

# Retningslinjer for flomløp

til §§ 4-6 og 4-13 i forskrift om sikkerhet og tilsyn  
med vassdragsanlegg

Norges vassdrags- og energidirektorat

Utgave 2 - oktober 2005

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

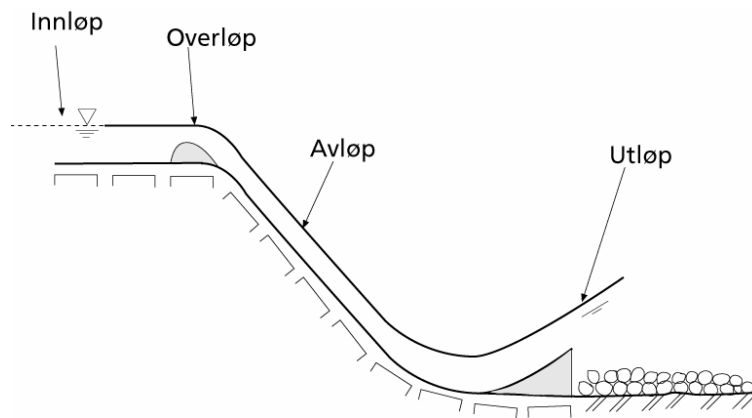
# Innhold

1. Generelt .....	3
2. Innløp .....	3
3. Overløp .....	4
4. Avløp .....	11
5. Utløp .....	15
Referanser .....	16

## 1. Generelt

Denne retningslinjen bygger på bestemmelsene i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg §§ 4-6 og 4-13 når det gjelder dimensjonering og utførelse av nye flomløp, og kontroll av eksisterende flomløp. Med flomløp menes hele vannveien fra magasinet til elveleiet nedstrøms for dammen. Figur 1-1 viser i prinsipp de forskjellige delene som et flomløp består av.

Flomløp skal avlede dimensjonerende avløpsflom ved dimensjonerende flomvannstand. Ved avledning av flommer i forbindelse med ulykkeslaster kan det være aktuelt å anordne reserveflomløp i tillegg til det ordinære flomløpet. Reserveflomløp er ikke behandlet i denne retningslinjen, vi viser til litteraturen, f.eks. til ref.11.



Figur 1-1. Prinsippskisse av et flomløp

## 2. Innløp

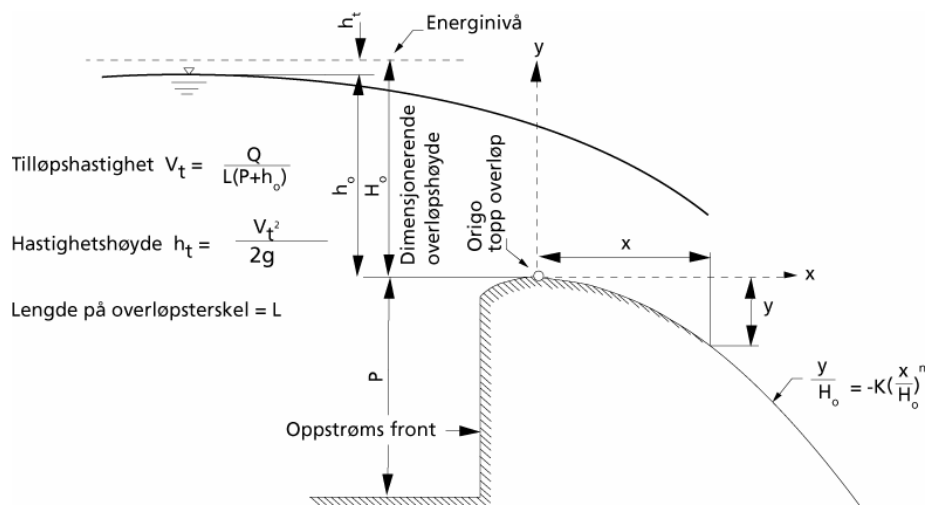
Vannveien mellom stillestående vann i magasinet og overløpet er definert som innløpet, se figur 1-1. I innløpet kan det forekomme falltap på grunn av grunne partier, skeivstrømning, kanaler og konstruksjonsdeler som forstyrrer strømmen. Eventuelle falltap av betydning må beregnes ved hjelp av anerkjente formler for frispeilstrømning. Når strømretningen ikke er vinkelrett på overløpet, og ved overløpsformer hvor beregningsgrunnlaget ikke kan dokumenteres tilstrekkelig, kan det være nødvendig å kontrollere kapasiteten ved hjelp av modellforsøk.

### 3. Overløp

Overløpet, dvs. kontrollseksjonen i flomløpet (se figur 1-1), kan være et fast overløp eller et manøvrerbart løp, enten integrert i dammen eller som en separat konstruksjon.

#### Faste overløp

Overløpet skal fortrinnsvis utformes som standard overløpsprofil som vist i figur 3-1.



**Figur 3-1. Standard overløpsprofil**

Formen finnes av formelen :

$$y/H_0 = -K \cdot (x/H_0)^n$$

Koeffisientene K og n kan tilnærmet settes lik  $K = 0,5$  og  $n = 1,8$  (ref.1).

Overløpets kapasitet for standardprofil kan beregnes ut fra følgende basisformel:

$$Q = C \cdot L_{\text{eff}} \cdot H_0^{3/2}$$

der:

$Q$  = Total kapasitet, ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

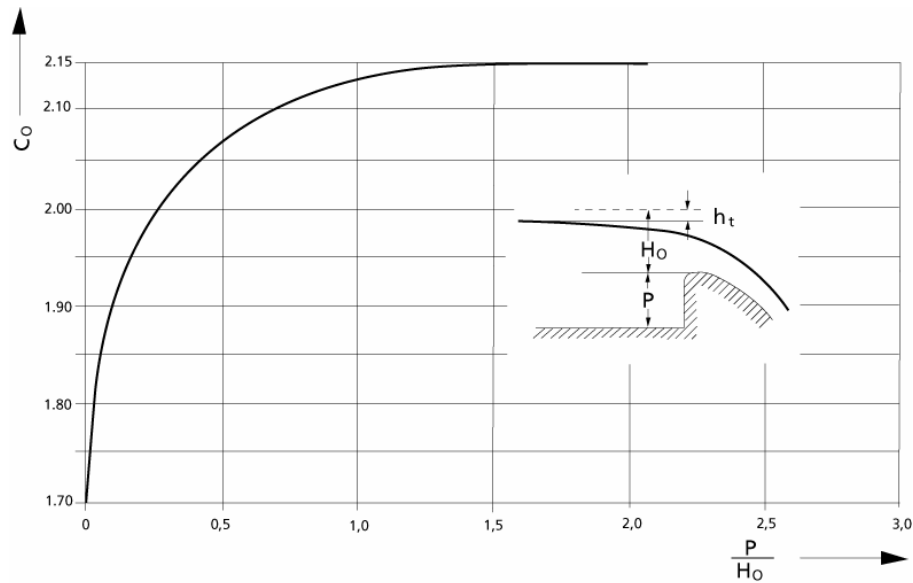
$C$  = Overløpskoeffisient, ( $\text{m}^{1/2}/\text{s}$ );  $C = C_0 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3$ . Se fig. 3-2, 3-3, 3-4, 3-5

$L_{\text{eff}}$  = Effektiv lengde på overløpsterskel, (m); dvs. hensyn tatt for sidekontraksjon.

For skarpe kanter kan kontraksjonen regnes å redusere overløpslengden med  $0,1 \cdot n \cdot H_0$ , hvor n er antall kontraksjoner (hjørner) :  $L_{\text{eff}} = L_{\text{lysåpn.}} - 0,1 \cdot n \cdot H_0$ . For ideelle avrundinger kan kontraksjonen neglisjeres

$H_0$  = Dimensjonerende overløpshøyde, (m); se fig. 3-1

Formelverket gjelder for rette- og svakt buete overløp.



Figur 3-2. Overløpskoeffisient ( $C_0$ ) som funksjon av dim. overløpshøyde ( $H_0$ ) og terskelhøyden ( $P$ )

Kurven i fig. 3-2 forutsetter dimensjonerende overløpshøyde  $H_0$ , og at undervannet og nedstrøms bunnivå ikke påvirker kapasiteten. Når forholdene avviker fra disse forutsetningene, skal en regne med en korrigert verdi (ref. 1) :

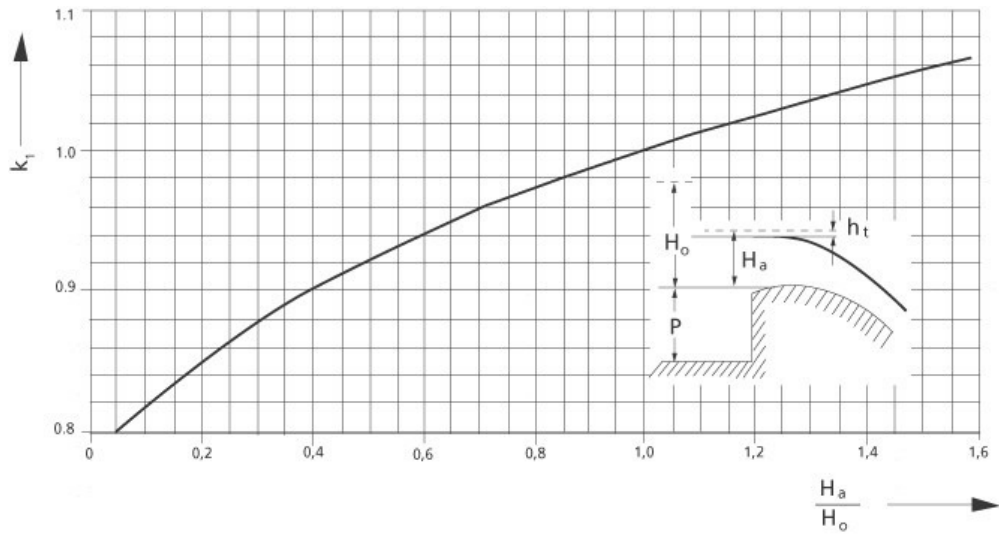
$$C = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot C_0$$

der:

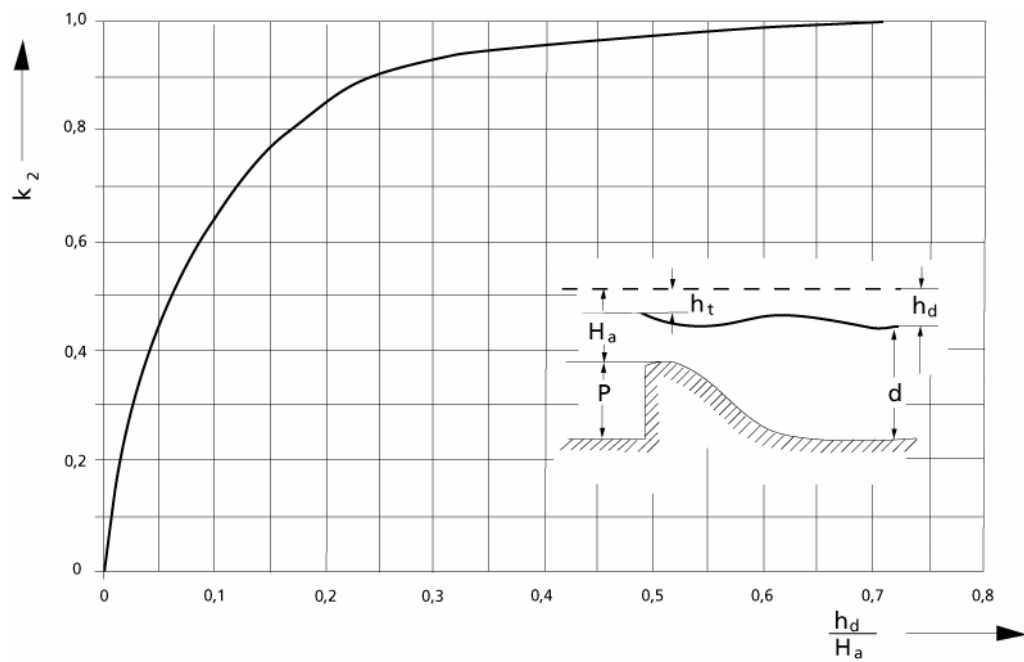
$k_1$  er korreksjon for overløpshøyde,  $H_a$ , forskjellig fra den dimensjonerende  $H_0$ , se fig. 3-3.

$k_2$  er korreksjon for undervann som er så høyt at det påvirker kapasiteten, se fig. 3-4.

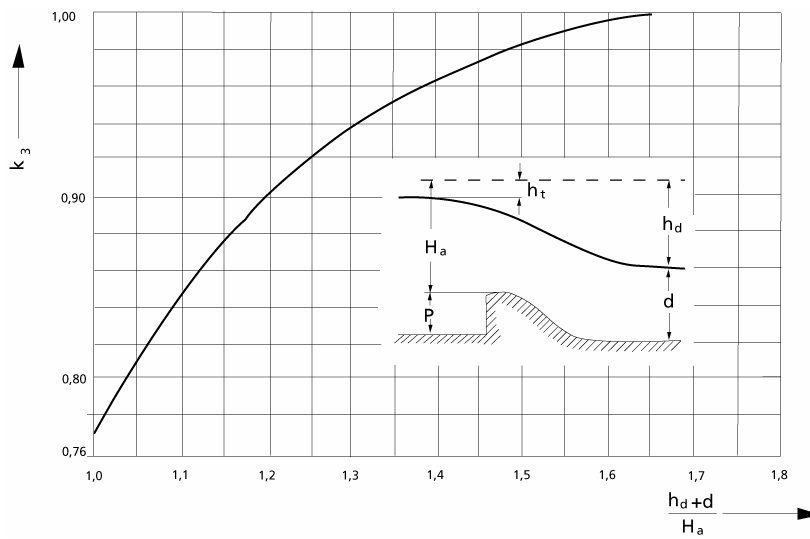
$k_3$  er korreksjon for nedstrøms bunn-nivå når dette ligger så høyt at det påvirker kapasiteten, se fig. 3-5.



Figur 3-3. Korreksjon for overløpshøyde ( $H_a$ ) forskjellig fra dimensjonerende overløpshøyde ( $H_o$ )



Figur 3-4. Overløpskoeffisientens avhengighet av undervannet.  
 $h_d$  = hastighetshøyden,  $d$  = vanddybden



**Figur 3-5. Overløpskoeffisiensens avhengighet av nedstrøms bunn-nivå.**  
 $h_d$  = hastighetshøyden,  $d$  = vannedybden

For noen typer overløpsprofiler som avviker fra standard profil, kan typiske overløpskoeffisienter finnes i litteraturen (ref. 2, 3, 4).

Ved skarpkantet overløpsprofil (fig.3-6) med tilnærmet flat topp (bredkronet overløp) kan en benytte følgende overløpskoeffisienter (ref. 2) :

H/B	0,1	0,2	0,5	1,0	2,0
C	1,4	1,45	1,5	1,55	1,8

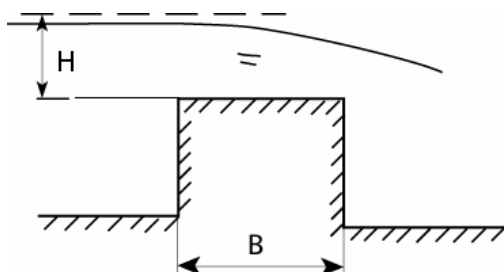
**Tabell 3-1. Overløpskoeffisienter for skarpkantet overløpsprofil**

der :

H = Energihøyden like oppstrøms terskelen, (m)

B = Bredden på overløpstærskel, (m)

C = Overløpskoeffisient, ( $m^{1/2} / s$ )



**Figur 3-6. Skarpkantet overløpsprofil**

Andre faste overløp i form av labyrintoverløp (ref. 5), "morning glory" (ref. 1 og 6), hevertoverløp (ref.10) o.l. kan være aktuelle i spesielle tilfeller. Modellforsøk kan kreves gjennomført ved stor usikkerhet i beregning av avledningskapasiteten.

### **Manøvrerbare løp (overløp med luker)**

Manøvrerbare løp kan bestå av overløpsluker eller underløpsluker. Før det blir gitt tillatelse til bruk av manøvrerbare løp, skal konsekvensene ved en eventuell manøvreringssvikt utredes, og det skal dokumenteres at sikkerheten er ivarettatt.

Luker som anvendes i flomløp bør være av anerkjente, gjennomprøvede typer. Før nye luketyper kan godkjennes skal de ha gjennomgått en inngående utprøving, eventuelt kombinert med laboratorieforsøk. For å sikre at luker fungerer etter de forutsetninger som er gitt i hvert enkelt tilfelle, skal en ta hensyn til beliggenhet av dam, tilgjengelighet til luker og klimatiske forhold. Luker som drives elektrisk skal ha utstyr som sikrer reservedrift.

Nålestengsel til flomtapping vil NVE unntaksvis kunne godkjenne, og da bare for dammer i laveste bruddkonsekvensklasse.

Det henvises til retningslinje for stenge- og tappeorganer når det gjelder valg av forskjellige luketyper til flomavledning.

I en ulykkesituasjon skal det for dammer i alle bruddkonsekvensklasser gjennomføres kontroll av sikkerheten mot brudd på grunn av faren for funksjonssvikt på luker. Funksjonssvikt kan være forårsaket av materialsvikt, lukeforkiling, strømbrydd mv, og det forutsettes at svikt inntreffer på et bestemt antall luker ved avledning av dimensjonerende avløpsflom ( $Q_{dim}$ ). For dammer med n antall luker forutsettes :

$n = 1-3$  , full svikt på en luke

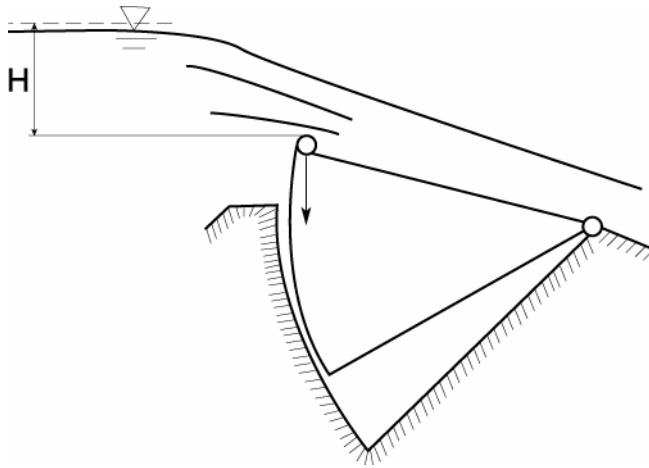
$n = 4-6$  , full svikt på to luker

$n \geq 7$ , full svikt på tre luker

### *Overløpsluker*

Felles for overløpslukene er at lukene senkes slik at vannet renner over lukene ved flom eller tapping (fig.3-7). Eksempler på overløpsluker er sektorluker, klappeluker og gummiluker.





Figur 3-7. Overløpsluke

Kapasiteten for overløpsluker kan beregnes ut fra samme basisformel som for rette overløp:

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2}$$

der:

Q = Total kapasitet, (m<sup>3</sup>/s)

C = Overløpskoeffisient, (m<sup>1/2</sup>/s)

L = Lukelengde, (m)

H = Energihøyden like oppstrøms luka, (m)

For sektorluke, klappeluke og gummiluke kan følgende overløpskoeffisienter brukes :  
c = 1,6 – 1,8.

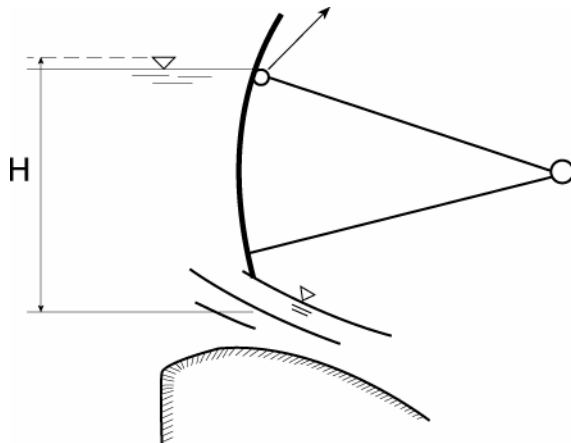
Forholdet til sidekontraksjon og korreksjonsfaktorer blir som for faste overløp.

Verdiene for klappeluker gjelder ved flat frontplate. Ved krum frontplate kan overløpskoeffisienten bli høyere (ref. 4).

### *Underløpsluker*

Felles for underløpslukene er at lukene heves slik at vannet renner under lukene ved tapping. Eksempler på underløpsluker er segmentluker, glideluker og rulleluker. Luker på overløpstorskler skal fortrinnsvis kombineres med standard overløpsprofil med lukeanslaget nedstrøms toppunktet (fig.3-8). Dermed reduseres faren for undertrykk på terskelen nedstrøms luka, når luka står i delvis åpen stilling.

Underløpsluker kan godkjennes som flomavledningsorgan i et dypløp gjennom dam eller i tunnel forutsatt at luka er hydraulisk konstruert for flomtapping, og at luka tåler dynamiske belastninger over lang tid på fullt vanntrykk. Dette skal dokumenteres.



Figur 3-8 Underløpssluke

Kapasiteten for underløpssluker kan beregnes ut fra følgende formel :

$$Q = k \cdot a \cdot b (2 \cdot g \cdot H)^{1/2}, \text{ (ref. 6 og 7)}$$

der :

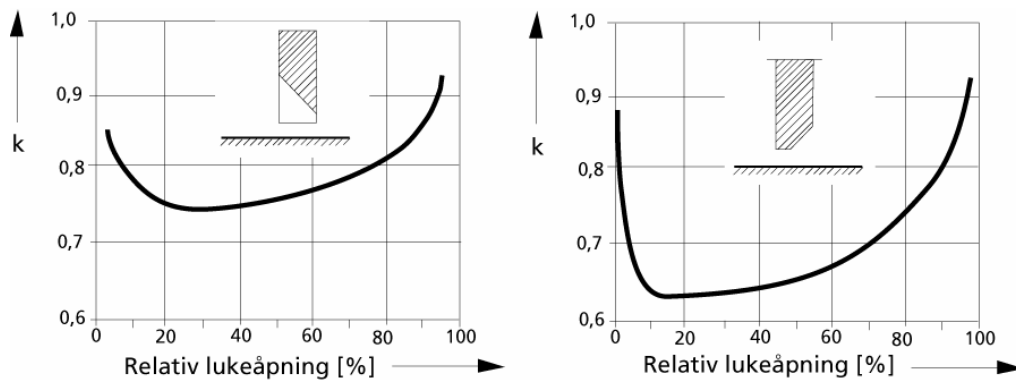
Q = Total kapasitet, (m<sup>3</sup>/s)

k = kontraksjonskoeffisient. For segmentluker k = 0,7. For planluker, se fig. 3-9

a = høyde på lukeåpning, (m)

b = bredde på lukeåpning, (m)

H = Energihøyden målt til midt i lukeåpningen, (m)



Figur 3-9. Kontraksjonskoeffisient k for planluker med skrå kant og med skarp oppstrøms kant.

Eventuelle kontraksjoner ved lukepilarene er inkludert.

Dersom kravet til nøyaktig bestemmelse av avledningskapasitet eller vannføringsregistrering er stort, kan det være nødvendig å utføre modellforsøk for å

dokumentere avløpskurven for lukeløpet. Det innebærer at virkningen av sidepilarenes form og utstrekning prøves sammen med lukeskjoldets radius, helningsvinkel og plassering i forhold til terskelen (ref. 7).

Installering av overløpsluker på en dam kan være en god løsning med tanke på å lede forbi drivgods, flytetorv, is, o.l. på tilfredsstillende måte.

### **Bru over overløp**

Ved mange overløp, både faste og manøvrerbare, er det behov for bru over overløpet. Ved ekstreme flommer kan vannstanden stige opp og over brua slik at kapasiteten reduseres. Dersom kravet til nøyaktig avledningskapasitet eller vannføringsregistrering er stort, kan det være nødvendig å utføre modellforsøk for å dokumentere avløpskurven for overløpet.

### **Tilstopping av overløp**

I vassdrag hvor gjenstander som is, tømmer, røtter, flytetorv og annet drivgods, eller snø og rasmasser, kan bli liggende foran og blokkere overløpet, skal tilstoppingsfaren vurderes spesielt. Nødvendige tiltak for å minimalisere faren for tilstopping kan f.eks. være bruk av sperreanordninger (lense) et stykke oppstrøms for overløpet, tilstrekkelig pilaravstand og fri høyde i overløpet (ref. 8 og 12).

For dammer der det er fare for tilstopping og hvor det ikke er gjennomført fysisk avbøtende tiltak, skal det i bruddgrensetilstanden regnes med minimum 25 % redusert flomavledningskapasitet ved avledning av  $Q_{dim}$ . Avhengig av forholdene i hvert enkelt tilfelle kan NVE kreve at en høyere verdi benyttes.

## **4. Avløp**

Avløpet (se figur 1-1) kan være en integrert del av dammen eller en separat konstruksjon. Avløpet kan være åpent eller lukket. Hel eller delvis blokkering av avløpet kan forekomme på grunn av drivgods, ras, is (gjenfrysing) og snø. I spesielle tilfeller kan også avløpet være utsatt for skader på grunn av erosjon, kavitasjon og hydrodynamiske krefter. Der det er aktuelt, må det vurderes om det er behov for spesielle tiltak for å unngå uakseptable konsekvenser på grunn av blokkering, erosjon, kavitasjon eller hydrodynamiske krefter (ref. 11, 12 og 13).

### **Avløp integrert i dammen og / eller som fritt fall til fundamentet**

Normalt er dette en akseptabel løsning for betong- og murdammer. Det må imidlertid vurderes om spesielle tiltak må gjennomføres for å unngå skader, som f.eks. anordning for luftinnblanding, bruk av spesialbetong eller avtrappet avløp (ref. 6).

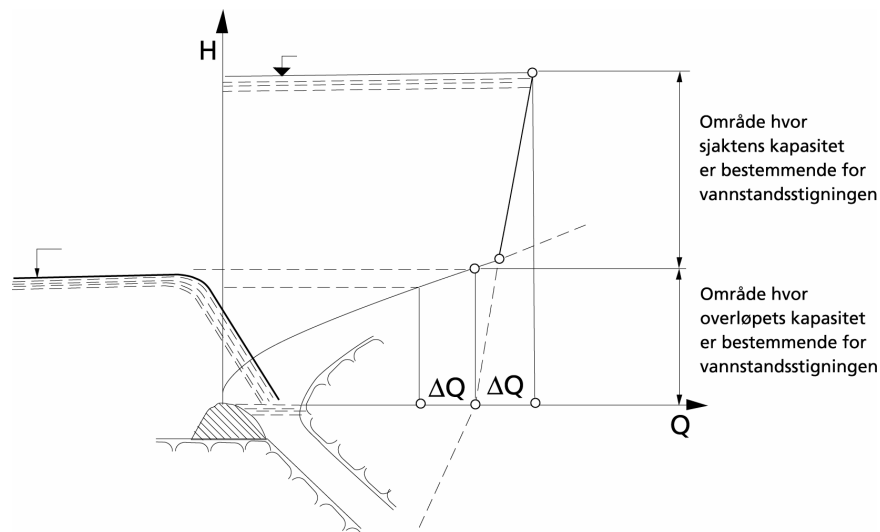
### Avløp i terreng

Der avløpet legges i åpent terreng utenom dammen, skal det ved dimensjonering og kontroll benyttes anerkjente kriterier for friskeilsstrømning. Det skal legges vekt på at avløpet får en definert vannvei. Ved fyllingsdammer må vannet ledes forbi damtåa uten å skade denne.

### Lukket avløp

Dersom et overløp går over i en lukket vannvei, som sjakt eller tunnel, eller en kombinasjon av begge, skal det tas spesielle hensyn ved dimensjonering og utforming. Ved nyanlegg skal en tunnelløsning med jevn helning foretrekkes framfor sjakt.

Konsekvensene ved økning utover en forutsatt vannføring eller ved reduksjon av kapasiteten er vesentlig forskjellig ved et lukket avløp i forhold til et åpent avløp. Fig.4-1 viser at en økning i vannføringen  $\Delta Q$ , som ved et fritt avløp bare gir en liten stigning i vannstanden, gir en betydelig stigning ved et lukket avløp som allerede går fullt.



Figur 4-1. Kapasitetskurver ved fritt- og lukket avløp

Kapasitetsberegninger for lukket avløp vil alltid være noe usikre, blant annet som følge av luftinnblanding i vannet. Ved avledning av dimensjonerende avløpsflom ( $Q_{dim}$ ) forutsettes friskeilsstrømning i systemet, og NVE godkjenner normalt ikke at mer enn 70 % av tverrsnittet går vannfylt, se fig. 4-2, :

$$A_{\text{vannfylt tverrsnitt}} = 0,7 \cdot A_{\text{tot.tverrsnitt}}$$

Normalstrømning (vannspeilet parallelt med bunnen) kan forutsettes. Vanndybden og dermed vannfylt tverrsnitt finnes f. eks. ved bruk av Mannings formel :

$$v = M \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

der:

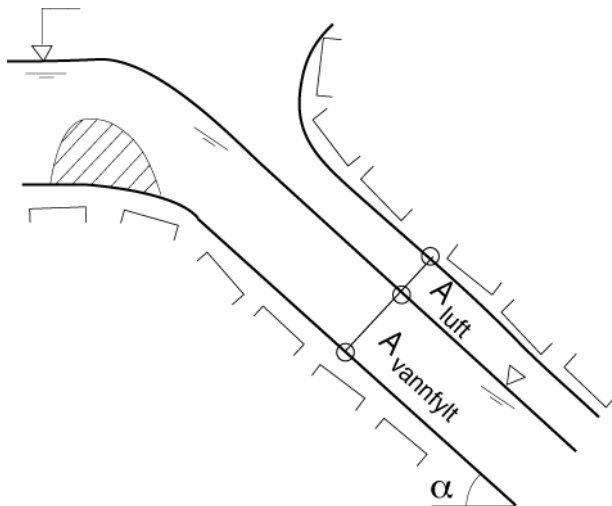
$v$  = vannhastighet, (m/s)

$M$  = Mannings tall, ( $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ )

$R$  = hydraulisk radius, (m)

$I$  = helning på sjakt / tunnel (settes lik  $\sin \alpha$ ), (ubenevnt)

$\alpha$  = vinkel til horisontalen, (grader)



Figur 4-2. Avledning av  $Q_{\text{dim}}$  i lukket system

For dammer i bruddkonsekvensklasse 2 og 3 der det ikke er anordnet ekstraordinære avledningsmuligheter, skal det lukkede systemet også være dimensjonert for å kunne avlede påregnelig maksimal avløpsflom ( $Q_{\text{PMF}}$ ) eller andre kontrollflommer. NVE kan da godkjenne at hele tverrsnittet går vannfylt, men det forutsettes at overløpsterskelen er bestemmende for vannstanden i magasinet uten innvirkning av undervannet i den vannfylte sjakta. Vannhastigheten og dermed kapasiteten finnes ved bruk av energiligningen fra innløp til utløp. Som en god tilnærming kan stedshøyden i innløpet settes til høyden på det faste overløpet (HRV), og stedshøyden i utløpet til tunneltakets nivå ved beregning av kapasiteten, se fig.4-3.

Modellforsøk kan kreves gjennomført ved kompliserte og uoversiktlige systemer, og ved uryddige innstrømningsforhold til det lukkede systemet.

Energiligningen gir for bestemmelse av vannhastigheten (ref. 1, 3, 6 og 9) :

$$z_1 - z_2 = h_{\text{tap}} \text{ (hastighetshøyden i innløp og utløp forutsettes lik 0)}$$

der:

$$z_1 = \text{stedshøyden i innløpet, (m)}$$

$$z_2 = \text{ " i utløpet, (m)}$$

$$h_{\text{tap}} = \text{samlet singular- og friksjonstap, (m)}$$

$$h_{\text{tap}} = h_{\text{singular}} + h_{\text{friksjon}}$$

$$h_{\text{singular}} = h_{\text{innløp}} + h_{\text{tverrsnittsforandringer}} + h_{\text{bend}} + h_{\text{utløp}}$$

$$h_{\text{innløp}} = k_i \cdot v^2/2g$$

$$h_{\text{tverrsnitts}} = k_t \cdot (v_1 - v_2)^2/2g ; (v_1 \text{ og } v_2 = \text{vannhastighet før og etter tverrsnittsforandring})$$

$$h_{\text{bend}} = k_b \cdot v^2/2g$$

$$h_{\text{utløp}} = k_u \cdot v^2/2g$$

$$h_{\text{friksjon}} = (v^2 \cdot l)/(M^2 \cdot R^{4/3})$$

der :

$$k_i = \text{tapskoeffisient i innløp}$$

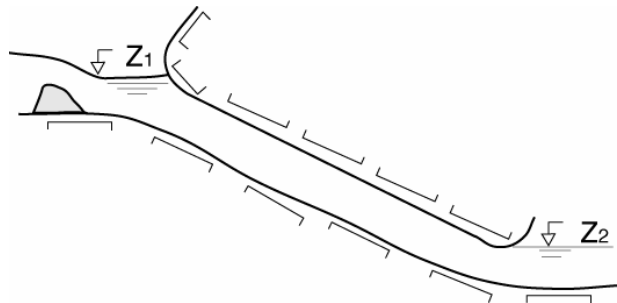
$$k_t = \text{tapskoeffisient ved tverrsnittsforandring}$$

$$k_b = \text{tapskoeffisient i bend}$$

$$k_u = \text{tapskoeffisient i utløp}$$

$$l = \text{lengde på lukket tverrsnitt}$$

$$\text{Total kapasitet : } Q = v \cdot A \text{ (m}^3/\text{s) ; (A = tverrsnittsareal, m}^2\text{)}$$



Figur 4-3. Avledning av  $Q_{\text{PMF}}$  eller andre kontrollflommer i lukket system

På grunn av usikkerheten i tapskoeffisienter og ruhetsparametre skal en ved dimensjonering av tverrsnitt og kontroll av kapasiteter gjøre antakelser som gir stor friksjon dersom annet ikke kan dokumenteres.

Det skal spesielt legges vekt på at overgangen fra samlekanalen nedstrøms overløpet til sjakt/tunnel gis en god traktformet utforming.

For valg av ruhets- og singularøpskoeffisienter vises det til ref. 1, 6 og 9.

---

## 5. Utløp

Utløpet er den del av flømløpet hvor vannet ledes tilbake til vassdraget nedstrøms dammen (se figur 1-1).

Flomvann som ledes fra magasinnivået til undervannsnivået nedstrøms dammen medfører at store energimengder omsettes (dissiperes). Omsetting av energien må foregå i kontrollerte former der hvor det kan oppstå erosjonsskader eller andre skader (ref. 11 og 13).

### Utløp direkte i elva

Skader i utløpet er vanligvis ikke noe stort problem i Norge da grunnen nedstrøms overløpet stort sett består av bergarter med god kvalitet og styrke. Utløpet kan da gå rett i elva.

### Bearbeidet utløp (energigreper)

Ved svak, oppsprukket bergart eller løsmasser, og ved store fallhøyder må spesielle løsninger tas i bruk for omdanning av energien. Aktuelle løsninger kan være støpt styrtgulv nedstrøms dammen, fri overløpsstråle delt opp i flere trinn, skihopp, energigreperbasseng og kombinasjoner av ovennevnte. For dimensjonering av energigreper henvises det til litteraturen, f.eks. til ref. 6.

## Referanser

- [1] USBR (1987). Design of Small Dams. 3. edition.  
United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
- [2] (1959). Handbok for hus, väg- och vattenbyggnad.  
Byggmästerens Förlag. Stockholm
- [3] Sæterbø, E., Syvertsen, L. og Tesaker, E. (1998). Vassdragshåndboka.  
Tapir forlag, Trondheim
- [4] NHL (1981). Avløpsdata i elver og vassdrag.  
Norges hydrodynamiske laboratorier/VR
- [5] EnFo (1994). Labyrintoverløp.  
EnFo publikasjon nr. 40, EnFo, Oslo
- [6] Guttormsen, O. (1989). Vassdragsteknikk I. Kompendium i vassdragsteknikk.  
NTH- Institutt for vassbygging, Trondheim
- [7] VHL (1974). Retningslinjer for hydraulisk utforming av tappeluker.  
Vassdrags- og havnelaboratoriet, Trondheim.
- [8] SINTEF/NHL (1992). Tilstopping av flomløp.  
Prosjekt damsikkerhet. Rapport nr. 4. NVE og VR, Oslo
- [9] Bachke, D. (1993). Flomavledning, dimensjonering, eksempler. Kompendium til  
EEU-kurs Damsikkerhet 2, NTH, Trondheim.
- [10] Vischer, D.L. and Hager, W.H. (1998). Dam Hydraulics.  
John Wiley & Sons, Chichester, England
- [11] Kjellesvig, H.M. (2002). Dam Safety – The Passage of Extreme Floods that  
Exceed the Design Flood. Dr.ing.-avhandling 2002:84. NTNU, Institutt for  
vassbygging, Trondheim
- [12] Lia, Leif (1998). Snow and ice blocking of tunnels. Dr.ing.-avhandling  
1998:17. NTNU, Institutt for vassbygging. Trondheim
- [13] ICOLD (1987). Spillways for dams. Bulletin no.58. ICOLD, Paris.



## **CFD-beregninger (numerisk modellering) av flomløpskapasitet**

Dette notatet er et tillegg til ”Retningslinjer for flomløp til § 4-6 og 4-13 i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg” (NVE-retningslinjer utgave 2 – oktober 2005). Gjeldende krav til flomløp og flomavledning er gitt i forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (damsikkerhetsforskriften), § 5-8, gjeldende fra 01.01.2010. Bruk av CFD-beregninger til dokumentasjon av flomløpskapasitet er ikke omtalt i retningslinjene fra 2005 og heller ikke i damsikkerhetsforskriften. Temaet vil bli inkludert i framtidig revisjon av gjeldende retningslinjer. Damsikkerhetsforskriften har også bestemmelser om tappeløp, § 5-9. Selv om dette notatet omhandler flomløp, kan det også være en veiledning til bruk av CFD-beregninger for beregninger av tappekapasitet i henhold til § 5-9.

### **Innledning**

NVE har mottatt flere henvendelser fra dameiere og rådgivere om bruk av CFD-beregninger til dokumentasjon av kapasiteten til ulike typer flomløp. I mange tilfeller er det et ønske om å bruke CFD-beregninger som erstatning for fysiske modellforsøk. På bakgrunn av dette har NVE fått utført et litteraturstudium om numerisk modellering av kapasitet på flomløp. Litteraturstudiet er utført av professor Nils Reidar Bøe Olsen ved NTNU institutt for vann- og miljøteknikk. Rapporten oppsummerer 35 ulike artikler/studier der CFD-beregninger er brukt, fra perioden 1998 til 2015. Hele rapporten kan lastes ned via: <https://www.nve.no/Media/4612/numerisk-modellering-av-kapasitet-på-flomløp.pdf>

I dette notatet er hovedelementene fra litteraturstudiet oppsummert, og problemstillinger som kan være egnet for CFD-beregninger er angitt. Notatet gir også en oversikt over begrensninger og utfordringer ved bruk av CFD-beregninger. NVE presiserer at konsekvenser ved feil i CFD-beregningene anvendt i tilknytning til damsikkerhet kan være store, noe som stiller større krav til nøyaktighet for vassdragsanlegg i konsekvensklasse 1-4 enn for andre bruksområder.

### **Flomløp med oversiktlige strømningsforhold**

Kapasiteten til flomløp med oversiktlig strømningsbilde og enkel geometri, er mulig å modellere nøyaktig, så lenge forhold oppstrøms og nedstrøms modellens avgrensning ikke påvirker kapasiteten. Med et oversiktlig strømningsbilde menes det at vannføringen ikke har noen brå retningsendringer, sidestrømninger, vesentlig grad av luftinnblanding, vannstandsprang eller at hvirvler oppstår.

Det må forutsettes forholdsvis enkel geometri, da økende grad av kompleksitet i geometrien vil medføre problemer knyttet til nødvendig gridstørrelse og datakapasitet (for detaljer, se Olsens rapport). Det forutsettes at alle CFD-beregninger verifiseres med målinger fra prototype eller fysisk modell, eller vha. anerkjente formler (f.eks. overløpsformelen og diagrammer for bestemmelse av C-faktor).

NVE kan akseptere at CFD-beregninger benyttes for å dokumentere kapasiteten til flomløp med oversiktlige strømningsforhold (f.eks. standard overløpstorskler, flomluker og kanaler med frispeilstrømning), forutsatt at de anbefalingene som er gitt i dette notatet, og utdypet i Olsens rapport, blir fulgt.

### **Komplekse flomløpssystemer**

Utfordringene med å få nøyaktige resultater fra en CFD-beregning kan være knyttet til luftinnblanding, virveldannelse, vannstandsprang, kompleks geometri og/eller stor overflateruhet. Dette er forhold som typisk er framtreddende ved lukkede flomløp (med sjakt/tunnel i avløpet). Flomløpssystemer med

kompleks geometri og uoversiktlige strømningsforhold er følgelig vanskelig å modellere med numeriske modeller. Det vises til Olsens rapport for nærmere detaljer.

I litteraturstudiet er det bare funnet tre studier der CFD-beregninger av lukkede flomløp er sammenlignet med fysisk modell eller målinger fra selve anlegget (dammene Sysen, Innerdalen og Svartevatn). Resultatene fra de tre studiene har varierende nøyaktighet fra 0-20% avvik sammenliknet med fysisk modell. Best nøyaktighet ble oppnådd i de beregningene som er utført i etterkant av modellforsøk, og kalibrert mot resultatene fra de fysiske modellforsøkene. Det begrensete antallet sammenlikningsstudier, og det faktum at oppnådd nøyaktighet i stor grad er påvirket av input fra de fysiske modellforsøkene, tilsier at det er for tidlig å konkludere med at CFD-modeller kan erstatte fysiske modeller for lukkede flomløp og andre komplekse flomløpssystemer.

Bruk av CFD-beregninger for komplekse flomløpssystemer, deriblant lukkede systemer, krever derfor at resultatene fra den numeriske modellen er verifisert med resultater fra fysisk modellforsøk. Fysiske modellforsøk har også feilkilder, men det er verdt å merke seg at teknologiske fremskritt innen oppmåling og modellbygging kan gi mer nøyaktige resultater i dag enn tidligere.

NVE oppfordrer dameiere som skal dokumentere kapasiteten av flomløp med komplekse strømningsforhold, om å utføre CFD-beregninger parallelt med fysisk modellforsøk. Dette vil bidra til verdifull oppbygging av kompetanse i bransjen. Det forutsettes da at de fysiske modellforsøkene utføres i et anerkjent laboratorium. Den numeriske modellen kan lagres og evt. brukes senere, f.eks. i tilfeller hvor nye flomberegninger medfører endringer i dimensjonerende vannføringer og vannstander.

NVE kan foreløpig ikke akseptere at CFD-beregninger benyttes alene for å dokumentere kapasiteten av flomløp med komplekse strømningsforhold. NVE oppfordrer imidlertid til å benytte CFD-beregninger parallelt med fysisk modell, forutsatt at de anbefalingene som er gitt i dette notatet, og utdypet i Olsens rapport, blir fulgt.

### **Krav til utførende og valg av beregningsmodeller**

Generelt krever damsikkerhetsforskriften § 5-8 at dimensjonering og revurdering (kontroll) av flomløp utføres av kvalifisert fagperson innen fagområde V, og at det skal benyttes godkjent fagansvarlig innen samme fagområde (og relevant konsekvensklasse) til enten dimensjonering eller kontroll av beregninger og vurderinger. Det innebærer at den som utfører CFD-beregninger for flomløp må ha kompetanse innen flomløpshydraulikk og 3D numerisk modellering, samt kunnskap om det anvendte programmet.

Vedkommende må være i stand til å vurdere betydningen av ulike feilkilder, som f.eks. gridoppløsning og valg av grensebetingelser, og må ha et bevisst forhold til hvordan oppsettet av beregningsmodellen vil påvirke nøyaktigheten til resultatet. Relevant kompetanse og erfaring, som nevnt her, må kunne dokumenteres overfor NVE.

Dersom utførende av CFD-beregningen ikke er godkjent fagansvarlig i fagområde V, og relevant konsekvensklasse, må CFD-beregningene i tillegg kontrolleres av en godkjent fagansvarlig i samsvar med damsikkerhetsforskriften § 5-8, andre ledd.

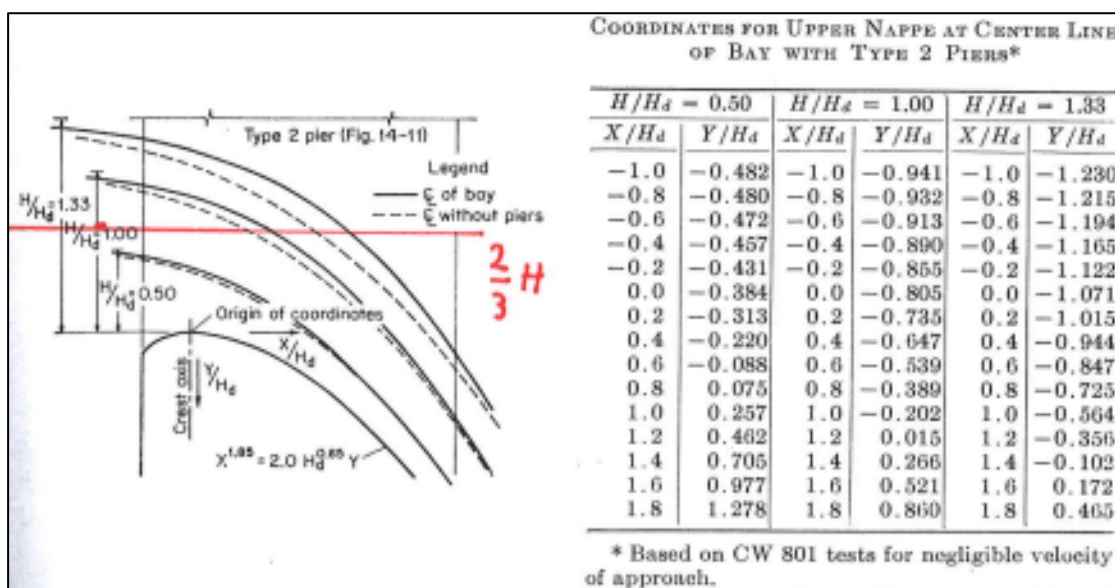
Det bør benyttes anerkjente programmer som nevnt i Olsen rapport.

### Beregning av vanndybde på standard overløpsterskler under bruer/gangbaner/luker

Ved strømning over en overløpsterskel er det vanlig å anta kritisk dybde over terskelen,  $y_c = \frac{2}{3}H$ .

Ved vannstand på f.eks.  $H = 1$  m i bassenget har det dermed blitt lagt til grunn at vanndybden under broer/gangbaner blir 0,667 m. Modellforsøk for standard overløpsprofil utført ved U. S. Army Engineers Waterways Experiment Station (ref. [1] kap. 14-6 og ref. [2], Hydraulic design charts 111-11 til 111-15) viser at vanndybden ved origo inntil pilarene til overløpsseksjonen er  $y = 0,779 \times H$ . Dette er vesentlig høyere enn  $\frac{2}{3}H$ , som er skissert i figuren under. Modellforsøket viste at den reelle vannlinja ligger høyere enn  $\frac{2}{3}H$  over en stor del av overløpsterskelens bredde.

Det er ikke uvanlig at det finnes et objekt over overløpsterskler, f.eks. ei bru. Oppstrøms side av brubanekanten kan også være nærmere bassenget enn origo (på terskelen). Vannstanden vil da være enda høyere enn ved origo. Dykket strømning pga. bruer/gangbaner/luker kan dermed inntre ved lavere bassengvannstand enn ved antagelsen  $y = \frac{2}{3}H$ . Avløpskapasiteter kan bli overestimert, og vannstander, og følgelig laster, kan bli underestimert. Det kan således ikke legges til grunn at dybden over terskler er  $\frac{2}{3}H$ . Faktiske dybder ved flomavledning skal dokumenteres med anerkjente metoder. Dokumentasjonen bør vise hva som er grensevannstanden mellom frispelstrømning og dykket strømning.



Utdrag av fig. 14-8 i Chow (1959) s. 371. Figuren forutsetter neglisjerbar hastighetshøyde. For andre forutsetninger/strømningsforhold viser vi til ref. [1], [2], eller annen relevant faglitteratur.

Origin of coordinates = Origo

Along piers = Inntil pilarer

Referanser:

- 1 Ven Te Chow (1959): Open-channel hydraulics
- 2 "Corps of Engineers Hydraulic Design Criteria", prepared for Office of the Chief of Engineers, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment station, Vicksburg, Miss., 1952; revised in subsequent years

### Ny tekst i kapittel 4 i retningslinjer for flomløp – Lukket avløp

Under Lukket avløp i retningslinjer for flomløp kap. 4 (side 13 øverste setningen) står det at

*Normalstrømning (vannspeilet parallelt med bunnen) kan forutsettes. Vanddybden og dermed vannfylt tverrsnitt finnes f.eks. ved bruk av Mannings formel:*

$$v = M \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

*der:*

*v = vannhastighet, (m/s)*

*M = Mannings tall, (m<sup>1/3</sup>/s)*

*R = hydraulisk radius, (m)*

*I = helning på sjakt / tunnel (settes lik sin  $\alpha$ ), (ubenevnt)*

*$\alpha$  = vinkel til horisontalen, (grader)*

Denne forutsetningen vil føre til en overestimering av kapasiteten til lukkede avløp. Ved å legge normalstrømning til grunn vil en undervurdere vanddybden og det nødvendige tverrsnittsarealet i deler av sjakten. Dette gjelder spesielt i den øvre delen i sjakten, hvor vannet er i en akselerasjonsfase og avviket mellom vannstanden i en reell vannlinje og en med forutsatt normalstrømning kan være betydelig.

Hele utdraget fra retningslinjene, som vist ovenfor, erstattes derfor med følgende tekst:

*Vannlinjen i sjakt skal beregnes med anerkjente metoder.*