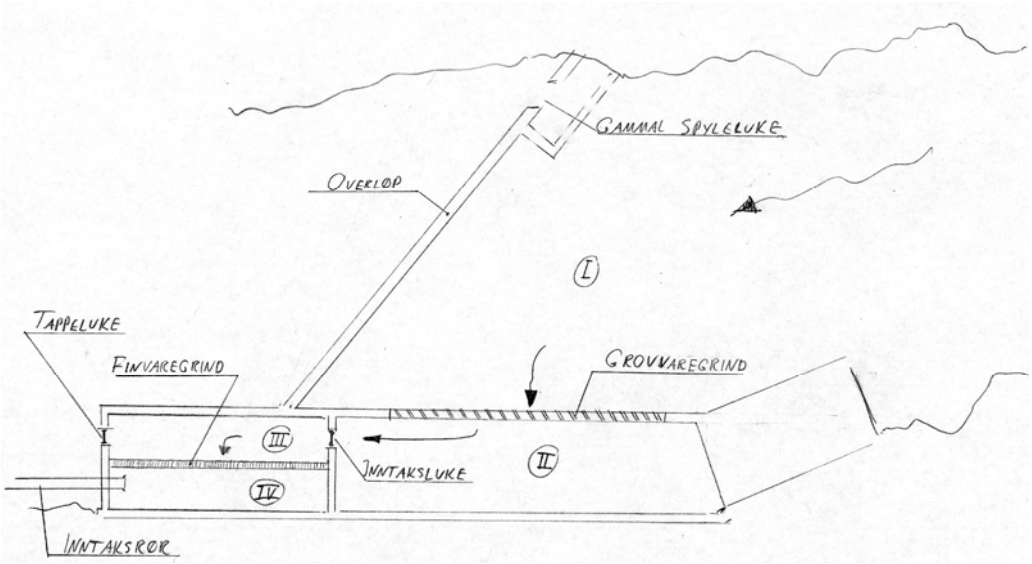
Inntaket

Dammen er en platedam av betong, og fra venstre side av dammen går det en betongvegg parallelt med venstre bredd. I betongveggen er det en stor govvaregrind med vertikale, impregnerte trestaver (5/4" * 4"), som er skråstilt for å unngå at drivgodset hekter seg. Varegrinden fungerer som sideinntak til et sekundært inntaksbasseng (II på Figur V2- 9), og herfra renner vannet gjennom en hydraulisk drevet luke inn til et overbygd inntakskammer (III) med en stor finvaregrind i svart plast. Det er en tappeluke oppstrøms varegrinden.

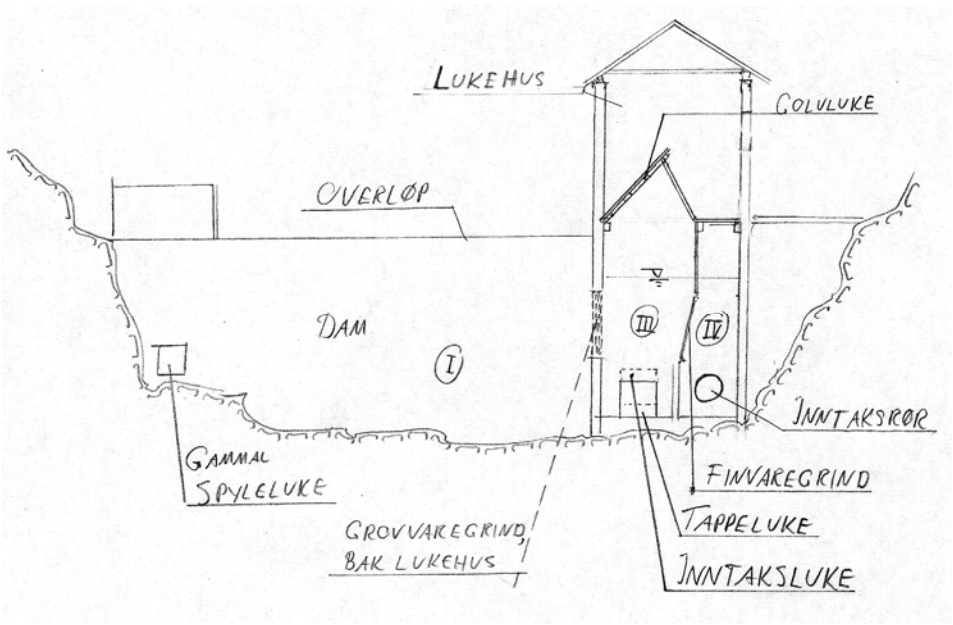
Dette arrangementet gjør det mulig å renske grinden på en spesiell måte. Kraftverket stanses, inntaksluken stenges og tappeluken åpnes. På den måten strømmer vannet tilbake gjennom varegrinden og drar med seg rasket ut gjennom tappeluken. Løsningen fungerer svært bra, og det er lite behov for manuell rensking.

Problem

Før inntaket ble bygget om var det et frontalinntak, og drivgods og løv tettet ofte inntaket. Renskejobben var vanskelig og risikabel, og når vannføringen var stor var det nesten uråd å holde inntaket åpent. Etter ombygging fungerer inntaket godt.



Figur V2- 9 Utvik, planskisse av inntaket



Figur V2- 10 Utvik, oppriss av inntaket sett motstrøms

Figur V2- 11 Utvik, sekundærbasseng i forgrunnen, inntakshus til venstre

2.4 Nære kraftverk

Mikrokraftverket som ble bygget i 2004 eies av Ragnar Næss. Anlegget er prosjektert av eieren i samarbeid med utstyrsleverandør og andre.

Feltstørrelse:	32 km^2
Middelvannføring:	0,7 m^3/s
Sted:	Vollselva , Stjørdal, Nord-Trøndelag
Installert effekt:	3 + 2,2 = 5,2 kW
Årsproduksjon:	ukjent
Trykkhøyde:	8,5 m
Slukeevne:	120 l/s
Rørgate:	Plast, 400 mm i diameter, 30 m lang, og nedgravd.

Tabell V2- 4 Nære, tekniske data

Inntaket

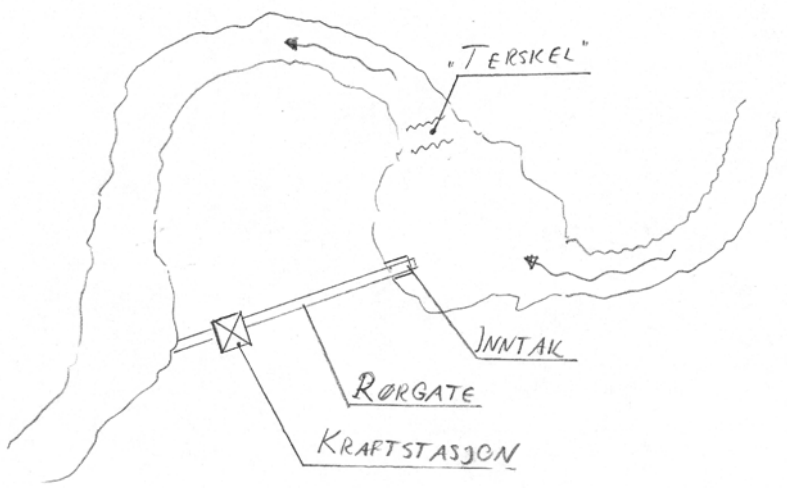
Kraftverket har ingen dam, men inntaket består av et rør som er lagt ut i en naturlig kulp oppstrøms en foss (Figur V2- 12). I enden av røret er det en kon med en rist (Figur V2- 14). For å komme ut til inntaket er det bygget en enkel gangbane over røret. Arealet av inntaksristen er ca. 0,7 m^2, som gir en bruttohastighet på 0,17 m/s.

Kraftverket bruker bare en liten del av vannføringen.

Problem
Løv tetter risten, og rensking er tungvint blant annet fordi risten utgjør et rutenett. Noen ganger må stasjonen stanses for å få løs rask fra risten. Når vannstanden i kulpen er lav dannes det en virvel som suger rask ned på risten.

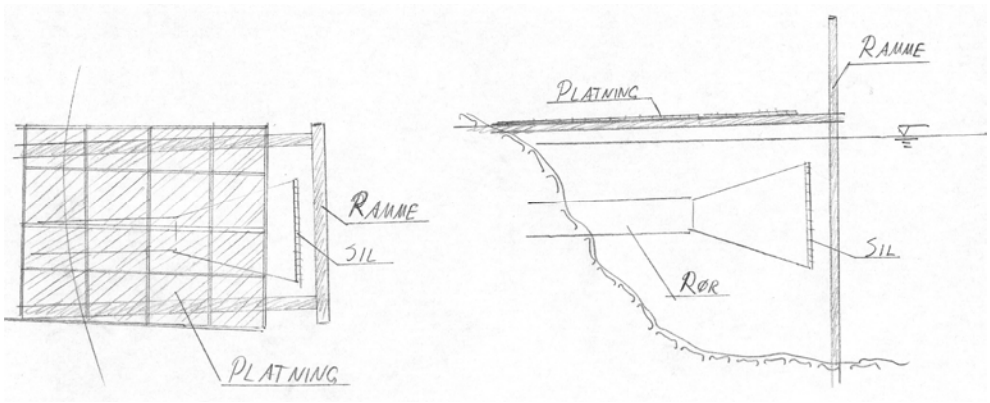
Når det er kaldt og lav vannstand suger virvelen kald luft som fører til at det dannes is på risten (og i røret?). Luft fører og til ujevn gange på maskinen, og i kraftstasjonen kan man tydelig høre når inntaket begynner å suge luft.

Tiltak
Eieren har byttet ut inntaksristen med en grind med vertikale staver og større areal, og det har gjort rensking noe enklere. Større dykking av inntaket ville sannsynligvis redusert problem knyttet til rask, luftinnsuging og ising. En lense i inntakskulpen eller et skjørt foran inntakskonusen ville kanskje være effektivt for å holde drivgods vekk fra inntaket.



Figur V2- 12 Nære, planskisse

.



Figur V2- 13 Nære, skisse av inntaket, plan (venstre) og snitt

Figur V2- 14 Nære, inntaksrist

Figur V2- 15 Nære, rensking av inntaksrist

2.5 Fossum kraftverk

Fossum mølle og kraftverk, som stod ferdig i 2002, ble bygget i en gammel mølle, og bruker den eksisterende inntaksdammen. Kraftverket eies av flere grunneiere sammen, og Ola Wang har vært vår kontaktperson.

Feltstørrelse:	ca. 147 km^2
Middelvannføring:	3,3 m^3/s
Sted:	Igla, Midtre Gauldal, Sør-Trøndelag
Installert effekt:	83 kW
Årsproduksjon:	ukjent
Trykkhøyde:	14 m
Slukeevne:	750 l/s
Rørgate	Polyetylen, ca. 600 mm i diameter og ca. 180 m lang.

Tabell V2- 5 Fossum, tekniske data

Inntaket
En ca. 4 m høy gravitasjonsdam av betong over elva hever vannspeilet og gir et lite inntaksbasseng. På høyre side, litt oppstrøms dammen, er det en betongvegg med sideinntak og grovvaregrind, vannet ledes derfra, inn i inntakskammeret, gjennom en liten finvaregrind (ca. 1*1 m^2 ?) og inn i rørgaten.

Problem
Rørgaten er delvis nedgravd, men har og en åpen strekning, og i forbindelse med oppstart av anlegget frøs det is i rørgaten, som løsnet og skadet turbinen. Etter det ble rørene isolert, delvis med matter og delvis ved omfylling.

Sedimenter fyller opp inntaksbassenget og kommer inn i inntaket. Det har ført til ekstra slitasje og skader på turbinen (se avsnitt 3.2). Sedimentene i inntaksbassenget må fjernes maskinelt, og det er tidkrevende. Nå er det installert utstyr slik at tappeluka kan brukes til å spyle ut sedimenter under flom, men foreløpig vet vi ikke hvor effektivt det er.

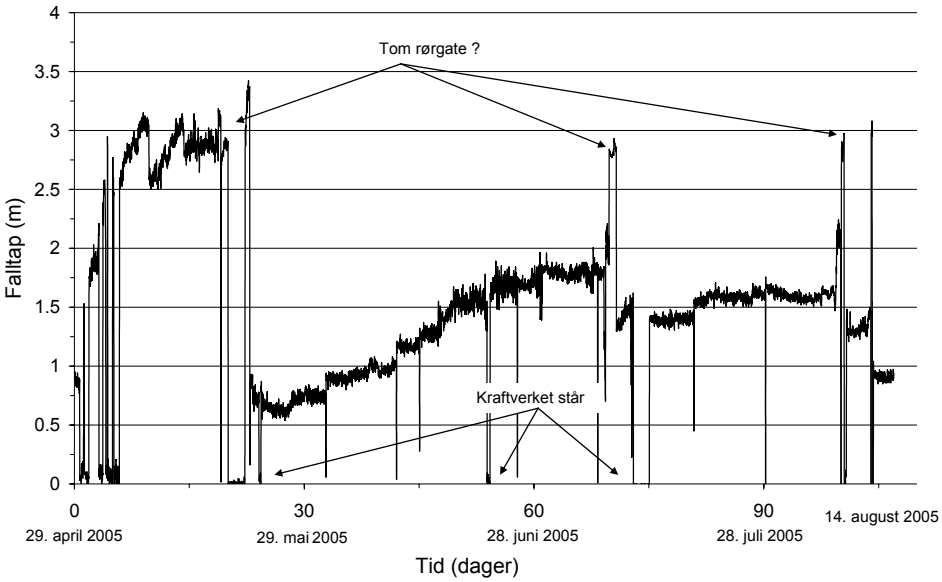
Produksjonen er mindre enn forventet, men forklaringen på det er ikke klar. Det kan være at lavt trykk i sugerøret og mye luft i vannet gjør at det dannes en luftfylt virvel rett etter turbinen, som gir dårlige strømningsforhold og reduserer turbinens virkningsgrad.

I perioder med mye vann i elva synker trykket foran turbinen, og det kan bli så lavt at kraftverket stanser. Etter noen minutters kan verket startes, men på nytt faller trykket og kraftverket stanser. Vi ser to mulige forklaringer på dette: 1) Det kan at være at luft fra stryket rett oppstrøms inntakskulpen samler seg i en stor luftlomme i rørgaten. Trykket foran turbinen vil falle etter hvert som luftlommen vokser, men når kraftverket stanser forsvinner luften ut gjennom inntaket. 2) Rask tetter inntaksgrinden, men når kraftverket stanses slipper rasket inntaksgrinden og flyter opp.

Figur V2- 16 Fossum, dam og inntakshus

Falltapsmåling

Vi har målt falltapet mellom inntakskammeret og røret ca. 20 m nedstrøms inntaket (Figur V2-17). Fra mai til juni ser vi at trykkforskjellen øker jevnt, fra ca. 0,6 m til 1,8 m. Hele forskjellen er ikke falltap, men skyldes også at i rørgaten har vannet en kinetisk energi som tilsvarer ca. 0,4 m trykk. Men, vi ser at falltapet blir stort, ca 1,4 m, og det betyr at ca. 10 % av produksjonen går tapt.



Figur V2- 17 Fossum, falltapsmåling

3. Sjekkliste for inntaksutforming

Under er en liste over moment som man bør vurdere ved utforming av et inntak. Fordi alle inntak er forskjellige så kan forhold som er helt avgjørende for utforming av ett inntak, være uten betydning for et annet. Hva som er viktig må avgjøres i hvert enkelt tilfelle.

Drivgods	Problembeskrivelse	Vurdering	Kommentar
	Tilstopping av varegrind fører til falltap, noen ganger stans, behov for hyppig rensk. Stort drivgods (trær) kan være vanskelig og farlig å fjerne.	Mengde og størrelse på drivgods? Manuell eller mekanisk fjerning? Er grinden lett å renske (atkomst, dybde, vannhastighet)? Behov for spesielle tiltak – ledevegg, lenser, tilbakespyling, grindrensker, måling av tap over grinden. Handtering av stort drivgods? Tetting av kjølevannsinntak, inntak til vannsmurte lagre? Velge spesialinntak, for eksempel Tyrolerinntak, Coanda-rister? Spesiell utforming av inntaket for å lede vekk drivgodset? Renhold av grinden under flom?	Vanlig problem, særlig på høsten og under flom.
Sedimenter	Grove masser fyller inntaksmagasinet. Finere masser føres med driftsvannet og sliter på turbinen.	Mengde og størrelse på sedimentene? Hvordan fjerne massene fra inntaksmagasinet – grave, spyle? Hvordan hindre masser å komme inn i vannveiene? Er det behov for eget sandfang?	Høytrykksmaskiner er mest utsatt for slitasje. Sandfang kan bli store og kostbare.
Is	I kuldeperioder produserer åpne stryk sarr som kan tette grinden og fylle inntaket. Isgang kan tette eller ødelegge inntaket. Islag i rørgaten løsner og skader turbinen.	Produserer elva sarr – mengde og varighet? Avstand til det sarrproduserende området, transport av sarr, muligheten til å forme et stabilt isdekke oppstrøms inntaket. Dykking av inntaket, materiale i grindstavene, rensk av grindene. Er det isganger i elva – hyppighet og omfang?	
Luft	Luft kan komme som bobler i vannet eller suges inn gjennom virvler i inntaket. Kan føre til driftsproblem ved turbinen, luftlommer som øker falltapet, og luftutblåsning.	Faren for luftsugende virvel i inntaket? Stryk rett oppstrøms som pisker luft inn i vannet? Hva skjer med luften i rør/tunnelsystemet - luftlommer? Hvor følsom er turbinen for luft?	

Drivgods	Problembeskrivelse	Vurdering	Kommentar
Flom	Store flommer betyr høy vannstand og mye stort drivgods som kan sette seg fast, stor sedimenttransport etc., samtidig som atkomst og arbeidsforhold kan være svært vanskelige.	Hvor høyt vil vannet stige? Hva skjer med atkomst, gangbaner, rekkverk, lukespill etc? Hva skjer hvis flomløpet blir tett? Hvor tar vannet veien? Vil det renne forbi og gjøre skader på dam, vei, støttemur, rørgate etc.? Er terskler, plastring og elvebunnen nedstrøms dammen tilstrekkelig sikret mot erosjon?	
Arbeidsforhold	Inntaket er en arbeidsplass. Det må utformes slik at man kan jobbe effektivt og uten fare.	Hvilke arbeidsoperasjoner skal utføres på inntaket? Er sikkerheten ivaretatt (rekkverk, nok plass, står trygt)? Hva med vanskelige forhold som flom, vinter, is, snø og mørke? Hva hvis noen faller i vannet – er det leider, båtshake el?	Vurder vanlige arbeidsoperasjoner, for eksempel rensk av varegrind, og uvanlige arbeidsopperasjoner (vedlikehold, tapping, fylling, flom). Kontroller at de kan utføres på en trygg og effektiv måte.

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

Utgitt i Veilederserien i 2006

Nr. 1 Inntakshåndboken. En rettledning for planlegging og utforming av inntak til småkraftverk