



Vannhåndtering

Flomberegninger og hydraulisk dimensjonering

VEILEDNING

Håndbok V240



Håndbøker i Statens vegvesen

Dette er en håndbok i Statens vegvesens håndbokserie. Vegdirektoratet har ansvaret for utarbeidelse og ajourføring av håndbøkene.

Denne håndboka finnes kun digitalt (PDF) på Statens vegvesens nettsider, www.vegvesen.no.

Statens vegvesens håndbøker utgis på to nivåer:

Nivå 1: • **Oransje** eller • **grønn** fargekode på omslaget – omfatter *normal* (oransje farge) og *retningslinje* (grønn farge) godkjent av overordnet myndighet eller av Vegdirektoratet etter fullmakt.

Nivå 2: • **Blå** fargekode på omslaget – omfatter *veiledning* godkjent av den avdeling som har fått fullmakt til dette i Vegdirektoratet.

Vannhåndtering - Flomberegninger og hydraulisk dimensjonering V240 i Statens vegvesens håndbokserie

Forsidefoto: Silje Drevdal

ISBN: 978-82-7207-760-9

Forord

Håndbok V240 Vannhåndtering er en veiledning som understøtter kravene i kapittel 4 i håndbok N200 Vegbygging. Veiledningen skal være et praktisk hjelpemiddel som bidrar til gode løsninger for vannhåndtering.

Sammen med håndbok N200 danner denne veiledningen et faglig rammeverk for hydrologi og hydraulikk, og bruk av veiledningen forutsetter vannfaglig kompetanse. Veiledningen inneholder ikke beregningseksempler, men disse vil bli publisert fortløpende på www.vegvesen.no sammen med regneark for praktisk bruk av metodene.

Veiledningen og støttepublikasjoner legges ut på www.vegvesen.no (klikk på Fag, deretter Publikasjoner, Håndbøker). Send gjerne kommentarer til e-post V240@vegvesen.no.

Vegdirektoratet

Myndighet og regelverk 2020

Innhold

	Forord	3
	Symbolliste	8
1	Innledning	11
2	Vannhåndteringens elementer	13
	2.1 Vannhåndteringens hovedkomponenter	13
	2.1.1 Tverrdrenering	13
	2.1.2 Langsgående drenering	14
	2.2 Lokal tilpasning og valg av løsning for vannhåndtering	15
3	Vannhåndteringens formål og prinsipper	17
	3.1 Overordnede funksjonskrav	17
	3.2 Overordnede prinsipper for vannhåndtering	17
	3.2.1 Helhetlig vannhåndtering	17
	3.2.2 Tre-trinns-strategien for lokal overvannshåndtering	18
	3.2.3 Trygge flomveier	20
	3.2.4 Håndtering av transporterte masser	20
	3.2.5 Lokal tilpasning og optimalisering	20
4	Planlegging for overvannshåndtering og drenering	21
	4.1 Kartlegging og dimensjoneringsgrunnlag	21
	4.1.1 Kartlegging av feltgrenser, vannveier og flomveier i nedbørfeltene	21
	4.1.2 Vurdering av flomvannstand og krav til linjepålegg	21
	4.1.3 Kartlegging av avrenningsforhold	21
	4.1.4 Kartlegging av erosjon- og massetransportsforhold i aktuelle vannveier	21
	4.1.5 Kartlegge forurensningskilder som kan påvirke drikkevann, vassdrag, grunnvann og andre sårbare resipienter	21
	4.1.6 Kartlegging av eksisterende drenering i området	22
	4.1.7 Arealbehov ved endring i elve- og bekkereguleringer (i samarbeid med vassdrags- og miljømyndighetene)	22
	4.1.8 Kartlegge vandringsveier for fauna	23
	4.1.9 Avledning av vann fra veg- og skråningsareal	23
	4.1.10 Hindre/begrense endring i grunnvannsnivå	23
	4.1.11 Vurdere endringer i normalprofilen	23
	4.1.12 Planlegging, dimensjonering og detaljprosjektering av tiltak	23
	4.2 Kartdata til bruk i kartlegging og planlegging	24
	4.3 Kartlegging under befarig	25
5	Risiko og sikkerhet innen vannhåndtering	27
	5.1 Risikoaksept for flom	27
	5.2 Midlertidige og permanente anlegg	27
	5.3 Overvåkning, drift og beredskap	28
	5.3.1 Viktige hensyn for drift og vedlikehold av vannhåndteringstiltak	28
	5.3.2 Flomvarsling	29

6	Hydrologi og flomberegning	31
6.1	Hydrologiske begreper og prinsipper	31
6.1.1	Responstid	31
6.1.2	Flomregimer	31
6.1.3	Feltegenskaper	31
6.1.4	Sammenlignbarhet av nedbørfelt	33
7	Flomfrekvensanalyser	35
7.1	Datagrunnlag	35
7.2	Flomfrekvensanalyse basert på målte data	36
7.2.1	Metodens gyldighet og usikkerhet	36
7.2.2	Beregningsmetode	36
7.2.3	Valg av frekvensfordeling	37
7.2.4	Beregnete flomvannføringer	38
7.3	Regionale flomformler	39
7.3.1	Metodens gyldighet og usikkerhet	39
7.3.2	Beregningsmetode	39
7.4	Nasjonalt formelverk for små nedbørfelt	43
7.4.1	Metodens gyldighet og usikkerhet	43
7.4.2	Beregningsmetode	44
7.5	Vannføringsberegning for fiskepassasjer	45
8	Nedbør-avsløpsmetoder	47
8.1	Datagrunnlag	47
8.1.1	IVF-kurver for målestasjoner	47
8.1.2	Regionale IVF-verdier	47
8.1.3	IVF-kart	47
8.1.4	Snøsmelting	48
8.1.5	Usikkerhet i meteorologiske målinger	48
8.1.6	Valg av nedbørverdier for varighet $t \geq 24$ timer	49
8.1.7	Valg av nedbørverdier for varighet $t < 24$ timer	49
8.2	Konsentrasjonstid	50
8.2.1	Schall et al. (2008)	50
8.2.2	Berg et al. (1992) – naturlige felt	50
8.2.3	Berg et al. (1992) – urbane felt	50
8.2.4	Den pragmatiske metoden	51
8.2.5	Norem et al. (2015)	51
8.3	Den rasjonelle metoden	51
8.3.1	Metodens gyldighet og usikkerhet	51
8.3.2	Beregningsmetode	52
8.4	PQRUT	54
8.4.1	Metodens gyldighet og usikkerhet	54
8.4.2	Beregningsmetode	54
8.5	Middelregnmotoden	56
9	Hydraulisk dimensjonering av vannhåndteringstiltak	57
9.1	Hydrauliske begreper	57
9.1.1	Stasjonær og ikke-stasjonær strømning	57
9.1.2	Normalstrømning og varierende strømning	57
9.1.3	Laminær og turbulent strømning	58

9.1.4	Vannets energihøyde	59
9.1.5	Strømningsregimer	59
9.1.6	Usikkerhet i hydrauliske beregninger	60
9.2	Åpne vannveier – kanaler, nedføringsrenner og grøfter	60
9.2.1	Bruksområde	60
9.2.2	Beregningsmetode og antatt strømning	60
9.3	Gjennomløp – stikkrenner og kulverter	62
9.3.1	Beregninger i HY-8	62
9.3.2	Bestemmelse av strømningstilfelle	63
9.3.3	Beregningsmetode og antatt strømning ved innløpskontroll	64
9.3.4	Valg av løsning ved innløpskontroll	66
9.3.5	Utløpshastighet ved innløpskontroll	68
9.3.6	Effekt av gjentetting ved innløpskontroll	68
9.3.7	Kapasitetsberegning ved utløpskontroll	69
9.3.8	Valg av løsning ved utløpskontroll	69
9.3.9	Utløpshastighet ved utløpskontroll	70
9.3.10	Effekt av gjentetting ved utløpskontroll	70
9.4	Terskler	71
9.4.1	Bruksområde	71
9.4.2	Beregningsmetode og antatt strømning	71
9.5	Innløpsrister	78
9.5.1	Bruksområde	78
9.5.2	Beregningsmetode og antatt strømning	78
9.5.3	Utforming av innløpsrister	79
9.6	Fangrister	79
9.6.1	Bruksområde	79
9.6.2	Beregningsmetode og antatt strømning	79
9.6.3	Utforming av fangrister	80
9.7	Massebassenger	80
9.7.1	Bruksområde	80
9.7.2	Massekontroll	81
9.7.3	Beregningsmetode og antatt strømning ved mekanisk kontroll	81
9.7.4	Beregningsmetode og antatt strømning ved hydraulisk kontroll	82
9.7.5	Utforming av massebassenger	86
9.7.6	Innløpsutforming for massebassenger	87
9.8	Fordrøyningsbassenger	87
9.8.1	Bruksområde	87
9.8.2	Beregningsmetode og antatt strømning	87
9.8.3	Flomforløp og tidsoppløsning	91
9.8.4	Beregning av utløpsvannføring	91
9.8.5	Isdannelse i fordrøyningsbassenger	92
9.8.6	Utforming av fordrøyningsbassenger	93
9.9	Infiltrasjonsbasseng	93
9.9.1	Bruksområde	93
9.9.2	Dimensjonering og antatt strømning	93
9.10	Energidrepere	95
9.10.1	Bruksområde	95
9.10.2	Beregningsmetode og antatt strømning	95
9.10.3	Valg av løsning for energidreper	96

9.11	Fiskepassasjer	100
9.11.1	Bruksområde	101
9.11.2	Funksjonskrav for fiskepassasjer	101
Litteratur		104
Vedlegg		106
A	Nedbørkart og IVF-kurver	106
B	Klimafaktorer for norske fylker	121
C	Programmer og arkiver for hydrologiske og meteorologiske data	122
D	Geometriske og hydrauliske forhold for vanlige tverrsnitt	123
E	Manningstall for vanlige materialer	127
F	Dimensjonsløse kapasitetsdiagrammer for vanlige gjennomløp	131
G	Traktformede innløp	140
H	Vannlinjeberegninger	143
I	Vanlige omregninger	147

Symbolliste

Vannhåndtering omfatter flere fagområder som tradisjonelt benytter forskjellig notasjon. Det er også forskjellig notasjon i engelsk og norsk litteratur. I denne veiledningen er det derfor benyttet følgende konvensjoner:

- Vannhastighet betegnes konsekvent ved «v» [m/s], og volum som «V» [m³]
- Energihøyde betegnes konsekvent ved «H» [m] og høyder betegnes ved «Δz» [m]

Symboler

a_i	= Innsjøens overflateareal [km ²]
a_{is}	= Koeffisient for isdannelse [-]
A	= Areal [m ²]
A	= Strømningstverrsnitt [m ²]
A_b	= Bassengareal [m ²]
A_F	= Feltareal [km ²]
A_i	= Totalt innsjøareal til innsjø [km ²]
A_{se}	= Effektiv sjøprosent [%]
A_{SF}	= Snaufjellprosent [%]
B	= Bredde [m]
B'	= Effektiv bredde [m]
c	= Bølgehastighet [m/s]
C_i	= C-verdi for delareal i [-]
C_m	= Midlere C-verdi for feltet [-]
C_O	= Overløpskoeffisient [m ^{1/2} /s]
C_T	= Avrenningsfaktor ved flom med returperiode T [-]
D	= Høyde ved innløp av kulvert eller stikkrenne [m]
D_f	= Absolutt sum av negative graddager [° Celsius]
D_{maks}	= Maksimal kornstørrelse [m]
D_{50}	= Midlere steinstørrelse (definert som median i kornfordelingen) [m]
E_L	= Elvelengde [km]
E_G	= Elvegradient [m/km]
f	= Korreksjonsfaktor for dykket overløp [-]
F_c	= Korreksjonsfaktor for returperiode T [-]
F_L	= Feltlengde [km]
Fr	= Froudetallet [-]
g	= Tyngdeakselerasjon (9,81) [m/s ²]
G	= Sprangkoeffisient for vannstandssprang [-]
Δh	= Høydeforskjell langs hovedelv [m]
ΔH	= Energitalp [m]
H	= Vannets energihøyde [m]
H_L	= Relieff-forhold [m/km]
H_x	= X%-passasjen på den hypsografiske kurven [m]
H^*	= Dimensjonsløs energihøyde ved innløp [-]
I	= Helning [m/m]
I_f	= Friksjonshelning [m/m]
i_T	= Nedbørintensitet med returperiode T [l/s ha]
K	= Koeffisient for terreng [min/m ^{0.5}]
K_O	= Oppskyllingskoeffisient [-]

$K_{1/3}$	= Korreksjonsfaktor for 1/3 gjentetting [-]
K_s	= Overflateruhet [m]
K_u	= Utløpskoeffisient for spalteutløp [$m^{0.5}/s$]
L	= Lengde [m]
L_T	= Lengde av terskelkronen langs strømningsretning [m]
$L_{\text{drivgoods}}$	= Antatt lengde for drivgoods [m]
L_{sprang}	= Lengde av vannstandssprang [m]
M	= Manningstallet [$m^{1/3}/s$]
M_m	= Midlere Manningstall [$m^{1/3}/s$]
N_0	= Minste dimensjon ved utløp [m]
P	= Nedbør [mm]
P	= Sannsynlighet [-]
P_N	= Midlere årsnedbør [mm]
q_M	= Spesifikk middelflom [l/s km ²]
q_N	= Middellavrenning [l/s km ²]
Q	= Vannføring [m^3/s] [l/s]
$Q_{\text{døgn}}$	= Døgnvannføring [m^3/s]
$Q_{\text{dim,T}}$	= Dimensjonerende vannføring [m^3/s]
$Q_{\text{kulminasjon}}$	= Kulminasjonsvannføring [m^3/s]
Q_M	= Middelflom [m^3/s]
Q_N	= Middelvannføring [m^3/s]
Q_T	= Flomvannføring med returperiode T [m^3/s]
Q^*	= Dimensjonsløs vannføring [$m^{0.5}/s$]
R	= Hydraulisk radius [m]
R_o	= Midlere radius av kanalens senterlinje i bend [m]
S_o	= Dykkingsfaktor ved overløpsstrømning [-]
S	= Korreksjonsfaktor for sammenlignbare nedbørfelt [-]
S_T	= Vassdragets gradient, se «Elvegradient» [m/km]
t	= Stavtykkelse [m]
t	= tid [s]
t_k	= Konsentrasjonstid [tid]
T	= Bredde av strømningstversnitt ved overflaten [m]
T	= Returperiode [år]
T	= Spalteåpning [m]
T_c	= Temperatur [° Celsius]
T_L	= Levetid [år]
v	= Gjennomsnittlig vannhastighet [m/s]
V	= Vannvolum [m ³]
y	= Vanndybde [m]
Δy	= Oppskyllingshøyde [m]
z	= Stedshøyde [m]
Δz	= Høyde eller tykkelse [m]
Δz_{is}	= Istykkelse [m]
Γ	= Gammafunksjonen
θ	= Helning [grader]

1 Innledning

Flommer kan føre til omfattende skader på vegnettet, som medfører store kostnader, stengning av veg og i verste fall fare for liv og helse. Derfor er god vannhåndtering viktig for vegsektoren. Det overordnede målet med denne veiledningen er å gi planleggere og vannfaglige spesialister de nødvendige verktøyene for å sikre vegger, trafikkkanter og tredjepart mot vannrelaterte skader og vegstengninger på en trygg, praktisk og kostnadseffektiv måte.

Håndbok V240 er en veiledning til Kap. 4 i håndbok N200 (juli, 2018). Bruk av denne veiledningen forutsetter kompetanse innen hydrologi og hydraulikk. Veiledningen dekker ikke grunnvannstrømning eller håndtering av forurenset vann. Veiledningen har tre hoveddeler:

Del 1 - Planlegging

- Kap. 2 – Vannhåndteringens elementer
- Kap. 3 – Vannhåndteringens formål og prinsipper
- Kap. 4 – Planlegging for overvannshåndtering og drenering
- Kap. 5 – Risikohåndtering og sikkerhet innen vannhåndtering

Disse kapitlene gir utdypende beskrivelser av prinsipper og krav i kap. 402 og 403 i håndbok N200. Kapitlene beskriver de overordnede prinsippene for planlegging av vannhåndtering for veg. Det er også beskrevet viktige hensyn og anbefalte kilder til informasjon i planleggingsprosessen. Del 1 har som mål å skape en felles forståelse og effektivt samarbeid mellom planleggere og vannfaglige spesialister.

Del 2 - Hydrologi

- Kap. 6 – Hydrologi og flomberegning
- Kap. 7 – Flomfrekvensanalyser
- Kap. 8 – Nedbør-avløpsmetoder

Disse kapitlene gir utdypende beskrivelser av hydrologiske metoder og krav i kap. 404 i håndbok N200. Det er lagt vekt på datagrunnlaget som benyttes, valg av beregningsmetoder ut fra feltegenskaper og usikkerheten som er forbundet med metodene. Innholdet er i stor grad basert på retningslinjene til Norges vassdrag- og energidirektorat (NVE), og fokuserer på overflatehydrologi. Bruk av innholdet forutsetter hydrologisk kompetanse.

Del 3 - Hydraulikk

- Kap. 9 – Hydraulisk dimensjonering av vannhåndteringstiltak

Dette kapitlet gir utdypende beskrivelser av hydrauliske dimensjoneringsmetoder og krav i kap. 405 i håndbok N200. Det er lagt vekt på grunnleggende hydrauliske prinsipper som kan tilpasses forskjellige lokale forhold. Grunnvannstrømning, håndtering av forurenset vann, erosjon, massetransport og erosjonssikring er ikke beskrevet. Bruk av innholdet forutsetter kompetanse innen hydraulikk.

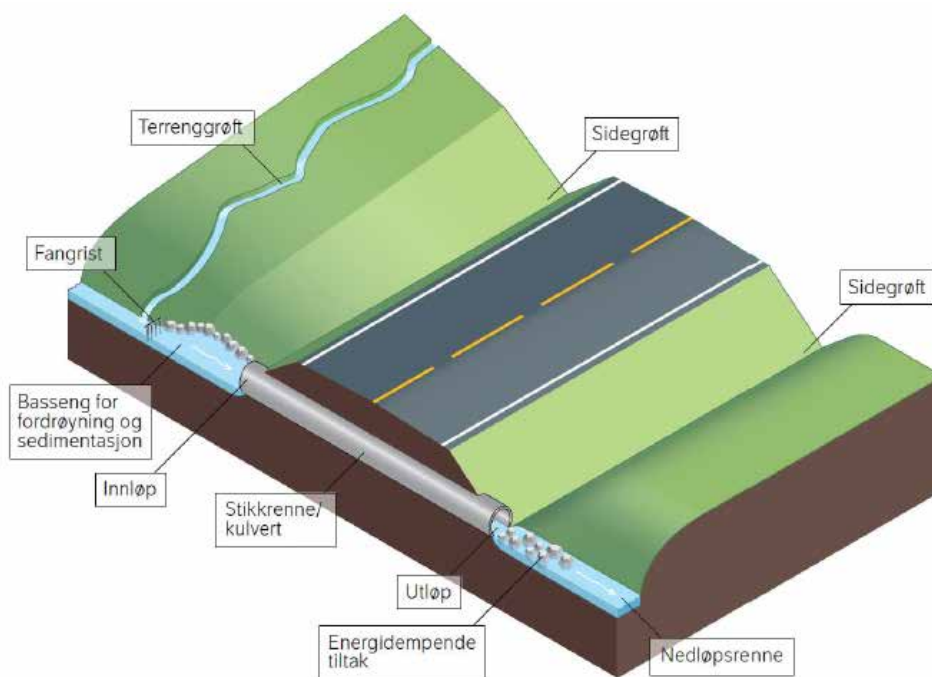
2 Vannhåndterings elementer

2.1 Vannhåndterings hovedkomponenter

Vannhåndtering omfatter alle tiltak og metoder som påvirker vannføring, -dybde eller -hastighet, samt transport av forurensning, sedimenter og drivgods. I vegsammenheng skiller vi mellom forskjellige hovedkategorier innenfor vannhåndtering, ut fra hvilken funksjon de fyller (McCuen et al., 2002).

2.1.1 Tverrdrenering

Tverrdreneringen leder vann fra oppstrøms nedbørfelt, gjennom vegen og til en trygg resipient. Typiske tiltak som brukes for tverrdrenering er vist i figur 2.1.1.1.



Figur 2.1.1.1: Hovedkomponenter for håndtering av overvannet (Norem et al., 2015).

Typiske tiltak for tverrdrenering:

- Terrenggrøfter
- Nedføringsrenner
- Rister for håndtering av sedimenter og drivgods
- Bassenger for sedimentasjon og fordrøyning
- Stikkrenner og kulverter
- Energidempere
- Erosjonssikring

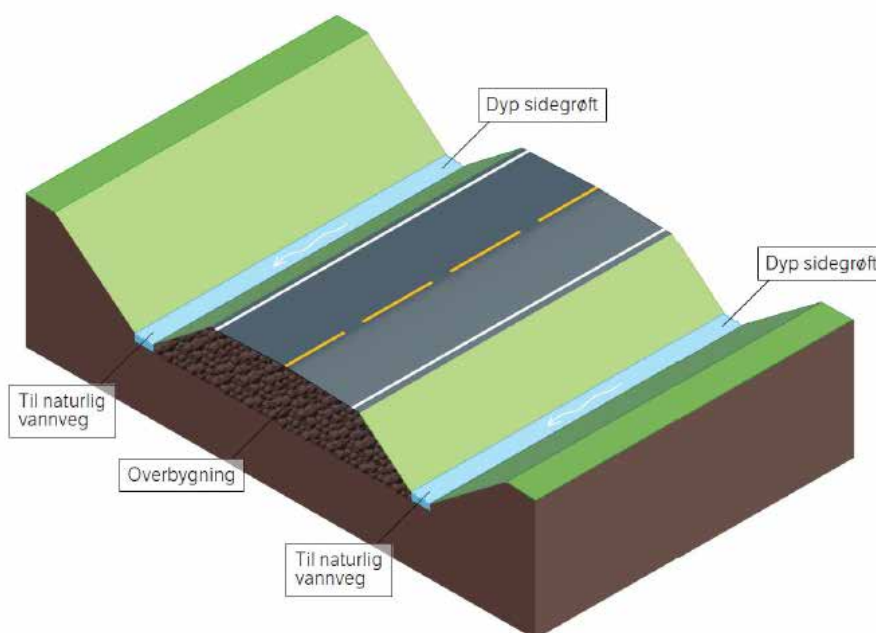
Tverrdrenering utsettes ofte for stor belastning fra vannet under flom. Det gjelder spesielt i bratt terreng der vannet får stor hastighet, som kan føre til erosjon, massetransport og gjentetting i sårbare deler av dreneringssystemet. Effektiv tverrdrenering må derfor både håndtere vann, erosjon og massetransport. Det er også viktig at vannet ledes trygt frem til en trygg resipient etter at det forlater vegen, slik at det ikke oppstår skader hos tredjepart.

2.1.2 Langsgående drenering

Den langsgående dreneringen samler vann på, og nær vegen, før det ledes videre til en trygg resipient. Den langsgående dreneringen drenerer også vegens overbygning. Innenfor langsgående drenering skiller vi mellom åpen og lukket drenering.

Åpen drenering

Åpen drenering benytter dype sidegrøfter, se figur 2.1.2.1. Sidegrøftene samler overvannet fra vegoverflaten og det nærliggende sideterrenget, samtidig som det drenerer vegens overbygning. Dype sidegrøfter må derfor ha større dybde enn tykkelsen av overbygningen. Vannet i de dype sidegrøftene ledes til en trygg resipient ved jevne mellomrom langs vegen.



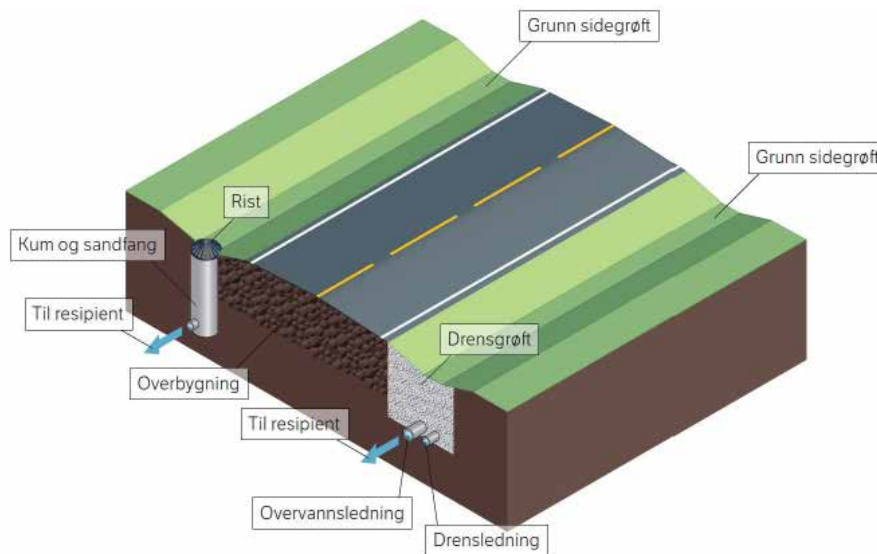
Figur 2.1.2.1: Prinsipp-tegning av veg med åpen drenering og dype sidegrøfter (Norem et al., 2015).

Siden åpen drenering benytter åpne sidegrøfter, har løsningen følgende fordeler:

- Åpen drenering er ofte rimeligere å bygge enn lukket drenering
- Driftskostnadene for åpen drenering er ofte mindre enn for lukket drenering, fordi en slipper utgifter for tømning av kummer og spyling av drensledninger
- Reparasjoner og utbedringer er ofte billigere enn for lukket drenering fordi grøftene er åpne
- Gir bedre sikkerhet med hensyn til å fange opp nedfall av stein og is pga. bredere grøfter
- Har generelt bedre kapasitet for føring av vann, og de er mindre utsatt for at is i grøftene kjøver inn i vegen
- Har bedre lagringskapasitet for brøytet snø, på grunn av dypere grøfter
- Fører til bedre siktforhold i kurver

Lukket drenering

Lukket drenering baserer seg på grunne sidegrøfter som leder overvannet frem til kummer. Fra kummene ledes vannet i overvannsledninger langs vegen til det ledes vekk til en endelig resipient, se figur 2.1.2.2. Dreneringen av vegkroppen sikres av dype, lukkede drensgrøfter, hvor vannet fra overbygningen føres inn i perforerte drensledninger fram til en kum, og videre derfra i overvannsledning fram til en trygg resipient.



Figur 2.1.2.2: Prinsipp-tegning av veg med grunn sidegrøft og lukket drenering (Norem et al., 2015).

Siden lukket drenering leder vannet under bakken, har løsningen følgende fordeler:

- Lukket drenering er mindre arealkrevende som gjør det lettere å ivareta sikkerhet ved utforkjøringer
- Lukket drenering fanger opp grunnvannsstrømmer før de når fram i dagen
- Lukket drenering gir mulighet for å senke grunnvannsnivået
- Lukket drenering gir mindre eksponert flate mot omgivelsene og er derfor mindre eksponert for nedtrenging av frost
- Lukket drenering gir bedre mulighet for å fange opp, og eventuelt rense, forurensninger fra veg
- Der det er kryssende trafikk av fotgjengere og syklistene er lukket drenering oftest nødvendig for å sikre god framkommelighet for alle trafikantgrupper

Beskrivelsene av fordeler og ulemper er gjort på et overordnet nivå, og oppdelingen mellom tverrdrenering og langsgående drenering er ikke absolutt. Det er viktig at dreneringsløsningene som benyttes tar hensyn til lokale forhold og alle aktuelle trafikantgrupper.

2.2 Lokal tilpasning og valg av løsning for vannhåndtering

Det anbefales at alle løsninger tilpasses lokale forhold basert på beste tilgjengelig datagrunnlag (Schall et al., 2008). Det er derfor vanskelig å gi generelle anbefalinger, fordi den optimale løsningen vil variere fra sted til sted. En optimal løsning tar hensyn til følgende forhold:

- Kost og nytte gjennom anlegget levetid, inkludert risiko for skader og driftskostnader
- Sikkerhet for trafikanter og tredjepart
- Behov for framkommelighet
- Tilgjengelig areal for veg og tiltak
- Stabilitet av vegen og omliggende terreng
- Grunnvann
- Dimensjonerende vannføring fra nedbørfeltet
- Fare for gjentetting i vannveier og drens-systemer
- Nedfall av stein og is fra terrenget
- Lagringsplass for snø

Ut fra denne listen er det tydelig at vannhåndtering grenser mot flere andre fagfelt. Det er derfor viktig å avklare tverrfaglige problemstillinger tidlig i planleggingsfasen, slik at man kan sikre løsninger som både ivaretar vannhåndtering og andre hensyn.

3 Vannhåndteringens formål og prinsipper

3.1 Overordnede funksjonskrav

Veganleggets vannhåndteringssystemer har som mål å sikre at vegen er funksjonsdyktig under varierende vær- og klimaforhold gjennom vegens levetid. Overordnede funksjonskrav for vannhåndtering er gitt i kap. 403 i håndbok N200, og er gjengitt under:

- Sikre mot skader ved flom
- Sikre planlagt bæreevne for vegen
- Sikre trygg avrenning fra kjørebane og vegens sideterreng
- Beskytte vannforekomster mot forurensing fra veg
- Sikre vandringsmulighet for fisk, amfibier og småvilt

Disse funksjonskravene er lagt til grunn for krav i kap. 4 i håndbok N200. Ved planlegging og dimensjonering av tiltak anbefales det å benytte funksjonskravene som en overordnet sjekklister.

3.2 Overordnede prinsipper for vannhåndtering

For å sikre funksjonskravene i kap. 403 i håndbok N200 anbefales det å benytte følgende prinsipper til grunn ved planlegging og dimensjonering:

- Helhetlig vannhåndtering
- 3-trinns-strategien
- Bruk av trygge flomveier
- Håndtering av transporterte masser
- Lokal tilpasning og optimalisering
- Hensyn til tredjepart

3.2.1 Helhetlig vannhåndtering

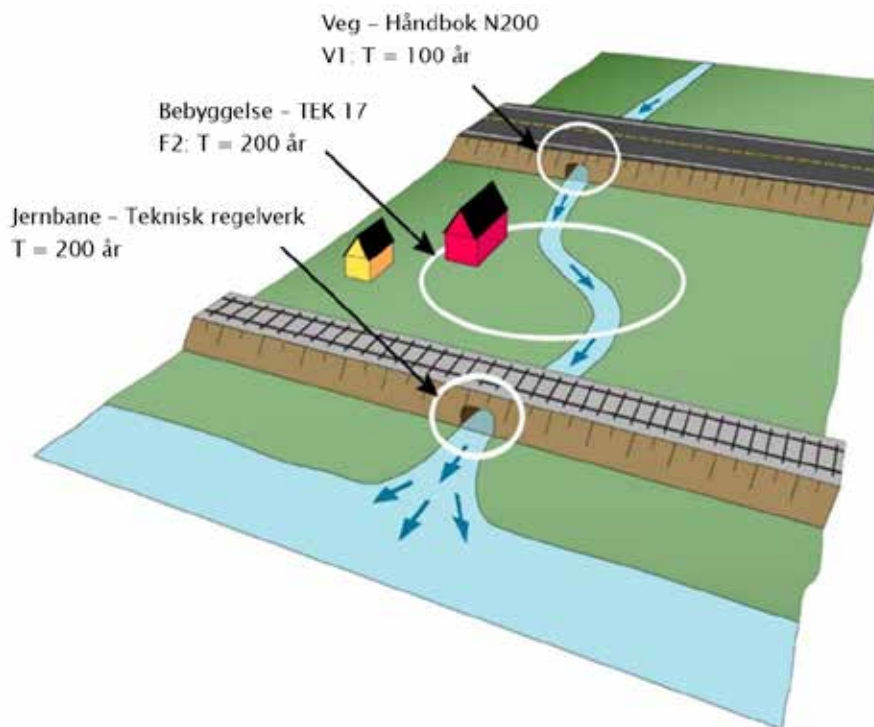
Vann- og flomveier krysser ofte flere eiendomsgrenser både oppstrøms og nedstrøms for vegen. Oppstrøms forhold i en vannvei kan påvirke nedstrøms områder under flom. Vanlige utfordringer er:

- Samling av vannveier som gir økt vannføring nedstrøms i områder med lav kapasitet
- Erosjon og massetransport gir økt fare for gjentetting og skader nedstrøms
- Vann ledes med stor hastighet og erosjonspotensiale nedstrøms for vegen
- Vann ledes ut i terrenget og ikke til en trygg resipient
- Oppstuvning oppstrøms for vegen som leder vann til sårbare områder

Det anbefales derfor å vurdere vannveien helhetlig, og vurdere effekten av alle endringer på naturlig avrenning. Det er viktig med kartlegging av forhold som påvirker naturlig avrenning tidlig i planleggingen, og samarbeid med andre aktører som kan påvirkes ved flom. Dersom vegen leder vann til eller fra bebyggelse eller annen infrastruktur kan andre aktørers regelverk stille forskjellige krav til vannhåndtering, se kap. 403.21 i håndbok N200.

Figur 3.2.1.1 viser en prinsippsskisse over hvordan krav til dimensjonerende returperiode for flom kan variere langs samme vannvei. Merk også at forskjellige aktører har forskjellige krav til bruk av klimafaktorer og håndtering av usikkerhet i beregning av dimensjonerende vannføring. I henhold til

helhetlig vannhåndtering anbefales det å sikre tilstrekkelig kapasitet frem til trygg resipient. I slike sammenhenger kan det være nødvendig å gjøre utbedringer utenfor vegens reguleringsområde. Det kan også være lønnsomt dersom man da slipper større tiltak nærmere vegen. Denne typen vurdering må gjøres i hvert enkelt tilfelle ut fra lokale forhold, basert på en vurdering av sikkerhet og kost/hytte. Tidlig avklaring og samarbeid med andre aktører anbefales.



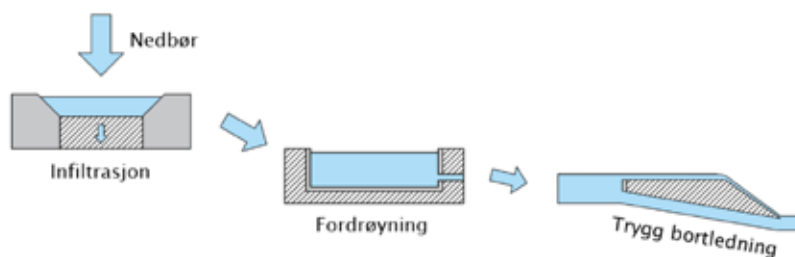
Figur 3.2.1.1: Forskjell i dimensjoneringskrav for forskjellige parter langs samme vannvei (Statens vegvesen, 2018).

3.2.2 Tre-trinns-strategien for lokal overvannshåndtering

Tre-trinns-strategien er et planleggingsprinsipp som har som mål å sikre robuste og kostnadseffektive løsninger, ved å utnytte de tre følgende trinnene:

1. Fange opp og infiltrere vannet i nedbørfeltet
2. Fordøye vann og redusere nedstrøms avrenning
3. Avledning i dreneringssystem og langs trygge flomveier

Figur 3.2.2.1 viser prinsippene i tre-trinns-strategien.



Figur 3.2.2.1: Prinsippskisse for tre-trinns-strategien.

Trinn 1 - Oppsamling og infiltrasjon

Hovedfunksjonen til trinn 1 er å opprettholde naturlig vannbalanse og rensing av forurenset overvann (Paus, 2018). Ved å samle opp avrenningen og infiltrere vannet fjerner man i tillegg en andel av det totale vannvolumet ved flom. Sammenlignet med avrenning er infiltrasjon en langsom prosess, og det kreves derfor effektive løsninger for infiltrasjon, og trygge overløp som leder vannet videre dersom infiltrasjonskapasiteten overbelastes. Det anbefales å benytte dimensjonerende nedbørverdier for trinn 1 som er gitt i Paus (2018). Infiltrasjonsbassenger er beskrevet i kap. 9.9.

Trinn 2 - Fordrøyning

Ved å holde tilbake deler av vannvolumet i et fordrøyningsmagasin under en flom reduseres vannføringen nedstrøms. Effektiv fordrøyning krever at en betydelig del av det totale vannvolumet holdes tilbake, og som med infiltrasjon kreves det trygge overløp som leder vannet videre under flom. Fordrøyningsbassenger er beskrevet i kap. 9.8.

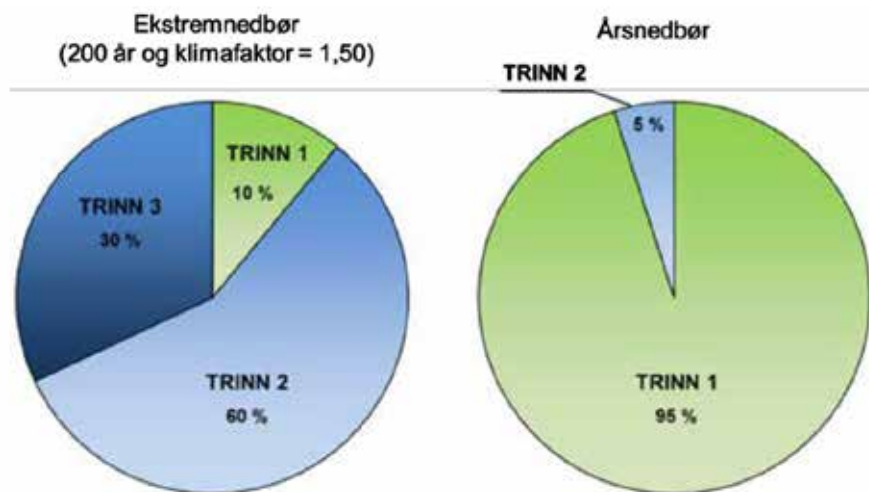
Trinn 3 - Avledning i drens-system og langs trygge flomveier

Det vannet som ikke infiltreres eller fordrøyes ledes bort på en trygg måte. Trinn 3 dekker alle tiltak som leder vann til en trygg resipient. I tillegg kan det være aktuelt å la vannet gå langs trygge flomveier under særlig store flommer. Flomveiene sikres mot skader fra vannet og leder vannet trygt til resipienten. Dimensjonering av drens-system og flomveier er beskrevet i kap. 9.

Tilpasning og bruk av tre-trinns-strategien

Tre-trinns-strategien er fleksibel, fordi den benytter forskjellige prinsipper som kan tilpasses lokale forhold og tilgjengelig areal. Tre-trinns-strategien er i hovedsak utviklet for lokal overvannsdiskonering i urbane områder, der totalt flomvolum er relativt lite og andelen tette flater er stor. De største flommene i slike felt skyldes intens, kortvarig nedbør, se kap. 6.1.2.

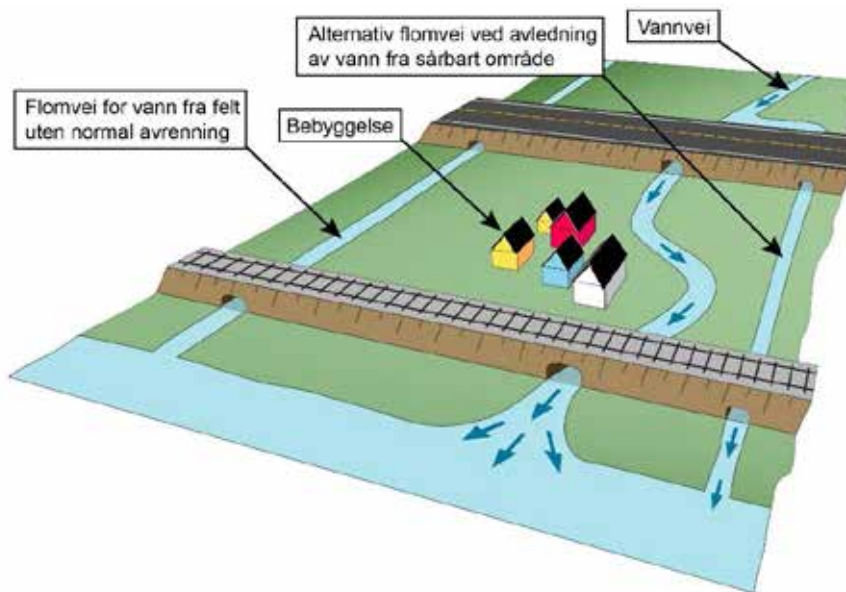
De største flommene i store, naturlige felt skyldes som regel en kombinasjon av store nedbørmengder og snøsmelting. I disse feltene vil flomvolumene generelt være store og tiltak for infiltrasjon og fordrøyning må derfor være tilsvarende store for å være effektive. Det er også viktig å være klar over at infiltrasjon og fordrøyning avhenger av tilstanden før flommen. I situasjoner med langvarig regn eller frost kan kapasiteten til disse tiltakene reduseres. Figur 3.2.2.2 viser at en stor andel av den totale årsnedbøren kan infiltreres og fordrøyes, men at en større andel av vannet ledes bort som avrenning under flom ved ekstremnedbør.



Figur 3.2.2.2: Fordeling av ekstremnedbør og årsnedbør mellom de tre trinnene (Paus, 2018).

3.2.3 Trygge flomveier

Ved flom kan vann ledes ut av etablerte vannveier fordi kapasiteten overbelastes. Det kan også være ønskelig å lede vannet trygt til avlastende tiltak for å sikre mot overbelastning. I slike tilfeller kan man benytte trygge flomveier, som kun leder vann under flom. Flomveier kan også benyttes for å samle og lede vann fra nedbørfelt uten årssikker avrenning. Krav til flomveier er gitt i kap. 403.3 i håndbok N200. Flomveier vurderes som alle andre hydrauliske tiltak, men dimensjoneres for den andelen vann man forventer å avlede under flom. Figur 3.2.3.1 viser en prinsippskisse for bruk av trygge flomveier.



Figur 3.2.3.1: Prinsippskisse for flomveier (Statens vegvesen, 2018).

3.2.4 Håndtering av transporterte masser

Under flom kan massetransporten langs en vannvei øke, og gjentetting av vannhåndteringssystemer er en vanlig årsak til overbelastning. Det stilles derfor krav til dimensjonering ved delvis gjentetting for stikkrenner, kulverter, innløpsrister og fangrister, se kap. 405 i håndbok N200. Det kan også være aktuelt å anta gjentetting av andre tiltak ut fra en faglig vurdering. Tiltak for håndtering av massetransport, som terskler (kap. 9.4), rister (kap. 9.5 og 9.6) og massebassenger (kap. 9.7) kan være effektive for å beskytte nedstrøms områder mot gjentetting.

3.2.5 Lokal tilpasning og optimalisering

God vannhåndtering forutsetter at man utnytter vannets strømningsegenskaper for å lede vannet trygt og effektivt til en trygg resipient. Relativt små variasjoner i lokale forhold kan gjøre at et tiltak som fungerer godt ett sted ikke oppnår samme effekt et annet sted. Det er derfor viktig å tilpasse planlegging, dimensjonering og drift til lokale forhold. Optimalisering av hydrauliske tiltak sikrer også god kost/ nytteverdi.

4 Planlegging for overvannshåndtering og drenering

Dette kapitlet gir utfyllende informasjon og anbefalinger til kartlegging og planlegging for vannhåndtering beskrevet i kap. 402.2 i håndbok N200.

4.1 Kartlegging og dimensjoneringsgrunnlag

Det anbefales generelt at informasjonen som kartdata og beskrivelser samles i en plan for vannhåndtering og drenering for videre bruk i planlegging, utbygging og drift. Det gir et nødvendig datagrunnlag for beslutninger i løpet av vegens levetid.

4.1.1 Kartlegging av feltgrenser, vannveier og flomveier i nedbørfeltene

Kartlegging av nedbørfelt og vannveier gir nødvendig informasjon om hvor vannet beveger seg i terrenget. Kartleggingen gjøres med GIS-analyse og kartdata. Flomveier finnes enklest ved å benytte GIS-analyse. Analysen krever en terrengmodell med god oppløsning, og gir en oversikt over hvor vannet vil samle seg i terrenget. Det anbefales å kontrollere og supplere resultatene ved befaring tidlig i planleggingen.

4.1.2 Vurdering av flomvannstand og krav til linjepålegg

Krav til vegens linjepålegg over flomvannstand er gitt i håndbok N100. Flomvannstand bestemmes ut fra dimensjonerende 200-års vannføring og en hydraulisk vurdering av vassdraget. Det anbefales at den hydrauliske beregningen tar hensyn til alle inngrep i vassdraget pga. vegutbyggingen. Flomhistorikk og tidligere analyser i området kan også være en nyttig kilde til informasjon.

4.1.3 Kartlegging av avrenningsforhold

Avrenningsforholdene danner grunnlaget for flomberegninger. Feltegenskaper som kartlegges avhenger av hvilke hydrologiske metoder som benyttes, se kap. 6 - 8. NVEs karttjeneste NEVINA (<http://nevina.nve.no>) eller andre GIS-løsninger kan generere feltegenskaper for nedbørfelt og er praktiske verktøy i kartleggingen. I tillegg kan annen kartdata, fly/satellitt-bilder og tidligere hydrologiske undersøkelser og målinger i området benyttes. Målinger fra vannføring- eller nedbørstasjoner i området inngår også i denne delen av kartleggingen.

4.1.4 Kartlegging av erosjon- og massetransportsforhold i aktuelle vannveier

Det anbefales å kartlegge dette tidlig i planleggingen, fordi tiltak for massehåndtering kan kreve betydelige arealer. Det anbefales å gjennomføre befaring langs vannveiene i det aktuelle området, for å kartlegge tilgjengelige masser og avrenningsforhold. Dokumentasjon av tidligere flommer og lokal-kunnskap kan gi verdifull informasjon. I områder med eksisterende veg er driftserfaring også svært nyttig.

4.1.5 Kartlegge forurensningskilder som kan påvirke drikkevann, vassdrag, grunnvann og andre sårbare resipienter

Tabell 4.1.5.1 gir en oversikt over vanlige kilder til forurensning. Merk at dette er en overordnet oversikt, og ikke en detaljert liste. Regelverk og saksbehandling av forurenset grunn er beskrevet i håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging. Behandling, håndtering og deponering av avfall og forurensete masser er beskrevet i håndbok R765 Avfallshåndtering. Datagrunnlag er kartdata, og dokumentasjon fra miljøundersøkelser.

Tabell 4.1.5.1: Vanlige kilder til forurensning (etter NGU, 2019).

Kilde	Aktivitet	Type forurensning
Diffuse kilder		
Bebyggelse	Vann- og avløpsnett	Mikrobiologisk Kjemikalier
	Lagringstanker for drivstoff og kjemikalier	Organiske og uorganiske forbindelser
Jordbruk	Gjødsling	Nitrat Mikrobiologisk
	Plantevern	Organiske forbindelser
Samferdsel	Veger	Vegsalt Tungmetaller Plantevernmidler Organiske forbindelser
	Jernbane	Kjemikalier Plantevernmidler
Lokale utslipp		
Bebyggelse	Avfallsdeponier	Organiske og uorganiske stoffer
	Bensinstasjoner	Organiske stoffer
Industri	Lekkasje og utslipp	Kjemikalier
	Avfallslagring og deponi	Organiske og uorganiske stoffer
Samferdsel	Flyplasser	Avisningskjemikalier Brannskum
	Ulykker på vei og jernbane	Kjemikalier
Geologi	Naturlige forekomster	Tungmetaller Metaller Kjemikalier Radioaktive materialer
	Gruvedrift	Organiske stoffer Uorganiske stoffer Tungmetaller Metaller Radioaktive materialer
Jordbruk	Husdyrhold	Organiske stoffer Mikrobiologisk
	Lagring av kjemikalier	Kjemikalier

4.1.6 Kartlegging av eksisterende drenering i området

Eksisterende drenering påvirker avrenningen, og det er viktig å ta hensyn til denne påvirkningen i planleggingen. I enkelte tilfeller kan eksisterende drenering utnyttes der tilstand og kapasitet oppfyller kravene. Nyttige kilder til informasjon er kartdata, flyfoto, og registreringer fra kommuner, infrastruktureiere og andre aktører. Det anbefales å gjennomføre befaringsfor å bekrefte og supplere kartlagt informasjon. Samarbeid og informasjonsutveksling med andre aktører er viktig. Merk at tilkobling til eksisterende drenering kan kreve påslippstillatelse hos kommunale vann- og avløpsetater.

4.1.7 Arealbehov ved endring i elve- og bekkereguleringer (i samarbeid med vassdrags- og miljømyndighetene)

Der veg krysser eller ligger nær vassdrag kan det være nødvendig å gjøre inngrep i vassdraget. Det gjelder f.eks. for brufundamenter, fyllinger, erosjonssikring o.l. Slike inngrep kan kreve konsesjon fra NVE. Det anbefales å kartlegge slike områder tidlig i planleggingen, og kontakte NVE for å avklare konsesjonsplikt og saksbehandling.

4.1.8 Kartlegge vandringsveier for fauna

Fiskepassasjer må tilfredsstillende krav til både trygg vannhåndtering ved flom og funksjonskrav til strømming i normalsituasjonen etter kap. 405.39 i håndbok N200. Det krever detaljert dimensjonering, se kap. 9.11. Det er derfor viktig å kartlegge vandringsveier for fisk tidlig i planleggingsprosessen.

4.1.9 Avledning av vann fra veg- og skråningsareal

Vann fra vegen og nærliggende områder håndteres av den langsgående dreneringen, se kap. 2. Det er derfor viktig å kartlegge arealene som gir avrenning nær vegen, for videre planlegging av den langsgående dreneringen. Vurdering av behov for avskjærende grøfter og andre tiltak for å samle diffus avrenning fra oppstrøms terreng inngår i denne delen av planleggingen.

4.1.10 Hindre/begrense endring i grunnvannsnivå

Ved endringer i naturlige avrenningsforhold risikerer man endring i grunnvannsforhold. Det gjelder særlig der man gjør større terrenginngrep eller endrer andelen tette flater i et område, og områder der man samler flere mindre vannveier og leder vannet vekk. Se beskrivelse av tre-trinns-strategien i kap. 3.2.2 og lukket drenering i kap. 2.1.2.

4.1.11 Vurdere endringer i normalprofil

Utforming og plassering av veglinjen i terrenget påvirker i stor grad hvordan vannhåndteringen utformes. Det er derfor viktig å samkjøre planleggingen av veglinje og -geometri med vannhåndteringen slik at man kan avklare og unngå eventuelle sårbare eller unødvendig kostbare løsninger tidlig i planleggingen.

4.1.12 Planlegging, dimensjonering og detaljprosjektering av tiltak

Beliggenhet, utforming og dimensjonering av tiltak gjøres når nødvendig datagrunnlag er samlet inn. For best kost-/nytteverdi anbefales det å velge løsninger som gir optimal kapasitet og samtidig håndterer vann og massetransport på en trygg måte. Merk at det kan være nødvendig å gjøre hydrauliske analyser tidlig i planleggingen for å kartlegge om løsningene er mulig å gjennomføre innenfor kravene i håndbok N200. Det kan også være nødvendig å regulere inn områder utenfor veglinjen for erosjonssikring, energidrepere eller fordrøyning. Vannstrømming og hydraulisk dimensjonering er beskrevet i kap. 9.

4.2 Kartdata til bruk i kartlegging og planlegging

Tabell 4.2.1 gir en oversikt over anbefalt kartdata til bruk i kartlegging og planlegging.

Tabell 4.2.1: Anbefalt kartdata til bruk i kartlegging.

Datatype	Kilder	Kommentar
Kartdata	Felles Kartdatabase (FKB) Geologiske kart (NGU)	
Vannveier og nedbørfelt	NVE Atlas NVE Nevina Flomveisanalyse (GIS)	Det anbefales at informasjon om kartlagte nedbørfelt dokumenteres tidlig i planleggingen.
Høydedata/terrengmodell	LiDAR Fotogrammetri Manuell innmåling	Bestemmelse av flomveier i GIS krever terrengmodell med høy oppløsning.
Utbyggingsplaner	Kommuner Offentlige etater Private aktører	Tilgang til planer som i fremtiden kan kunne forandre arealbruken og systemene for overvannshåndteringen.
Informasjon om eksisterende dreneringssystemer	Kommuner Etater Grunneiere	Informasjon om dreneringssystemer og sikringstiltak må innhentes fra eier.
Kilder til forurensing	Kommuner Fylkeskommuner Grunneiere	Kilder til forurensing er ofte knyttet til industri eller avfallsdeponier, men kan også skyldes naturlige forekomster.
Biologisk mangfold, sårbare landskapselementer og planer for fredning og landskapsvern	Miljødirektoratet Geovekst (kartverket) Fylkeskommunen NVE	Kartlegging av sårbare områder med hensyn til biologisk mangfold, og hvilke forhold som må tas hensyn til i planprosessen. Vannveier og strandlinjer er verdifulle landskapselementer og det kreves ofte spesiell tillatelse for eventuelle inngrep. www.nve.no

4.3 Kartlegging under befaring

Etter kartlegging og registrering anbefales det å gjennomføre en befaring for å kontrollere og supplere informasjonen. Tabell 4.3.1 gir en oversikt over viktige forhold og faretegn i felt. Det er også foreslått aktuelle tiltak.

Tabell 4.3.1: Viktige hensyn under befaring.

Forhold	Faretegn	Aktuelle tiltak
Eroderbare løsmasser og ustabile skråninger	Finkornige, ensgraderte masser Erosjonsspor Masseavsetninger langs vannvei Synlig massetransport	Erosjonssikring Masseutsiftning Sedimentasjonsbasseng (Rister/nett) Vegetering
Helning og fall langs vannveier	Bratt helning Fritt fall	Erosjonssikring Energidempende tiltak
Kilder til drivgods og erosjon	Størrelse og omfang på vegetasjon i/nær vannveien. Kilder til drivgods og sedimenter Hogst i skogsområder	Rensk Skjøtsel Massereduksjon ved kilde Rister/nett Sedimentasjonsbasseng
Vegetasjon nær vannvei	Røtter i vannveien Fare for utgraving og velt inn i vannveien	Skjøtsel/felling Massereduksjon ved kilde Erosjonssikring
Naturlige bassenger og diffuse vannveier	Områder med stillestående vann Områder med dårlig kanalisering	Terrengtiltak Trygge flomveier
Kartlegging av historiske flommer	Tegn på tidligere erosjon, skredvifter og skade på vegetasjon	Etablere/sikre flomveier
Bebyggelse	Bebyggelse nær vannvei kan være kilder til drivgods	Restriksjoner/hensyn Sikring av eiendommen Avledning av vann Rister/nett
Veger utenfor planområdet	Erosjonsspor Svake fyllingsmaterialer Tilstand og utforming av grøfter Tilstand og dimensjonering av stikkrenner	Utbedring av standard Erosjonssikring
Jordbruksarealer	Jordbruksarealer er ofte svært utsatt for erosjon, og kan ha egne grøftesystemer uten erosjonssikring.	Bortledning av vann Sedimentasjonsbasseng Erosjonssikring av vannveier

5 Risiko og sikkerhet innen vannhåndtering

5.1 Risikoaksept for flom

Risikoaksept for flom bestemmes av valgt returperiode (gjentaksintervall) og påslag for avrenningsberegninger. Etter krav i kap. 403.22 i håndbok N200 skal returperiode for flomhendelser bestemmes ut fra vegens ÅDT og omkjøringsmuligheter. Kravene er gjengitt i tabell 5.1.1.

Tabell 5.1.1: Sikkerhetsklasser for veier (Statens vegvesen, 2018).

Sikkerhetsklasse	ÅDT	Returperiode T	
		Med omkjøringsmulighet	Uten omkjøringsmulighet
V1	0 – 500	50 år	100 år
V2	500 – 4000	100 år	200 år
V3	> 4000	200 år	200 år

Etter krav i kap. 404.31 i håndbok N200 skal usikkerheten i flomberegninger også reduseres ved å sammenligne resultatene fra flere aktuelle beregningsmetoder. Man får da et sett med forskjellige verdier, og velger en representativ verdi basert på en vurdering av feltegenskapene til det aktuelle feltet. Usikkerhet i meteorologiske og hydrologiske data er mer detaljert beskrevet i kapittel 7 og 8.

Etter krav i kap. 404.2 i håndbok N200 skal den dimensjonerende vannføringen ta høyde både for klimaendringer og usikkerhet i beregningen. Klimafaktoren F_k bestemmes ut fra tabell 404.1 i håndbok N200, og finnes også i vedlegg B i denne veiledningen. Sikkerhetsfaktoren F_u tar hensyn til usikkerhet i beregningsmetoder og datagrunnlag, og bestemmes ut fra vegens sikkerhetsklasse for flom, se tabell 5.1.1 og 5.1.2.

Tabell 5.1.2: Valg av sikkerhetsfaktor basert på sikkerhetsklasse (Statens vegvesen, 2018).

Sikkerhetsklasse	F_u
V1	1,0
V2	1,1
V3	1,2

5.2 Midlertidige og permanente anlegg

For permanente anlegg gjelder krav til returperiode for flom ut fra vegens sikkerhetsklasse i håndbok N200 kap. 403.22. Krav til påslag for flomberegninger er gitt i håndbok N200 kap. 404.2.

For midlertidige anlegg er det ikke gitt krav til returperiode, men det åpnes for å velge lavere påslag ned til 1,0 i håndbok N200 kap. 404.2. For valg av returperiode (T) anbefales det å gjøre en vurdering av levetiden (T_L) til anlegget. Det anbefales å anta at permanente anlegg har en levetid (T_L) på 50 år. Sannsynligheten for at et anlegg med en gitt levetid (T_L) rammes av flom med returperiode (T) er gitt ved:

$$P_s = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{T_L}$$

Lign. 5.2.1

- P_s = Sannsynlighet for at verdien inntreffer minst én gang i løpet av levetiden [-]
- T = Returperiode for flomverdien [år]
- T_L = Levetid [år]

Det anbefales at midlertidige anlegg dimensjoneres for en returperiode som gir samme, eller lavere, sannsynlighet for flom (P_s) som anlegget vil ha når det er ferdigstilt. Det anbefales da å først beregne sannsynlighet (P_s) for det ferdigstilte anlegget, med en antatt levetid på 50 år. Ut fra denne sannsynligheten og antatt varighet av anleggsfasen som levetid, kan man så beregne returperioden for det midlertidige anlegget.

Tabell 5.2.1 viser eksempler på sannsynlighet (P_s) beregnet etter lign. 5.2.1 for praktisk bruk.

Tabell 5.2.1: Sannsynlighet for flom ut fra forventet levetid og returperiode.

Forventet levetid T_L	Returperiode T						
	1 år	2 år	5 år	10 år	50 år	100 år	200 år
1 år	1,00	0,50	0,20	0,10	0,02	0,01	0,01
2 år	1,00	0,75	0,36	0,19	0,04	0,02	0,01
5 år	1,00	0,97	0,67	0,41	0,10	0,05	0,02
10 år	1,00	1,00	0,89	0,65	0,18	0,10	0,05
50 år	1,00	1,00	1,00	0,99	0,64	0,39	0,22
100 år	1,00	1,00	1,00	1,00	0,87	0,63	0,39
200 år	1,00	1,00	1,00	1,00	0,98	0,87	0,63

5.3 Overvåkning, drift og beredskap

Over tid vil naturlige prosesser som erosjon, massetransport, og plantevekst endre forholdene langs en vannvei. Det overordnede målet med drift av vannhåndteringstiltak er derfor å motvirke disse endringene og opprettholde den forutsatte strømmingen.

5.3.1 Viktige hensyn for drift og vedlikehold av vannhåndteringstiltak

Effektiv drift forutsetter overvåkning av vannveier og tiltak, som over tid gir en oversikt over behovene for drift og vedlikehold. Det anbefales å gjennomføre rutinemessig inspeksjon, samt ekstra inspeksjoner før, under og etter flomhendelser. Standard for drift og vedlikehold av riksveger er gitt i håndbok R610. Dokumentasjon av dimensjonerende vannføring, vanndybde og gjentettingsgrad er nødvendig for overvåkning og drift. Målestenger for avlesning av vanndybde gjør det lettere å vurdere forhold i felt, se figur 5.3.1.1. Automatiske målinger av vannføring kan også være aktuelt, og kan gi alarm ved overskridelse av en satt terskelverdi. Dimensjonerende vannføring og gjentettingsgrad kan også markeres direkte, f.eks. ved innløp av kulverter. Det anbefales å gjøre dette på en standardisert måte, med rød farge for gjentettingsdybde og blå for vannføring, se figur 5.3.1.1. For å sikre erfaringsoverføring anbefales det at erfaring og dokumentasjon fra overvåkning og drift overføres til nye aktører som tar over driftskontrakter.



Figur 5.3.1.1: Målestav og avmerking ved innløp for avlesning av vanndybde (foto: NVE).

5.3.2 Flomvarsling

Flomvarsler publiseres to ganger daglig på www.varsom.no og levers av NVE i samarbeid med meteorologisk institutt, Statens vegvesen og Bane NOR. Det anbefales å benytte abonnements-tjenesten som sender ut varsler for de områdene man er interessert i. Ved flomvarsler anbefales det å gjennomføre inspeksjoner og nødvendige driftstiltak. Flomvarslene beskriver også anbefalte driftstiltak før flom. Merk at varslingen er regional, og ikke nødvendigvis tar høyde for lokale variasjoner. Mer informasjon om flomvarslingen finnes på www.varsom.no. Figur 5.3.2.1 viser et eksempel på flomvarsel på www.varsom.no.

2 **Varsel om flomfare, gult nivå for Rogaland og Agder (NVE)**
 Gyldig for: 2019-02-09. Publisert: 09.02.2019 kl. 10.21. Neste varsel for: 09.02.2019 kl. 15.30

Type



Det er ventet mye regn fra lørdag ettermiddag til søndag morgen, opp mot 40 - 60 mm i løpet av 12 timer. Nedbøren ventes å komme som regn under 600 - 900 m oh. Det er mild luft, og forventet snøsmelting opp mot 900 meters høyde.

Det vil være stor vannføring i mindre vassdrag på Sørvest- og Sørlandet. Regnet i seg selv vil kunne føre til lokale flommer, samt at snøsmelting vil bidra til økt vannføring i de indre områdene.

Detaljer	
Fare øker	Fredag kveld
Fare minker	Søndag ettermiddag
Høyde	0 - 600 moh
Konsekvens	Lokale oversvømmelser og/eller erosjonsskader i bekker og mindre elver. Rask økning av vannføring i små vassdrag. Overvann i tettbygde områder.
Råd	Hold deg oppdatert om situasjonen. Rens stikkrenner, kummer og andre vannveier for snø/is, jord og grus, kvist og løv, slik at vannet kan renne uhindret der det vanligvis renner.
Betydning av varselnivå	Utfordrende situasjon som krever oppfølging og kan medføre skader lokalt.

Figur 5.3.2.1: Eksempel på flomvarsel (www.varsom.no).

6 Hydrologi og flomberegning

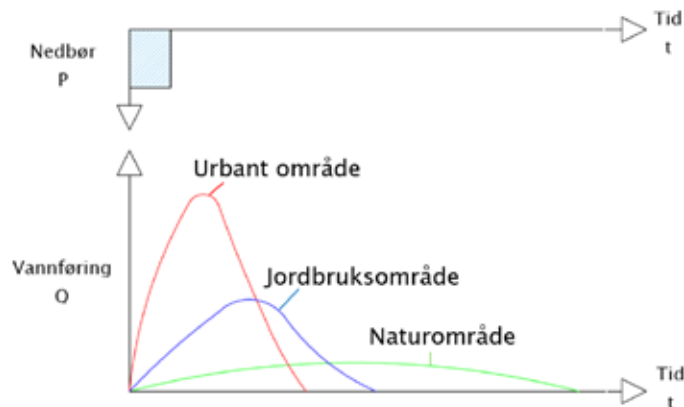
Dette kapitlet beskriver de hydrologiske prinsippene som danner grunnlaget for metodene beskrevet i kapittel 7 og 8. Krav til flomberegninger er gitt i kap. 404 i håndbok N200.

6.1 Hydrologiske begreper og prinsipper

Krav til bruk av forskjellige beregningsmetoder ut fra feltegenskapene er gitt i kap. 404.3 i håndbok N200. De forskjellige beregningsmetoder er tilpasset nedbørfelt med forskjellige feltegenskaper. I det følgende er det beskrevet hvordan responstid, flomregimer og feltegenskaper påvirker flomforløp.

6.1.1 Responstid

Responstiden til et nedbørfelt beskriver hvor raskt nedbørfeltet gir avrenning ved regn eller snøsmelting. Figur 6.1.1.1 viser typisk respons i tre forskjellige typer nedbørfelt. Responstiden avhenger av feltets fysiske egenskaper, kalt feltegenskaper eller feltparametere.



Figur 6.1.1.1: Eksempel på avrenning og flomforløp i felt med forskjellige egenskaper (Norem et al., 2015).

6.1.2 Flomregimer

Flomregimet beskriver hvilke prosesser som forårsaker de største flommene i et nedbørfelt. Det er viktig at beregningsmetodene tar hensyn til flomregimet, og man skiller mellom følgende regimer:

- Regnflom
- Snøsmelteflom
- Kombinasjonsflom

Regnflom er generelt dominerende i små, bratte nedbørfelt, der intens nedbør raskt fører til økt vannføring. Kombinasjonsflommer, der nedbør og snøsmelting sammen gir de største vannføringene er vanligere i større felt (Stenius et al., 2014). Der det finnes vannføringsmålinger kan man også undersøke når de største flommene inntreffer og bestemme flomregimet ut fra dette.

6.1.3 Feltegenskaper

En *feltegenskap* er en fysisk egenskap ved nedbørfeltet som påvirker flomforløpet. Feltegenskapene kan enten inngå direkte i beregningsmetoden, eller danne grunnlag for å sammenligne et aktuelt felt med nedbørfelt der det finnes målinger. De fleste feltegenskaper bestemmes ut fra kartgrunnlag. De viktigste feltparametere kan bestemmes automatisk i NVEs karttjeneste NEVINA eller andre GIS-løsninger.

Feltarealet (A_f)

Feltarealet er arealet som gir avrenning til samme punkt nedstrøms. Feltgrensene som omslutter feltarealet følger vannskillet, vinkelrett på høydekurvene. Merk at det kan være vanskelig å fastsette feltgrenser fra kartgrunnlag alene der vannskillet ikke følger overflatetopografien. Det gjelder særlig der myrområder drenerer ut i flere vannveier, der elveløp deles i flere løp og for felt med større breer eller karstområder.

Feltlengde (F_L)

Feltlengden eller *feltaksens lengde* defineres som en rett linje fra feltets utløp/målested til det fjerneste punktet langs feltgrensen. Feltlengden bestemmes ut fra kartgrunnlag.

Feltgradienten

Feltgradienten eller *helningen* påvirker hvor fort vannet renner gjennom feltet. I bratte felt får vannet stor hastighet, som gir økt avrenning ved utløpet. Samtidig kan felt av betydelig størrelse med liten høydeforskjell oppleve intens snøsmelting over hele feltet, som fører til økt spesifikk flom. Feltgradienten oppgis ofte ved *relieff-forholdet* (H_L):

$$H_L = \frac{H_{75} - H_{25}}{F_L} \quad \text{Lign. 6.1.3.1}$$

H_L = Relieff-forholdet [m/km]

H_{25} = 25%-passasjen på den hypsografiske kurven [m]

H_{75} = 75%-passasjen på den hypsografiske kurven [m]

F_L = Feltlengden [km]

Den hypsografiske kurven angir prosentandelen av areal som ligger over en gitt høyde i terrenget.

Effektiv sjøprosent (A_{se} eller S_{eff})

Innsjøer i nedbørfeltet holder igjen deler av vannet under flom, slik at vannføringen nedstrøms reduseres. Plasseringen av sjøen i feltet har stor betydning, og en innsjø plassert langt ned i feltet kan ha betydelig større dempningseffekt enn en innsjø lengre opp i feltet. For å ta hensyn til denne effekten brukes parameteren *effektiv sjøprosent*:

$$A_{se} = 100 \times \frac{\sum(A_i \times a_i)}{A_F^2} \quad \text{Lign. 6.1.3.2}$$

A_{se} = Effektiv sjøprosent [%]

a_i = Overflateareal til innsjø i [km²]

A_i = Totalt tilsigsareal til innsjø i [km²]

A_F = Nedbørfeltets totale areal [km²]

Permeabilitet

Permeabiliteten i feltet påvirker hvor mye av vannet som infiltreres og dermed ikke bidrar til avrenning. Man skiller mellom permeable overflater som f.eks. grove løsmasser, og impermeable overflater som bart berg og asfalt. Permeabiliteten reduseres ved høy vannmetning og tele.

Snaufjellprosent (A_{sf})

Snaufjellprosenten bestemmes fra kart eller GIS-verktøy. Parameteren omfatter arealer over skoggrensa som på kartet ikke er definert som innsjø, myr, bre, skog, jordbruk- eller tettstedsområde.

Elvelengde (E_L)

Elvelengden er hovedelvas lengde slik den er definert på kartet. Hovedelva ved et samløp er definert som den av elvene som har størst tilsigsareal. Den måles med samme kartgrunnlag som feltarealet.

Elvegradient (E_G)

Elvegradienten eller *hovedelvas* gradient beskriver helningen til elva. Jo større elvegradienten er, desto større vil vannhastigheten være når vannet samler seg i elva. Elvegradienten er definert som følger:

$$E_G = \frac{\Delta h}{E_L} \quad \text{Lign. 6.1.3.3}$$

E_G = Elvegradient [m/km]

Δh = Total høydeforskjell langs hovedelvas lengde [m]

E_L = Hovedelvas lengde [km]

Myrområder

Andelen *myr* i et felt påvirker flomforløpet avhengig av metningsgraden. Når myra er mettet med vann bidrar den til rask avrenning, mens umettet myr kan holde tilbake vann. I hydrologiske vurderinger anbefales det derfor å vurdere effekten av myrområder ut fra antatt initialtilstand og flomforløp.

Vegetasjon

Vegetasjon i feltet gir generelt tykkere lag med jord, økt opptak av vann og fordampning av vann. Vegetasjon fører derfor til økt flomdemping i feltet.

Midlere årsnedbør (P_N)

Midlere årsnedbør måles er den gjennomsnittlig årlige nedbøren i normalperioden (1961 – 1990). Denne bestemmes ut fra målinger i felt eller fra kart over gjennomsnittlig årsnedbør.

Middelavrenning (q_N)

Middelavrenning, også kalt *midlere spesifikt avløp*, eller *normalavløp* er definert som følger:

$$q_N = \frac{Q_M}{A_F} \quad \text{Lign. 6.1.3.4}$$

q_N = Middelavrenning [l/s km²]

Q_M = Middelvannføring i referanseperiode (1961 – 1990) [l/s]

A_F = Feltareal [km²]

Middelvannføringen bestemmes ut fra observasjoner i feltet eller ut fra avrenningskart for normalperioden (1961 – 1990). Avrenningskartet finnes digitalt i NEVINA. Eventuelt kan man benytte den lengste tilgjengelige, representative dataserien for feltet.

Regulerte og uregulerte vassdrag

Metodene i denne veilederen gjelder for uregulerte nedbørfelt. For regulerte vassdrag kan det være nødvendig med vurderinger av overføringskapasitet, reguleringsforutsetninger og magasinenes flomdempende egenskaper. Det anbefales da å benytte metoder beskrevet i Midttømme et al. (2011).

6.1.4 Sammenlignbarhet av nedbørfelt

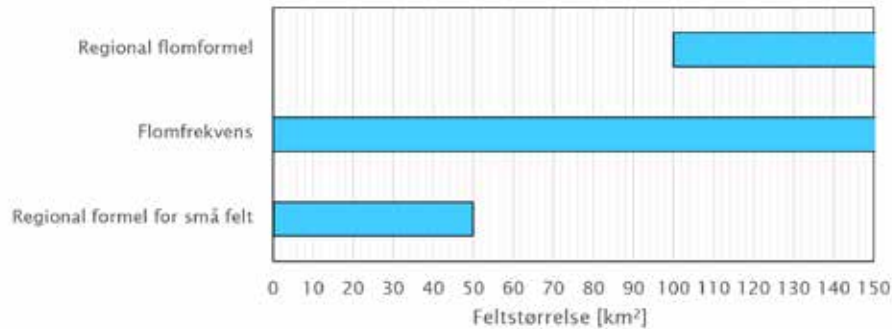
I mange tilfeller mangler man målinger i det aktuelle feltet, og det er da nødvendig å bruke målinger fra andre representative felt. Man må da vurdere referansefeltets hydrologiske sammenlignbarhet. Sammenligning er komplisert fordi flomrespons påvirkes av mange parametere, men det anbefales å legge mest vekt på følgende feltegenskapene:

- Feltareal (A_F)
- Effektiv sjøprosent (A_{SE})
- Midlere spesifikt avløp (q_N)

Feltareal (A_F) og effektiv sjøprosent (A_{SE}) kan finnes enkelt fra kart, og mange metoder har begrensede gyldighetsområder for disse feltegenskapene. Når det gjelder sammenligning av midlere spesifikt avløp (q_N) er geografisk beliggenhet, høyde over havet, nærhet til fjellområder og side av fjellområder viktige sammenlignbare parametere. I tillegg er det viktig å vurdere måleseriens lengde og tidsperiode. Vurderinger av andel snaufjell og myr, jordsmonn, og helning i feltet kan også være viktige for å sammenligne flomrespons. For mer om sammenlignbarhet, se Midttømme et al. (2011).

7 Flomfrekvensanalyser

Ved flomfrekvensanalyse (FFA) benyttes frekvensanalyse av målte flomvannføringer eller formler for å anslå middelflommen (Q_M) og en vekstkurve som gir forholdet mellom middelflommen (Q_M) og flommer med høyere returperiode (Q_T). Denne veiledningen beskriver tre forskjellige metoder med forskjellige anvendelsesområder, se figur 7.1. De følger alle den samme overordnede fremgangsmåten, men er tilpasset forskjellige feltstørrelser og tilgjengelig datagrunnlag.



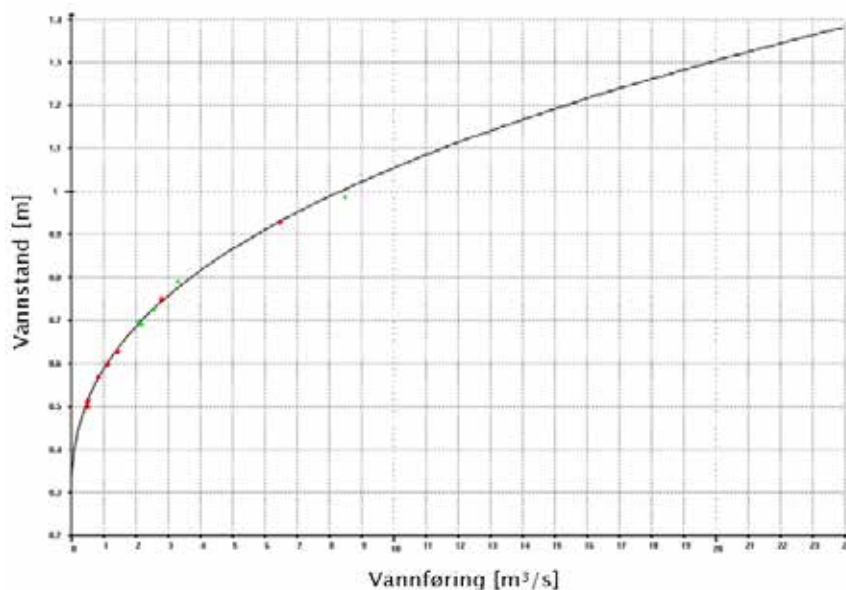
Figur 7.1: Gyldige feltstørrelser for ulike typer FFA.

7.1 Datagrunnlag

Datagrunnlaget i FFA er vannføringsmålinger. Måleserier med forskjellig tidsoppløsning finnes i arkivene til NVE, se vedlegg C. En oversikt over tilgjengelig data fra NVE er tilgjengelig på www.nve.no. Mer detaljert informasjon kan skaffes ved å kontakte Hydrologisk avdeling ved NVE.

Observerte data

Ved målestasjonene måles vannstand [m] som omregnes til vannføringsverdier [m^3/s] ved hjelp av en vannføringskurve, se figur 7.1.1. Vannføringskurven er basert på målinger av vannstand ved forskjellige vannføringer, og er ekstrapolert slik at den kan brukes ved større vannføringer. Nye vannføringsmålinger for en stasjon kan føre til endringer i eksisterende kurver. Dersom man benytter resultater fra tidligere flomfrekvensanalyser anbefales det derfor å kontrollere at vannføringskurven ikke er endret ved nye målinger (Steinus et al., 2014).



Figur 7.1.1: Eksempel på vannføringskurve (Steinus et al., 2015).

Data med fin tidsoppløsning (< 24 t)

Data med fin tidsoppløsning er tilgjengelig i arkivet HYKVAL, se vedlegg C. Nyere målinger lagres stort sett med timesoppløsning, mens eldre data kan ha grovere tidsoppløsning. Vær oppmerksom på at data i HYKVAL ikke er komplettert for manglende data eller korrigert for isoppstuvning. Målingene krever derfor kvalitetskontroll og eventuell justering før bruk.

Døgndata (24 t)

Data med tidsoppløsning på ett døgn er tilgjengelig i arkivet HYDAG. Dette arkivet inneholder døgnmidler basert på kalenderdøgn. Data lagret på HYDAG er korrigert for eventuell isoppstuvning om vinteren og komplettert ved datamangel.

Usikkerhet og kvalitetskontroll av hydrologiske data

Det anbefales at alle hydrologiske data kontrolleres for å utelukke feilmålinger, som en del av den generelle fremgangsmåten ved FFA. Hvis analyser gjøres basert på finoppløst data i HYKVAL er kvalitetskontrollen ekstra viktig. Flommene som brukes i analysen kan da kontrolleres mot data i HYDAG-arkivet for å verifisere at flommene er reelle.

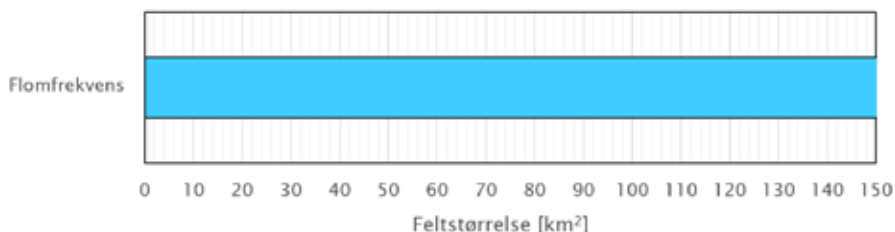
Forholdet mellom returperiode og målinger endrer seg ettersom nye målinger gjøres. For vannføringsmålinger er det ikke sikkert at målingen er gjort ved høyeste vannføring, f.eks. dersom målingen kun gjøres én gang i døgnet. Dersom flomvannføringen man beregner ligger langt utenfor tidligere observasjoner på vannføringskurven ansees resultatet som mindre presist. Endringer i feltet som påvirker feltegenskapene, som utbygging eller regulering av vassdraget, øker også usikkerheten. Ved spørsmål om datakvalitet anbefales det å ta kontakt med Hydrologisk avdeling, NVE.

7.2 Flomfrekvensanalyse basert på målte data

Krav til FFA basert på målte data er gitt i kap. 404.35 i håndbok N200. Ved FFA basert på målte data tilpasser man én eller flere måleserier til en frekvensfordeling som gir forholdet mellom middelflom (Q_M) og flommer med større returperiode (Q_T).

7.2.1 Metodens gyldighet og usikkerhet

FFA basert på målte data kan gjøres for alle felt der man har tilstrekkelig lange måleserier, eller sammenlignbare felt, se figur 7.2.1.1. Usikkerheten i beregningen avhenger av frekvensfordelingen som velges, tilgjengelige måledata og sammenlignbarheten av nedbørfeltene.

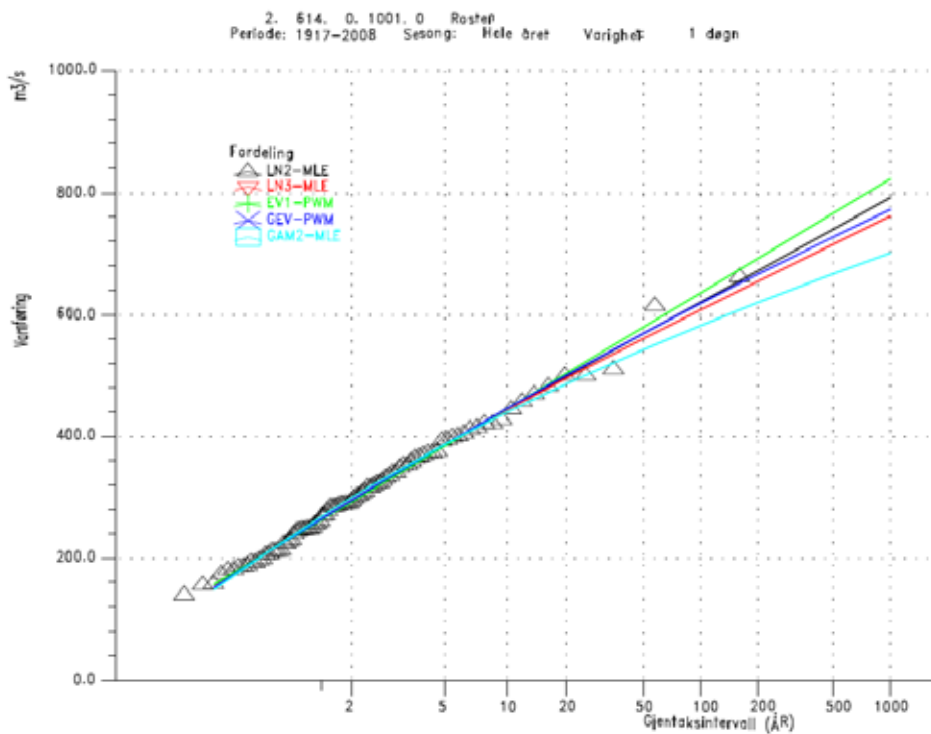


Figur 7.2.1.1: Gyldige feltstørrelser for flomfrekvensanalyse basert på målinger.

7.2.2 Beregningsmetode

I Norge er det vanlig å gjennomføre FFA basert på døgnlige middelveier for vannføring. Dersom det finnes målinger av kulminasjonsverdier kan disse brukes direkte. For mer detaljert beskrivelse, se Midttømme et al. (2011).

Basert på årsflommene bruker man en statistisk frekvensfordeling for å finne en kurve som passer med observerte data og som viser forholdet mellom døgnmiddelverdien (Q_M) og kulminasjonsvannføringen for en gitt returperiode T (Q_T). Figur 7.2.2.1 viser eksempler på forskjellige frekvensfordelinger. Denne kurven kalles *vekstkurven* til feltet eller *vekstfaktoren* når man oppgir den i tabellform. Det anbefales å benytte NVEs programvare HYDRA 2. Ut fra fordelingen kan man ekstrapolere utover målte returperioder og estimere flomvannføring for den returperioden man ønsker.



Figur 7.2.2.1: Tilpasning av forskjellige frekvensfordelinger til målte vannføringer.

7.2.3 Valg av frekvensfordeling

Ved FFA basert på måleserier velges den fordelingen som passer best med målingene. De vanlige fordelingene er Gumbelfordelingen (to-parameter) og GEV-fordelingen (tre-parameter). For mer om disse fordelingene, se Midttømme et al. (2011).

De forskjellige metodene velges basert på måleseriens lengde:

Dataserier med lengde over 50 år:

- Q_M beregnes fra observerte data
- Vekstkurven bestemmes ut fra to- eller treparameterfordeling

Dataserier med lengde på 30 – 50 år:

- Q_M beregnes fra observerte data
- Vekstkurven bestemmes ut fra toparameterfordeling

Dataserier med lengde på 10 – 30 år:

- Q_M beregnes fra observerte data
- Vekstkurven bestemmes ut fra toparameterfordeling og/eller utvidelse av datagrunnlaget ved modellsimuleringer

Dataserier med lengde på mindre enn ti år:

- Q_M og vekstkurven beregnes ved analyse av andre representative felt med lengre serier

For å redusere usikkerheten anbefales det å utføre flomfrekvensanalyser for flere stasjoner i det aktuelle området, både for å kontrollere at enkeltserier ikke gir ekstreme fordelinger, og for å undersøke det regionale mønstret. Det anbefales å bruke et middel av beste fordeling for flere sammenlignbare målestasjoner med lange serier i området.

7.2.4 Beregnede flomvannføringer

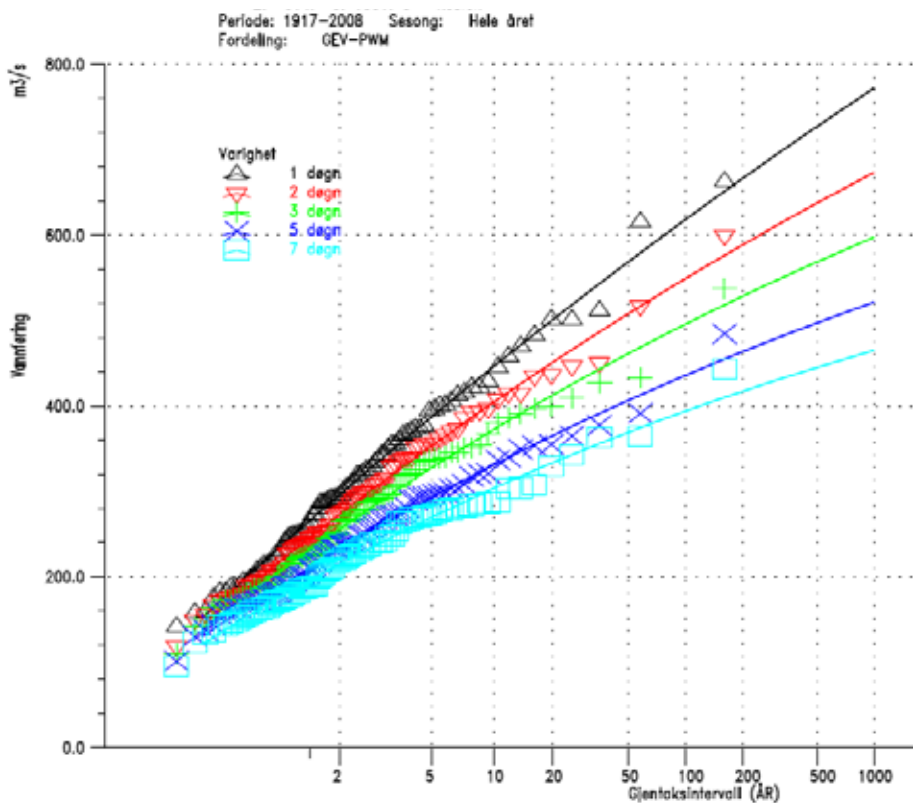
FFA gir ikke nødvendigvis en kulminasjonsvannføring direkte. Beregnet flomvannføring må derfor justeres avhengig av hvordan datagrunnlaget er valgt ut. FFA gir følgende resultater:

Middelflom - Q_M

Middelflommen (Q_M) defineres som gjennomsnittet av største vannføringen hvert år for den valgte sesongen (f.eks. hele året, vår eller høst). Beregnet Q_M gjelder for valgt varighet, f.eks. timesverdi, døgnerverdi eller syvdøgnverdi.

Vekstfaktor - Q_T/Q_M

Vekstfaktoren eller vekstkurven angir forholdet mellom middelflommen (Q_M) og en flom med returperiode T (Q_T). Q_T gjelder for samme varighet som Q_M . Figur 7.2.4.1 viser FFA med forskjellig varighet. Merk at måleseriens lengde, sesong og fordeling er oppgitt.



Figur 7.2.4.1: FFA som viser vekstkurve for 1-7 døgn (Midttømme et al., 2012).

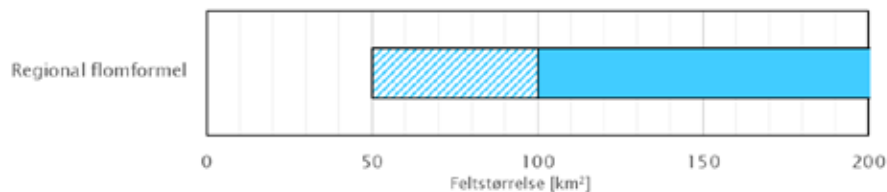
Påslag for flomfrekvensanalyse basert på målte data

Etter kap. 404.2 i håndbok N200 stilles det krav til påslag ved bruk av flomfrekvensanalyse basert på målte data for beregning av dimensjonerende vannføring ($Q_{dim,T}$).

7.3 Regionale flomformler

I områder som mangler målinger, eller måleseriene er korte, kan man anslå regionale flomverdier med de regionale flomformlene.

7.3.1 Metodens gyldighet og usikkerhet



Figur 7.3.1.1: Gyldige feltstørrelser for regionale flomformler.

De regionale flomformlene er gyldige for feltstørrelser ned til 50 km² men gir best presisjon for felt over 100 km² (Sælthun et al., 1997), se figur 7.3.1.1. Det skraverte området viser feltstørrelser der det anbefales at metoden benyttes med forsiktighet.

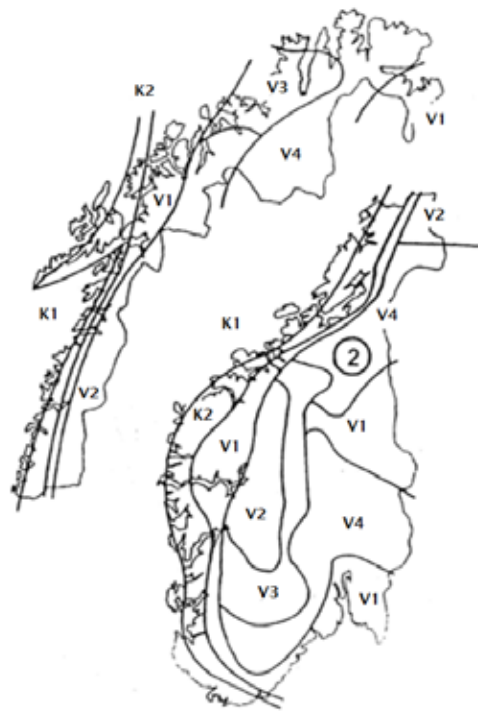
7.3.2 Beregningsmetode

Fremgangsmåten er generelt lik som FFA basert på måleserier, men bruker i stedet regionale formler for å anslå middelflom (Q_M) og vekstkurven. Man skiller mellom følgende regioner:

- Vårflommer (V1, V2, V3 og V4)
- Høstflommer (H1, H2 og H3)
- Kystregioner (K1 og K2)
- Breregioner (BRE)

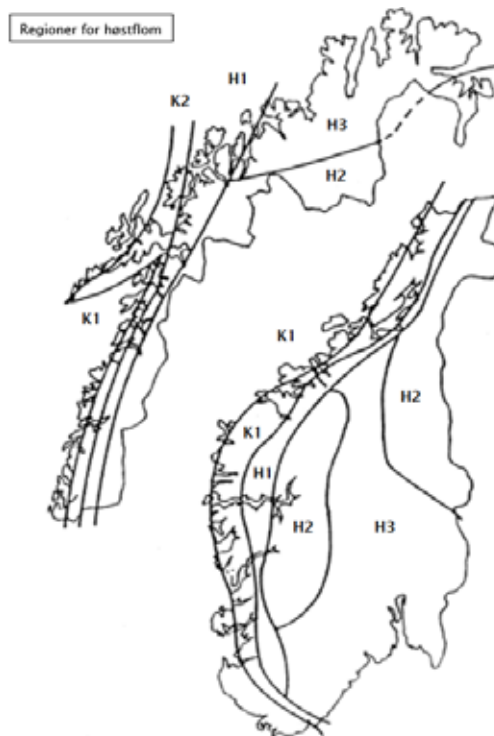
Figur 7.3.2.1 viser vårflomregionene, og figur 7.3.2.2 viser høstflomregionene. Kystregionene er like, og er vist i begge figurene. Breregionene er ikke vist på figurene, men brukes for de feltene som påvirkes av breer, og dette må avgjøres i hvert enkelt tilfelle.

Regioner for vårflom



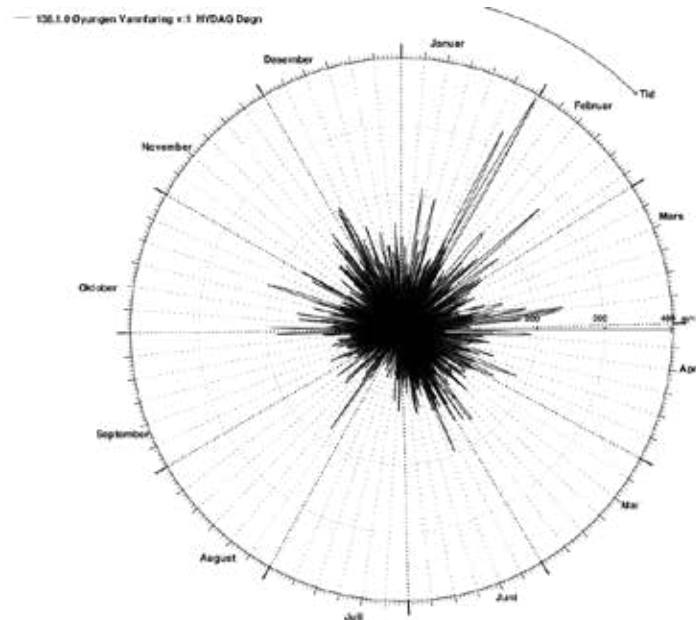
Figur 7.3.2.1: Vårflomregioner, etter Sælthun et al., (1997).

Regioner for høstflom



Figur 7.3.2.2: Høstflomregioner, etter Sælthun et al., (1997).

For å avgjøre hvilke ligninger som brukes, vurderer man flomregimet i det aktuelle feltet. Dersom man har tilgang til måleserier fra sammenlignbare feltet i samme region kan man avgjøre når de største flommene har oppstått, se eksempel i figur 7.3.2.3.



Figur 7.3.2.3: Fordeling av største årlige vannføring for Øyungen i perioden 1916 - 2016.

Formler for vårfloregioner

V1	$\ln(q_M) = 0,2722 \ln(S_T) - 0,1406 \ln(A_{SE}) + 0,1006 \ln(A_{SF}) + 0,6172 \ln(q_N) + 2,11$	Lign. 7.3.2.1
V2	$\ln(q_M) = 0,0930 \ln(S_T) - 0,0816 \ln(A_{SE}) + 0,0281 \ln(A_{SF}) + 0,5076 \ln(q_N) + 3,59$	Lign. 7.3.2.2
V3	$\ln(q_M) = 0,3066 \ln(S_T) - 0,0220 \ln(A_{SE}) + 0,0939 \ln(A_{SF}) + 0,3252 \ln(q_N) + 3,09$	Lign. 7.3.2.3
V4	$\ln(q_M) = 0,1848 \ln(S_T) - 0,0137 \ln(A_{SE}) + 0,0873 \ln(A_{SF}) + 0,5143 \ln(q_N) + 2,77$	Lign. 7.3.2.4

q_M	= Spesifikk middelflom [l/s km ²]
S_T	= Vassdragets gradient [m/km]
A_{SE}	= Effektiv sjøprosent [%]
A_{SF}	= Snaufjellprosent [%]
q_N	= Midlere spesifikk årsavrenning [l/s km ²]

Formler for høstfloregioner

H1	$\ln(q_M) = 1,2805 \ln(q_N) - 0,2267 \ln\left(\frac{A_F}{L_F}\right) - 0,0664 A_{SE} + 0,0053 (S_T) + 1,00$	Lign. 7.3.2.5
H2	$\ln(q_M) = 1,2910 \ln(q_N) - 0,1602 \ln\left(\frac{A_F}{L_F}\right) - 0,0508 A_{SE} + 0,0065 (S_T) + 0,65$	Lign. 7.3.2.6
H3	$\ln(q_M) = 1,2014 \ln(q_N) - 0,0819 \ln\left(\frac{A_F}{L_F}\right) - 0,0268 A_{SE} + 0,0013 (S_T) + 1,07$	Lign. 7.3.2.7

q_M	= Spesifikk middelflom [l/s km ²]
q_N	= Midlere spesifikk årsavrenning [l/s km ²]
A_F	= Nedbørfeltets areal [m/km]
L_F	= Feltaksens lengde [km]
A_{se}	= Effektiv sjøprosent [%]
S_T	= Vassdragets gradient [m/km]

Bre- og kystområder

$$\begin{aligned} \text{BRE} \quad \ln(q_M) &= 0,0119 q_N - 0,0848 A_{SE} - 0,0165 L_F + 5,81 && \text{Lign. 7.3.2.8} \\ \text{K1} \quad \ln(q_M) &= 1,5212 \ln(q_N) - 1,1516 \ln(P_N) - 0,0569 A_{SE} - 0,0093 L_F + 8,80 && \text{Lign. 7.3.2.9} \\ \text{K2} \quad \ln(q_M) &= 1,1524 \cdot \ln(q_N) - 0,0463 A_{SE} + 1,57 && \text{Lign. 7.3.2.10} \end{aligned}$$

q_M = Spesifikk middelflom [l/s km²]
 q_N = Midlere spesifikk årsavrenning [l/s km²]
 A_{se} = Effektiv sjøprosent [%]
 L_F = Feltaksens lengde [km]
 P_N = Årsmiddelnedbør [mm]

Dersom det finnes tilgjengelig data, anbefales det at FFA baseres på målinger av kulminasjonsvannføring. Man får da kulminasjonsvannføringen direkte fra Q_M og vekstfaktor/kurve. Når Q_M og Q_T er beregnet ut fra døgnerverdi må kulminasjonsvannføringen beregnes. Den kan anslås ved kjente forhold mellom kulminasjonsverdi og døgnermiddelverdi i sammenlignbare vassdrag.

Dersom det ikke finnes sammenlignbare vassdrag, kan forholdet anslås ved formler:

$$\text{Vårflom:} \quad \frac{Q_{\text{kulminasjon}}}{Q_{\text{døgn}}} = 1,72 - 0,17 \log A_F - 0,125 A_{SE}^{0,5} \quad \text{Lign. 7.3.2.11}$$

$$\text{Høstflom:} \quad \frac{Q_{\text{kulminasjon}}}{Q_{\text{døgn}}} = 2,29 - 0,29 \log A_F - 0,270 A_{SE}^{0,5} \quad \text{Lign. 7.3.2.12}$$

Merk at disse forholdstallene har stor usikkerhet for felt med stort feltareal og stor effektiv sjøprosent, se Midttømme et al. (2011).

Vekstfaktorer og vekstkurver

Vekstfaktorer for vårflomregionene er gitt i tabell 7.3.2.1.

Tabell 7.3.2.1: Vekstfaktorer for region V1, V2, V3 og V4.

	Q_5/Q_M	Q_{10}/Q_M	Q_{20}/Q_M	Q_{50}/Q_M	Q_{100}/Q_M	Q_{200}/Q_M	Q_{500}/Q_M	Q_{1000}/Q_M
V1	1,2	1,4	1,6	1,9	2,1	2,3	2,5	2,7
V2	1,2	1,4	1,5	1,7	1,9	2,0	2,2	2,3
V3	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,5
V4	1,3	1,5	1,8	2,1	2,3	2,6	2,9	3,1

Vekstfaktorer for høstflomregionene er gitt i tabell 7.3.2.2.

Tabell 7.3.2.2: Vekstfaktorer for region H1, H2 og H3.

	Q_5/Q_M	Q_{10}/Q_M	Q_{20}/Q_M	Q_{50}/Q_M	Q_{100}/Q_M	Q_{200}/Q_M	Q_{500}/Q_M	Q_{1000}/Q_M
H1	1,3	1,6	1,8	2,2	2,5	2,8	3,2	3,5
H2	1,3	1,6	2,0	2,4	2,7	3,0	3,6	3,9
H3	1,3	1,7	2,0	2,6	3,0	3,4	4,2	4,7

Vekstfaktorer for bre- og kystflomregionene er gitt i tabell 7.3.2.3.

Tabell 7.3.2.3: Vekstfaktorer for region BRE, K1 og K2.

	Q_5/Q_M	Q_{10}/Q_M	Q_{20}/Q_M	Q_{50}/Q_M	Q_{100}/Q_M	Q_{200}/Q_M	Q_{500}/Q_M	Q_{1000}/Q_M
BRE	1,2	1,4	1,6	1,9	2,1	2,3	2,5	2,7
K1	1,2	1,4	1,6	1,9	2,1	2,3	2,5	2,7
K2	12,	1,4	1,7	2,0	2,2	2,4	2,7	3,0

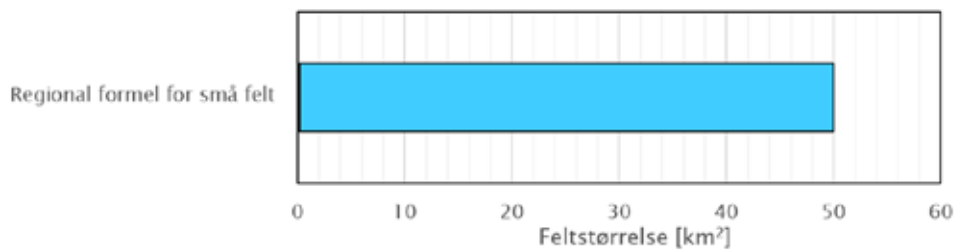
Påslag for regionale flomformler

Etter kap. 404.2 i håndbok N200 stilles det krav til påslag ved bruk av regionale flomformler for beregning av dimensjonerende vannføring ($Q_{dim,T}$).

7.4 Nasjonalt formelverk for små nedbørfelt

Nasjonalt formelverk for små nedbørfelt beregner kulminasjonsverdi for middelflom (Q_M) og vannføringer av høyere returperioder (Q_T) for små uregulerte felt ($A_F < 50 \text{ km}^2$). Metoden er innarbeidet i NEVINA og er derfor enkel i bruk for hovedvassdrag. For mer detaljert informasjon om formelverket, se Glad et al. (2015) og Stenius et al. (2014).

7.4.1 Metodens gyldighet og usikkerhet



Figur 7.4.1.1: Gyldige feltarealer for regional formel for små felt.

Usikkerheten ved bruk av formelverket er i stor grad knyttet til middelflommen, og øker med økende returperiode. For returperiode over 100 år er usikkerheten anslått til $0,5 - 2,0 \times Q_M$. Metoden er gyldig for følgende feltparametere:

- Feltareal: $0,2 - 53,0 \text{ km}^2$ (se figur 7.4.1.1)
- Middellavrenning: $9 - 163 \text{ l/s/km}^2$
- Effektiv sjøprosent: $0 - 21 \%$

Det anbefales å benytte metoden med stor forsiktighet utenfor gyldighetsområdet siden det medfører økt usikkerhet, se figur 7.4.1.1. Det er betydelig usikkerhet knyttet til middellavrenningen (q_N). Det anbefales derfor å alltid kalibrere middellavrenningen mot tilgjengelig data fra det aktuelle vassdraget eller data fra sammenlignbare felt.

7.4.2 Beregningsmetode

Metoden beregner middelflom og vekstkurve med en felles ligning for hele landet, og beregnes ut fra middelflom (Q_M), middelavrenning (q_N) og effektiv sjøprosent (A_{SE}):

$$Q_M = 18,97 Q_N^{0,864} e^{-[0,251\sqrt{A_{SE}}]} \quad \text{Lign. 7.4.2.1}$$

- Q_M = Middelflom [m^3/s]
 Q_N = Nedbørfeltets middelvannføring [m^3/s]
 A_{SE} = Effektiv sjøprosent [%]

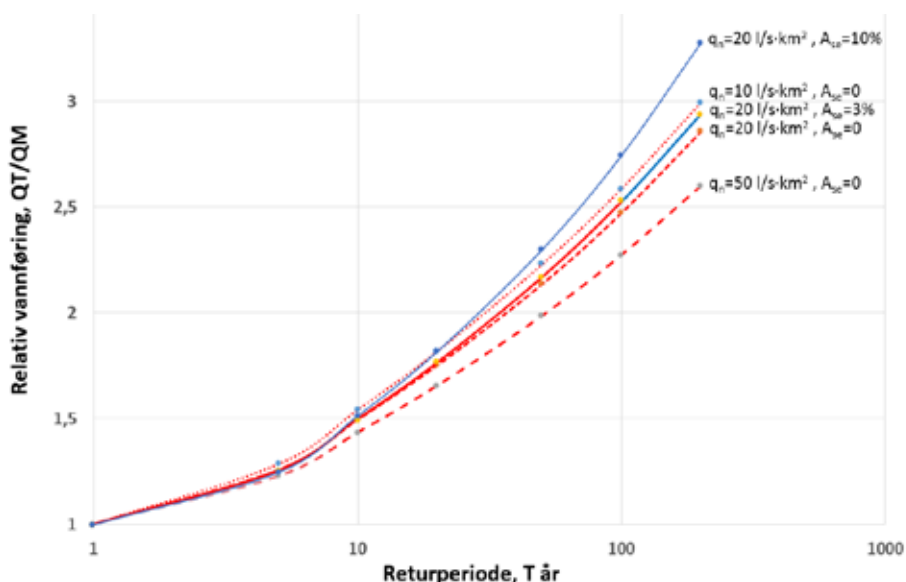
Vekstfaktoren gir forholdet mellom middelflom og flommer med større returperiode, og kan finnes ved:

$$\frac{Q_T}{Q_M} = 1 + 0,308 q_N^{-0,137} \frac{\Gamma(1+k) \Gamma(1-k) - (T-1)^{-k}}{k} \quad \text{Lign. 7.4.2.2}$$

$$k = -1 + \frac{2}{1 + e^{0,391 + 1,54 \cdot \frac{A_{SE}}{100}}} \quad \text{Lign. 7.4.2.3}$$

- Q_T = Flom ved returperiode T [m^3/s]
 Q_M = Middelflom [m^3/s]
 q_N = Middelavrenningen (1961 – 1990) [$l/s/km^2$]
 Γ = Gammafunksjonen
 T = Returperiode [år]
 A_{SE} = Effektiv sjøprosent [%]

Den regionale vekstkurven er vurdert som robust og anbefales som et førstevalg ved frekvensanalyse. Figur 7.4.2.1 viser eksempler på vekstkurver for forskjellige feltegenskaper. Det anbefales å sammenligne vekstkurven med vekstkurven fra én eller flere sammenlignbare felt.



Figur 7.4.2.1: Vekstkurver som funksjon av q_N og A_{SE} .

Påslag for nasjonalt formelverk for små nedbørfelt

Etter kap. 404.2 i håndbok N200 stilles det krav til påslag ved bruk av nasjonalt formelverk for små nedbørfelt for beregning av dimensjonerende vannføring ($Q_{dim,T}$).

7.5 Vannføringsberegning for fiskepassasjer

For fiskepassasjer stilles det funksjonskrav til *normalsituasjonen* definert ut fra Q_{10} og Q_{90} . Q_x vil si at X prosent av målingene er større enn Q_x . Disse verdiene bestemmes ut fra en varighetskurve for det aktuelle feltet eller et sammenlignbart felt, se eksempel i figur 7.5.1. Varighetskurven baseres på døgnmålinger for referansefeltet, og gir forholdet mellom vannføring (Q) og sannsynligheten for overskridelse (P):

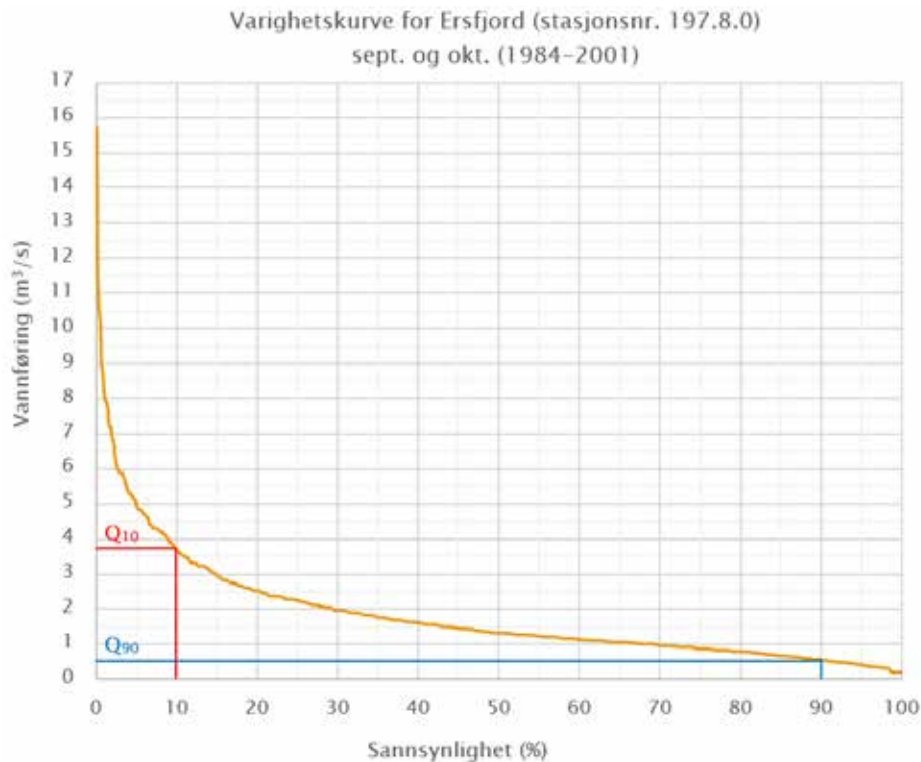
$$P = \frac{n_Q}{N} * 100 \quad \text{Lign. 7.5.1}$$

P = Sannsynlighet for at vannføring lik Q eller større inntreffer [%]

n_Q = Antall målinger i serien som er større eller lik Q [-]

N = Totalt antall målinger i serien [-]

For å redusere størrelsen på datasettet og øke presisjonen i beregningen anbefales å velge målinger for månedene der fiskeoppgangen foregår i det aktuelle vassdraget. Q_{10} og Q_{90} for referansefeltet kan så leses av, se eksempel i figur 7.5.1.



Figur 7.5.1: Eksempel på varighetskurve fra Ersfjord (stasjonsnr. 197.8.0).

Dersom man har målinger i det aktuelle felte kan disse brukes direkte. Dersom man har målinger i et sammenlignbart felt, må Q_x justeres med en korreksjonsfaktor (S):

$$Q_{x,\text{felt}} = S * Q_{x,\text{ref}} \quad \text{Lign. 7.5.2}$$

$Q_{x,\text{felt}}$ = Vannføring for persentil X for det aktuelle nedbørfeltet [m³/s]

$Q_{x,\text{ref}}$ = Vannføring for persentil X for et sammenlignbart referansefelt [m³/s]

S = Korreksjonsfaktor [-]

Korreksjonsfaktoren S justerer for forskjeller i middelavrenning og feltareal mellom det aktuelle feltet og referansefeltet:

$$S = \frac{q_{N,F} \times A_F}{q_{N,ref} \times A_{F,ref}} \quad \text{Lign. 7.5.3}$$

S = Korreksjonsfaktor [-]

$q_{N,F}$ = Middelavrenning for det aktuelle nedbørfeltet [l/s km²]

A_F = Areal for et aktuelle nedbørfeltet [km²]

$q_{N,ref}$ = Middelavrenning for referansefeltet [l/s km²]

$A_{F,ref}$ = Areal for referansefeltet [km²]

For mer om sammenlignbarhet av nedbørfelt, se kap. 6.1.4.

8 Nedbør-avsløpsmetoder

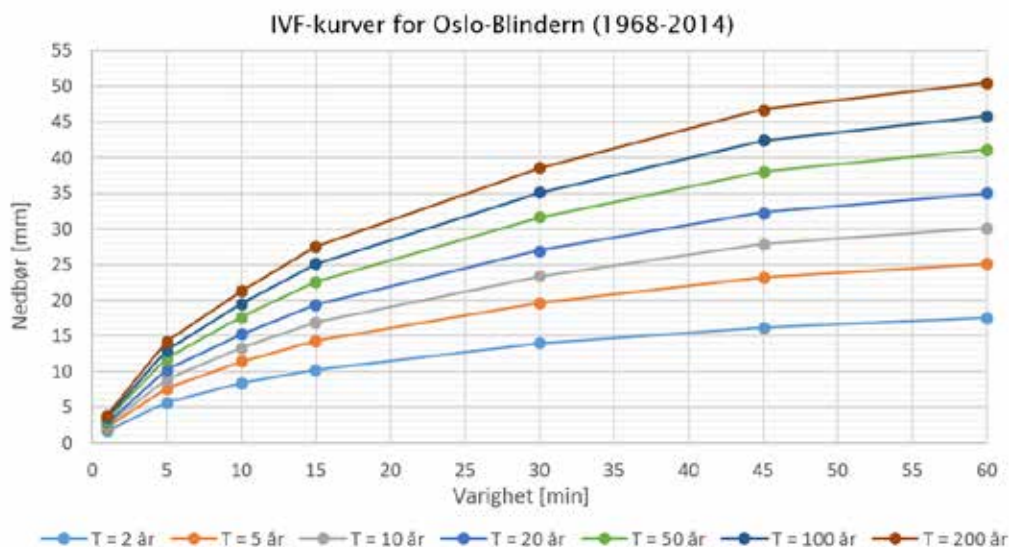
Nedbør-avsløpsmetoder beskriver en sammenheng mellom nedbørforløpet og flomforløpet i et nedbørfelt. Ved å kalibrere modellene til målte eller estimerte verdier i nedbørfelt, beregner metodene flomvannføring (Q_T) for en gitt returperiode T .

8.1 Datagrunnlag

Datagrunnlaget i nedbør-avsløpsmodeller er nedbørmålinger. På grunn av store regionale forskjeller er det viktig å basere flomberegninger på data fra det aktuelle geografiske området. For praktiske formål bruker man statistiske verdier fra stasjoner, regionale verdier eller kart som viser intensitet for forskjellige varigheter av nedbør. Nedbørdata er tilgjengelig gjennom www.klimaservicesenter.no og www.eklima.no. Mer detaljert informasjon om meteorologiske data finnes i Stenius et al. (2014).

8.1.1 IVF-kurver for målestasjoner

IVF står for Intensitet, Varighet og Frekvens. IVF-kurvene viser hvor mye nedbør som statistisk faller innenfor en gitt varighet og returperiode. Figur 8.1.1.1 viser et eksempel fra målestasjonen Oslo-Blindern.



Figur 8.1.1.1: IVF-kurve for Oslo-Blindern (1968 - 2014).

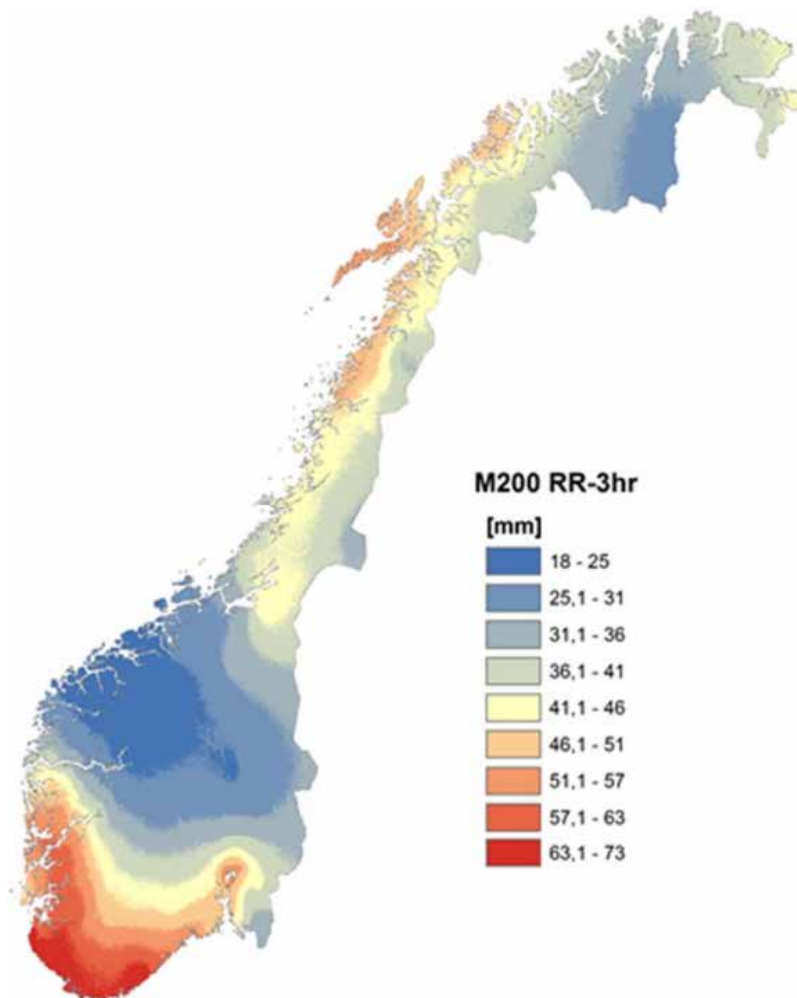
8.1.2 Regionale IVF-verdier

For å unngå lite representative målinger fra én stasjon kan man benytte regionale IVF-verdier. Kurvene gjelder for større regioner, der man har samlet stasjoner som viser relativt like nedbørtrender. IVF-statistikken er kvalitetssikret, men dersom man bruker annen statistikk fra Meteorologisk institutt eller andre kilder anbefales det å gjøre en egen kvalitetskontroll. Regionale IVF-kurver er gitt i vedlegg A.

8.1.3 IVF-kart

I tillegg til enkeltstasjoner og regionale kurver finnes det IVF-kart som gir geografisk fordeling av nedbørverdier for forskjellige varigheter og returperioder, se eksempel i figur 8.1.3.1. Kartene angir nedbørintensitet for hele Norge med oppløsning på 1 x 1 km. Fordi kartet dekker store områder vil det

være lokale variasjoner som ikke er fanget opp, og usikkerheten er størst i områder der stasjonstettheten er lav (Førland et al., 2015). I tillegg til IVF-kartene finnes det kurver som angir nedbør som en andel av times- og døggnedbør for kortere varigheter. Disse kan brukes der man mangler verdier for korte varigheter. IVF-kurver og kart er gitt i vedlegg A.



Figur 8.1.3.1: Nedbørkart for tretimersnedbør med returperiode $T = 200$ år (Førland et al., 2015).

8.1.4 Snøsmelting

Snøsmelting kan bidra til store flommer i felt med kombinasjonsflomregime. For områder der de største flommene er påvirket av snøsmelting, anbefales det at flomberegninger basert på nedbør-avløpsmodeller tar hensyn til bidrag fra både nedbør og snøsmelting. Snøsmeltingen legges da inn som et ekstra bidrag i tillegg til nedbøren. For mer om dette, se Midttømme et al. (2011).

8.1.5 Usikkerhet i meteorologiske målinger

Ved bruk av nedbørdata er det viktig å være klar over usikkerheten i målingene. Nedbørmålinger er basert på målinger på ett punkt, mens nedbøren vil variere over et større areal. Det er dermed ikke sikkert at punktmålingen viser den største intensiteten for en nedbørhendelse. I tillegg kan det være forskjellige grunner til at selve måleutstyret ikke måler nedbøren presist.

I veggammenheng er man som regel interessert i returperioder fra 50 til 200 år. Hvis en måleserie er kortere enn returperioden må man ekstrapolere verdiene for nedbørintensitet etter en antatt fordeling.

Denne ekstrapoleringen øker usikkerheten. Forholdet mellom målte verdier og returperioder endrer seg også over tid ettersom nye målinger finner sted. Dersom det f.eks. måles noen få store verdier over kort tid, så vil fordelingen endre seg slik at verdien for en gitt returperiode øker.

8.1.6 Valg av nedbørverdier for varighet $t \geq 24$ timer

For varigheter fra 24 timer og oppover er datagrunnlaget ganske stort, og anbefalt fremgangsmåte er som følger:

- 1 Bruk IVF-kart for å finne et første estimat for aktuell varighet og returperiode.
- 2 Sammenlign estimatet fra IVF-kartet mot IVF-kurver for nærliggende stasjoner, og bestem en dimensjonerende døgnerverdi. Bruk de høyeste observerte verdiene fra de respektive målestasjoner til å vurdere den dimensjonerende nedbørverdien. Eksempelvis kan det være grunn til mistanke om for lav verdi om en med totalt 120 år med data har observert fem hendelser med returperiode på over 200 år.
- 3 Når endelig verdi er valgt, legg til 13 % for å justere påregnelig verdi fra kalenderdøgn til vilkårlige 24-timer.

Vedlegg A inneholder IVF-kart og –kurver.

8.1.7 Valg av nedbørverdier for varighet $t < 24$ timer

For varigheter kortere enn 24 timer foreligger det i dag et begrenset datagrunnlag. Når vi bruker IVF-kart og regionale kurver er usikkerheten derfor større i områder med lav stasjonstetthet. Det anbefales derfor å bruke all tilgjengelig informasjon:

- 1 Undersøk om det finnes nærliggende målestasjoner i området. Dersom det finnes IVF-statistikk fra nærliggende målestasjoner, anbefales det å benytte disse estimatene som utgangspunkt. Dersom det ikke finnes nærliggende stasjoner anbefales det å finne estimatet fra IVF-kartet for 24-timers nedbør, og kurvene for prosentvis andel av 24-timers nedbør.
- 2 Kontroller om estimatet virker representativt ut fra IVF-verdiene for andre stasjoner i regionen. Kontroller også at 200-års verdiene for 1 og 3 timers varighet passer inn i mønsteret.
- 3 Sammenlign denne verdien med de regionale IVF- kurvene fra den aktuelle regionen, og bestem så en dimensjonerende verdi. Sjekk deretter om det foreligger observasjoner fra området som tyder på at den dimensjonerende verdien ikke er representativ for samme varighet og returperiode.
- 4 Regn ut hva den dimensjonerende nedbøren tilsvarer i timesnedbør, og kontroller verdien mot IVF-kart for timesnedbør med returperiode $T = 200$ år. Dersom verdien er høyere er estimatet muligens for høyt. I områder med veldig høye døgnerverdier, eksempelvis Vestlandet og kysten av Nordland, vil bruk av prosentvis andel døgnernedbør kunne gi urealistisk høye verdier. I slike situasjoner anbefales det å anvende verdien fra IVF-kart for timesnedbør med returperiode $T = 200$ år, og eventuelt å ta kontakt med Meteorologisk Institutt for ytterligere veiledning.
- 5 Videre kan IVF-kartet for varighet på 24 timer og returperiode $T = 200$ år anvendes for å konstruere resten av nedbørforløpet. For områder som har veldig høy døgnernedbør eksempelvis Vestlandet og kysten av Nordland anbefales det generelt å bruke et noe slakere nedbørforløp, mens det i områder med svært høye timesverdier (eksempelvis Sør- og Sørøstlandet) anbefales et spissere forløp.

Vedlegg A inneholder IVF-kart, –kurver og geografisk oversikt over stasjoner.

8.2 Konsentrasjonstid

Konsentrasjonstiden er tiden det tar for vannet å bevege seg fra det fjerneste punktet i feltet til utløpet (Andersen et al., 1983). Det finnes forskjellige metoder for å beregne konsentrasjonstiden for nedbørfelt med forskjellige feltegenskaper. Hver metode baserer seg på forskjellige antagelser, og det anbefales å benytte metode(n) som passer best for det aktuelle feltet.

8.2.1 Schall et al. (2008)

Schall et al. (2008) beskriver en formel der man antar diffus avrenning over en overflate:

$$t_k = 6,9 \times \frac{L_F^{0,6}}{M^{0,6} i^{0,4} l^{0,3}} \quad \text{Lign. 8.2.1.1}$$

- t_k = Konsentrasjonstid [min]
- i = Nedbørintensitet [mm/t]
- M = Manningstall [$m^{1/3}/s$]
- L_F = Feltlengde [m]
- l = Helning [m/m]

Denne metoden løses iterativt med bruk av IVF-kurver, og gir både t_k og i . Den er best tilpasset små felt med feltlengde $L_F < 100$ m, der vannet i liten grad samler seg før utløpet. Metoden kan også kombineres med beregning av kanalstrømming i deler av feltet. Anbefalte Manningstall er gitt i vedlegg E.

8.2.2 Berg et al. (1992) – naturlige felt

Berg et al. (1992) angir følgende metode for å beregne konsentrasjonstid for naturlige felt:

$$t_k = 0.6 \times L_F \times \Delta h^{-0,5} + 3000 \times A_{SE} \quad \text{Lign. 8.2.2.1}$$

- t_k = Konsentrasjontiden [minutt]
- L_F = Feltlengde [m]
- Δh = Høydeforskjellen i feltet [m]
- A_{SE} = Effektiv sjøprosent [-]

Metoden er gyldig for naturlige felt med areal < 2 km² og effektiv sjøprosent $A_{se} < 1\%$. For felt med effektiv sjøprosent $> 1\%$ anbefales det å bruke metoden for hver enkelt innsjø, steg for steg, ned til utløpet. Merk at i lign. 8.2.2.1 så er effektiv sjøprosent angitt som andel og ikke i prosent ($0 < A_{se} < 1$).

8.2.3 Berg et al. (1992) – urbane felt

Berg et al. (1992) angir følgende metode for å beregne konsentrasjonstid for urbane felt:

$$t_k = 0,02 \times L_F^{1,15} \times \Delta h^{-0,39} \quad \text{Lign. 8.2.3.1}$$

- t_k = Konsentrasjonstid [minutt]
- L_F = Feltlengden [m]
- Δh = Høydeforskjellen i feltet [m]

Metoden er gyldig for felt med areal < 2 km² og effektiv sjøprosent $A_{SE} < 1\%$ med høy andel tette flater. Metoden tar ikke hensyn til forskjellige overflater eller fordøyningseffekter i feltet.

8.2.4 Den pragmatiske metoden

Den pragmatiske metoden tar utgangspunkt i at den gjennomsnittlige vannhastigheten gjennom feltet er 1 – 2 m/s (Midttømme et al., 2011):

$$t_{k,prag} = \frac{L_F}{v} \quad \text{Lign. 8.2.4.1}$$

- t_k = Konsentrasjonstid [time]
- L_F = Feltlengden [km]
- v = Gjennomsnittlig vannhastighet (3,6–7,2) [km/t]

For felt med effektiv sjøprosent < 1 % kan metoden brukes for feltet som helhet. For felt med effektiv sjøprosent > 1 % anbefales det å bruke metoden for hver enkelt innsjø, steg for steg, ned til utløpet.

8.2.5 Norem et al. (2015)

I Norem et al. (2015) presenteres en metode for å anslå konsentrasjonstid basert på feltets lengde, høydeforskjell og overflatetype:

$$t_k = K \times L_F \times \Delta h^{-0,5} \quad \text{Lign. 8.2.5.1}$$

- t_k = Konsentrasjonstid [min]
- K = Koeffisient for terreng (se tabell 8.2.5.1) [min/m^{0,5}]
- L_F = Nedbørfeltets lengde [m]
- Δh = Høydeforskjell i feltet [m]

Metoden ligner på metoden fra Berg et al. (1992), og tar hensyn til forskjellige overflater i feltet, men tar ikke hensyn til fordrøynings effekter. Den er derfor best tilpasset felt der $A_{se} = 0$. Anbefalte verdier for K er gitt i tabell 8.2.5.1.

Tabell 8.2.5.1: K-verdier, etter Norem (2015).

Overflate	K-verdi
Tett skog	0,60
Høy vegetasjon og busker	0,40
Plen og kort gress	0,25
Bart berg	0,12
Asfalt og betong	0,08

8.3 Den rasjonelle metoden

Den rasjonelle metoden er en enkel nedbør-avløpsmodell, som er mye brukt for små nedbørfelt. Metoden er enkel i bruk, men inneholder store usikkerheter, og krever derfor forsiktighet ved bruk.

8.3.1 Metodens gyldighet og usikkerhet

Metoden er utviklet for å beregne avrenning i små, bratte felt med en stor andel tette flater. Anbefalte bruksområder i litteraturen er opp til 0,5 km², men tradisjonelt har metoden blitt benyttet for større felt. Etter krav i håndbok N200 skal metoden ikke benyttes for felt med feltareal over 2 km², se figur 8.3.1.1. Metoden krever at man bruker konsentrasjonstider som er tilpasset feltegenskapene, og det anbefales å sammenligne med andre metoder.



Figur 8.3.1.1: Gyldige feltarealer for den rasjonelle metoden.

Metoden baserer seg på følgende antagelser (Norem et al., 2015):

- Avrenningen fra feltet skjer i hovedsak som diffus avrenning
- Andel av vann som renner som overvann i forhold til nedbørmengden er konstant i beregningsperioden
- Under dimensjonerende nedbørperioden er det samme nedbørintensitet i hele feltet
- Maksimal vannføring skjer når vannet øverst i nedbørfeltet når fram til utløpet ($t = t_k$)
- Andelen av åpent vann i feltet er liten i forhold til totalarealet

8.3.2 Beregningsmetode

Den rasjonelle metoden beregner vannføring (Q_T) for en gitt returperiode T som følger:

$$Q_T = C_T * i_T * A_F \quad \text{Lign. 8.3.2.1}$$

- Q_T = Vannføring med returperiode T [l/s]
- C_T = Avrenningsfaktor ved flom med returperiode T [-]
- i_T = Nedbørintensitet med returperiode T [l/s ha]
- A_F = Feltareal [ha]

Avrenningsfaktor C_T

Avrenningen Q_T avhenger både av nedbøren og initialtilstanden i nedbørfeltet. Man antar da at større og sjeldnere forekommende flommer oppstår når det er ugunstige forhold i feltet. Dette gjøres med en korreksjonsfaktor F_c :

$$C_T = C_m * F_c \quad \text{Lign. 8.3.2.2}$$

- C_T = Dimensjonerende avrenningsfaktor for returperiode T [-]
- C_m = Midlere avrenningsfaktor for nedbørfeltet [-]
- F_c = Korreksjonsfaktor for returperiode T [-]

F_c velges fra tabell 8.3.2.1. Det anbefales at C_T ikke settes høyere enn maksimalt 0,95.

Tabell 8.3.2.1: Korreksjonsfaktor for returperiode $T > 10$ år, etter Berg et al. (1992).

Returperiode T [år]	Korreksjonsfaktor F_c
<10	1,00
10 – 25	1,10
25 – 50	1,20
50 – 100	1,25
100 – 200	1,30

I praksis vil nedbørfelt aldri være homogent. For praktiske formål bruker man derfor en vektet, gjennomsnittlig C-verdi for hele nedbørfeltet:

$$C_m = \frac{\sum(C_i * A_i)}{A_F} \quad \text{Lign. 8.3.2.3}$$

C_m = Midlere C-verdi for feltet [-]

C_i = C-verdi for delareal i [-]

A_i = Areal for delareal i [ha]

A_F = Totalt feltareal [ha]

Tabell 8.3.2.2 angir anbefalte C-verdier både for overordnede vurderinger av arealbruk og mer detaljerte vurderinger for overflater, bestemt ut fra helningen.

Tabell 8.3.2.2: Avrenningsfaktor for forskjellige overflater (Washington State Department of Transportation, 2017).

Overflate	Helning		
	< 2 %	2 – 10 %	> 10 %
Veg			
Asfaltert/brolagt vegoverflate (impermeabel)	0,90	0,90	0,90
Gruslagt vegoverflate (impermeabel)	0,85	0,85	0,85
Skulder - kompakterte løsmasser	0,50	0,50	0,50
Skulder - gress	0,25	0,25	0,25
Sideterreng/median – kompakterte løsmasser	0,60	0,60	0,60
Sideterreng/median – gress	0,30	0,30	0,30
Arealbruk - generell			
Lite tettbygd boligområde (< 750 boliger/km ²)	0,35	0,40	0,45
Moderat tettbygd boligområde (750 – 1500 boliger/km ²)	0,50	0,55	0,60
Svært tettbygd boligområde (> 1500 boliger/km ²)	0,70	0,75	0,80
Næringsområder i tettbygd strøk	0,80	0,85	0,85
Lite tettbygd industriområde	0,50	0,70	0,80
Svært tettbygd industriområde	0,60	0,80	0,90
Skogsområder	0,10	0,15	0,20
Åpne naturområder og dyrket mark	0,25	0,30	0,35
Arealbruk - detaljert			
Takoverflater (tett)	0,90	0,90	0,90
Gressplen og parkområder	0,17	0,22	0,35
Dyrket mark (leirig og siltig grunn)	0,50	0,55	0,60
Dyrket mark (sandig og grusig grunn)	0,25	0,30	0,35

Konsentrasjonstid

Konsentrasjonstiden beregnes ved én eller flere metoder etter kap. 8.2, tilpasset feltegenskapene i det aktuelle feltet.

Nedbørintensitet

Nedbørintensitet baseres på beste tilgjengelige datagrunnlag, se beskrivelse i kap. 8.1. For den rasjonelle metoden oppgis nedbørintensitet som [l/s ha]. Den rasjonelle metoden antar ikke et flomforløp, men beregner maksimal vannføring ved $t = t_k$.

Påslag for den rasjonelle metoden

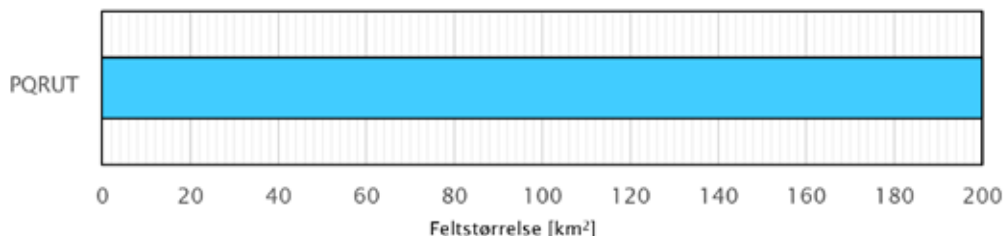
Etter kap. 404.2 i håndbok N200 stilles det krav til påslag ved bruk av den rasjonelle metoden for beregning av dimensjonerende vannføring ($Q_{dim,T}$).

8.4 PQRUT

Flommodellen i PQRUT er en nedbør-avløpsmodell utviklet til bruk i flomberegninger (Andersen et al., 1983).

8.4.1 Metodens gyldighet og usikkerhet

Modellen er kalibrert for felt med varierende feltegenskaper og respons, se figur 8.4.1.1. Likevel har feltarealet stor effekt på PQRUT. Sammenlignet med andre metoder underestimerer PQRUT beregnet vannføring for små felt og overestimerer for store felt. Metoden gir også lavere beregnet vannføring for felt med spesifikk middelvannføring over ca. 100 l/s km² (Stenius et al., 2014). Det anbefales derfor å benytte metoden med forsiktighet, og sammenligne med målinger fra sammenlignbare felt eller andre beregningsmetoder.



Figur 8.4.1.1: Gyldige feltstørrelser for PQRUT.

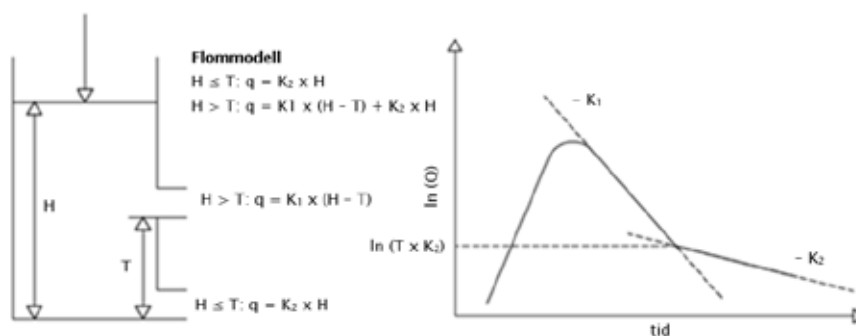
Metoden er gyldig innfor følgende parameterområder:

- Relieff-forhold, H_L : 1,7 – 72,0 m/km
- Effektiv sjøprosent, A_{SE} : 0 – 7,7 %
- Normalavrenning, q_N : 13 – 105 l/s·km²

Hvis det er store innsjøer i feltet ($A_{SE} > 10\%$) og/eller det er innsjøer med trange utløpsforhold anbefales det å beregne tilsigsflommen til hver innsjø stegvis langs vassdraget ned til utløpet.

8.4.2 Beregningsmetode

Flommodulen i PQRUT er en karmodell med to utløp i forskjellige høyder, se figur 8.4.2.1. Det øverste utløpet i karet har som funksjon å forsterke feltets beregnede avrenning når nivået i karet overstiger et terskelnivå (Midtømme et al., 2011).



Figur 8.4.2.1: Prinsippkisse av flommodellen i PQRUT og et simulert flomforløp (Andersen et al., 1983).

Modellen gir best resultat ved kalibrering av modellparameterne mot observerte flommer for det aktuelle vassdraget. Dersom det mangler målinger anbefales det å benytte ligning 8.4.2.1 – 8.4.2.3 for å finne PQRUT-parameterne ut fra feltegenskapene:

$$K_1 = 0.0135 + 0.00268 \times H_L - 0.01665 \times \ln A_{SE} \quad \text{Lign. 8.4.2.1}$$

$$K_2 = 0.009 + 0.21 \times K_1 - 0.00021 \times H_L \quad \text{Lign. 8.4.2.2}$$

$$T = -9.0 + 4.4 \cdot K_1 - 0,6 + 0,28 \times q_N \quad \text{Lign. 8.4.2.3}$$

K_1 = Tømmekonstant for øvre nivå [tid⁻¹]

K_2 = Tømmekonstant for nedre nivå [tid⁻¹]

T = Skille mellom øvre og nedre nivå [mm]

H_L = Relieff-forhold [m/km]

L_F = Feltaksens lengde [km]

A_{SE} = Effektiv innsjøprosent [%]

q_N = Midlere spesifikt årsavsløp [l/s·km²]

Det anbefales å ikke benytte lavere verdier for K_1 enn 0,007. For felt som har effektiv sjøprosent lik null, settes $A_{SE} = 0,001$.

Effekt av snøsmelting og initialtilstand

Det finnes i tillegg en snørutine som gjør det mulig å simulere sammensatte regn- og smelteflommer. Man legger da til snøsmeltingen som et tillegg til nedbørforløpet. For mer om snøsmelting, se Midttømme et al. (2011). For flomberegninger med PQRUT-metoden settes metning lik 100%, dvs. full metning uten tilbakeholdning av vann i feltet. For mer om effekt av initialtilstand, se Midttømme et al. (2011).

Nedbørvarighet og tidsskritt

For PQRUT må man bestemme et nedbørforløp som deles i tidsskritt. Det viktigste kriteriet for valg av disse parameterne for uregulerte felt er feltstørrelsen, se tabell 8.4.2.1. I små felt med liten flomdemping får man rask flomrespons, og tidsskrittene må derfor være korte. Hvis tidsstegene er for lange vil vannføringen underestimeres. For større felt med større flomdemping vil flomresponsen være mer langsom, og varigheten må være lengre, slik at man får med seg hele flomforløpet gjennom feltet. Det er da praktisk å bruke lengre tidssteg (Midttømme et al., 2011). Snøsmelteflommer vil også ha lengre varighet og tregere flomforløp enn regnflommer (Glad et al., 2015).

Tabell 8.4.2.1: Største anbefalte tidsskritt, etter Midttømme et al. (2011) og Glad et al. (2015).

Feltareal	Største anbefalte tidssteg
> 100 km ²	4 – 6 timer
50 – 100 km ²	2 – 3 timer
2 – 50 km ²	1 time
< 2 km ²	< 1 time

For konstruksjon av nedbørforløp er det vanlig å beregne nedbørverdier for forskjellige varigheter for den aktuelle returperioden og kombinere disse til ett flomforløp, se kap. 8.1. Det sikrer at den kombinasjonen av varighet og intensitet som gir størst avrenning fra feltet er inkludert i nedbørforløpet.

Det anbefales at nedbørforløpet settes til minst 24 timer, og legges symmetrisk om den største intensiteten hvis nedbørvarigheten er mindre eller lik to døgn. Dersom nedbørvarigheten er lengre enn to døgn anbefales det at den største intensiteten legges inn etter ca. en tredjedel av varigheten (Midttømme et al., 2011).

Konsentrasjonstid

Konsentrasjonstid beregnes med en eller flere metoder etter kap. 8.2 som passer med feltegenskapene for det aktuelle feltet.

Påslag for PQRUT

Etter kap. 404.2 i håndbok N200 stilles det krav til påslag ved bruk av PQRUT for beregning av dimensjonerende vannføring ($Q_{dim,T}$).

8.5 Middelregnmetoden

Middelregnmetoden benyttes for å dimensjonere vannrensetiltak. Middelregnet bestemmes ut fra målt nedbør, og defineres som middelveien (mm nedbør) av alle regnhendelser $> 0,4$ mm, der oppholdstiden til nærmeste regnhendelse er > 1 time. Siden det finnes relativt få stasjoner med gode måleserier for kortidsnedbør, anbefales det å benytte stasjoner med best mulig sammenlignbarhet, se pkt. 6.1.4.

9 Hydraulisk dimensjonering av vannhåndteringstiltak

Hydraulisk dimensjonering omfatter beregning av vannstrømning og effekten av hydrauliske tiltak med en valgt utforming. Dette kapitlet beskriver prinsipper, definisjoner og beregningsmetoder. Metodene er tilpasset praktisk dimensjonering. For grunnleggende strømningslære, utledninger og beregningseksempler henvises det til Fergus et al. (2010).

For hver type tiltak er bruksområder, beregningsmetode og antatt strømning beskrevet. Metodene som er beskrevet er valgt for å være fleksible i bruk, slik at det er mulig å tilpasse dem til forskjellige lokale forhold. Valg av løsning gir generelle anbefalinger for tilpasninger av tiltak til forskjellige forhold, og ikke konkrete beskrivelser av utførelse.

9.1 Hydrauliske begreper

For praktisk dimensjonering av hydrauliske tiltak benyttes det forenklinger og antagelser om vannets strømning (Schall et al., 2008). I det følgende er de grunnleggende prinsippene og antagelsene som brukes videre i dette kapitlet beskrevet.

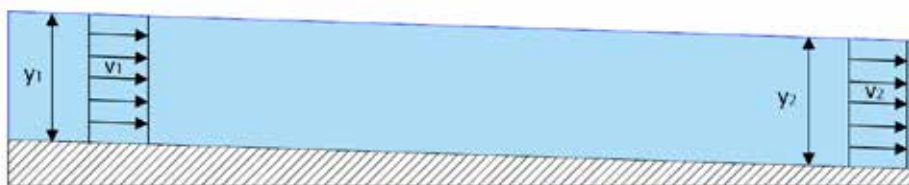
9.1.1 Stasjonær og ikke-stasjonær strømning

Stasjonær strømning beskriver strømning der vannføring, - hastighet og -dybde ikke endrer seg over tid. Motsatt kalles strømning som varierer over tid for ikke-stasjonær strømning. I praksis vil de fleste dimensjoneringsmetodene i denne veiledningen anta stasjonær strømning. Viktige unntak er fordrøyningsbassenger og infiltrasjonsbassenger, som antar ikke-stasjonær strømning se kap. 9.8 og 9.9.

9.1.2 Normalstrømning og varierende strømning

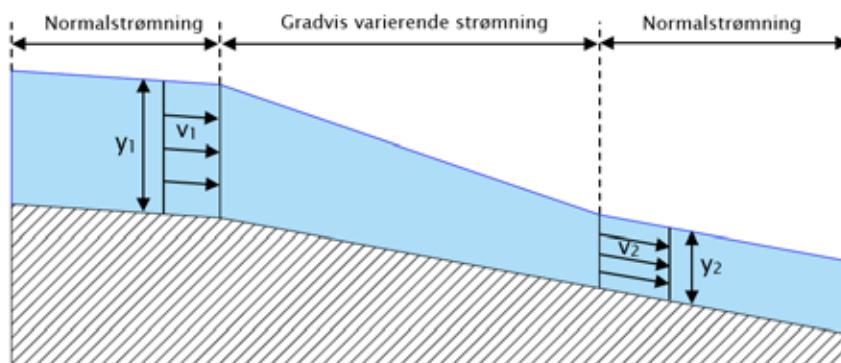
Strømning som ikke endrer seg langs strømningsretningen kalles *normalstrømning* eller *uniform strømning*. Strømning som varierer langs strømningsretningen kalles *varierende strømning*.

Normalstrømning er en likevektssituasjon som oppstår i lange vannveier med konstant helning, tverrsnitt og retning. I slike tilfeller beregnes hastighet og dybde langs hele vannveien ved å vurdere strømmingen i ett snitt. Ved normalstrømning vil vannlinjen være parallell med bunnhelningen, se figur 9.1.2.1.



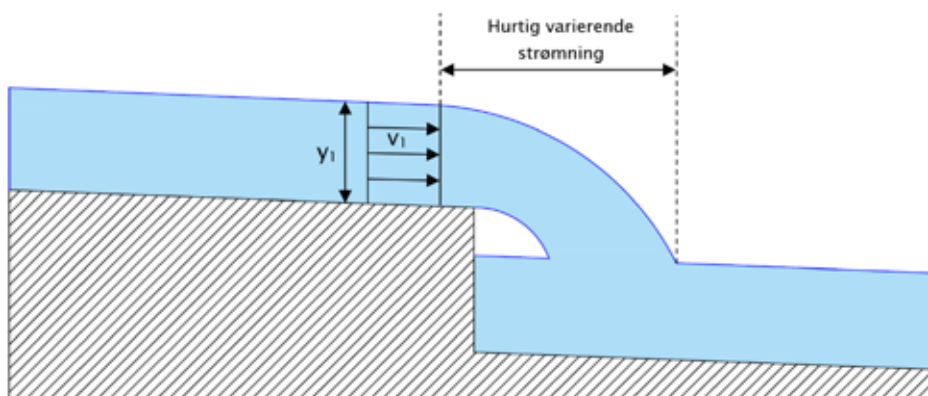
Figur 9.1.2.1: Normalstrømning.

Variierende strømning oppstår langs vannveier der helningen, tverrsnittet og/eller retningen endrer seg. Vi skiller mellom gradvis varierende strømning og hurtig varierende strømning. Gradvis varierende strømning gir gradvis endring av strømmingen over en lengre strekning. Denne strømningstypen karakteriseres av beskjedne energitap og endring i vannhastighet og -dybde. Det skjer der helningen eller bredden endrer seg gradvis i strømningsretningen. Ved gradvis varierende strømning beregnes strømmingen stegvis langs vannveien, og vannlinjens helning vil være forskjellig fra bunnhelningen, se figur 9.1.2.2.



Figur 9.1.2.2: Gradvis varierende strømning.

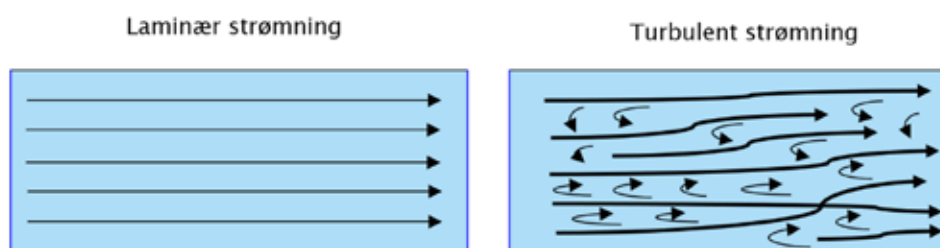
Hurtig varierende strømning oppstår der strømmingen går gjennom et kritisk snitt, se beskrivelse i kap. 9.1.5. Det skjer der det oppstår vannstandssprang eller ved overløpsstrømning, se figur 9.1.2.3. Ved hurtig varierende strømning beregnes strømmingen i snitt oppstrøms og/eller nedstrøms for den hurtig varierende strømning med egne formler. Vannlinjen vil ha stor krumning og endrer seg raskt i strømningsretningen.



Figur 9.1.2.3: Hurtig varierende strømning.

9.1.3 Laminær og turbulent strømning

Laminær strømning vil si at vannpartiklene beveger seg parallelt i strømningsretningen i relativt jevn hastighet. Turbulent strømning vil si at vannpartiklene beveger seg mer kaotisk med varierende hastighet i andre retninger enn strømningsretningen, se figur 9.1.3.1.



Figur 9.1.3.1: Strømningslinjer ved laminær og turbulent strømning.

I praksis vil nesten all frispelstrømning være turbulent, og denne antagelsen ligger inne i beregningsmetodene. Merk likevel at dersom det oppstår ustabile strømningstilfeller der vann dybde og vannhastighet ikke er tydelig definert, så vil det medføre betydelig usikkerhet i beregningene.

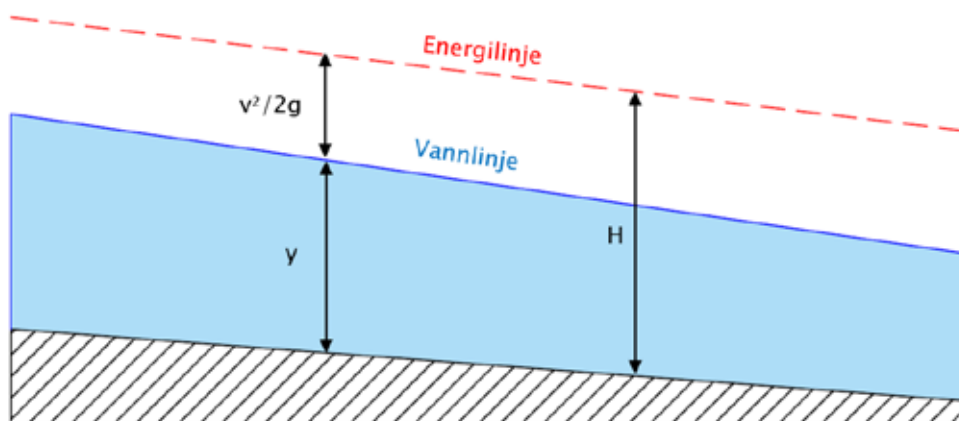
9.1.4 Vannets energihøyde

Praktisk dimensjonering tar i hovedsak utgangspunkt i vannets energihøyde. Vannet har potensiell energi i form av vanndybde og høyde i terrenget, og kinetisk energi i form av vannhastigheten:

$$H = z + y + \frac{v^2}{2g} \quad \text{Lign. 9.1.4.1}$$

- H = Vannets energihøyde [m]
- z = Stedshøyde ved bunn [m]
- y = Vanndybde [m]
- v = Vannhastighet [m/s]
- g = Tyngdeakselerasjon (9,81) [m/s²]

Mange av beregningsmetodene i denne veiledningen tar utgangspunkt i energihøyden (H) og kan derfor enkelt tilpasses forskjellige strømningshastigheter med lign. 9.1.4.1. For rolige strømningsforhold er det vanlig å konservativt anta null hastighet, slik at energihøyden tilsvarer vanndybden. For mer om vannets energi, se Norem et al. (2015) og Fergus et al. (2010). Figur 9.1.4.1 viser vannlinjen som en blå heltrukket linje, og energilinen som en rød, stiplet linje. Det går igjen i alle prinsippkissene i denne veiledningen.



Figur 9.1.4.1: Vannlinje og energilinde.

9.1.5 Strømningsregimer

Strømningsregimer er et grunnleggende hydraulisk prinsipp og mange beregningsmetoder er kun gyldig for et gitt strømningsregime. Vi skiller mellom tre strømningsregimer: overkritisk, underkritisk og kritisk. Strømningsregimet bestemmes ved å beregne det dimensjonsløse Froudetallet (Fr), gitt som forholdet mellom strømningshastighet og bølgehastighet:

$$Fr = \frac{v}{c} = \frac{v}{\sqrt{gy}} \quad \text{Lign. 9.1.5.1}$$

- Fr = Froudetall [-]
- v = Vannhastighet [m/s]
- c = Bølgehastighet i grunt vann [m/s]
- g = Tyngdeakselerasjon [m/s²]
- y = Hydraulisk vanndybde [m]

Ved $Fr > 1$ er strømmingen overkritisk. Strømmingen kjennetegnes ved liten vanndybde og stor vannhastighet. Overkritisk strømming oppstår gjerne der man har stor helning, liten ruhet og lav vannstand nedstrøms. Fordi strømningshastigheten er større enn bølgehastigheten vil kun oppstrøms

forhold påvirke strømmingen. Det gjelder f.eks. for kulverter med innløpskontroll, se kap. 9.3 og overløpsstrømning, se kap. 9.4.

Ved $Fr < 1$ er strømmingen underkritisk. Strømmingen kjennetegnes ved stor vanndybde og liten vannhastighet. Underkritisk strømning oppstår der man har liten helning, stor ruhet eller høy vannstand nedstrøms. Fordi strømningshastigheten er mindre enn bølgehastigheten vil kun nedstrøms forhold påvirke strømmingen. Det gjelder f.eks. for kulverter med utløpskontroll, se kap. 9.3.

Ved $Fr = 1$ er strømmingen kritisk. Det er en overgangsform mellom over- og underkritisk strømning som karakteriserer to viktige strømningsformer. I overgangen fra overkritisk til underkritisk strømning oppstår det hydrauliske sprang. Det gir en stående bølge, med rask økning i vanndybde og reduksjon i hastighet, som gir et betydelig energitap. Denne overgangen utnyttes i energidrepere, se kap. 9.10. I overgangen fra underkritisk til overkritisk strømning oppstår det overløpsstrømning. Det gjelder f.eks. over en terskel der vanndybden synker i nedstrøms retning samtidig som vannet akselererer, se kap. 9.4.

9.1.6 Usikkerhet i hydrauliske beregninger

Den største usikkerheten i hydrauliske beregninger er generelt knyttet til den dimensjonerende vannføringen. For mer om usikkerhet innenfor hydrologi, se kap. 7.1 og 8.1. Samtidig er hydrauliske beregningsmetoder basert på antagelser om vannstrømmingen, og en betydelig kilde til usikkerhet vil derfor være samsvar mellom antatt strømning og faktiske forhold i felt.

For å håndtere usikkerheten i hydrauliske beregninger anbefales det å gjøre en overordnet parametervurdering og å unngå løsninger som ligger nær overgangen mellom forskjellige strømningsregimer. Det anbefales også å velge parametere som er representative for tiltakenes tilstand over levetiden, som omfatter delvis gjentetting av transporterte masser, endret helning, endret ruhet og skader på tiltak og overflatene som er i kontakt med vannet.

9.2 Åpne vannveier – kanaler, nedføringsrenner og grøfter

Åpne vannveier leder vann i helningsretningen, og brukes her som et samlebegrep for både naturlige vannveier i terrenget og menneskeskapt tiltak for vannhåndtering.

Krav til åpne vannveier i håndbok N200:

- Dimensjonering - kap. 405.33
- Utforming – kap. 406 og kap. 41

9.2.1 Bruksområde

Åpne vannveier brukes for å samle og lede vann. Man skiller mellom forskjellige typer grøfter ut fra bruksområde. Sidegrøfter samler vann fra vegen og leder det til andre tiltak som nedføringsrenner eller stikkrenner. Nedføringsrenner brukes for å lede vann kontrollert i vegens sideterreng. Avskjæringsgrøfter (terrenggrøfter) brukes for å samle diffus avrenning i vegens sideterreng.

9.2.2 Beregningsmetode og antatt strømning

Strømning i vannveier beregnes ofte med Mannings formel, enten for hånd, i regneark eller med hydraulisk programvare. Mannings formel antar stasjonær, uniform strømning, og er derfor tilpasset lange vannveier med jevn helning. Der tverrsnitt og helning varierer kreves det en stegvis vannlinjeberegning som tar hensyn til variasjoner i strømmingen, se vedlegg H.

Mannings formel

Mannings formel beregner vannhastigheten ut fra ruhet, hydraulisk radius og helning. Ut fra dette beregnes vannhastighet og vannføring:

$$v = MR^{2/3}I^{0.5} \quad \text{Lign. 9.2.2.1}$$

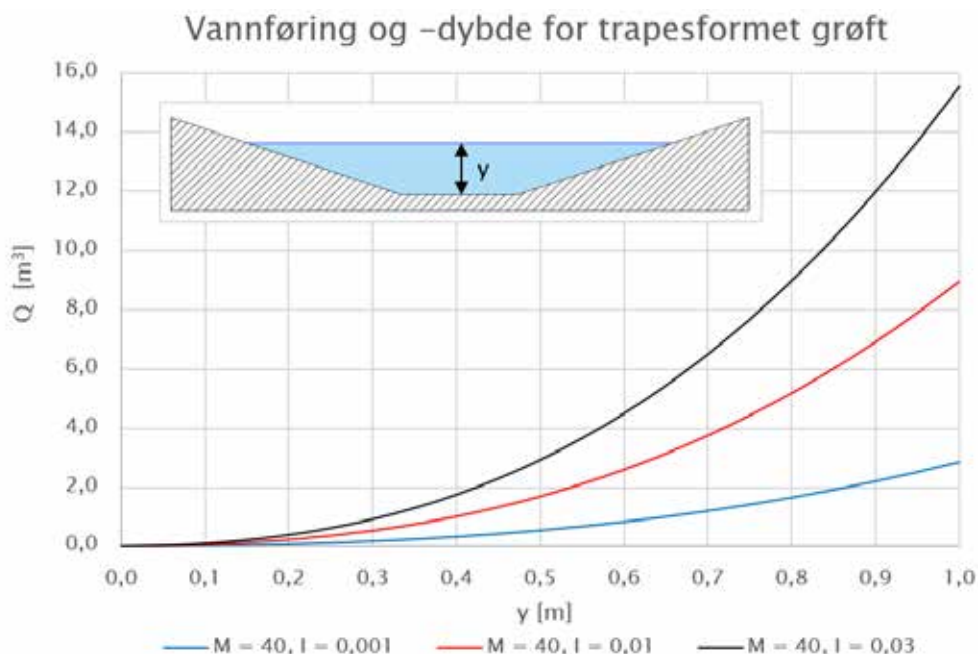
$$Q = MAR^{2/3}I^{0.5} \quad \text{Lign. 9.2.2.2}$$

- v = Vannhastighet [m/s]
- M = Manningstallet [$m^{1/3}/s$]
- R = Hydraulisk radius [m]
- I = Helning [m/m]
- Q = Vannføring [m^3/s]
- A = Strømningsareal [m^2]

Strømningsarealet (A) og hydraulisk radius (R) beregnes ut fra tverrsnittsgeometrien, se vedlegg D. Manningstallet (M) tar hensyn til effekten av underlagets ruhet på strømmingen, og det anbefales å ansee dette som et relativt grovt anslag. I engelsk litteratur oppgis Manningstallet som n, med sammenhengen $n = 1/M$. Vedlegg E inneholder anbefalte verdier for vanlige materialer og overflater. Det anbefales å begrunne valg av verdier, og å teste effekten av forskjellige verdier av Manningstallet på strømmingstilfellet.

Nomogrammer for kapasitetsberegninger

For standardiserte grøfteprofiler er det praktisk å lage grafiske løsninger som viser forholdet mellom vannføring og vanndybde. Man lager da forskjellige kurver for kombinasjoner av Manningstall og helning langs grøften. Figur 9.2.2.1 viser et eksempel på et nomogram for en trapesformet grøft med bunnbredde 0,5 m, sidehelning 1:3 og Manningstall (M) = 40.



Figur 9.2.2.1: Eksempel på nomogram for grøft (etter Norem et al, 2015).

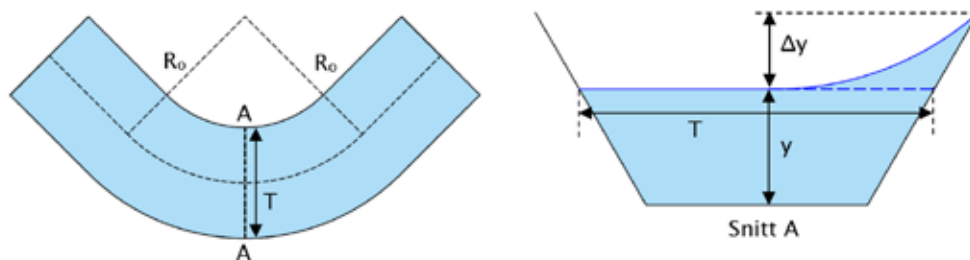
Oppskyllingshøyde

Ved brå retningsendringer i en kanal vil vannet skylles opp mot den ytre delen av bendet, se figur 9.2.2.2. Oppskyllingshøyden Δy beregnes ved:

$$\Delta y = K_o \left(\frac{v^2 T}{g R_o} \right) \quad \text{Lign. 9.2.2.4}$$

- Δy = Oppskyllingshøyde [m]
- K_o = Oppskyllingskoeffisient [-]
- v = Vannhastighet i rett kanal [m/s]
- T = Bredde av strømningsstversnitt ved overflaten [m]
- g = Tyngdeakselerasjon (9,81) [m/s²]
- R_o = Midlere radius av kanalens senterlinje i bend [m]

Oppskyllingskoeffisienten K_o varierer mellom 0,5 og 3,0. En praktisk løsning er å bruke en omtrentlig snittverdi på 1,75. For særlig utsatte områder der skader vil få store konsekvenser anbefales det å bruke $K_o = 3,0$.



Figur 9.2.2.2: Oppskyllingshøyde i bend.

9.3 Gjennomløp – stikkrenner og kulverter

Kulverter og stikkrenner (samlebetegnelse: gjennomløp) brukes for å lede vann gjennom fyllinger på en trygg måte. I gjennomløp oppstår det forskjellige typer strømningsforhold avhengig av utforming og vannføring. Når man dimensjonerer er det derfor viktig å sikre at antatt strømningsforhold stemmer med faktiske forhold og valgt utforming.

Krav til gjennomløp i håndbok N200:

- Dimensjonering - kap. 405.32
- Utforming – kap. 45
- Frostsikring – kap. 407.1

9.3.1 Beregninger i HY-8

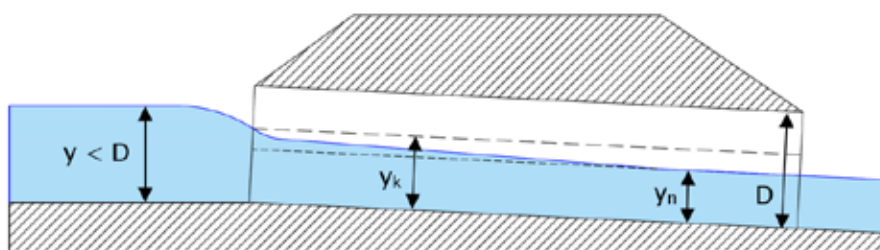
Det anbefales å benytte beregningsprogrammet HY-8 for dimensjonering av gjennomløp. En stor fordel med HY-8 er at utforming og vannføring enkelt kan endres for å vurdere effekten på strømningsforholdet. Merk at HY-8 krever erfaring med hydrauliske beregninger og kan kreve støtteberegninger av strømningsforhold på oppstrøms og nedstrøms side av gjennomløpet. Mer informasjon og dokumentasjon for HY-8 er gitt i FHWA (2016).

9.3.2 Bestemmelse av strømningstilfelle

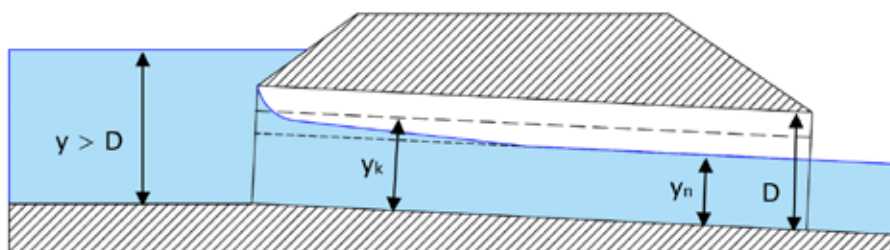
I lukkede gjennomløp kan det oppstå forskjellige typer strømning, som påvirker både forholdet mellom energihøyde og vannføring ved innløpet, og vannhastigheten ved utløpet. Det er derfor nødvendig å bestemme strømningstype når man dimensjonerer. Det anbefales å gjøre dette i HY-8, siden HY-8 automatisk avgjør strømningstilfellet.

Innløpskontroll

Ved *innløpskontroll* er det underkritisk strømning oppstrøms for innløpet og overkritisk strømning i gjennomløpet. Derfor bestemmes kapasiteten kun av innløpets utforming, og oppstrøms energihøyde. Innløpskontroll oppstår gjerne i gjennomløp med stor helning og lav nedstrøms vanddybde. Figur 9.3.2.1 og 9.3.2.2 viser typiske tilfeller.



Figur 9.3.2.1: Innløpskontroll med fritt innløp.



Figur 9.3.2.2: Innløpskontroll med dykket innløp.

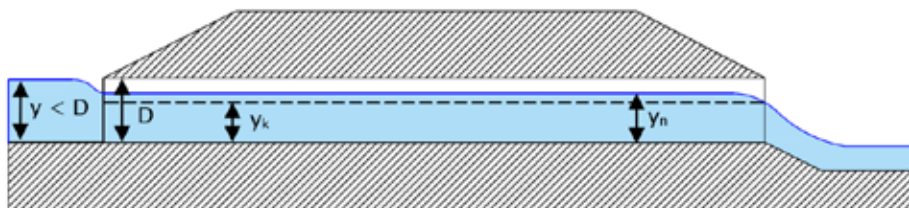
Innløpskontroll gir generelt lavere vanddybde ved innløpet enn utløpskontroll. En vanlig utfordring ved innløpskontroll er stor vannhastighet ved utløpet. Det kan kreve bruk av erosjonssikring eller energidreper nedstrøms.

Utløpskontroll

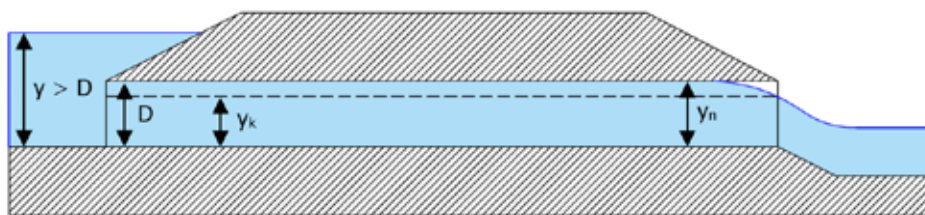
Ved *utløpskontroll* ligger det kritiske snittet ved utløpet eller lenger nedstrøms. Det er underkritisk strømning fra det kritiske snittet, i gjennomløpet og ved innløpet. Kapasiteten påvirkes derfor av flere forhold:

- Innløpets utforming
- Gjennomløpets tverrsnitt, lengde og ruhet
- Utløpets utforming
- Nedstrøms strømningforhold

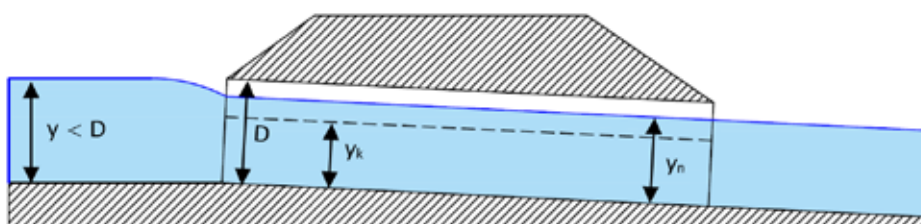
Utløpskontroll oppstår gjerne i lange gjennomløp med liten helning, eller der man har stor vanddybde ved utløpet. Figur 9.3.2.3 – 9.3.2.6 viser typiske tilfeller.



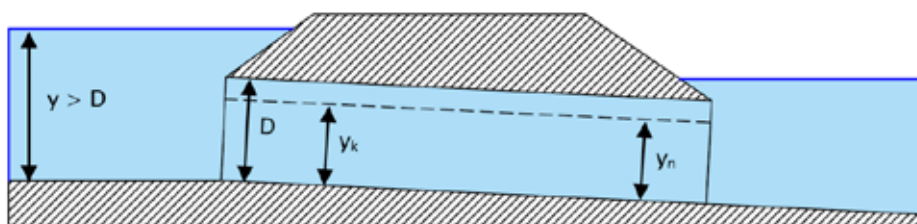
Figur 9.3.2.3: Utløpskontroll med delvis fylt gjennomløp pga. lav helning.



Figur 9.3.2.4: Utløpskontroll med fullt gjennomløp pga. lav helning.



Figur 9.3.2.5: Utløpskontroll med delvis fylt løp pga. høy nedstrøms vannstand.

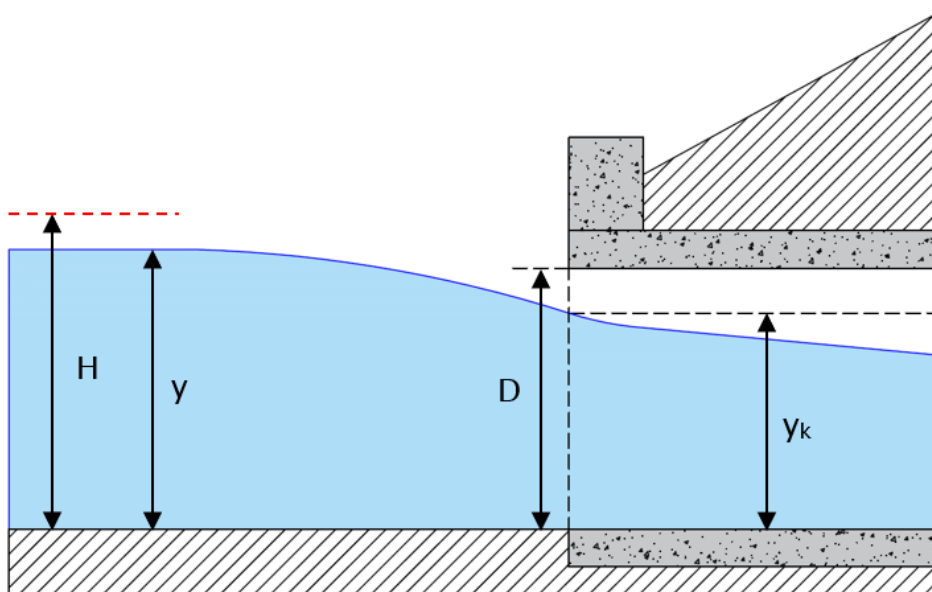


Figur 9.3.2.6: Utløpskontroll med fullt gjennomløp pga. høy nedstrøms vannstand.

Utløpskontroll gir generelt høyere vanndybde ved innløpet enn innløpskontroll. Samtidig fører den underkritiske strømmingen til lavere vannhastighet, som kan redusere behovet for erosjonssikring eller energidreperer ved utløpet.

9.3.3 Beregningsmetode og antatt strømming ved innløpskontroll

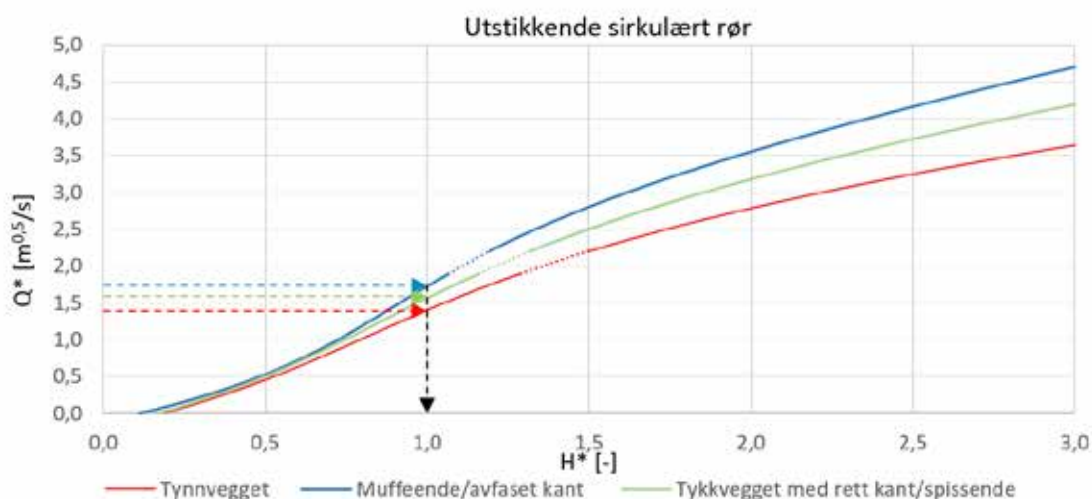
Ved innløpskontroll antas det hurtig varierende strømming, se figur 9.3.3.1. Kapasitet beregnes ved å bruke dimensjonsløse kapasitetsdiagrammer, nomogrammer eller HY-8. Alle disse metodene er basert på samme datagrunnlag og gir like resultater.



Figur 9.3.3.1: Energihøyde ved innløpskontroll.

Dimensjonsløse kapasitetsdiagrammer

Dimensjonsløse kapasitetsdiagrammer gjelder for alle dimensjoner av en gitt innløpsutforming. Ut fra $Q_{dim,T}$ antar man en passende dimensjon D og finner dimensjonsløs vannføring (Q^*) og dimensjonsløs energihøyde (H^*) ved innløpet ved avlesning i et diagram, se figur 9.3.3.2. Dimensjonsløse diagrammer er beskrevet i vedlegg F.



Figur 9.3.3.2: Eksempel på dimensjonsløst kapasitetsdiagram for sirkulære rør.

Basert på H^* kan man vurdere om D må justeres, og man gjentar prosessen til man har bestemt en passende dimensjon. Den venstre delen av kurvene gjelder for fritt innløp (figur 9.3.2.1), og den høyre delen av kurvene gjelder for dykket innløp (figur 9.3.2.2). Den stiplede linjen mellom de to delene viser overgangen mellom de to strømningsformene. Legg merke til at overgangen til dykket strømning oppstår ved forskjellig energihøyde for forskjellige innløpsutforminger, og at innløpet ikke nødvendigvis er dykket selv om energihøyden når opp til toppen av innløpet ($H^* = 1,0$). Mer informasjon om dimensjonsløse kapasitetsdiagrammer finnes i Schall et al. (2012) og Balkham et al. (2010).

Nomogrammer

Nomogrammer gir grafiske løsninger for vanndybde ved innløp ut fra valgt dimensjon, innløpsutforming og dimensjonerende vannføring. Nomogrammer og eksempler på bruk kan finnes i Schall et al. (2012). Nomogrammer er basert på samme datagrunnlag som de dimensjonsløse kapasitetsdiagrammene, og gir samme resultat innenfor +/- 10% av energihøyden (H).

9.3.4 Valg av løsning ved innløpskontroll

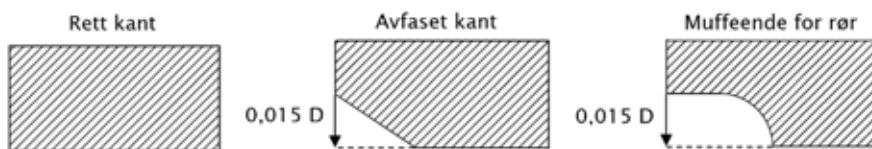
Økning av energihøyde

Ved innløpskontroll kreves det underkritisk strømning oppstrøms for innløpet, og en økning i vannbden vil derfor gi den største kapasitetsøkningen, se ligning 9.1.4.1. Det kan samtidig medføre større fare for vanninntrenging og skader på vegfyllingen, og kan kreve sikring av fyllingen mot vannet. Ved å legge innløpet lavt under fyllingen kan man øke energihøyden uten at vannet når like høyt opp, relativt til toppen av vegfyllingen. Dersom fyllingen ikke sikres anbefales det å gjøre en geoteknisk stabilitetsvurdering som tar høyde for effekten av vannstrømning i fyllingen.

Innløpsutforming for sirkulære og elliptiske tverrsnitt

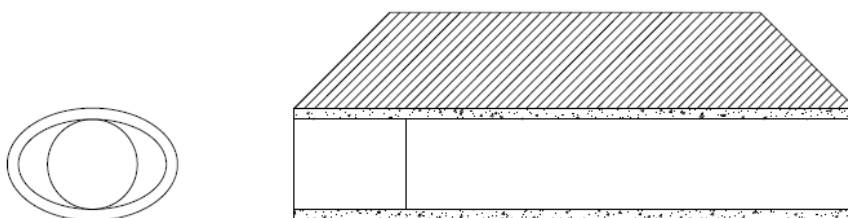
For sirkulære og elliptiske tverrsnitt er det to typer utformingstiltak som kan brukes for å øke kapasitet under innløpskontroll (Harrison et al., 1972):

- 1 Det enkleste tiltaket er bruk av avfasede kanter eller muffeende ved innløpet, se figur 9.3.4.1. Det kan øke kapasiteten opptil 20 % sammenlignet med en rett kant. Det anbefales derfor alltid å bruke avfaset kant eller muffeende ved innløpet. Merk at vingemurer har liten effekt for sirkulære og elliptiske innløp, og derfor behandles likt som frontmurer. Beskrivelser av innløpsgeometri og kapasitetsdiagrammer for vanlige utforminger er gitt i vedlegg F.



Figur 9.3.4.1: Kantutforming for innløp.

- 2 Et mer omfattende tiltak er bruk av traktformede innløp, se figur 9.3.4.2. Et traktformet innløp med konstant fall og overgang fra elliptisk til sirkulært tverrsnitt kan øke kapasiteten opptil 40 % sammenlignet med et konvensjonelt innløp med rett kant. Merk at traktformede innløp krever en spesifikk utforming, se vedlegg G.



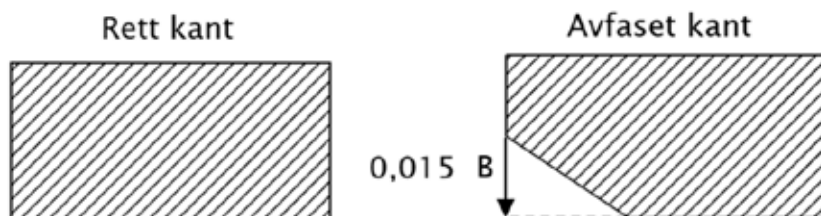
Figur 9.3.4.2: Prinsippskisser av sirkulære gjennomløp med traktformede innløp.

HY-8 kan benyttes for å dimensjonere både konvensjonelle gjennomløp og gjennomløp med traktformede innløp. Merk at det er mulig å velge utforminger som ikke passer med anbefalt utforming for traktformede innløp i HY-8.

Innløpsutforming for rektangulære tverrsnitt

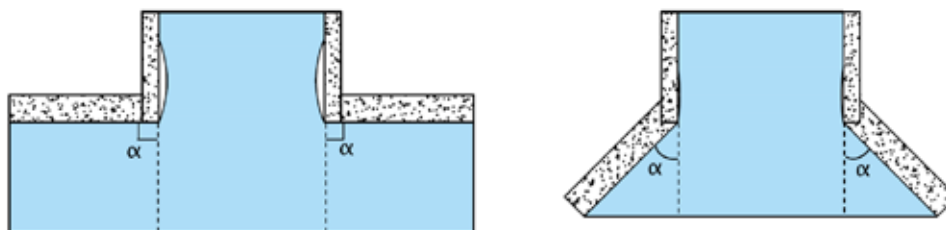
For rektangulære tverrsnitt er det tre utformingstiltak som kan brukes for å øke kapasitet under innløpskontroll (Harrison et al., 1972):

- 1 Det enkleste tiltaket er bruk av avfasede kanter, se figur 9.3.4.3. Det kan øke kapasiteten opptil 10 % sammenlignet med rett kant. Det anbefales derfor alltid å benytte avfaset kant.



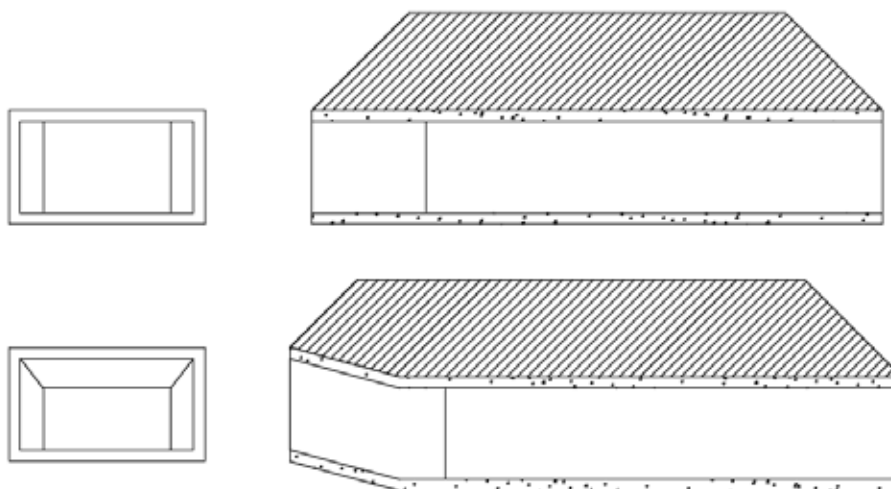
Figur 9.3.4.3: Kantutforming for rektangulære innløp.

- 2 Det andre tiltaket er å benytte vingemurer ved innløpet, se figur 9.3.4.4. Det kan øke kapasiteten opptil 10 – 15 % sammenlignet med frontmur. Merk at man av praktiske hensyn antar samme kapasitet for alle vingemurer med åpningsvinkel β mellom 30° og 75° , og at det er disse verdiene som er brukt til sammenligning av kapasitet. Mer om effekten av vingemurutforming finnes i Schall et al. (2012).



Figur 9.3.4.4: Frontmur og vingemur for rektangulære innløp.

- 3 Et mer omfattende tiltak er å benytte traktformede innløp, se figur 9.3.4.5. Traktformet innløp med konstant fall kan øke kapasiteten opptil 40%, og et traktformet innløp med økt fall kan øke kapasiteten over 100%, sammenlignet med konvensjonelle innløp (Schall et al., 2012). Merk at traktformede innløp krever en spesifikk utforming, se vedlegg G.



Figur 9.3.4.5: Prinsippkisser av rektangulære gjennomløp med traktformede innløp.

Rektangulære, traktformede innløp kan kreve mye plass og medføre større kostnader enn konvensjonelle innløpsutførelser. Det anbefales derfor å gjøre en overordnet kost/nytte-vurdering der man vurderer kostnader mot kapasitet for gjennomløpet. Traktformede innløp kan være effektive for å øke kapasiteten der det er begrenset plass til rør i fyllingen.

9.3.5 Utløpshastighet ved innløpskontroll

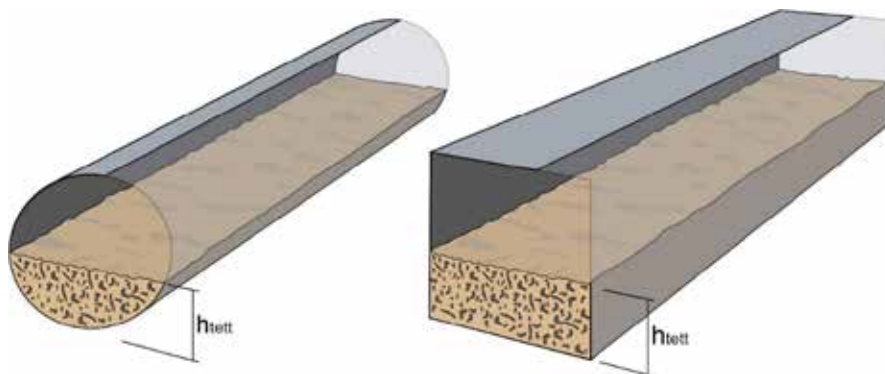
Ved innløpskontroll får man ofte stor vannhastighet ved utløpet pga. overkritisk strømning i gjennomløpet. I HY-8 beregnes utløpshastigheten direkte. For andre beregningsmetoder anbefales det å beregne vannhastigheten ved utløpet som normalhastigheten til gjennomløpet. Dette stemmer godt for lengre kulverter, og gir en noe konservativ verdi for kortere kulverter (Washington State Department of Transportation, 2017). Utløpshastighet ved normalstrømning kan beregnes som følger:

$$v = M * R^{2/3} * I^{1/2} \quad \text{Lign. 9.3.5.1}$$

- v = Utløpshastighet [m/s]
- M = Manningstall for gjennomløp [$m^{1/3}/s$]
- R = Hydraulisk radius i gjennomløp [m]
- I = Gjennomløpets helning [m/m]

9.3.6 Effekt av gjentetting ved innløpskontroll

Gjentetting av gjennomløp er en vanlig grunn til skader under flom. Gjentetting angis som en høyde fra bunnen av innløpet, se figur 9.3.6.1. I håndbok N200 kap. 405.32 stilles det krav om å anta 1/3 gjentetting. Det kan være aktuelt å bruke andre verdier ut fra vurderinger av massetransport i det aktuelle området og bruk av tiltak for massehåndtering oppstrøms for innløpet i det aktuelle området.



Figur 9.3.6.1: Gjentetting av gjennomløp (Statens vegvesen, 2018).

For et delvis gjentettet innløp kreves det større energihøyde for å oppnå samme kapasitet som for et åpent innløp. Det anbefales å benytte HY-8, der gjentetting legges inn som en input-parameter. Ved bruk av andre metoder kan man ta hensyn til effekten av 1/3 gjentetting ved å justere opp dimensjonerende vannføring, og så finne vanndybden ved innløpet for et åpent innløp:

$$Q_{dim,T,1/3} = K_{1/3} \times Q_{dim,T} \quad \text{Lign. 9.3.6.1}$$

- $Q_{dim,T,1/3}$ = Korrigert vannføring for 1/3 gjentetting [m^3/s]
- $K_{1/3}$ = Korreksjonsfaktor for 1/3 gjentetting [-]
- $Q_{dim,T}$ = Dimensjonerende vannføring [m^3/s]

Anbefalte verdier for $K_{1/3}$ er gitt i tabell 9.3.6.1 og 9.3.6.2.

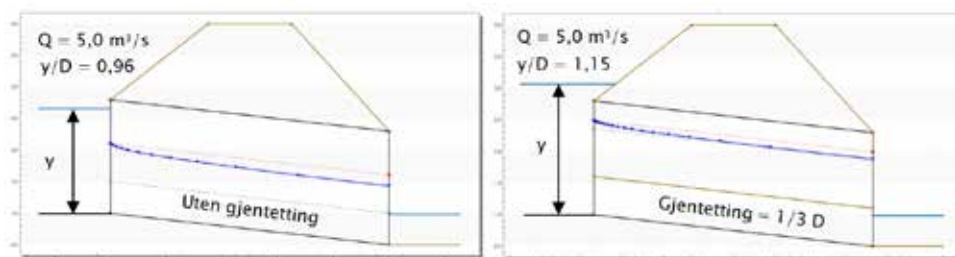
Tabell 9.3.6.1: Korreksjonsfaktor $K_{1/3}$ for sirkulære innløp ved 33% gjentetting (etter Tullis, 2012).

Innløpsutforming	$K_{1/3}$
Utstikkende, tynnvegget rør	1,33
Utstikkende, tykkvegget rør med rett kant/spissende	1,33
Utstikkende, tykkvegget rør med skrå kant/muffeende	1,33
Innløp med front-/vingemur og rett kant/spissende:	1,25
Innløp med front-/vingemur og skrå kant/muffeende	1,25
Tilskåret innløp	1,25

Tabell 9.3.6.2: Reduksjonsfaktor $K_{1/3}$ ved 33% gjentetting (etter Tullis, 2012).

Innløpsutforming	$K_{1/3}$
Utstikkende, tynnvegget rør	1,33
Utstikkende, tykkvegget rør med rett kant/spissende	1,33
Utstikkende, tykkvegget rør med skrå kant/muffeende	1,33
Innløp med front-/vingemur og rett kant/spissende:	1,25
Innløp med front-/vingemur og skrå kant/muffeende	1,25
Tilskåret innløp	1,25

Figur 9.3.6.2 viser effekten av økende gjentetting for en sirkulær betongkulvert under innløpskontroll, beregnet i HY-8. Kulverten har indre dimensjon $D = 1800$ mm og rett innløpskant med frontmur.



Figur 9.3.6.2: Eksempel på effekten av gjentetting i HY-8.

Dersom det benyttes tiltak for massehåndtering oppstrøms for innløpet kan man benytte lavere gjentettingsgrad ned til åpent innløp. Det kan også være aktuelt å benytte lavere gjentettingsgrad ut fra en vurdering av forhold i nedbørfeltet og langs vannveien som påvirker massetransport. I områder med betydelig massetransport eller områder som er særlig sårbare kan det være aktuelt å benytte større gjentettingsgrad. For mer om strømning i delvis gjentettede innløp, se Tullis (2012).

9.3.7 Kapasitetsberegning ved utløpskontroll

Ved utløpskontroll vil det være underkritisk strømning i gjennomløpet, og nedstrøms forhold kan påvirke vannstanden ved utløpet. Dimensjonering krever derfor en vannlinjeberegning, se vedlegg H. Det anbefales å bruke HY-8 i kombinasjon med nødvendige støtteberegninger for nedstrøms forhold.

9.3.8 Valg av løsning ved utløpskontroll

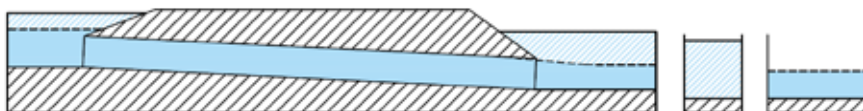
For utløpskontroll påvirkes strømning av mange forhold. Tiltak for å redusere oppstrøms vanndybde vil derfor kreve endring av selve gjennomløpet og/eller forholdene nedstrøms for utløpet. Vi skiller mellom utløpskontroll som oppstår pga. friksjonstap og pga. høy nedstrøms vannstand ved utløpet.

Energitap ved innløp

Innløpsutformingen er mindre viktig ved utløpskontroll enn ved innløpskontroll fordi flere forhold påvirker strømmingen. Merk at innløp som er spesielt effektive ved innløpskontroll ikke nødvendigvis vil gi det laveste innløpstapet ved utløpskontroll.

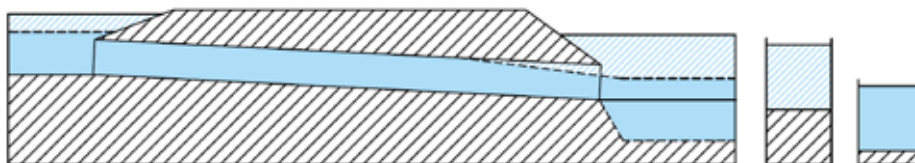
Valg av løsning ved utløpskontroll pga. høy nedstrøms vannstand

I dette tilfellet er det mulig å endre vanndybden ved innløpet ved å endre strømningsforholdene på nedstrøms side. Ved å øke kanalbredde og/eller helning kan man redusere vanndybden i nedstrøms kanal, og dermed oppstuvningen helt opp til innløpet, se figur 9.3.8.1. Det skraverte området viser tilstand før tiltaket og det helfargede området viser tilstand etter.



Figur 9.3.8.1: Tiltak ved utløpskontroll - redusert nedstrøms vanndybde.

Et annet alternativ er å anlegge en forsenkning ved utløpet slik at vannstanden reduseres, selv om vanndybden er uforandret i nedstrøms kanal, se figur 9.3.8.2. Det skraverte området viser tilstand før tiltaket og det helfargede området viser tilstand etter.



Figur 9.3.8.2: Tiltak for utløpskontroll - redusert nedstrøms vannstand.

Dersom gjennomløpet har tilstrekkelig helning, kan reduksjon i vanndybde ved utløpet gjøre at gjennomløpet går fra utløpskontroll til innløpskontroll, som vil redusere vanndybde ved innløpet, men øke vannhastigheten ved utløpet.

Valg av løsning ved utløpskontroll pga. lav helning eller stor ruhet

Dersom det oppstår utløpskontroll på grunn av lav helning eller stor ruhet i gjennomløpet er det ofte nødvendig å bytte gjennomløpet. Dersom det eksisterende gjennomløpet har stor ruhet kan tiltak for å redusere ruheten være effektive, men slike tiltak vil ofte redusere tverrsnittsarealet noe, slik at oppstuvningen totalt sett ikke nødvendigvis reduseres. Man kan også sikre innløpet mot vanninntrengning slik at risiko for skader ved stor vanndybde ved innløpet reduseres. Et annet alternativ er å lede deler av vannføringen vekk fra gjennomløpet ved å legge et parallelt gjennomløp eller annen trygg flomvei.

9.3.9 Utløpshastighet ved utløpskontroll

Utløpshastigheten vil påvirke behovet for nedstrøms erosjonssikring. Ved vannlinjeberegning vil vannhastigheten være beregnet og kan vurderes direkte. Utløpshastigheten ofte være relativt lav fordi det er underkritisk strømming i gjennomløpet. HY-8 beregner utløpshastigheten direkte.

9.3.10 Effekt av gjentetting ved utløpskontroll

For utløpskontroll anbefales det å anta dimensjonerende gjentetting i hele gjennomløpets lengde, siden redusert tverrsnitt og ruheten til de avsatte massene vil påvirke den underkritiske strømmingen. Dette er trolig konservativt, og skyldes erfaring med omfattende skader ved gjentetting. I HY-8 beregnes energitapet ved delvis gjentettet innløp direkte.

Redusert tverrsnitt ved gjentetting

Ved gjentetting i gjennomløpet endres tverrsnittsareal og ruhet. Det tar man hensyn til ved å justere tverrsnittet og ruheten i hvert snitt i vannlinjeberegningen. Geometriske forhold for vanlige tverrsnitt er beskrevet i vedlegg D. I HY-8 beregnes justert tverrsnittsareal direkte.

Endret ruhet ved gjentetting

Ved gjentetting vil ruheten i gjennomløpet endres der vannet er i kontakt med avsatte masser. Det anbefales å benytte konservative verdier for ruheten ved gjentetting. Ruheten justeres ved å bruke et midlere Manningstall for alle snitt i gjennomløpet. Beregning av midlere Manningstall og Manningstall for vanlige materialer er gitt i vedlegg E. I HY-8 legges ruheten inn som input-parameter når man har valgt gjentettingsdybden.

9.4 Terskler

Terskler er fysiske hindre i vannveien uten lysåpning, som fører til overløpsstrømning. Effekten til en terskel avhenger i stor grad av forholdet mellom vannndybde og terskelhøyde.

Krav til terskler i håndbok N200:

- Dimensjonering - kap. 405.34

9.4.1 Bruksområde

Terskler kan brukes for å redusere hastigheten til vannet, enten ett enkelt sted eller i serie langs en vannvei. Det kan være en effektiv løsning for å redusere erosjon og massetransport (Jenssen & Tesaker, 2009). Terskler kan også brukes for å sikre rolige strømningsforhold i fiskepassasjer, se kap. 9.11.

9.4.2 Beregningsmetode og antatt strømning

Ved overløpsstrømning antar man hurtig varierende, stasjonær strømning. Vannet går fra underkritisk til overkritisk strømning og man har et definert forhold mellom oppstrøms energihøyde og vannføring i overløpet:

$$Q = C_o f B' H^{1,5} \quad \text{Lign. 9.4.2.1}$$

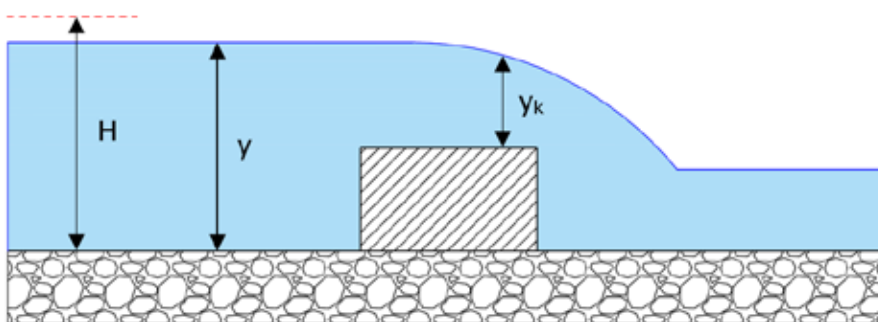
- Q = Vannføring [m³/s]
- C_o = Overløpskoeffisient [m^{1/2}/s]
- f = Korreksjonsfaktor for dykket overløp [-]
- B' = Effektiv bredde, vinkelrett på strømningsretning [m]
- H = Oppstrøms energihøyde [m]

Ligning 9.4.2.1 er gyldig når terskelens høyde (Δz) er stor nok til å gi overløpsstrømning. Nødvendig høyde beregnes som (Bureau of Reclamation, 2001):

$$\Delta z = (y - y_k) + \left(\frac{v^2 - v_k^2}{2g} \right) \quad \text{Lign. 9.4.2.2}$$

- Δz = Terskelhøyde [m]
 y = Vanddybde oppstrøms for terskel [m]
 y_k = Kritisk vanddybde over terskel [m]
 v = Vannhastighet oppstrøms for terskel (Q/A) [m/s]
 Q = Vannføring [m^3/s]
 A = Areal av strømningsverrsnitt [m^2]
 v_k = Kritisk vannhastighet over terskel (Q/A) [m/s]
 g = Tyngdekonstant (9,81) [m/s^2]

Figur 9.4.2.1 viser vanddybdene og energihøyden. Dersom terskelhøyden (Δz) er for liten vil det ikke oppstå overløpsstrømning, og det oppstår i stedet kanalstrømning, se kap. 9.2.



Figur 9.4.2.1: Prinsipp-skisse av kritisk dybde i overløp.

Overløpskoeffisienten C_o tar høyde for utformingen til terskelen. For praktisk dimensjonering kan man skille mellom *bredekronede*, *skarpkantede* og *skrå terskler*. Metodene som er gitt i denne veiledningen tar hensyn til de viktigste utformingsfaktorene. anbefalte C_o -verdier for terskelutforminger finnes også i litteraturen og kan benyttes ut fra en faglig vurdering. Merk at det i litteraturen også benyttes dimensjonløse overløpskoeffisienter (μ eller C_d), som ikke kan benyttes direkte i ligningene i denne veiledningen. I tillegg får C_o forskjellige tallverdier avhengig av om man benytter engelske enheter eller SI-enheter. For mer om overløpskoeffisienten, se Fergus et al. (2010).

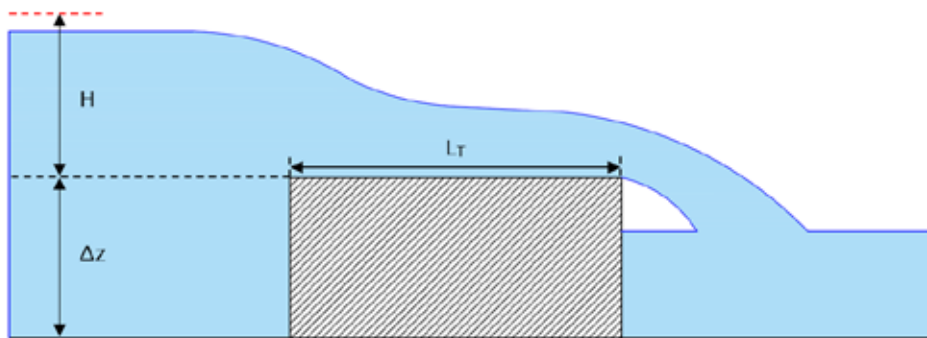
Bredkronet overløp

For et bredkronet overløp blir strømmingen påvirket av ruheten mellom vann og terskel. Energitalpet som oppstår er relativt sett stor når energihøyden er liten, og blir mindre ettersom energihøyden øker (Johnson, 2000). Overløpskoeffisient for bredkronet overløp benyttes for:

$$\frac{H}{L_T} < 1,8 \quad \text{Lign. 9.4.2.3}$$

- H = Oppstrøms energihøyde [m]
 L_T = Lengde av terskelkronen langs strømningsretning [m]

Figur 9.4.2.2. viser strømmingen for et bredkronet overløp.



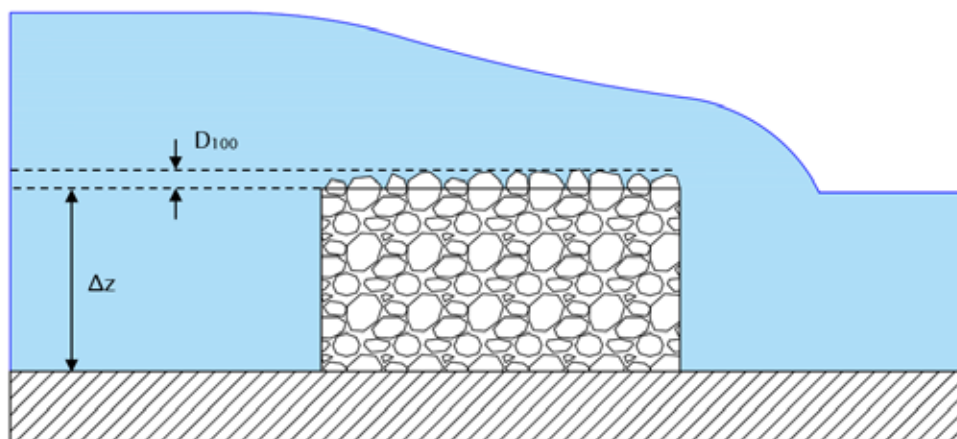
Figur 9.4.2.2: Prinsippkisse av overløpsstrømning over en bredkronet terskel.

For et bredkronet overløp kan følgende overløpskoeffisient benyttes:

$$C_o = 2,11 + 2,54 \left(\frac{H}{L_T} \right) - 14,65 \left(\frac{D_{100}}{\Delta z} \right) \quad \text{Lign. 9.4.2.4}$$

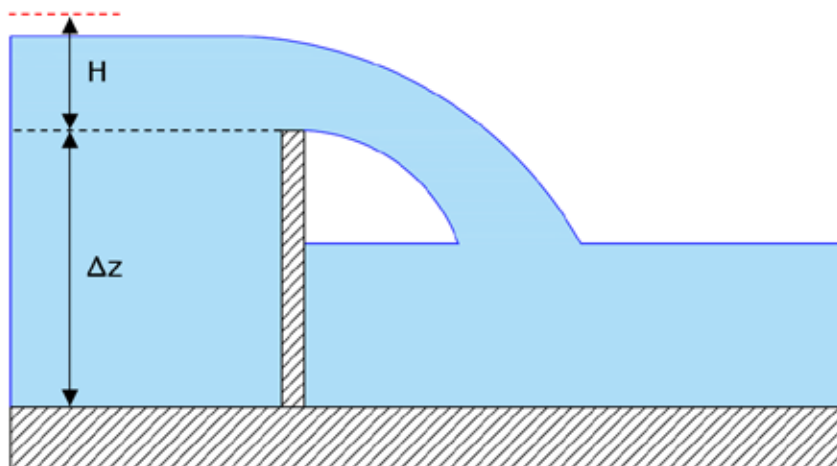
- C_o = Overløpskoeffisient [$m^{1/2}/s$]
- H = Oppstrøms energihøyde [m]
- L_T = Lengde av terskelkronen langs strømningsretning [m]
- D_{100} = Steinstørrelse langs terskelkronen [m]
- Δz = Terskelhøyde [m]

Steinstørrelsen defineres her som D_{100} for løsmasser eller en representativ verdi, tilsvarende D_{100} for andre materialer, se figur 9.4.2.3 (Jalil et al., 2014). I praktisk dimensjonering tar man gjerne utgangspunkt i D_{50} . D_{100} kan da finnes ut fra kornfordelingskraven, eller anslagsvis som $D_{100} = (C_U/1,4) \cdot D_{50}$. Ligningen er gyldig for $D_{100}/\Delta z \leq 0,05$.

Figur 9.4.2.3: Prinsippkisse - D_{100} og Δz for bredkronet terskel.

Skarpkantet overløp

I et skarpkantet overløp er det liten kontaktflate mellom overløpets krone og vannet, og overflateruheten påvirker derfor strømmingen lite. Se figur 9.4.2.4.



Figur 9.4.2.4: Overløpsstrømning ved skarpkantet overløp.

Overløpskoeffisient for skarpkantet overløp benyttes for:

$$\frac{H}{L_T} > 1,8$$

H = Oppstrøms energihøyde [m]

L_T = Lengde av terskelkronen langs strømningsretning [m]

For skarpkantet overløp benyttes følgende overløpskoeffisient:

$$C_o = 1,80 + 0,24 \left(\frac{H}{\Delta z} \right) \quad \text{Lign. 9.4.2.5}$$

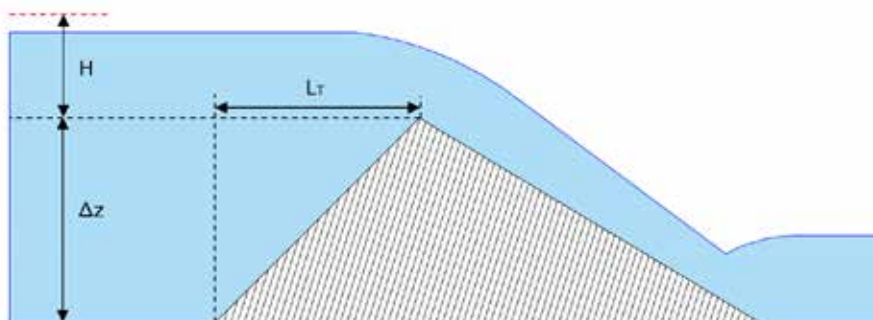
C_o = Overløpskoeffisient [$m^{1/2}/s$]

H = Oppstrøms energihøyde [m]

Δz = Terskelhøyde [m]

Skrå terskler

For terskler som er skrå på oppstrøms side øker strømningshastigheten mot terskelkronen (Farhoudi & Alami, 2005). Nedstrøms helning har liten effekt på overløpet, og kan sees bort fra så lenge den er stor nok til å sikre overkritisk strømning (Jalil & Sarhan, 2017). Figur 9.4.2.5 viser strømning over en skrå terskel.



Figur 9.4.2.5: Overløpsstrømning ved skrå terskel.

For skrå overløp kan følgende overløpskoeffisient benyttes (Hussein, 2014):

$$C_o = 2,70 - 0,25 \left(\frac{\Delta z}{L_T} \right) - 0,66 \left(\frac{H}{\Delta z} \right) \quad \text{Lign. 9.4.2.6}$$

C_o = Overløpskoeffisient [$m^{1/2}/s$]

Δz = Terskelhøyde [m]

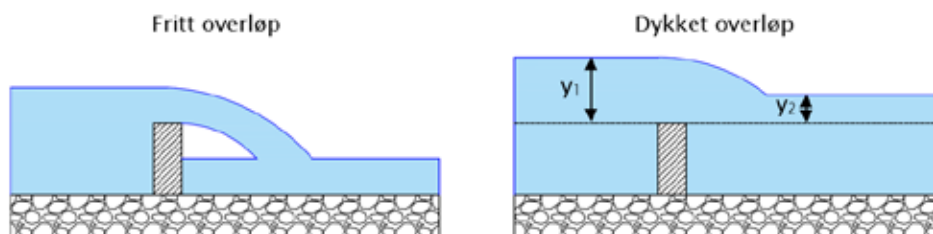
L_T = Terskelens lengde langs strømningsretning [m]

H = Oppstrøms energihøyde over terskelkrone [m]

Merk at ligning 9.4.2.6 ikke tar hensyn til ruhet. Ut fra en sammenligning med bredkronede terskler anbefales det at C_o konservativt reduseres med 20% for skrå terskler med ru overflate der $K_s/\Delta z \leq 0,05$, se beskrivelse av bredkronet overløp.

Fritt og dykket overløp

Dersom vann dybden nedstrøms for terskelen er stor, vil den effektive energihøyden som driver vannet i overløpet reduseres. Man sier at overløpet er *dykket*, se figur 9.4.2.6. Det fører til økt oppstuvning oppstrøms for terskelen, og det er derfor nødvendig å kontrollere hvilket strømningstilfelle som vil oppstå.



Figur 9.4.2.6: Fritt og dykket overløp over terskel.

For å vurdere hvilket tilfelle som oppstår bruker man dykkingsfaktoren S_o :

$$S_o = \frac{y_2}{y_1} \quad \text{Lign. 9.4.2.7}$$

S_o = Dykkingsfaktor for terskel [-]

y_1 = Oppstrøms vann dybde over terskelkrone [m]

y_2 = Nedstrøms vann dybde over terskelkrone [m]

Fritt overløp oppstår ved $S_o < 0,75$. Reduksjonen i effektiv energihøyde er da liten, se figur 9.4.2.6. Man kan da sette korreksjonsfaktoren f i lign. 9.4.2.1 lik 1. Dykket overløp oppstår ved $0,75 < S_o < 0,925$. Reduksjonen i effektiv energihøyde er da betydelig, og oppstuvningen på oppstrøms side øker. Man benytter da korreksjonsfaktoren f for å ta hensyn til dykket overløp:

$$f = (0,76 - S_o^{4,2})^{0,07} \quad \text{Lign. 9.4.2.8}$$

f = Korreksjonsfaktor for dykket overløp [-]

S_o = Dykkingsfaktor [-]

For $S_o > 0,925$ har terskelen veldig liten effekt på strømmingen. Det anbefales å velge en annen utforming som gir en lavere dykkingsfaktor, f.eks. ved å øke høyden på terskelen. Se også ligning 9.4.2.2.

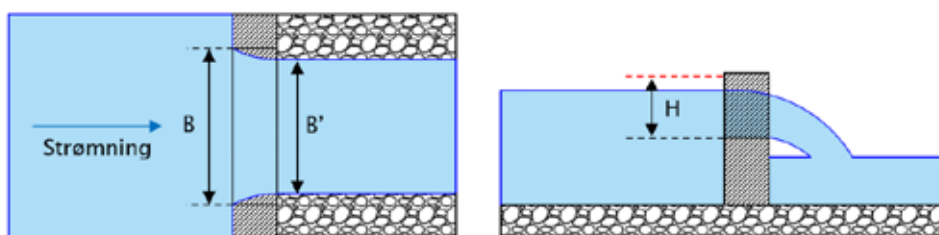
Effektiv bredde – B'

Den effektive bredden tar hensyn til effekten av sammentrekninger av strømningstverrsnittet over terskelen, se figur 9.4.2.7. Det er aktuelt der man har et strupet overløp, eller ved overløpsstrømning gjennom rister.

For strupede terskler kan effektiv bredde anslås som følger (Fergus et al., 2010):

$$B' = B - 0,2 H \tag{Lign. 9.4.2.9}$$

- B = Overløpets bredde [m]
- B' = Effektiv bredde [m]
- H = Energihøyde oppstrøms for terskel [m]



Figur 9.4.2.7: Prinsippskisse - effektiv bredde for fritt og strupet overløp.

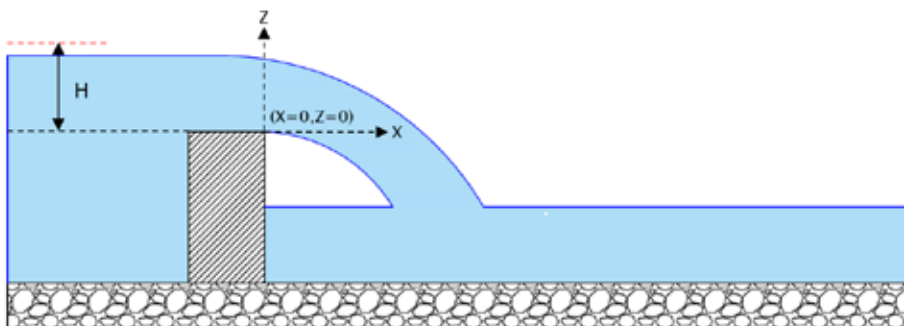
Overløpets bane ved fritt overløp

For et fritt overløp vil vannet falle fritt i nedstrøms retning fra kronen (Wahl et al., 2008), se figur 9.4.2.8. Vannets fallbane kan da beregnes som følger:

Bunn av vannstråle: $Z = \frac{-X^2}{4H}$ Lign. 9.4.2.10

Topp av vannstråle: $Z = \frac{-X^2}{4H} + 0,477 H$ Lign 9.4.2.11

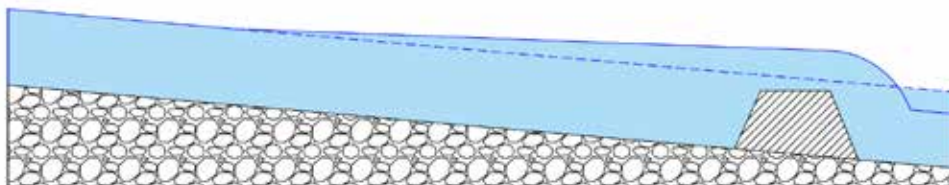
- Z = Vertikal posisjon [m]
- X = Horisontal posisjon [m]
- H = Energihøyde oppstrøms for terskel [m]



Figur 9.4.2.8: Vannstrømmens bane ved fritt overløp.

Terskler ved underkritisk strømning

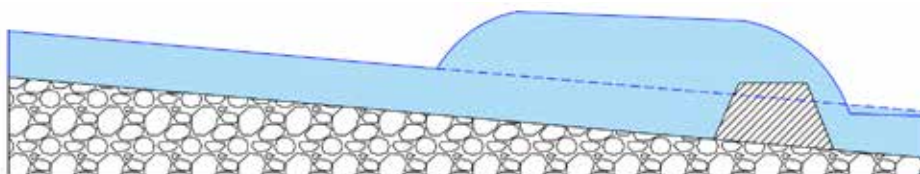
Ved underkritisk strømning endres vannlinjens helning oppstrøms for terskelen til den treffer den opprinnelige vannlinjen, se figur 9.4.2.9. Stiplet linje viser vannlinjen før terskelen plasseres i vannstrømmen, og den heltrukke linjen viser vannlinjen etter. Dette forutsetter tilstrekkelig høyde etter lign. 9.4.2.2.



Figur 9.4.2.9: Terskel ved underkritisk strømning, etter Jenssen & Tesaker (2009).

Terskler ved overkritisk strømning

Ved overkritisk strømning vil det oppstå et vannstandssprang oppstrøms for terskelen, se figur 9.4.2.10. Stiplet linje viser vannlinjen før terskelen plasseres i vannstrømmen, og den heltrukke linjen viser vannlinjen etter. Dette forutsetter tilstrekkelig høyde etter lign. 9.4.2.2.



Figur 9.4.2.10: Terskel ved overkritisk strømning, etter Jenssen & Tesaker (2009).

Terskler i serie uten massetransport

Dersom man ønsker å sikre rolige strømningsforhold langs en lengre strekning kan man etablere terskler i serie. Man plasserer da tersklene så nærme hverandre at oppstuvningen oppstrøms fra hver terskel når opp til neste terskel. Et enkelt overslag over innbyrdes avstand mellom terskler kan beregnes som:

$$L_x > \frac{\Delta z}{I} \quad \text{Lign 9.4.2.12}$$

L_x = Horisontal avstand mellom terskler [m]

Δz = Terskelens høyde over kanalbunn [m]

I = Helning i strømningsretningen [m/m]

Denne metoden gir et enkelt overslag, som antar at vannlinjen er horisontal oppstrøms for terskelen. I virkeligheten vil vannlinjen avhenge av om strømmingen er over- eller underkritisk, og det anbefales derfor å bruke dette anslaget som utgangspunkt for en mer presis vannlinjeberegning.

Terskler og massetransport

Terskler kan være effektive tiltak for massehåndtering. På grunn av oppstuvningen og roligere strømningsforhold vil masser avsettes. For denne typen bruk er det viktig å ta hensyn til endringer i helning ettersom masser avsettes. Det er også viktig å renske tersklene ettersom de fylles, slik at de opprettholder funksjonen over levetiden. Se også beskrivelsen av massebassenger i kap. 9.7.

Merk samtidig at ved masseavsetning og sedimenttransport så vil alle typer terskler få større oppstuvning på oppstrøms side. Det anbefales derfor å vurdere massetransportforhold i hvert enkelt tilfelle og velge en konservativ verdi for C_o der massetransport vurderes som sannsynlig under dimensjonerende vannføring (Taghavi & Ghodousi, 2016).

9.5 Innløpsrister

Innløpsrister er tiltak med lysåpning som plasseres foran innløp til stikkrenner og kulverter.

Krav til innløpsrister i håndbok N200:

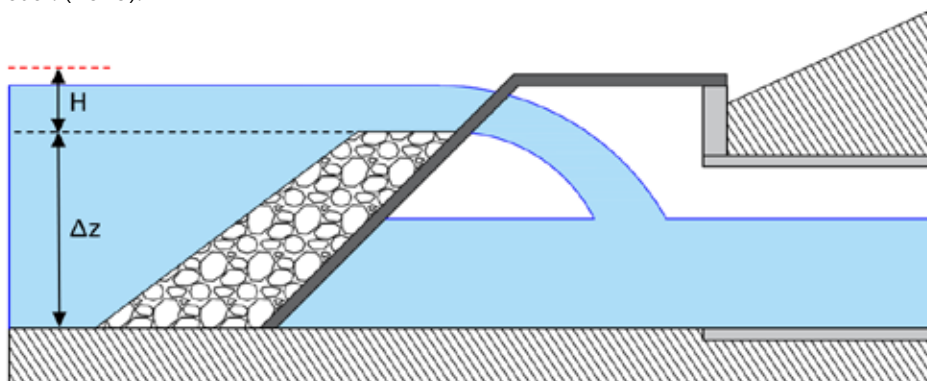
- Dimensjonering - kap. 405.32
- Utforming – kap. 453.33

9.5.1 Bruksområde

Innløpsrister brukes for å holde tilbake transporterte masser og hindre tilgang for dyr og mennesker inn i stikkrenner og kulverter.

9.5.2 Beregningsmetode og antatt strømning

Ettersom transportert materiale samler seg ved risten vil det dannes en terskel som tvinger vannet i overløp, se figur 9.5.2.1. Innløpsrister dimensjoneres derfor som terskler. I håndbok N200 kap. 405.32 stilles det krav til å anta gjentetting i 2/3 av risten høyde. Det kan være aktuelt å bruke andre verdier ut fra vurderinger av massetransport i det aktuelle området. For beregning for rister uten gjentetting, se Balkham et al. (2010).



Figur 9.5.2.1: Overløpstrømning ved delvis gjentettet innløpsrist.

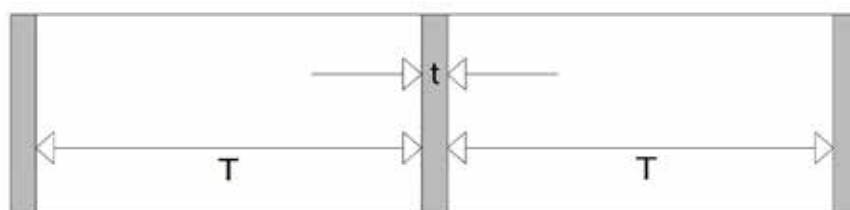
Effektiv bredde for innløpsrister

For innløpsrister kan effektiv bredde beregnes som følger:

$$B' = B * \left(1 - \frac{t}{T}\right) \quad \text{Lign. 9.5.2.1}$$

- B' = Effektiv overløpsbredde [m]
- B = Bredde ved overløp [m]
- t = Stavtykkelse [m]
- T = Spalteåpning [m]

Figur 9.5.2.2 viser stavtykkelse og avstand for risten, vinkelrett på strømningsretningen.



Figur 9.5.2.2: Stavtykkelse og spalteåpning for rister.

Overløpsfaktor for innløpsrister

I tillegg til gjentettingshøyden vil formen på avsetningen påvirke strømmingen. Avsatte masser bestående av grove sedimenter og drivgods kan ha stor ruhet og det anbefales å velge en konservativ verdi for C_o for innløpsrister.

Dykking av innløpsrister

Dykking av innløpsristen fører til økt oppstuvning, og det er derfor nødvendig å undersøke effektene av eventuell dykking av overløpet, se kap. 9.4. For en innløpsrist vil nedstrøms vanndybde være bestemt av strømmingen ved innløpet, se kap. 9.3. Det kan derfor være nødvendig å tilpasse gjennomløpets dimensjonen for å sikre at innløpsristen ikke dykkes.

9.5.3 Utforming av innløpsrister

Krav til utforming av innløpsrister er gitt i kap. 453.33 i håndbok N200. Kravene gjelder der mennesker eller dyr ikke skal ha tilgang til innløpet. I områder med stor massetransport kan innløpsrister kombineres med bruk av fangrister eller massebassenger oppstrøms. Ved bruk av innløpsrist anbefales det også å vurdere behov for trygge flomløp.

9.6 Fangrister

Fangrister er fysiske hindre med stor lysåpning som fanger og samler transporterte masser i en åpen vannvei.

Krav til fangrister i håndbok N200:

- Dimensjonering - kap. 405.35

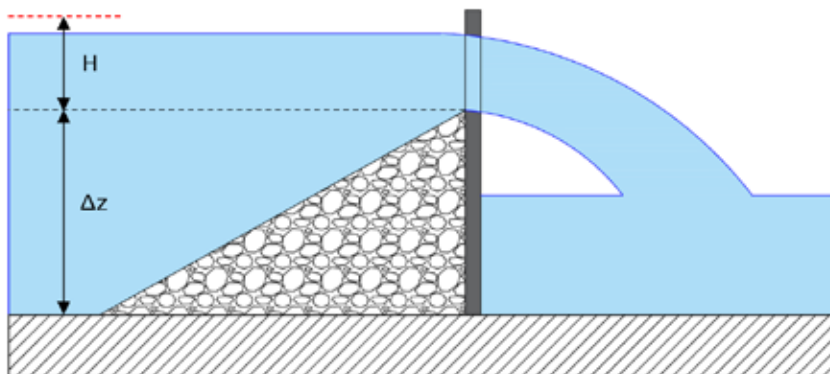
9.6.1 Bruksområde

Fangrister benyttes for å holde tilbake transporterte masser i en vannvei. De brukes der massetransporten hovedsakelig består av drivgods og/eller større sedimenter. Fangrister har mange likhetstrekk med massebassenger med mekanisk kontroll, se kap. 9.7.

9.6.2 Beregningsmetode og antatt strømming

Metoden som er beskrevet i denne veiledningen tar utgangspunkt i overløpsstrømming over en delvis gjentettet rist, og er lik beregningsmetodene for terskler, se kap. 9.4.

Den dimensjonerende tilstanden til en rist antar gjentetting i deler av risten. Krav til gjentettingsgrad på 2/3 av ristens høyde er gitt i kap. 405.35 i håndbok N200. Det oppstår da stor oppstuvning som kan forplante seg oppstrøms, se figur 9.6.2.1. Energihøyden oppstrøms for risten kan beregnes med lign. 9.4.2.1.



Figur 9.6.2.1: Prinsippskisse av delvis gjentettet rist.

Effektiv bredde for fangrister

For fangrister kan effektiv bredde beregnes som for innløpsrister, etter lign. 9.5.2.1.

Overløpsfaktor for fangrister

I tillegg til gjentettingshøyden vil formen på avsetningen påvirke strømmingen. Avsatte masser bestående av grove sedimenter og drivgods kan ha stor ruhet og det anbefales å velge en konservativ verdi for C_o for rister som tar hensyn til stor overflateruhet.

Dykking av fangrister

Dykking av fangrister fører til økt oppstuvning, og det er derfor nødvendig å undersøke effektene av eventuell dykking av overløpet, se kap. 9.4.

9.6.3 Utforming av fangrister

Fangrister utføres som regel i stålprofiler med et solid fundament i bunnen av vannveien. Det er også mulig å benytte andre materialer som trestokker o.l., men det er viktig å vurdere både levetid og motstand mot skader fra transporterte masser og maskiner ved rensk.

Høyden til en fangrist velges slik at den samler drivgods under dimensjonerende flom. Det krever at høyden er så stor at risten dekker både vanndybden og overløpet. Det anbefales å tilpasse fangristens høyde slik at vann ikke ledes ut ved stor gjentetting og vannføring. Alternativt kan man også lede vannet langs trygge flomveier rundt risten.

Lysåpningen kan også velges slik at store sedimenter holdes tilbake, men at mindre steiner passerer gjennom. Det gjør at ristene ikke fylles like fort og dermed trenger mindre rensk. Det forutsetter at steinene som passerer ikke forårsaker gjentetting eller skader nedstrøms.

Dersom det forventes transport av både drivgods og sedimenter kan man anlegge flere rister i serie. Man kan da tilpasse lysåpningen slik at de første ristene oppstrøms samler drivgodset mens nedstrøms rister i større grad samler sedimenter. Dette kan også være en god løsning dersom man forventer store volumer av transportert materiale fordi det totale lagringsvolumet øker.

9.7 Massebassenger

Massebassenger er lagringsvolumer med et definert innløp og utløp som beskytter nedstrøms deler av vannveien mot massetransport.

Krav til massebassenger i håndbok N200:

- Dimensjonering - kap. 405.37

9.7.1 Bruksområde

Massebassenger (også kalt sedimentasjonsbassenger, fangdammer eller bunnlastsperrer) brukes for å samle transporterte masser, enten ved å påvirke strømmingen eller ved mekanisk oppsamling.

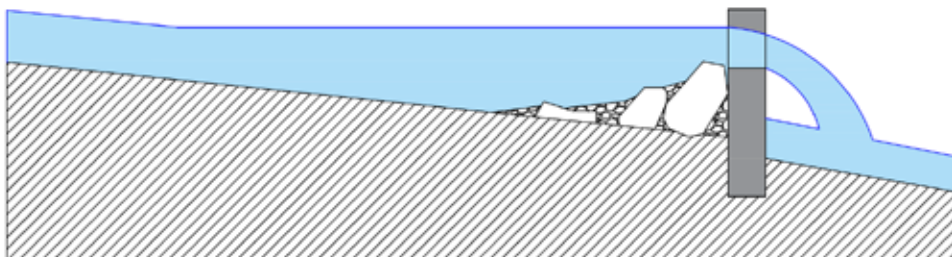
Det er en glidende overgang mellom sikringstiltak mot flomskred, massebassenger og fangrister. I denne veiledningen defineres massebassenger som tydelig definerte magasiner langs en vannvei for avlagring av vanntransporterte masser, med definert innløp og utløp. Sikringstiltak mot flomskred er beskrevet i håndbok V139 Flom- og sørpeskred.

9.7.2 Massekontroll

Man kan skille mellom to hovedtyper massebassenger: massebassenger med hydraulisk kontroll og massebassenger med mekanisk kontroll (Piton & Recking, 2015a; 2015b).

Mekanisk kontroll

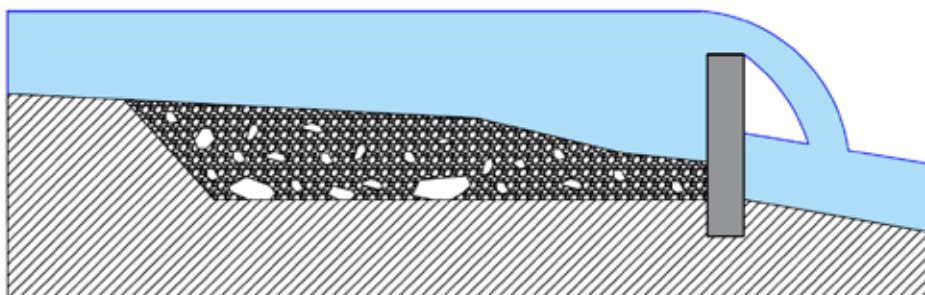
Massebassenger med mekanisk kontroll bruker fysiske hindre ved utløpet som samler opp transporterte masser, se figur 9.7.2.1. Ettersom massene samles oppstrøms for hinderet øker vannstanden i bassenget. Mekanisk kontroll benyttes for større sedimenter og drivgods.



Figur 9.7.2.1: Prinsippkisse for massebasseng med mekanisk kontroll.

Hydraulisk kontroll

Massebassenger med hydraulisk kontroll sikrer rolige strømningsforhold som gjør at transporterte masser avsettes langs bunnen, se figur 9.7.2.2. Hydraulisk kontroll brukes ofte for mindre kornstørrelser som grus og sand. Det er ikke alltid et tydelig skille mellom hydraulisk og mekanisk kontroll. Ved stor gjentetting kan et basseng med mekanisk kontroll få hydraulisk kontroll som også samler mindre kornstørrelser.



Figur 9.7.2.2: Prinsippkisse for massebasseng med hydraulisk kontroll.

9.7.3 Beregningsmetode og antatt strømming ved mekanisk kontroll

Mekanisk tilbakeholding av sedimenter

Ved mekanisk kontroll gjøres det ingen antagelser om strømmingen. Man vurderer i stedet den relative åpningen til bassengutløpet, dvs. forholdet mellom utløpets størrelse og en maksimal kornstørrelse:

$$\text{Relativ åpning} = \frac{N_0}{D_{\text{maks}}} \quad \text{Lign. 9.7.3.1}$$

N_0 = Minste dimensjon (horisontal eller vertikal) ved utløp [m]

D_{maks} = Maksimal kornstørrelse [m]

For sedimenter benytter man den minste dimensjonen til åpningen, uavhengig av om den er horisontal eller vertikal. Nøyaktig bestemmelse av relativ åpning gjøres på grunnlag av behov for beskyttelse av nedstrøms områder og rensk over levetiden. Merk at dette er grove estimater, og at noe masser vil

transporteres gjennom bassenget, særlig mindre masser når vannføringen øker tidlig i flomforløpet. Det anbefales å velge en relativ åpning på 1,2 - 1,5 for tilbakeholdelse av sedimenter (Piton & Recking, 2015a).

Mekanisk tilbakeholding av drivgods

For tilbakeholding av drivgods tar man utgangspunkt i forholdet mellom utløpets bredde og antatt lengde for drivgods:

$$\text{Relativ åpning} = \frac{B_0}{L_{\text{drivgods}}} \quad \text{Lign. 9.7.3.2}$$

B_0 = Minste horisontale bredde ved utløp [m]

L_{drivgods} = Antatt lengde for drivgods [m]

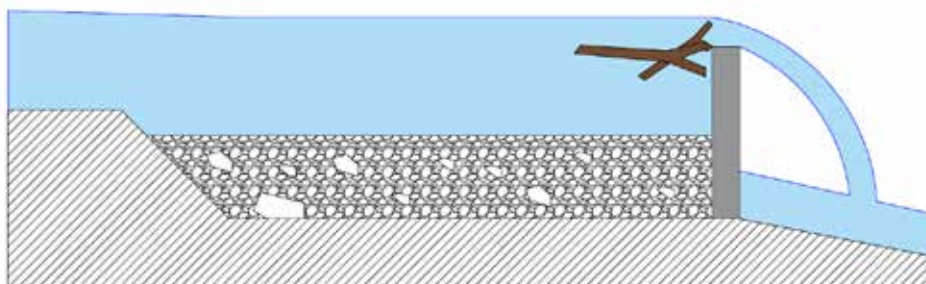
For drivgods benytter man den minste bredden til utløpet. Den relative åpningen bestemmes ut fra behov for beskyttelse av nedstrøms områder og rensk over levetiden. Merk at dette er relativt grove estimater, og at noe masser vil transporteres gjennom bassenget, særlig drivgods av mindre størrelse når vannføringen øker tidlig i flomforløpet. Det anbefales å velge en relativ åpning på 0,33 – 0,5 for tilbakeholdelse av drivgods (Piton & Recking, 2015b).

Det anbefales å bestemme en dimensjonerende gjentettingsgrad ved utløpet, og vurdere forholdene ved hydraulisk kontroll for denne, for bassenger som hovedsakelig fungerer ved mekanisk kontroll, se kap. 9.7.4.

9.7.4 Beregningsmetode og antatt strømning ved hydraulisk kontroll

Ved hydraulisk kontroll beregner man vanndybden ved utløpet for en gitt gjentettingshøyde, og beregner vannlinjen i oppstrøms retning. Man kan så finne størrelsen for stabil steinstørrelse ut fra vannhastigheten. For beskrivelse av vannlinjeberegning, se vedlegg H.

Masselagringsprosessene i et massebasseng kan variere mye, avhengig av mengden og hvilke typer masser som samles. Metoden som er brukt her er tilpasset praktisk dimensjonering som tar hensyn til behovet for vedlikehold av massebassenget.



Figur 9.7.4.1: Prinsippkisse for beregning av vanndybde ved utløp ved hydraulisk kontroll.

Figur 9.7.4.1 viser den dimensjonerende tilstanden for massebassenget. Energihøyden ved utløpet kan beregnes som følger:

$$H = H_u + \Delta H_{\text{sed}} + \Delta H_{\text{drivgods}} \quad \text{Lign. 9.7.4.1}$$

H = Vannets energihøyde ved utløpet [m]

H_u = Vannets energihøyde ved åpent utløp [m]

ΔH_{sed} = Energitaup pga. sedimenter ved utløpet [m]

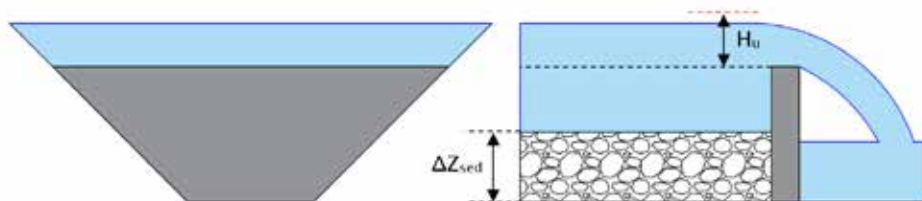
$\Delta H_{\text{drivgods}}$ = Energitaup pga. drivgods ved utløpet [m]

Energitapene beregnes ut fra utløpsutforming og hvordan sedimenter og drivgods påvirker strømmingen. Beregning av energitap pga. sedimenter og energitap er gitt under beskrivelse av de forskjellige utløpsutformingene. Merk at disse energitapene er basert på et begrenset datagrunnlag, og derfor ansees som relativt grove estimater (Piton & Recking, 2015a;2015b). Det anbefales derfor å velge konservative verdier ved dimensjonering av massebassenger.

For å beregne energitapene må man anslå gjentettingsdybden (Δz_{sed}), maksimal steinstørrelse (D_{maks}) og diameter på drivgods ($D_{drivgods}$). Det anbefales å ta utgangspunkt i tilgjengelige kilder til disse materialene nær den aktuelle vannveien, basert på observasjoner under befaring, se kap. 4.3.

Terskelutløp

Massebassenger kan utformes med en tett utløpstærskel, se figur 9.7.4.2. Vanndybde ved fritt utløp (H_u) beregnes som for terskler, se kap. 9.4.



Figur 9.7.4.2: Terskelutløp for massebasseng (etter Piton & Recking, 2016a).

Terskeldammer fungerer i hovedsak ved hydraulisk kontroll, der reduksjon i vannhastighet fører til avsetning av masser i bassenget. Samtidig kan noe drivgods transporteres gjennom bassenget fordi vannet går i overløp ved utløpet. Det er likevel en fare for at drivgods av stor størrelse samler seg på oppstrøms side av terskelkronen. Terskeldammer fører til at det oppstår et permanent vannspeil i bassenget ved normalt tilsig av vann, i motsetning til andre utforminger med større åpninger som slipper vannet gjennom.

For terskelutløp kan energitapene pga. sedimenter beregnes som følger:

$$\text{For } \Delta z_{sed} + D_{maks} < \Delta z: \quad \Delta H_{sed} = \Delta z_{sed} \quad \text{Lign. 9.7.4.2}$$

$$\text{For } \Delta z_{sed} + D_{maks} \geq \Delta z: \quad \Delta H_{sed} = \Delta z_{sed} + D_{maks} \quad \text{Lign. 9.7.4.3}$$

Δz = Terskelhøyde over bassengbunn [m]

D_{maks} = Antatt største steinstørrelse [m]

Δz_{sed} = Gjentettingsdybde fra bassengbunn [m]

ΔH_{sed} = Energitalp pga. avsatte sedimenter [m]

For terskelutløp kan energitapene pga. drivgods beregnes som følger:

$$\Delta H_{drivgods} = K_{drivgods} \frac{v_0}{2g} \quad \text{Lign. 9.7.4.4}$$

$\Delta H_{drivgods}$ = Energitalp pga. drivgods ved utløpet [m]

$K_{drivgods}$ = Tapskoeffisient for drivgods [m/s]

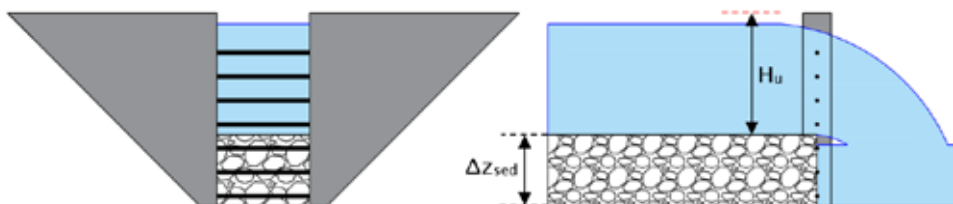
v_0 = Vannhastighet ved bassenginnløp [m/s]

g = Tyngdekonstant (9,81) [m/s²]

$K_{drivgods}$ settes lik 1,5 for $D_{drivgods} < 1$ m og 2,5 for $D_{drivgods} > 1$ m.

Spalteutløp

Denne typen utløp har en smal åpning ved utløpet, sammenlignet med bassengets bredde, se figur 9.7.4.3. Utløpet kan utformes åpent eller med horisontale staver.



Figur 9.7.4.3: Spalteutløp for massebasseng (etter Piton & Recking, 2016a).

Spalteutløp anbefales der man forventer sedimenter og drivgods av moderat størrelse, ettersom spaltestørrelsen kan tilpasses størrelsen på massene. Erfaringsmessig har slike dammer god evne til selvrensing av sedimenter, men mister denne evnen når utløpet tettes av drivgods. Ettersom utløpet tettes økes både den mekaniske og hydrauliske tilbakeholdningsevnen, og det oppstår betydelig oppstuvning i bassenget.

For utløp med spalter kan følgende ligning brukes:

$$H_u = \left(\frac{Q}{K_u B_u} \right)^{2/3} \quad \text{Lign. 9.7.4.5}$$

- H_u = Energihøyde oppstrøms for utløpet [m]
- Q = Vannføring [m^3/s]
- K_u = Utløpskoeffisient for spalteutløp [$\text{m}^{1/2}/\text{s}$]
- B_u = Bredde ved utløp [m]

For et spalteutløp uten horisontale staver settes $K_u = 1,92$. Dersom det brukes horisontale staver kreves det at stavtykkelsen er betydelig mindre enn avstanden mellom dem ($t < 0,1 T$). For et utløp med horisontale staver bestemmes K_u ut fra avstanden mellom staven:

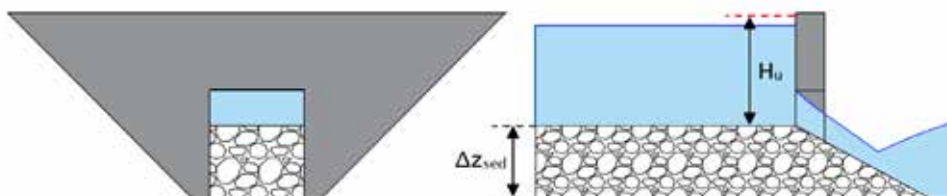
$$K_u = 0,383 \ln(T) + 1,557 \quad \text{Lign. 9.7.4.6}$$

- K_u = Koeffisient for horisontale staver [$\text{m}^{1/2}/\text{s}$]
- T = Avstand mellom horisontale staver [m]

For spalteutløp beregnes energitap pga. sedimenter (ΔH_{sed}) med lign. 9.7.4.3, og energitap pga. drivgods ($\Delta H_{\text{drivgods}}$) beregnes med lign. 9.7.4.4.

Dykket utløp

Et dykket utløp fungerer som et kulvertinnløp, se figur 9.7.4.4. Energihøyde ved utløpet beregnes dermed som for et kulvertinnløp ut fra vannføring og utløpets utforming, se kap. 9.3.



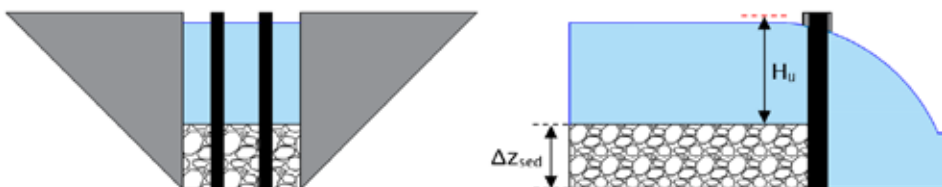
Figur 9.7.4.4: Dykket utløp for massebasseng (etter Piton & Recking, 2016a).

Dykkede utløp oppfører seg relativt likt som et spalteutløp, men er generelt mindre utsatt for gjentetting av drivgods så lenge utløpet ligger betydelig lavere enn vannoverflaten i bassenget. Drivgods kan da samles mekanisk mot oppstrøms side av terskelen, og vil samle seg ved utløpet når vanddybden i bassenget synker. Denne utformingen brukes i hovedsak for å sikre hydraulisk kontroll pga. lavere vannhastighet i bassenget. Ved stor vannføring og/eller gjentetting av det dykkede utløpet vil vannet gå i overløp over terskelkronen.

For dykket utløp beregnes energitap pga. sedimenter (ΔH_{sed}) med lign. 9.7.4.3, og energitap pga. drivgods ($\Delta H_{drivgods}$) beregnes med lign. 9.7.4.4.

Utløp med søyler

Utløp med søyler ligner spalteutløp, men har store ($t > 0,1T$), vertikale søyler i stedet for horisontale staver, se figur 9.7.4.5. Denne typen utløp er godt egnet der man forventer transport av store sedimenter og/eller drivgods av stor størrelse i vannstrømmen. Etersom masser tetter utløpet vil det oppstå et overløp i åpningen, og deretter vil vannet gå i overløp over terskelkronen hvis vanddybden i bassenget stiger høyt nok.



Figur 9.7.4.5.: Prinsippskisse av utløp med søyler.

For et utløp med søyler beregnes vanddybden på følgende måte:

$$H = \left(\frac{Q}{K_u B'_u} \right)^{2/3} \quad \text{Lign. 9.7.4.7}$$

Q = Vannføring [m^3/s]

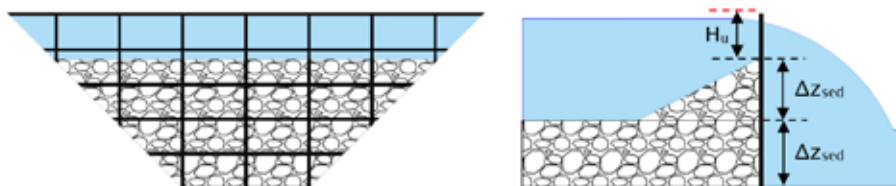
K_u = Utløpskoeffisient for spalteutløp [$m^{1/2}/s$]

B'_u = Effektiv bredde ved utløp, se kap. 9.5.2 [m]

K_u beregnes etter ligning 9.7.4.6. For spalteutløp beregnes energitap pga. sedimenter (ΔH_{sed}) med lign. 9.7.4.3, og energitap pga. drivgods ($\Delta H_{drivgods}$) beregnes med lign. 9.7.4.4.

Utløp med gitter, rist eller nett

Utløp med gitter eller rist, ligner på fangrister, se figur 9.7.4.6. Denne løsningen har evnen til å holde tilbake nesten alt av sedimenter og drivgods under en flom dersom lysåpningen er tilpasset størrelsen på sedimentene. Fordi ristene holder tilbake en stor andel av massene også tidlig i en flom, krever denne utformingen generelt stort lagringsvolum, og stor høyde ved utløpet, slik at masser ikke skylles over risten ved flomtoppen.



Figur 9.7.4.6: Prinsippskisse av strømning over utløp med rist eller nett.

Det anbefales å anta en skrå oppsamling av masser med helning på 1:3 ved utløpet, med høyde tilsvarende Δz_{sed} . Energihøyden ved utløpet beregnes som for en rist, se kap. 9.4 – 9.6. For utløp med gitter, rist eller nett anbefales det å beregne energitapet pga. drivgods ($\Delta H_{\text{drivgods}}$) som følger:

$$\Delta H_{\text{drivgods}} = 2D_{\text{drivgods}} \quad \text{Lign. 9.7.4.8}$$

$\Delta H_{\text{drivgods}}$ = Energitalp pga. drivgods ved utløpet [m]

D_{drivgods} = Midlere diameter for samlet drivgods [m]

Energitalp pga. sedimenter (ΔH_{sed}) med lign. 9.7.4.3 for bassenger utløp med gitter, rister eller nett.

Nett er effektive for å holde tilbake drivgods, men vil ofte også holde tilbake sedimenter ettersom nettet tettes, og så lenge nettmaskene er mindre enn sedimentene. Det anbefales å benytte nett for følgende forhold:

Bredde: $B_{\text{nett}} \leq 15 \text{ m}$

Helning av vannvei: $I < 0,05$

Belastning: $V_{\text{sediment}}/B_{\text{nett}} < 100 \text{ m}^3/\text{m}$

Ettersom nettene fylles med sedimenter utsettes forankringene for store krefter, og det er derfor viktig med solide forankringer. Det anbefales å plassere nettet slik at belastningen fra masser og vann gir mest mulig symmetrisk belastning av forankringen. Bunnen og sidene nær nettet forsterkes etter behov, enten med stor stein eller en solid bunnterskel for å unngå erosjon.

9.7.5 Utforming av massebassenger

Forskjellige utforminger er effektive for forskjellige typer massetransport. Tabell 9.7.5.1 og tabell 9.7.5.2 beskriver tilbakeholdingsgraden for henholdsvis sedimenter og drivgods. Tabellene tar utgangspunkt i at utformingen er tilpasset størrelsen til aktuelle masser som transporteres i løpet av en flom. Jo større den relative åpningen ved utløpet er, desto lavere blir tilbakeholdingsevnen. Tabellene gir med andre ord en anbefaling for valg av løsning, som så må dimensjoneres for å håndtere lokale forhold. Alle utforminger får økt tilbakeholding når utløpet tettes av drivgods eller store sedimenter.

Tabell 9.7.5.1: Tilbakeholding av sedimenter for forskjellige utforminger (Piton & Recking, 2015a).

Utforming	Tilbakeholdingsevne for sedimenter
Terskel	Stor
Spalte	Delvis
Dykket utløp	Delvis
Søyler	Delvis
Gitter	Stor
Nett	Total

Tabell 9.7.5.2: Tilbakeholding av sedimenter for forskjellige utforminger (Piton & Recking, 2015b).

Utforming	Tilbakeholdingsevne for drivgods
Terskel	Delvis
Spalte	Delvis
Dykket utløp	Total
Søyler	Delvis
Gitter	Total
Nett	Total

Plassering av massebassenger

Massebassenger plasseres oppstrøms for området man ønsker å beskytte mot gjentetting eller skader fra transporterte masser. Massebassenger krever ofte betydelige arealer for å fungere effektivt, og det kan ofte være effektivt å bygge massebassenger i naturlige forsenkninger i terrenget. I tillegg er det nødvendig med tilkomst for maskiner for effektiv rensk av bassengene. Det er derfor viktig å avklare behov for massehåndtering tidlig i planleggingen, slik at nødvendige arealer legges inn i reguleringsplanen.

9.7.6 Innløpsutforming for massebassenger

Ved underkritisk strømning i massebassenget kan man forvente betydelig oppstuvning i bassenget, som påvirker oppstrøms i kanal og innløp. Det anbefales derfor at man undersøker oppstuvning og tilpasser vannveien oppstrøms slik at vann ikke ledes vekk under flom.

9.8 Fordrøyningsbassenger

Fordrøyningsbassenger er magasiner som holder tilbake deler av vannvolumet ved flom, og dermed reduserer nedstrøms vannføring.

Krav til fordrøyningsbassenger i håndbok N200:

- Dimensjonering - kap. 405.38

9.8.1 Bruksområde

Ved å holde tilbake deler av vannet under en flom kan man redusere vannføringen nedstrøms. Fordrøyning er et viktig prinsipp i tre-trinns-strategien, se kap. 3.2.2. Fordrøyningsbassenger kan også fungere som infiltrasjonsbassenger, se kap. 9.9.

9.8.2 Beregningsmetode og antatt strømning

Beregning av fordrøyningsmagasin skiller seg fra andre dimensjoneringsmetoder ved at den ikke beregner selve strømningen i magasinet, men i stedet beregner massebalansen gjennom flomforløpet. Metoden er stegvis og ikke-stasjonær. Forenklete metoder og utfyllende beskrivelse kan finnes i Lindholm (2015).

1. Bestemme geometri og utløpsutforming

Man begynner dimensjoneringen med å bestemme bassenggeometri og utløpsutforming. Bassengutformingen omfatter arealet (A_b) og helning på sideveggene. Jo større bunnareal og jo slakere helning, desto større fordrøyningsvolum og -effekt. Utløpsutformingen påvirker utløpsvannføringen, og dermed fordrøyningseffekten. Bruk av forskjellige typer utløp er beskrevet i kap. 9.8.4.

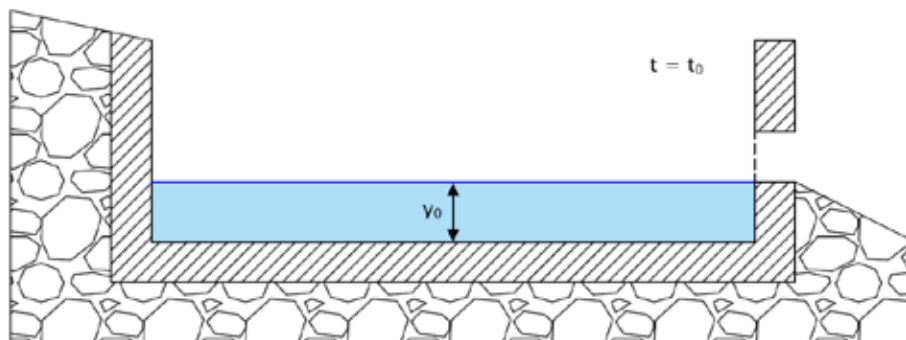
- 1.1 Bestem bunnareal: $A_{b,0}$
- 1.2 Bestem sidehelning: 1:b
- 1.3 Bestem utløpsutforming (se kap. 9.8.4)

2. Initialtilstand

Man begynner med å bestemme initialtilstanden i bassenget (figur 9.8.2.1).

2.1 Initiell vanndybde i bassenget: y_0

2.2 Tid: $t = t_0$



Figur 9.8.2.1: Initialtilstand ved $t = t_0$ for massebalanse i fordrøyingsbasseng.

3. Beregn økning i vanndybde pga. innløpsvannføring

Deretter beregner man økningen i vanndybde for tidssteg n , se figur 9.8.2.2.

3.1 Tid: $t_n = t_{n-1} + (n \times \Delta t)$

3.2 Økning i vanndybde: $\Delta y_{inn,n} = \left(\frac{Q_{inn} \Delta t}{A_{b,n}} \right)$

t_n = Tid ved slutten av tidssteg n [s]

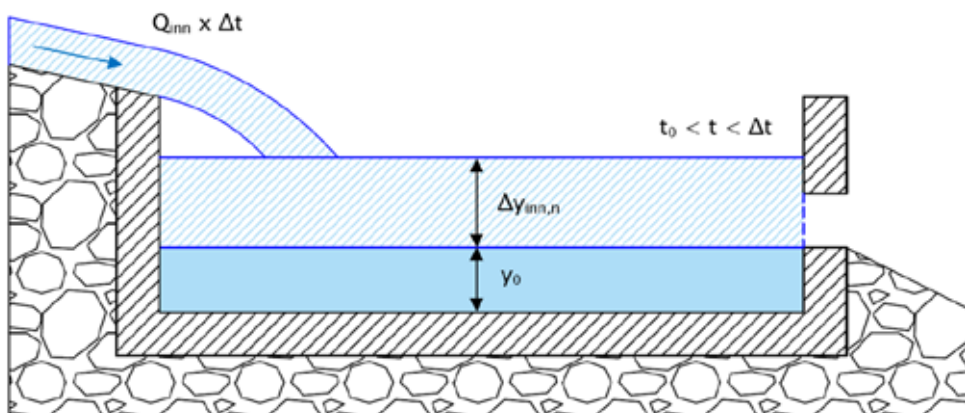
t_0 = Starttidspunkt [s]

n = Tidssteg [-]

Δt = Varighet av tidssteg n [s]

$\Delta y_{inn,n}$ = Økning i vanndybde pga. innløpsvannføring for tidssteg n [m]

$A_{b,n}$ = Areal ved vannoverflaten for tidssteg n [m²]



Figur 9.8.2.2: Prinsippkisse for massebalanse i fordrøyingsbasseng.

For et basseng med vertikale vegger ($b = 0$) blir $A_{b,n} = A_b$. For et basseng der veggene ikke er vertikale må A_b justeres for sidehelningen ettersom vannet stiger.

4. Beregn reduksjon i vanndybde pga. utløpsvannføring

Økningen i vanndybde fører til at utløpsvannføringen øker, og vi beregner denne og volumet av vann som ledes ut av bassenget i løpet av tidssteget. Vanndybden i bassenget reduseres, se figur 9.8.2.3. Det anbefales å benytte en gjennomsnittlig vanndybde over tidssteget i steg 4.1.

4.1 Bestem vannføring ut av bassenget: $Q_{ut,n}$ (se kap.9.8.4)

4.2 Reduksjon i vanndybde: $\Delta y_{ut,n} = \frac{Q_{ut,n} \Delta t}{A_{b,n}}$

4.3 Vanndybde i basseng ved slutt av steget: $y_n = y_{n-1} + \Delta y_{inn,n} - \Delta y_{ut,n}$

y_{n-1} = Vanndybde i magasinet ved starten av tidssteg n [m]

$Q_{ut,n}$ = Vannføring ut av magasinet i løpet av tidssteg n [m^3/s]

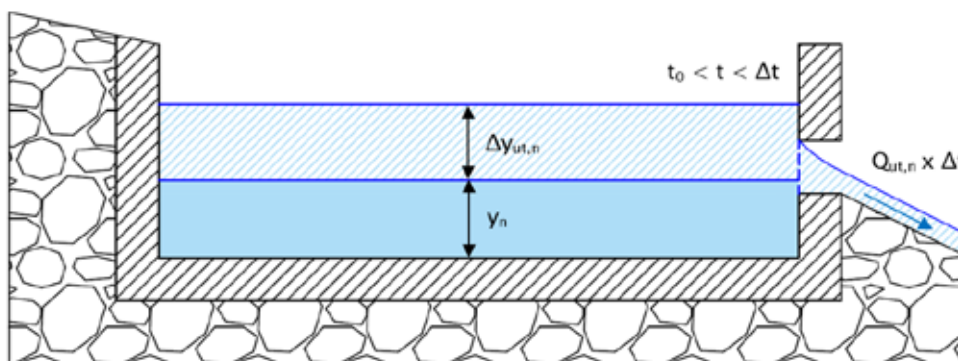
Δt = Varighet av tidssteg n [s]

$A_{b,n}$ = Areal av bassenget ved vannoverflaten [m^2]

y_n = Vanndybde i basseng ved slutten av tidssteg n [m]

$\Delta y_{inn,n}$ = Økning i vanndybde pga. innløpsvannføring [m]

$\Delta y_{ut,n}$ = Reduksjon i vanndybde som følge av utløpsvannføring [m]



Figur 9.8.2.3: Reduksjon i vanndybde pga. utløpsvannføring.

Man har nå funnet vanndybden ved slutten av tidssteg n. Man gjentar så steg 2 og 4 for hvert tidssteg, og bruker vanndybden fra tidssteg (n-1) som utgangspunkt for beregning av tidssteg (n). Når man har funnet en tilstrekkelig lav utløpsvannføring kan man beregne fordrøyd vannvolum.

5. Beregning av fordrøyd vannvolum

Til slutt i tidssteget beregner man det fordrøyd vannvolumet som differansen mellom vann inn og ut av magasinet.

5.1 Vannvolum inn i bassenget: $V_{inn,n} = Q_{inn,n} \times \Delta t$

5.2 Vannvolum ut av bassenget: $V_{ut,n} = Q_{ut,n} \times \Delta t$

5.3 Fordrøyd vannvolum: $V_{fordrøyd,n} = V_{inn,n} - V_{ut,n}$

$V_{inn,n}$ = Vannvolum inn i magasinet i løpet av tidssteg n [m^3]

$Q_{inn,n}$ = Vannføring inn i magasinet i løpet av tidssteg n [m^3/s]

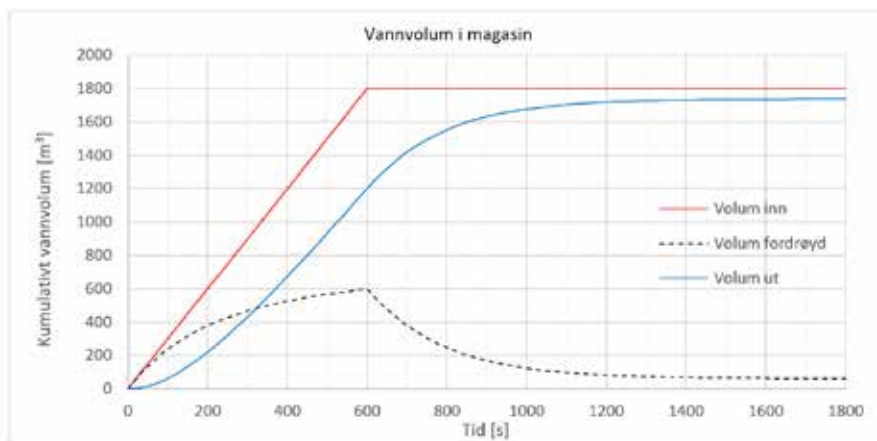
Δt = Varighet av tidssteg n [s]

$V_{ut,n}$ = Vannvolum ut av magasinet i løpet av tidssteg n [m^3]

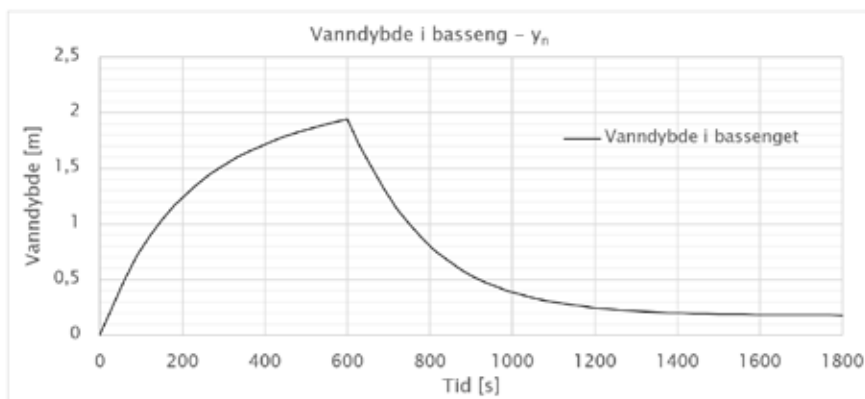
$Q_{ut,n}$ = Vannføring ut av magasinet i løpet av tidssteg n [m^3/s]

$V_{f,n}$ = Vannvolum holdt tilbake i magasinet i løpet av tidssteg n [m^3]

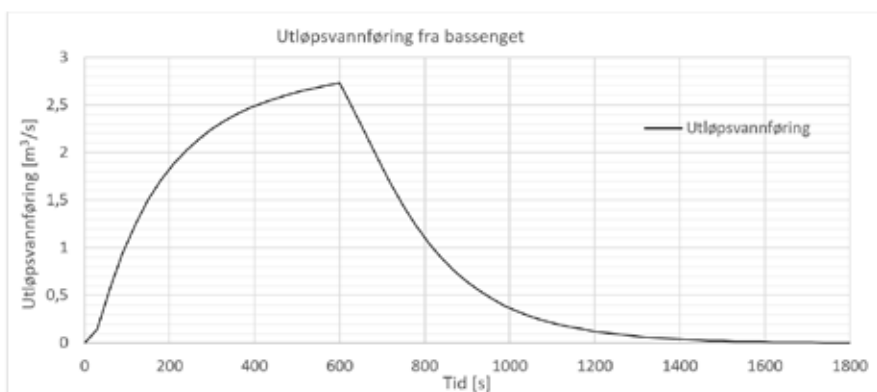
Når flomforløpet er over fortsetter man stegvis uten Q_{inn} helt til vanndybden reduseres til initialtilstanden. Merk at fordi metoden benytter regresjonsligninger for utløpsvannføring som ikke er helt presise så kan beregningen konvergere mot verdier som er litt forskjellig fra initialtilstanden. Når beregningen er ferdig har man beregnet fordrøyd vannvolum, maksimal utløpsvannføring og vanndybde i magasinet for flomforløpet. Figur 9.8.2.5 - 9.8.2.7 viser eksempler fra en beregning av et åpent fordrøyningsbasseng ($A_b = 350 \text{ m}^2$, vertikale vegger, $Q_{inn} = 3 \text{ m}^3/\text{s}$, $t = 600\text{s}$) med sirkulært utløp med rett kant i bassengveggen ($D = 0,8 \text{ m}$). Eksempelet viser at vannføringen reduseres fra $3 \text{ m}^3/\text{s}$ til rundt $2,7 \text{ m}^3/\text{s}$, altså med rundt 10%.



Figur 9.8.2.5: Eksempel på kumulative vannvolumer i bassenget.



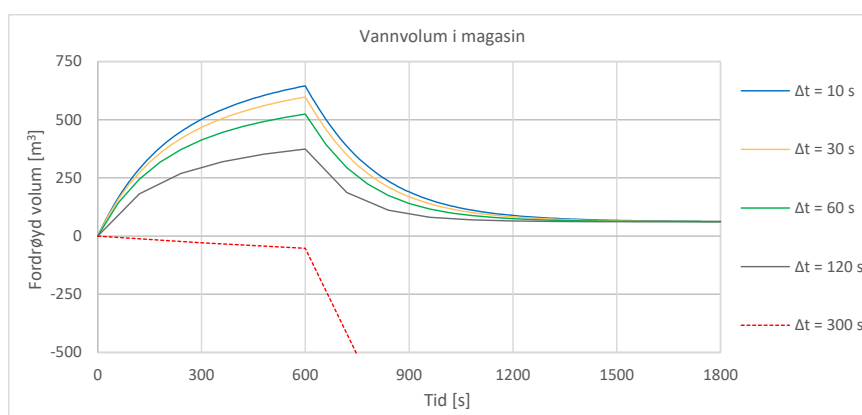
Figur 9.8.2.6: Eksempel på vanndybde i bassenget.



Figur 9.8.2.7: Eksempel på utløpsvannføring fra bassenget.

9.8.3 Flomforløp og tidsoppløsning

Fordrøyningsbassenger dimensjoneres for et flomforløp som beskriver vannføringen for alle tidssteg gjennom flommen, se kap. 8.4. Valg av tidsoppløsning for flomforløpet og beregning av massebalanse i bassenget er viktig for å sikre at metoden gir realistiske resultater. I praksis renner vann inn og ut av bassenget kontinuerlig. Dersom man velger en grov tidsoppløsning for beregningen vil vanndybden øke urealistisk mye for hvert tidssteg, og utløpsvannføringen kan dermed bli mye større enn det som er realistisk. For svært lange tidssteg kan man da ende opp med en utløpsvannføring som er større enn innløpsvannføringen innenfor tidssteget, se eksempel i figur 9.8.3.1. Eksempelet viser at når tidsstegene blir lange, så undervurderes fordrøyningseffekten, men verdiene konvergerer og gir mening. Ved veldig grov tidsoppløsning (i dette eksempelet $\Delta t = 300$ s) er beregningsmetoden ikke gyldig. Ettersom beregningen enklest gjøres i regneark er det ikke arbeidskrevende å velge en lav tidsoppløsning, og det anbefales å sammenligne flere oppløsninger for å sikre at resultatet er realistisk.

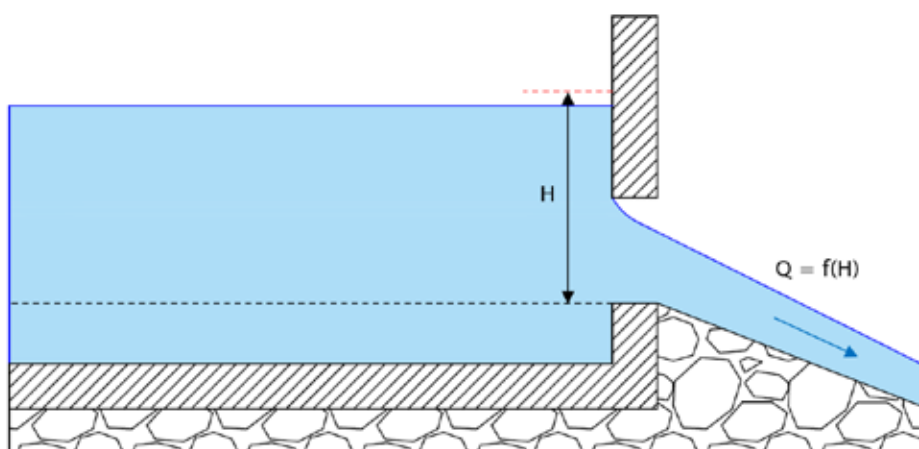


Figur 9.8.3.1: Eksempel på effekt av forskjellige tidsoppløsninger.

9.8.4 Beregning av utløpsvannføring

Utløp med åpning i bassengvegg

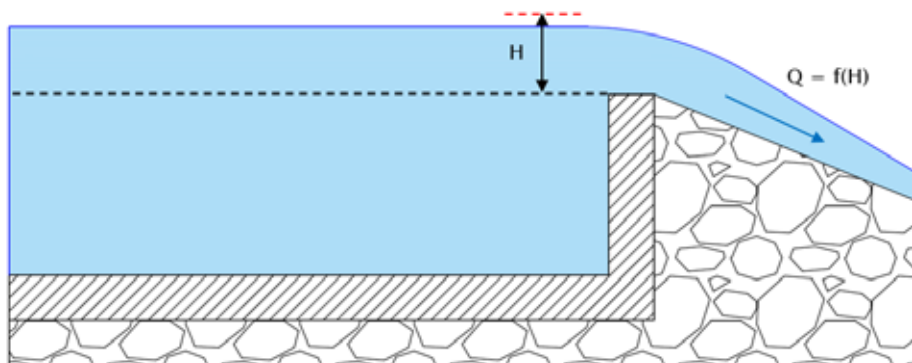
For utløp med åpning i bassengvegg beregnes utløpsvannføringen som for en kulvert, se figur 9.8.4.1 Det anbefales å benytte dimensjonsløse regresjonsligninger, se vedlegg F. Man kan da anta at vannhastigheten ikke påvirker kapasiteten ($y = H$).



Figur 9.8.4.1: Prinsippskisse for fordrøyningsbasseng med dykket utløp.

Utløpsvannføring for overløp

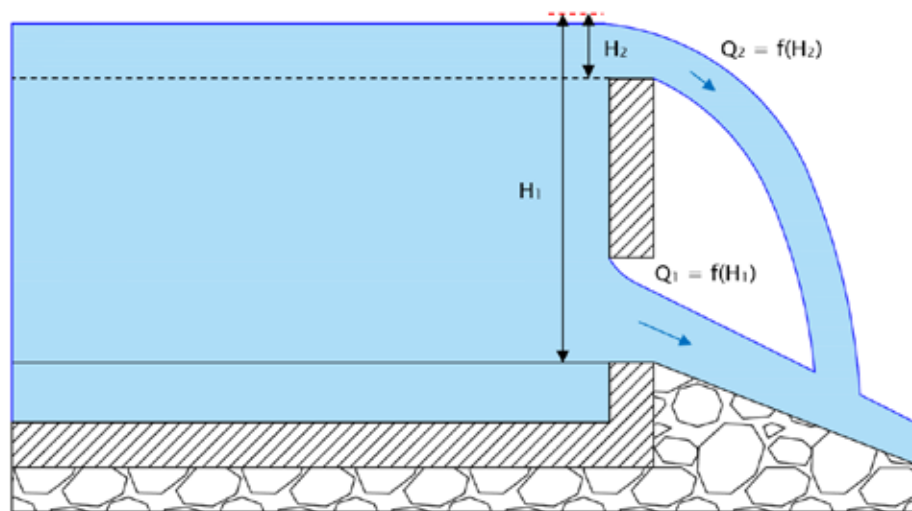
Dersom vannet går i overløp ved utløpet kan vannføringen beregnes etter lign. 9.4.2.1 med en overløpskoeffisient C_o som passer med bassengkantens utforming. Se prinsippskisse i figur 9.8.4.2. Man kan da anta at vannhastigheten ikke påvirker kapasiteten ($y = H$).



Figur 9.8.4.2: Prinsippskisse for fordrøyningsbasseng med overløp.

Kombinert utløp

Det er også mulig å kombinere de to løsningene, slik at vannet først går gjennom en åpning, og så går i overløp dersom vannet stiger over bassengkanten. Det er også tilfellet ved overbelastning av basseng med dykket utløp. I så fall kombineres bidragene for utløpsvannføringen, se figur 9.8.4.3.



Figur 9.8.4.3: Prinsippskisse av fordrøyningsbasseng med kombinert utløp.

Fordrøyningsbasseng med infiltrasjon

Fordrøyningsbasseng kan også utformes med infiltrasjon gjennom bassengbunnen, se kap. 9.9.

9.8.5 Isdannelse i fordrøyningsbassenger

I norsk klima vil isdannelse påvirke fordrøyningsbassenger. Is vil ta opp deler av det totale volumet og redusere fordrøyningseffekten (Lindholm, 2015). Ved dimensjonering av fordrøyningsbassenger tar man derfor hensyn til istykkelsen:

$$\Delta z_{is} = a(D_f)^{0.5} = a_{is}(\sum |T|)^{0.5}$$

Lign. 9.8.5.1

Δz_{is} = Istykkelse [mm]

a_{is} = Koeffisient for isdannelse [-]

D_f = Absolutt sum av negative graddager [° Celsius]

T_c = Temperatur for de enkelte dagene [° Celsius]

Tabell 9.8.5.1 inneholder anbefalte verdier for a_{is} .

Tabell 9.8.5.1: Koeffisient for isdannelse (Lindholm, 2015).

Strømningsforhold	a_{is}
Teoretisk maksimum	34
Stillestående vann med mye vind og uten snødekke	27
Stillestående vann med moderat vind og snødekke	17 – 24
Strømmende vann med moderat vind og snødekke	14 – 17
Raskt strømmende vann uten påvirkning fra vind, uten snødekke	7 – 14

9.8.6 Utforming av fordrøyningsbassenger

Fordrøyningsbassenger utformes slik at de er tette og tåler belastningen fra vannet. Vanlige løsninger bruker enten betong eller løsmasser. Dersom det brukes løsmasser anbefales det å kontrollere geoteknisk stabilitet og vurdere behovet for tetting. Det anbefales å utforme fordrøyningsbassenger med trygge overløp slik at vann ikke ledes til omgivelsene ved overbelastning.

En løsning som ofte gir god fordrøyningsseffekt er å legge utløpet et stykke over bunnen av bassenget, men ha mindre utløp nederst på veggen slik at vannet under hovedutløpet kan drenere ut over tid. På den måten sikrer man at en større andel av vannet blir fordrøyd fordi det ikke kan strømme ut ved hovedutløpet. På samme måte er det også mulig å utforme fordrøyningsbassenger med infiltrasjonsløsning i bunnen, slik at vannet infiltrerer ned i grunnen etter endt flom, se kap. 9.9.

Fordrøyningsbassenger med dykket utløp er spesielt utsatt for gjentetting fordi utløpet ofte er lite sammenlignet med vannføringen. Det anbefales derfor å vurdere sikring mot massetransport på oppstrøms side. Store fordrøyningsbassenger kan kreve godkjenning som dammer.

9.9 Infiltrasjonsbasseng

9.9.1 Bruksområde

Infiltrasjonsbassenger er magasiner som samler vann fra et nedbørfelt og infiltrerer det. Denne typen tiltak inngår i det første trinnet i tre-trinns-strategien.

9.9.2 Dimensjonering og antatt strømning

Dimensjoneringsmetoden avhenger av feltareal. For større felt dimensjoneres infiltrasjonsbassenget som et fordrøyningsbasseng der infiltrasjonen regnes inn i utløpsvannføringen. For mindre felt dimensjoneres infiltrasjonsbassenget mer forenklet som et nødvendig bunnareal for infiltrasjon.

Dimensjoneringsmetode for feltareal $A_F > 0,8$ ha

For felt med feltareal $A_F > 0,8$ ha (8000 m²) dimensjones magasineringsvolumet som for et fordrøyningsbasseng, se kap. 9.8. For infiltrasjonsbassenger legges infiltrasjonskapasiteten til utløpsvannføringen for hvert tidssteg. Det antas at infiltrasjonsraten er konstant i løpet av regnhendelsen. Infiltrasjonskapasitet og infiltrert vannvolum beregnes som følger:

$$Q_{inf} = A_{inf} * K_h * \left[\frac{(y_{maks} + \frac{\Delta z}{2})}{\Delta z} \right]$$

Lign. 9.9.2.1

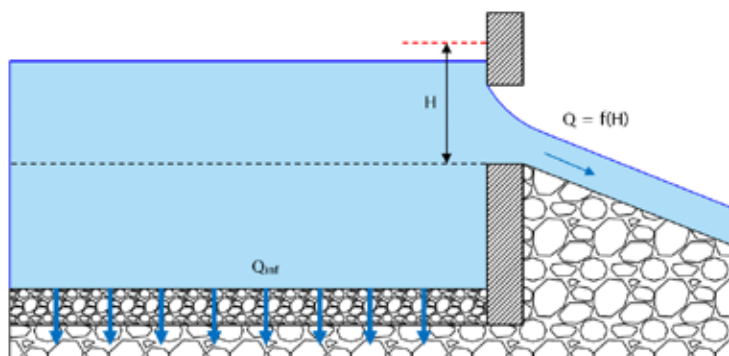
A_{inf} = Areal av infiltrasjonsoverflaten [m²]

K_h = Mettet, hydraulisk konduktivitet [m/s]

y_{maks} = Maksimal vanndybde over infiltrasjonsflaten [m]

Δz = Dybde fra infiltrasjonsoverflaten til grunnvannspeil [m]

Figur 9.9.2.1 viser infiltrasjon i bunnen av et basseng med utløpsåpning i bassengvegg.



Figur 9.9.2.1: Prinsippkisse - infiltrasjon i bunn av basseng.

$$V_{inf} = Q_{inf} * \Delta t$$

Lign. 9.9.2.2

V_{inf} = Infiltrert vannvolum [m³]

Q_{inf} = Infiltrasjonskapasitet [m³/s]

Δt = Lengde på tidssteg [s]

Tiden det tar å tømme bassenget ved infiltrasjon beregnes som:

$$t_t = \frac{V_{magasin}}{Q_{inf}} = \frac{A_{inf} * y_{maks}}{Q_{inf}}$$

Lign. 9.9.2.3

t_t = Tiden det tar å tømme infiltrasjonsmagasinet [s]

$V_{magasin}$ = Magasineringsvolum [m³]

Merk at større felt kan deles i flere mindre delfelt ved å lede vannet til flere mindre infiltrasjonsbassenger.

Dimensjoneringsmetode for feltareal $A_F \leq 0,8$ ha

For felt med feltareal $A_F \leq 0,8$ ha (8000 m²) kan infiltrasjonsflatens størrelse beregnes etter følgende formel (Paus & Braskerud, 2013):

$$A_{inf} = \frac{A_F * C * P}{[y_{maks} + (K_h * t_r)]}$$

Lign. 9.9.2.4

A_{inf} = Areal av infiltrasjonsoverflaten [m²]

A_F = Feltareal [m²]

C = Avrenningskoeffisient [-]

P = Dimensjonerende nedbørmengde [m]

y_{maks} = Maksimal vanndybde over infiltrasjonsflaten [m]

K_h = Mettet, hydraulisk konduktivitet [m/s]

t_r = Regnvarighet [s]

9.10 Energidrepere

Energidrepere er en fellesbetegnelse på tiltak som fører til et vannstandssprang, og reduserer vannets energihøyde.

Krav til energidrepere i håndbok N200:

- Dimensjonering - kap. 405.36

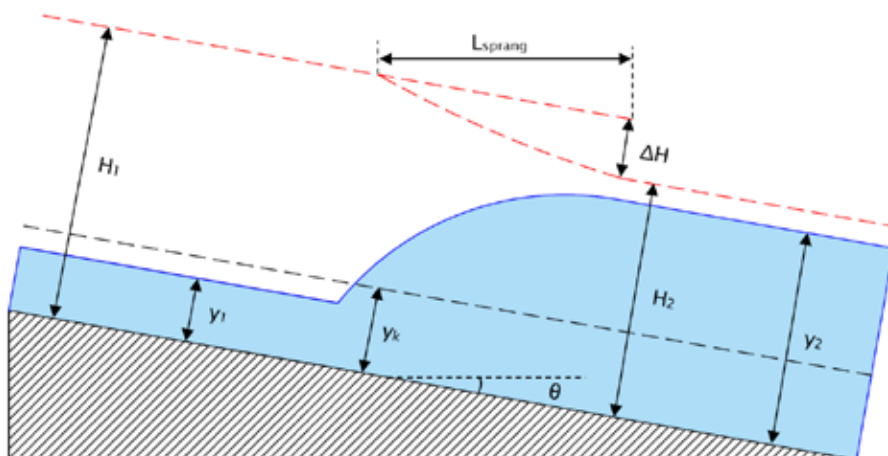
9.10.1 Bruksområde

Energidrepere sikrer at det oppstår vannstandssprang (hydraulisk sprang) med betydelig energitap. Dermed reduseres hastighetsenergien og fare for erosjon. Det kan f.eks. være aktuelt ved utløpet av lange, bratte kulverter eller langs vannveier i bratt terreng.

9.10.2 Beregningsmetode og antatt strøming

Vannstandssprang

Et vannstandssprang oppstår ved overgang fra overkritisk til underkritisk strøming, se figur 9.10.2.1. Det oppstår en stående bølge som reduserer energien nedstrøms. Gjennom vannstandsspranget reduseres vannhastigheten, mens vanndybden øker, og deler av energien går tapt. For vannstandssprang antas det hurtig varierende strøming.



Figur 9.10.2.1: Prinsippkisse for vannstandssprang.

Det finnes forskjellige metoder for å beregne strømmingen i et vannstandssprang. Metoden som er beskrevet her tar høyde for bunnhelningen i kanalen (Husain et al., 1994):

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{(1 + 8 G_1^2)} - 1 \right] \quad \text{Lign. 9.10.2.1}$$

$$G_1^2 = Fr_1^2 10^{(0,054\theta)} \quad \text{Lign. 9.10.2.2}$$

- y_2 = Nedstrøms vanndybde [m]
- y_1 = Oppstrøms vanndybde [m]
- G_1 = Sprangkoeffisient [-]
- Fr_1 = Froudetall oppstrøms for sprang [-]
- θ = Bunnhelning [grader]

Denne metoden er gyldig for rektangulære tverrsnitt der overflateruheten er konstant langs vannveien og det ikke benyttes terskler eller andre hindre for å fremtvinge vannstandsspranget. I praksis brukes den likevel for andre tverrsnitt, men det anbefales ikke å bruke den der man har terskeler, se kap. 9.10.3.

Spranglengde

Lengden til det hydrauliske spranget kan beregnes som følger (Karbasi, 2016):

$$L_{\text{sprang}} = y_1 \left(2,8 - 12,6 Fr_1 + 14,9 \frac{y_2}{y_1} \right) \quad \text{Lign. 9.10.2.3}$$

L_{sprang} = Sprangets lengde i horisontal retning [m]

y_1 = Vanddybde på oppstrøms side [m]

Fr_1 = Froudetallet på oppstrøms side [-]

y_2 = Vanddybde på nedstrøms side [m]

Merk at spranglengden måles horisontalt og ikke langs strømningsretningen. Lengden defineres fra starten av spranget til et punkt der krumningen til vannlinjen slutter på nedstrøms side. Dette punktet er vanskelig å fastslå i praksis og spranglengden ansees derfor som en omtrentlig verdi.

Energitap i hydrauliske sprang

Hydrauliske sprang utnyttes i energidreper fordi de fører til et lokalt energitap. Energitalet kan beregnes som følger:

$$\Delta H = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1y_2} \quad \text{Lign. 9.10.2.4}$$

ΔH = Energitap i spranget [m]

y_2 = Vanddybde på nedstrøms side [m]

y_1 = Vanddybde på oppstrøms side [m]

9.10.3 Valg av løsning for energidreper

Ved valg av løsning for energidreper vil flere hensyn spille inn:

- Tilgjengelig areal nedstrøms for veggen
- Vannveiens helning og strømningsforhold nedstrøms for veggen
- Sårbarheten til området langs vannveien nedstrøms for veggen
- Dimensjonerende vannhastighet
- Behov for erosjonssikring ved valgt løsning for energidreper
- Økonomi

Tabell 9.10.3.1 gir en grov oversikt over anbefalte metoder basert på dimensjonerende vannhastighet. Tabellen kan benyttes som et utgangspunkt for valg, men det anbefales at løsningen som velges tilpasses lokale forhold. Det anbefales å gjøre en overordnet kost/nyttevurdering for forskjellige løsninger.

Tabell 9.10.3.1: Anbefalte tiltak for ved stor vannhastighet (etter Berg et al., 1992).

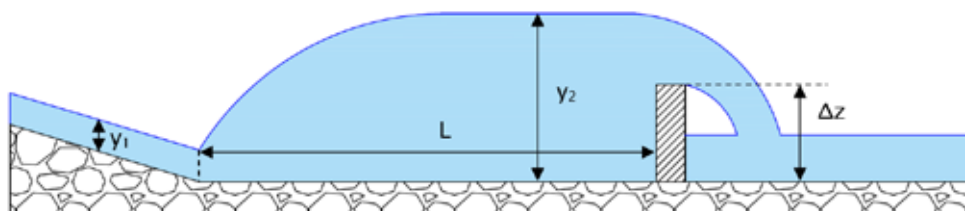
Dimensjonerende vannhastighet	Anbefalt tiltak
2–3 m/s	Kanaltilpasning for vannstandssprang Energidreper med terskel Energidreper med fall og terskel
3–4 m/s	Kanaltilpasning for vannstandssprang Energidreper med terskel Energidreper med fall og terskel Energidreperbasseng
> 4 m/s	Energidreperbasseng Energidreper med terskel Energidreper med fall og terskel Spesiell energidreper

Kanaltilpasning for vannstandssprang

Ved kanaltilpasning for vannstandssprang utformer man en overgang langs vannveien som sikrer overgang fra overkritisk til underkritisk strømning. Det oppnår man ved å redusere helningen og øke bredden på kanaltverrsnittet. Grove masser som øker overflateruheten kan også benyttes for sikre overgang til underkritisk strømning. Vannstandsspranget beregnes etter lign. 9.10.2.1.

Vannstandssprang med terskel

Energidreperer kan utformes med terskler for å fremtvinge et vannstandssprang, se figur 9.10.3.1. Denne formen for energidreper er mye brukt for å redusere hastighetsenergien nedstrøms for utløpet av kulverter, men kan også benyttes i andre tilfeller.



Figur 9.10.3.1: Vannstandssprang med terskel.

Vanndybden etter spranget beregnes med lign. 9.10.2.1. I tillegg må høyden på terskelen (Δz) og lengden beregnes:

$$\Delta z = [0,033 Fr_1^2 + 0,439 Fr_1 - 0,653] y_1 \quad \text{Lign. 9.10.3.1}$$

Δz = Terskelhøyde [m]

Fr_1 = Froudetall oppstrøms for spranget [-]

y_1 = Vanndybde oppstrøms for spranget [m]

$$L = 5 y_2 \quad \text{Lign. 9.10.3.2}$$

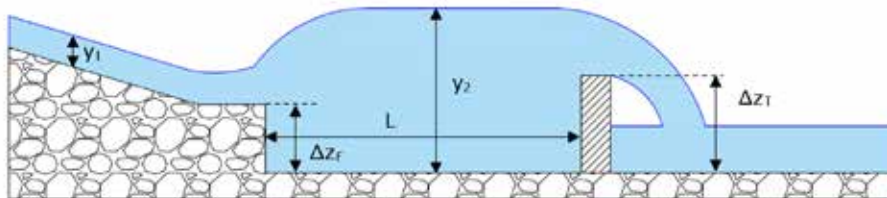
L = Lengden fra oppstrøms side av sprang til terskel [m]

y_2 = Vanndybde nedstrøms for spranget [m]

Metoden er utviklet for rektangulære tverrsnitt med horisontal bunn, men gir grei presisjon så lenge helningen er underkritisk. Den er gyldig for oppstrøms Froudetall (Fr_1) mellom 2 og 7 og terskelhøyder mellom $0,7 y_1$ og $4,2 y_1$.

Vannstandssprang med forsenkning og terskel

Energidreperer kan utformes med fall og terskel, se figur 9.10.3.2.



Figur 9.10.3.2: Vannstandssprang med forsenkning og terskel.

Metoden beregner terskelhøyden ut fra oppstrøms strømningsforhold og høydeforholdet mellom fall og terskel (Thompson & Kilgore, 2006):

$$\Delta z_T = \frac{\Delta z_F}{\Delta z_T} [0,933 Fr_1^2 - 6,822 Fr_1 + 14,859] y_1 \quad \text{Lign. 9.10.3.3}$$

- Δz_T = Terskelhøyde [m]
- Δz_F = Fallhøyde [m]
- Fr_1 = Froudetall oppstrøms for spranget [-]
- y_1 = Vanndybde oppstrøms for spranget [m]

Høydeforholdet mellom fall og terskel ($\Delta z_F / \Delta z_T$) må antas, og er gyldig for 0,60 – 0,65. Metoden er gyldig for oppstrøms Froudetall (Fr_1) i området 3,5 – 6,0, og terskelhøyde $1,3 y_1 - 4 y_1$.

Lengden mellom fall og terskel beregnes som følger:

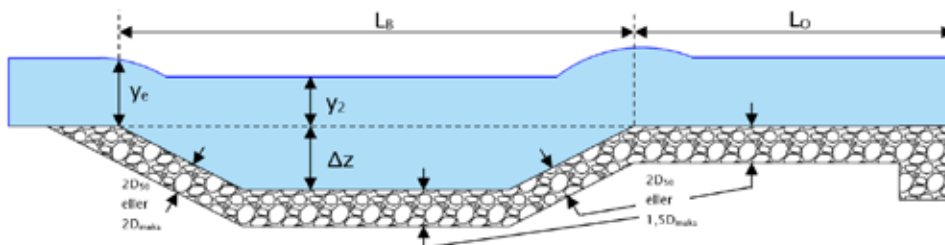
$$L = 6 (y_k + \Delta z_T) \quad \text{Lign. 9.10.3.4}$$

- y_k = Kritisk vannedybde i overløpet [m]
- Δz_T = Terskelhøyde [m]

Kritisk vannedybde i overløpet beregnes for rektangulært tverrsnitt, se vedlegg D.

Energidreperbasseng

Energidreperbasseng er en steinsatt forsenkning i vannveien som etterligner en naturlig erosjonsgrøp, se figur 9.10.3.3. Dette tiltaket benyttes gjerne ved utløpet til kulverter og bratte renner, eller ved utløpet til andre typer energidreperer for å redusere energien i vannet (Thompson & Kilgore, 2006).



Figur 9.10.3.3: Prinsippskisse av energidreperbasseng.

For energidreperbasseng bestemmes utformingen ut fra strømmingen ved bassenginnløpet og antatt midlere steinstørrelse:

$$\frac{\Delta z}{y_e} = 0,86 \left(\frac{D_{50}}{y_e} \right)^{-0,55} \left(\frac{v_0}{\sqrt{g y_e}} \right) - C_0 \quad \text{Lign. 9.10.3.5}$$

- Δz = Bassengdybde [m]
- y_e = Ekvivalent vanndybde ved bassenginnløpet [m]
- D_{50} = Midlere steinstørrelse [m]
- v_0 = Vannhastighet ved bassenginnløpet [m/s]
- g = Tyngkekonstant (9,81) [m/s²]
- C_0 = Korreksjonsfaktor for vanndybde i bassenget [-]

Ekvivalent vanndybde (y_e) brukes for å tilpasse løsningen til enten sirkulære eller rektangulære tverrsnitt ved bassenginnløpet. Ekvivalent vanndybde beregnes som følger:

Rektangulære tverrsnitt: $y_e = y_u$ Lign. 9.10.3.6

Sirkulære tverrsnitt: $y_e = \sqrt{\frac{Q}{2 v_0}}$ Lign. 9.10.3.7

- y_e = Ekvivalent vanndybde ved bassenginnløpet [m]
- y_u = Vanndybde ved utløpet [m]
- Q = Vannføring [m³/s]
- B = Bredde ved bassenginnløpet [m]
- g = Tyngkekonstant (9,81) [m/s²]
- v_0 = Vannhastighet ved bassenginnløpet [m/s]

Korreksjonsfaktoren (C_0) tar høyde for hvordan vannet i bassenget påvirker strømmingen. Vanndybden bestemmes av nedstrøms kritisk snitt, som er bassengutløpet dersom strømmingen er overkritisk nedstrøms. Dersom strømmingen ved utløpet er underkritisk bestemmes vanndybden i bassenget ved vannlinjeberegning. Korreksjonsfaktoren C_0 bestemmes ut fra forholdet y_2/y_e , se figur 9.10.3.3 og tabell 9.10.3.2.

Tabell 9.10.3.2: Korreksjonsfaktor C_0 for forskjellige dybdeforhold.

Dybdeforhold - y_2/y_e	Korreksjonsfaktor C_0
$y_2/y_e < 0,75$	1,4
$0,75 < y_2/y_e < 1,00$	$4,0 \times (y_2/y_e) - 1,6$
$y_2/y_e > 1,00$	2,4

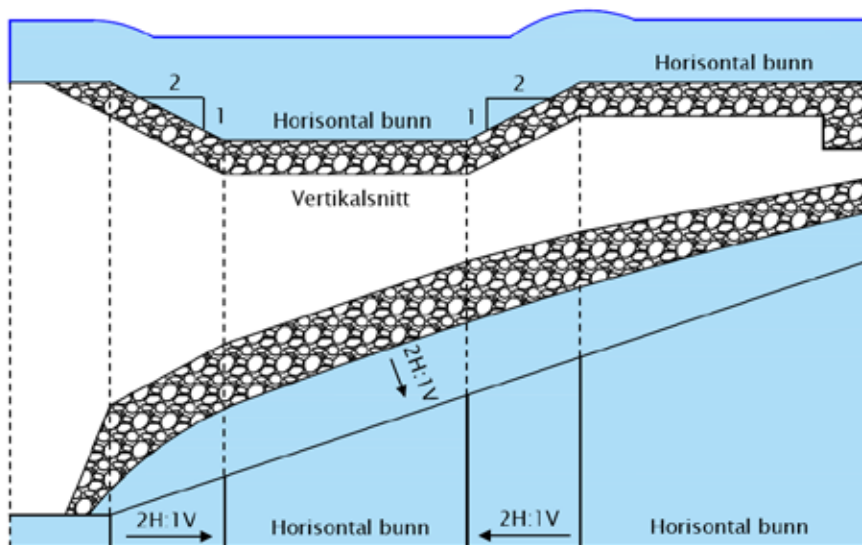
Bassenglengden (L_B) og overgangslengden (L_O) beregnes ut fra bassengdybden, se figur 9.10.3.3:

$$L_B = 10 \Delta z \quad \text{Lign. 9.10.3.8}$$

$$L_O = 5 \Delta z \quad \text{Lign. 9.10.3.9}$$

- L_B = Bassenglengde [m]
- L_O = Lengden av overgangssonen [m]

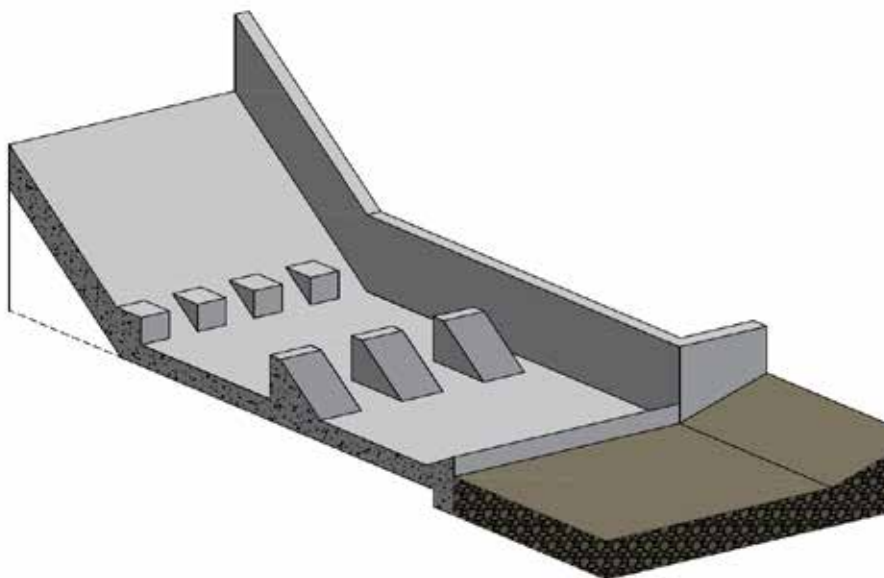
Metoden er gyldig for $D_{50}/y_e > 0,1$ og $\Delta z/D_{50} \geq 2,0$. I tillegg krever metoden at bassenget utformes som vist i figur 9.10.3.4. Helningen i begge sider av forsenkningen, og på siden av bassenget har helning 1V:2H. Bassenget utvider seg i bredden med vinkel 1:3 i strømningsretningen, og bunnen av bassenget og overgangssonen mot nedstrøms kanal er horisontal.



Figur 9.10.3.4: Utforming av energidreperbasseng (etter Thompson & Kilgore, 2006).

Spesiell energidreper

Spesielle energidreper er spesialutformede løsninger for å redusere vannets energi, se eksempel i figur 9.10.3.5. De er som regel store konstruksjoner, utført i betong eller stål for å tåle kreftene fra vannet, og bruker terskler, blokker eller andre hindre for å sikre at det oppstår et vannstandssprang som effektivt reduserer energien. Disse kan være nyttige der det er spesielt stor vannhastighet som gjør det vanskelig å sikre med andre tiltak og erosjonssikring. Beskrivelse av spesielle energidreper og beregningsmetoder med eksempler er gitt i Thompson & Kilgore (2006).



Figur 9.10.3.5: Energidreper – snitt av USBR Type III (etter Thompson & Kilgore, 2006).

9.11 Fiskepassasjer

Fiskepassasjer beskriver alle vannveier der det stilles krav til strømmingen langs en vannvei i normalsituasjonen av hensyn til fisk. Dette delkapittelet beskriver hydrauliske vurderinger av fiskepassasjer. For mer om utforming, se HåndbokV134 Veger og dyreliv og Direktoratet for naturforvaltning (2002).

Krav til fiskepassasjer i håndbok N200:

- Dimensjonering - kap. 405.39
- Utforming – kap. 453.42 og kap. 755

9.11.1 Bruksområde

Fiskepassasjer benyttes for å sikre vandringsmuligheter for fisk langs vassdraget. I tillegg må fiskepassasjene håndtere flomvannføring.

9.11.2 Funksjonskrav for fiskepassasjer

Tiltak som fungerer som fiskepassasjer dimensjoneres og utformes for å håndtere dimensjonerende vannføring under flom som beskrevet i kap. 9.3. I tillegg stilles det funksjonskrav for å sikre egnede strømningsforhold under normalsituasjonen. Funksjonskravene er gitt i pkt. 405.39 i håndbok N200, og er gjengitt her, med beskrivelser av anbefalte utforminger. Merk at funksjonskravene for fiskepassasjer kan gi utforminger som gir begrenset kapasitet under flom.

Vannføring

Funksjonskravene stiller krav til Q_{10} og Q_{90} . Metoden for å beregne disse verdiene er gitt i kap. 7.5.

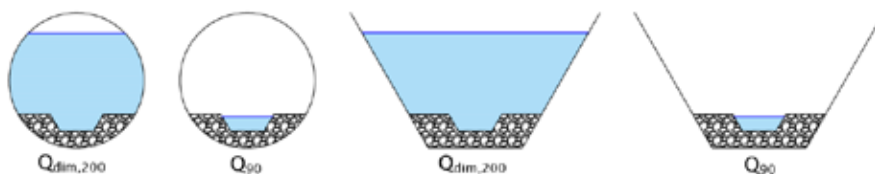
Vanddybde

Krav til minste vanddybde er gitt i Håndbok N200, og gjengitt i tabell 9.11.2.1, og beregnes for Q_{90} .

Tabell 9.11.2.1: Krav til minste vanddybde for fiskepassasjer fra håndbok N200.

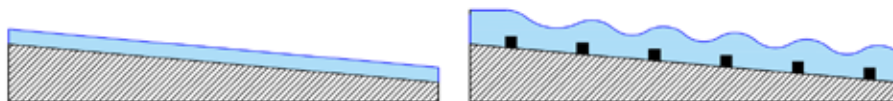
Minimumsdybde	Små stasjonære ørret (Lengde ≤ 15 cm)	Sjørret (Lengde 25 – 50 cm)	Smålaks (Lengde ≥ 55 cm)
y_{min}	0,15 m	0,20 m	0,30 m

For å tilfredsstille kravene til vanddybde, er det ofte nødvendig å anlegge en mindre bunnrenne i vannveien, se figur 9.11.2.1. For lukkede gjennomløp vil dette redusere tverrsnittet, fordi bunnrennen må bygges opp. Det kan derfor kreve større dimensjon for fiskepassasjer enn for konvensjonelle kulverter. Vanddybden for bunnrennen kan anslås ved bruk av lign. 9.2.2.2.



Figur 9.11.2.1: Prinsippskisse av bunnrenner for forskjellige tversnitt og vannføringer.

Et annet tiltak for å øke vanddybden er å bruke ruhetselementer (små terskler) i serie langs vannveien, se figur 9.11.2.2. Ved Q_{90} vil elementene fungere som terskler, og ved dimensjonerende flomvannføring vil de øke ruheten. Det anbefales å ta hensyn til denne ruheten når man dimensjonerer fiskepassasjer for dimensjonerende flomvannføring. For effekten av ruhetselementer i lukkede gjennomløp, se Thompson & Kilgore (2006). Merk at denne løsningen ikke anbefales langs vannveier med massetransport, fordi de samler masser og kan være vanskelig å drifte.



Figur 9.11.2.2: Prinsippskisse for terskler for fiskepassasjer.

Det er også mulig å øke vanddybden ved å redusere helningen langs vannveien. Samtidig kan dette påvirke strømmingen ved flomvannføring, f.eks. ved at det oppstår utløpskontroll i kulverter. Merk at kulverter kan utsettes for setninger over tid, som gir en fare for at løsninger med lavt fall blir horisontale eller får negativt fall i strømningsretningen. For beregning av strømming i slike tilfeller, se Schall et al. (2012).

Vannhastighet

Maksimal vannhastighet bestemmes av lengden hastigheten virker over, f.eks. langs et stryk eller gjennom en kulvert. Tabell 9.11.2.2 gir krav til maksimal vannhastighet etter håndbok N200. Vannhastigheten beregnes for Q_{10} .

Tabell 9.11.2.2: Krav til maksimal vannhastighet for fiskepassasjer fra håndbok N200.

Gjennomløpslengde	Små stasjonære ørret (Lengde ≤ 15 cm)	Sjøørret (Lengde 25 – 50 cm)	Smålaks (Lengde ≥ 55 cm)
L < 20 m	1,1 m/s	1,4 m/s	2,2 m/s
L = 20 – 30 m	0,9 m/s	1,3 m/s	2,2 m/s
L > 30 m	0,7 m/s	1,1 m/s	1,6 m/s

For å oppfylle kravene vil det ofte være nødvendig å sikre lav helning og/eller stor ruhet langs vannveien. For gjennomløp er en vanlig løsning å senke løpet ned i terrenget og etterfylle med stein, se figur 9.11.2.3. For lukkede gjennomløp vil det ofte gi utløpskontroll, som igjen krever større dimensjoner for å håndtere flomvannføring.



Figur 9.11.2.3: Gjennomløp med naturlig bunn.

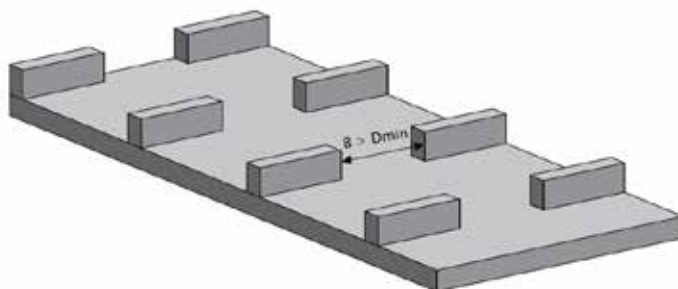
Generelle utformingskrav

I tillegg til funksjonskravene som stilles til strømming, stilles det krav til utforming av fiskepassasjen, se tabell 9.11.2.3.

Tabell 9.11.2.3: Generelle utformingskrav for fiskepassasjer (håndbok N200).

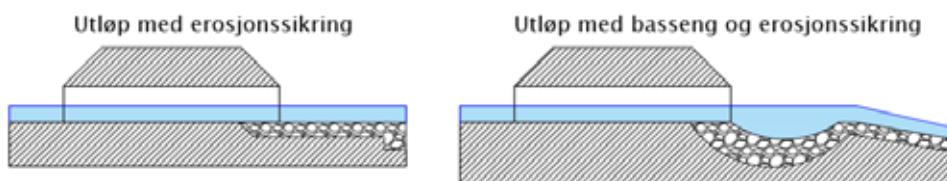
Strømningsforhold	Små stasjonære ørret (Lengde ≤ 15 cm)	Sjøørret (Lengde 25 – 50 cm)	Smålaks (Lengde ≥ 55 cm)
Minimumsdimensjon D_{\min}	0,3 m	0,3 m	0,5 m
Maksimalt fall Δz_{\max}	0,2 m	0,3 m	0,3 m

Minimumsdimensjonen er minste åpning i vertikal eller horisontal retning. For lukkede gjennomløp vil kravet stort sett være oppfylt så lenge man oppfyller kravene til minimumsdimensjoner etter pkt. 405.32 i håndbok N200. Med «fall» menes alle høydeforskjeller langs bunnen der det oppstår overløpsstrømming. Dersom terskler brukes for å påvirke vanddybde eller –hastighet anbefales det at de utformes slik at de generelle utformingskravene også oppfylles. En vanlig løsning er terskler med åpninger midt i løpet, se figur 9.11.2.4.



Figur 9.11.2.4: Terskler med åpning for fiskepassasjer.

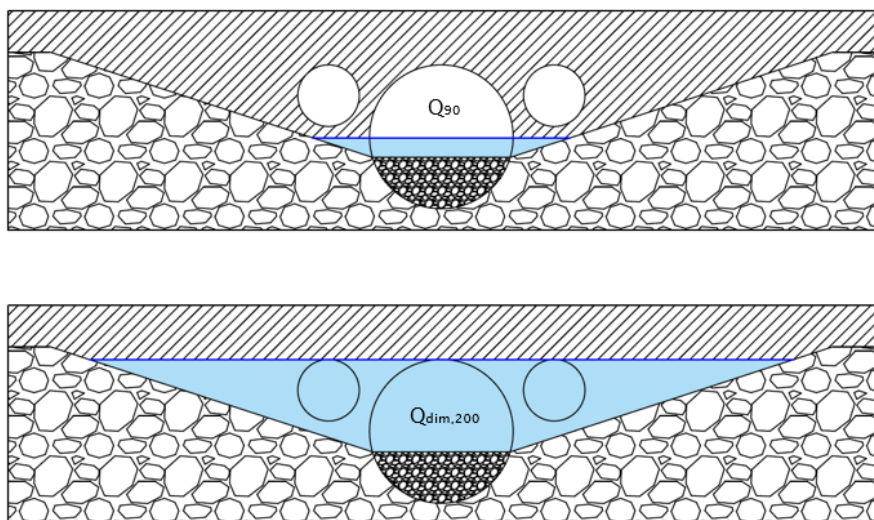
Lukkede gjennomløp utformes ofte med et fall ved utløpet pga. nedstrøms terreng eller for å sikre innløpskontroll, se kap. 9.3. Det gir et fall som kan hindre fiskevandring. I tillegg kan erosjon ved utløpet føre til at det oppstår et fall over tid. For å unngå dette anbefales det å utforme nedstrøms kanal i samme høyde som utløpet, eller anlegge et basseng ved utløpet, se figur 9.11.2.5. Grov stein gir roligere strømningsforhold og fungerer som skjul for fisken. For en kanal i samme høyde som utløpet kan vandedybden beregnes med Mannings formel. For et basseng kan vandedybden beregnes for overløpet ved utløpet av bassenget.



Figur 9.11.2.5: Prinsippskisse for utløpsutforming for fiskepassasjer (etter Direktoratet for naturforvaltning, 2002).

Fiskepassasjer med ekstra gjennomløp

Det kan være vanskelig å finne frem til utforminger som både tilfredstiller funksjonskravene til strømning i normalsituasjonen og sikrer tilstrekkelig kapasitet ved flomvannføring. I slike tilfeller anbefales det å benytte flere gjennomløp, der ett eller flere av gjennomløpene er plassert høyere enn fiskepassasjen, se figur 9.11.2.6. På den måten kan man oppnå funksjonskravene til strømning i normalsituasjonen for hovedgjennomløpet, og øke kapasiteten med ekstra gjennomløp.



Figur 9.11.2.6: Prinsippskisse av fiskepassasje med ekstra gjennomløp.

Det anbefales å legge ekstra gjennomløp så høyt at de ligger tørt i normalsituasjonen. På den måten vil ikke fisken benytte dem, og det er derfor ikke nødvendig å oppfylle funksjonskravene for fiskepassasjer for de ekstra gjennomløpene.

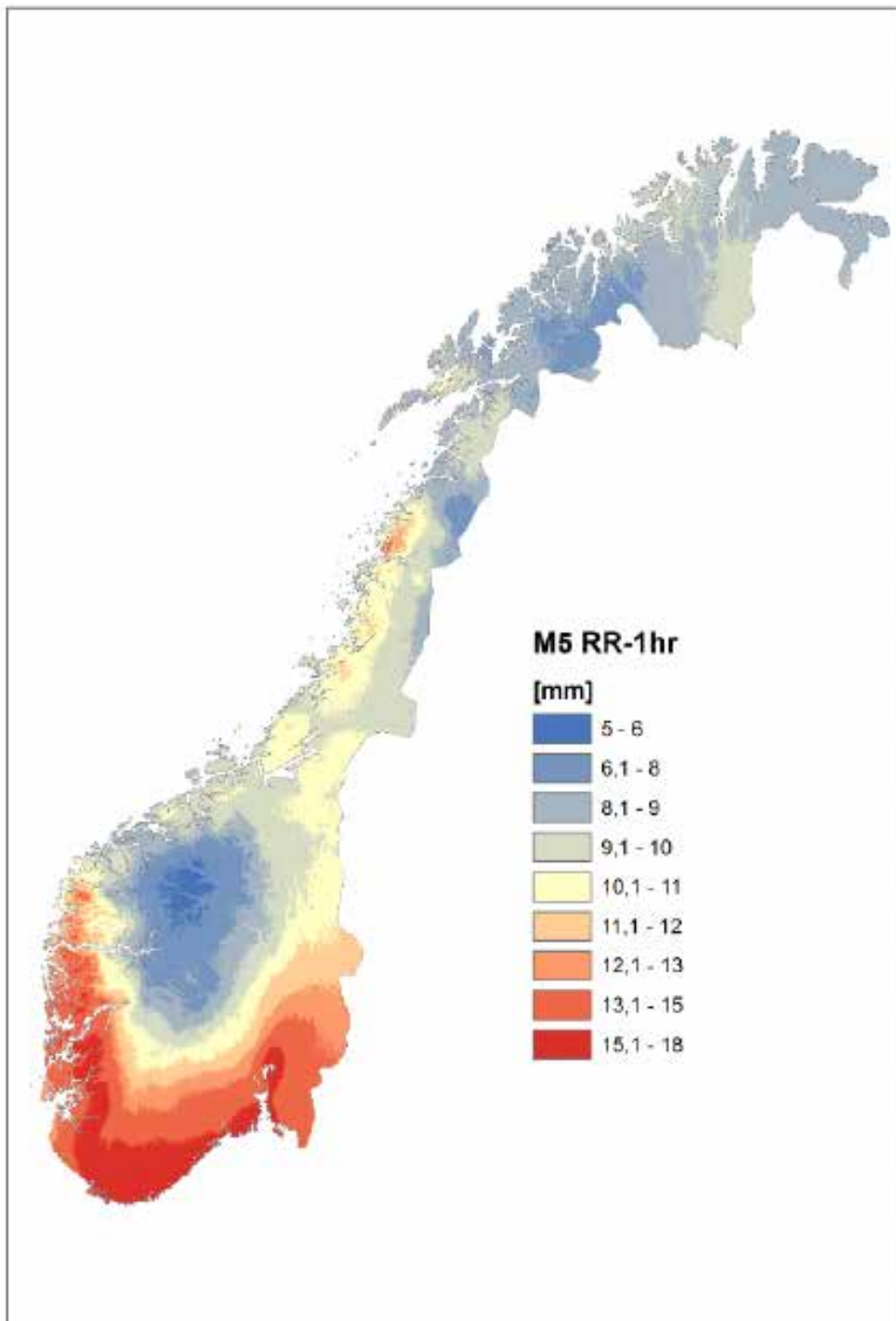
Litteratur

- Andersen, J.H., Hjukse, T., Roald, L., Sælthun, N.R. (1983): *Hydrologisk modell for flomberegninger*. NVE Rapport 2-1983. 43 s.
- Balkham, M., Fosbeary, C., Kitchen, A. og Rickard, C. (2010): *Culvert design and operation guide*. London: Classic House, 342 s.
- Barfuss, S.L. & Tullis, J.P. (1988): *Friction Factor Tests on High Density Polyethylene Pipe*. Utah Water Research Laboratory. 16 s.
- Berg, A., Lunde, T. og Mosevoll, G. (1992): *Flomberegning og kulvertdimensjonering*. Trondheim, SINTEF. 89 s.
- Bureau of Reclamation (2001): *Water Measurement Manual*, 3. Utgave. U.S. Department of the Interior. 317 s.
- Direktoratet for naturforvaltning (2002): *Slipp fisken fram!*. DN Håndbok 22-2002. 29 s.
- Dyrrdal, A.V., Lenkoski, A., Thorarinsdottir, T.L., and Stordal, F. (2015): *Bayesian hierarchical modelling of extreme hourly precipitation in Norway*. *Environmetrics*, 26(2), s. 89-106.
- Farhoudi, J. & Alami H. S. (2005): *Slope Effect on Discharge In Rectangular Broad-Crested Weir with Sloped Upstream Face*. *International Journal of Civil Engineering*. Vol. 3, No. 1. 8 s.
- Fergus, T., Hoseth, K.A. & Sæterbø, E. (2010): *Vassdraghåndboka*. Tapir Akademisk Forlag. 428 s.
- FHWA (2016): *HY-8 User Manual (v7.5) HY-8 Culvert Analysis Program*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. 116 s.
- FHWA (1980): *Hydraulic Flow Resistance Factors for Corrugated Metal Conduits*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. 104 s.
- Førland, E., Mamen, J., Dyrrdal, A.V., Grinde, L. & Myrabø, S. (2015): *Dimensjonerende korttidsnedbør*. NVEs hustrykkeri. 89 s.
- Glad, P.A., Reitan, T. & Stenius, S. (2015): *Veileder for flomberegning i små uregulerte felt*, Revisjon av rapport 62-2014. Naturfareprogrammet NIFS, NVEs hustrykkeri. 108 s.
- Harrison, L.J., Morris, J.L., Norman, J.M. & Johnson, F.L. (1972): *Hydraulic Design of Improved Inlets for Culverts – Hydraulic Engineering Circular No. 13*. Federal Highway Administration. 185 s.
- Husain, D., Alhamid, A.A. & Negm, A.-A.M. (1994): *Length and depth of hydraulic jump in sloping channels*. *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 32, 1994. 12 s.
- Hussein, J.N. (2014): *Experimental Study of Height and Surface Roughness Effects of Crump Weirs on Over Flow Characteristics*. *Journal of Babylon University/Engineering Sciences/No.(4)/Vol.(22)*. 15 s.
- Jalil, S.A. & Sarhan, S.A. (2017): *Performance of Flow over a Weir with Sloped Upstream Face*. *ZANCO Journal of Pure and Applied Sciences*. 13 s.
- Jalil, S.A., Ibrahim S.S., Jafer, R.A. (2014): *Surface Roughness Effects on Discharge Coefficient of Broad Crested Weir*. *Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology* 7(24). 7 s.
- Jensen, L. og Tesaker, E. (2009): *Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein*. Oslo: Norges vassdrag- og energidirektorat. 182 s.
- Johnson, M. C. (2000): *Discharge coefficient analysis for flat-topped and sharp-crested weirs*. *Journal of Agricultural Science* 19: 133 – 137. 5 s.
- Karbasi, M. (2016): *Estimation of classical hydraulic jump length using teaching–learning based optimization algorithm*. *Journal of Materials and Environmental Science*, vol. 7, nummer 8. 8 s.
- Lindholm, O. G. (2015): *Overvannsdammer – Beregning av volum*. Stiftelsen VA/Miljø-blad. 6 s.
- McCuen, R.H., Johnson, P.A. & Ragan, R. M. (2002): *Highway Hydrology, Hydraulic Design Series No. 2*. Federal Highway Administration, 2. Utgave. 426 s.

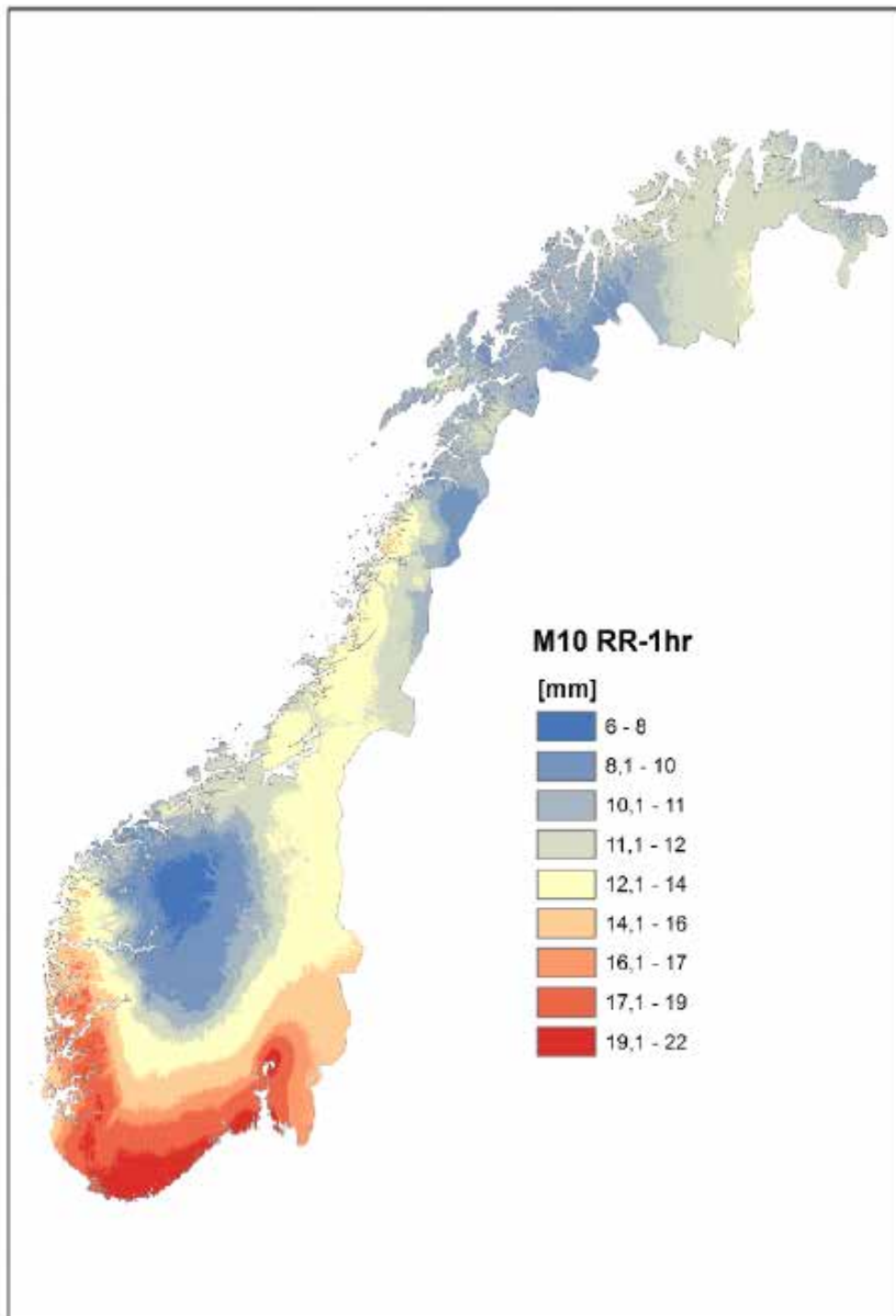
- Middtømme, G. H., Pettersson, L. E., Holmqvist, E., Nøtsund, Ø., Hisdal, H., Siverstgård, R. (2011): *Retningslinjer for flomberegninger*. NVE Retningslinjer 4-2011. 66 s.
- NGU (2019): <https://www.ngu.no/grunnvanninorge/alt-om-grunnvann/grunnvannskvalite-t/forensning>. [online] (16.10.2019).
- Norem, H., Sellevold, J., Lund, M. R., Viréhn, P. E. L. (2015): *Overvannshåndtering og drenering for veg og jernbane*. Oslo: Naturfareprosjektet NIFS. 282 s.
- Norsk Klimaservicesenter (2017): <https://klimaservicesenter.no>. [online] (06.08.2017)
- Paus, K. H. (2018): *Forslag til dimensjonerende verdier for trinn 1 i Norsk Vann sin tre-trinns strategi for håndtering av overvann*. <https://vannforeningen.no/wp-content/uploads/2018/07/Paus.pdf>. [online] (29.05.2019)
- Paus, K. H. & Braskerud B. C. (2013): *Forslag til dimensjonering og utforming av regnbed for norske forhold*. Norsk vann, 01 2013. 14 s.
- Piton G. & Recking, A. (2015a): *Design of Sediment Traps with Open Check Dams. I: Hydraulic and Deposition Processes*. Journal of Hydraulic Engineering 142(2). 16 s.
- Piton G. & Recking, A. (2015b): *Design of Sediment Traps with Open Check Dams. II: Woody Debris*. Journal of Hydraulic Engineering 142(2). 13 s.
- Schall, J.D., Thompson, P.L., Zerges, S.M., Kilgore, R.T. og Morris, J.L. (2012): *Hydraulic Design Series Number 5 - Hydraulic Design of Highway Culverts*. Tredje utgave. Washington D.C: Federal Highway Administration, 326 s.
- Schall, J. D., Richardson, E. V. & Morris, J. L. (2008): *Introduction to Highway Hydraulics*. Federal Highway Administration. 4. Utgave. 203 s.
- Statens vegvesen (2018): *Håndbok N200 Vegbygging* (juli, 2018). Statens vegvesens håndbokserie. 308 s.
- Stenius, S., Glad, P.A., Wilson, D. (2014): *Karakterisering av flomregimer*. NVE Rapport 35-2014. 42 s.
- Sælthun, N.R., Tveito, O.E., Bønsnes, T.E. & Roald, L.A. (1997): *Regional flomfrekvensanalyse for norske vassdrag*. NVE. Rapport 14-1997. 82 s.
- Taghavi, M. & Ghodousi, H. (2016): *A Comparison on Discharge Coefficients of Side and Normal Weirs eith Suspended Flow Load using FLOW3D*. Indian Journal of Science and Technology Vol9(3).
- Thompson, P.L. & Kilgore, R.T. (2006): *Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels (HEC 14)*. Federal Highway Administration. 287 s.
- Tullis, B.: (2012): *Hydraulic Loss Coefficients for Culverts*. Transportation Research Board. 114 s.
- Wahl, T.L., Frizell, K.H., Cohen, E.A. (2008): *Computing the Trajectory of Free Jets*. Journal of Hydraulic Engineering, 2008. 5 s.
- Washington State Department of Transportation (2017): *Hydraulics Manual*. Olympia: Washington State Department of Transportation. 416 s.

Vedlegg A – Nedbørkart og IVF-kurver

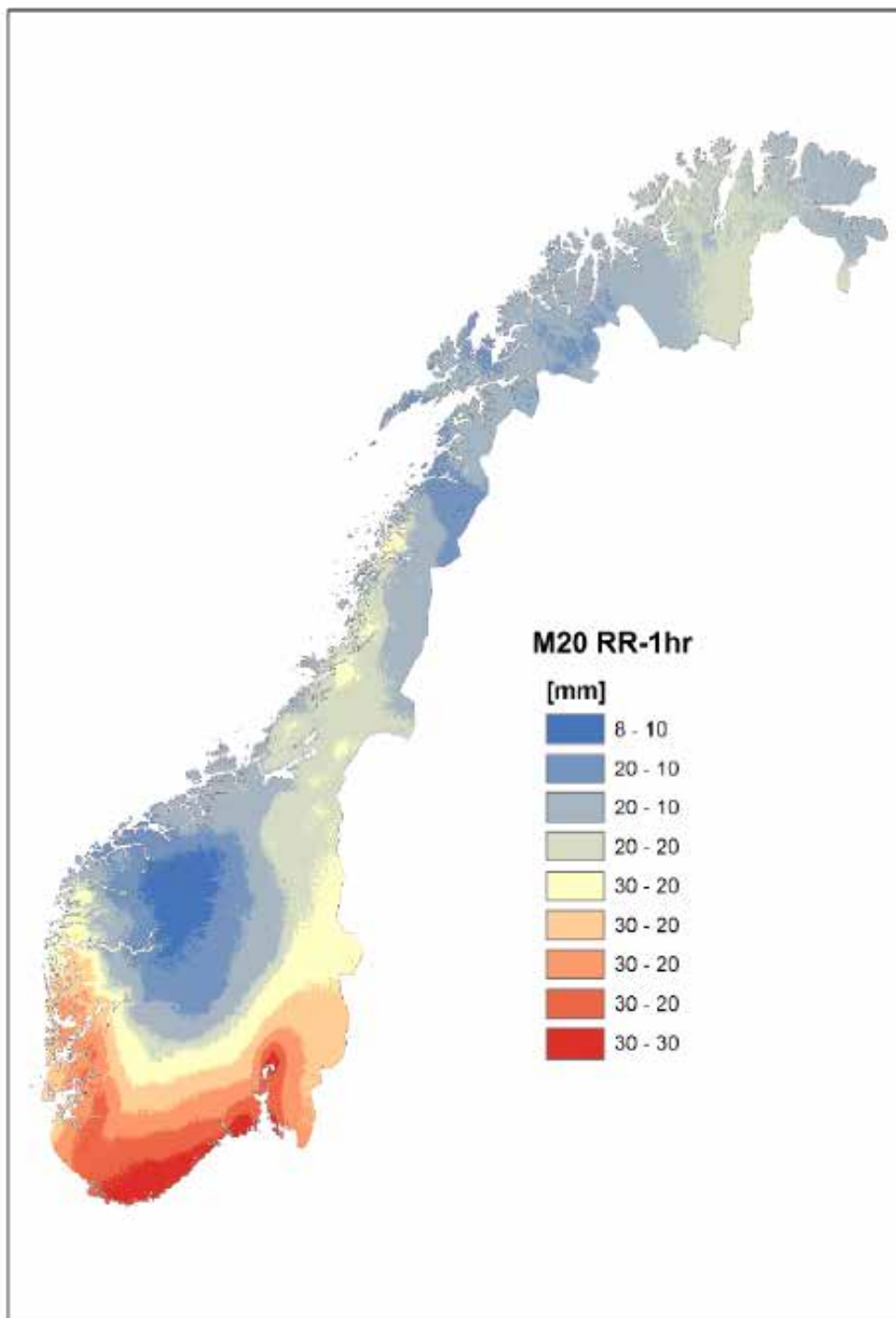
Dette vedlegget inneholder nedbørkart og IVF-kurver. IVF-statistikk for målestasjoner kan også finnes på Norsk klimaservicesenter (2017).



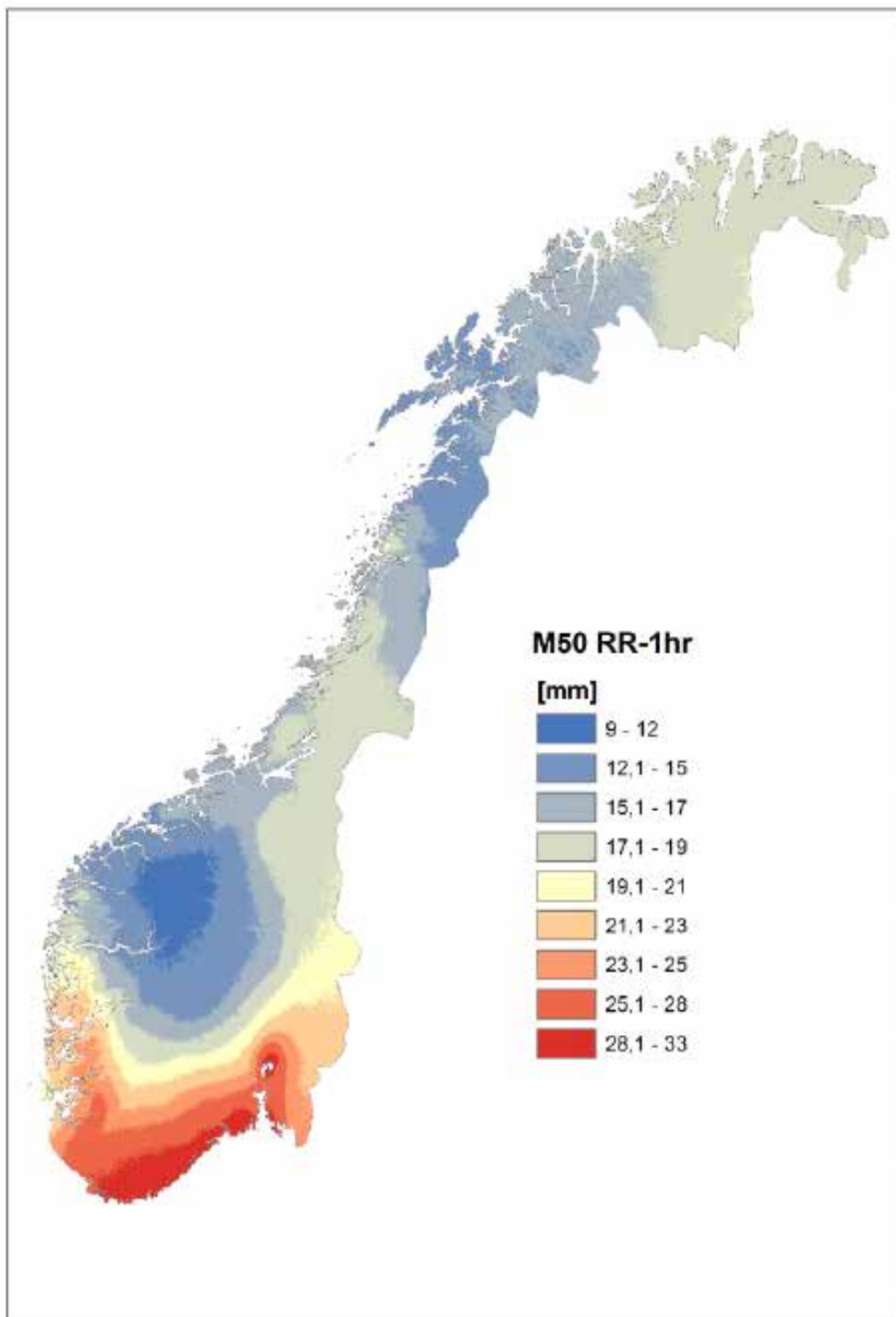
Figur A.1: Geografisk fordeling av 1-times nedbør med 5-års returperiode (Dyrødal et al., 2015).



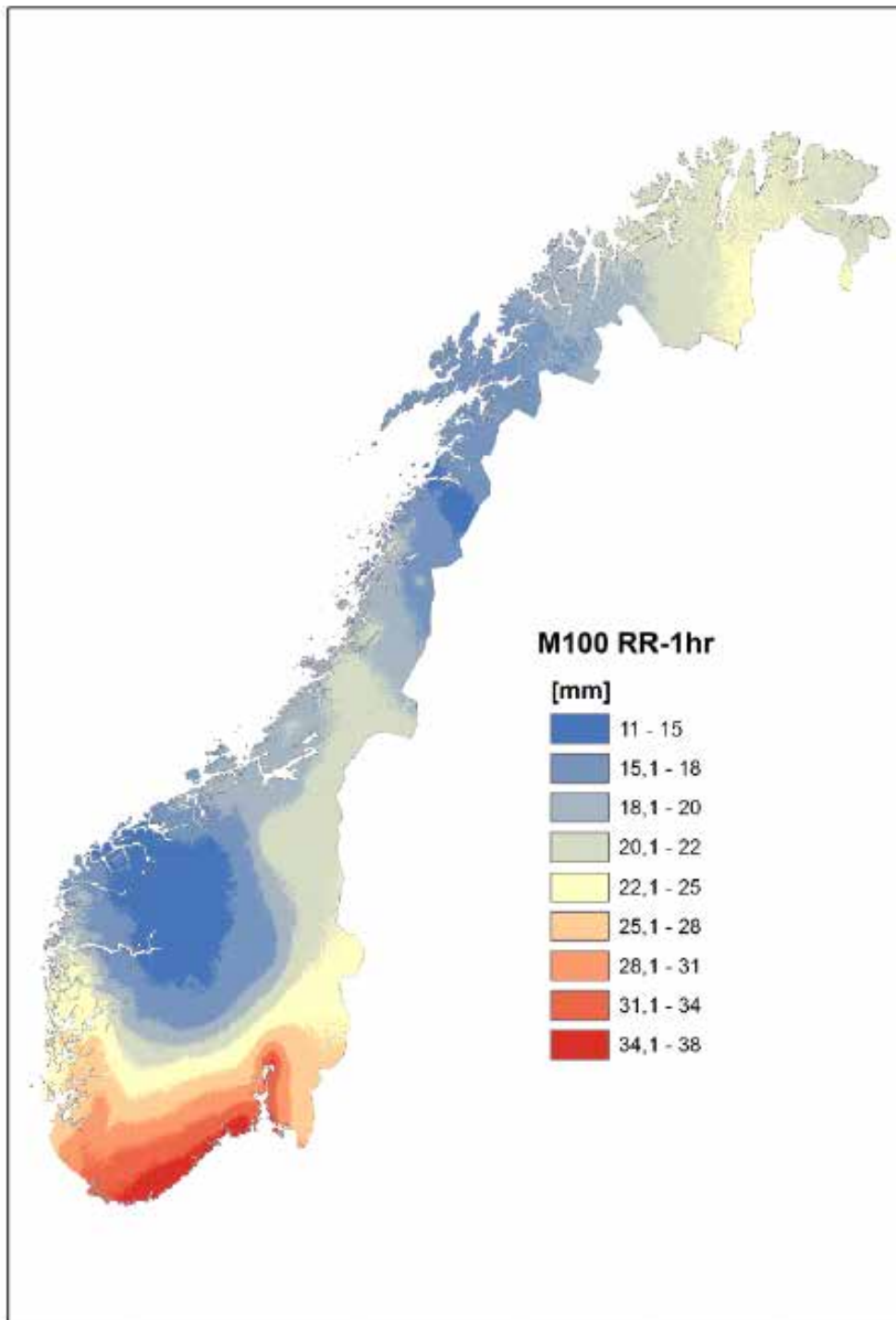
Figur A.2: Geografisk fordeling av 1-times nedbør med 10-års returperiode (Dyrddal et al., 2015).



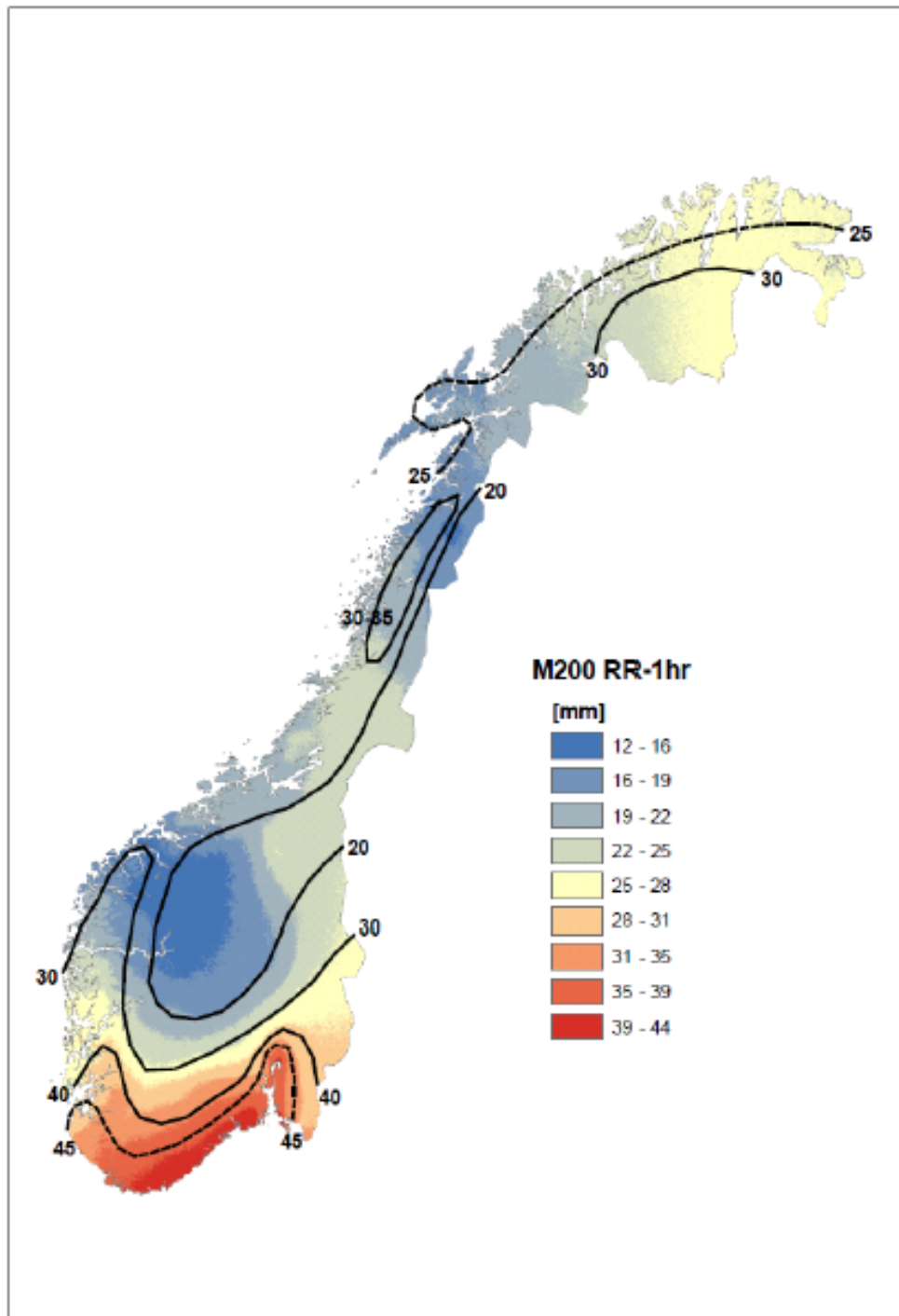
Figur A.3: Geografisk fordeling av 1-times nedbør med 20-års returperiode (Dyrddal et al. 2015).



Figur A.4: Geografisk fordeling av 1-times nedbør med 50-års returperiode (Dyrddal et al., 2015).

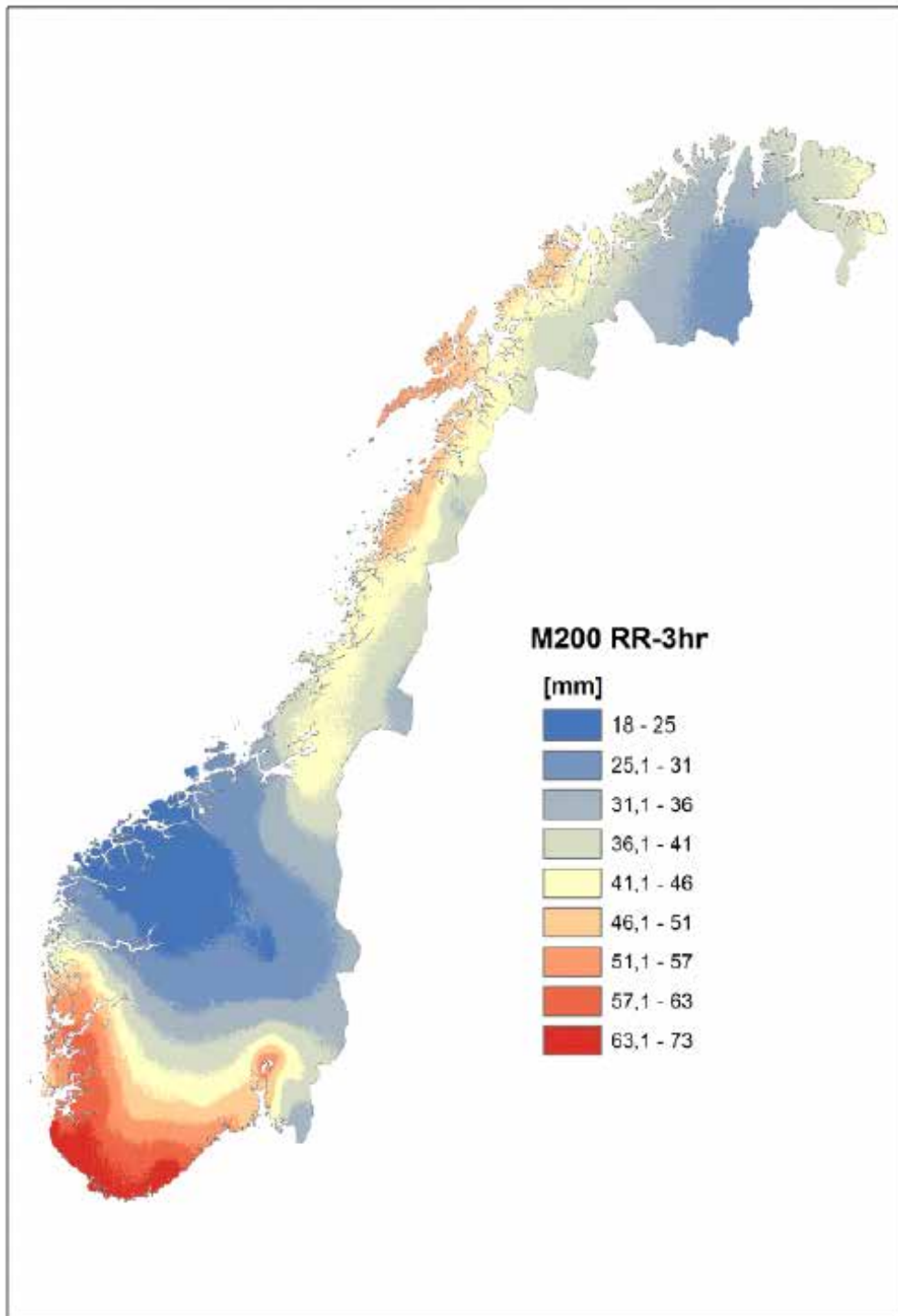


Figur A.5: Geografisk fordeling av 1-times nedbør med 100-års returperiode (Dyrødal et al., 2015).

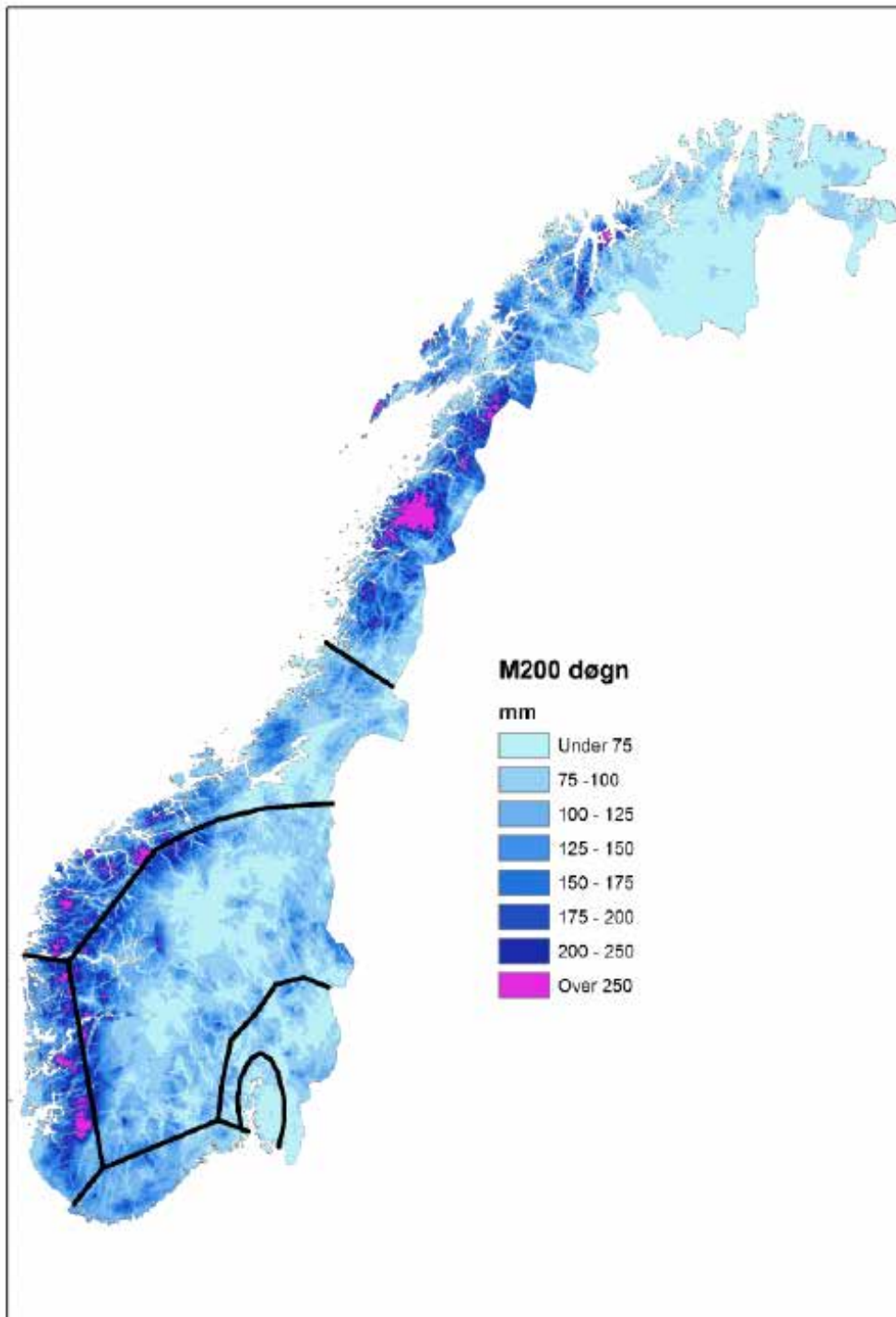


Figur A.6: Tentativ øvre estimat for 1-times nedbør med 200-års returperiode med iso-linjer.

Isolinjene er en subjektiv modifisering av den geografiske fordeling av nedbørintensitet. Det er spesielt forsøkt å ta hensyn til nedbørforhold i områder med dårlig stasjonsdekning. Nedbørkartet gir et underestimat for nedbørrike områder langs kysten der det kan forekomme høy 1-times nedbør også utenfor sommersesongen.

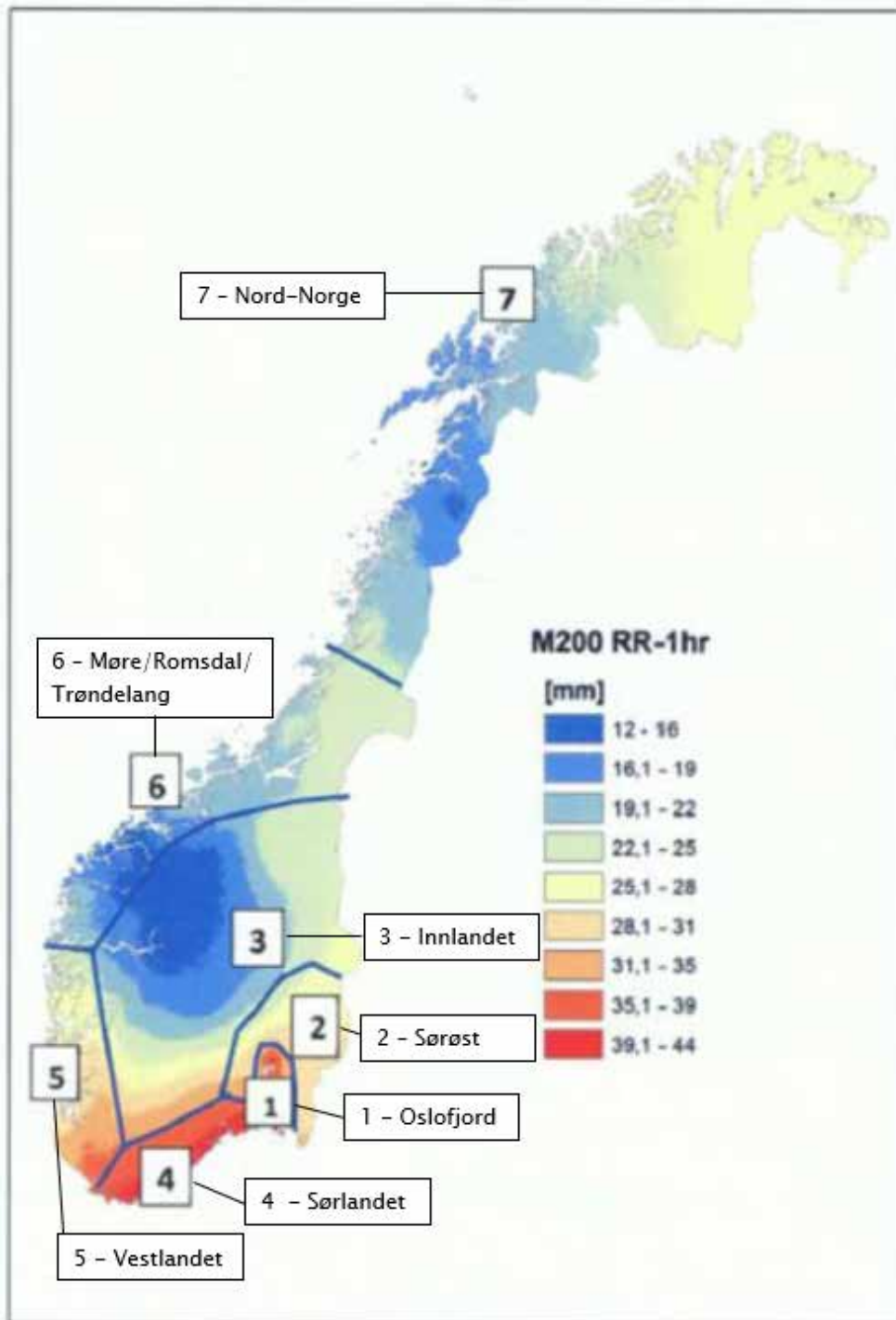


Figur A.7: Geografisk fordeling av 3-timers nedbør med 200-års returperiode (Dyrrdal et al., 2015).

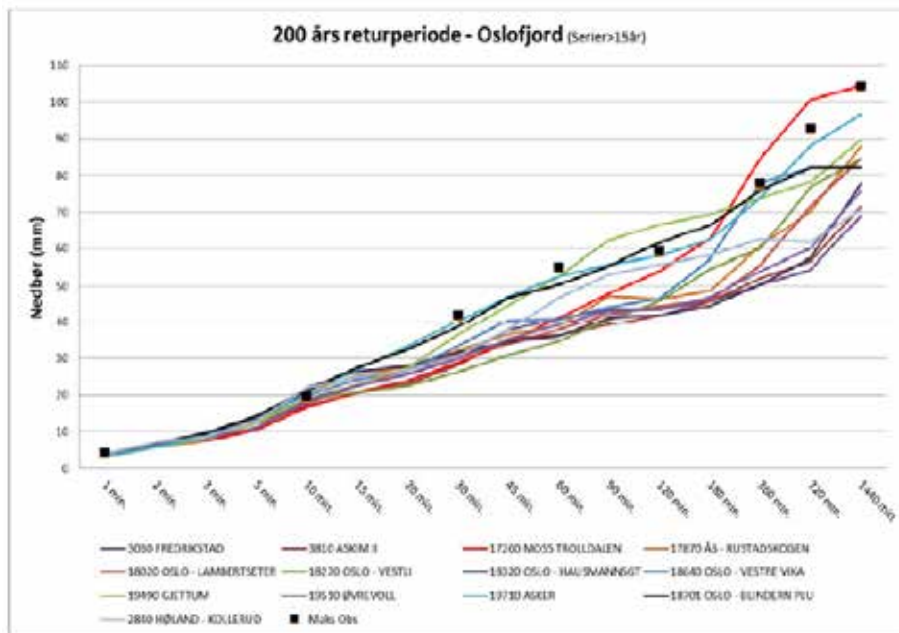


Figur A.8: 1-døgns nedbør med 200-års returperiode.

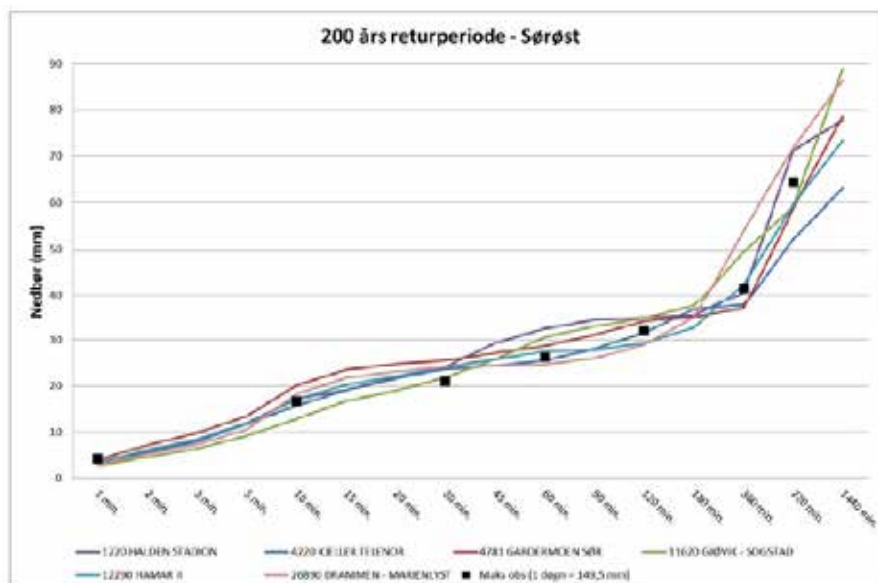
Datagrunnlag er METs vær- og nedbørstasjoner, og er basert på målinger i nedbørdøgnet (08 – 08). Det anbefales en faktor på 1,13 for å justere påregnelige verdier fra 1-kalenderdøgn til vilkårlig 24-timerperiode.



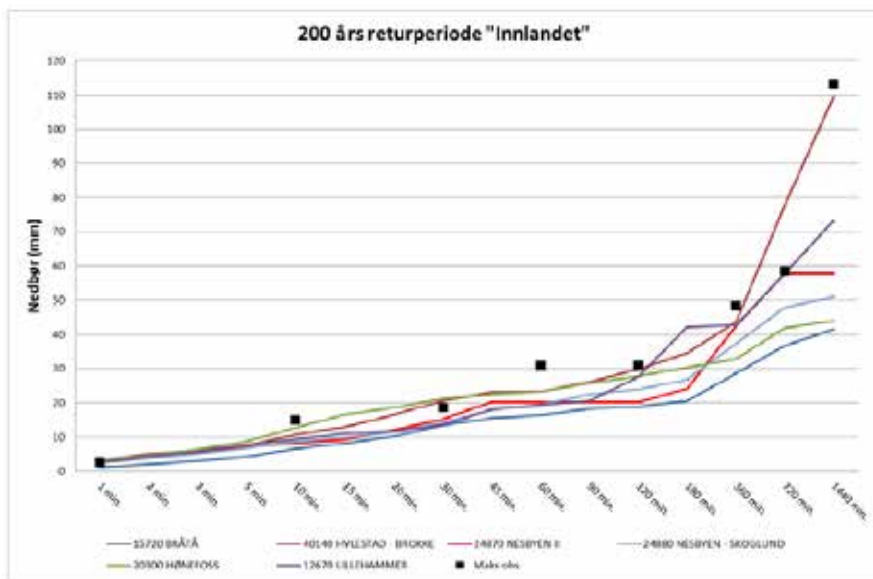
Figur A.9: Regioner for IVF-kurver.



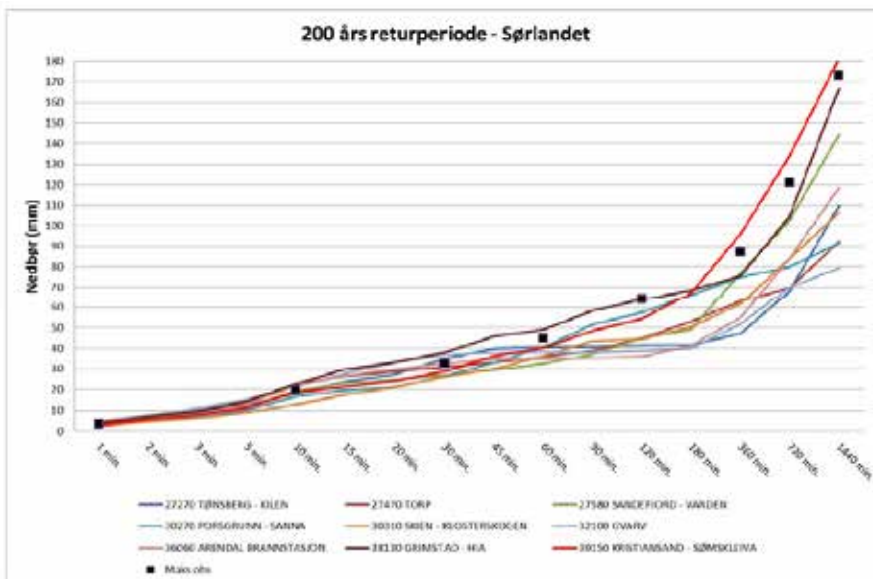
Figur A.10: IVF-verdier for 200 års returperiode for 13 stasjoner i Region 1: "Oslofjord".



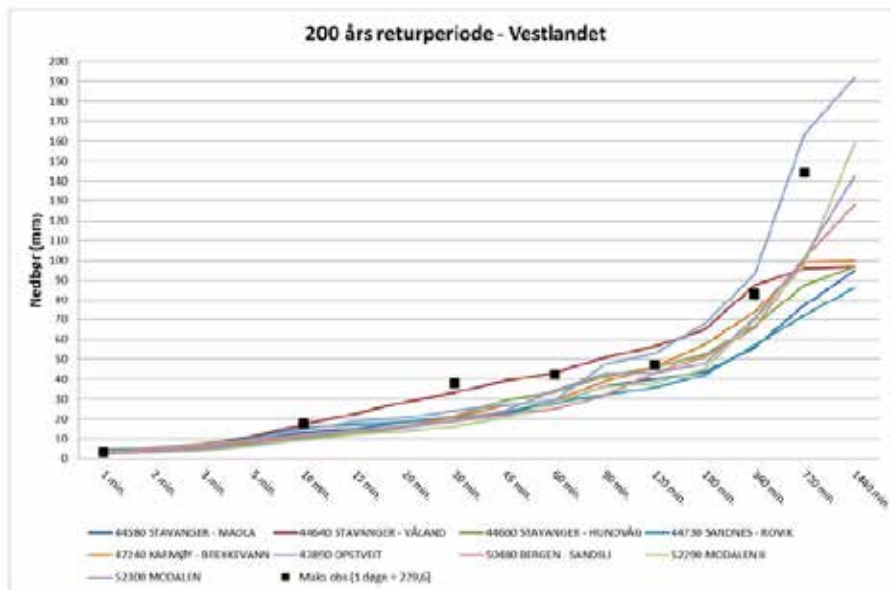
Figur A.11: IVF-kurver for 200 års returperiode for 6 stasjoner i Region 2: "Østlandet SØ".



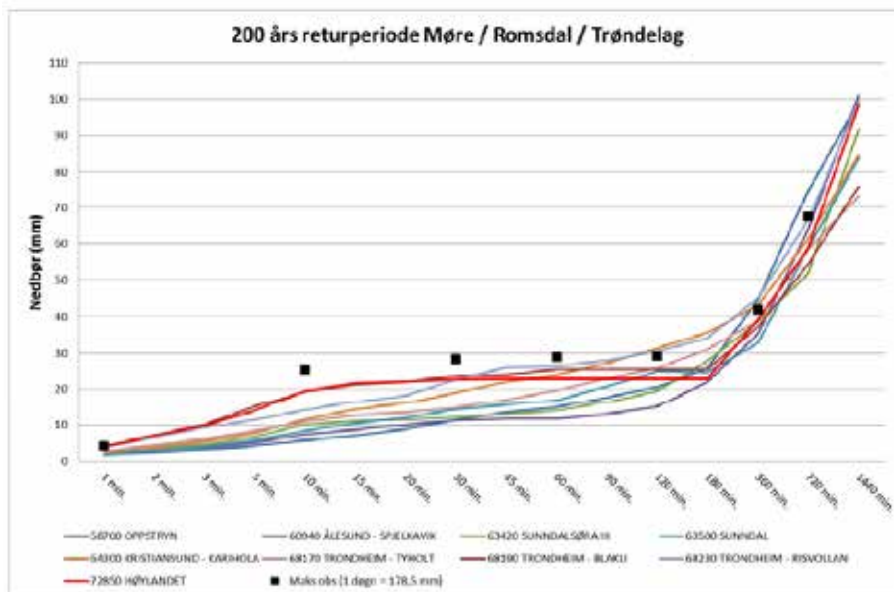
Figur A.12: IVF-verdier for 200 års returperiode for 6 stasjoner i Region 3: "Innlandet".



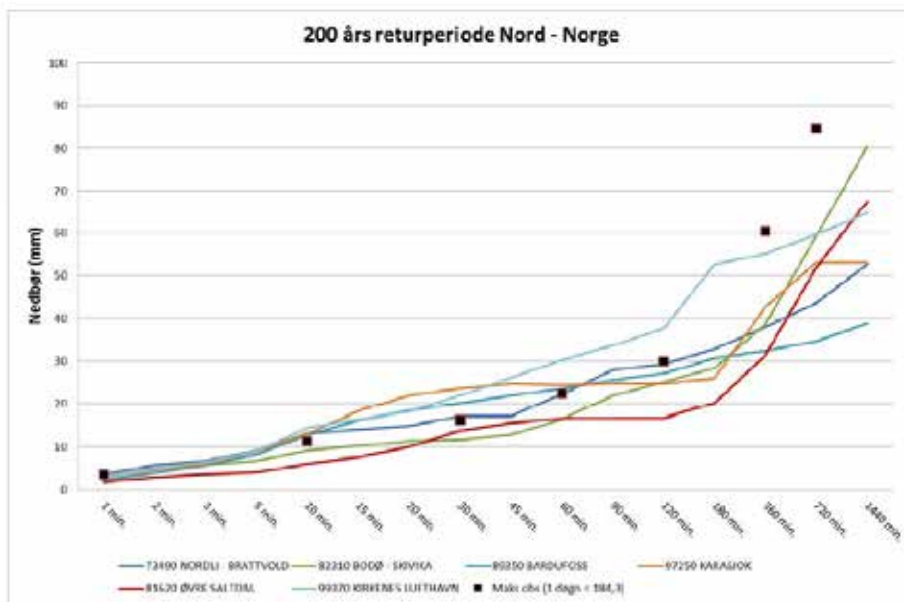
Figur A.13: IVF-verdier for 200 års returperiode for 9 stasjoner i Region 4: "Sørlandet".



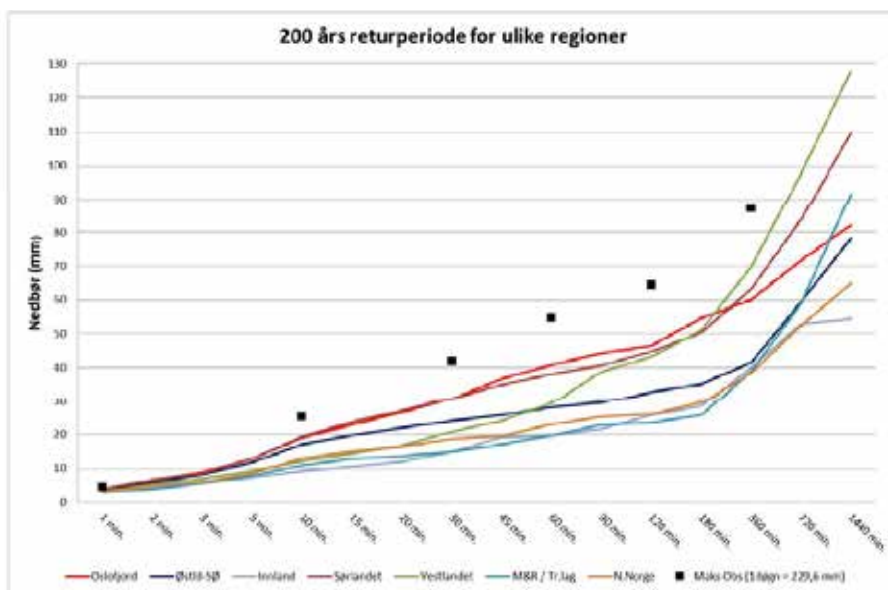
Figur A.14: IVF-verdier for 200 års returperiode for 9 stasjoner i Region 5: "Vestlandet".



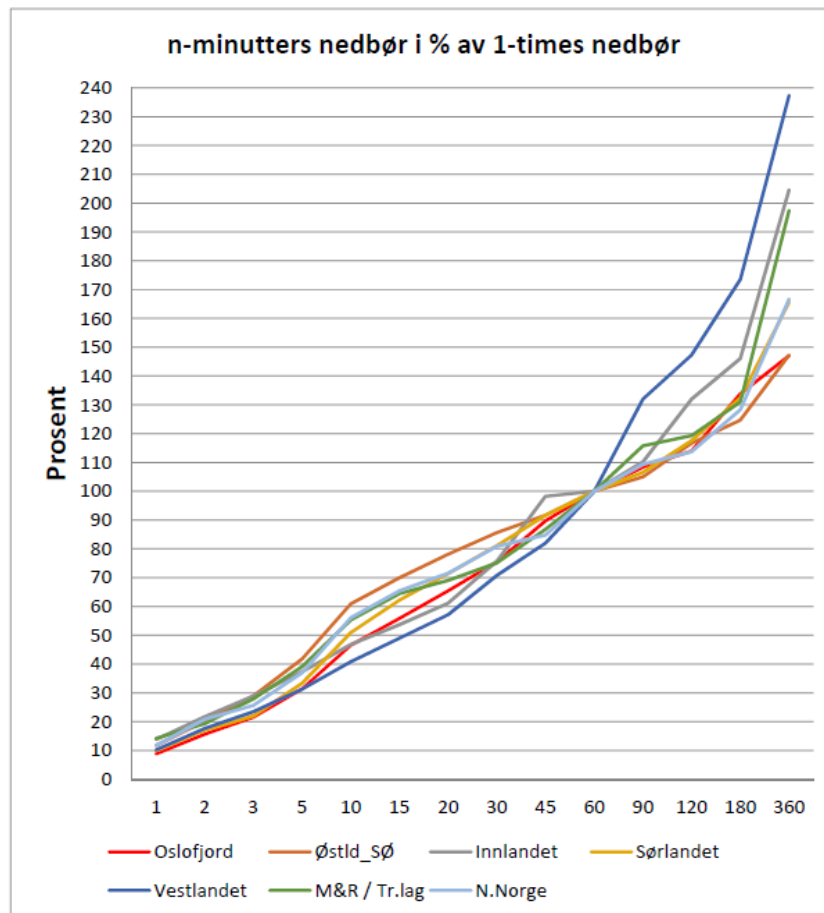
Figur A.15: IVF-verdier for 200 års returperiode for 9 stasjoner i Region 6: "Møre/Romsdal/Trøndelag".



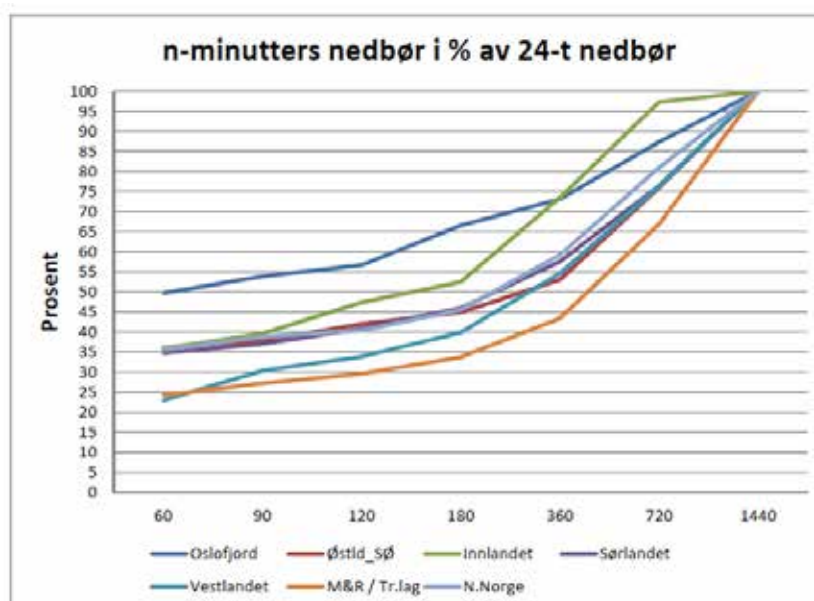
Figur A.16: IVF-verdier for 200 års returperiode for 6 stasjoner i Region 7: Nord-Norge.



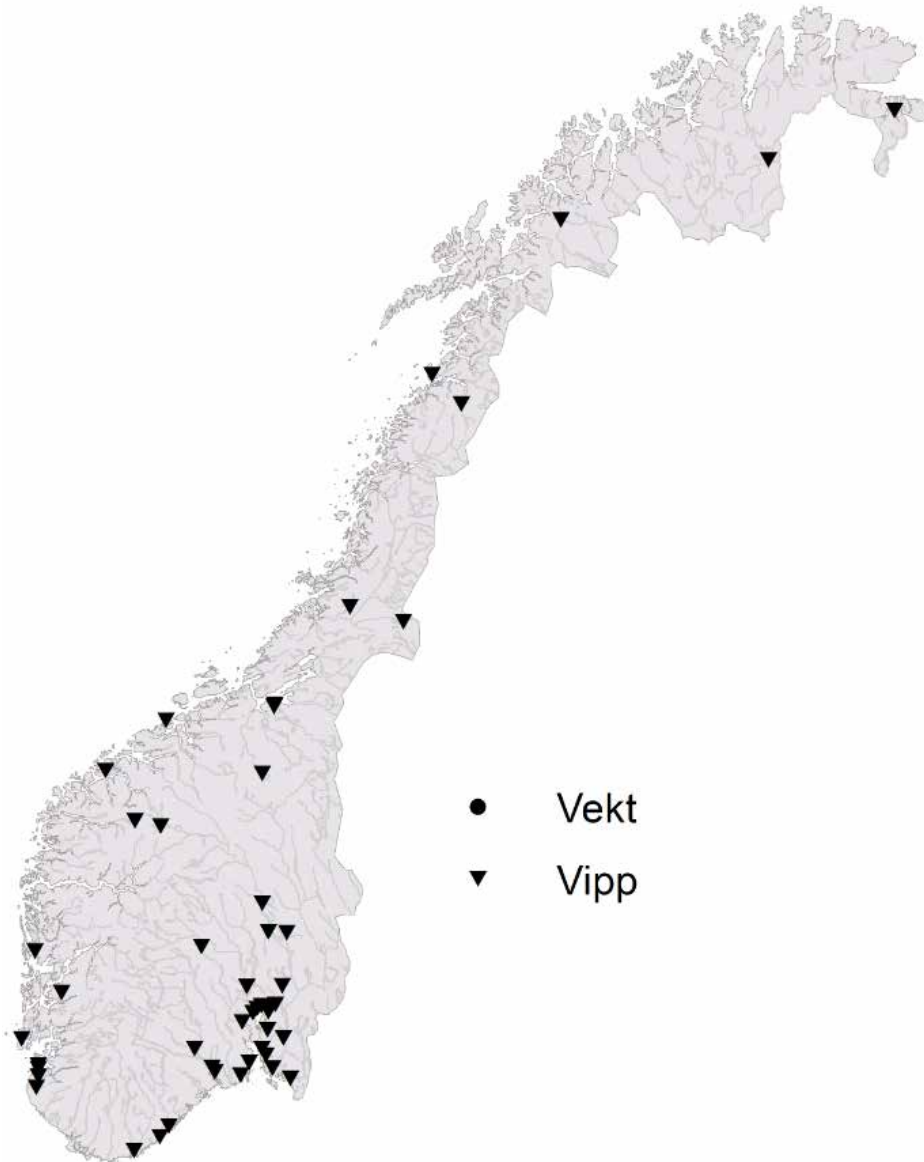
Figur A.17: Medianverdi av nedbørintensitet med 200 års returperiode for ulike regioner. Svart firkant viser høyeste registrerte nedbørverdi for norske målestasjoner.



Figur A.18: 200-års nedbør i løpet av 1-360 minutter i prosent av nedbør i løpet av 60 minutter.



Figur A.19: Nedbør i løpet av 1 time - 1 døgn i prosent av nedbør i løpet av 1 døgn (1440 minutter).



Figur A.20: Beliggenheten til nedbørmålere med IVF-statistikk (Førland et al., 2015).

Vedlegg B – Klimafaktorer for norske fylker

Tabell B.1 angir anbefalte klimafaktorer F_k for hvert fylke, for små og store nedbørfelt. Med små nedbørfelt menes her alle felt med areal under 10 km². Tabellen er basert på klimaprofilene for norske fylker (Norsk Klimaservicesenter, 2015 – 2017), og tilpasset kravene i håndbok N200. Det vil derfor være noe forskjell mellom klimaprofilene og verdiene i tabellen.

Klimaprofilene inneholder mer detaljert informasjon om forventede endringer i klimatiske forhold og flomvannføring. De inneholder også anbefalte påslag for flere større vassdrag i hvert fylke der det foreligger flomsonekart.

Tabell B.1: Klimafaktor for norske fylker.

Fylke	Små nedbørfelt ($A_F < 10\text{km}^2$)	Store nedbørfelt ($A_F > 10\text{km}^2$)
	F_k	F_k
Oslo og Akershus	1,3	1,3
Buskerud	1,4	1,3
Vest-Agder	1,3	1,2
Aust-Agder	1,3	1,2
Finnmark	1,3	1,2
Hordaland	1,4	1,4
Møre og Romsdal	1,4	1,4
Nord-Trøndelag	1,3	1,3
Nordland	1,4	1,4
Oppland	1,2	1,2
Hedmark	1,4	1,2
Rogaland	1,3	1,3
Sogn og Fjordane	1,4	1,4
Sør-Trøndelag	1,2	1,2
Telemark	1,2	1,2
Troms	1,3	1,3
Østfold	1,4	1,2
Vestfold	1,2	1,2

Vedlegg C – Programmer og arkiver for hydrologiske og meteorologiske data

Flere av de hydrologiske beregningsmetodene krever tilgang til data fra NVEs dataarkiver, og egne programvarer. Disse kan skaffes fra NVE. Tilgang og mer inngående beskrivelse av dataprogrammene, databasene og arkivene kan fås fra Hydrologisk avdeling, NVE.

Tabell C.1: Programmer for hydrologiske og meteorologiske data (NVE).

Programmer	
HYDRA II	Databasesystem og analyseprogramvare for hydrologiske og meteorologiske data ved Hydrologisk avdeling, Norges vassdrags- og energidirektorat. Bygget primært for intern bruk i NVE, men også mulig for andre å leie tilgang.
HYSOPP	HY drologisk Stasjon og SerieOP plysninger. Dataprogram for håndtering av deler av innholdet i Hydra II-basen som har opplysninger om hydrometriske stasjoner, vannføringskurver, feltparametere, magasintabeller, høyde på skala m.m., dvs. det aller meste av metadata, men ikke selve tidsseriene.
DAGUT	Dataprogram med presentasjon, analyse og statistikk av hydrologiske og meteorologiske data med tidsskritt døgnet og lengre.
FINUT	Samme som DAGUT, men for data med tidsskritt døgnet og kortere.
TABLEREPORT	Dataprogram som gir oversikt over dataserier (serielengde, hull m.m.) som oppfyller valgte kriterier (NVEs tjenesteområder, vassdragsområder, dataparametere m.m.).
VFTAB	Tabeller og figurer over vannføringskurver for hydrometriske stasjoner. I tillegg mulighet for oversikt over vannføringsmålinger som ligger til grunn for aktuell kurve.
OVERLOP	Beregning av tabeller for vannføring over ulike typer og sammensetninger av overløp.
VFKURVE3	Beregning/tilpasning av vannføringskurve basert på sammenhengende vannstands- og vannføringsverdier.
CHECK_HOMOGENITY	Sjekk om vannføringsserier er homogene. For eksempel kan årsmaksima sjekkes for homogenitet.

Tabell C.2: Arkiver for hydrologiske og meteorologiske data (NVE).

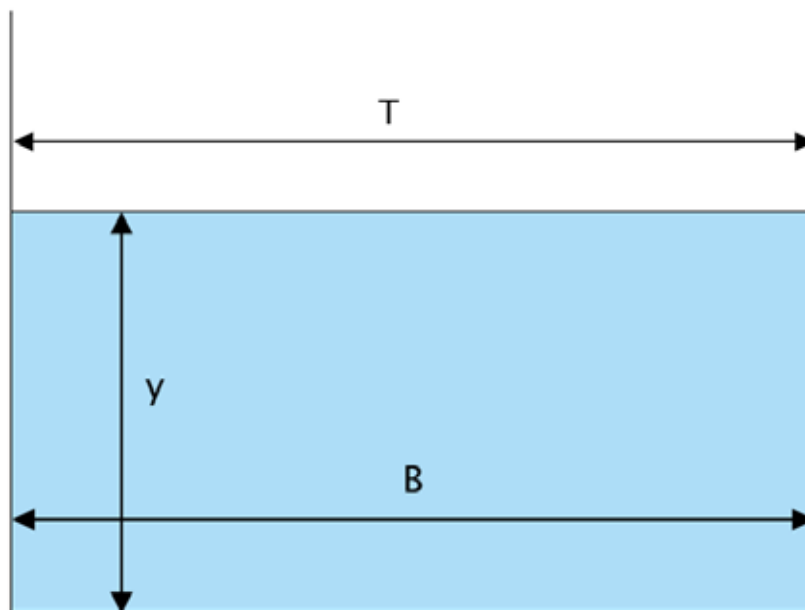
Arkiver	
HYDAG	(HY drologiske DAG lige data) Arkiv for permanent lagring av data med tidsoppløsning ett døgnet. Data fra HYKVAL regnes om til døgnetverdier og overføres etter kontroll og korreksjon (sekundærkontroll, se vedlegg 0) til HYDAG .
HYKVAL	Arkiv for lagring av alle kontrollerte og kvalitetsvurderte data (primærkontroll). Dataene leses først in på HYTRAN , deretter kontrolleres de før overføring til HYKVAL .
HYTRAN	Transaksjonstabell for alle data som leses in i de historiske arkivene i Hydrologisk avdelings systemer. Fra HYTRAN føres data over til HYKVAL . Ukontrollerte data arkiveres varig også på HYTRAN , slik at man alltid kan få tilgang til originaldata.
SANNTIDSDATA	Ukontrollerte data fra de siste 2-3 årene. Data fra sanntidsarkivet overføres til HYTRAN med normalt ca. 10 døgns forsinkelse. Data på sanntidsarkivet kan ha aksessbegrensning.
KOMPLETT	Ved valg av arkivet KOMPLETT lages lengst mulig sammenhengende tidsserie ved å hente alle tilgjengelige data og skjøte sammen slik at man bruker kontrollerte data så langt dette finnes og skjøter på med ukontrollerte data. Data hentes i prioritert rekkefølge fra HYDAG (om det er spurt om døgnetdata), HYKVAL , HYTRAN og Sanntidsarkivet .
FINDATA UTEN ISREDUSERTE DATA	Logisk arkiv (ikke fysisk lagret). Findata der isreduserte dager fjernes ut fra en sammenligning med data på døgnetoppløsning fra HYDAG og HYKVAL .
VIRTUELT ISREDUSERTE FINDATA	Logisk arkiv (ikke fysisk lagret). Findata justeres ned slik at døgnetmiddelverdien stemmer med de isreduserte døgnetverdiene, men variasjonen over døgnet beholdes.

Vedlegg D – Geometriske og hydrauliske forhold for vanlige tversnitt

D.1 Rektangulære tversnitt

D.1.1 Geometriske forhold for rektangulære snitt

De geometriske forholdene for rektangulære tversnitt er gitt i tabell D.1.1.1, se figur D.1.1.1.



Figur D.1.1.1: Geometriske og hydrauliske forhold for rektangulære tversnitt

Tabell D.1.1.1: Geometriske og hydrauliske forhold for rektangulære tversnitt.

Areal A [m ²]	Våt periferi P [m]	Hydraulisk radius R [m]	Overflatebredde T [m]
B x y	B + 2y	$\frac{B \times y}{B + 2y}$	B

D.1.2 Kritisk dybde for rektangulære snitt

For rektangulære tversnitt kan y_k beregnes direkte ut fra vannføring og kanalbredde. Ligningen kan anvendes for alle kanalbredder og ykrittisk opp til kanalens høyde.

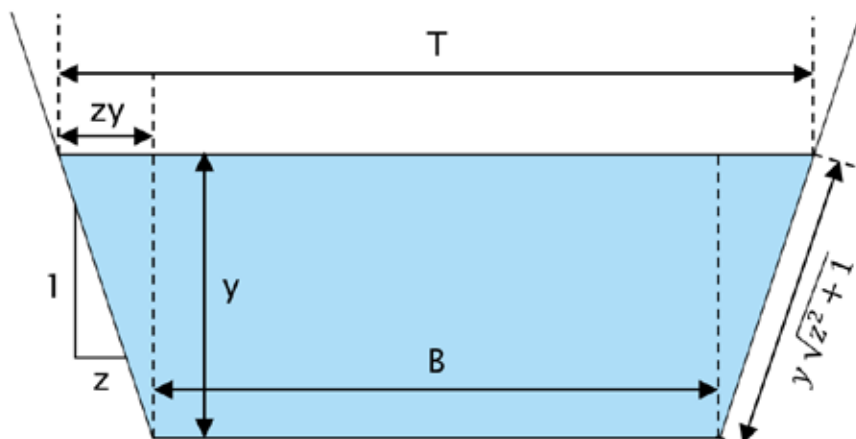
$$y_k = \left[\frac{Q^2}{g B^2} \right]^{1/3} \quad \text{Lign. D.1.2.1}$$

- y_k = Kritisk vanndybde [m]
- Q = Vannføring [m³/s]
- g = Tyngdekonstant (9,81) [m/s²]
- B = Kanalbredde [m]

D.2 Trapeformede tverrsnitt

D.2.1 Geometriske forhold for trapesformede snitt

De geometriske forholdene for trapesformede tverrsnitt er gitt i tabell D.2.1.1, se figur D.2.1.1.



Figur D.2.1.1: Geometriske og hydrauliske forhold for trapesformede tverrsnitt.

Tabell D.2.1.1: Geometriske og hydrauliske forhold for trapesformede tverrsnitt.

Areal A [m ²]	Våt periferi P [m]	Hydraulisk radius R [m]	Overflatebredde T [m]
$By + zy^2$	$B + 2y\sqrt{z^2 + 1}$	$\frac{By + zB^2}{B + 2y\sqrt{z^2 + 1}}$	$B + 2zy$

D.2.2 Kritisk dybde for trapesformede snitt

For trapesformede tverrsnitt kan y_k beregnes direkte ut fra vannføring og tverrsnittets geometri. Ligningen kan benyttes for verdiene $0,1 < Q/B^{2,5} < 4,0$. For $Q/B^{2,5} < 0,1$ kan man anta et rektangulært tverrsnitt.

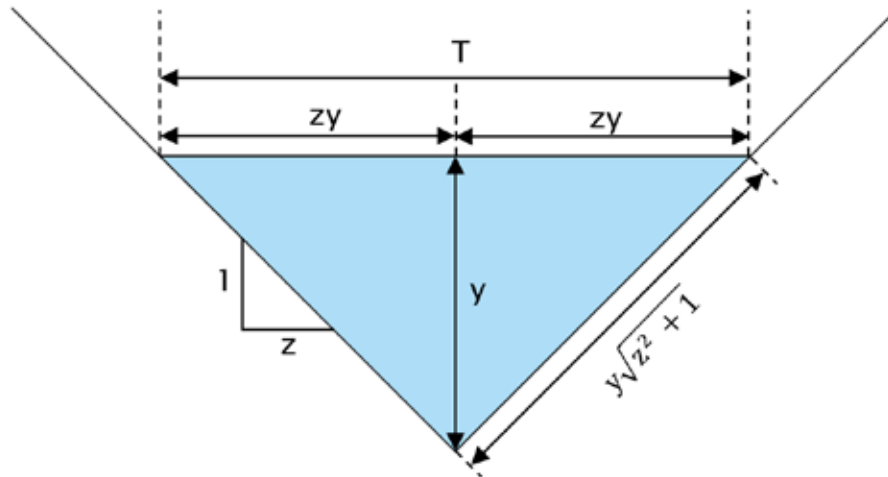
$$y_k = 0,81 \left[\frac{Q^2}{g z^{0,75} B^{1,25}} \right]^{0,27} - \frac{b}{30z} \quad \text{Lign. D.2.2.1}$$

- y_k = Kritisk vanddybde [m]
- Q = Vannføring [m³/s]
- g = Tyngdekonstant (9,81) [m/s²]
- 1:z = Sidehelning [m/m]
- B = Kanalbredde [m]
- b = Bredde av sideskråning [m]

D.3 Triangulære tverrsnitt

D.3.1 Geometriske forhold for triangulære snitt

De geometriske forholdene for triangulære tverrsnitt er gitt i tabell D.3.1.1, se figur D.3.1.1.



Figur D.3.1.1: Geometriske og hydrauliske forhold for triangulære tverrsnitt.

Tabell D.3.1.1: Geometriske og hydrauliske forhold for triangulære tverrsnitt.

Areal A [m ²]	Våt periferi P [m]	Hydraulisk radius R [m]	Overflatebredde T [m]
zy^2	$2y\sqrt{z^2 + 1}$	$\frac{zy^2}{2y\sqrt{z^2 + 1}}$	$2zy$

D.3.2 Kritisk dybde for triangulære snitt

For triangulære tverrsnitt kan y_k beregnes direkte ut fra vannføring og tverrsnittets geometri. Ligningen kan benyttes for alle verdier av y_k opp til tverrsnittets høyde.

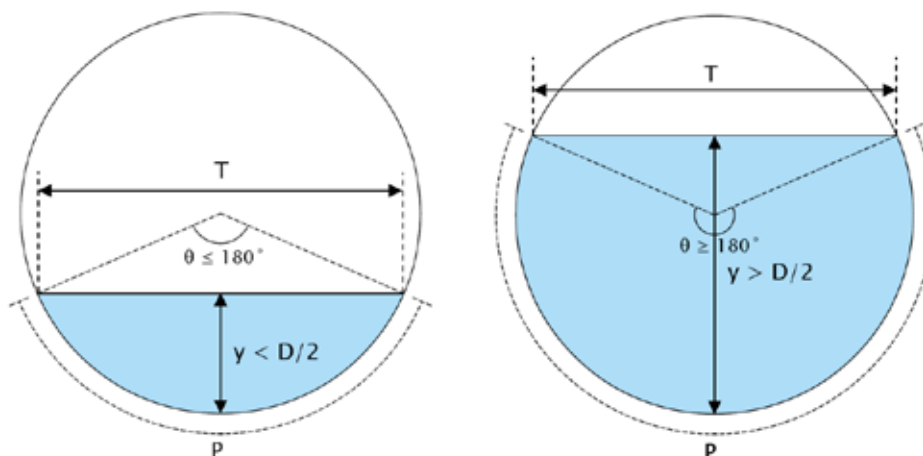
$$y_k = \left[\frac{2Q^2}{g z^2} \right]^{1/5} \quad \text{Lign. D.3.2.1}$$

- y_k = Kritisk vanddybde [m]
- Q = Vannføring [m³/s]
- g = Tyngdekonstant (9,81) [m/s²]
- 1:z = Sidehelning [m/m]

D.4 Sirkulære tverrsnitt

D.4.1 Geometriske forhold for sirkulære tverrsnitt

De geometriske forholdene for sirkulære tverrsnitt er gitt i tabell D.4.1.1, se figur D.4.1.1. Det finnes forskjellige måter å beregne geometrisk og hydraulisk parametere for sirkulære tverrsnitt. Metoden som er brukt her er valgt fordi den kun benytter sentralvinkel og diameter som variabler, og bruker de samme ligningene for $y < D/2$ og $y > D/2$ etter at sentralvinkelen (θ) er beregnet.



Figur D.4.1.1: Geometriske og hydrauliske forhold for sirkulære tverrsnitt.

Tabell D.4.1.1: Geometriske og hydrauliske forhold for sirkulære tverrsnitt.

Parameter	Formel ($y < D/2$)	Formel ($y > D/2$)
Sentralvinkel θ [radianer]	$2 \cos^{-1} \left(1 - \frac{2y}{D} \right)$	$2\pi - 2 \cos^{-1} \left(\frac{2y}{D} - 1 \right)$
Våt periferi P [m]		$\frac{D\theta}{2}$
Areal A [m ²]		$\frac{D^2 (\theta - \sin \theta)}{8}$
Hydraulisk radius R [m]		$\frac{D (\theta - \sin \theta)}{4\theta}$
Overflate-bredde T [m]		$D \sin \left(\frac{\theta}{2} \right)$

D.4.2 Kritisk dybde for sirkulære tverrsnitt

For sirkulære tverrsnitt kan kritisk dybde beregnes for alle dimensjoner D med følgende regresjonsligning ($R^2 = 0,9998$):

$$\frac{y_k}{D} = 0,0103 \frac{Q}{A D^{0,5}} - 0,0989 \frac{Q}{A D^{0,5}} + 0,3574 \frac{Q}{A D^{0,5}} - 0,6389 \frac{Q}{A D^{0,5}} + 0,7992 \frac{Q}{A D^{0,5}} + 0,0762 \quad \text{Lign. D.4.2.1}$$

y_k = Kritisk vanndybde [m]

A = Tverrsnittsareal [m²]

D = Indre diameter [m]

Q = Vannføring [m³/s]

Vedlegg E – Manningstall for vanlige materialer

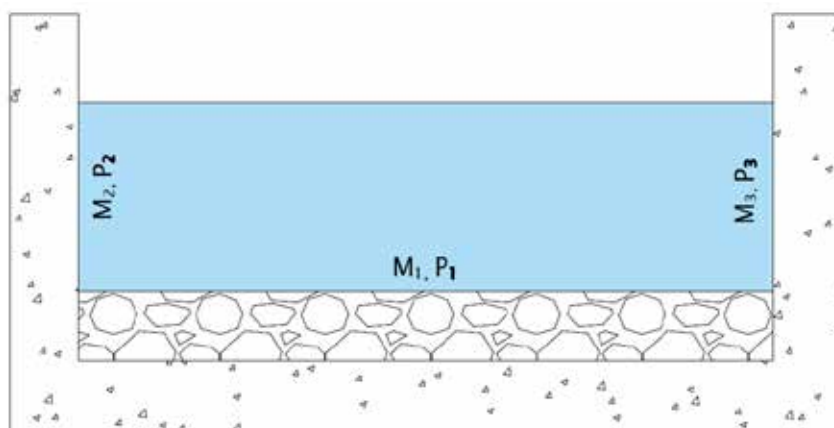
E.1 Manningstallet

Manningstallet er en empirisk verdi, og avhenger av underlagets ruhet og strømningsforholdene. De anbefalte verdiene i dette vedlegget er omtrentlige, og oppgitt som et spenn av verdier. Ved bruk av Manningstall i beregninger anbefales det å ta hensyn til at ruheten til overflaten kan øke over tid pga. slitasje eller masseavsetninger over tid. Dersom friksjonstap er viktig for beregningen anbefales det derfor å velge konservative verdier for Manningstallet. Merk også at Manningstallet mange steder oppgis som n [$s/m^{1/3}$], med sammenhengen $M = 1/n$.

I tverrsnitt med varierende ruhet beregnes det en midlere verdi for Manningstallet. Det er f.eks. aktuelt i kulverter av plast eller betong med naturlig elvebunn, eller for å beregne effekten av avsatte masser i et gjennomløp eller en åpen vannvei, se figur E.1.1. Midlere Manningstall M_m beregnes som følger:

$$M_m = \frac{\sum \left(\frac{P_n}{M_n} \right)}{P_{\text{tot}}} \quad \text{Lign. E.1.1}$$

- M_m = Midlere Manningstall for snittet [$m^{1/3}/s$]
- P_n = Våt periferi for overflate n i snittet [m]
- M_n = Manningstall for overflate n i snittet [$m^{1/3}/s$]
- P_{tot} = Total våt periferi [m]



Figur E.1.1: Midlere ruhet (etter Balkham et al., 2010).

E.2 Manningstall for gjennomløp av betong

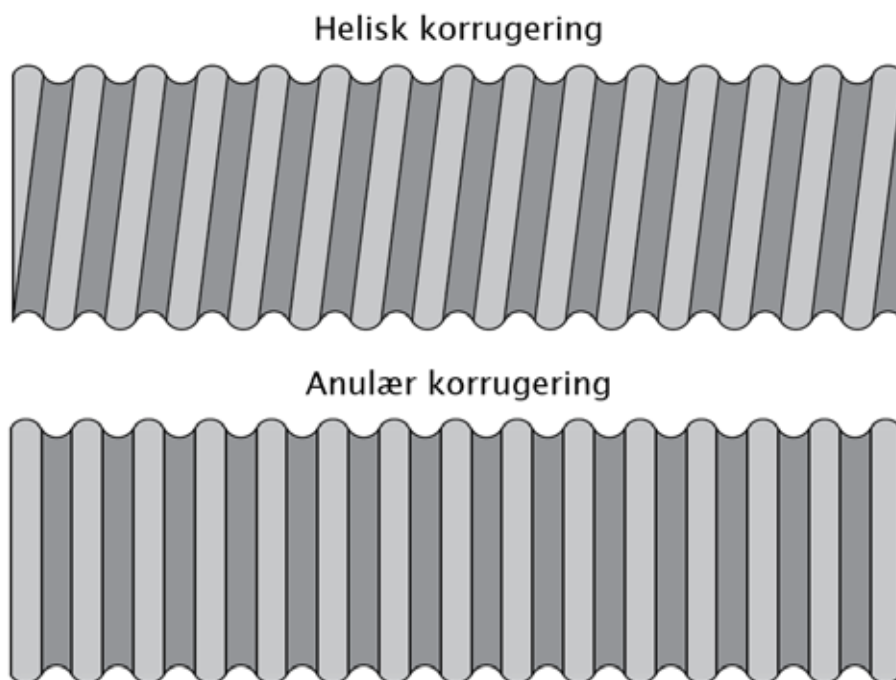
Tabell E.2.1 gir anbefalte Manningstall for betong. Generelt anbefales det ta hensyn til normal slitasje, og lavere verdier kan benyttes for gjennomløp med stor slitasje eller skader. Verdiene gjelder ikke for betong med åpenbare ujevnheter som f.eks. sprøytebetong på en ujevn overflate. Verdiene viser rundt 15% reduksjon i Manningstall for rør utsatt for slitasje.

Tabell E.2.1: Manningstall for betonggjennomløp.

Materiale og tverrsnitt	Ruhetsbeskrivelse eller korrugering	Manningstall M [$\text{m}^{1/3}/\text{s}$]	Kilde
Sirkulær	Glatt	100 - 110	Schall et al. (2012)
Sirkulær	Glatt, med normal slitasje	90 - 75	Schall et al. (2012)
Ikke-sirkulært	Glatt	90 - 100	Schall et al. (2012)
Ikke-sirkulært	Glatt, med normal slitasje	70 - 85	Schall et al. (2012)

E.3 Manningstall for gjennomløp av stål

Tabell E.3.1 gir anbefalte verdier gjennomløp av stål. For stål vil korrugeringen ha mye å si for ruheten, og diameteren på gjennomløpet vil også påvirke Manningstallet. For helisk korrugering (se figur E.3.1) gjelder den laveste verdien for $D = 300$ mm og den høyeste for $D = 2000$ mm og oppover. Mellom disse verdiene anbefales det å interpolere Manningstallet for valgt dimensjon. For anulær korrugering (se figur E.3.1) gjelder de høyeste verdiene for $D = 300 - 1800$ mm og de laveste verdiene for 1800 mm og oppover. Verdiene varierer med vannføring, og er gitt for $Q/D^{5/2} = 4$, se kapittel 9.3. Produsenter av stålrør kan også ha annen dokumentasjon som kan benyttes. Det anbefales å begrunne valg av Manningstall, og gjennomføre beregninger med forskjellige verdier dersom ruheten spiller en viktig rolle for strømningstilfellet. Se også Schall et al. (2012).



Figur E.3.1: Helisk og anulær korrugering.

Tabell E.3.1: Anbefalte Manningstall for gjennomløp av stål.

Materiale og tverrsnitt	Ruhetsbeskrivelse eller korrugering	Manningstall M [$m^{1/3}/s$]	Kilde
Sirkulær	Glatt	90 - 100	Schall et al. (2012) FHWA (1980)
Sirkulær	Glatt, med normal slitasje	75 - 85	Schall et al. (2012) FHWA (1980)
Sirkulær	Helisk korrugering 68 mm x 13 mm	45 - 90	Schall et al. (2012) FHWA (1980)
Sirkulær	Helisk korrugering 150 mm x 25 mm	40 - 45	Schall et al. (2012) FHWA (1980)
Alle tverrsnitt	Anulær korrugering 68 mm x 13 mm	40 - 45	Schall et al. (2012) FHWA (1980)
Alle tverrsnitt	Anulær korrugering 75 mm x 25 mm 125 mm x 25 mm	35 - 40	Schall et al. (2012) FHWA (1980)
Alle tverrsnitt	Anulær korrugering 150 mm x 50 mm 230 mm x 64 mm	25 - 30	Schall et al. (2012) FHWA (1980)

E.4 Manningstall for gjennomløp av plast

Tabell E.4.1 gir anbefalte verdier for gjennomløp av plast. For plast finnes det ikke verdier for rør utsatt for slitasje. Det anbefales å redusere Manningstallet med 15% som for betong for å ta hensyn til tilstanden gjennom rørets levetid.

Tabell E.4.1: Anbefalte Manningstall for gjennomløp av plast.

Materiale og tverrsnitt	Ruhetsbeskrivelse eller korrugering	Manningstall M [$m^{1/3}/s$]	Kilde
Sirkulær PE	Glatt	85 - 110	Schall et al. (2012) Barfuss & Tullis (1988)
Sirkulær PE	Korrugert D = 75 mm – 250 mm	60 - 70	Schall et al. (2012)
Sirkulær PE	Korrugert D = 250 mm og større	40 - 50	Schall et al. (2012)
Sirkulær PVC	Glatt	90 - 110	Schall et al. (2012) Bishop (1978)

E.5 Manningstall for vanlige overflater

Tabell E.5.1 gir anbefalte Manningstall for vanlige overflater og materialer.

Tabell E.5.1: Manningstall for vanlige overflater og materialer.

Overflate	Typisk steinstørrelse [mm]	Manningstall M [$m^{1/3}/s$]	Kilde
Skogbunn	-	5 - 10	Chow (1959)
Tett gress	-	10 - 20	Chow (1959)
Gress	-	25 - 30	Chow (1959)
Leirig jord	0,1	30 - 50	Chow (1959)
Finsand, silt	0,1 - 1,0	40 - 50	Chow (1959)
Sand-grus	1,0 - 10,0	30 - 40	Chow (1959)
Grus, småstein	10 - 30	20 - 30	Chow (1959)
Lite utviklet erosjonshud	10 - 30	20 - 30	Chow (1959)
Steinete	> 30	10 - 20	Chow (1959)
Steinsatt, grov struktur	> 200	5 - 15	Chow (1959)
Glatt asfalt	-	60 - 80	Chow (1959)
Ru asfalt	-	50 - 60	Chow (1959)
Betong	-	80 - 100	Chow (1959)
Glatt plast	-	70 - 110	Chow (1959)
Glatt metall	-	80 - 100	Chow (1959)
Støpejern	-	70 - 100	Chow (1959)
Glatt steinoverflate	-	50 - 70	Chow (1959)

Vedlegg F – Dimensjonsløse kapasitetsdiagrammer for vanlige gjennomløp

F.1 Dimensjonsløse kapasitetsdiagrammer

For gjennomløp under innløpskontroll antas det stasjonær, hurtig varierende strømning. Forholdet mellom vannføring og energihøyde ved innløpet er bestemt fra modellforsøk og gjort dimensjonsløse slik at de kan skaleres til enhver dimensjon (Schall et al., 2012):

$$H^* = \frac{H}{D} \quad \text{Lign. F.1.1}$$

$$Q^* = \frac{Q}{AD^{0.5}} \quad \text{Lign. F.1.2}$$

- H^* = Dimensjonsløs energihøyde [-]
- Q^* = Dimensjonsløs vannføring [$m^{0.5}/s$]
- H = Energihøyde ved innløpet [m]
- D = Innløpets høyde [m]
- A = Innløpets tverrsnittsareal [m^2]

Ved å plote tilhørende verdier av H^* og Q^* får man et dimensjonsløst kapasitetsdiagram, som kan skaleres opp til en valgfri dimensjon ved å sette inn dimensjonene til innløpet. For praktisk bruk er det ofte nyttig å kunne beregne Q som funksjon av H eller motsatt, og det er derfor gjort regresjonsanalyser for vanlige innløpsutforminger. Ligningene har følgende form:

$$\frac{H}{D} = A_Q \left[\frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^3 + B_Q \left[\frac{Q}{AD^{0.5}} \right]^2 + C_Q \left[\frac{Q}{AD^{0.5}} \right] \quad \text{Lign. F.1.3}$$

$$\frac{Q}{AD^{0.5}} = A_H \left[\frac{H}{AD^{0.5}} \right]^3 + B_H \left[\frac{H}{AD^{0.5}} \right]^2 + C_H \left[\frac{H}{AD^{0.5}} \right] \quad \text{Lign. F.1.4}$$

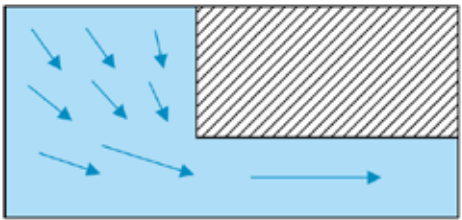
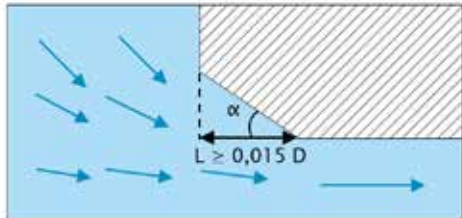
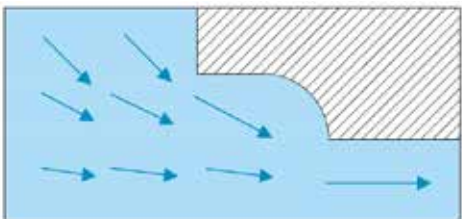
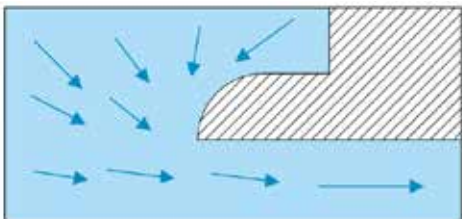
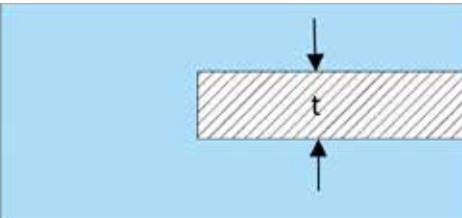
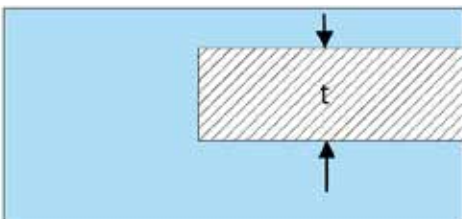
- H = Vannets energihøyde ved innløpet [m]
- D = Innløpets høyde [m]
- Q = Vannføring [m^3/s]
- A = Innløpets tverrsnittsareal [m^2]

Tredjegradslikningen er valgt fordi det gir den beste balansen mellom praktisk bruk og presisjon. Alle ligningene har $R^2 > 0,98$. Utgangspunktet for regresjonsanalysen er femtegradsligningene som brukes i beregningsprogrammet HY-8 (FHWA, 2016). Merk at i plotting av grafene må bestemte tallverdier for $AD^{0.5}$ og benytte $AD^{0.5} = 0,785 D^{2.5}$ for å sikre riktig tallverdi. For rektangulære innløp benyttes $BD^{1.5}$ i stedet for $AD^{0.5}$ og tallverdiene kan benyttes direkte. For mer om innløpsutforming, se Schall et al. (2012) og FHWA (2016).

F.1.1 - Innløpsutforming

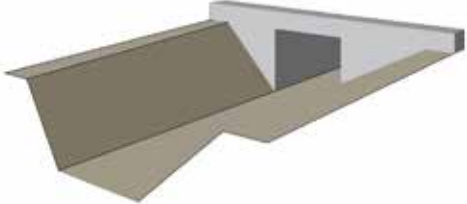
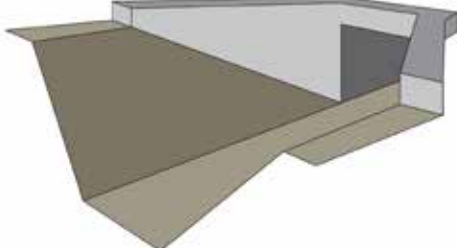
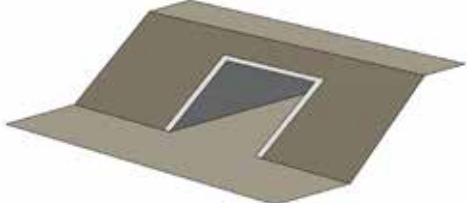
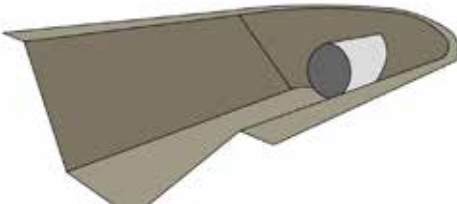
Tabell F.1.1.1 definerer kantutforming som forutsettes ved bruk av forskjellige verdier og kurver i kapasitetsdiagrammer, monogrammer eller HY-8. Merk at effekten av kantutforming varierer med utforming av innløp og tverrsnittsform.

Tabell F.1.1.1: Geometri og utforming av konvensjonelle innløp (etter Balkham et al., 2010).

Beskrivelse	Geometri/utforming
Rett kant ($\alpha = 90^\circ$)	
Avfaset kant ($30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$)	
Muffeende (rør)	
Spissende (rør)	
Tynnvegget (utstikkende innløp) $t/D < 0,04$	
Tykkvegget (utstikkende innløp) $t/D > 0,04$	

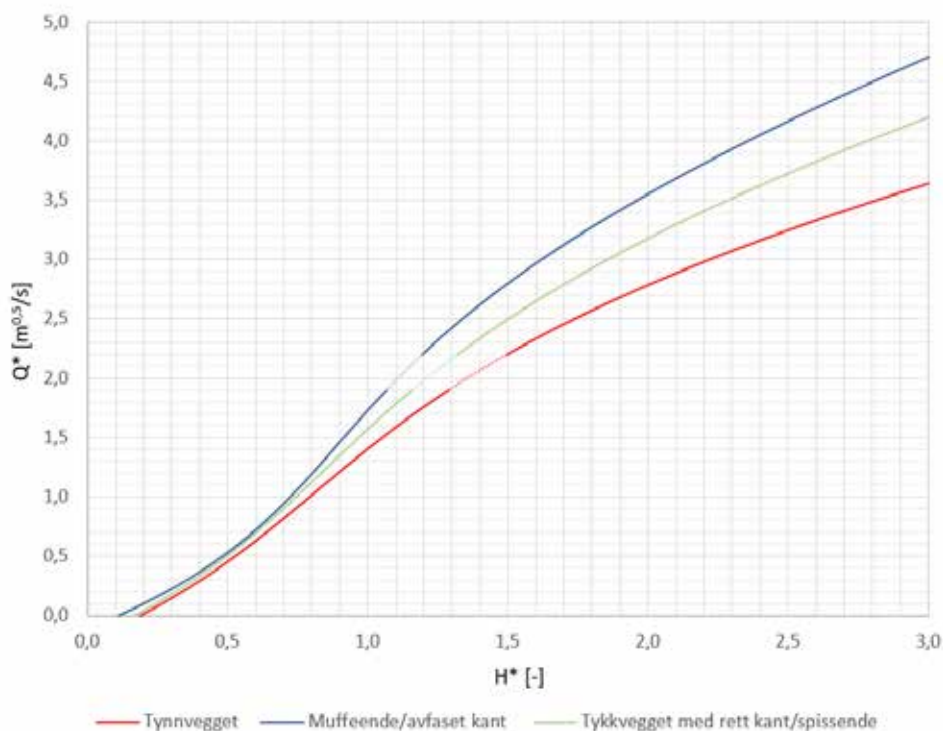
Tabell F.1.1.2 illustrerer vanlige innløpsutforminger. Merk at forskjellige innløpsutforminger har forskjellig effekt på strømmingen avhengig av gjennomløpets tverrsnittsform. Åpningsvinkelen β er definert som vinkelen mellom vingemuren og gjennomløpets lengdeakse.

Tabell F.1.1.2: Vanlige innløpsutforminger (etter Balkham et al., 2010).

Innløpsutforming	Figur
Frontmur ($\beta > 75^\circ$)	
Vingemur ($30^\circ \leq \beta \leq 75^\circ$)	
Tilskåret innløp ($\beta = 0^\circ$)	
Utstikkende innløp	

F.1.2 – Dimensjonsløse kapasitetsdiagrammer for sirkulære tverrsnitt

Utstikkende, sirkulært rør



Tynnvegget rør ($t/D < 0,04$)

$$H^* = 0,0578 Q^{*3} - 0,2584 Q^{*2} + 0,9864 Q^* \quad \text{Lign. F.1.2.1}$$

$$Q^* = -0,0524 H^{*3} + 0,1517 H^{*2} + 1,2689 H^* \quad \text{Lign. F.1.2.2}$$

Tykkvegget rør ($t/D < 0,04$) med rett kant/spissende

$$H^* = 0,0792 Q^{*3} - 0,3937 Q^{*2} + 1,0801 Q^* \quad \text{Lign. F.1.2.3}$$

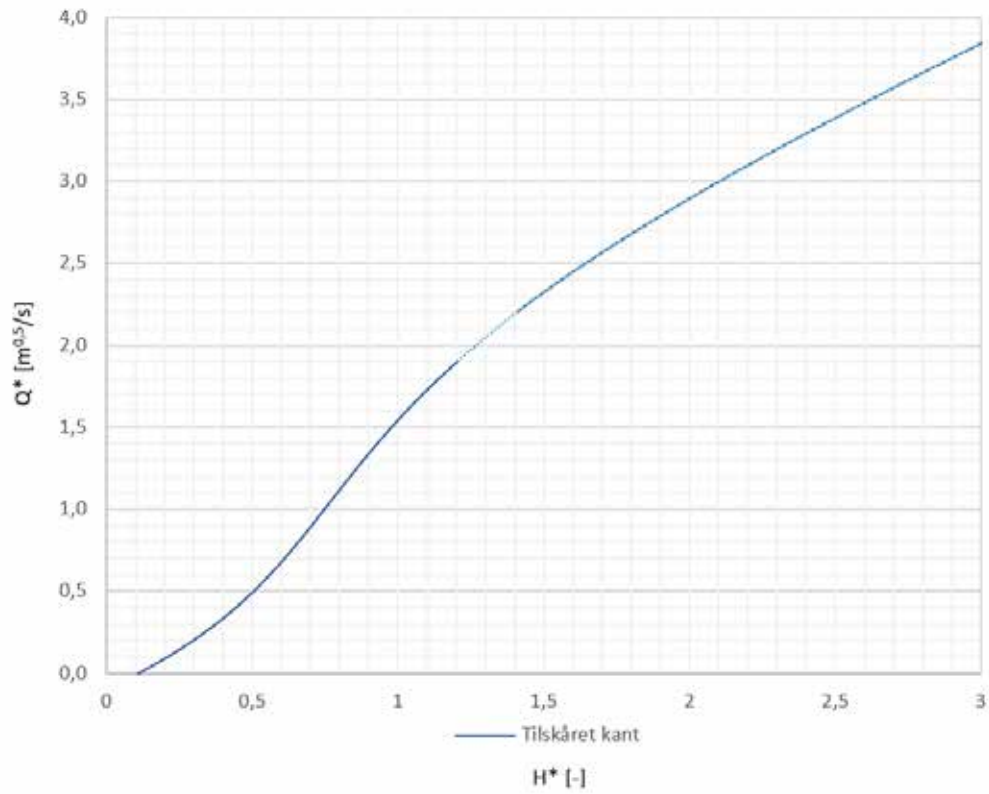
$$Q^* = -0,0621 H^{*3} + 0,1987 H^{*2} + 1,4036 H^* \quad \text{Lign. F.1.2.4}$$

Muffeende eller avfaset kant

$$H^* = 0,0246 Q^{*3} - 0,1477 Q^{*2} + 0,7775 Q^* \quad \text{Lign. F.1.2.5}$$

$$Q^* = -0,0698 H^{*3} + 0,2322 H^{*2} + 1,5477 H^* \quad \text{Lign. F.1.2.6}$$

Sirkulært, tilskåret innløp



Tilskåret kant

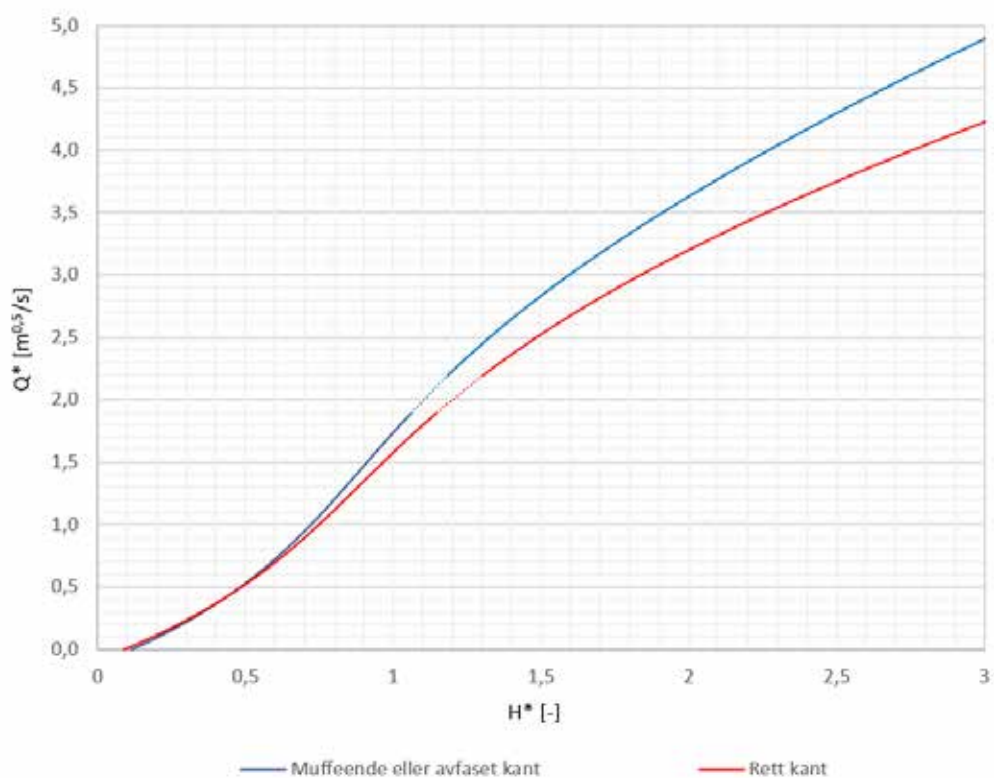
$$H^* = 0,0308 Q^{*3} - 0,1282 Q^{*2} + 0,8046 Q^*$$

Lign. F.1.2.7

$$Q^* = -0,0322 H^{*3} + 0,0484 H^{*2} + 1,4550 H^*$$

Lign. F.1.2.8

Sirkulært innløp med front- eller vingemur

**Rett kant**

$$H^* = 0,0332 Q^{*3} - 0,1744 Q^{*2} + 0,8416 Q^* \quad \text{Lign. F.1.2.9}$$

$$Q^* = -0,0574 H^{*3} + 0,1709 H^{*2} + 1,4547 H^* \quad \text{Lign. F.1.2.10}$$

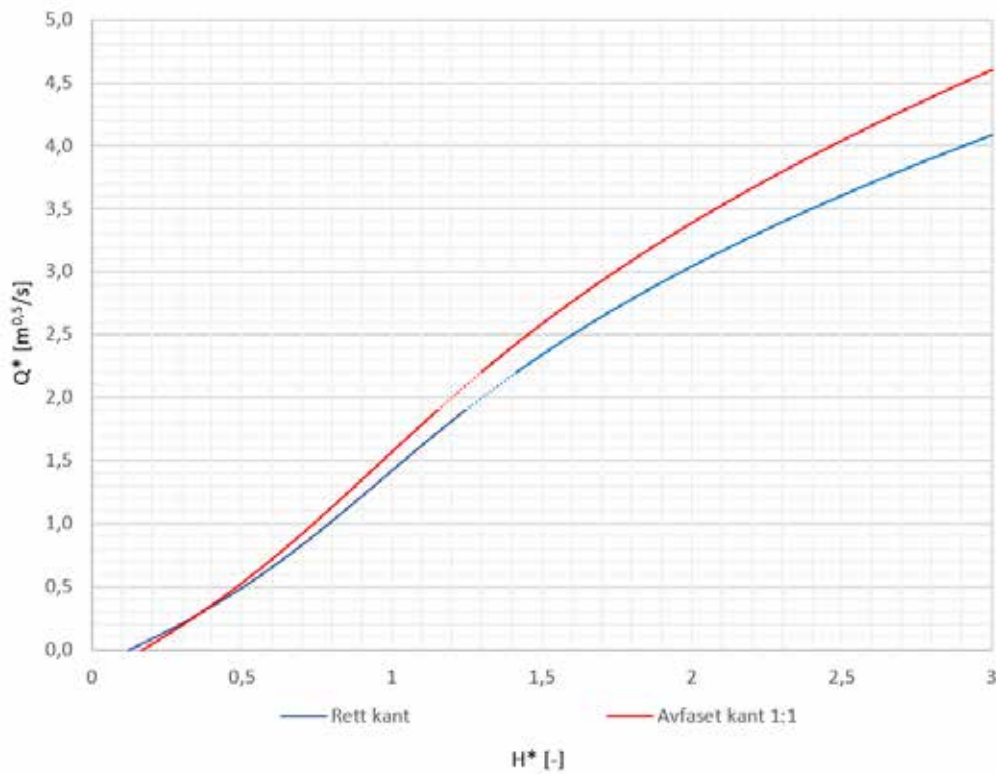
Muffeende eller avfaset kant

$$H^* = 0,0206 Q^{*3} - 0,1326 Q^{*2} + 0,7593 Q^* \quad \text{Lign. F.1.2.11}$$

$$Q^* = -0,0797 H^{*3} + 0,2956 H^{*2} + 1,5064 H^* \quad \text{Lign. F.1.2.12}$$

F.1.3 – Dimensjonsløse kapasitetsdiagrammer for rektangulære innløp

Rektangulært innløp m/frontmur ($\beta > 75^\circ$)



Rett kant

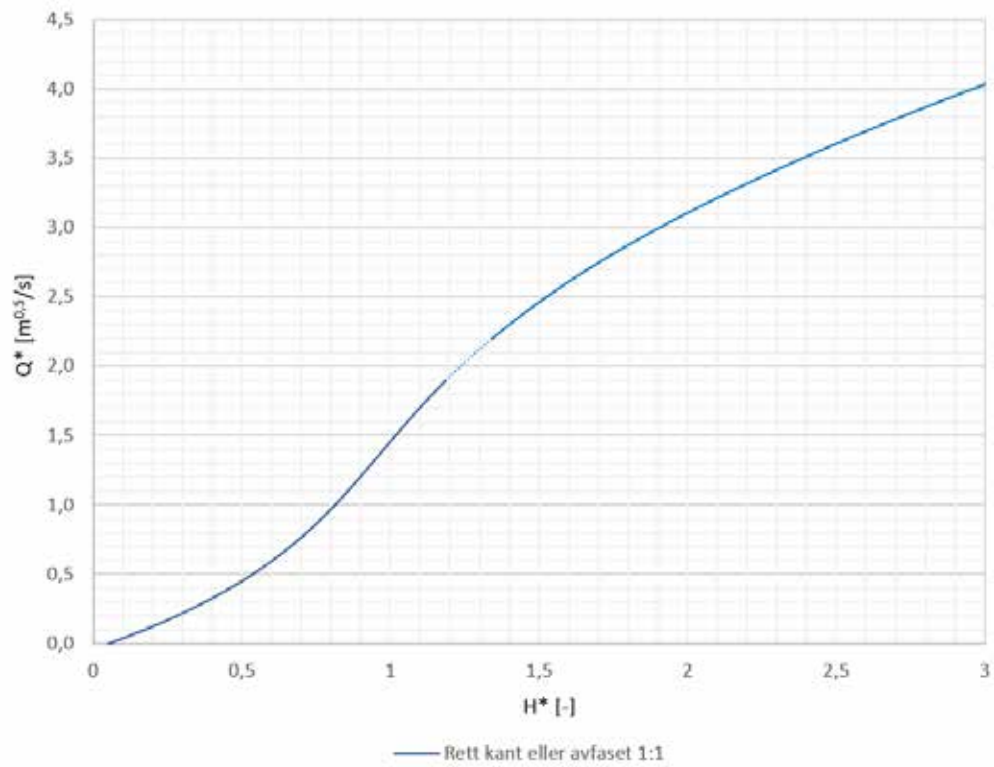
$$H^* = 0,0232 Q^{*3} - 0,1148 Q^{*2} + 0,8097 Q^* \quad \text{Lign. F.1.3.1}$$

$$Q^* = -0,0103 H^{*3} - 0,0352 H^{*2} + 1,557 H^* \quad \text{Lign. F.1.3.2}$$

Avfaset kant 1:1

$$H^* = 0,0206 Q^{*3} - 0,1273 Q^{*2} + 0,7925 Q^* \quad \text{Lign. F.1.3.3}$$

$$Q^* = -0,0486 H^{*3} + 0,1752 H^{*2} + 1,4748 H^* \quad \text{Lign. F.1.3.4}$$

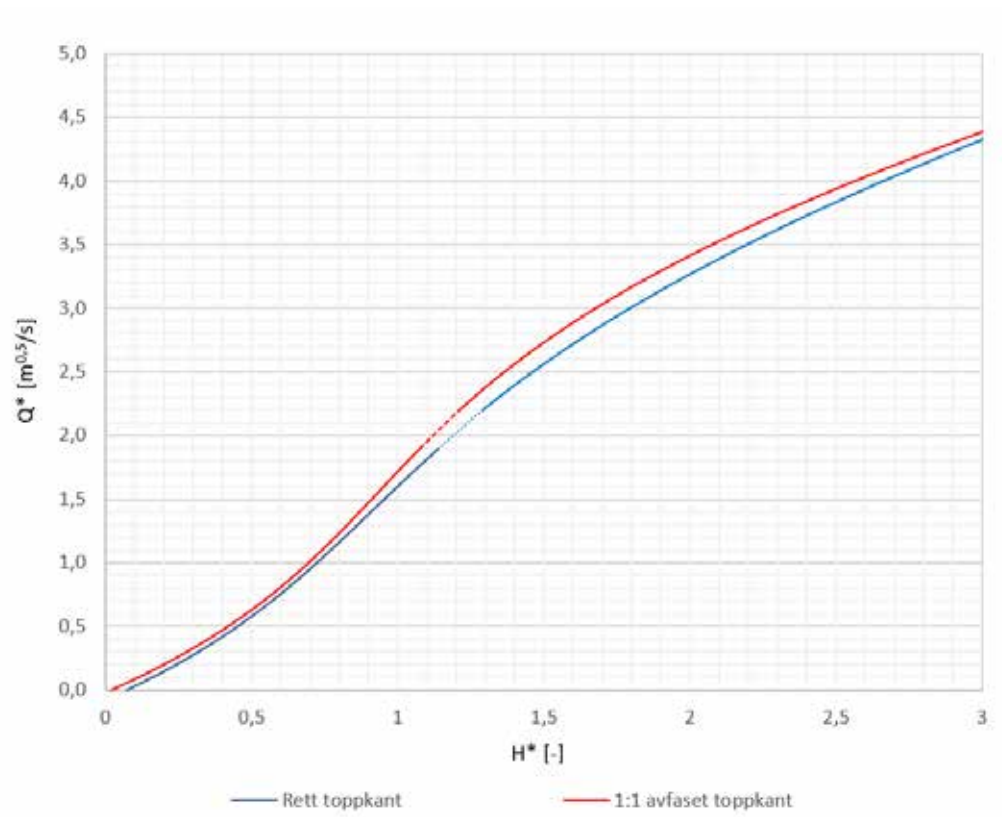
Tilskåret, rektangulært innløp ($\beta = 0^\circ$)

Rett kant eller avfaset kant

$$H^* = 0,0264 Q^{*3} - 0,1185 Q^{*2} + 0,7825 Q^* \quad \text{Lign. F.1.3.5}$$

$$Q^* = -0,0012 H^{*3} - 0,1125 H^{*2} + 1,6904 H^* \quad \text{Lign. F.1.3.6}$$

Rektangulært innløp m/vingemur ($30^\circ < \beta < 75^\circ$)



Rett toppkant

$$H^* = 0,0112 Q^{*3} - 0,0268 Q^{*2} + 0,6068 Q^* \quad \text{Lign. F.1.3.7}$$

$$Q^* = 0,0075 H^{*3} - 0,1766 H^{*2} + 1,8864 H^* \quad \text{Lign. F.1.3.8}$$

Avfaset toppkant 1:1

$$H^* = 0,0346 Q^{*3} - 0,1797 Q^{*2} + 0,7966 Q^* \quad \text{Lign. F.1.3.9}$$

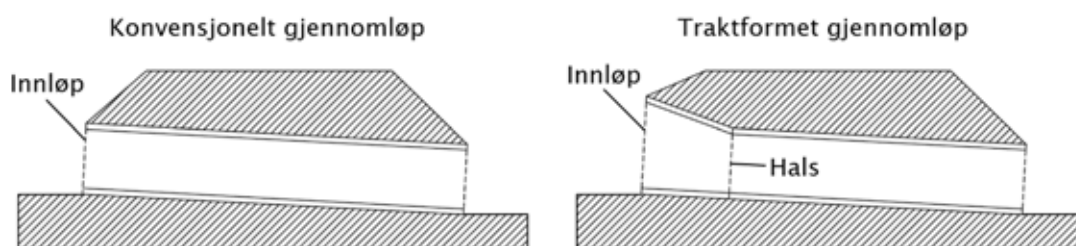
$$Q^* = -0,0530 H^{*3} + 0,1039 H^{*2} + 1,6732 H^* \quad \text{Lign. F.1.3.10}$$

Vedlegg G – Traktformede innløp

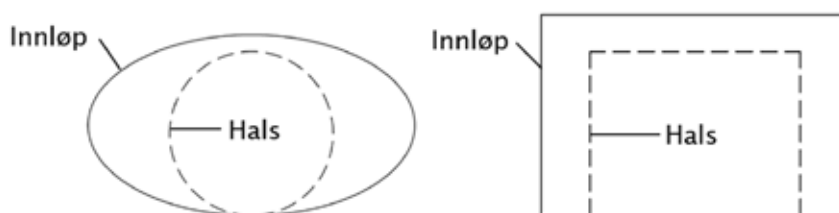
G.1 Traktformede innløp

Et traktformet innløp har et større innløpsareal med overgang til et mindre gjennomløpstverrsnitt, se figur G.1.1. Kapasiteten økes dermed fordi innløpstverrsnittet er større, og fordi halsen er plassert lavere enn innløpet slik at energihøyden økes. Man har da to potensielle snitt som kan begrense kapasiteten, og den mest kostnadseffektive utformingen forutsetter at kapasiteten begrenses ved halsen. Fordi man har flere snitt som kan begrense kapasiteten så er utforming og dimensjonering mer omfattende enn for konvensjonelle gjennomløp (Schall et al., 2012).

Traktformede innløp anbefales ikke dersom gjennomløp fungerer under utløpskontroll, siden de ikke øker kapasiteten mer enn konvensjonelle innløpsutforminger. Det anbefales å benytte HY-8 ved dimensjonering av traktformede innløp, og detaljert beskrivelse av dimensjonering av traktformede innløp er derfor ikke beskrevet her. For mer informasjon om traktformede innløp og dimensjonering, se Schall et al. (2012) og Harrison (1972).



Figur G.1.1: Konvensjonelt og traktformet gjennomløp.



Figur G.1.2: Geometriske forhold for traktformede innløp.

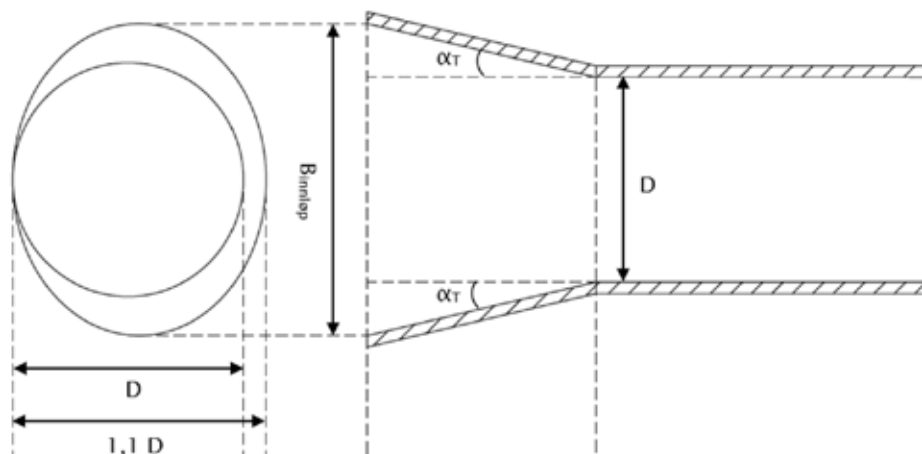
Generelt skiller man mellom traktformede innløp med konstant og økt fall i trakten. Ved dimensjonering i HY-8 antas det utforming som beskrevet i det følgende.

G.1.1 Traktformede innløp med konstant fall

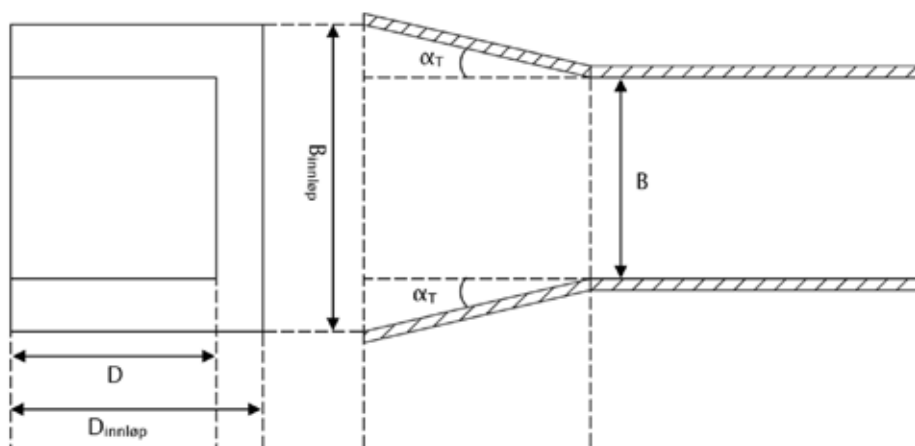
Traktformede innløp med konstant fall kan ved optimal utforming øke kapasiteten med inntil 40% sammenlignet med konvensjonelle innløp med rett kant (Harrison et al., 1972). Traktformede innløp med konstant fall kan benyttes både for gjennomløp med sirkulære og rektangulære tverrsnitt. Dimensjonering i HY-8 antar følgende utforming (Schall et al., 2012):

- Innløpsgeometri: $B_{\text{innløp}} \leq 3D$ (rektangulært tverrsnitt)
- Innløpsgeometri: $D_{\text{innløp}} \leq 1,1 D$ (sirkulært tverrsnitt)
- Traktvinkel: $10^\circ < \alpha_T < 15^\circ$
- Konstant helning

Figur G.1.1.1 og G.1.1.2 viser geometri for rektangulære og sirkulære/elliptiske tverrsnitt. For mer om utforming og dimensjonering, se Schall et al. (2012).



Figur G.1.1.1: Utforming av sirkulære, traktformede innløp med konstant fall.



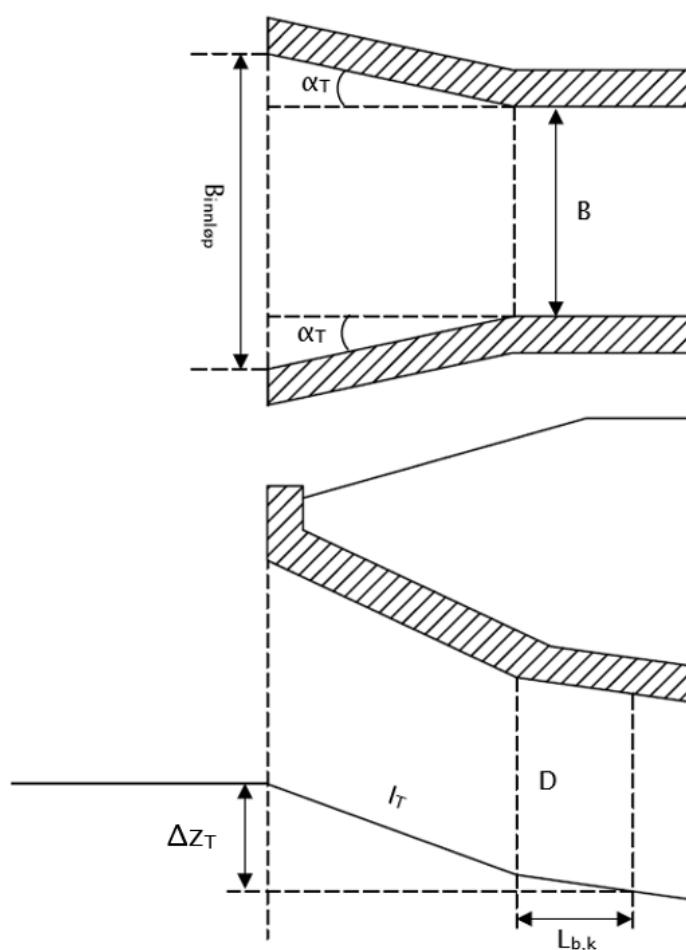
Figur G.1.1.2: Utforming av rektangulære, traktformede innløp med konstant fall.

G.1.2 Traktformede innløp med økt fall

Traktformede innløp med konstant fall kan ved optimal utforming øke kapasiteten med inntil 100% sammenlignet med konvensjonelle innløp med rett kant. Traktformede innløp med økt fall benyttes kun for rektangulære tverrsnitt. Dimensjonering i HY-8 antar følgende utforming (Schall et al., 2012):

- Innløpsgeometri: $B_{\text{innløp}} \leq 3D$ (rektangulært tverrsnitt)
- Fall i trakt: $D/4 \leq \Delta z_T \leq 1,5 D$
- Helning i trakt: $0,33 \leq I_T \leq 0,5$
- Avstand fra bend til kritisk snitt i hals: $L_{b,k} \geq 0,5B$
- Traktvinkel: $10^\circ < \alpha_T < 15^\circ$

Figur G.1.2.1 viser geometri for rektangulært tverrsnitt.



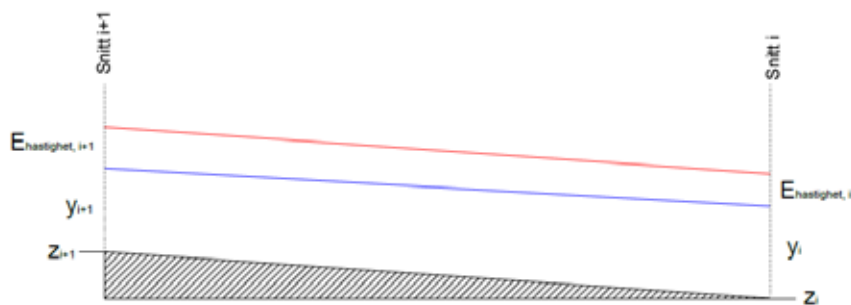
Figur G.1.2.1: Utforming av rektangulært, traktformet innløp med rektangulært tverrsnitt.

For $\Delta z_T > 1,5 D$ anbefales det å beregne friksjonstap i trakten og legge denne til H i beregningen, ettersom I_T er begrenset og økning i Δz_T vil gi en lang trakt. For $\Delta z_T < D/4$ eller $I_T < 0,33$ vil løsningen gi begrenset kapasitetsøkning, og det anbefales å benytte traktformet innløp med konstant fall pga. kostnadshensyn.

Vedlegg H – Vannlinjeberegninger

H.1 Fremgangsmåte ved vannlinjeberegning

Vannlinjeberegning er en stegvis metode som beregner vanndybde og hastighet langs en kanal eller kulvert fra et nedstrøms kontrollsnitt. Ved å beregne energitapet langs hvert steg oppover vannveien finner man hvor mye vann dybden endrer seg, og man får et sammenhengende profil for energihøyden. Metoden er mer presis dersom man bruker korte steg der det forekommer brå endringer i strømningsforhold.



Figur H.1.1: Energilinje og vannlinje mellom to snitt i en vannlinjeberegning.

Inngangsdata

- Utforming av vassdraget og alle tiltak
- Dimensjonerende vannføring Q_{dim}
- Posisjon og energihøyde i kritisk eller kjent snitt

Steg 1 - Bestem bunnprofilen fra nedstrøms kontrollpunkt

$$z_{n+1} = z_n + I * \Delta x \quad \text{Lign. H.1.1}$$

- z_{n+1} = Høyde av kanalbunn ved punkt n+1 [m]
- z_n = Høyde av kanalbunn ved punkt n [m]
- I = Helning langs bunnen av vannveien [-]
- Δx = Stegvis avstand (positiv mot strømningsretning) [m]

Steg 2 - Anta vanndybde y_n ved hvert punkt og bestem kanalens geometri

2.1 Anta vanndybde y_n

2.2 Bestem A, P, R og K ut fra y_n

$$R = \frac{A}{P} \quad \text{Lign. H.1.2}$$

$$K = MAR^{2/3} \quad \text{Lign. H.1.3}$$

- R = Hydraulisk radius [m]
- A = Strømningsareal [m²]
- P = Våt periferi [m]
- K = Vannføringsevne [m³/s]
- M = Manningstall [m^{1/3}/s]

K er en parameter som brukes videre i beregningene. Den gir en «teoretisk vannføringssevne» (engelsk: conveyance) for tverrsnittet, og brukes for å beregne friksjonshelningen i steg 4.

Steg 3 - Beregn energinivå for hvert punkt

$$H_n = z_n + y_n + \frac{v_n^2}{2g} \quad \text{Lign H.1.4}$$

$$v_n = \frac{Q_{\text{dim}}}{A_n} \quad \text{Lign H.1.5}$$

H_n = Energinivå [m]

z_n = Stedhøyde [m]

y_n = Vanndybde [m]

v_n = Vannhastighet [m/s]

g = Tyngdekonstant (9.81) [m/s²]

Steg 4 - Beregn energitap for hvert steg

Vannet mister energi langs vannveien på grunn av singular – og friksjonstap. Singulærtap legges til aktuelle steg, mens friksjonstap legges til alle stegene. For å beregne friksjonstapet for hvert steg, beregner man en midlere friksjon mellom tverrsnittene (n) og (n+1), og beregner energitapet og energinivå ut fra dette:

$$I_{f,n} = \left[\frac{Q_{\text{dim}}}{K_n} \right]^2 \quad \text{Lign H.1.6}$$

$$\Delta H_{f,(n \rightarrow n+1)} = I_{f,n} * \Delta x = \left(\frac{I_{f,n+1} + I_{f,n}}{2} \right) * \Delta x \quad \text{Lign H.1.7}$$

$I_{f,n}$ = Friksjonshelning for tverrsnitt n [-]

Q_{dim} = Dimensjonerende vannføring [m³/s]

K_n = Vannføring for tverrsnitt (n) [m³/s]

$\Delta H_{f,(n \rightarrow n+1)}$ = Friksjonstap for tverrsnitt (n) [m]

$I_{f,m}$ = Midlere friksjonshelning [-]

Δx = Steglengde [m]

$I_{f,n+1}$ = Friksjonshelning for punkt (n+1) [-]

$I_{f,n}$ = Friksjonshelning for punkt (n) [-]

Steg 5 - Kontroller antatt vanndybde y_i og energinivå H_i

Dersom antatt y_n fra steg 3 er riktig vil forskjellen mellom H_{n+1} og H_n tilsvare energitapet mellom de to snittene. Tilpass y_n til Steg 5 er oppfylt. Det anbefales å benytte målsøkingsfunksjonen dersom man gjør beregningen i regneark.

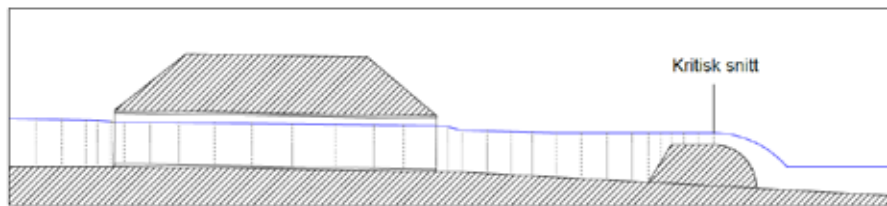
$$H_{n+1} = H_n + \Delta H_{f,(n \rightarrow n+1)} \quad \text{Lign. H.1.8}$$

H_{n+1} = Energinivå for snitt (n+1) [m]

H_n = Energinivå for snitt (n) [m]

$\Delta H_{f,(n \rightarrow n+1)}$ = Friksjonstap mellom snitt (n) og (n+1) [m]

Figur H.1.2 viser et eksempel på en vannlinjeberegning for en kulvert med utløpskontroll pga. høy nedstrøms vannstand.



Figur H.1.2: Prinsipp tegning av vannlinjeberegning med snitt fra nedstrøms kritisk snitt.

H.2 Energitap

Ved vannlinjeberegninger skiller vi mellom friksjonstap mellom vann og overflatene det renner over, og singulærtap der vannet tvinges til å endre tverrsnitt, helning eller retning.

Friksjonstap

Friksjonstap ΔH_f bestemmes av ruheten til underlaget som vannet strømmer over, og beregnes ut fra Mannings formel langs vannveien og virker mellom alle snitt.

Singulærtap

Singulærtap ΔH beregnes oftest som en andel av hastighetsenergien, med en koeffisient k_e :

$$\Delta H = k_e * \frac{v^2}{2g} \quad \text{Lign. H.2.1}$$

ΔH = Energitap [m]

k_e = Energitapskoeffisient [-]

v = Vannhastighet [m/s]

g = Tyngdekonstant (9,81) [m/s²]

I noen tilfeller benyttes koeffisienten k_e sammen med andre parametere, f.eks. forskjellen i hastighet mellom to snitt ($v_2 - v_1$).

Tapskoeffisienter for vanlige innløpsutforminger

Innløp fører til energitap fordi vannstrømmen tvinges til å endre tverrsnitt, helning eller retning. Tabell H.2.1 angir koeffisienter for å beregne energitap ved innløpet.

Tabell H.2.1: Innløpskoeffisienter for sirkulære kulverter (etter Balkham et al., 2010 og Tullis, 2012).

Innløpsutforming	Åpent innløp k_i	Delvis tettet innløp k'_i
Utstikkende innløp (magasinert)		
Tynnvegget, rett kant	1,00	1,00
Tykkvegget, rett kant	0,60	0,60
Tykkvegget, muffeende/avfaset kant	0,30	0,30
Utstikkende innløp (kanalisert)		
Tynnvegget, rett kant	0,90	1,00
Tykkvegget, rett kant	0,50	0,55
Tykkvegget, muffeende/avfaset kant	0,20	0,35
Tilskåret		
Alle kantuforminger	0,70	0,90
Front/vingemur		
Rett kant	0,50	0,55
Muffeende/avfaset kant	0,20	0,35

For rektangulære innløp mangler det innløpskoeffisienter ved delvis gjentetting i litteraturen, så verdiene i tabell H.2.2 er basert på en hydraulisk vurdering av innløpene og sammenligning med sirkulære innløp. Verdiene er trolig konservative, men fordi innløpet spiller en relativt liten rolle ved utløpskontroll vil det i de fleste tilfeller ha liten innvirkning på dimensjonering.

Tabell H.2.2: Innløpskoeffisienter for rektangulære kulverter (etter Balkham et al., 2010)

Innløpsutforming	Åpent innløp k_i	Delvis tettet innløp k'_i
Frontmur (90o vingemur)		
Rett toppkant	0,50	0,65
Avfaset kant 1:1	0,20	0,35
Vingemur (30° – 75°)		
45o kant i topp	0,20	0,35
Rett kant i topp	0,40	0,55
Tilskåret innløp (0° vingemur)		
Rett toppkant	0,8	1,00

Vedlegg I – Vanlige omregninger

I.1 Omregning mellom engelske enheter og SI-enheter

Enkelte kilder som det henvises til i denne veiledningen benytter ikke SI-enheter. Av praktiske hensyn er det derfor lagt ved en tabell med vanlige omregninger. Det er også viktig å huske at enkelte koeffisienter får andre tallverdier når de benyttes i de forskjellige enhetssystemene.

Tabell I.1: Vanlige omregninger mellom English customary og SI-enheter.

English customary (imperial)	← Dele Gange →	SI
fot [ft]	0,3048	meter [m]
kvadratfot [ft ²]	0,093	kvadratmeter [m ²]
fot/sekund [ft/s]	0,3048	meter/sekund [m/s]
kubikkfot [ft ³]	0,0283	kubikkmeter [m ³]
kubikkfot/sekund [ft ³ /s]	0,0283	kubikkmeter/sekund [m ³ /s]
tomme [in.]	25,4	millimeter [mm]
pund/kubikkfot [lb/ft ³]	16,02	kilogram/kubikkmeter [kg/m ³]

I.2 Omregning mellom arealenheter

Beregningsmetoder og anbefalinger i denne veiledningen benytter forskjellige arealenheter. Av praktiske hensyn er det derfor lagt ved en tabell med vanlige omregninger.

Tabell I.2: Vanlige omregninger mellom English customary og SI-enheter.

Hektar		Kvadratkilometer		Kvadratmeter
1 [ha]	=	10 ⁻² [km ²]	=	10 ⁴ [m]
10 ² [ha]	=	1 [km ²]	=	10 ⁶ [m]
10 ⁻⁴ [ha]	=	10 ⁻⁶ [km ²]	=	1 [m]



www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker

ISBN: 978-82-7207-760-9

Trygt fram sammen