



Overvannshåndtering og drenering for veg og jernbane

Naturfareprosjektet Delprosjekt 5 Flom og vann på avveie

28
2016



R
A
P
P
O
R
T



Rapport nr 28-2016

Overvannshåndtering og drenering for veg og jernbane

Utgitt av: Norges vassdrags- og energidirektorat

Redaktør: Harald Norem, Joakim Sellevold

Forfattere: Harald Norem (SVV), Kristine Flesjø (SVV), Joakim Sellevold (SVV), Monika Rødin Lund (SVV) og Per Lars Erik Viréhn (JBV)

Trykk: NVEs hustrykkeri

Opplag: P.O.D

Forsidefoto: Harald Norem

ISBN 978-82-410-1219-8

ISSN 1501-2832

Sammendrag: Denne rapporten tar for seg drenering av veg og jernbane, med fokus på å sikre infrastruktur og tredjepart mot skader fra vannrelaterte naturfarer. Det presenteres forslag til beregningsmetoder og beste praksis for utbygging av robuste dreneringsystemer. Målet med rapporten er å implementere nye krav i eksisterende retningslinjer for veg og bane, samt å gi en omfattende veileder for vurderinger knyttet til flom- og vannhåndtering.

Emneord: Drenering, flom, vannhåndtering, hydrologi, hydraulikk, planlegging, ROS

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

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

Forord

Etter flere store flomhendelser i senere år er det stort fokus på vannrelaterte naturfarer. Drenering av veger er en sentral kunnskap for å kunne bygge robuste veger og jernbaner. Denne kunnskapen er ikke minst viktig i en periode hvor en forventer vesentlige klimaendringer. Disse vil sannsynligvis omfatte større nedbørsmengder i mesteparten av landet og større nedbørsintensiteter i kortere tidsperioder.

Drenering av veger og jernbaner er i dag dekket i kap. 4 i Håndbok N200, Vegbygging og i dreneringskapitlet i Teknisk regelverk for Jernbaneverket. Dette kapitlet angir krav til dimensjonering og utforming av dreneringen. Normalen egner seg i liten grad som undervisningsstoff og gir liten bakgrunn for de valg som er foretatt ved utarbeidingen av normalen. Denne rapporten har som mål å danne et grunnlag for å oppdatere disse retningslinjene, samt å beskrive beregningsmetoder og beste praksis ved planlegging og utbygging av drenering for veg og jernbane.

Denne rapporten representerer en sammenstilling av de kunnskapene vi har i dag om drenering av veger og jernbaner. Den bygger på nyere utredninger om nedbørsdata og forventet dimensjonerende vannføring i små nedbørsfelt. I forbindelse med utarbeiding av rapporten er det også gjennomført et omfattende litteraturstudium for å trekke inn erfaringer fra andre land. Det er også gjennomført flere modellforsøk ved NTNU om utforming av drensanleggene. Dette gjelder spesielt utforming av stikkrenner for å kunne gi bedre råd med hensyn til kapasitet og utforming for å redusere problemet med sedimenttransport i drensvegene. Det er i tillegg forsøkt å trekke inn kunnskaper fra fagpersoner som arbeider med planlegging av drenering av veger og jernbaner og personell som har erfaring med drift og vedlikehold av disse.

Boka henvender seg først og fremst til dem som arbeider med planlegging og utbedring av veger og jernbaner, men bør også ha nytte for dem som

vedlikeholder disse. Det er også vårt håp at rapporten vil være egnet for undervisningen ved universiteter og høyskoler.

Denne rapporten er i hovedsak skrevet av:

Harald Norem, Geoteknikk og skredseksjonen, TMT, Vegdirektoratet (SVV)
Kristine Flesjø, Geoteknikk og skredseksjonen, TMT, Vegdirektoratet (SVV)
Joakim Sellevold, Geoteknikk og skredseksjonen, TMT, Vegdirektoratet (SVV)
Monika Rødin Lund, Vegteknisk seksjon, Ressursavdelingen, Region Sør (SVV)
Per Lars Erik Viréhn, Underbygging og konstruksjoner, Plan- og teknikkavdelingen (JBV)

En referansegruppe har bistått i arbeidet med utarbeiding av håndboka, har bestått av:

Øystein Myhre, Byggherreseksjonen, Vegdirektoratet
Per Alve Glad, Norges vassdrag- og energidirektorat
Eirik Traaa, Norges vassdrag- og energidirektorat
Ole Erik Almenning, Jernbaneverket
Sven Håkon Norlien, Region øst, Statens vegvesen
Jochen Aberle, Institutt for vann og miljø, NTNU

I tillegg har flere studentoppgaver vært direkte tilknyttet arbeidet med denne rapporten. Rapporten er utført som en del av forskningsprosjektet «Naturskade–infrastruktur, flom og skred», som er gjennomført i årene 2012–2015. Prosjektet er et samarbeidsprosjekt mellom Statens vegvesen, Jernbaneverket og Norges vann og energidirektorat. Hensikten med prosjektet er å øke kunnskapen om naturfarer som påvirker infrastrukturen for derved å kunne utvikle en mer robust infrastruktur. Mer informasjon om dette prosjektet og publikasjoner som er utgitt som en del av dette prosjektet finner en på <http://www.naturfare.no>

Innhold

Forord.....	1
Innhold	3
Figurer	6
Tabeller.....	13
1 Innledning	15
1.1 Bakgrunn	15
1.2 Historikk.....	15
1.3 Omfang og begrensinger.....	18
1.4 Forhold til lover, normaler og regelverk.....	19
2 Krav og målsettinger for planleggingen	21
2.1 Funksjonskrav	21
2.2 Dreneringsystemets hovedkomponenter.....	23
2.2.1 Håndtering av overvannet.....	23
2.2.2 Drenering av veg og jernbanekroppen.....	25
2.3 Konsekvenser ved mangelfull dimensjonering og utforming	27
2.3.1 Redusert framkommelighet og sikkerhet.....	27
2.3.2 Skader som fører til redusert kvalitet og framkommelighet.....	30
2.3.3 Omfattende skader på veg eller bane	32
2.3.4 Skader påført tredjepart	33
2.4 Overordnede prinsipper for håndteringen av overvannet.....	34
2.4.1 Planleggingsprinsipper	34
2.4.2 Lokal overvannshåndtering.....	35
2.5 Definisjon av normal- og flomsituasjonen.....	39
2.5.1 Normalsituasjonen	39
2.5.2 Flomsituasjonen	39
2.6 Akseptkriterier.....	41
3 Dimensjoneringsgrunnlag	43
3.1 Kort innføring i hydrologi	43
3.2 Grunnlagsdata	43
3.2.1 Faktorer som påvirker dimensjonerende vannføring.....	43
3.2.2 Innsamling av grunnlagsdata.....	45
3.3 Metoder for beregning av dimensjonerende vannføring	55
3.3.1 Flomfrekvensanalyser	55
3.3.2 Nedbør-avrenningsanalyser	59
3.4 Effekt av klimaendringer	74
3.5 Vurdering av usikkerhet	76
3.5.1 Flomfrekvensanalyser	76
3.5.2 Den rasjonelle metoden.....	76
3.5.3 Valg av faktor for usikkerhet	77
4 Håndtering av overvann	78
4.1 Prinsipper for oppsamling og ledning av overflatevann	78
4.2 Hydraulisk dimensjonering av vannveger.....	79
4.2.1 Strømningstyper	79

4.2.2	Beregning av hastighet og vanddybde	82
4.2.3	Etablering av vasstandssprang.....	85
4.2.4	Energibalanse og energitap	88
4.2.5	Erosjonskriterier og sikring mot erosjon.....	93
4.2.6	Sedimenttransport	97
4.2.7	Iskjøving.....	100
4.3	Utforming og dimensjonering av nedføringsrenner	102
4.3.1	Dimensjoneringskriterier	102
4.3.2	Utforming av nedløpsrenner	103
4.3.3	Oppsamling av sedimenter	111
4.3.4	Overvannsdammer.....	118
4.3.5	Nedføringsrenner i bergskjæringer	124
4.3.6	Terrenggrøfter.....	126
5	Kulverter og stikkrenner.....	130
5.1	Innledning	130
5.2	Strømning i kulverter.....	130
5.2.1	Innløpskontroll	131
5.2.2	Utløpskontroll.....	133
5.2.3	Energihøyde	136
5.2.4	Hydraulisk kontroll og effektivitet	137
5.3	Kapasitetsberegning for kulverter.....	138
5.3.1	Dimensjonerende kapasitet og vanddybde	138
5.3.2	Vannhastighet	140
5.3.3	Kapasitetsberegning ved innløpskontroll	140
5.3.4	Kapasitetsberegning ved utløpskontroll	145
5.4	Fremgangsmåte ved vannlinjeberegning	146
5.5	Utforming av kulverter.....	150
5.5.1	Utforming for innløpskontroll.....	151
5.5.2	Tilløp.....	154
5.5.3	Innløpsrister	160
5.5.4	Innløpsutforming.....	165
5.5.5	Utforming av gjennomløp.....	189
5.5.6	Utløpsutforming	193
5.6	Oppgradering av eksisterende kulverter	198
5.6.1	Oppgradering av kulverter med innløpskontroll	199
5.6.2	Oppgradering av kulverter med utløpskontroll	199
5.6.3	Tiltak mot massetransport for eksisterende kulverter	200
5.6.4	Generelle tiltak for oppgradering av eksisterende drenering	200
5.7	Programvare for hydrauliske beregninger	201
5.7.1	Krav til hydrauliske beregninger med programvare	201
6	Drenering av veg og bane	202
6.1	Prinsipper for dreneringen.....	202
6.2	Drenering av veg- og banekroppen	206
6.2.1	Oppbygging av veg og bane	206
6.2.2	Kjørebane og skulder	207

6.2.3	Bærelag og forsterkningslag	211
6.2.4	Frostsikringslag	211
6.3	Åpen drenering	212
6.3.1	Dybde og fall for sidegrøfter	212
6.3.2	Kapasitet og erosjonssikring	213
6.3.3	Nedfall av stein og is	217
6.3.4	Trafikksikkerhet	218
6.3.5	Andre faktorer	220
6.3.6	Utforming av dype sidegrøfter for veger	221
6.4	Lukket drenering	223
6.4.1	Hovedkomponenter i lukket drenering	223
6.4.2	Håndtering av overvannet	225
6.4.3	Drensgrøfter	237
6.4.4	Kummer	240
6.4.5	Løsninger basert på infiltrasjon	246
7	Utarbeiding av planer for håndtering av overvannet	250
7.1	Innsamling av grunnlagsdata	250
7.1.1	Kartgrunnlag	250
7.1.2	Tidligere flomhendelser	251
7.2	Flomveisanalyse	253
7.3	Utarbeiding av planer for håndteringen av overvannet	257
7.3.1	Vurderinger på oversiktsplannivå	257
7.3.2	Fastsetting av detaljer på reguleringsplannivå	258
7.3.3	Fastsetting av detaljer på byggeplansnivå	259
7.4	Utbedringsprosjekter	260
7.5	Dreneringsplan – dokumentasjon av dreneringssystemer	260
7.6	Krav til kontroll av dreneringsplaner	261
	Litteraturliste	262
	Vedlegg A: Diagrammer for kritisk dybde	269
	Vedlegg B: Dimensjonsløse kapasitetsdiagrammer	271

Figurer

Figur 1.1: Illustrasjon for utføring av oppbygging og drenering av engelsk militær veg fra 1700 tallet. Kopi av utstilling ved Inverness Museum and Art Gallery.	16
Figur 1.2: Forslag til bruk av lukket grøft og smal sidegrøft for å øke bæreevnen og redusere faren for iskjøving (Heje 1941).	17
Figur 2.1: Hovedkomponenter for håndtering av overvannet.	24
Figur 2.2: Prinsipptegning av veg med åpen drenering og dype sidegrøfter.	25
Figur 2.3: Prinsipptegning av veg med grunn sidegrøft og lukket drenering (b).	26
Figur 2.4: En hyppig årsak til overvann på veg er rister som har for dårlig kapasitet eller er tettet av sedimenter og drivgods. (Foto: C. Ræstad).	28
Figur 2.5: Oversvømmelse på veg som skyldes både dårlig kapasitet i sidegrøfter og i stikkrenner, Fv. 60 Olden. (Foto: K. Kjesbu).	28
Figur 2.6: Vann fra bekk som renner over fjellskjæring, Fv 706 ved Trolla (foto: H. Norem).	29
Figur 2.7: iskjøving i fjellskjæring, Rv 7, Tokagjelet, Hordaland (foto: H. Norem).	30
Figur 2.8: Skader på grøft og vegskråning etter flom. Veg til Kvitfjell (foto: S. Myrabø).	31
Figur 2.9: Utglidning av veg på grunn av vanntrykk mot tørrmur og store vannstrømmer ved foten av muren, E16 Borlaug, Sogn og Fjordane (foto: T. Borlaug).	31
Figur 2.10: Undergraving av jernbanefylling på grunn av flom, Dovrebanen. (Foto: N. Svingheim).	32
Figur 2.11: Mindre flomskred som er utløst ved utløpet av en stikkrenne for E6 og deretter forårsaket sperring av Nordlandsbanen og avsporing. (Foto: Jernbaneverket).	34
Figur 2.12: Prinsipp for infiltrasjon av overvann. (NGU: http://water.usgs.gov/edu/watercyclenorwegian.html#infiltration).....	36
Figur 2.13: Grafisk presentasjon av prinsippet med effekten med bruk av fordrøyningsbasseng for å redusere flomtopper.	37
Figur 2.14: Fordrøyningsbasseng i et etablert boligområde, Malmø. (Foto: C. Ræstad).	38
Figur 2.15: Eksempel på vannveg dimensjonert for både normalsituasjonen og flomsituasjonen.	40
Figur 3.1: Timesnedbør og avrenning registrert ved Aspervik 4.–5. mai 2009, Sandnes kommune.	46
Figur 3.2: IVF–kurver for Oslo–Blindern (Ødemark et al 2012).	47
Figur 3.3: IVF–kurve for stasjonen Oslo–Blindern for perioden 1968–2014. (Førland et al. 2015).	48
Figur 3.4: Målte nedbørsintensiteter under enkelte ekstreme nedbørsperioder i nyere tid sammenlignet med estimater for median av 200–års returperiode. (Basert på Førland 2015). Verdier for enkelte store hendelser er også tatt med i diagrammet.	48
Figur 3.5: Geografisk fordeling av maksimal 1 og 3 timers nedbør med 200 års returperiode (Førland et al 2015).	49

Figur 3.6: 200-års nedbør i løpet av 1–120 minutter i prosent av timesnedbøren. Kurvene er basert på medianverdiene vist i figur 3.4. (Basert på Førland et al 2015).....	50
Figur 3.7: Skjematisk framstilling av avrenningen fra forskjellige overflatetyper (Svensk Vatten 2015).....	54
Figur 3.8: Kart over midlere spesifikk avrenning ($l/s \cdot km^2$) vist med røde tall for Estenstadmarka i Trondheim. Kartet viser også inndeling i nedbørsfelt og vannveger (www.nve.no).....	56
Figur 3.9: Forholdstallet, QT/QM , for avrenning i mindre felt som funksjon av returperiode. De røde linjene representerer varierende spesifikk avrenning, q_n , mens de blå linjene representerer varierende effektiv sjøprosent, A_{se}	58
Figur 3.10: Prinsippskisse for oppbygging av karmodell for PQRUT-modellen. Den øvre figuren viser karmodellen, og den nedre et simulert flomforløp. (Andersen et al., 1983). ...	60
Figur 3.11: Sammenheng mellom avrenningsfaktoren og metningsgrad for forskjellige grunnforhold.	63
Figur 3.12: Verdier for avrenningsfaktoren for forskjellige overflatetyper og som funksjon av nedbørsintensiteten. (SFT 1979).	65
Figur 3.13: Strømningsform avhengig av avstand fra øverste punkt i nedbørsfeltet.	68
Figur 3.14: Hastigheter ved delvis kanalisert strømming som funksjon av terrenghelling og overflatetyper. Basert på FWHA (2008) og ODOT (2014).	71
Figur 3.15: Beregnete konsentrasjonstider basert på SVV (2014) og FWHA (2008). De røde kurvene viser konsentrasjonstider basert på SVV (2014) for hellingene 0,01, 0,05 og 0,1, mens de grønne og blå kurvene viser tilsvarende verdier for tett skog og asfalt.	73
Figur 4.1: Prinsipptegning som viser strømming i en renne mot en veg og hvor en finner underkritisk strømming, overkritisk strømming og vasstandssprang.	80
Figur 4.2: Definisjon av de viktigste parameterne som inngår i beregning av kanalstrømming.	81
Figur 4.3: Nomogram for beregning av hastighet og vanndybde for et trapesformet tverrsnitt med forskjellige hellinger og vannføring (Nordal 1965).....	84
Figur 4.4: Grafisk presentasjon av lign.6.11 og 6.12. Den blå grafen viser den relative økningen i vannstanden som funksjon av Froudes tall for strømmen i den bratte delen av kanalen, Fr_1 , mens den grønne grafen viser energitapet som funksjon av Froudes tall.	87
Figur 4.5: Eksempel på grafisk framstilling av energihøydene i en nedløpsrenne med konstant helling.....	90
Figur 4.6: Figur som viser sammenheng mellom vannstand og energilinje som funksjon av bunnforholdene i nedløpsrenna.....	92
Figur 4.7: Hjulstrøms diagram. Sammenheng mellom kritisk vannhastighet og partikkelparameter for å få erosjon, transport og sedimentasjon. (Basert på Vanoni 1975).	94
Figur 4.8: Sammenheng mellom krav til partikkeldiameter i forhold til vanndybde og hastighet for å unngå erosjon. (Jenssen og Tesaker 2009).	95

Figur 4.9: Sammenheng mellom sedimentasjonslengde som funksjon av partikkeldiameter og vannhastighet i bassenget. Figuren er basert på lign 4.18 og vanndybde på 1,0 m.	99
Figur 4.10 a) og b): Isdannelse og blokkering av is i stikkrenner kan bli et alvorlig problem. Tendensen kan reduseres ved å skjerme innløp og utløp, eventuelt montere en ekstra stikkrenne som ligger tørt om vinteren, E6-prosjektet, Hundorp. (Foto: H. Norem).....	101
Figur 4.11: Forslag til dimensjonerende vanndybde for nedføringsrenner. Dybden er sammensatt av to verdier, dimensjonerende vanndybde beregnet på grunnlag av Mannings formel, lign. 4.7, og en reservedybde tilsvarende vannets energihøyde.....	103
Figur 4.12: Eksempel på nedføringsrenne med stor, rauset stein. Rv 70 Tingvoll, (Foto: H. Norem).	105
Figur 4.13: Eksempel på uheldig plastring. Plastringen gir et estetisk godt inntrykk, men blir for glatt, noe som fører til store vannhastigheter. Dessuten er steinene lagt med den største flaten opp, slik at faren for at plastringen kan få skade er stor.....	106
Figur 4.14: Eksempler på renner bygget med trappetrinn. Det venstre er fra Ilabekken i Trondheim og bygget i forbindelse med Nordre avlastningsveg. Det høyre er fra E39 ved Batnfjordsøra. Foto: H. Norem.	107
Figur 4.15: Forslag til utforming av en nedføringsrenne med terskler.	108
Figur 4.16: Forslag til høyde og avstand mellom terskler for å redusere energinivået i nedføringsrenna. Basert på FHWA 2006.....	109
Figur 4.17: Plassering og avstander mellom enkeltterskler. Basert på FHWA 2006.	109
Figur 4.18: Eksempel på stokkdamm. Etter hvert som dammen fylles opp av sedimenter er det spesielt dammens evne til å fange opp sedimenter og energireduserende effekt som er viktig. Foto B. Braskerud.....	110
Figur 4.19: Eksempel på stikkrenne som holder på å tettes på grunn av søppel som har samlet seg rundt innløpet. (Wallerstein og Arthur 2012).	111
Figur 4.20: Eksempel på rist i fremkant av stikkrenne for å fange opp sedimenter, greiner og søppel. De tre stikkrennene er lagt i forskjellig høyde for at minst en av dem skal være fri for is og sedimenter i forbindelse med flom. Rødde, Dovrebanen. (Foto: H. Norem).	113
Figur 4.21: Eksempel på bruk av nett. (Geobruigg, Volkwein et al. 2011).	114
Figur 4.22: Eksempler fra modellforsøk for å studere effekten sedimentasjonsbasseng har til å fange opp sedimenter. Modellforsøkene er utført i målestokk 1;20, og de undersøkte avstandene tilsvarer 2, 6, 12 og 18 m. (Amundsen 2005).....	115
Figur 4.23: Sedimenteringsbasseng bør ha en lengde i strømningsretningen på min.5 m. Som oftest bør det også bygges en ekstra stikkrenne 15–20 m til side for hovedløpet. Fv 192 Øvre Vike, Møre og Romsdal. Foto. H. Norem.	116
Figur 4.24: Prinsipptegning for energidemping og sedimenthåndtering for drenering gjennom veg.....	116

Figur 4.25: Eksempel fra modellforsøk som viser at sedimentene har blitt fanget opp til side for innløpet til stikkrenna, der denne er parallellforskjøvet i forhold til nedføringsrenne. (Amundsen 2005).	117
Figur 4.26: Eksempel på innløp og utløp som funksjon av tiden for en overvannsdam. Basert på Lindholm (2006).	119
Figur 4.27: Eksempler på utløp i overvannsdammer. Vannføringen ut er begrenset ved lav vannstand og dammene har et bredt overløp dersom disse blir fylt helt opp. (Foto: S. Endresen 2006).	121
Figur 4.28: Prinsippskisse av overvannsdam utformet for rensing av forurensinger bundet til partikler. (Åstebøl og Roseth 2014).	123
Figur 4.29: Eksempel på overvannsdam som rensetiltak. Dammen er bygget med to kamre, og i forbindelse med innløpet er det bygget en betongvegg som energidreper. E6 Hvattum (Foto: S. Endresen 2006).	123
Figur 4.30: Bekker som føres fram til en høy bergskjæring kan føre til vannsprut og nedfall av grus og stein på vegen i flomperioder. Rv 706 Trolla, Sør-Trøndelag, Foto. H. Norem. Høyre bilde: eksempel på iskjøving nær tunnelmunning, Rv13 Sandvinvatnet, Hordaland. 124	124
Figur 4.31: Kastelengde for vann som føres over en bergskjæring. Lengden er beregnet for terreghellingene 10° og 20°, og for hastighetene, 2, 3, 4, og 5 m/s. (Norem 1996).	125
Figur 4.32: Bruk av terrenggrøfter for å samle vann som kommer fram til en bergskjæring, og utsprenging av en smal nedføringsrenne for å redusere problemet med vannsprut og iskjøving. (Norem 1996).	126
Figur 4.33: Eksempel på bergskjæring Høyre bilde: utglidning av jordras, som dekket hele vegen, etter at vann rant ut over en jordskjæring. E39 Hemnkjølen. Foto: H. Norem.	127
Figur 4.34: Eksempel på terrenggrøft ovenfor en løsmasseskjæring og som fører vannet fram til en nedføringsrenne (Nordal, 1965).	128
Figur 4.35: Driftsveger med åpen drenering ovenfor skjæringene fungerer som effektive terrenggrøfter. Vannføringen i slike grøfter kan bli betydelige, og inntaket til stikkrennene må dimensjoneres i forhold til dette, E39 Gjemnes. (Foto: H Norem).	129
Figur 5.1: Definisjon av kulvertens hoveddeler.	131
Figur 5.2: Innløpskontroll og fritt vannspeil.	132
Figur 5.3: Innløpskontroll med dykket innløp.	132
Figur 5.4: Utløpskontroll med fritt vannspeil og kritisk snitt ved utløpet.	133
Figur 5.5: Utløpskontroll med trykkstrømning og kritisk snitt ved utløp.	134
Figur 5.6: Utløpskontroll med trykkstrømning, overløp og kritisk snitt ved utløp.	134
Figur 5.7: Utløpskontroll med fritt vannspeil og kritisk snitt nedstrøms.	135
Figur 5.8: Utløpskontroll med fylt kulvert og kritisk snitt nedstrøms.	135
Figur 5.9: Utløpskontroll med fylt kulvert, overløp og kritisk snitt nedstrøms.	136
Figur 5.10: Prinsipptegning av hydraulisk kapasitet og effektivitet.	137
Figur 5.11: Vannstand ved innløp for $y_i = D$	139

Figur 5.12: Eksempel: dimensjonsløst kapasitetsdiagram for innløpskontroll.....	142
Figur 5.13: Nomogram for kapasitetesberegning ved innløpskontroll.	144
Figur 5.14: Energilinje og vannlinje mellom to snitt i en vannlinjeberegning.	147
Figur 5.15: Prinsipptegning av vannlinjeberegning med snitt fra nedstrøms kritisk snitt...	149
Figur 5.16: Krav til kulverthelning for selvrensing (etter Fergus et al., 1998).....	151
Figur 5.17: Prinsippskisse av kanalisert tilløp.	156
Figur 5.18: Prinsippskisse av tilløpsbasseng.....	157
Figur 5.19: Prinsippskisse av skjevt tilløp.	158
Figur 5.20: Overløpsstrømning gjennom delvis tettet innløpsrist	162
Figur 5.21: Spalteåpning i rist.....	162
Figur 5.22: S-faktor for overløp (etter CIRIA, 2010).....	163
Figur 5.23: Prinsippskisse – innløpsrist foran rektangulært innløp.	165
Figur 5.24: Avfasede kanter langs innløpet for rektangulær kulvert.	167
Figur 5.25: Vingemur med vinkel mellom mur og kulvertens lengdeakse.	167
Figur 5.26: Sirkulært innløp med vingemur.	170
Figur 5.27: Kapasitetsdiagram – sirkulært innløp med vingemur.	170
Figur 5.28: Figur 5.5.28: Sirkulært innløp med frontmur.	171
Figur 5.29: Kapasitetsdiagram – sirkulært innløp med frontmur/vingemur.	171
Figur 5.30: Sirkulært innløp med frontmur.	172
Figur 5.31: Kapasitetsdiagram – tilskåret, sirkulært innløp.....	172
Figur 5.32: Utstikkende sirkulært innløp.	173
Figur 5.33: Kapasitetsdiagram – utstikkende, sirkulært innløp.	173
Figur 5.34: Prinsippskisse av åpent og delvis gjentettet sirkulært innløp.....	174
Figur 5.35: Rektangulært innløp med vingemur.....	176
Figur 5.36: Kapasitetsdiagram – rektangulært innløp med vingemur.....	176
Figur 5.37: Rektangulært innløp med frontmur.	177
Figur 5.38: Kapasitetsdiagram – rektangulært innløp med frontmur.	177
Figur 5.39: Tilskåret, rektangulært innløp (0o vingemur).....	178
Figur 5.40: Kapasitetsdiagram – tilskåret, rektangulært innløp.	178
Figur 5.41: Åpent og delvis gjentettet rektangulært innløp.....	179
Figur 5.42: Traktformet innløp med konstant helning.	182
Figur 5.43: Traktformet innløp med konstant helning og forsenkning.....	183
Figur 5.44: Diagram for innløpsbredde for traktformede innløp.....	185
Figur 5.45Kapasitetsdiagram for traktformet innløp med konstant helning.....	186
Figur 5.46: Traktformet innløp med økt fall.....	187
Figur 5.47: Kapasitetsdiagram – traktformet innløp med økt fall.....	189
Figur 5.48: Figur 5.5.48 – Midlere ruhet (etter Ciria 2010).	190
Figur 5.49: Koeffisient for bendtap (CIRIA, 2010).	191
Figur 5.50: Prinsippskisse: alternative gjennomløp.....	192

Figur 5.51: Utforming av energidreperbasseng (Jenssen & Tesaker, 2009).	196
Figur 5.52: Lengdeprofil av energidreperbasseng (Jenssen og Tesaker, 2009).....	196
Figur 6.1: Vannstrømmer som må håndteres av dreneringen i veg- og baneområdet.....	202
Figur 6.2: Lukket drenering med grunn sidegrøft og drenggrøft.....	203
Figur 6.3: Oppbygging av en veg med fast dekke, bærelag, forsterkningslag, frostsikringslag og filterlag.....	206
Figur 6.4: Oppbygging av overbygningen til en jernbane. (Teknisk regelverk, Underbygning, Jernbaneverket 2015).	207
Figur 6.5: Der vegen har ensidig tverrfall bør den delen av skulderen som overstiger 1 m ha helling ut fra vegen på min. 2 %.....	209
Figur 6.6: Smeltevann fra brøyttekant mot rekkverk som har rent ut i kjørebanelen, E6 Skaberud (foto J. Nøkleholm).	210
Figur 6.7: Eksempel på bygging av firefelts veg med grøft og lukket drenering i midtdeleren, E6 Hundorp (foto: H. Norem).	210
Figur 6.8: Tverrprofil med forslag til dybde og utforming av dyp sidegrøft, og til fall i grøft i vegens lengderetning.	212
Figur 6.9: Tverrprofil med forslag til dybde og utforming av dyp sidegrøft, og til fall i grøft i vegens lengderetning.	212
Figur 6.10: Definerings av areal som inngår i beregning av dimensjonerende nedbørsareal for grøfter.	214
Figur 6.11: Beregnet kapasitet i åpne grøfter ved helling 0,5, 2 og 5 %.	215
Figur 6.12: Beregnede hastigheter i åpen grøft ved hellinger 0,5, 2 og 5 %.	216
Figur 6.13: Forslag til nødvendig bredde på grøfteskrånninger for å fange opp steinsprang. Det er forutsatt vertikal bergskjæring og grøfteskråning mellom 1:4 og 1:5 (Norconsult 2013).....	218
Figur 6.14: Sammenheng mellom sannsynlighet for alvorlige ulykker som funksjon av grøfteskråning, (Lamm et al 1999).	219
Figur 6.15: Forslag til utforming av grøfteskrånninger i jordskjæring.....	221
Figur 6.16: Forslag til utforming av dype grøfter i fjellskjæring.....	222
Figur 6.17: Forslag til utforming av fjellskjæring med rekkverk.....	223
Figur 6.18: Hovedkomponentene i lukket drenering.	224
Figur 6.19: Planskisse av lukket drenering.....	224
Figur 6.20: Kapasitet i grunne sidegrøfter som funksjon av helling og vanddybde.	226
Figur 6.21: Eksempel på tilbakefylling i bergskjæring, E39 Rodalen (foto: H. Norem).	227
Figur 6.22: Forslag til utforming av grunn sidegrøft mot bergskjæring der det er fare for nedfall av stein og is.....	228
Figur 6.23: Eksempel på kuppelrist for å fange opp vann fra grunne sidegrøfter, E39, Gjemnes, Møre og Romsdal (foto: Harald Norem).	229

Figur 6.24: Eksempel på kuppelrist for å fange opp vann fra grunne sidegrøfter, E39, Gjemnes, Møre og Romsdal (foto: Harald Norem).	229
Figur 6.25: Eksempel på rist i skjæringskråning (Illustrasjon; Basal produktkatalog).	230
Figur 6.26: Foto av busslomme med kantstein og kombinert ristsluk på fortau og kjeftsluk i tilknytning til kantsteinen. Nestun, Bergen. (foto: T. Engevik).	232
Figur 6.27: viser eksempel på ristsluk (foto: T. Engevik).	233
Figur 6.28: Prinsipp for bruk av slukrister, montert på hjelpesluk, og kjeftsluk i forbindelse med veg med fortau på begge sider.	234
Figur 6.29: Figur 6.25. Eksempler på sirkulær slukrist og kjeftsluk. Slukrister plassert i vegbanen har tendens til å tettes igjen av løv og sedimenter. (Foto. H. Norem og G. Mosevoll).	234
Figur 6.30: Plassering av sluk for å fange opp overvann fra sideområder. (Foto. G. Mosevoll).	236
Figur 6.31: Drensgrøfter kan brukes for å senke grunnvannsstanden i vegområdet.	237
Figur 6.32: Eksempler på utforming av drensgrøfter med tetningsmasse for bygging av grunne sidegrøfter og drens- og overvannsledning i drensgrøfta, (SVV 2014).	238
Figur 6.33: Prinsipiell utforming av drensgrøfter.	239
Figur 6.34: Ved underdimensjonerte overvannsledninger vil vannet flomme ut av kummene. Foto: Terje Reiersen, Basal.	240
Figur 6.35: Prinsippskisse som viser ledning av overflatevann og vann fra drensledninger som føres inn til en sandfangkum, og videre til resipient.	241
Figur 6.36: Prinsippskisse for virkemåten av sandfang.	242
Figur 6.37: Vanlig utforming og gjennomskåret modell av sandfangkum. (Fra BASAL, www.basal.no).	243
Figur 6.38: Renseeffekten av sandfangkummer som funksjon av partikkelstørrelse og vannføring. (Basert på Lindholm 2015 og Butler og Davies 2000).	244
Figur 6.39: Forslag til utforming av infiltrerende grøfter.	248
Figur 6.40: Sandfangkum med muligheter for infiltrasjon (bilde: Basal produktkatalog).	249
Figur 7.1: Beregnede vannveier for Kloppa nedbørsfelt i Gudbrandsdalen. De blå strekene viser naturlige vannveier dersom alle tiltak for overvannshåndteringen fungerer tilfredsstillende. De rød strekene viser beregnede flomveier.	256
Figur A.0.1: Kritisk dybde for rektangulære kulverter (Ciria, 2010).	269
Figur A.2: Kritisk dybde for rektangulære kulverter (Ciria 2010).	269
Figur A.0.3: Kritisk dybde for sirkulære kulverter (Ciria 2010).	270
Figur A.4: Kritisk dybde for sirkulære kulverter (Ciria 2010).	270

Tabeller

Tabell 2.1: Forslag til dimensjonerende returperiode som funksjon av dimensjoneringsnivå og årstdøgnetrafikk, og om vannet renner langs eller gjennom vegen eller banen.	42
Tabell 3.1: Sannsynlighet for at nedbøren skal overstige oppgitt verdi ut fra valgt returperiode og forventet levetid for tiltaket basert på lign.5.1.	51
Tabell 3.2: Ligninger for modellparameterne i PQRUT-modellen.	60
Tabell 3.3: Justeringsfaktor for avrenningskoeffisienten ut fra av valgt returperiode (Berg et al., 1992).	64
Tabell 3.4: Avrenningsfaktor for et utvalg av karakteristiske terrengtyper.	66
Tabell 3.5: Typiske verdier for Mannings tall.	69
Tabell 3.6: Forslag til valg av K-verdi for beregning av hastighet ved delvis kanalisert strømning ved bruk av lign. 3.13 (FHWA, 2008).	70
Tabell 3.7: Forslag til valg av konstant til ligning 3.17 for beregning av konsentrasjonstid basert på forskjellige terrengtyper.	74
Tabell 3.8: Klimafaktor for endring i 3- timers og 24 timers nedbør fra 1976–2005 til 2071–2100 (Førland et al 2015).	75
Tabell 4.1: Karakteristiske verdier for Mannings tall og kritisk vannhastighet for å unngå erosjon for utvalgte typer av grøfter og nedføringsrenner.	96
Tabell 4.2: Relativ reduksjon av avrenningen ved utløpet av en fordrøyningsdam, som funksjon av sjøprosenten av nedbørsfeltet. (Georgia Department of Transportation 2014).	120
Tabell 5.1: Forhold mellom lengde, helning og strømningsform, etter FHWA (1972)	152
Tabell 5.2: Forhold mellom lengde, helning og strømningsform, etter FHWA (1972).	153
Tabell 5.3: Dimensjoneringskriterier – gjentettingshøyde for innløpsrister (etter Ciria, 2010).	163
Tabell 5.4: Innløpskoeffisienter for sirkulære kulverter under utløpskontroll (FHWA, 2011).	175
Tabell 5.5: Innløpskoeffisienter for rektangulære kulverter under utløpskontroll (FHWA, 2005).	180
Tabell 5.6: Anbefalt sikringsmetode basert på utløpshastighet (Berg et al., 1992).	195
Tabell 5.7: Koeffisient C_0 (NVE, 2009).	198
Tabell 7.1: Grunnlagsdata for planlegging av tiltak for håndtering av overvann.	250
Tabell 7.2: Registrering av tidligere flomhendelser og registreringer av avrenning og flom.	251
Tabell 7.3: Oversikt over viktige forhold som bør kartlegges for overvannshåndteringen..	252
Tabell 7.4: Viktige faktorer som må avklares på oversiktsplannivå.	257
Tabell 7.5: Krav til avklaringer og detaljering på detaljplannivå.	258
Tabell 7.6: Krav til dokumentasjon for byggeplanen.	259
Tabell 7.7: Informasjon om tiltak i dreneringsplanen.	260

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Håndtering av overvann og drenering av veger og jernbaner er i dag dekket av normalene, Håndbok N200, Vegbygging, i Statens vegvesen (Statens vegvesen 2014), og Teknisk regelverk, Underbygning, i Jernbaneverket (Jernbaneverket 2015). Normalene gir krav til hvordan de enkelte elementene i dreneringen skal dimensjoneres og utformes. De gir imidlertid lite bakgrunn for hvorfor de enkelte verdiene er fastsatt, og normalene er lite egnet som undervisningsmateriale.

En viktig del av det som generelt omtales som drenering av veger og baner, er hvordan en håndterer overvannet. I denne rapporten er det brukt betegnelsen «overvannshåndtering» for hvordan en dimensjonerer tiltak oppstrøms og nedstrøms for vegen, eller banen og hvordan overvannet føres gjennom veg- og banekonstruksjonen. Begrepet «drenering» blir i denne læreboka begrenset til håndtering av vann i selve veg- eller banekonstruksjonen og til håndtering av nedbøren som faller på vegen eller banen.

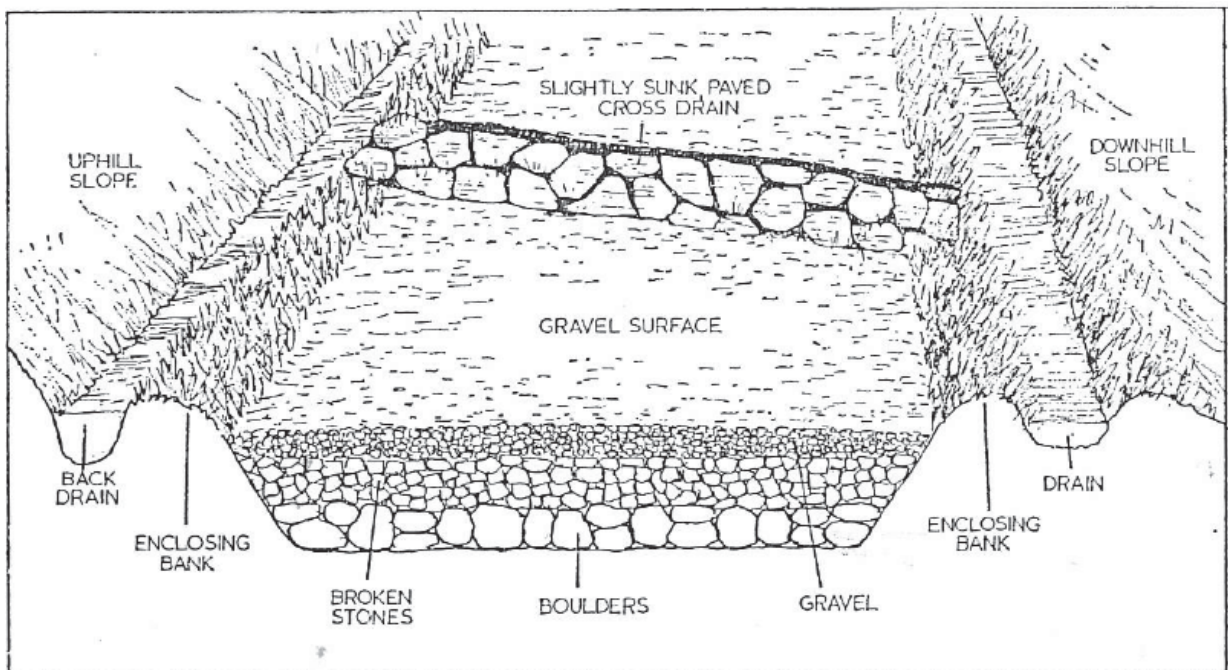
Læreboka er utarbeidet for å gi en samlet framstilling med råd for utforming og dimensjonering av overvann- og drensanlegg, spesielt for veger og jernbaner. Læreboka vil sannsynligvis også være til nytte for sikring av annen infrastruktur. Det er ved utarbeidningen lagt vekt på nødvendigheten av at alle eiere av infrastruktur skal samarbeide om utvikling av overvannssystemene.

Læreboka presenterer grunnlaget for hydraulisk dimensjonering og den krever derfor noe matematiske kunnskaper av leseren. Det er også lagt vekt på å presentere praktiske erfaringer og råd, slik at rapporten også bør være til nytte for dem som har mer praktisk tilnærming til stoffet.

1.2 Historikk

Kunnskapen om hvor viktig det er å ha kontroll på vannet for å beholde bæreevnen og framkommeligheten for veger har vært kjent i uminnelige tider. Fig 1.1 viser en detaljert tegning av oppbyggingen av en veg i Skottland som

ble bygget på 1700-tallet. Figuren viser også plasseringen av langsgående grøfter og senkede tverrgrøfter med grov steinsetting.

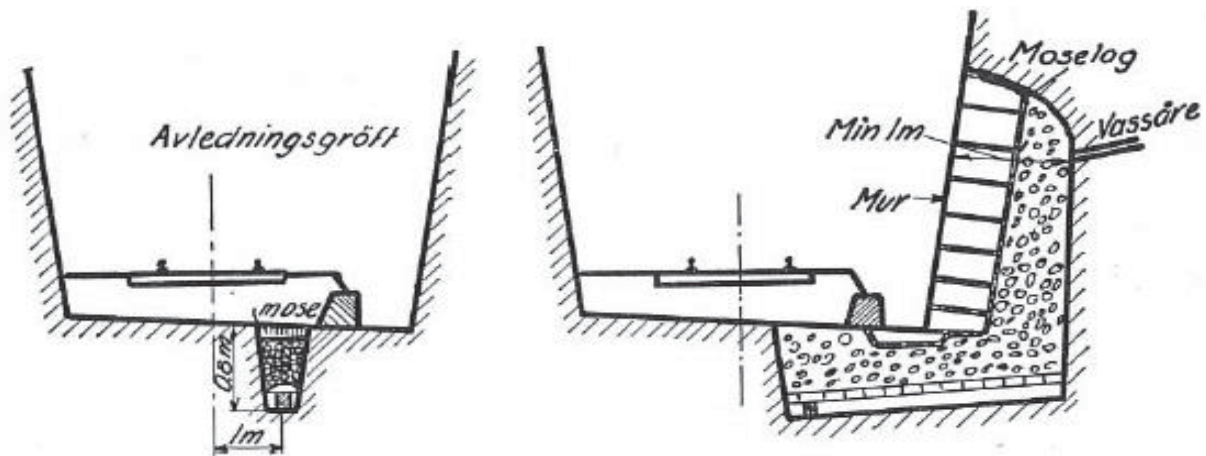


Figur 1.1: Illustrasjon for utføring av oppbygging og drenering av engelsk militær veg fra 1700 tallet. Kopi av utstilling ved Inverness Museum and Art Gallery.

Den første læreboka i vegbygging som er kjent i Norge er «Haandbog for vejofficantier», utarbeidet av senere havnedirektør Johnson i 1839 (Johnson 1839). Johnson la i sin bok stor vekt på utforming av grøfter, og med detaljerte råd for dimensjonering og utforming av stikkrenner (huuldiger). Interessant er det også å se at med hensyn til utforming av grøftene er han opptatt av at disse både skal ta hånd om overvannet, og ha en trafikksikker utforming for å unngå alvorlige ulykker ved utforkjøring med hestekjoretøyer.

Den neste omfattende læreboka om veg- og jernbanebygging kom da forelesningsnotatene til Norges første professor i veg- og jernbanebygging, Kolbjørn Heje, ble utgitt i 1941, (Heje 1941). Heje skilte strengt mellom drenering av grunnvann og håndtering av overvann. Med hensyn til dreneringen poengterte han hvor viktig denne var for å oppnå god bæreevne, samt betydningen kontroll av grunnvannet har for reduksjon av telehiv og iskjøving. Figur 1.2 viser et eksempel hvor han foreslår en dyp og smal grøft

for å samle opp overflatevannet og en dyp lukket drenering for å hindre at grunnvannet reduserer bæreevnen og reduserer faren for iskjøving i grøftene.



Figur 1.2: Forslag til bruk av lukket grøft og smal sidegrøft for å øke bæreevnen og redusere faren for iskjøving (Heje 1941).

Heje var også opptatt av hvordan overvann skal fanges opp på oversiden av skjæringer med terrenggrøfter for å hindre ras og utvasking av disse, og redusere tendensen til iskjøving. Han gir videre detaljerte råd for utforming av framføringen av disse rennene fram til naturlige vannveger eller stikkrenner.

Den siste omfattende rapporten om overvannshåndtering og drenering av vegar som er utgitt i Norge, er «Drenering for vegar» av Rasmus S. Nordal (Nordal 1965). Denne ble utgitt fra Veglaboratoriet, Statens vegvesen i 1965 og representerte et grundig arbeid basert på teoretiske analyser og innhenting av praktiske erfaringer. Selv om svært mye av det som er presentert i denne rapporten fortsatt har gyldighet, har det i dag kommet til nye problemstillinger, som også må vektlegges i forbindelse med overvannshåndteringen og dreneringen. Dette gjelder blant annet:

- Trafikksikkerhet
- Nyere og bedre prognoser for korttidsnedbør
- Effekt av klimaendringer
- Forurensninger
- Forholdet til 3. part og faren for omfattende skader
- Endrede rutiner for overvannshåndtering
- Biologisk mangfold
- Krav til maskinell drift og vedlikehold

Dagens normaler og regelverk for både Statens vegvesen og Jernbaneverket bygger i stor grad på arbeidet til Nordal. I tillegg bygger mye av dagens regelverk på SINTEF-rapporten «Flomberegning og kulvertdimensjonering» (Berg et al 1992).

I senere år er det arbeidet med en del av de nyere problemstillingene, som bedre prognoser for dimensjonerende vannføring, trafikksikkerhet og ikke minst forurensninger og biologisk mangfold. Innenfor temaet drenering av veg- og jernbanekonstruksjoner ga også prosjektet «Frost i jord» verdifulle kunnskaper om dreneringens betydning, (Sætersdal 1976).

Nåværende forskning legger spesiell vekt på å utvikle kunnskap om håndtering av overvann for å redusere skader på all form for infrastruktur. Dette gjelder ikke minst i urbane områder hvor det i stor grad blir lagt vekt på å fordrøye nedbøren, og å sikre åpne flomveger i forbindelse med intense nedbørsperioder, «lokal overvannshåndtering», (LOD). Dette arbeidet representerer også en viktig del av den nødvendige klimatilpasningen i forbindelse med forventede klimaendringer.

1.3 Omfang og begrensinger

Læreboka bygger på nyere analyser og data om nedbørsforholdene i Norge, og spesielt om kortvarig, intens nedbør. Det er videre tatt hensyn til sannsynlige konsekvenser klimaendringene vil få for dimensjonering av overvannssystemene.

Den viktigste delen av læreboka omfatter dimensjonering og utforming av overvanns- og drens-systemene for veger og jernbaner. Dette gjelder både drensvegene oppstrøms- og nedstrøms, føring av vannet gjennom vegen eller banen og dreneringen av veg- og jernbanekroppen. Det er her lagt vekt på at utformingen både skal være funksjonell, og den skal være tilpasset andre funksjonskrav som trafikksikkerhet, redusere forurensninger, sikre biologisk mangfold, og hindre skade på 3. part.

Håndtering av overvann i urbane områder og drenering av gater er i liten grad behandlet i læreboka. Dette fagområdet krever et nært samarbeid mellom

vegetatene og kommunale etater, og det har ikke vært mulig å behandle dette innenfor omfanget av denne læreboka. Likeledes er gjennomføring av drift og vedlikehold ikke behandlet. Imidlertid er det et vesentlig moment at forslagene som er presentert er utformet for å kunne gjennomføre effektiv drift og vedlikehold. Dessuten er drenering i tunneler utelatt, da dette er dekket innen Hb N500 Vegtunneler, (SVV 2010).

1.4 Forhold til lover, normaler og regelverk

Håndtering og bruk av vann er regulert gjennom en rekke lover og forskrifter.

Internasjonalt er det EUs vanndirektiv som har størst påvirkning for oss. Vannregulativet gir blant annet føringer for en helhetlig forvaltning av vannressursene, med spesiell vekt på å beskytte og eventuelt forbedre miljøtilstanden til vassdragene.

Nasjonalt gir Vannressursloven (OED 2000) bestemmelser om regulering og inngripen i vassdrag. Loven har også krav til sikkerhet ved tiltak i vassdraget, slik at tiltakene ikke utgjør en fare for mennesker, miljø eller eiendom.

For utvikling av infrastruktur er det bestemmelsene i Plan- og bygningsloven (KMD 2008) som må overholdes. Gjennom kommuneplaner og reguleringsplaner kan kommunene regulere arealene langs vassdragene, og kommunene er pålagt i sin arealplanlegging å sikre at utbyggingsområder ikke er utsatt for flom, erosjon og skred. De siste kravene er videre presisert i «Forskrift til tekniske krav til byggverk» (Byggteknisk forskrift, TEK 10). NVE har videre utgitt retningslinjer for bygging av infrastruktur i områder utsatt for fare flom og skred (NVE 2014)

Innen etatene som har ansvar for utvikling av infrastruktur er det utviklet separate normaler og regelverk som utdyper nasjonale lover og retningslinjer. De viktigste normalene og regelverkene som har betydning for forslagene i denne læreboka er:

For Statens vegvesen:

- Håndbok N100 Veg og gateplanlegging (SVV, 2013a)
- Håndbok N200 Vegbygging (SVV, 2014)
- Håndbok N500 Vegtunneler (SVV, 2010)
- Håndbok R610 Standard for drift og vedlikehold av riksveger (SVV, 2012)
- Håndbok N101 Rekkverk og vegens sideområder (SVV, 2013b)

For Jernbaneverket:

- Teknisk regelverk, Prosjektering og bygging (JBV 2015)

For NVE:

- Erosjonssikring med stein, (Jenssen og Tesaker, 2009)
- Vassdragshandboka, (Fergus et al., 2010)
- Retningslinjer for flaum- og skredfare i i arealplanar (NVE, 2014)

2 Krav og målsettinger for planleggingen

Mangelfull håndtering av overvannet og manglende drenering fører som oftest til at vegen eller banen ikke fungerer tilfredsstillende. I dette kapitlet beskrives hvilke funksjonskrav som skal settes til utførelsen av tiltakene, hvilke skader og ulemper som kan opptre ved mangelfull dimensjonering og utforming, og overordnede prinsipper for planlegging av tiltak for håndtering av overvannet.’

2.1 Funksjonskrav

Dreneringen og overflatehåndteringen skal oppfylle følgende funksjonskrav:

- **Sikre regulariteten**
Håndteringen av overvannet skal sikre at regulariteten med hensyn til sikker trafikkavvikling og togframføring er tilfredsstillende.
- **Avrenning fra vegbane og skulder**
God avrenning fra vegbane og skulder gir bedre kjørekomfort, reduserer faren for vannplaning og sannsynligheten for ulykker. Samtidig er god avrenning fra vegdekket viktig for å hindre rask nedbryting av vegoverbygningen.
- **Drenering av veg- og jernbanekroppen**
En forutsetning for at vegen eller jernbanen skal ha tilstrekkelig bæreevne er at overbygningen er tilstrekkelig drenert gjennom hele året. Ved god drenering og tilstrekkelig frostsikring reduserer en også faren for telehiv og øker vegens levetid.
- **Føring av overvann gjennom vegen eller banen**
Tiltakene for håndtering av overvannet skal fange opp alt vann oppstrøms, lede vannet gjennom vegen eller banen, og føre det fram til naturlige vannveger nedstrøms, uten at natur eller infrastruktur skades på grunn av erosjon eller påføres forurensninger.

- **Sikring mot skader på veg og bane**

Under intense nedbørsituasjoner kan erosjon oppstå ved at vannet eroderer langs sårbare partier, eller at vannet tar en annen retning enn forutsatt, med resultat at vegen eller banen får omfattende skader. Et annet krav til håndteringen av overvannet er at denne skal utføres slik at faren for nedfall av stein og is reduseres, og å hindre at iskjøving representerer en fare.

- **Begrense endringer i grunnvannstrømmer og opprettholde den naturlige vannbalansen**

Bygging av veg og jernbane representerer et stort inngrep i naturen som i mange tilfeller vil endre grunnvannsstrømmene. Dette gjelder både skjæringer som avskjærer grunnvannsstrømmene og fyllinger som kan føre til setninger og derved endre jordas permeabilitet. En veg og jernbane vil også endre arealbruken av et område, som igjen påvirker strømningsforholdene. Et viktig ansvar i forbindelse med håndtering av overvannet er at den naturlige vannbalansen opprettholdes mest mulig.

Ved siden av hovedkravene til overvannshåndteringen og dreneringen er det viktig at løsningene også skal oppfylle en rekke tilleggskrav for at den planlagte infrastrukturen skal fungere tilfredsstillende. De viktigste av disse kravene er:

- **Trafikksikkerhet for alle trafikantgrupper**

Hensynet til en enkel og rimelig håndtering av overvannet kommer ofte i konflikt med hensynet til trafikksikkerhet ved utforkjøringer. Det er ved utarbeidingen av læreboka lagt vekt på å finne fram til løsninger som tilfredsstillende hensynene til både overvannshåndteringen, dreneringen og trafikksikkerheten.

- **Framkommelighet for alle trafikanttyper**

Der det er en vesentlig andel med syklister og fotgjengere langs vegen, og som krysser vegen, er det nødvendig å utforme tiltakene for

overvannshåndtering og drenering slik at også disse trafikantene får en god framkommelighet. Valg av løsninger skal derfor gi muligheter for en egnet regulering av tettsted- og byområder.

- **Mulighet for biologisk mangfold**

En veg er en barriere for all ferdsel av dyr; fra fisker, amfibier og til store pattedyr. Ved en omsorgsfull utforming av tiltakene for overvannshåndteringen er det mulig å redusere de negative konsekvensene for en del av artene.

- **Mulighet for enkel drift og vedlikehold**

En forutsetning for at tiltakene skal fungere tilfredsstillende, er at de blir driftet og vedlikeholdt i hele levetiden. Konsekvensene av manglende drift og vedlikehold kan være katastrofale med hensyn til skader på natur og infrastruktur. Det er derfor viktig at alle tiltakene kan vedlikeholdes, og at maskiner har enkel tilgang til de mest sårbare områdene.

2.2 Dreneringssystemets hovedkomponenter

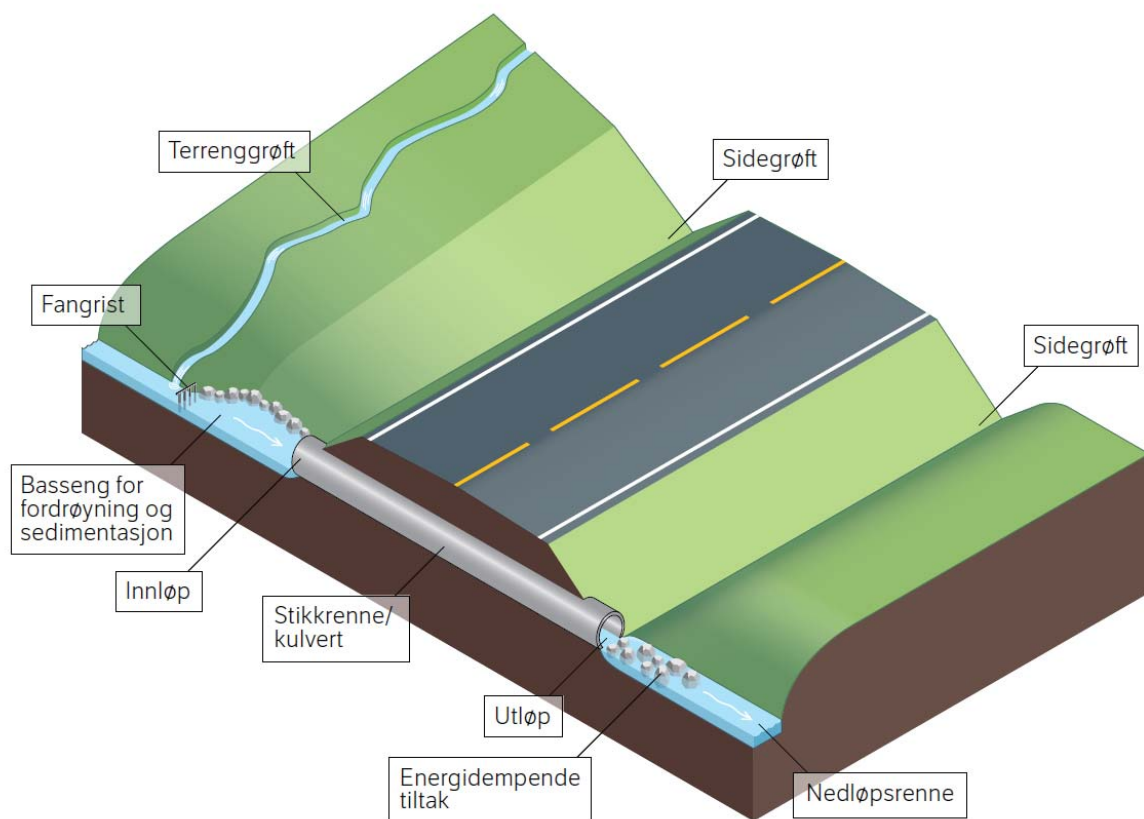
Tiltakene som benyttes for overvannshåndtering og drenering er bygd opp av flere hovedkomponenter, som alle er beskrevet i mer detalj i denne rapporten. Tiltakene kan deles inn i to hovedgrupper. Den ene gjelder hva som er nødvendig for å oppnå tilfredsstillende håndtering av overvannet, mens den andre gruppen omfatter hva som er nødvendig for å drenere selve veg- og jernbanekroppen.

2.2.1 Håndtering av overvannet

Håndteringen av overvannet omfatter alle tiltak som er nødvendige for å samle opp vannet oppstrøms for vegen eller banen, føre vannet gjennom konstruksjonen og videre fram til naturlige vassdrag eller kommunale ledningsnett. Til denne oppgaven hører også tiltak for å redusere flomtopper og redusere forurensinger av overvann og grunnvann.

Håndteringen av overvannet omfatter følgende tiltak, hvorav de viktigste er skissert på figur 2.1.

- Nedløpsrenner
- Tiltak for fordrøyning og sedimentasjon
- Tiltak for infiltrasjon
- Rensetiltak
- Rister for oppsamling av sedimenter og drivgods
- Terrenggrøfter
- Stikkrenner/kulverter
- Inn- og utløpstiltak ved stikkrenner/kulverter
- Energidempende tiltak
- Tilrettelegging og sikring av alternative flomveger

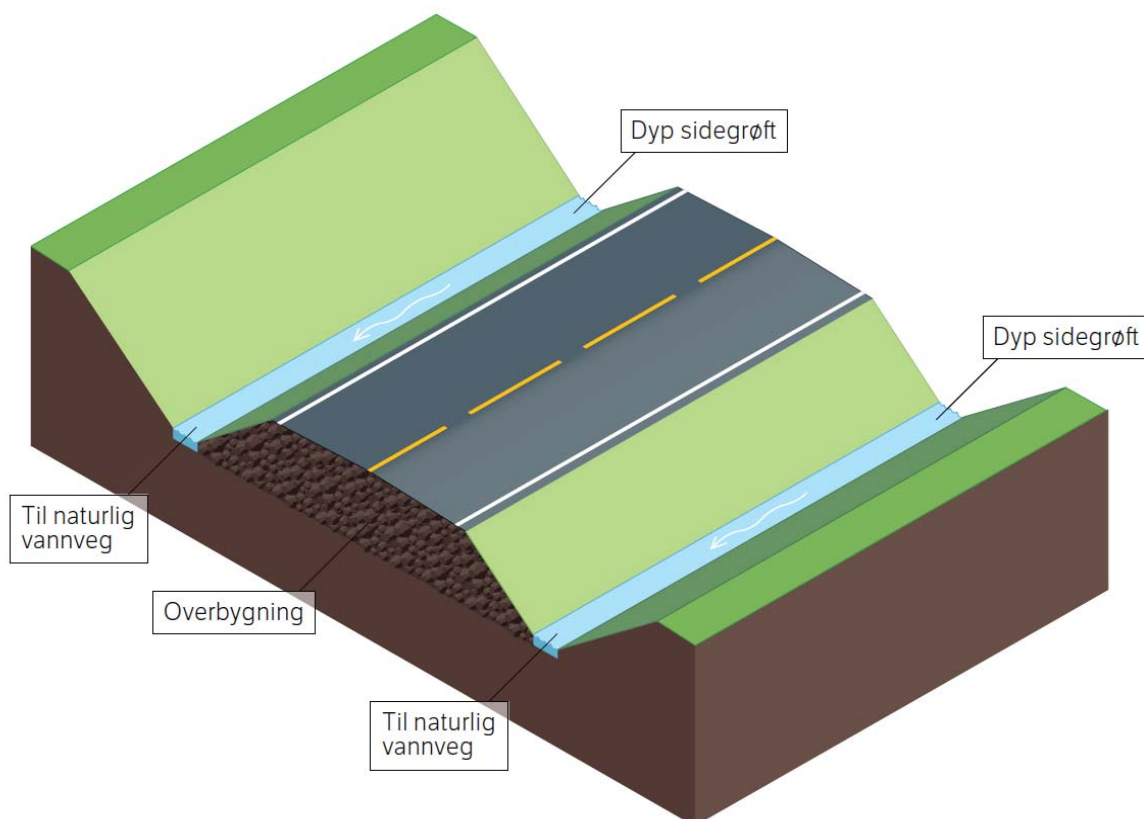


Figur 2.1: Hovedkomponenter for håndtering av overvannet.

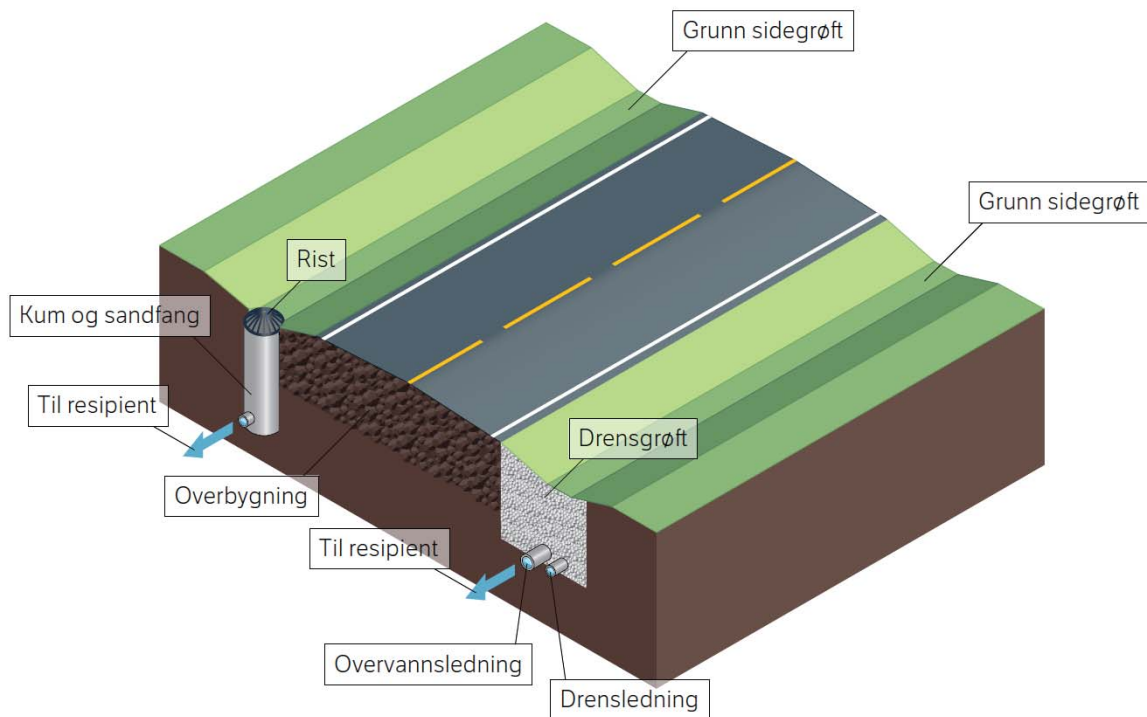
2.2.2 Drenering av veg og jernbanekroppen

Det er to hovedprinsipper for dreneringen, åpen og lukket drenering. Åpen drenering er basert på dype sidegrøfter. Disse sidegrøftene skal både samle opp overvann som renner inn fra sideområdene og fra veg- og baneoverflaten, samt at de skal drenere overbygningen, se figur 2.2. Dype sidegrøfter må derfor ha større dybde enn tykkelsen av overbygningen. Vannet i de dype sidegrøftene føres fram til naturlige vannveger.

Ved lukket drenering er det grunne grøfter til siden for vegen som skal samle overvannet og føre dette fram til kummer, og videre i overvannsledning fram til naturlige vannveger. Dreneringen av vegkroppen utføres med dype, lukkede drenggrøfter, hvor grunnvannet føres inn i perforerte drengsledninger fram til en kum, og videre derfra i overvannsledning fram til naturlige drengveger, se figur 2.3.



Figur 2.2: Prinsipp-tegning av veg med åpen drenering og dype sidegrøfter.



Figur 2.3: Prinsippetegnning av veg med grunn sidegrøft og lukket drenering (b).

De viktigste komponentene som inngår i dreneringen av veg- og jernbanekroppen er:

- Dyp sidegrøft
- Grunn sidegrøft
- Rister
- Kummer og sandfang
- Drensgrøft
- Drensledning
- Overvannsledning

2.3 Konsekvenser ved mangelfull dimensjonering og utforming

Mangler ved overvannshåndteringen og dreneringen kan føre til store ulemper for samfunnet. Ulempene kan grupperes ut fra konsekvensene de skaper for trafikantene, driften av veggen og banen, og for tredjepart:

- Fare for redusert framkommelighet og trafiksikkerhet, men som ikke fører til varige skader på veggen eller banen.
- Skader som fører til redusert kvalitet, og til problemer for trafikkavvikling og framføring av tog.
- Omfattende skader på veg og bane som medfører stengning.
- Skader påført 3. part.

2.3.1 Redusert framkommelighet og sikkerhet

Den vanligste årsaken til begrensede ulemper er oversvømmelser, men hvor veggen eller banen er intakt etter at flomperioden er på retur. Årsaken til oversvømmelser er ofte at veggen ligger for lavt i forhold til vann eller våtmark, men kan også skyldes mangelfull dimensjonering og utforming av stikkrenner/kulverter og nedløp. I tillegg vil gjentetting av rister og inntaksløsninger, som følge av manglende vedlikehold, være en viktig grunn til oversvømmelser (figur 2.4).



Figur 2.4: En hyppig årsak til overvann på veg er rister som har for dårlig kapasitet eller er tettet av sedimenter og drivgods. (Foto: C. Ræstad).

En annen viktig grunn til oversvømmelser er at sidegrøftene og drensledningene langs vegen eller banen ikke har tilstrekkelig kapasitet til å transportere vannet som tilføres mellom stikkrennene, fig 2.5. Dette er et økende problem ved nye veger med lukket drenering, hvor overvannet føres fram til grunne sidegrøfter.



Figur 2.5: Oversvømmelse på veg som skyldes både dårlig kapasitet i sidegrøfter og i stikkrenner, Fv. 60 Olden. (Foto: K. Kjesbu).

Bekker som renner ut over fjellskjæringer kan også gi ulemper og trafikkfarlige situasjoner dersom vannspruten når inn i vegen, og spesielt hvis det transporteres steiner med dette vannet (figur 2.6).

Om vinteren kan frost og tele også føre til ulemper og farlige situasjoner. Dette skyldes ofte telehiv som kan gi dårlig kjørekraft og redusert bæreevne om våren. Overvann som fryser nær vegen representerer også trafikkfarlige situasjoner. Dette gjelder ikke minst iskjøving i fjellskjæringer, hvor det er tilsig av grunnvann fram til skjæringene om vinteren. Videre kan vann som fryser i grøfter gradvis gro inn i kjørebanelen. Den siste effekten opptrer oftest i tilknytning til grunne grøfter.



Figur 2.6: Vann fra bekk som renner over fjellskjæring, Fv 706 ved Trolla (foto: H. Norem).



Figur 2.7: iskjøving i fjellskjæring, Rv 7, Tokagjelet, Hordaland (foto: H. Norem).

2.3.2 Skader som fører til redusert kvalitet og framkommelighet

Skader på vegen eller banen skyldes som oftest at det har vært erosjon og massetransport i tilknytning til en flomperiode. De vanligste skadene er:

- Innvasking av finstoff i veg- eller baneoverbygningen
- Oppfylling av sedimenter i grøfter, kummer og sandfang
- Erosjon langs grøftene og vegkanten
- Erosjon i tilknytning til stikkrenner og gjentetting av stikkrenner

Som et eksempel på erosjonsskader viser figur 2.8 resultatet av at vann fra sideområdene har erodert sidegrøften og deler av vegen.



Figur 2.8: Skader på grøft og vegskråning etter flom. Veg til Kvitfjell (foto: S. Myrabø).



Figur 2.9: Utglidning av veg på grunn av vanntrykk mot tørrmur og store vannstrømmer ved foten av muren, E16 Borlaug, Sogn og Fjordane (foto: T. Borlaug).

En annen årsak til erosjon og utvikling av skader er utvasking og erosjon ved utløpet av stikkrenner. Fig 2.9 viser et eksempel hvor vanntrykket og delvis strømning i foten av tørrmuren har blitt for stort.

2.3.3 Omfattende skader på veg eller bane

En vanlig årsak til at veger og baner blir stengt for all ferdsel i lenger tid er at flommen er større enn dimensjoneringsgrunnlaget, figur 2.10. I enkelte tilfeller tar flomvannet nye løp. Dersom dette er tilfelle, kan de materielle ødeleggelsene bli omfattende, og stengningsperioden bli lang før vegen eller banen kan åpnes igjen.



Figur 2.10: Undergraving av jernbanefylling på grunn av flom, Dovrebanen. (Foto: N. Svingheim).

De vanligste årsakene til at en får veg- eller banebrudd i flomsituasjoner er:

- Overbelastning av kulverter. Der vegen og banen ligger på fylling som krysser en vannveg kan kulverten bli overbelastet dersom den er underdimensjonert eller er tettet av sedimenter og drivgods. Ved overbelastning er det fare for erosjon og utglidning, og at vannet tar nye veier. Veg- og banefyllinger hvor det ikke er alternative flomveger er derfor spesielt sårbare, se figur 2.10.
- Overbelastning av grøfter og lukket drenering. Sidegrøftene til veger og jernbaner har ofte begrenset forsterking mot erosjon. Skader oppstår gjerne der en får en økt vannføring som følge av overbelastede kulverter og økt tilførsel av vann fra sideterreng.
- Når vannet tar nye løp utenfor etablerte vannveier vil det ofte oppstå store skader på vegen og banen, og tilstøtende arealer.

2.3.4 Skader påført tredjepart

Nærliggende områder som ikke er i direkte tilknytning til vegen eller banen kan få store skader dersom vann ledes inn mot områder som ikke er dimensjonert for store vannmengder. Som oftest er det jordbruksområder og annen infrastruktur som samferdselsanlegg og boligområder som er mest utsatt. Ved utbygging av infrastruktur vil en endre avrenningen, og i de fleste tilfellene kan en lokalt få betydelige økninger i vannavrenningen. Som utbygger har en derfor et stort ansvar for at forholdene nedstrøms ikke blir forverret. Fig 2.11 viser et eksempel på et mindre skred ved utløpet av en stikkrenne fra vegen. Dette skredet har deretter sperret banen og forårsaket en togavsporing.



Figur 2.11: Mindre flomskred som er utløst ved utløpet av en stikkrenne for E6 og deretter forårsaket sperring av Nordlandsbanen og avsporing. (Foto: Jernbaneverket).

2.4 Overordnede prinsipper for håndteringen av overvannet

2.4.1 Planleggingsprinsipper

Planlegging av tiltak for håndtering av overvannet må utarbeides parallelt med planleggingen av veger og jernbaner. Slike planer bør følge en rekke hovedprinsipper. Håndboka «Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems» (ASCE 1992) har satt opp følgende prinsipper for hva slike planer bør omfatte:

Tilpasning til planlagt infrastruktur

Systemene for håndtering av overvannet vil bestandig være en underordnet del av infrastrukturen som planlegges, og må utføres slik at den ikke kommer i strid med målsettingen for hovedprosjektet. Generelt bør inngrep i naturlige vannveger reduseres til et minimum.

Dimensjonering

Overvannshåndteringen bør planlegges med to hovednivåer eller systemer. Det primære systemet skal ta vare på vannet ved dimensjonerende vannføring

innenfor fastsatte returperioder (normalsituasjon). Det sekundære nivået omfatter hvordan vannet håndteres under ekstreme forhold (flomsituasjonen). Det er viktig å kartlegge hvor vannet vil strømme under ekstreme forhold (flomveger), slik at disse flomløpene kan sikres for å unngå omfattende skader dersom vannføringen er større enn forutsatt.

Helhetlig planlegging

Det er viktig at vannveger vurderes helhetlig. Det vil si at *alle tiltak langs vannvegen bør ha tilstrekkelig kapasitet*, slik at man unngår sårbare punkter. Dette er ofte et problem ved utbygging i områder med eksisterende anlegg med begrenset kapasitet. Dersom enkelte tiltak har lav kapasitet kan skader oppstå og spre seg videre. Man kan også få situasjoner med oppstuvning som forplanter seg oppstrøms og reduserer kapasiteten til nærliggende tiltak. Det er derfor viktig å følge vann- og flomveger fra øverst i nedbørsfeltet og helt ned til større vassdrag, og ta hensyn både til infrastruktur og tredjepart.

Sikring av vann- og flomveger

For å sikre infrastruktur er det ofte nødvendig å sikre vann- og flomveger, både oppstrøms og nedstrøms. I den sammenhengen er det nødvendig å opprette kontrollpunkter for å redusere vannhastighet, erosjon og massetransport. Hvert kontrollpunkt bør dimensjoneres for å håndtere vannhastigheten og massetransport fra en gitt del av vannveien. På den måten reduseres belastningen på vann- og flomveiene nedstrøms. Ved å anlegge flere kontrollpunkter vil belastningen på hvert enkelt punkt reduseres.

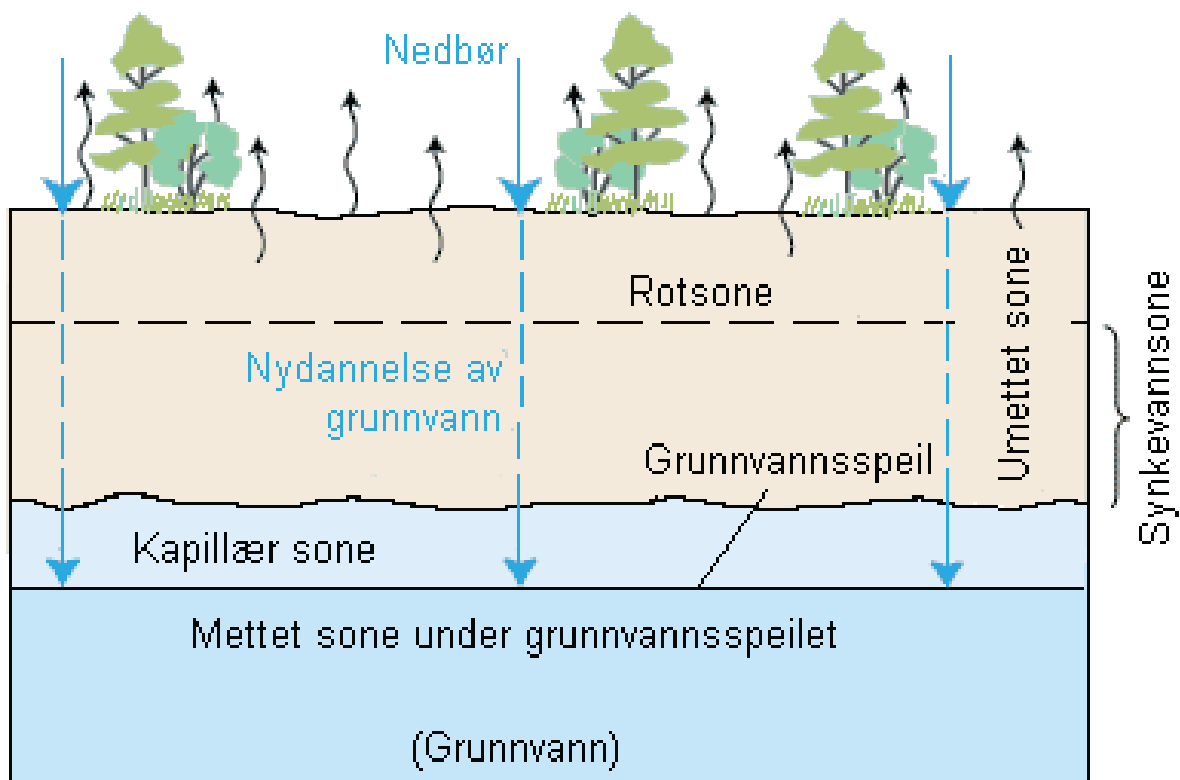
2.4.2 Lokal overvannshåndtering

Håndtering av overvann, spesielt i urbane strøk, bygger på prinsippene om lokal overvannshåndtering (LOD). Prinsippene for LOD bygger på tre-trinns prinsippet (Lindholm et al 2008):

- Fang opp og infiltrer
- Forsink og fordrøy
- Sikre vannveger

Infiltrasjon

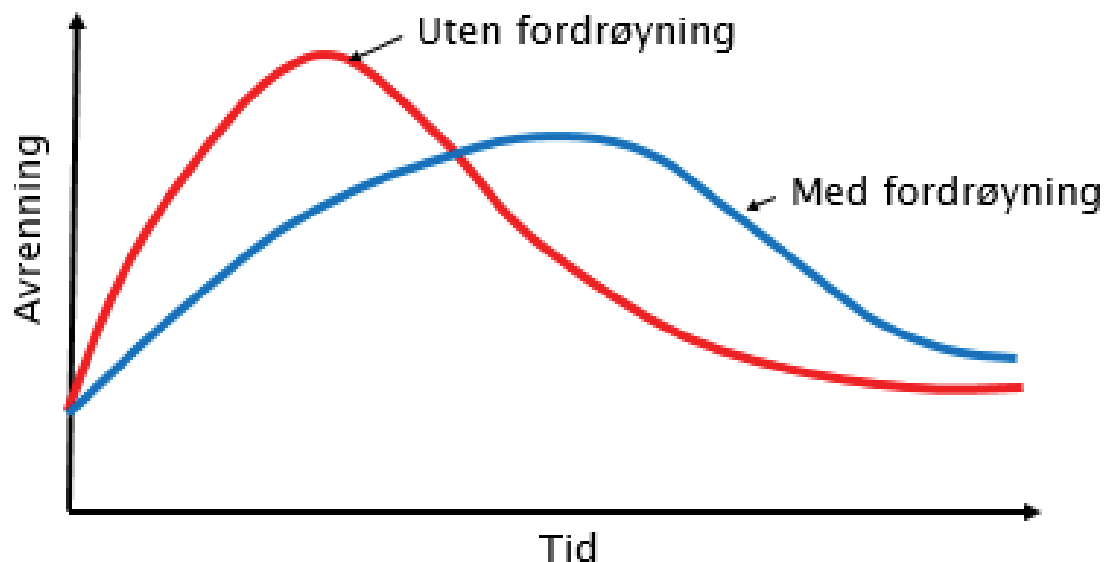
Prinsippet med infiltrasjon er å få en så stor andel som mulig av nedbøren, til å infiltrere ned i grunnen før den fanges opp av tiltak for håndtering av overvannet, se figur 2.12. For at prinsippet med infiltrasjon skal fungere tilfredsstillende, er det en forutsetning at grunnen består av permeable masser og at grunnvannstanden er lav. For vegger som er lokalisert på fjell eller på tette morenemasser vil dette prinsippet være vanskelig å utnytte. Dessuten er det dårlig effekt av infiltrasjonen i perioder med nedbør og høy grunnvannstand. Infiltrasjon som prinsipp vil derfor ha begrenset betydning for å redusere toppbelastninger for tiltak for overvannshåndtering for vegger og baner. Der overvann og drensvann føres til kommunale renseanlegg kan imidlertid løsninger basert på infiltrasjon være fornuftig for å redusere belastningen på rensesiltakene. Videre er infiltrasjon en mye benyttet metode for rensing av forurenset overvann.



Figur 2.12: Prinsipp for infiltrasjon av overvann. (NGU: <http://water.usgs.gov/edu/watercyclenorwegian.html#infiltration>).

Fordrøyning

For veger og baner utenfor urbane strøk vil det være vanskelig å etablere systemer for infiltrasjon av større flater. Derimot vil det ofte være mulig å utforme vannvegene slik at en kan utnytte terrenget til å etablere områder for å forsinke og fordrøye flomtoppene.



Figur 2.13: Grafisk presentasjon av prinsippet med effekten med bruk av fordrøyningsbasseng for å redusere flomtopper.

Ved å fange opp vannet i naturlige eller kunstige bassenger, kan en øke tiden fra den intense nedbøren starter og til flomtappen inntreffer, fig 2.13. Denne forsinkelsen ved hjelp av fordrøyning kan redusere flomtappen merkbart. Prinsippet med fordrøyning er spesielt viktig å utnytte i forbindelse med utbygging av ny infrastruktur hvor en ofte erstatter naturlig grunn med tette flater. Dette fører til at en større andel av nedbøren renner av som overflatevann, og at flomtappene blir større og kommer tidligere i nedbørsperioden. Rent generelt bør prinsippet om fordrøyning utnyttes langs alle vannveger på grunn av at klimaendringene øker sannsynligheten for større nedbørsintensiteter og vannføringer.

Fordrøyningsbasseng bør ha et betydelig areal i forhold til nedbørsfeltets areal. For veg- og baneforhold vil prinsippet derfor være mest aktuelt i forbindelse med mindre nedbørsfelt. En kan da utvide forsenkninger i

terrenget eller en kan redusere utslippskapasiteten der vannet kan demmes opp, uten at det skaper store ulemper. En kan også lage bassenger i nær tilknytning til vegen eller banen. I mer urbane områder er prinsippet utnyttet ved å gi bassengene en mer parkmessig utforming, se figur 2.14.



Figur 2.14: Fordrøyningsbasseng i et etablert boligområde, Malmø. (Foto: C. Ræstad).

Prinsippet med fordrøyning og sedimentering av partikler utnyttes også som rensetiltak for å fjerne forurensinger som er knyttet til partikler.

Sikre vannveger

Den tradisjonelle måten for håndtering av overvann for veger og baner er å etablere sikre vannveger. Selv om infiltrasjon og fordrøyning har fått større betydning med årene, er etablering av sikre vannveger fortsatt det viktigste prinsippet for håndteringen av overvann.

En forutsetning for at vannvegene skal være sikre er at disse fire kravene til dimensjonering og utforming er ivaretatt:

- Håndtere dimensjonerende vannføring
- Håndtere eventuell transport av sedimenter og drivgods
- Sikre mot erosjon
- Kontroll med hastighetsenergien

Figur 2.15 viser et eksempel fra E6-prosjektet ved Hundorp hvor det er lagt vekt på å håndtere sedimenter samt at energinivået søkes kontrollert ved bygging av terskler i tilløpet til kulvertene.



Figur 2.15: Vannveger skal håndtere dimensjonerende avrenning, hastighetsenergien og transport av sedimenter. E6-prosjektet Hundorp (foto: T. Kval).

2.5 Definisjon av normal- og flomsituasjonen

2.5.1 Normalsituasjonen

Innenfor normalsituasjonen skal tiltakene håndtere vannet slik at alle målsettinger/forutsetninger for dimensjonering og utforming av vegen eller banen er tilfredsstillt. Innenfor dette nivået kan det ikke godtas at vegen eller banen må stenges på grunn av for mye vann, vannet i grøfter og sluk skal ikke gi så store skader at levetiden blir vesentlig redusert, og trafikken skal kunne avvikles innenfor akseptabel risiko.

2.5.2 Flomsituasjonen

Flomsituasjonen omfatter hvordan overvannssystemene fungerer under sjeldne og ekstreme forhold, eller når enkeltelementer i dreneringen ikke lenger fungerer tilfredsstillende. Flomsituasjonen bør ikke medføre langvarige

stengninger eller at vegen eller banen får store skader. Det aksepteres også mindre skader på veg, langs vannvegene og hos tredjepart.

For flomsituasjonen bør det forutsettes at vannet kan følge alternative vannveger. Disse er i denne rapporten kalt flomveger. Slike flomveger kan enten være naturlige eller kunstige. Figur 2.16. viser et eksempel fra Skytjeåa i Ørsta. Denne elva fører fram mot Ørsta sentrum, og den er delvis lagt i rør nærmere sentrum. Konsekvensene av en større flom enn vassdraget er dimensjonert for, vil derfor være betydelige. I et kritisk snitt er derfor elva gitt en begrenset bredde for å redusere vannføringen under flom. Dessuten er det etablert et eget overløp ved å bygge en inntaksrist og føre flomvassføringen i rør fram til hovedvassdraget.



Figur 2.16: Eksempel på vannveg dimensjonert for både normalsituasjonen og flomsituasjonen.

Ved planlegging av tiltak for håndteringen av overvannet er det viktig at en vurderer hvor vannet vil renne i flomsituasjoner og hvilke skader dette kan føre til. Dette gjelder både for avrenninger innenfor nivåene for flomvassføring og

for ekstreme avrenninger utover dette nivået. Det finnes i dag analysemetoder, basert på kombinasjon av befaringer og GIS-analyser, for å kartlegge sannsynlige flomveger, og som gir grunnlag for å etablere sikre flomveger.

2.6 Akseptkriterier

Akseptkriterier definerer hvor ofte en aksepterer at en veg eller en bane får redusert framkommelighet eller kan bli utsatt for skader. Akseptkriteriet angis som en returperiode, som definerer hvor ofte dimensjonerende vannføring kan overskrides. Denne valgte returperioden vil være avhengig av konsekvensene dersom denne verdien overskrides.

For veg bør akseptkriteriene avhenge av trafikkmengde, vegens viktighet og omkjøringsmuligheter. Dessuten er det naturlig å ta hensyn til potensialet for omfattende skader på vegen eller annen infrastruktur.

De norske vegnormalene (SVV 2014) fastsetter dimensjonerende returperiode ut fra konstruksjonstype, sidegrøft, stikkrenner og bruer, og om det er omkjøringsmuligheter eller ikke. Den valgte returperioden varierer mellom 50 år for sidegrøfter for veger med omkjøringsmuligheter til 200 år for større konstruksjoner. Et forslag til dimensjonerende returperioder for normal- og flomsituasjonen er vist i tabell 2.1. Tabellen er basert på antagelsen om at skadepotensialet er mindre dersom vannet renner i grøfter parallelt vegen enn dersom det renner i nedløpsrenner og gjennom stikkrenner/kulverter.

For jernbanen opereres det i dag med kun ett nivå, flomsituasjonen, og alle konstruksjoner dimensjoneres for hendelser med en høy returperiode. Teknisk regelverk for Jernbaneverket (Jernbaneverket 2014) definerer dimensjonerende returperiode til 200 år. Trafikkmengde og omkjøringsmuligheter er ikke styrende for den dimensjonerende returperioden for jernbanen. Dette gjelder så vel nybygg som forebyggende tiltak.

Tabell 2.1: Forslag til dimensjonerende returperiode som funksjon av dimensjoneringsnivå og årsdøgntrafikk, og om vannet renner langs eller gjennom vegen eller banen.

ÅDT →	0 – 500		500 – 4000		> 4000		Jernbane
Nivå	Langs- gående	Kulverter	Langs- gående	Kulverter	Langs- gående	Kulverter	Alle tiltak
Normal- situasjon	10 år	25 år	10 år	50 år	25 år	100 år	200 år
Flom- situasjon	100 år	100 år	100 år	200 år	200 år	200 år	200 år

3 Dimensjoneringsgrunnlag

3.1 Kort innføring i hydrologi

Hydrologi er læren om vannets kretsløp på jorda, og det omfatter derved forekomsten av vann, fordelingen av ferskvannet og sirkulasjonen av vannet mellom jorda og atmosfæren.

Hydrologi omfatter også vekselvirkningen mellom vannet og omgivelsene, transporten av erosjonsmateriale og vegetasjon, samt menneskelige inngrep i vannets kretsløp. I videre forstand omfattes også den tekniske utnyttelse av vannet for bruk til husholdninger og for produksjon av energi som en del av hydrologien.

Innenfor veg- og jernbanesektoren er det spesielt viktig å finne fram til hensiktsmessige måter å håndtere overflatevannet på, og å dimensjonere tiltakene slik at en unngår skader på infrastruktur og naturlig terreng i flomsituasjoner.

Norge er et land hvor det er store variasjoner i naturen over korte avstander. Dette gjelder både med hensyn til topografi, nedbør og jordbunnsforhold. Det er derfor vanskelig å overføre erfaringer og data fra et område til et annet, uten å foreta omfattende analyser.

Dette kapitlet omhandler hvordan en kan skaffe grunnlag for å finne dimensjonerende vannføring i mindre nedbørsfelt.

3.2 Grunnlagsdata

3.2.1 Faktorer som påvirker dimensjonerende vannføring

De viktigste faktorene som påvirker avrenningen og som det er nødvendig å kartlegge i forbindelse med dimensjonering av stikkrenner, kulverter og andre tekniske installasjoner i et nedbørsfelt er:

- **Nedbør**
 - Det er spesielt nedbørsintensiteter over kortere tidsperioder og frekvensen av disse som er interessant. Dessuten er varigheten og utstrekningen av de intense nedbørsperiodene avgjørende faktorer.
 - Tid på året hvor de største nedbørsmengdene opptrer, og når størst avrenning opptrer i nedbørsfeltet

- **Topografi**
 - Areal av nedbørsfeltet
 - Avstand for den hydrologisk lengste vannvegen fram til målepunktet
 - Høydeforskjeller og helling
 - Omfang av åpent vann
 - Formen på nedbørsfeltet (rektangulært, avlangt, --)

- **Grunnforhold**
 - Andel impermeabel grunn; bart fjell, veger, bygg og plasser med fast dekke
 - Grunnens infiltrasjonsevne; mektighet av løsmasser og kornfordeling
 - Grunnens evne til å lagre vann
 - Vegetasjon
 - Ruhet
 - Kanaliseringsgrad
 - Planer for endret bruk av området

3.2.2 Innsamling av grunnlagsdata

3.2.2.1 Nedbørmålinger

Nedbør måles oftest ved hjelp av en beholder med kjent horisontalt tverrsnitt. Vanligvis måles nedbøren hver 12. eller 24. time. Nedbør i form av snø smeltes, og nedbør oppgis derfor alltid i mm vann. Nyere målere har som oftest automatisk overføring av data, og de vil da også registrere nedbøren med kortere tidsintervaller, ned til 1 min. for enkelte.

De fleste av nedbørmålerne i Norge er oppsatt og driftet av Meteorologisk Institutt. I tillegg finnes det en rekke offentlige og private nedbørmålere, hvor Statens vegvesen, Jernbaneverket, kommuner og Statkraft er de viktigste eierne.

En viktig kilde for kartlegging av kortvarige nedbørsintensiteter kan også fås ved analyse av data fra værradar. Data fra værradar lagres for hvert 15. minutt, og en radar dekker store områder. Ved hjelp av analysene er det mulig å anslå intensiteter for svært begrensede områder. Ødemark et al. (2015) analyserte 10 flomsituasjoner på Østlandet, og analysene viste at værradaren sannsynligvis gir for lave verdier for timesmiddelet, sammenlignet med hva som ble målt i nedbørmåleren. På den annen side viste analysene at de mest intense nedbørene hadde liten geografisk utstrekning, og i de fleste tilfellene var nedbøren i små felt inntil 10 km fra nedbørmåleren opptil 2 ganger større enn det som ble målt i nedbørmåleren.

Kunnskap om nedbøren i Norge er samlet av Met.inst, og kan finnes på deres hjemmesider, www.met.no <http://eklima.met.no>. «Eklima» er en database som viser data fra alle værstasjoner, og databasen gir mulighet for videre analyse av tilgjengelig klimastatistikk. Opplysninger om dimensjonerende nedbørsverdier kan også finnes på www.klimaservicesenter.no.

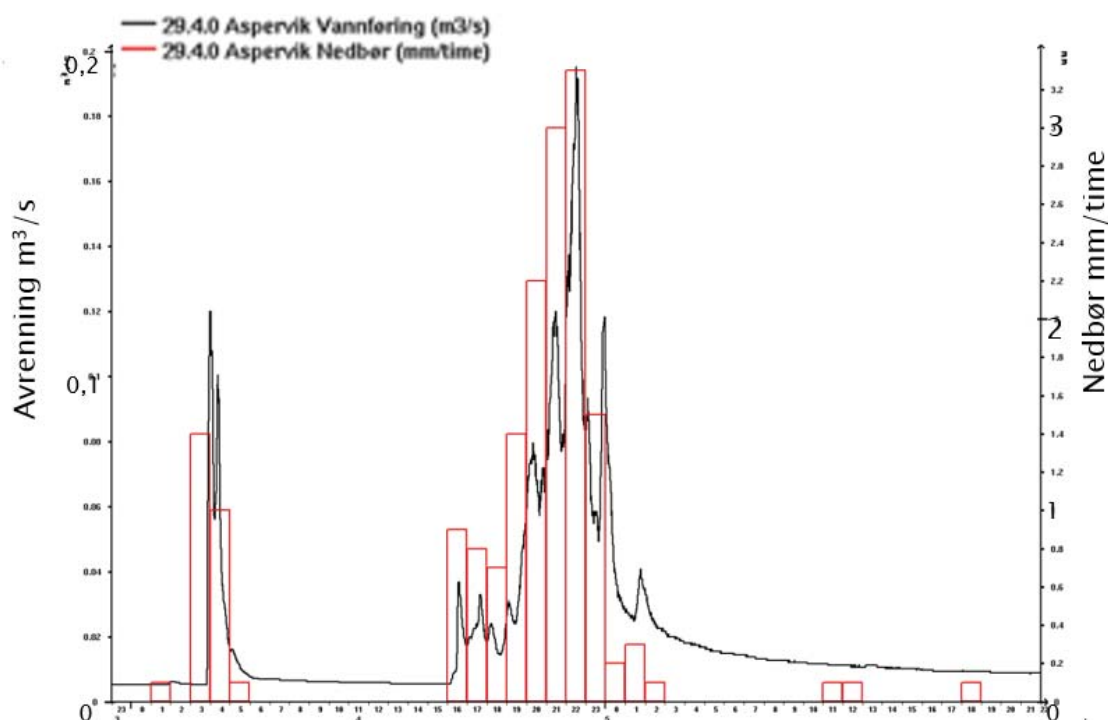
Gode opplysninger om nedbør finnes også på sidene www.xgeo.no og www.senorge.no. Disse sidene gir omfattende informasjon både om klimastatistikk, data om registrerte værobservasjoner, samt sanntidsobservasjoner. Informasjonene omfatter blant annet nedbør,

snøsmelting, avrenning og vannmetning i jord. Dessuten vises vindforhold og snødekkets utvikling. Disse nettsidene viser også kart over fordelingen av nedbør over større områder og akkumulert nedbør og snø for ønskede tidsperioder. Nettportalen <http://www.varsom.no/> gir dessuten varsler om sannsynligheten for flom, jordskred og snøskred.

3.2.2.2 Intensitet–Varighet–Frekvens–kurver (IVF–kurver)

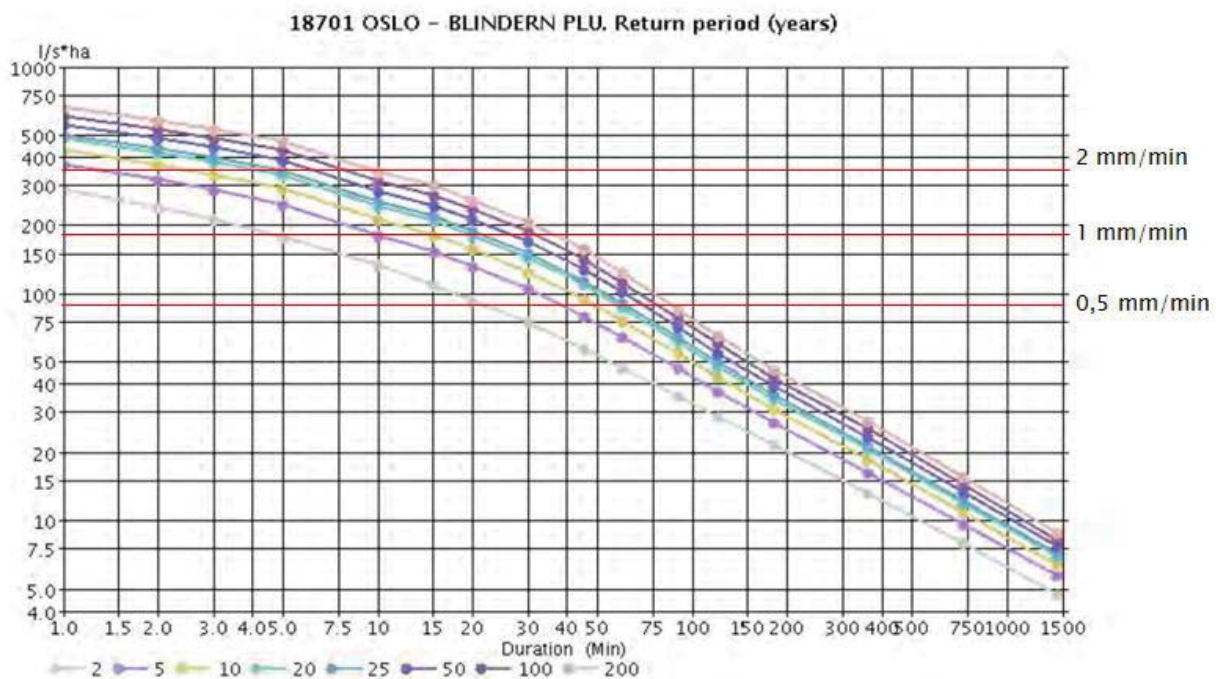
Kulverter med moderate tverrsnitt er oftest montert i forbindelse med mindre nedbørfelt. For disse er det kraftig nedbør med begrenset varighet som gir den største avrenningen.

Store nedbørsintensiteter, nedbør pr. tidsenhet, opptrer over korte perioder. Figur 3.1 viser målt nedbør og avrenning ved Aspervik i Sandnes. Nedbørsmålingene er vist som stolpediagram med en times oppløsning, mens den målte avrenningen er vist som en kontinuerlig, stiplet linje. Figuren viser at den største nedbørsintensiteten er 3,3 mm/time, mens nedbørsintensiteten over den 11 timer lange nedbørsperioden er 1,3 mm/time i gjennomsnitt. Figuren viser også at den største avrenningen opptrer samtidig eller svært kort tid etter at den største nedbøren er registrert.



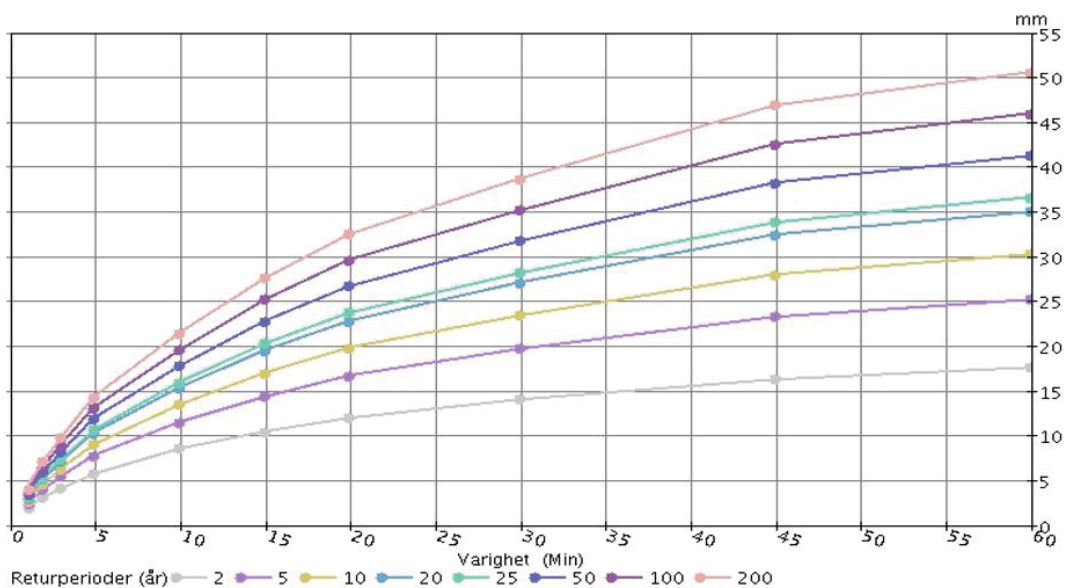
Figur 3.1: Timesnedbør og avrenning registrert ved Aspervik 4.–5. mai 2009, Sandnes kommune.

Dimensjonerende nedbør som funksjon av varighet presenteres oftest som en IVF-kurve. Figur 3.2 er basert på målinger fra Blindern i perioden 1968–2011, (Ødemark et al 2012). Y-aksen representerer nedbørsintensiteten i l/s·ha. (100 l/s·ha tilsvarer 0,6 mm/min). X-aksen viser varigheten av nedbørsperioden, det vil si over hvor lang tid en skal foreta gjennomsnittsberegningen. Hver linje i diagrammet representerer frekvensen av de oppgitte verdiene, eller hvor ofte en kan forvente høyere intensiteter enn oppgitt. Frekvensen er i diagrammet beregnet for returperioder fra 2 til 200 år.



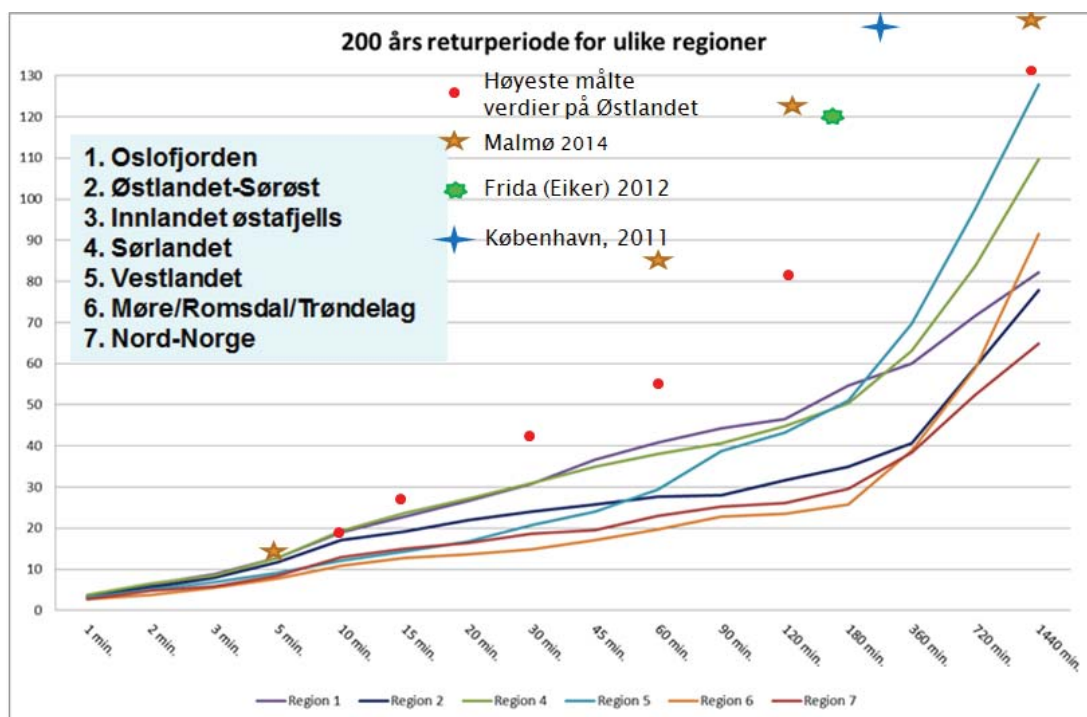
Figur 3.2: IVF-kurver for Oslo-Blindern (Ødemark et al 2012).

Datagrunnlaget for IVF-kurvene kan også presenteres som total nedbør som funksjon av tiden. Figur 3.3 og 3.4, viser sammenhengen mellom varighet og beregnet total nedbør for forskjellige returperioder for stasjonen Oslo-Blindern. Figur 3.3 viser sammenhengen for varigheter opp til 60 min., og fig 5.b. viser fra en time og til 24 timer. Når kurvene får mindre helling ved økende varighet viser dette at nedbørsintensiteten reduseres med varigheten.



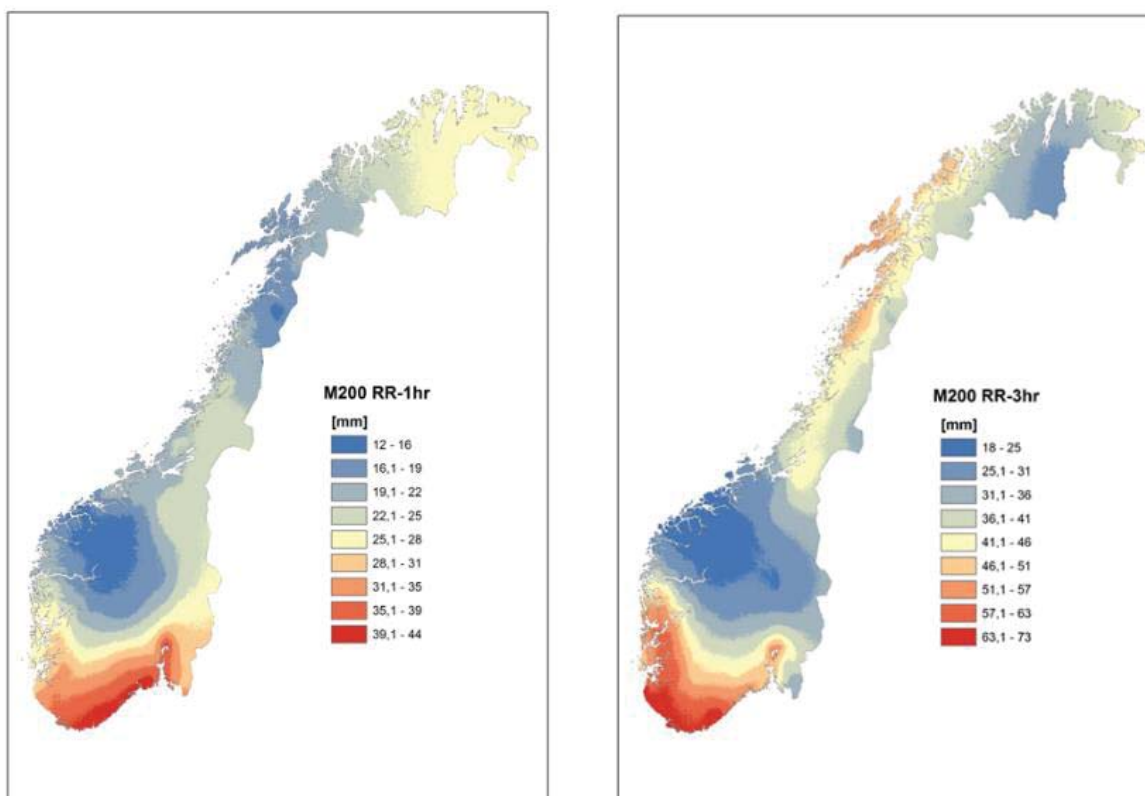
Figur 3.3: IVF-kurve for stasjonen Oslo-Blindern for perioden 1968–2014. (Førland et al. 2015).

Meteorologisk institutt har også utarbeidet IVF-kurver for forskjellige klimatiske regioner i Norge, fig 3.5, (Førland 2015). Landet er delt inn i 7 regioner som er relativt homogene med hensyn til maksimale nedbørsintensiteter over kortere tidsrom.



Figur 3.4: Målte nedbørsintensiteter under enkelte ekstreme nedbørsperioder i nyere tid sammenlignet med estimer for median av 200-års returperiode. (Basert på Førland 2015). Verdier for enkelte store hendelser er også tatt med i diagrammet.

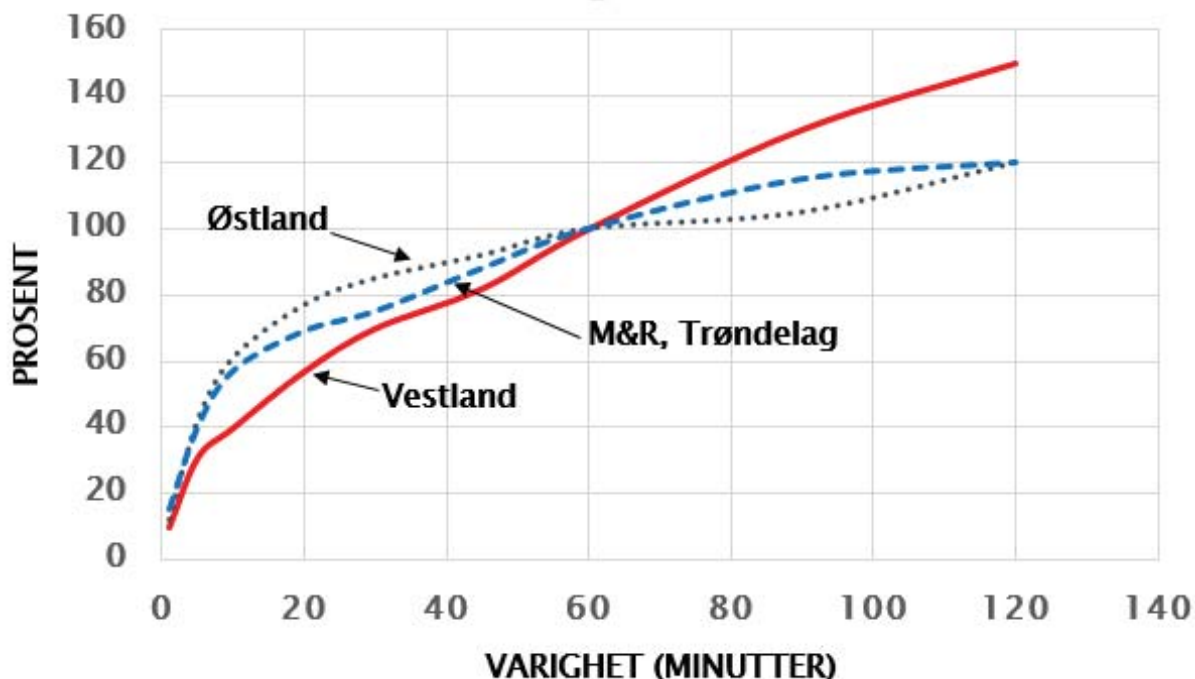
Figur 3.5 viser at ved korte tidsintervaller er det størst sannsynlighet for store nedbørsintensiteter rundt Oslofjorden og på Sørlandet. Ved lengre varigheter enn 180 minutter er det Sørlandet og Vestlandet som har de største intensitetene. Forholdet som viser hvor en kan forvente de største nedbørsintensitetene, kommer tydeligere fram i figur 3.5, som viser geografisk fordeling av maksimal 1 og 3 timers nedbør med 200 års returperiode.



Figur 3.5: Geografisk fordeling av maksimal 1 og 3 timers nedbør med 200 års returperiode (Førland et al 2015).

Grunnlaget for å utvikle overslag for dimensjonerende nedbør med store returperioder er bedre for timesnedbør enn for nedbør med kortere varighet. Førland et al (2015) utarbeidet en oversikt for prosentandelen av nedbøren som kan opptre med forskjellig varighet i forhold til timesnedbøren, figur 3.6. Oversikten ble utarbeidet for 7 regioner, men bare tre av disse er vist i figur 3.6. Figuren viser at nedbørsintensitetene for varigheter under en time, i forhold til estimert 200 års timesnedbør, er størst på Østlandet og minst på Vestlandet. De øvrige områdene ligger mellom disse, og svært nær kurven som

er vist for Møre og Romsdal og Trøndelag. For varigheter over en time er forholdet omvendt, da er det Vestlandet som har størst nedbørsintensitet i forhold til timesnedbøren.



Figur 3.6: 200-års nedbør i løpet av 1–120 minutter i prosent av timesnedbøren. Kurvene er basert på medianverdiene vist i figur 3.4. (Basert på Førland et al 2015).

Det er verdt å merke seg at kurvene som er vist i figur 3.4 bare er gyldig for det stedet hvor målingene er utført.

Dersom det planlegges en veg eller bane innenfor et større område øker sannsynligheten for at det skal opptre en større nedbørsintensitet innenfor hele området betraktelig. Dette kan vises ved at i perioden 1968–2011, som danner grunnlaget for figurene 3.2 –3.4 har det vært målt vesentlig høyere nedbørsintensiteter enn det beregningene for 200 års returperiode tilsier. De høyeste målte verdiene for Østlandet er vist i figur 3.4. Samtidig er også vist verdiene for tre store skadeflommer i nyere tid, København 2011, Malmø 2014 og Frida (Eiker) 2012.

Analysene fra radarmålingene viser at de mest intense nedbørene dekker et begrenset areal. For nedbørsperioder kortere enn ca. 30 minutter dekkes som

oftest et areal på 25–100 km², mens det under lengre nedbørsperioder vil større arealer dekkes samtidig, (Ødemark et al 2012).

Det synes derfor klart at dersom en planlegger en lengre veg- eller banestrekning vil sannsynligheten for å få større nedbørsintensiteter på hele strekningen være større enn den returperioden som er valgt for hver enkelt stikkrenne eller kulvert.

Valg av returperiode sier hvor ofte en kan forvente å måle tilsvarende eller høyere verdier innenfor returperioden på et bestemt sted. Sannsynligheten for at denne verdien skal overskrides på et bestemt sted på vegen eller banen avhenger av forventet levetid til infrastrukturen og den valgte returperioden, og den følger formelen:

$$P_s = 1 - \left\{1 - \frac{1}{T}\right\}^{LV} \quad \text{Lign. 3.1}$$

Der:

P_s = Sannsynligheten for at verdien inntreffer
minst en gang i løpet av levetiden [-]

T = Returperiode [år]

LV = Forventet levetid [år]

Ligning 3.1 kan sammenfattes i følgende tabell:

Tabell 3.1: Sannsynlighet for at nedbøren skal overstige oppgitt verdi ut fra valgt returperiode og forventet levetid for tiltaket basert på lign.5.1.		
Returperiode, RT	Forventet levetid, LV	
	30 år	100 år
10 år	0,96	0,99
50 år	0,45	0,87
200 år	0,14	0,39

3.2.2.3 Måling av avrenning

NVE opererer i dag totalt ca. 600 vannføringsstasjoner i Norge. De fleste av disse registrerer vannføring på timesbasis, mens enkelte stasjoner kun registrerer en gang i døgnet. Dessuten utbygges nettet gradvis med målere som har en oppløsning på inntil et minutt.

De fleste avrenningsmålerne er montert i større felt. Det er også for de større feltene en har de lengste måleseriene, men også flere målestasjoner i små nedbørfelt begynner nå å ha lengre tidsserier.

Kulverter og mindre bruer er bestandig knyttet til mindre nedbørfelt. Det vil derfor være hovedregelen at dimensjoneringen for disse må bygge på erfaringsdata fra felt med sammenlignbare hydrologiske forhold, framfor måleserier fra vedkommende nedbørfelt.

Ved fastsetting av dimensjonerende vannføring er det viktig å vurdere hva slags type flommer som sannsynligvis vil ha størst avrenning. Som en holderegel kan en bruke følgende antagelser, (NVE 2011):

- **Vinterflom og vårflo**m kan være dimensjonerende dersom stor nedbør kombineres med snøsmelting. Slike forhold opptrer oftest i høyereliggende nedbørfelt hvor snøsmeltingen kan være spesielt intens. Vinter/vårflokker er også hyppig i kystnære områder hvor det ofte er omslag til intenst regnvær på snødekket mark. Dimensjonerende vinterflokker er også påvist i urbane områder hvor regnet faller på snødekket mark og grunnen har liten permeabilitet på grunn av frost, (Matheussen 2004). Generelt gjelder at regn som faller på frossen, impermeabel mark kan skape betydelige problemer. Det er imidlertid viktig å påpeke at snøsmelting kan bidra til store flommer i små nedbørfelt i store deler av landet, men at bidraget fra snø sjelden er like stort som fra nedbør i form av regn på bar mark (Stenius mfl., 2014).

- **Sommer/høst flommer** er oftest dimensjonerende i innlandet hvor den mest intense nedbøren faller i forbindelse med hurtig avkjøling av fuktig luft over begrensede arealer. Slik intens nedbør har som oftest kort varighet. Store nedbørsmengder på mark som allerede er mettet på grunn av tidligere nedbør kan også gi dimensjonerende flommer.

I avsnitt 3.2.1 er det listet opp en rekke topografiske forhold som vil være avgjørende for hvor store flomtoppene blir i forhold til nedbørsmengdene. Påvirkningen av disse faktorene kan sammenstilles slik (figur 3.7):

- **Bart fjell og annen impermeabel grunn** fører til at det meste av nedbøren renner av som overvann. Mengden vann på overflaten vil derfor være relativt stort og vannet vil renne nedover i nedbørsfeltet med stor hastighet. Nedbørsfelt med impermeabel grunn er derfor karakterisert med hurtige og intense flomtopper, figur 3.7. Tilsvarende vil permeabel grunn infiltrere en stor andel av nedbøren og det er derfor også lite av nedbøren som renner som overvann. Slike felt er derfor karakterisert med sakte utvikling av flomtoppene og de er mindre markerte enn områder med impermeabel grunn.
- **Grunnens evne til å lagre vann.** Myrer og fuktig jord kan holde igjen en stor andel av nedbøren, dersom områdene ikke allerede er mettet med vann. Effekten av myrer og fuktig mark har derved samme effekt som permeabel jord. Dersom myrene allerede er mettet før den intense nedbøren forekommer, er imidlertid dempingseffekten av myrer begrenset, (Andersen et. al 1983).
- **Områder med åpent vann** har evnen til å holde igjen store mengder av nedbøren i den første fasen av nedbørsperioden. Eventuelle dammer eller innsjøer har størst effekt dersom de er lokalisert langt nede i nedbørsfeltet. Retningslinjene fra NVE (NVE 2011) opererer med begrepet «effektivt sjøareal», A_{SE} , og er definert i prosent med ligningen:

$$A_{SE} = 100 \cdot \frac{\sum(A_i \cdot a_i)}{A^2} \quad \text{Lign. 3.2}$$

Der:

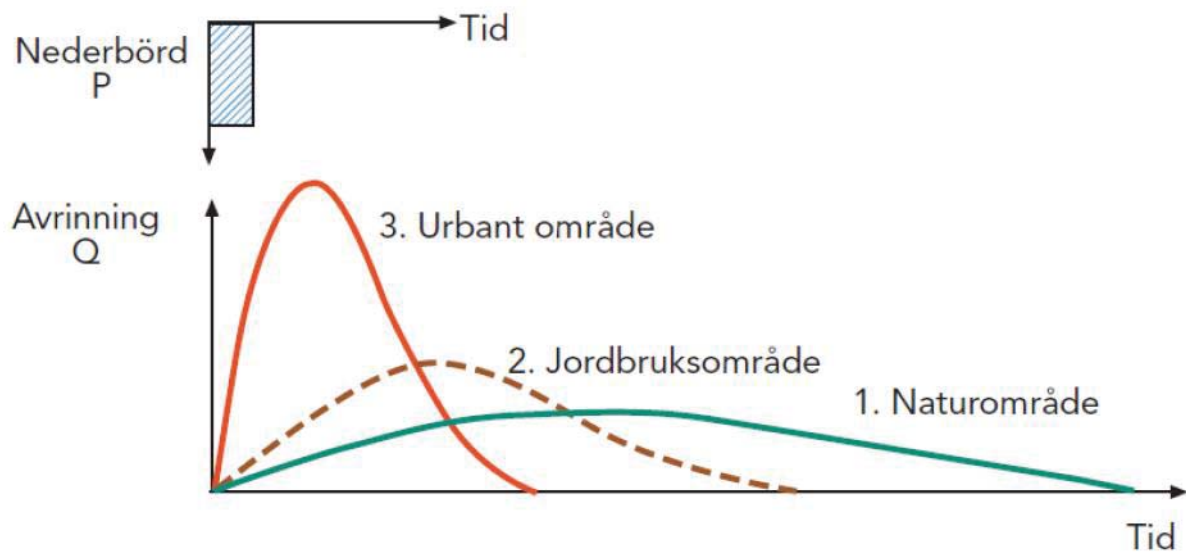
A_i = Arealet av nedbørsfeltet i, som drenerer inn til innsjøen [km²]

a_i = Arealet av innsjø, i [km²]

A = Nedbørsfeltets totale areal [km²]

Dersom dammen er plassert helt nederst i nedbørsfeltet, blir den effektive sjøprosenten lik den reelle sjøprosenten, og effekten av sjøarealet reduseres gradvis lenger opp i nedbørsfeltet, når forholdstallet A_i/A blir mindre

- **Helninger** fører til at vannet renner raskere fra høyere nivåer og ned til observasjonspunktet. Dette har som følge at flomtoppen kommer tidlig i nedbørsperioden og en får en mer markert flomtopp.



Figur 3.7: Skjematisk framstilling av avrenningen fra forskjellige overflatetyper (Svensk Vatten 2015).

3.3 Metoder for beregning av dimensjonerende vannføring

Generelt kan metodene for beregning av dimensjonerende flommer inndeles i to hovedgrupper:

- Flomfrekvensanalyser
- Nedbør-avløpsanalyser

Flomfrekvensanalyser er basert på analyser av målte avløpsserier, mens nedbørs-avløpsanalysene baseres på grunnlag av nedbørsdata, eventuelt kombinert med snøsmelting, som overføres til flomverdier ved hjelp av hydrologiske modeller.

Begge analysemetodene gir muligheter for beregning av vannføring med forskjellige returperioder, men alle beregningsmetodene er dessverre beheftet med store usikkerheter. Det anbefales derfor å gjennomføre beregningene med flere metoder, for å få et bedre grunnlag for valg av sannsynlig verdi.

Beregning av dimensjonerende avrenninger forutsetter som oftest grunnleggende kunnskaper om hydrologi, og spesielt for større vassdrag, >5 km², anbefales det at personer med spesialkompetanse gjennomfører disse analysene. De siste årene er det også utviklet metoder som krever mindre forkunnskap. Anslagene med disse metodene har fortsatt stor usikkerhet, men usikkerheten kan reduseres noe med nærmere analyse av nedbørfeltets topografi og grunnforhold.

De metodene som blir presentert i dette kapitlet bygger på metoder som ikke krever tilgang til store dataprogrammer, og som ikke forutsetter at det foreligger detaljerte registreringer av nedbør eller avrenning i det aktuelle nedbørsfeltet.

3.3.1 Flomfrekvensanalyser

Frekvensanalyser kan deles inn i to grupper:

- Lokale frekvensanalyser
- Regionale flomfrekvensanalyser

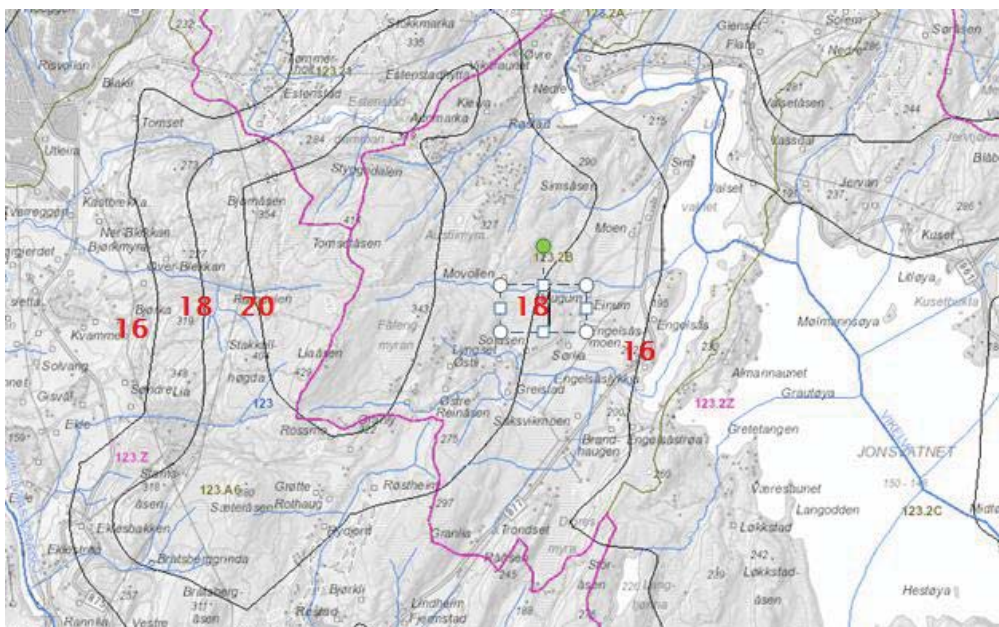
3.3.1.1 Lokale frekvensanalyser

Frekvensanalyser går ut på å anvende observert vannføring ved et punkt i vassdraget for å si noe om vannføringer med forskjellige gjentaksintervall for det samme punktet. Lengden på måleserien har innvirkning på hva slags fordelingsfunksjon en skal velge. «Retningslinjer for flomberegninger» (NVE 2011) gir råd for anbefalinger for valg av fordelingsfunksjoner knyttet til lengden på dataseriene

I de fleste tilfeller vil en imidlertid ikke ha vannføringsmålinger ved det punktet en skal gjøre beregninger for. Følgelig går disse analysene i stor grad ut på å finne representative stasjoner i området, utføre frekvensanalyser på disse, for så å gjøre en faglig vurdering, basert på blant annet feltegenskapene, for å overføre resultatene fra et nedbørfelt til et annet.

3.3.1.2 Formelverk for flomberegning i små nedbørfelt

For beregning av flomavrenninger i felt hvor det ikke foreligger detaljerte registreringer er kunnskap om den årlige avrenningen det viktigste grunnlagsmaterialet. NVE har utviklet et avløpskart, som viser midlere årlig avrenning pr. km², spesifikk avrenning, q_n , (l/s · km²).



Figur 3.8: Kart over midlere spesifikk avrenning (l/s*km²) vist med røde tall for Estenstadmarka i Trondheim. Kartet viser også inndeling i nedbørfelt og vannveger (www.nve.no).

Beregningsgangen for flomberegningene er først å finne fram til middelflommen, Q_m , som en funksjon av spesifikk avrenning, q_n . Q_m representerer den gjennomsnittlige verdien av de årlige maksimalflommene (m^3/s) ved beregningspunktet. Etter at Q_m er funnet gjøres det korreksjoner for valgt returperiode.

Glad et. al (2015) utarbeidet et formelverk for estimering av flomverdier i små umålte felt. Analysene var basert på data fra 170 stasjoner som måler eller har målt avrenning fra små felt (Areal < 50 km²), og som hadde mer enn 10 år med data. Formelverket beregner middelflom og vekstkurver for å estimere flommer med høyere returperioder. De parameterne som inngår i formelverket er areal, A (km²), midlere spesifikk avrenning, q_n (l/s · km²), og effektiv sjøprosent, A_{SE} (%).

Regresjonsanalysene viste at en fikk best samsvar for å regne ut middelflommen, Q_m (m^3/s), med ligningen:

$$Q_m = 18,97 \cdot \text{MIDTILSIG}^{0,864} \cdot e^{-0,251\sqrt{A_{SE}}} \quad | \quad [l/s] \quad \text{Lign. 3.3}$$

Der:

$$\text{MIDTILSIG} = A \cdot q_n \quad [l/s]$$

$$A_{se} = \text{Sjøareal} \quad [km^2]$$

Flommen med returperiode T, T-årsflommen, Q_T , kan så estimeres ved ligningen:

$$Q_T = Q_m \cdot \left(1 + 0,308 \cdot (q_n^{-0,137}) \cdot \frac{\Gamma(1+k) \cdot \Gamma(1-k) - (T-1)^{-k}}{k} \right) \quad | \quad [l/s] \quad \text{Lign. 3.4}$$

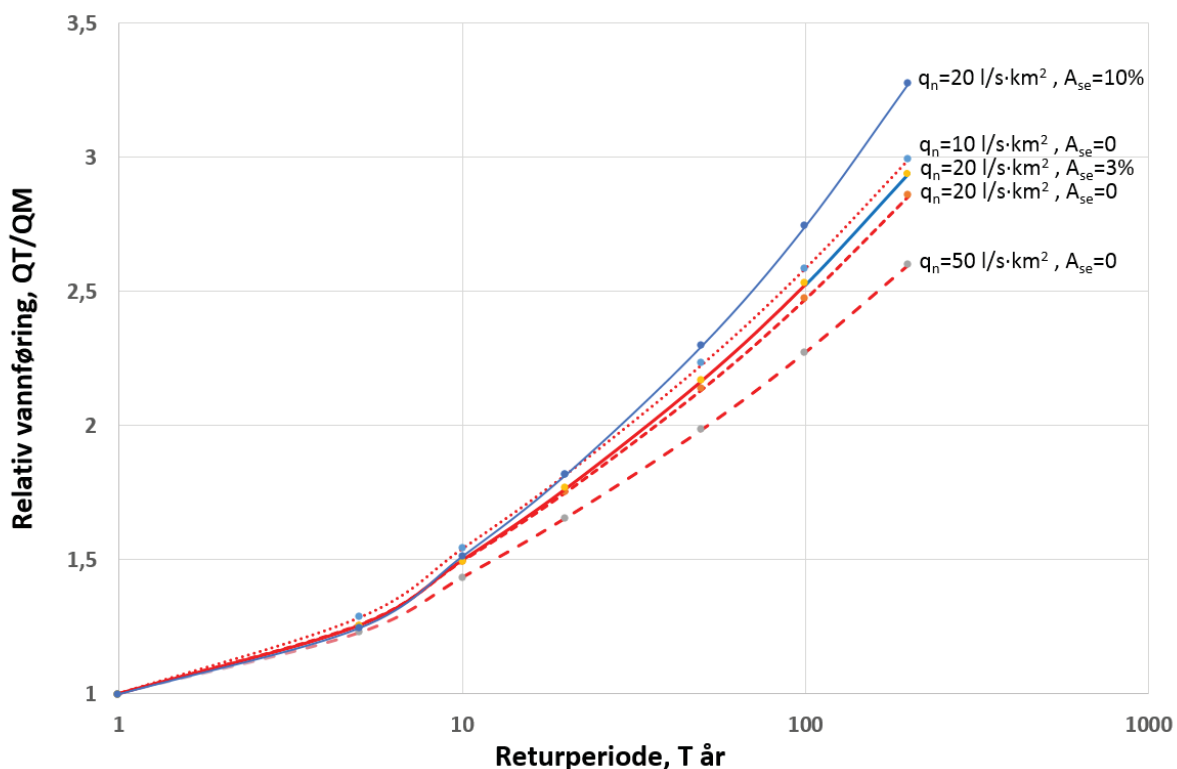
Der:

Γ er gammafunksjonen

Parameteren, k, er en formparameter gitt ved lign. 3.5

$$k = -1 + 2 / \left(1 + e^{\left(0,391 + 1,54 \cdot \frac{A_{se}}{100} \right)} \right) \quad \text{Lign. 3.5}$$

Forholdet Q_T/Q_m viser hvor raskt avrenningen øker med økende returperiode, T . Dette forholdet er ifølge lign 3.4 og 3.5 avhengig av midlere spesifikk avrenning, q_n , og den effektive sjøprosenten, A_{se} . Figur 3.9 viser denne sammenhengen med røde linjer for varierende midlere spesifikk avrenning, og med blå linjer for varierende effektiv sjøprosent.



Figur 3.9: Forholdstallet, Q_T/Q_M , for avrenning i mindre felt som funksjon av returperiode. De røde linjene representerer varierende spesifikk avrenning, q_n , mens de blå linjene representerer varierende effektiv sjøprosent, A_{se} .

Det er flere kilder til usikkerhet i bruken av dette formelverket for å estimere vannføringen for en gitt returperiode. Den klart største usikkerhetskilden kommer fra tilgjengelige opplysninger om spesifikk avrenning, q_n . Denne verdien er hentet ut fra avrenningskartet, figur 3.7, og den har vist seg å være bedre i noen områder enn andre. En god vurdering av denne størrelsen kan bedre estimatet av ønsket flomverdi.

For estimatet av middelflommen er usikkerheten $-45/+77\%$ ($\cdot/1,77$) med 95% konfidensintervall, og så blir den gradvis økende for de høyere returperiodene, og for gjentaksintervall over 100 år ligger den på $-50/+100\%$ ($\cdot/2$).

3.3.2 Nedbør-avrenningsanalyser

I Norge er det i bruk to flomberegningsmodeller som er basert på bruk av nedbørsdata. Disse er:

- PQRUT metoden
- Den rasjonelle formel

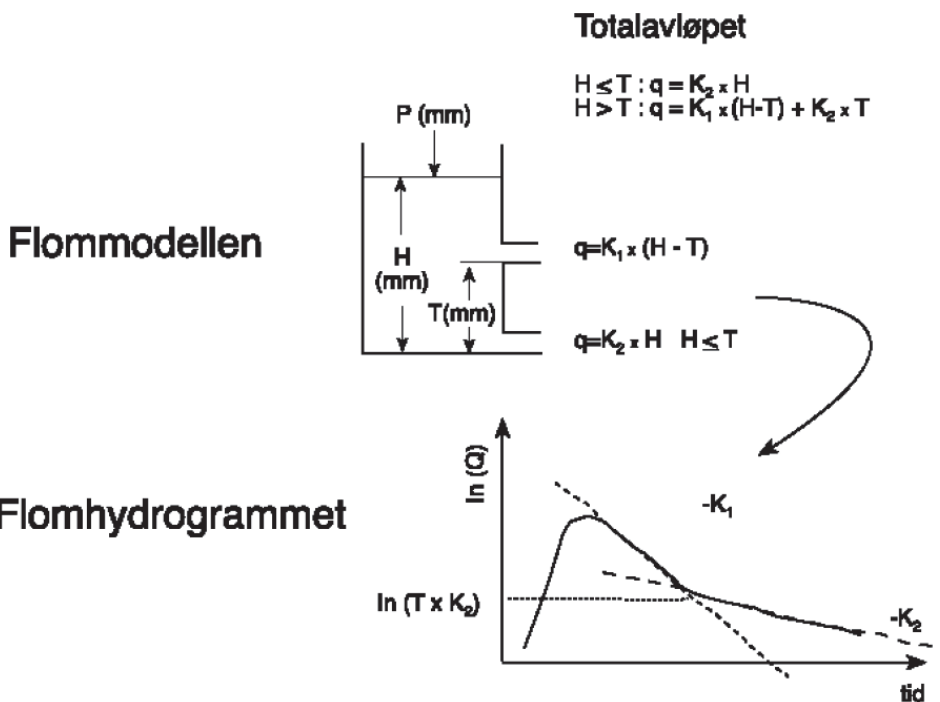
PQRUT-metoden er anvendelig for arealer mellom 1 og 200 km² (Fergus et al 2010), mens den rasjonelle formelen er best egnet opp til 1 km².

3.3.2.1 PQRUT-modellen

Bakgrunnen for utvikling av PQRUT-modellen er observasjoner fra avrenningsforløpet fra flere vassdrag. Disse viser at avrenningskurven med tiden har et eksponentielt forløp etter at nedbøren har opphørt. Best samsvar for avrenningskurven fikk en ved å sette sammen to eksponentielle kurver med hver sine forskjellige eksponenter (Andersen et al 1983).

Fysisk kan dette illustreres ved å betrakte nedbørsfeltet som et kar med to åpninger, fig 3.10. I bunnen av karet er den første åpningen og avrenningen ut av karet $q=K_2 \cdot H$, hvor q er avrenning (m³/s), K_2 er en tømmekonstant (1/s) og H er vanddybden (mm). Den andre åpningen i karet er plassert i høyden T (mm). Tømmekonstanten for denne åpningen er K_1 . Avrenning fra den øvre åpningen skjer bare dersom vannstanden er større enn T , og i disse tilfellene blir den, $q=K_1 \cdot (H-T)$, fig 3.10. Den totale avrenningen blir da:

$$Q_{\text{tot}} = K_1 \cdot (H-T) + K_2 \cdot H \quad | \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad \text{Lign. 3.6}$$



Figur 3.10: Prinsippskisse for oppbygging av karmodell for PQRUT-modellen. Den øvre figuren viser karmodellen, og den nedre et simulert flomforløp. (Andersen et al., 1983).

Dersom det ikke foreligger avrenningsdata fra nedbørsfeltet kan de tre parameterne beregnes fra følgende ligninger, tabell 3.2:

Tabell 3.2: Ligninger for modellparameterne i PQRUT-modellen.	
$K_1 =$	$0,0135 + 0,00268 \times H_L - 0,01665 \times \ln(A_{se})$
$K_2 =$	$0,009 + 0,21 * K_1 - 0,00021 \times H_L$
$T =$	$-9,0 + 4,4 * K_1^{-0,6} + 0,28 \times q_N$

For å foreta beregninger i PQRUT-modellen er det også nødvendig å anta et nedbørsforløp, eventuelt kombinere nedbør med snøsmelting. Disse inngangsdataene kombineres med antagelser om hvordan feltet reagerer med hensyn til intens nedbør.

Gjennomføring av en fullstendig beregning ved hjelp av PQRUT-metoden krever tilgang til egne programvarer og grunnleggende kunnskaper i hydrologi for å oppnå tilstrekkelig nøyaktighet.¹

3.3.2.2 Den rasjonelle formel

Den rasjonelle formelen bygger på følgende forutsetninger:

- Under den dimensjonerende nedbørsperioden er det samme intensitet i hele feltet
- Maksimal vannføring skjer når vannet øverst i nedbørsfeltet når fram til beregningspunktet.
- Returperioden for maksimal vannføring samsvarer med returperioden for nedbørsintensitet.
- Avrenningen skjer i hovedsak som overvannsavrenning
- Avrenningsfaktoren, andel av vann som renner som overvann i forhold til nedbørsmengden, er konstant i beregningsperioden
- Arealet av åpent vann er beskjedent i forhold til totalarealet

Disse forutsetningene tilsier at den rasjonelle formelen bare bør benyttes for mindre nedbørsfelt. De fleste internasjonale veiledere oppgir opptil 1 km² som øvre grense, mens de norske oppgir 2–5 km², (SVV 2014) og 5 km² (Fergus et al 2010). En annen viktig begrensing ved bruk av den rasjonelle formelen er at den ikke er egnet der det er betydelige sjøarealer i nedbørsfeltet. Ved sjøprosenten større enn 0,5 bør det sannsynligvis velges andre beregningsmetoder, som tar spesifikt hensyn til arealet og utformingen av det åpne vannarealet. Et eksempel for beregning av fordrøyningseffekten av dammer er behandlet i avsn. 4.3.4. Overvannsdammer.

En annen begrensing for bruken er at det forutsettes at det er en direkte sammenheng mellom maksimal nedbør og avrenning. Den rasjonelle formelen

¹Introduksjon og brukerveiledning til PQRUT finnes på:
<http://www.nve.no/Global/Vann%20og%20vassdrag/Databaser%20og%20kart/Brukerveiledning/pqrut.pdf>.

er derfor best egnet der snøsmelting gir et begrenset bidrag til den maksimale avrenningen.

Den rasjonelle formelen forutsetter at det er den samme nedbørsintensiteten i hele feltet i beregningsperioden. Ved større felt er dette sjelden tilfelle, noe som medfører for høye beregningsverdier, (Hayes and Young 2005).

Den rasjonelle formelen skrives oftest slik:

$$Q = C \cdot i \cdot A \quad | \quad [l/s] \quad \text{Lign. 3.7}$$

Der:

Q = Dimensjonerende vannføring	[l/s]
C = Avrenningsfaktor	[-]
I = Dimensjonerende nedbørsintensitet	[l/s · ha]
A = Nedbørsfeltets areal	[ha]

De senere årene er det også blitt mer vanlig å tilføre justeringsfaktorer for returperioder og klimaendringer, slik at lign. 3.7 kan skrives:

$$Q = C \cdot i \cdot A \cdot C_T \cdot K_F \quad | \quad [l/s] \quad \text{Lign. 3.8}$$

Der:

C_T = Avrenningsfaktor som avhenger av valgt returperiode	[-]
K_F = Klimafaktor	[-]

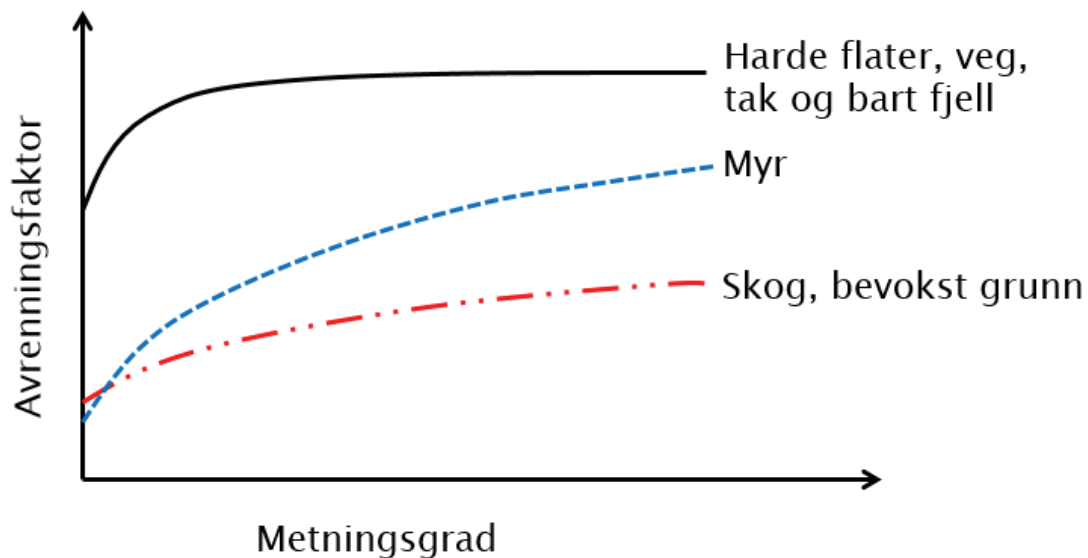
Avrenningsfaktor, C

Avrenningsfaktoren representerer andelen av nedbøren som føres som overvann gjennom feltet. Den kan også sees på som en parameter som angir grunnens evne til å infiltrere og magasinere overvannet. Avrenningsfaktoren, C, er derfor en felles faktor som tar med alle effekter som holder igjen nedbør i terrenget. Generelt gjelder at for flater med impermeabel grunn velges høye C-verdier, mens for flater med stor magasineringsevne velges lave verdier.

De faktorene som påvirker verdien av avrenningsfaktoren er:

- Permeabilitet
- Metningsgrad
- Terrengets helling
- Nedbørsintensiteten

De fleste veiledere oppgir tabeller for valg av avrenningsfaktor for forskjellige grunnforhold. De oppgitte verdiene har oftest store variasjonsområder. Dette har sammenheng med at det er vanskelig å definere grunnforholdene detaljert med en enkel beskrivelse, og at verdien av avrenningsfaktoren varierer med metningsgraden av vann i grunnen, se figur 3.11.



Figur 3.11: Sammenheng mellom avrenningsfaktoren og metningsgrad for forskjellige grunnforhold.

Ved økende vanninnhold, eller metningsgrad, vil grunnen ha redusert evne til å infiltrere vannet og holde det igjen. Dette fører til at den reelle avrenningsfaktoren øker med økende metningsgrad. Dette er spesielt merkbart ved myrpartier, hvor en mett myr fungerer i praksis som en impermeabel flate, (Andersen et al 1983). For harde, impermeable flater vil overflateavrenningen starte allerede i første fase av nedbørsperioden, og slike flater vil ha en stor C -verdi, uansett fuktighetsgrad før nedbørsperioden starter.

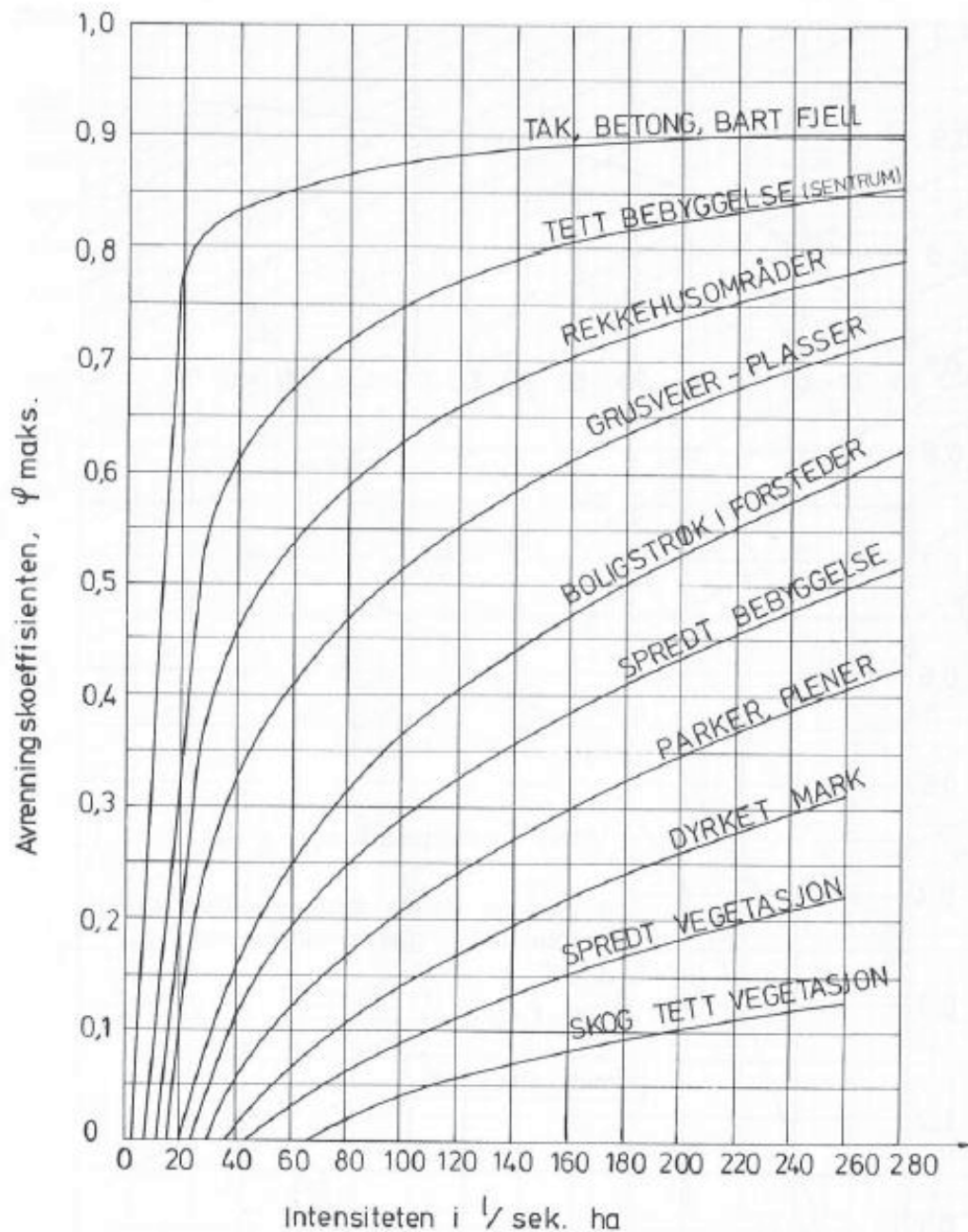
En kan derfor forsvare å velge en høyere C-verdi dersom en planlegger for lengre returperioder, fordi sannsynligheten for at intense nedbørsperioder skal inntreffe samtidig som metningsgraden i terrenget er høy, vil øke. Berg et al (1992) anbefaler følgende verdier for C_T -faktoren.

Tabell 3.3: Justeringsfaktor for avrenningskoeffisienten ut fra av valgt returperiode (Berg et al., 1992).

Returperiode	Faktor for returperioden, C_T
25 år:	1,1
50 år:	1,2
100 år.	1,25
200 år:	1,3

Maksimalverdien for C er 0,95. Disse anbefalingene er også foreslått i Hb N200 (Statens vegvesen 2014), og er i overensstemmelse med amerikanske lærebøker:

Avrenningsfaktoren kan også variere med nedbørsintensiteten, SFT (1979) og COWI (2015). Infiltrasjonen til grunnen er vanligvis mellom 50–100 l/s · ha, og det er først og fremst den overskytende delen av nedbøren som transporteres som overvann. SFT (1979) presenterte følgende figur for å vise sammenhengen mellom avrenningsfaktor og nedbørsintensitet, fig 3.12.



Figur 3.12: Verdier for avrenningsfaktoren for forskjellige overflatetyper og som funksjon av nedbørsintensiteten (SFT 1979).

Tabell 3.4. viser forslag til valg av C-verdier basert på et utvalg av publikasjoner. Ved valg av C-verdi skal det legges vekt på sannsynlig arealbruk i planperioden. De oppgitte verdiene gjelder for overflater som ikke er frosset. Dersom det er sannsynlig med store nedbørsintensiteter på frossen mark bør det velges høyere verdier.

Strømningshastigheten i nedbørsfeltet øker med økende terrenghelling. Dette fører til at nedbøren får mindre tid til å bli infiltrert i grunnen og den reelle avrenningskoeffisienten vil få høyere verdier. Ved valg av C-verdier for terreng med helling større enn 10 %, bør en velge verdier i øvre variasjonsområde i tabell 3.4 (WSDOT 2010).

Tabell 3.4: Avrenningsfaktor for et utvalg av karakteristiske terrengtyper.

Terreng/ overflatetype	Avrenningsfaktor, C
Betong, asfalt	0,8 – 0,9
Bart fjell og urbane områder	0,7 – 0,9
Myrområder	0,3 – 0,7
Parkområder, dyrket mark, lett jord	0,1 – 0,3
Parkområder, dyrket mark, tung jord	0,2 – 0,5
Tett utbygde boligområder	0,4 – 0,7
Villa-områder	0,2 – 0,4
Skogsområder, lett vegetasjon	0,2 – 0,4
Skogsområder, kraftig vegetasjon	0,1 – 0,3

Dersom terrenget består av flere adskilte terrengtyper bør det beregnes en avrenningsfaktor basert på å vekte hvert delareal ut fra produktet av avrenningsfaktor og areal. Den reelle avrenningsfaktoren blir da:

$$C_{\text{vektet}} = \Sigma \frac{A_i \cdot C_i}{A} \quad \text{Lign. 3.9}$$

Der:

A_i = Delareal i [km²]

C_i = Konsentrasjonsfaktor for delareal i [-]

Nedbørsintensitet, i

Dimensjonerende nedbørsintensitet er avhengig av nedbørsforholdene på stedet og konsentrasjonstiden, som er tiden det tar fra vannet faller i det hydrologisk mest avsidesliggende stedet og til det når fram til beregningspunktet. Konsentrasjonstiden er avgjørende for hvor lang tid dimensjonerende nedbør skal midles over, se avsnitt 3.2.2.

De faktorene som har størst betydning for fastsetting av konsentrasjonstiden er:

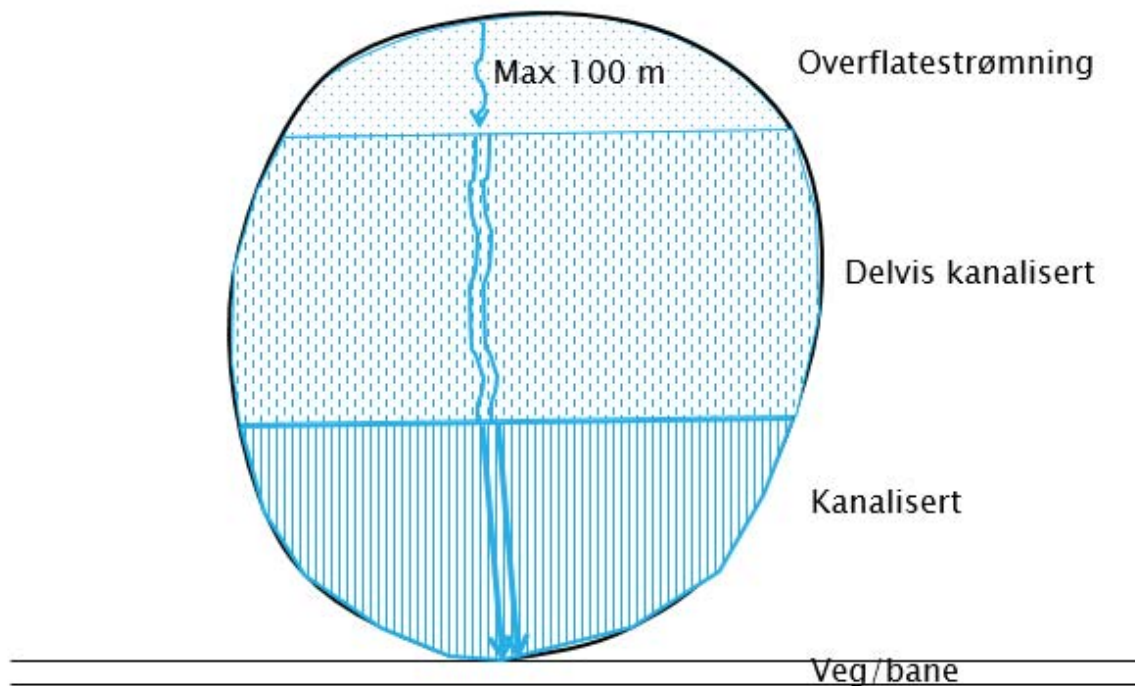
- Lengden av vannvegen
- Hellingen på nedbørsfeltet
- Terrengets ruhet
- Avrenningsfaktoren; andel av nedbøren som renner som overvann
- Kanaliseringsgrad

Konsentrasjonstiden kan også uttrykkes ved strømningshastigheten, $v = L/t$, og denne er hovedsakelig en funksjon av:

- Vanndybde
- Ruhet
- Helling

Hvor vanndybden øker med nedbørsintensiteten, kanaliseringsgraden, avrenningsfaktoren og avstanden fra startpunktet.

Introduction to Highway Hydraulics (FHWA 2008) foreslår å karakterisere strømmingen av overvannet i tre strømningstyper, regnet fra toppen av nedbørsfeltet, fig 3.13.



Figur 3.13: Strømningsform avhengig av avstand fra øverste punkt i nedbørsfeltet.

De tre strømningsregimene som er definert i figur 3.13 bygger på følgende antagelser:

- I øvre del av nedbørsfeltet, ≤ 100 m, er vannivået lavt og det meste av strømmingen skjer på overflaten
- Lenger ned i nedbørsfeltet vil vannmengdene bli større og strømmingen skjer som en delvis kanalisert strøm. Vannhastigheten vil derved være større enn lenger opp i feltet.
- Ved større nedbørsfelt vil det meste av vannstrømmen i nedre del av feltet skje som en etablert kanalstrømning.

Hastigheten eller konsentrasjonstiden for hver av disse strømningsregimene beregnes separat og summen av de enkelte konsentrasjonstidene utgjør den samlede konsentrasjonstiden. Dersom den beregnede konsentrasjonstiden er mindre enn 5 minutter brukes 5 minutter for å midle nedbørsintensiteten, fordi helt kortvarig og svært intense nedbør sjelden skaper store problemer for overvannshåndteringen.

Overvannsstrømningen, som antas å skje i de første 100 m av nedbørsfeltet kan beregnes ut fra lign. 3.12:

$$v = \frac{L^{0,4}}{6,92 \cdot 60} \cdot I^{0,3} \cdot M^{0,6} \cdot i^{0,4} \quad | \quad [\text{m/s}] \quad \text{Lign. 3.12}$$

Der:

v = gjennomsnittshastighet til vannet	[m/s]
I = helning på nedbørsfeltet	[m/m]
M = Manningstall	[m ^{1/3} /s]
i = antatt nedbørsintensitet for beregnet konsentrasjonstid	[mm/s]

Tabell 3.5: Typiske verdier for Mannings tall.

Overflate:	Manningstall:
Skog	5 – 10
Busker og ulendt terreng	5 – 15
Gress	20 – 30
Asfalt og harde flater	70 – 90

Delvis kanalisert strømning, FWHA 2008

FWHA (2008) foreslår å anslå strømningshastigheten i områder med delvis kanalisert strømning ved hjelp av nomogrammer framfor presentasjon av ligninger. De faktorene som inngår i nomogrammene er:

- Terrenghellningen
- Overflatetype

Derimot er det antatt at strømningshastigheten i liten grad er avhengig av avstanden nedover i nedbørsfeltet.

Figur 3.13 viser en omarbeidet figur av nomogrammene som er presentert i FHWA (2008) med terrenghellingen som x-akse og med kurver for forskjellige overflatetyper. Kurvene presentert i FHWA (2008) følger tilnærmet lign. 3.13:

$$v = K \cdot I^{0,5} \quad | \quad [\text{m/s}] \qquad \text{Lign. 3.13}$$

Der:

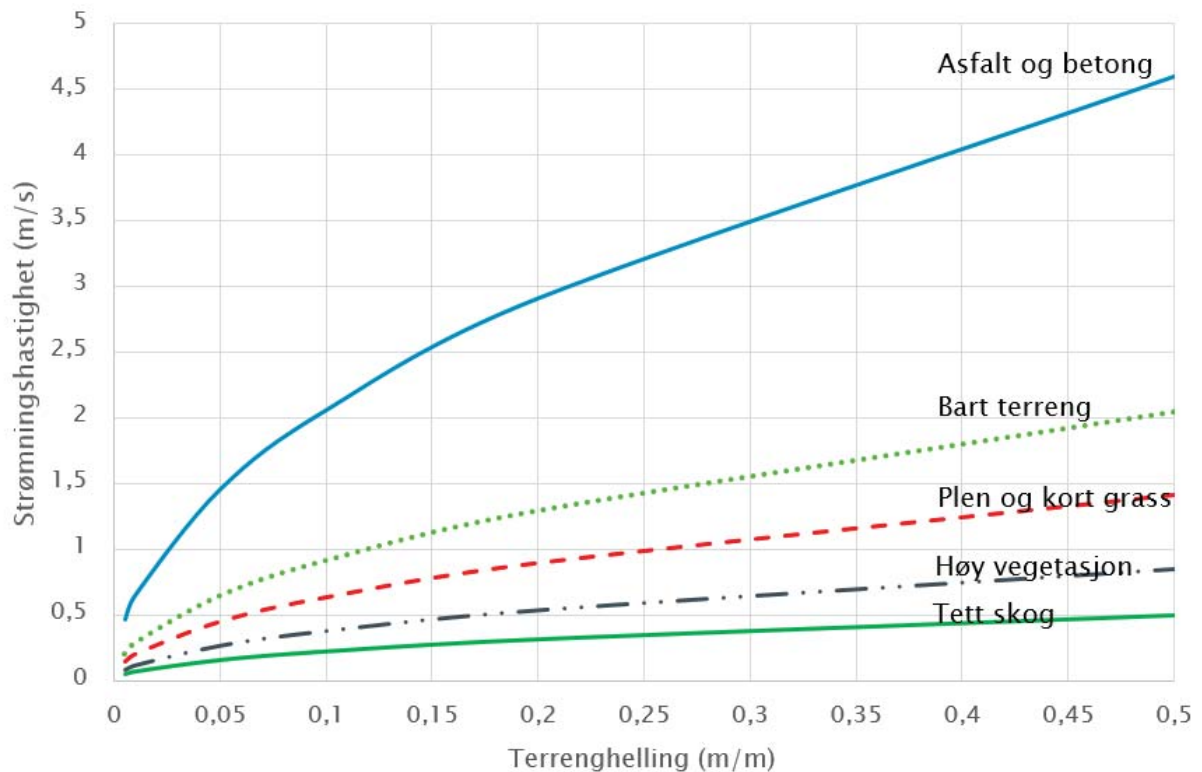
K = Konstant som varierer med overflatetypen, se tabell 3.6 [m/s]

I = Terrenghellingen. [m/m]

Tabell 3.6: Forslag til valg av K-verdi for beregning av hastighet ved delvis kanalisert strømning ved bruk av lign. 3.13 (FHWA, 2008).

Overflatetype	K-verdi
Tett skog	0,7
Høy vegetasjon og busker	1,2
Plen og kort gress	2,0
Bart fjell	2,9
Asfalt og betong	6,5

Figur 3.14 viser strømningshastigheten basert på lign. 3.13 ved delvis kanalisert strømning, som funksjon av terrenghelling og terrengtyper.



Figur 3.14: Hastigheter ved delvis kanalisert strømning som funksjon av terrenghelling og overflatetyper. Basert på FWHA (2008) og ODOT (2014).

Konsentrasjonstiden i den delen av nedbørsfeltet som har delvis kanalisert strømning kan deretter beregnes ut fra lign. 3.14, hvor K-verdien tas fra tabell 3.6:

$$t = v \cdot L = K \cdot 60 \cdot L \cdot I^{0,5} \quad | \quad [\text{minutt}] \quad \text{Lign. 3.14}$$

Der:

t = Konsentrasjonstid [minutt]

v = Strømningshastigheten [m/s]

L = Lengden av nedbørsfeltet [m]

I = Helningen til nedbørsfeltet [m/m]

I nedre del av nedbørsfeltet vil som oftest strømmingen skje som en kanalisert strømning. Hastigheten bør i denne delen av nedbørsfeltet beregnes på grunnlag av Mannings formel, og med valg av Mannings tall ut fra tabell 4.1. Den totale konsentrasjonstiden blir da summen av konsentrasjonstiden for de tre mulige strømningstypene.

Formelverk fra SVV N200

Berg et al (1992) og SVV (2014) bruker følgende formel for konsentrasjonstiden:

$$t = 0,6 \cdot \frac{L}{H^{0,5}} + 3000 \cdot A_s \quad | \quad [\text{minutter}] \quad \text{Lign. 3.15}$$

Der:

t = Konsentrasjonstid [min]

L = Lengden av nedbørsfeltet [m]

H = Høydeforskjellen (m) [m]

A_s = Andel areal av vann i nedbørsfeltet.² [-]

Ligning 3.15 kan skrives om, og uttrykkes ved hastigheten, og ved innføring av hellingen, $I=H/L$, framfor høydeforskjellen, H, får en ved $A_s=0$:

$$v = 0,0278 \cdot (L \cdot I)^{0,5} \quad | \quad [\text{m/s}] \quad \text{Lign. 3.16}$$

Der:

v = strømningshastigheten [m/s]

L=lengden av nedbørsfeltet [m]

I = hellingen til nedbørsfeltet [m]

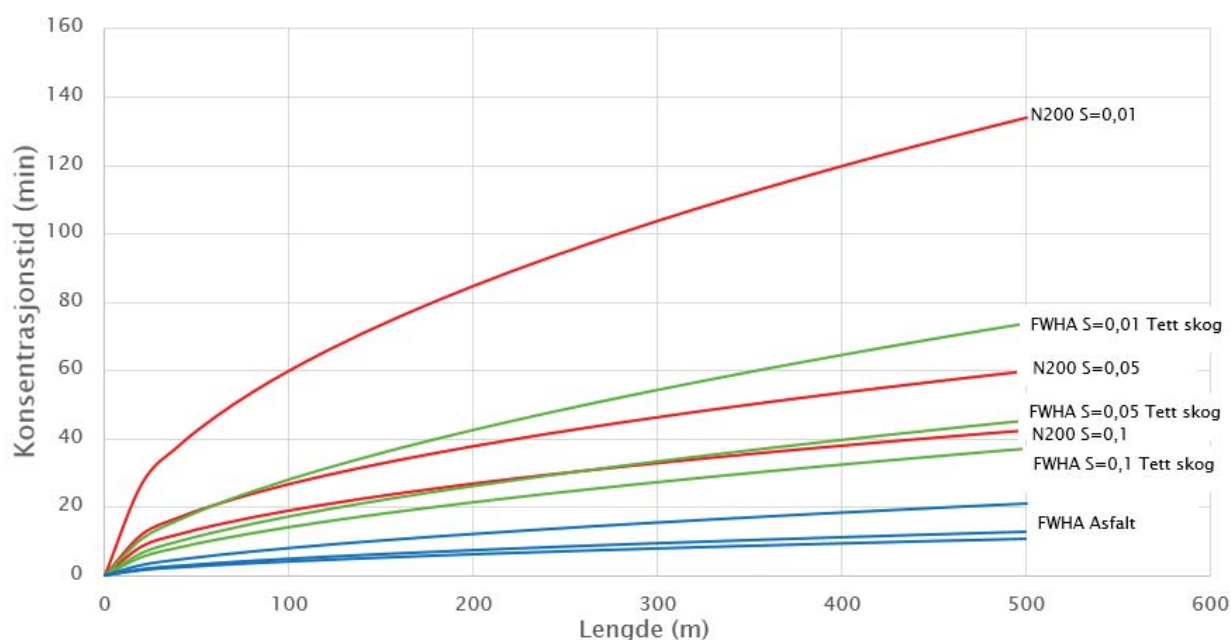
Lign. 3.16 tilsier at hastigheten øker proporsjonalt med kvadratroten av både lengden og hellingen til nedbørsfeltet. Dimensjonsmessig er dette tilnærmet likt anbefalingen til FWHA (2008) for overflatestrømning og til andre publiserte ligninger for konsentrasjonstid. Det er også rimelig å anta at hastigheten vil øke med økende helling og avstand fra startpunktet.

Lign. 3.16 antar imidlertid at hastigheten er uavhengig av overflatetype. Dette må ansees som en vesentlig svakhet med denne beregningsmetoden framfor de som er referert fra USA, da all erfaring tilsier at strømningshastighetene

² Konsentrasjonstiden blir urealistisk lav dersom A_s settes høyere enn 0,5 %.

både i overflatestrømning og i kanalisert strømning er sterkt avhengig av ruhet og struktur.

Konstanten, K , som brukes i SVV (2014) gir store konsentrasjonstider sammenlignet med andre ligninger som brukes i internasjonale håndbøker og retningslinjer. Figur 3.15 viser en sammenligning mellom verdiene som beregnes på grunnlag av SVV (2014) og lign. 3.12 (FWHA 2008) for overvannstrømning. De røde kurvene er for beregnede konsentrasjonstider i minutter for Hb N200 (Statens vegvesen 2014) for hellingene 0,01, 0,05 og 0,1. Tilsvarende viser de grønne kurvene verdier fra FWHA (2008) for tett skog med de samme hellingene og de blå linjene for asfalterte flater. Figuren viser at selv for tett skog beregner FWHA (2008) høyere verdier for konsentrasjonstiden enn SVV (2014), spesielt ved moderate hellinger. For glattere flater er forskjellen vesentlig, med en faktor i forhold til SVV(2014) som varierer mellom 4 og 6. Dette tyder på at SVV (2014) beregner store konsentrasjonstider, som igjen fører til at de valgte nedbørintensitetene for et nedbørsfelt blir mindre enn de reelle verdiene.



Figur 3.15: Beregnete konsentrasjonstider basert på SVV (2014) og FWHA (2008). De røde kurvene viser konsentrasjonstider basert på SVV (2014) for hellingene 0,01, 0,05 og 0,1, mens de grønne og blå kurvene viser tilsvarende verdier for tett skog og asfalt.

Forslag til ny ligning for konsentrasjonstid

Dersom en bygger på den anbefalte ligningen for SVV (2014), men innfører forskjellige konstanter for forskjellige terrengetyper, basert på verdiene fra FHWA (2008) vil en få følgende ligning:

$$t = K \cdot (L \cdot I)^{0,5} \quad | \quad [\text{minutt}] \quad \text{Lign. 3.17}$$

Der:

t = Konsentrasjonstid	[minutt]
K = K-verdi	[m/s]
L = Nedbørsfeltets lengde	[m]
I = Nedbørsfeltets helning	[m/m]

Ved å sette hastigheten i lign 3.12 og 3.17 lik ved L=500 m får en følgende verdier for konstanten K:

Tabell 3.7: Forslag til valg av konstant til ligning 3.17 for beregning av konsentrasjonstid basert på forskjellige terrengetyper.	
Overflatetype	K-verdi
Tett skog	0,6
Høy vegetasjon og busker	1,0
Plen og kort gress	1,5
Bart fjell	2,2
Asfalt og betong	4,5

3.4 Effekt av klimaendringer

Det er forventet betydelige endringer i nedbørsforholdene på grunn av klimaendringene. Dette gjelder både med hensyn til årsnedbør, og ikke minst til kortvarig intens nedbør.

Meteorologisk institutt har arbeidet med prognoser for klimaendringene basert på forskjellige globale modeller utarbeidet av FNs klimapanel, IPCC. Arbeidet har også omfattet tendenser i registrert maksimal nedbør for de siste 30 årene. Førland et al (2015) viser at de fleste stasjonene i Norge har hatt en positiv tendens med hensyn til kortvarig nedbør. Det vil si at både ekstremverdiene og antall dager med store nedbørmengder har økt de siste 30 årene.

Førland et al. (2015) presenterte også framskrivinger av hvor stor økning i dimensjonerende nedbør en kan forvente for en-timers og tre-timers nedbør fra dagens nivå og til 2070–2100 perioden. Beregningene er utført på grunnlag av klimamodeller som er kjørt med IPPCs utslippsscenario RCP8.5. Resultatene for returperioder på 5 år og 200 år for 3 og 24 timer er vist i tabell 3.8.

Tabell 3.8: Klimafaktor for endring i 3-timers og 24 timers nedbør fra 1976–2005 til 2071–2100 (Førland et al 2015).

	3-timers nedbør	24-timers nedbør
5 års returperiode	1,28	1,22
200 års returperiode	1,38	1,26

Tabell 3.8 viser høyere klimafaktorer for større returperioder og for kortere varigheter. Trenden til høyere klimafaktor for kortere varigheter og økende returperioder er også i overensstemmelse med resultater fra andre land, (Førland et al., 2015).

En annen effekt av økte nedbørsintensiteter er at dette vil føre til større erosjon i både terrenget og i vassdrag. Det er vanskelig å kvantifisere denne effekten, men det bør tas hensyn til denne ved utforming og dimensjonering av tiltak, for å unngå gjentetting dersom erosjon og sedimenttransport er sannsynlig.

3.5 Vurdering av usikkerhet

Forslagene til beregning av dimensjonerende avrenning er alle beheftet med til dels store usikkerheter. Usikkerhetene er knyttet til både valg av analysemetode og til usikkerheter innen hver enkelt metode. De faktorene som først og fremst påvirker usikkerhetene er.

3.5.1 Flomfrekvensanalyser

- Anslag for spesifikk avrenning
- Arealberegningen
- Effekten av effektivt sjøareal
- Nøyaktigheten på regresjonsanalysene

Undersøkelsene til NVE anslår at usikkerheten til denne metoden er i størrelsesorden $-50/+100\%$.

3.5.2 Den rasjonelle metoden

- Dimensjonerende nedbørsintensitet
- Arealberegning
- Konsentrasjonstid
- Avrenningsfaktor
- Om forutsetningene for bruk av den rasjonelle metoden er oppfylt. Dette gjelder først og fremst begrensinger med hensyn til areal og andel sjøareal.

Det er grunn til å tro at den rasjonelle metoden har minst like stor usikkerhet som flomfrekvensanalysene. En kjenner imidlertid ikke til noen undersøkelser med hensyn til usikkerheter.

Dimensjonerende nedbørsintensitet blir sannsynligvis anslått for lavt i dag, dersom en arbeider innenfor større areal. Det er derfor sannsynlig at det i måleperioden har forekommet mange intense nedbørsperioder over kort tid og over et begrenset areal, og som ikke er registrert av de offisielle nedbørmålerne.

Dessuten er det sannsynlig at konsentrasjonstiden, slik den blir beregnet i SVV (2014) er for stor, med resultat at dimensjonerende nedbørintensitet blir for liten. På den annen side er valg av avrenningsfaktor muligens ofte høyere enn den reelle, og ved store arealer ($>1 \text{ km}^2$) gir den rasjonelle metoden muligens for stor avrenning.

3.5.3 Valg av faktor for usikkerhet

Ved beregning av konstruksjoner forutsetter Norsk standard (NS 2010) at alle beregnede naturlaster multipliseres med en lastfaktor. Denne er 1,6 for vind, bølger og strøm, og 1,5 for øvrige variable laster.

Ved dimensjonering av anlegg for håndtering av overvann vil det være naturlig å velge en lastfaktor på 1,6, tilsvarende som vind, bølger og strøm. Det er ikke sannsynlig at avrenning blir anslått mer nøyaktig enn for disse naturlastene.

4 Håndtering av overvann

4.1 Prinsipper for oppsamling og ledning av overflatevann

De naturlige vannvegene i terrenget er gjerne tilpasset de eksisterende forholdene, og over tid utvikler terrenget en stabil likevekt. Denne likevekten kan bli forstyrret både av endringer i terrenget eller i klimaforholdene. Klimaendringer kan derfor føre til erosjon og massetransport på steder hvor disse forholdene i dag er ukjente. Likeledes vil endringer i terrengforholdene også påvirke stabiliteten og avrenningsmønsteret. Disse endringene kan skyldes bygging av veger oppstrøms for den planlagte vegen eller banen, skogsdrift, drenering av myrer, utbygging av boligområder eller utbygging av annen infrastruktur. Det er derfor viktig å ta hensyn til planlagte og sannsynlige endringer i arealbruken ovenfor tiltaket i forbindelse med utforming og dimensjonering av løsninger for håndtering av overvannet.

Bygging av en veg eller bane vil føre til endring av den naturlige avrenningen i et område. Dette gjelder både overflateavrenningen og dreneringen i bakken. De naturlige vannvegene blir avskåret ved bygging av skjæringer og fyllinger, og for å lede vannet gjennom vegen vil det ofte være nødvendig å samle overvannet oppstrøms for vegen eller banen fram til stikkrenner, kulverter eller bruer.

En av målsettingene under planleggingen av veg eller bane vil være å påvirke de naturlige vannvegene minst mulig. En bør derfor være forsiktig med å samle flere bekker til en gjennomføring. Samling av flere vannveger fører også til økt vannføring nedenfor vegen eller banen der vannvegene blir samlet, med de konsekvenser det vil kunne få for stabiliteten og kapasiteten.

Erfaring fra kartlegging av store flomskader, viser at i de aller fleste tilfellene er det menneskeskapte inngrep som er årsak til skadene (Sellevoll og Edvardsen 2013). Skadene skyldes som oftest inngrep i naturen, bygging av underdimensjonerte tiltak mot overvann eller at stikkrenner og kulverter har gått tett på grunn av transport av masser eller drivgods. Vannet har da tatt nye løp til områder hvor infrastrukturen ikke er tilstrekkelig robust for å tåle den

økte vannføringen. Det er derfor absolutt nødvendig å kontrollere hvor vannet vil renne, hvis avrenningen er større enn forutsatt. Dersom det er fare for at vannet kan ta nye veier, må det etableres sikre flomveier for å begrense skader på natur og infrastruktur.

4.2 Hydraulisk dimensjonering av vannveger

4.2.1 Strømningstyper

Hydraulisk dimensjonering av vannveger hører faglig inn under begrepet kanalstrømming. Dersom kanalen har endringer i ruhet, tverrsnitt eller helling er beregninger av hastighet og vanddybde komplisert. I denne rapporten presenteres bare enkle beregningsmodeller, og modellene er basert på konstant hastighet og tverrsnitt. For mer kompliserte modeller henvises til spesiallitteratur, for eksempel Vassdragshandboka (Fergus et al., 2010), Fundamentals of Fluid Mechanics (Gerhart og Gross 1985) eller Fluid Mechanics (White 1994).

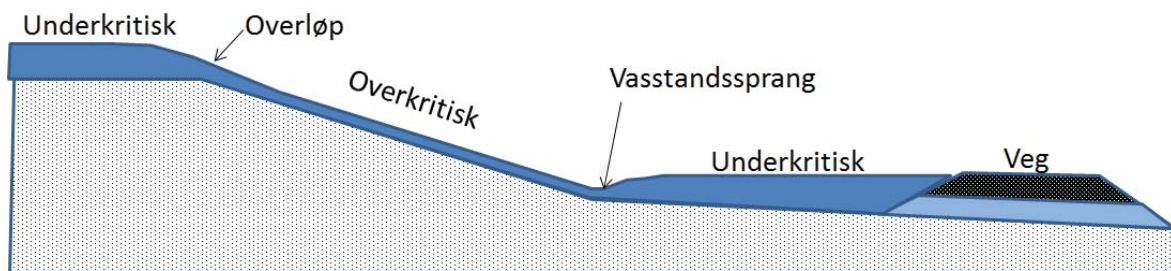
Ved stasjonær strømning, som er strømning hvor både hastighet og vannstand er konstant med tiden, er det to hovedtyper av strømning:

- Underkritisk strømning (rolig strømmende)
- Overkritisk strømning (strykende)

Overgangen fra underkritisk til overkritisk strømning skjer ved en gradvis overgang ved at vannet strømmer over en terskel. Fra overkritisk til underkritisk strømning skjer overgangen brått ved et såkalt vasstandssprang. Forståelsen av hvordan vasstandssprang opptrer og hvor de forekommer, er viktig for å forstå kapasiteten til nedløp og stikkrenner, og for å vite hvor det er viktig med ekstra erosjonssikring.

Figur 4.1 viser en prinsipptegning med en kanal som starter i et slakt terreng, deretter får den en større helling og blir slakere igjen før vegen. I de to slake partiene er det underkritisk strømning og i det bratte partiet er strømningen overkritisk. I overgangen mellom slakt og bratt terreng skjer det en gradvis

overgang til større hastighet og mindre strømningsdybde, mens det i overgangen mellom bratt og slakt terreng vil det være et vasstandssprang.



Figur 4.1: Prinsipptegning som viser strømming i en renne mot en veg og hvor en finner underkritisk strømming, overkritisk strømming og vasstandssprang.

Kriteriet for hvor en finner de forskjellige strømningsformene er om Froudes tall er større eller mindre enn 1. Froudes tall er et mye brukt uttrykk i hydraulikk, og er gitt ved uttrykket:

$$Fr = \sqrt{\frac{V^2}{gy}} \quad \text{Lign. 4.1}$$

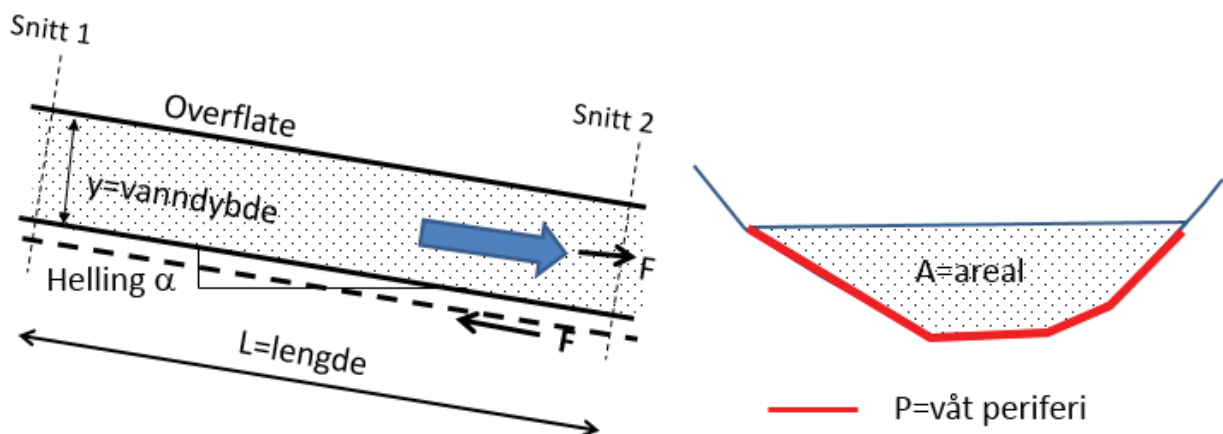
Der:

Fr = Froudetall	[-]
V = vannhastigheten	[m/s]
g = tyngdeakselerasjon	[m/s ²]
y = vanddybde	[m]

Underkritisk strømming skjer ved $Fr < 1$, og denne strømmingen er karakterisert ved at hvis en bølge oppstår, vil bølgen forplante seg motstrøms. Ved overkritisk strømming, $Fr > 1$, vil hastigheten på bølgene være mindre enn vannhastigheten og strømmingen oppstrøms i vassdraget blir derfor ikke påvirket av bølger eller terskler. Dette vil si at et snitt med underkritisk strømming kun påvirkes av forhold nedstrøms for snittet, mens et snitt med overkritisk strømming kun påvirkes av forhold oppstrøms for snittet.

De faktorene som er avgjørende for strømningstype, hastighet og vanndybde er (figur 4.2):

- **Vannføring;** denne er som oftest oppgitt som dimensjonerende vannføring
- **Tverrsnittet;** formen for tverrsnittet er en viktig faktor i beregningene, og tverrsnittet er oftest karakterisert ved parameterne; areal, A , som er tverrsnittsarealet av vannstrømmen og den våte periferien, P , som er lengden av den delen av kanalens periferi som er i kontakt med vannet, figur 4.2
- **Hellingen;** som er hellingen på renna, oftest uttrykt ved sinus av hellingsvinkelen.
- **Ruhet;** som angis som en ruhetsparameter. Denne parameteren er vanskelig å definere, og angis ofte som et overslag basert på erfaringstall
- **Endringer i tverrsnitt, ruhet eller helning:** Enhver endring av forholdene i renna vil påvirke strømningen, og generelt gjelder at enhver endring vil øke energitapet



Figur 4.2: Definisjon av de viktigste parameterne som inngår i beregning av kanalstrømning.

4.2.2 Beregning av hastighet og vanndybde

Dersom en betrakter en vannmengde mellom snitt 1 og 2 i figur 4.2, inneholder dette volumet en vannmengde lik $L \cdot A$, og komponenten av tyngdekraften for denne vannmengden parallelt bunnen vil være:

$$F = L \cdot A \cdot \rho \cdot g \cdot \sin\alpha \quad | \quad [\text{N}] \quad \text{Lign. 4.2}$$

Der:

F = kraft	[N]
L = lengde	[m]
A = areal	[m ²]
ρ = tetthet	[kg/m ³]
g = tyngdeakselerasjon	[m/s ²]
α = helling	[°]

Mot bevegelsen vil det virke en friksjonskraft, F, og som må være lik tyngdekomponenten av vekten av vannmengden ved stasjonær strømning. Denne kraften er produktet av skjærspenningen langs den våte periferien og arealet denne virker på:

$$F = \tau \cdot P \cdot L \quad | \quad (\text{N}) \quad \text{Lign. 4.3}$$

Der:

τ = skjærspenning langs våt periferi	[N/m ²]
P = våt periferi	[m]

Skjærspenningen øker med kvadratet av hastigheten til vannet, og er dessuten avhengig av ruheten til kanalen:

$$\tau = U \cdot V^2 \quad | \quad (\text{N/m}^2) \quad \text{Lign. 4.4}$$

Der:

V = Vannhastighet	[m/s]
U = Ruhetsparameter	[N/m ⁴ ·s ²]

Ved å sette lign. 4.2. og 4.3. lik hverandre og innføre lign. 4.4 får en følgende uttrykk for hastigheten:

$$V^2 = \frac{\rho g}{U} \cdot \frac{A}{P} \cdot \sin\alpha = K \cdot R \cdot I \quad | \quad [\text{m}^2/\text{s}^2] \quad \text{Lign. 4.5}$$

Der:

$$K = \text{ruhetsparameter} \quad [\text{m}/\text{s}^2]$$

$$R = A/P = \text{hydraulisk radius} \quad [\text{m}]$$

$$I = \sin\alpha = \text{helning} \quad [\text{m}/\text{m}]$$

Erfaring har vist at ruhetsparameteren, K, er avhengig av den hydrauliske radien, og følgende sammenheng for ruhetsparameteren er mest brukt:

$$K = M^2 \cdot R^{1/3} \quad | \quad [\text{m}/\text{s}^2] \quad \text{Lign. 4.6}$$

Lign. 4.5 gir da:

$$V = M \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad | \quad [\text{m}/\text{s}] \quad \text{Lign. 4.7}$$

Lign. 4.7 kalles Mannings formel, og konstanten, M, er Mannings tall ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$). Jenssen og Tesaker (2009) oppgir følgende sammenheng mellom Mannings tall og steinstørrelsen i bunnen av kanalen:

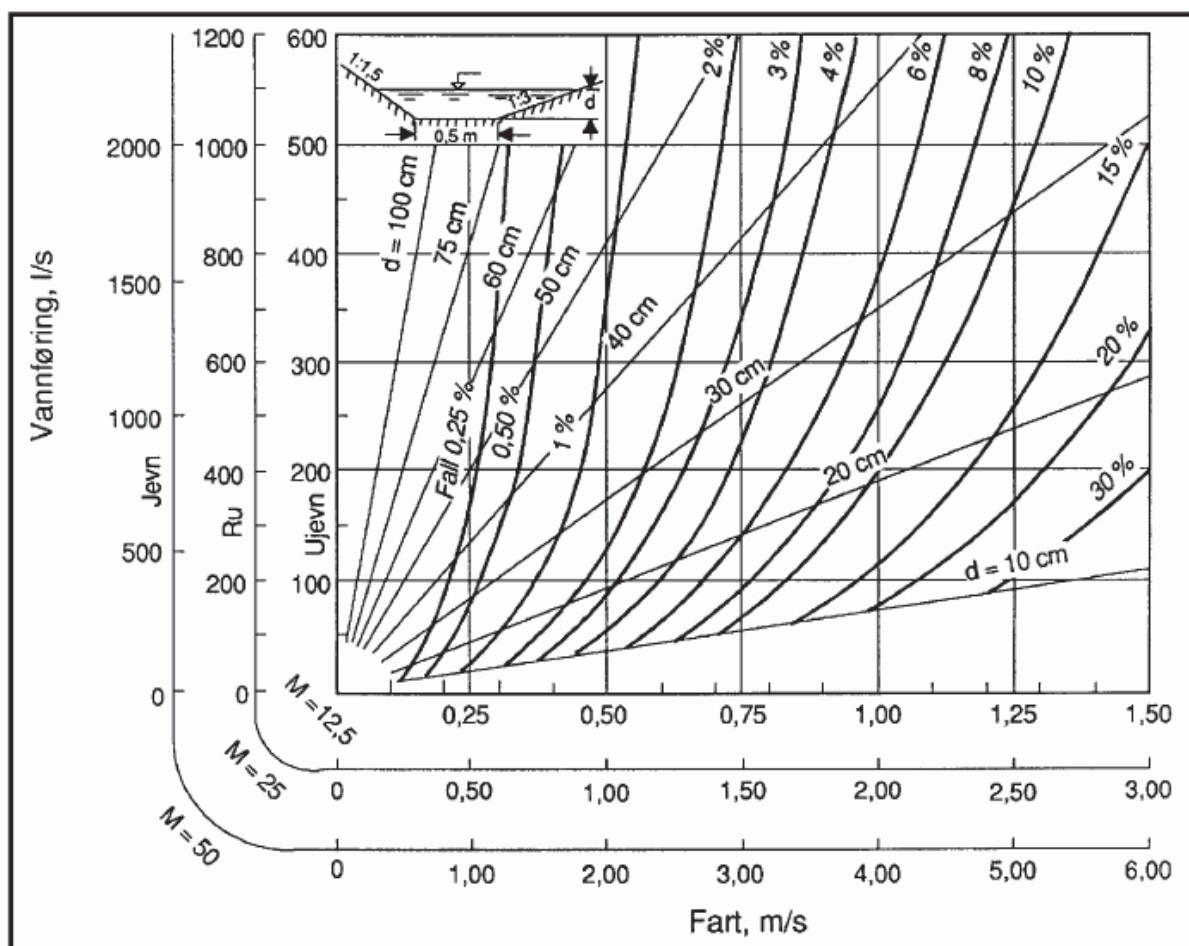
$$M = \frac{26}{D_{90}^{1/6}} \quad | \quad [\text{m}^{1/3}/\text{s}] \quad \text{Lign. 4.8}$$

Der:

$$D_{90} = \text{Siktestørrelsen som 90 \% av steinene passerer} \quad [\text{m}]$$

Verdier for Mannings tall kan også bli funnet i tabeller i de fleste lærebøker i hydrodynamikk. Et lite utdrag av slike tabeller er senere vist i tabell 4.1.

Mannings formel er ikke løsbart med mindre en kjenner sammenhengen mellom vannstanden, arealet og hydraulisk radius. Denne sammenhengen varierer med formen på tverrsnittet. For praktisk bruk er det utarbeidet nomogrammer for enkelte karakteristiske tverrsnitt. Et eksempel er vist i fig 4.3, og noen flere for andre typer tverrsnitt er vist i Vedlegg 1. Det er også utarbeidet numeriske programmer for å foreta beregninger på grunnlag av Mannings formel.



Figur 4.3: Nomogram for beregning av hastighet og vanddybde for et trapesformet tverrsnitt med forskjellige hellinger og vannføring (Nordal 1965).

Nomogrammet i figur 4.3 er utarbeidet for tre forskjellige Manningstall, 12.5, 25 og 50. Ved bruk av nomogrammet tar en utgangspunkt i vannføringen langs y-aksen for det aktuelle Mannings tallet, og følger denne horisontalt fram til hellingen for kanalen. Ved skjæringspunktet finner en vanndybden. Den tilhørende vannhastigheten finner en deretter ved å lese av verdien langs x-aksen for det aktuelle Mannings tall.

Generelt gjelder at for en ru kanal, med lavt Mannings tall, så vil hastigheten være liten, mens vanndybden til gjengjeld vil være stor. Ved dimensjoneringen må en alltid regne med en relativt stor usikkerhet. Dessuten må en også ta i betraktning at alle bekker, nedføringsrenner og grøfter med tiden fylles opp med sedimenter eller gror igjen. Verdiene i diagrammet for vanndybden representerer derfor en minimumsverdi for dimensjonering av grøfter og nedføringsrenner.

4.2.3 Etablering av vasstandssprang

Ved overgangen fra overkritisk strømming til underkritisk strømming kan overgangen skje over en kort strekning. Denne overgangen kalles som nevnt vasstandssprang. I forbindelse med vasstandsspranget opptrer det en kraftig turbulens i vannmassene, og energitapet i forbindelse med spranget kan være betydelig. Vasstandsspranget er en av måtene naturen kvitter seg med overflødig energi på.

Vasstandssprang opptrer i overgangen fra hellende til slakere terreng. Det er også mulig å introdusere kunstige vasstandssprang ved slake hellinger ved å sette opp konstruksjoner nær knekkpunkter i lengdeprofilet. Samme effekt oppnår en dersom det ligger steiner eller andre terrengformasjoner som påvirker strømmingen i det kritiske området.

Vannet som strømmer i en kanal har en spesifikk energi, E , som er definert som:

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad | \quad [\text{m}] \quad \text{Lign. 4.9}$$

Der:

E = Vannets spesifikke energi [m]

y = Vanndybde [m]

V = Vannhastighet [m/s]

g = Tyngdekonstant (9,81 m/s) [m/s²]

Ved en gitt verdi for E har lign. 4.9 to løsninger for vanndybde og hastighet. Det kan også vises at den minimale verdien for E , E_{\min} , får en når Froudes tall er 1, $Fr = 1$. Vanndybden som opptrer ved $Fr = 1$ kalles den kritiske vanndybden, y_0 , og er en viktig parameter ved utforming av kanaler. Denne vanndybden kan beregnes når en kjenner forholdet mellom areal og våt periferi. For rektangulære kanaler gjelder følgende ligning:

$$y_0 = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 \cdot g}} \quad | \quad [\text{m}] \quad \text{Lign 4.10}$$

Der:

y_0 = Kritisk vanndybde [m]

Q = Vannføring [m³/s]

B = Kanalbredde [m]

g = Tyngdekonstant [m/s²]

I en rektangulær kanal hvor bredden er vesentlig større enn vannstanden kan en vise at det er en sammenheng mellom den spesifikke energien, Froudes tall og vannstanden før og etter vasstandsspranget, (Fergus et al., 2010):

$$\frac{y_2}{y_1} = 0,5 \cdot (\sqrt{1 + 8Fr_1} - 1) \quad | \quad [-] \quad \text{Lign. 4.11}$$

Der:

y_1 = Vanndybde før vannstandspranget [m]

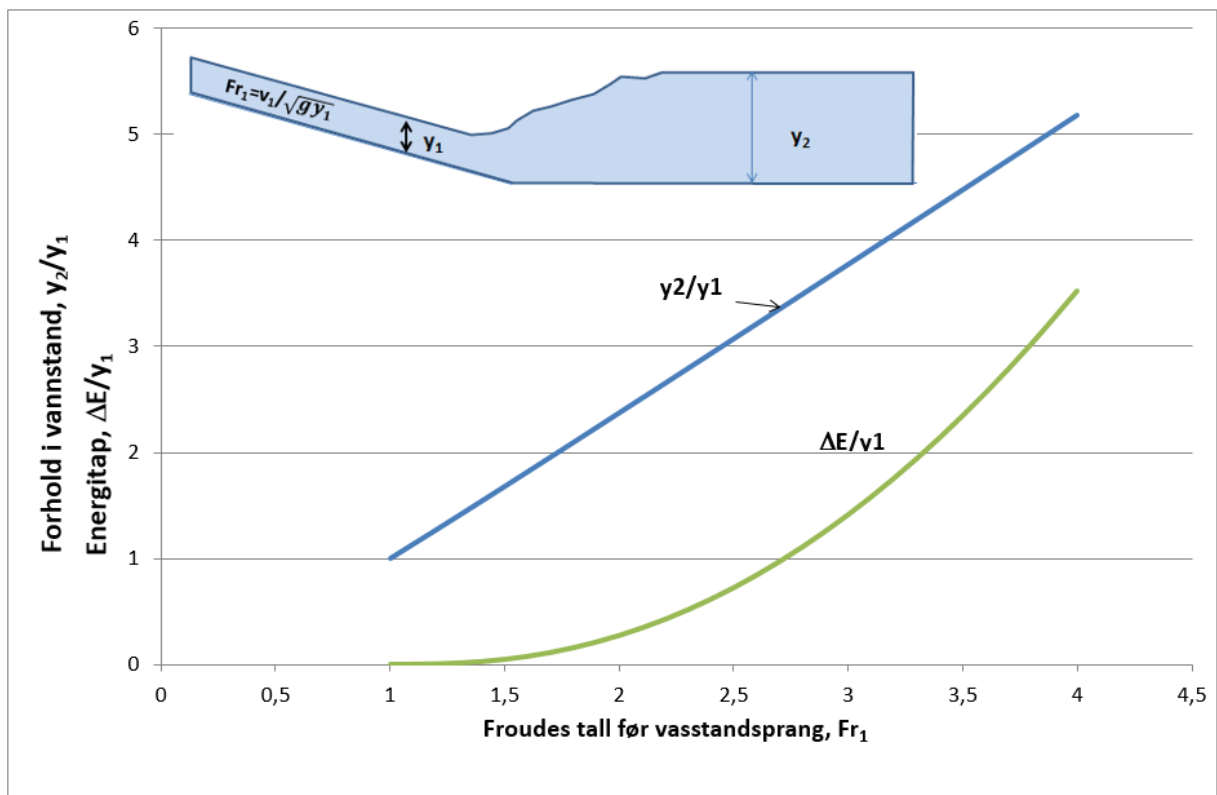
y_2 = Vanndybde før vannstandspranget [m]

Fr_1 = Froudetallet før vannstandspranget [-]

Vanndybden før og etter vannstandspranget er vist i figur 4.4. Energitalpet i forbindelse med vasstandsspranget er også en funksjon av vannstanden før og etter vasstandsspranget:

$$\Delta E = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1y_2} \quad | \quad [m] \quad \text{Lign. 4.12 a}$$

$$\frac{\Delta E}{y_1} = \frac{\left(\frac{y_2}{y_1} - 1\right)^3}{4y_2/y_1} \quad | \quad [-] \quad \text{Lign. 4.12 b}$$



Figur 4.4: Grafisk presentasjon av lign.6.11 og 6.12. Den blå grafen viser den relative økningen i vannstanden som funksjon av Froudes tall for strømmen i den bratte delen av kanalen, Fr_1 , mens den grønne grafen viser energitalpet som funksjon av Froudes tall.

Figur 4.4 viser at styrken i vasstandsspranget øker med økende Froudes tall i den bratte delen av kanalen. Dette vil si jo større vannhastigheten i kanalen er, jo mer intenst blir vasstandsspranget og jo mer markert blir forholdet mellom de to vannstandene. Figur 4.4 viser også at energitapet øker vesentlig med økende styrke i vasstandsspranget.

Utseendet av vasstandsspranget vil også variere med Froudes tall. For lave verdier av Froudes tall oppstår det vesentlig bølger som er virksomme over en lengre strekning. Ved økende Froudes tall skjer vasstandsspranget over en kortere strekning, energitapet øker og energitapet blir mer intenst. Dette fører til at potensialet for erosjon også øker, og det er derfor oftest nødvendig å erosjonssikre bekker og nedføringsrenner der en forventer at vasstandssprang kan opptre.

Introduksjon av vasstandssprang er effektivt for å redusere energinivået i strømmen i viktige områder. Dette kan skje ved at nedføringsrenner og bekker får en slak helling over kortere strekninger eller ved oppsetting av bremsekonstruksjoner i overgangen mellom bratt og slakt terreng. Spesielt viktig kan det være å innføre et vasstandssprang ved utløpet av stikkrenner og kulverter for å redusere energinivået i strømmen, før det føres videre mot naturlige vannveger. Ved å introdusere vasstandssprang vil en konsentrere området med potensial for erosjon til et begrenset område, mens kanalen nedenfor vasstandsspranget vil få redusert hastighet og tendens til erosjon (FHWA 2006).

4.2.4 Energibalanse og energitap

Når vannet beveger seg nedover i en nedløpsrenne skjer det en utveksling av energi. Øverst i renna har vannet høy potensiell energi. Etter hvert blir denne energien overført til hastighetsenergi, trykkenergi og varme.

Bernoullis ligning sier at summen av potensiell energi, trykkenergi, hastighetsenergi og energitap er likt fra et sted til et annet. Disse energitypene kan uttrykkes ved hjelp av energihøyder, se figur 4.5.

Stedshøyde

$$E_z = z \quad \text{Lign. 4.13}$$

Der:

$$E_z = \text{Potensiell energi} \quad [\text{m}]$$

$$z = \text{Stedshøyde (kanalbunn)} \quad [\text{m}]$$

Den potensielle energihøyden er lik kanalbunnens høyde.

Trykkehøyde

$$E_p = \frac{\rho g y}{\rho g} = y \quad \text{Lign. 4.14}$$

Der:

$$E_p = \text{Potensiell energi} \quad [\text{m}]$$

$$\rho = \text{Vannets tyngdetetthet} \quad [\text{kg/m}^3]$$

$$g = \text{Tyngdeakselerasjon} \quad [\text{m/s}^2]$$

$$y = \text{Vanndybde} \quad [\text{m}]$$

Trykkehøyden er lik vanndybden over kanalbunnen.

Hastighetshøyde

$$E_k = \frac{V^2}{2g} = y \quad \text{Lign. 4.15}$$

Der:

$$E_k = \text{Kinetisk energi} \quad [\text{m}]$$

$$V = \text{Vannets strømningshastighet} \quad [\text{kg/m}^3]$$

$$g = \text{Tyngdeakselerasjon} \quad [\text{m/s}^2]$$

Hastighetshøyden er gitt ved kvadratet av vannhastigheten, relativt til det dobbelte av tyngdekonstanten.

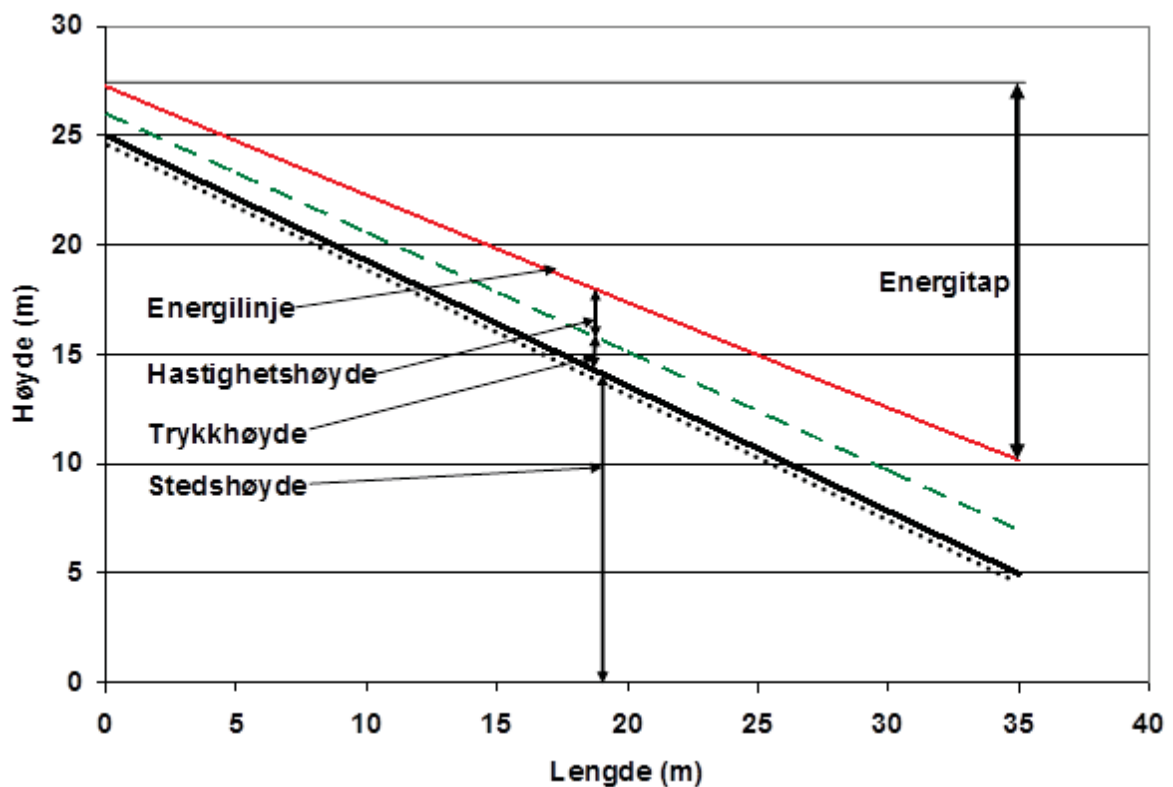
Energilinjen – vannets totale energi

Vannets totale energi er summen av potensiell og kinetisk energi, og kan beskrives både absolutt, ved (lign. 4.16 a). Det kan ofte være praktisk å oppgi energien relativt til vannløpets bunn (lign. 4.16 b).

$$E_{\text{tot,absolutt}} = E_z + E_p + E_k \quad \text{Lign. 4.16 a}$$

$$E_{\text{tot,relativ}} = E_p + E_k \quad \text{Lign. 4.16 b}$$

Energitapet fra snitt 1 til snitt 2 tilsvarer fallet i energihøyden, $\Delta E = E_1 - E_2$.



Figur 4.5: Eksempel på grafisk framstilling av energihøydene i en nedløpsrenne med konstant helling.

Når hastigheten og vanddybden er konstant vil alt tap av potensiell energi gå over til varme. De to andre energitypene er da konstante, og energilinja vil derved være parallell med bunnen av nedløpsrenna. Energitalet over en lengde

L vil tilsvare forskjellen i høydetap og kan uttrykkes ved hjelp av Mannings formel.

$$\Delta E = L \cdot \sin \alpha = \frac{v^2}{M^2 R^{4/3}} L \quad | \quad [\text{m}] \quad \text{Lign. 4.17}$$

Der:

ΔE = Energitalp	[m]
L = Lengden til vannstandsranget	[m]
$\sin \alpha = I$ = Helning	[m/m]
V = Vannhastighet	[m/s]
M = Manningstall	$\text{m}^{1/3}/\text{s}$
R = Hydraulisk radius	[m]

Lokale energitalp

Lokale energitalp kan oppstå ved hurtige endringer av:

- Helling
- Bredd
- Ruh
- Retningsendring
- Vasstandssprang

Det er vanlig å uttrykke de lokale energitalpene ved uttrykket:

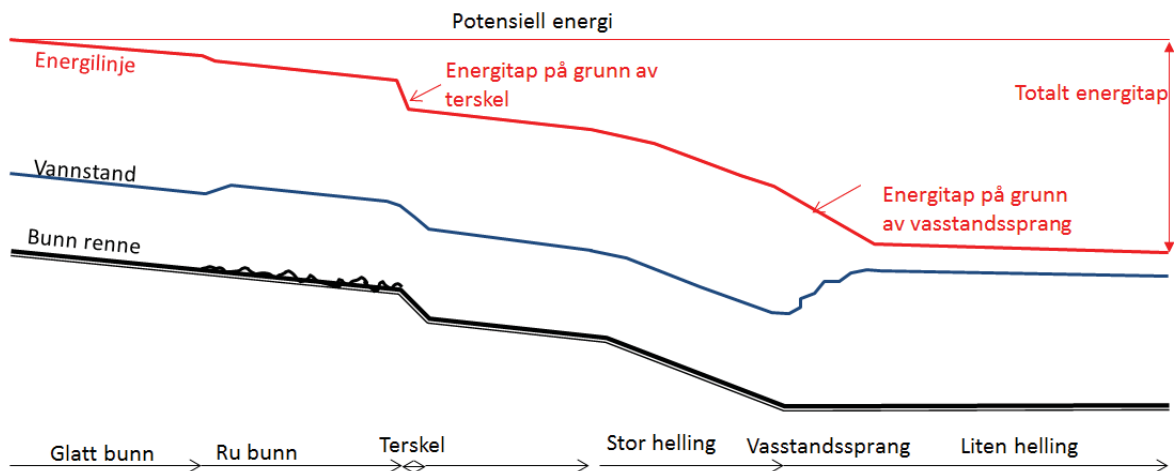
$$\Delta E_i = \sum k_i \cdot V^2 / 2g \quad \text{Lign. 4.18}$$

Der:

ΔE_i = Energi	[m]
k_i = Tapskoeffisient	[-]
V = Vannhastighet	[m/s]
g = Tygdeakselerasjon	[m/s ²]

Tapskoeffisienten k_i beskriver det relative energitapet for de forskjellige utformingene som gir lokale energitap. Verdier for konstantene kan finnes i generelle håndbøker i hydraulikk.

Energilinja for en nedløpsrenne med forskjellige ruheter og utforminger kan da prinsipielt få en form som på figur 4.6.



Figur 4.6: Figur som viser sammenheng mellom vannstand og energilinje som funksjon av bunnforholdene i nedløpsrenna.

Fra venstre mot høyre viser figuren følgende sammenheng mellom bunnforhold, helling og energihøyde:

- I første del er det glatt bunn, vannstanden er moderat og hellingen på energilinja tilsvarer hellingen på bunnen
- Når ruheten øker vil hastigheten bli redusert og vanddybden øke. Det er et lite energitalp i forbindelse med endring i ruhet.
- Når vannet renner over en terskel er det et markert energitalp
- Når hellingen blir større vil også hellingen på energilinja øke
- Ved etablering av vasstandssprang er det et betydelig energitalp og vanddybden vil også øke etter vasstandsspranget.

4.2.5 Erosjonskriterier og sikring mot erosjon

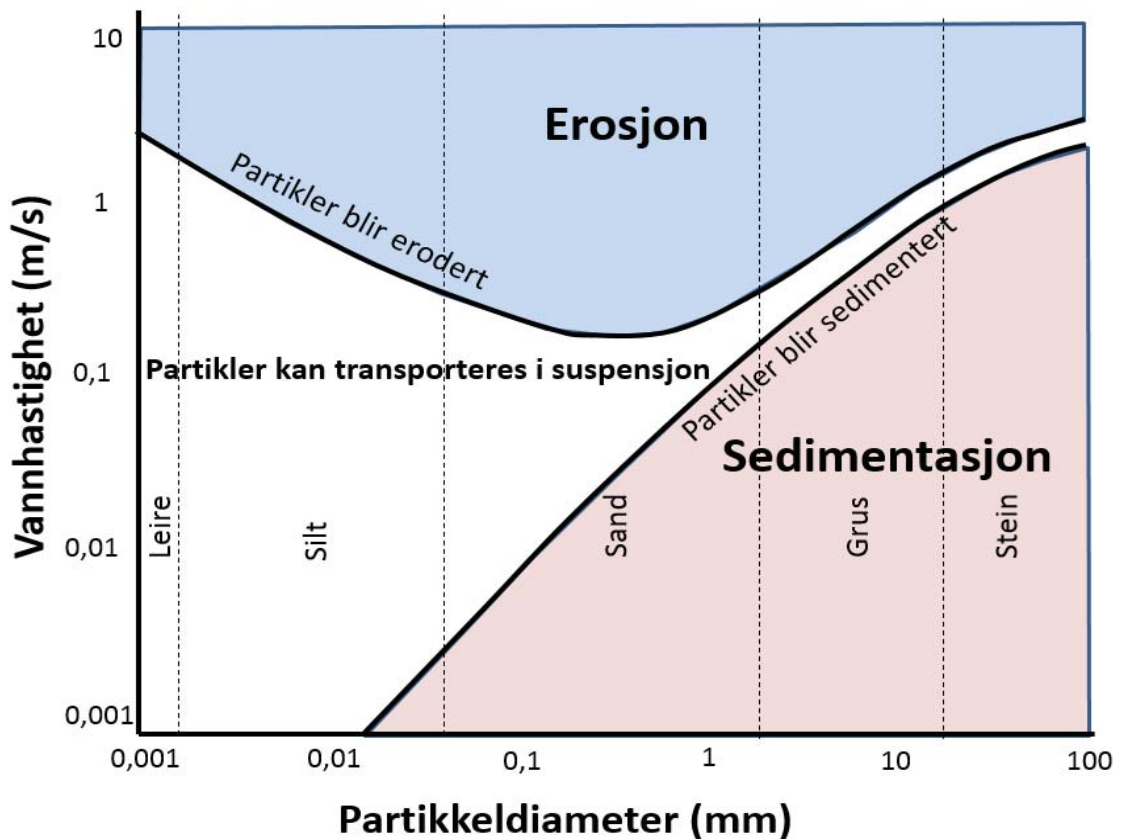
Erosjon innebærer at partikler rives løs og føres fra et sted til et annet ved hjelp av vannets påvirkning. Erosjon forekommer derfor der vann har tilstrekkelig stor hastighet til å overføre større skjærspenninger enn grunnforholdene tåler. Disse prosessene finner vi først og fremst langs naturlige og kunstige vannveger, men under spesielt intense nedbørsperioder kan erosjon også oppstå i terreng hvor det ikke er naturlige vannveger, ved at vannet tar nye retninger. Erosjon kan også oppstå der grunnvannsstrømmer kommer ut i bratte skråninger med ubeskyttede, finkornige masser.

De største problemene med erosjon er:

- Erosjonen kan skape sår i terrenget, som gjør at terrenget blir mer ustabil enn tidligere
- Hurtig erosjon kan utvikle seg til flomskred. Dersom disse treffer infrastruktur, kan dette føre til omfattende skader
- Erosjonsmaterialene som transporteres med vannet, kan redusere kapasiteten til vannvegene og i verste fall fylle de helt igjen, slik at vannet finner nye flomveger
- Finere erosjonsmasser kan med tiden fylle igjen grøfter og nedføringsrenner, og de kan bli vasket inn i overbygningen til vegger og baner. Derved blir bæreevnen redusert med tiden.

Kriteriene for erosjon i vassdrag er detaljert beskrevet i Vassdragshandboka (Fergus et al 2010) og Veileder for dimensjonering av erosjonssikring av stein (Jenssen og Tesaker 2009), mens kriteriene for flomskred og sikring mot slike skred er omhandlet i Hb. V139 Flom- og sørpeskred (Statens vegvesen 2014c).

Hjulstrøm (Ref: Vanoni 1975) utviklet et forenklet diagram som viser grenser for når det er sannsynlig at erosjon kan oppstå, og når sedimentasjon vil opptre, figur 4.7. Diagrammet viser også området hvor partikler som allerede er erodert kan transporteres med strømmen.



Figur 4.7: Hjulstrøms diagram. Sammenheng mellom kritisk vannhastighet og partikkelparameter for å få erosjon, transport og sedimentasjon. (Basert på Vanoni 1975).

Jenssen og Tesaker (2009) viser at følgende sammenheng kan brukes for å anslå krav til gjennomsnittlig steinstørrelse, D_{50} ut fra helling og hydraulisk radius:

$$D_{50} = \frac{1}{0,05 \cdot (s-1)} \cdot \frac{v^2}{M^2 \cdot R^{1/3}} = \frac{R \cdot I}{0,05 \cdot (s-1)} \quad | \quad [\text{m}] \quad \text{Lign. 4.19}$$

Der:

D_{50} = Midlere diameter [m]

s = Relativ tetthet til stein ($s = \rho_{\text{stein}} / \rho_{\text{vann}}$) [-]

M = Manningstall [$\text{m}^{1/3}/\text{s}$]

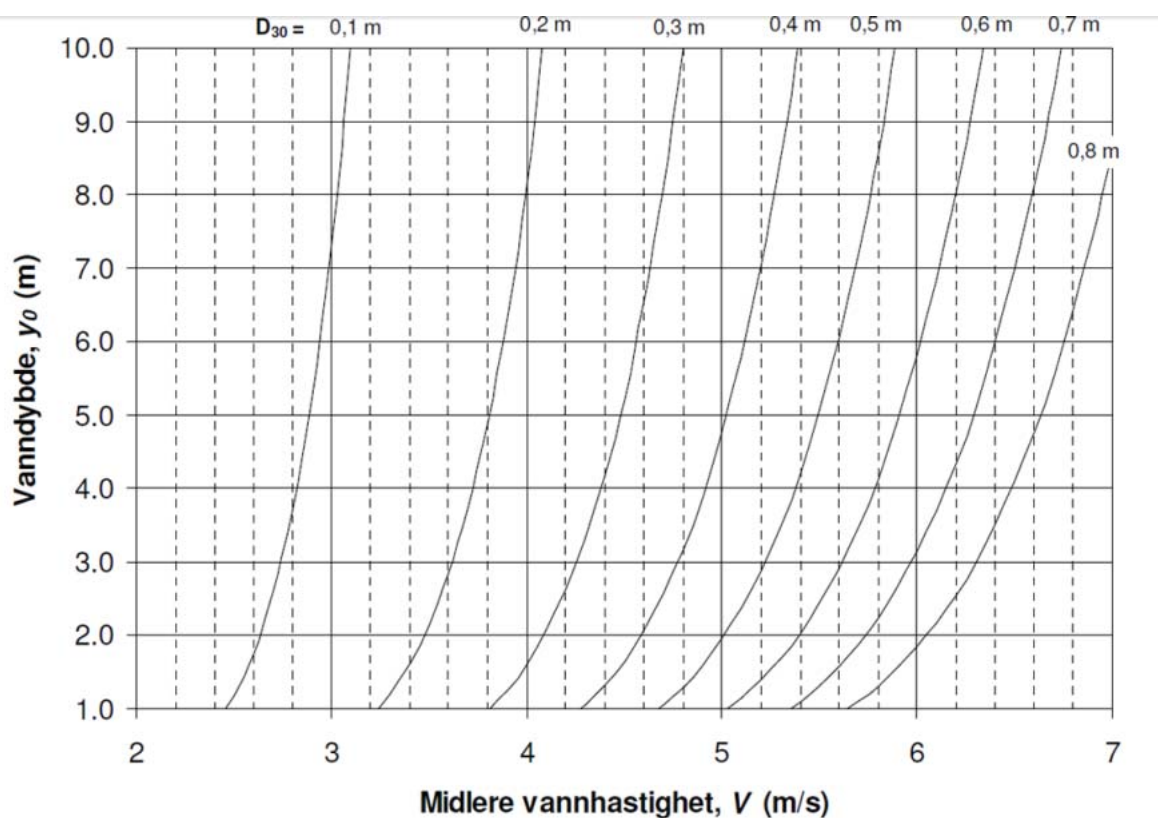
R = Hydraulisk radius [m]

I = Helling langs vannveien [m/m]

Ligning 4.19 viser at kravene til steinstørrelse er avhengig av vanddybden og hastigheten.

Jensen og Tesaker (2009) presenterer også resultatet fra mer omfattende undersøkelser, hvor en blant annet har tatt hensyn til kornfordeling, steinens tetthet, hastighetsfordeling i strømmen og turbulensintensitet. En av metodene som presenteres bygger på Maynords formel som angir kriterier for D_{30} , som representerer steinstørrelsen hvor 30 % av materialet passerer et kvadratisk sikt. Maynords formel har korreksjonsfaktorer for hastighetsfordeling, tykkelse av erosjonssikringen, steinens tetthet og skråningshelling.

Jenssen og Tesaker (2009) utviklet en figur ut fra Maynords formel, hvor en kan anslå krav til D_{30} ut fra vanddybde og midlere vannhastighet, fig 4.8. Kurven forutsetter at elvebunnen har en helling $\leq 2\%$ og hellingen på sideskråningene er $\leq 0,25$ (1:4).



Figur 4.8: Sammenheng mellom krav til partikkeldiameter i forhold til vanddybde og hastighet for å unngå erosjon. (Jenssen og Tesaker 2009).

I kapittel 6 blir en metode for beregning av kritisk steinstørrelse i vannveger uten stasjonær strømning beskrevet i mer detalj. Denne metoden bygger på FWHA (1972) og som også er presentert i HEC11 (FWHA 1989).

Som en støtte for dimensjonering og erosjonssikring av nedløpsrenner er det også utarbeidet tabeller som viser sammenhengen mellom Mannings tallet og kritisk hastighet for erosjon for karakteristiske bunnforhold, tabell 4.1.

Tabell 4.1: Karakteristiske verdier for Mannings tall og kritisk vannhastighet for å unngå erosjon for utvalgte typer av grøfter og nedføringsrenner.

Overflate	Steinstørrelse (mm)	Mannings tall M	Kritisk hastighet (m/s)
Grøfter			
Skogbunn	–	5–10	3–4
Tett gress	–	10–20	1,5–2,5
Gresskledt jord	–	25–30	0,5–1,2
Leirig jord	0,1	30–50	0,5–0,8
Finsand, silt	0,1–1,0	40–50	0,3–0,5
Sand–grus	1,0–10,0	30–40	1,0–1,2
Grus, småstein	10–30	20–30	1,2–1,5
Bekker og elver			
Lite utviklet erosjonshud	10–30	20–30	1,2–1,5
Steinete	>30	10–22	1,5–2,5
Steinsatt, grov struktur	>200	5–15	3,0–5,0
Spesielle tiltak			
Asfalt, betong	–	60–80	3,0–6,0
Erosjonssikret og økt ruhet med trappeavsatser og steinkledning	>300	2–10	5–8

Det er verdt å merke seg at terreng med gress eller annen vegetasjon har et Mannings tall tilsvarende overflater med grus eller stein, og at erosjonsmotstanden også er tilsvarende.

Erosjon opptrer oftest der de overførte skjærspenningene er vesentlig større enn i områder der vannvegen har konstant helling og tverrsnitt. Områder med stor sannsynlighet for erosjon er blant annet karakterisert ved;

- Retningsendringer i vannvegen, og det er yttersvinger som er mest utsatt
- Tverrsnittsendringer:
 - Ved overgang til smalere vannveger får en større hastighet ved innsnevring
 - Ved utvidelse av tverrsnittet blir hastigheten redusert, noe som kan føre til stor turbulens der vannet bremses opp. Brå utvidelse av tverrsnittet kan i mange tilfeller også føre til etablering av vasstandssprang.
- Rundt bro Pilarer og store steiner som står i vannvegen

4.2.6 Sedimenttransport

Når erosjon opptrer, vil de eroderte partiklene bli ført med vannet og bli avsatt der vannhastigheten er mindre. I forbindelse med bygging av veger og baner er det ønskelig å få felt ut størst mulig andel av de transporterte sedimentene før de når fram til vegen eller banen. Dette gjelder både i forbindelse med inntaket til stikkrenner og ved langsgående grøfter til vegen og banen.

Dersom vannvegene blir utformet for å felle ut sedimenter må disse dimensjoneres slik at de har kapasitet til å lagre de utfelte massene og de må være utformet for maskinelt vedlikehold.

En forutsetning for at transporterte sedimenter skal felles ut, er at en har et område med liten vannhastighet over en relativt lang strekning. Vannhastigheten kan enten reduseres ved at en etablerer et vasstandssprang eller bygger opp en terskel for å etablere et område med underkritisk strømming. Dersom en ikke klarer å endre strømmingstype fra overkritisk til

underkritisk strømming, er det bare begrensede mengder sedimenter som felles ut, selv med en markert reduksjon av vannhastigheten.

Hvor raskt sedimentene felles ut er avhengig av en rekke faktorer, hvorav de viktigste er:

- Partiklenes størrelse og form
- Hastigheten til vannet der partiklene skal felles ut
- Vandybden i sedimentasjonsbassenget

Fallhastigheten til partikler er bestemt av Stokes lov, og for partikler større enn sand øker fallhastigheten med kvadratroten av diameteren. Med bakgrunn i Stokes lov kan en sette opp følgende uttrykk for fallhastigheten.

$$v_f = \sqrt{\frac{4}{3} \cdot (s - 1) \cdot \frac{g \cdot D}{C_d}} \quad | \quad [\text{m/s}] \quad \text{Lign. 4.20}$$

Der:

V_f = Partikkelens fallhastighet [m/s]

C_d = Dragkoeffisient [-]

s = Relativ tetthet ($\rho_{\text{partikkel}} / \rho_{\text{vann}}$) [-]

G = Tyngdekonstant [m/s²]

Dragkoeffisienten C_d varierer med formen på partiklene. For en kule er denne lik 0,4, og for praktiske formål kan C_d for steinpartikler settes lik 0,5. Den relative forskjellen i tettheter mellom stein og vann kan settes lik 2,7, og lign. 4.16 kan da enkelt skrives:

$$V_f = 6,7 \cdot D^{0,5} \quad | \quad [\text{m/s}] \quad \text{Lign. 4.21}$$

Der:

V_f = partiklenes fallhastighet [m/s]

D = partikkelens diameter [m]

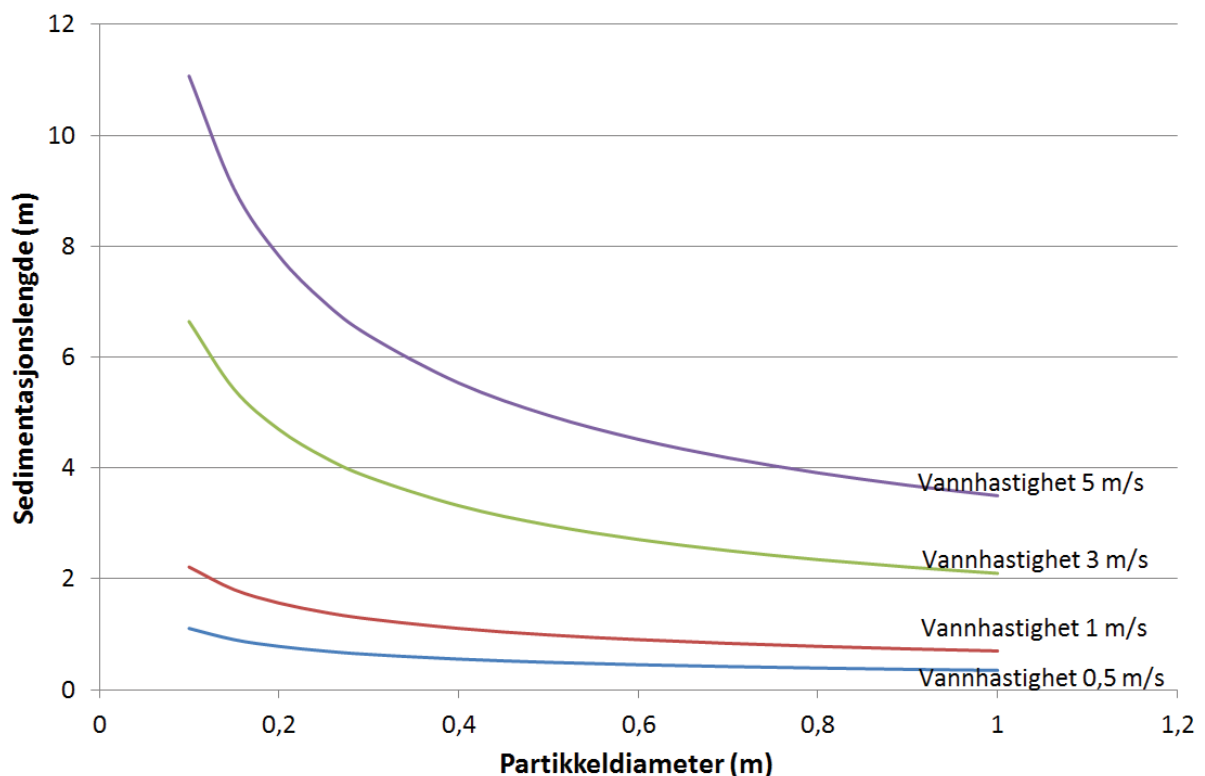
Julien (1998) oppgir følgende ligning for nødvendig lengde, L_s , for å sedimentere 95 % av partiklene:

$$L_s = 4,6 \cdot \frac{y \cdot v}{v_f} = 0,7 \cdot y \cdot v \cdot D^{-0,5} \quad | \quad [\text{m}] \quad \text{Lign. 4.22}$$

Der:

- L_s = Nødvendig lengde [m]
- y = Vanndybde [m]
- V = Vannhastighet [m/s]
- V_f = Fallhastighet [m/s]
- D = Partikkeldiameter [m]

Figur 4.9 viser hvordan sedimentasjonslengden varierer med hensyn til partikkeldiameteren og vannhastigheten i sedimentasjonsbassenget basert på lign. 4.22. Det er for figur 4.9 forutsatt en vanndybde, y , på 1,0 m og at strømmingen i bassenget er underkritisk.



Figur 4.9: Sammenheng mellom sedimentasjonslengde som funksjon av partikkeldiameter og vannhastighet i bassenget. Figuren er basert på lign 4.18 og vanndybde på 1,0 m.

4.2.7 Iskjøving

Iskjøving oppstår når vann renner over en kald flate. Den vanligste formen for iskjøving er på svaberg eller i fjellskjæringer hvor grunnvann kommer fram i sprekker eller det er vanntilførsel fra løsmasser ovenfor det eksponerte fjellet. Årsaker til iskjøving og sikring er nærmere beskrevet i rapporten «Sikring av vegar mot isras», (Norem 1998)

Iskjøving forekommer også i grøfter, nedføringsrenner og i stikkrenner. Det er spesielt der det er liten vannføring om vinteren og området ligger eksponert mot nedkjøling som er mest utsatt. For å redusere problemet med iskjøving er det derfor ønskelig at grøftene og nedføringsrennene er dype og bunnen er smal. Dette bidrar til at den lave vintervannsføringen blir konsentrert og at snø lettere legger seg over bunnen. Derved blir varmeutstrålingen mot omgivelsene redusert og en får utnyttet isolasjonseffekten av snøen.

Tendensen til iskjøving kan også reduseres ved å tildekke innløp og utløp til stikkrenner og kulverter for å redusere varmeutstrålingen og utnytte effekten av jordvarmen. Dette er tidligere utnyttet av både Jernbaneverket og Statens vegvesen ved at innløpet ble dekket med sviller. Det er også kjent at enkelte oppsynsmenn tidligere var omhyggelige med å legge ut granbar eller steinullmatter om høsten for å hindre iskjøving på utsatte steder. Denne kunnskapen og teknikken utnyttet dessverre ikke i dag.

I spesielle tilfeller vil det også være aktuelt å fange opp den beskjedne vintervannsføringen med lukkede grøfter som er utført med isolerende materialer, (Stenersen 2014)

Et annet tiltak som har vist seg effektivt mot oversvømmelse i forbindelse med tining i perioder hvor stikkrenner har vært tettet med is, er å montere en ekstra stikkrenne noe høyere enn hovedløpet. Derved ligger den ekstra stikkrenna tørr om vinteren og har full kapasitet når mildværet setter inn, se figur 4.10 a og b).



Figur 4.10 a) og b): Isdannelse og blokkering av is i stikkrenner kan bli et alvorlig problem. Tendensen kan reduseres ved å skjerme innløp og utløp, eventuelt montere en ekstra stikkrenne som ligger tørt om vinteren, E6-prosjektet, Hundorp. (Foto: H. Norem).

4.3 Utforming og dimensjonering av nedføringsrenner

4.3.1 Dimensjoneringskriterier

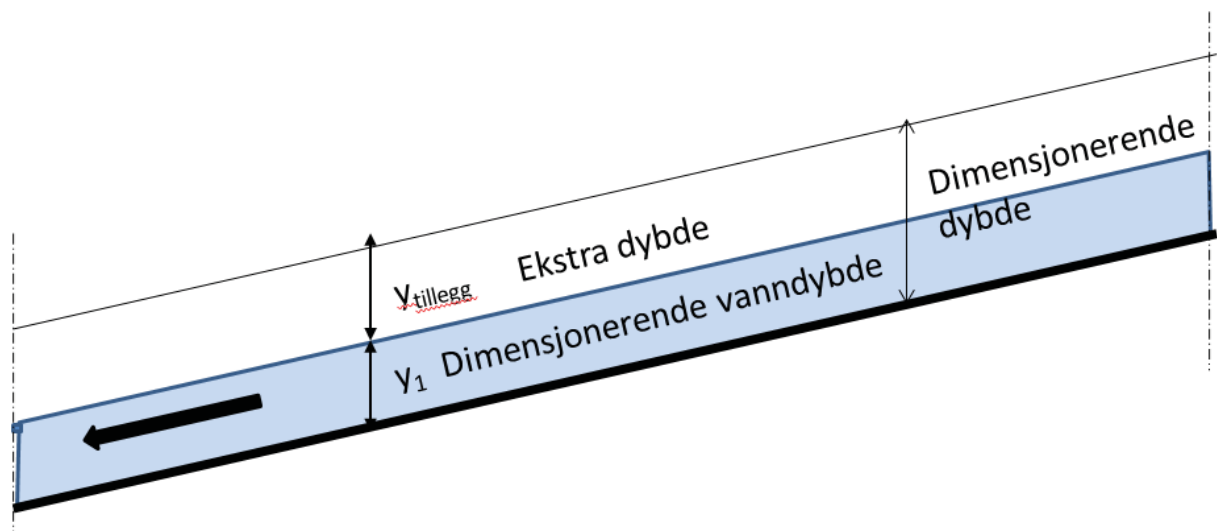
Nedføringsrenner er kunstig bygde vannveger, som skal fange opp vannet og lede vannet fram til kulvert eller naturlige drensveger. Det er størst behov for å bygge nedføringsrenner under følgende forhold:

- Der vannvegen er dårlig kanalisert og vannet kan ta andre retninger enn forutsatt i flomperioder
- Der vannet føres over en skjæringskant
- Der stikkrenne føres ut på en fyllingskråning, eller det er fare for erosjon nedstrøms for stikkrenne
- Der det er fare for erosjon og transport av sedimenter eller vegetasjon

Ved utforming av nedføringsrenner er det viktig å ta hensyn til at disse skal oppfylle funksjonskravene som settes til disse:

- De skal ha tilstrekkelig kapasitet
- Dersom det er vannsprut eller pulserende strømminger skal det ikke være overstrømning
- Nedføringsrenna skal være robust med hensyn til erosjon
- Eventuelle ulemper med hensyn til transport av sedimenter og vegetasjon skal reduseres til et minimum
- En skal ta hensyn til biologisk mangfold

Nødvendig tverrsnitt for nedføringsrenner kan dimensjoneres ut fra lign. 4.7. Dimensjoneringen kan også utføres på grunnlag av tilgjengelig programvare eller nomogrammer, fig 4.3 og vedlegg A. Ved dimensjoneringen bør det også legges vekt på at en nedføringsrenne med tiden kan fylles opp med sedimenter og gro igjen. Dessuten kan vannet komme i pulserende strømmer. Det er derfor vanlig å anbefale å dimensjonere rennene med en ekstra dybde. Praksis til forbygningsavdelingen til NVE er å prosjektere med en ekstra dybde tilsvarende energihøyden, $y_{\text{tillegg}}=V^2/2g$, figur 4.11, eller minimum 0,15 m (ASCE 1992).



Figur 4.11: Forslag til dimensjonerende vanndybde for nedføringsrenner. Dybden er sammensatt av to verdier, dimensjonerende vanndybde beregnet på grunnlag av Mannings formel, lign. 4.7, og en reservedybde tilsvarende vannets energihøyde.

4.3.2 Utforming av nedløpsrenner

Dersom en nedføringsrenne bygges med slett bunn, kan vannhastigheten bli relativt stor. Dette vil kreve en omfattende og kostbar erosjonssikring. For å redusere vannhastigheten kan en innføre tiltak for å øke energitapet, og dette kan utføres ved å:

- Øke bredden på renna
- Legge om renna ved å redusere helningen
- Redusere Manningtallet ved å øke ruheten
- Innføre trappetrinn eller terskler for å innføre lokale energitap
- Innføre vasstandssprang

De vanligste tiltakene for å få en mer robust renne med hensyn til erosjon er å øke bredden, eller å øke ruheten og erosjonsmotstanden ved hjelp av steinsetting. I forbindelse med steinsettingen er det viktig at alt vann oppstrøms for steinsettingen fanges opp, slik at det ikke danner seg vannveger til side eller under steinsettingen. Likedan er det viktig at det ikke skjer en utvasking av sedimenter fra fundamentet av steinsettingen og inn i drensvegen. Dette krever at det enten legges ut fiberduk under steinsettingen eller legges ut filtermasser som hindrer utvasking. Dersom det brukes

impermeable materialer, som betong eller asfalt for å øke erosjonsmotstanden, er det spesielt viktig at det under det impermeable laget ikke forekommer erosive vannstrømmer eller oppstår store poretrykk.

Steinsetting kan i prinsippet utføres enten ved hjelp av plastring eller med fritt utlagte masser med stor stein. Ved plastring plasseres steinene inntil hverandre, en for en, slik at en får en liten åpning mellom dem. Ved plastring blir overflaten lett glatt, noe som kan føre til store vannhastigheter. Ved å bruke rauset stein blir overflaten mer ru. Jenssen og Tesaker (2009) anbefaler prinsipielt at en heller bør bruke stor, rauset stein framfor plastring, fordi vannhastigheten blir redusert og en er mindre sårbar i de partiene hvor vannhastigheten reduseres og eventuelle vasstandssprang får redusert styrke.

Ved bruk av rauset stein anbefaler Jenssen og Tesaker (2009) å bruke følgende formler for dimensjonerende steinstørrelse:

$$\text{For } I_0 < 1:10 \text{ gjelder: } D_{50} = 1,5 I_0^{0,79} q^{0,53} \quad \text{Lign. 4.23 a}$$

$$\text{For } 1:10 \leq I_0 \leq 1:2,5 \text{ gjelder: } D_{50} = 0,5 I_0^{0,31} q^{0,53} \quad \text{Lign. 4.23 b}$$

Der:

$$\begin{aligned} D_{50} &= \text{Steinstørrelse} && [\text{m}] \\ I_0 &= \text{Bunnhelling} && [\text{m/m}] \\ q &= \text{Enhetsvannføring} && [\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}] \end{aligned}$$

Formlene forutsetter at det brukes sprengt kubisk stein med stor tetthet. De oppgitte verdiene for steinstørrelsen bør helst økes med ca. 20 %.

Ved utleggingen bør steinen legges i minst to lag, slik at tykkelsen tilsvarer to ganger steinstørrelsen. I nedstrøms ende må steinsettingen føres et stykke ut i det slakere området for å sikre mot erosjon der det kan bli etablert vasstandssprang. Det er også viktig å erosjonssikre sidene av renna og helst med noe større stein enn mot bunnen, figur 4.12.



Figur 4.12: Eksempel på nedføringsrenne med stor, rauset stein. Rv 70 Tingvoll, (Foto: H. Norem).

Erfaring har vist at en trenger tilsvarende steinstørrelse for plastring som for rauset stein, (Jenssen og Tesaker 2009). Dette skyldes at vannhastigheten oftest blir vesentlig større i plastrede vannveger. Erosjonsmotstanden til plastrede nedløp avhenger i stor grad av tykkelsen på plastringslaget. Helst bør en bruke kubisk stein og steinen legges slik at den lengste eller midtre akse står loddrett på strømningsretningen, figur 4.13.



Figur 4.13: Eksempel på uheldig plastring. Plastringen gir et estetisk godt inntrykk, men blir for glatt, noe som fører til store vannhastigheter. Dessuten er steinene lagt med den største flaten opp, slik at faren for at plastringen kan få skade er stor.

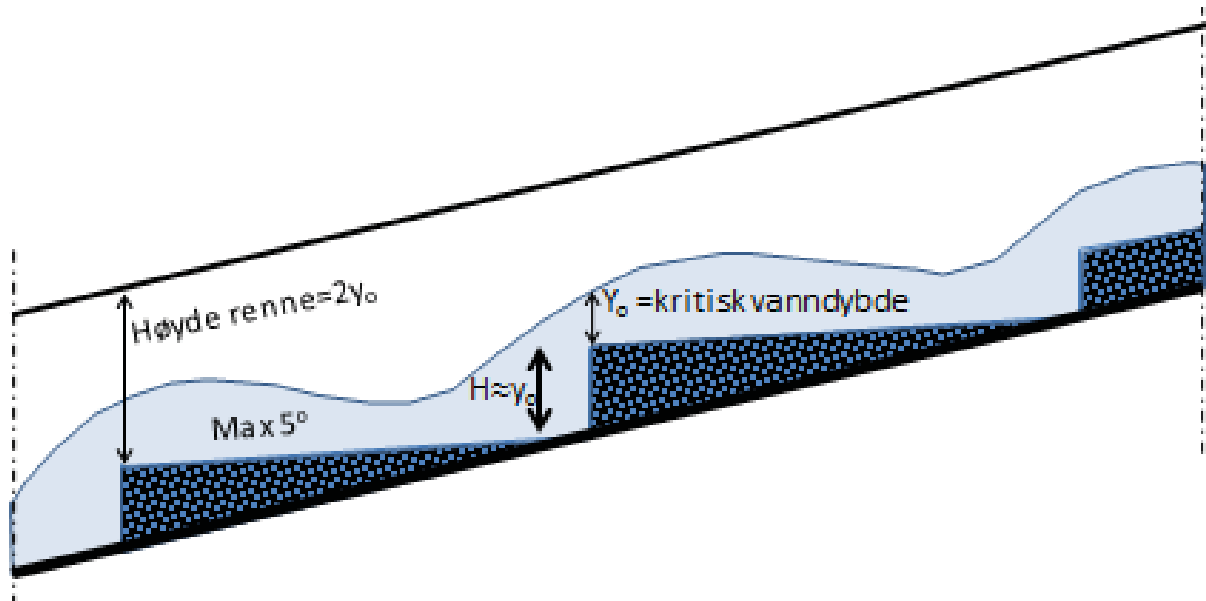
Ved å utforme trappetrinn langs overflaten av steinsettingen får man god energidemping. I de fleste tilfellene bygges hvert trinn av stor stein og med god erosjonssikring av sidene. Figur 4.14 viser to eksempler på renner med trappetrinn. Det venstre bildet er fra en renne i et parkmessig område, hvor det er lagt stor vekt på den estetiske utformingen. En vil også se at det i hvert trinn er et nedsenket parti for å lette oppgangen for fisk og amfibier. Et nedsenket parti vil også bidra til redusert tendens til iskjøving om vinteren, ved at den lave vintervannsføringen blir mer konsentrert. Det høyre bildet viser utløpet fra en stikkrenne, hvor det er brukt stor stein både i bunn og på sidene, og hvor bunnen er bygget med terskler.



Figur 4.14: Eksempler på renner bygget med trappetrinn. Det venstre er fra Ilabekken i Trondheim og bygget i forbindelse med Nordre avlastningsveg. Det høyre er fra E39 ved Batnfjordsøra. Foto: H. Norem.

Figur 4.15 viser forslag til utforming av en nedføringsrenne med trappetrinn. Høyden på hvert trinn bør tilsvare den kritiske vanddybden, y_0 . Ved mindre høyder på trinnene vil en ikke få lokale vasstandssprang mellom hvert trinn, og effekten med hensyn til energitapet blir da redusert. Dersom en velger større høyder på trinnene vil få økt problem med erosjon nedstrøms for trinnet. Det er derfor grunn til å vise aktsomhet med å velge for store trinnhøyder.

Hellingen mellom hvert trinn bør helst være horisontal eller svakt hellende. Maksimal helling i strømningsretningen er ca. 5° , figur 4.15. Nødvendig høyde av renne målt fra toppen av trinnet bør være minimum $2 \cdot y_0$, (FHWA 2006).



Figur 4.15: Forslag til utforming av en nedføringsrenne med terskler.

Bygging av separate terskler med en gitt avstand nedover i nedføringsrenna vil også gi store energitap, og derved mindre hastighet. Federal Highway Administration (FHWA 2006) har utarbeidet anbefalinger med hensyn til utforming av slike terskler. Høyden på tersklene er avhengig av kritisk høyde, y_0 , og hellingen på renna kan velges ut fra følgende ligning:

$$h = \frac{y_0}{(3 - 3,7I)^{2/3}} \quad \text{Lign. 4.24}$$

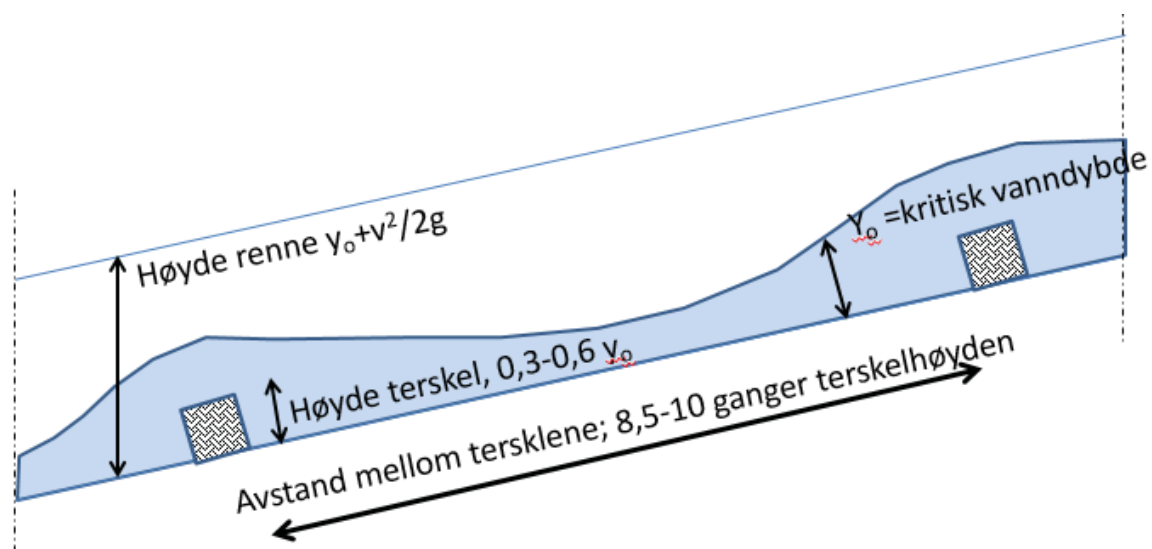
Der:

H_t = Trinnhøyde [m]

y_0 = Kritisk vanndybde [m]

I = Helning langs trinn [m/m]

Anbefalt avstand mellom hver terskel er 8,5–10 ganger høyden på tersklene, se figur 4.16.



Figur 4.16: Forslag til høyde og avstand mellom terskler for å redusere energinivået i nedføringsrenna. Basert på FHWA 2006.

Tersklene bør helst bygges som kortere enkeltterskler med en kort avstand mellom disse, anslagsvis 10–15 % av bredden, figur 4.17. Enkeltterskler er mer effektive med hensyn til energitapet, samtidig som de gir mindre tendens til iskjøving og er bedre med hensyn til biologisk mangfold.



Figur 4.17: Plassering og avstander mellom enkeltterskler. Basert på FHWA 2006.

Tersklene kan bygges av forskjellige typer materialer, for eksempel, stein eller murkonstruksjoner.

En type terskelkonstruksjon som det nå utføres forsøk med i Norge er kvistdammer, Braskerud (2013), se figur 4.18. Kvistdammene er relativt rimelige konstruksjoner, da de bygges av materialer som kan hentes i nærområdet. Hensikten med kvistdammene er å fange opp sedimenter, redusere energinivået i strømmen og til en viss grad å virke som et

flomdempende tiltak. I mange tilfeller settes det opp flere kvistdammer i serie langs drensvegen for å oppnå tilstrekkelig effekt til å kontrollere hastighet og oppsamling av sedimenter.



Figur 4.18: Eksempel på stokkdamm. Etter hvert som dammen fylles opp av sedimenter er det spesielt dammens evne til å fange opp sedimenter og energireducerende effekt som er viktig. Foto B. Braskerud.

Det er ennå lite erfaring med kvistdammer i Norge, men erfaring, spesielt fra Slovakia, tyder på at de er effektive både med hensyn til å fange opp sedimenter og til å redusere energinivået der de er egnet. Kvistdammene vil imidlertid endre strømningsforholdene i vannvegen vesentlig. For det første vil vannstanden bli vesentlig hevet slik at kvistdammer er bare egnet der vannvegen allerede er godt kanalisert og det ikke er fare for oversvømmelse. For det andre øker faren for erosjon på sidene og nedstrøms for kvistdammen. Denne erosjonsfaren må vurderes grundig og eventuelle sikringstiltak mot erosjon må bygges samtidig med kvistdammen.

4.3.3 Oppsamling av sedimenter

Sedimenter som føres fram mot stikkrenner eller infrastruktur representerer en fare for at drencsystemene ikke lenger vil fungere som forutsatt. Dersom en forventer massetransport i nedføringsrenna mot innløpet til kulverten, er det viktig å ta et valg om en enten ønsker å samle opp sedimentene før de kommer fram til vegen eller banen, eller å føre sedimentene gjennom stikkrenna.

Sedimentene kan bestå av steinmaterialer, som sand, grus og stor stein, men i flomsituasjoner kan det også transporteres store mengder med greiner, mindre trær, hageavfall og søppel av alle kategorier, fra sykler, handlevogner, spann og plastartikler, se figur 4.19. Greiner og søppel har oftest også store dimensjoner, og der en kan forvente denne sedimenttypen er det ønskelig å stoppe dem før de når fram til innløpet til stikkrennene.



Figur 4.19: Eksempel på stikkrenne som holder på å tettes på grunn av søppel som har samlet seg rundt innløpet. (Wallerstein og Arthur 2012).

Sedimenter kan samles opp oppstrøms for vegen eller banen ved følgende tiltak:

- Oppsetting av rister eller nett i fremkant av stikkrenna
- Etablering av et sedimentasjonsbasseng

Fangrister og nett

Fangrister eller gjerder er effektive til å samle opp søppel og vegetasjonsmateriale. De er også den eneste metoden for å fange opp materialer som er lettere enn vann.

Vanligvis bygges de opp av stål med vertikale pilarer. Avstanden mellom pilarene er avhengig av størrelsen på sedimentene og diameteren på stikkrennene. Anbefalt avstand er 0,5–0,7 ganger diameteren til stikkrennene, (FHWA 2005). Av hensyn til å kunne fjerne sedimentene maskinelt, er det ønskelig at pilarene er innspent i et fundament og uten forbindelse på toppen. I mange tilfeller er det mulig å bruke en enklere fundamentering og oppnå større styrke ved å forbinde pilarene med horisontale bjelker, men dette vil føre til mer komplisert rydding, se figur 4.20.

Høyden velges vanligvis 2–3 m, og bør helst ikke være mer enn 4–6 m. De bør monteres i god avstand fra innløpet til stikkrennene, vanligvis 2–10 m. Denne avstanden er nødvendig for å sikre at vannet kan gå over eller til side dersom ristene går fulle. Vanligvis monteres ristene vertikalt, eller med en helling 3:1.

Ved bruk av fangrister er det bestandig en fare for at disse skal tettes med sedimenter eller drivgods. Ciria (2012a) anbefaler å beregne overløpsdybden, $y_{\text{overløp}}$, ut fra følgende ligning:

$$y_{\text{overløp}} = \left(\frac{Q}{1,5 \cdot B} \right)^{2/3} \quad | \quad [\text{m}] \quad \text{Lign. 4.25}$$

Der:

$y_{\text{overløp}}$ = vanndybde ved overløpet [m]

Q = vannføring [m³/s]

B = bredden til fangristen [m]

Bakgrunnen for bruk av lign. 4.20 er videre utdypet i avsnitt 5.4.2.1. Det er derfor nødvendig å kontrollere høyden på sideterrenget der en bruker fangrister, for å unngå at vannet kan ta nye veger, dersom denne går tett.



Figur 4.20: Eksempel på rist i fremkant av stikkrenne for å fange opp sedimenter, greiner og søppel. De tre stikkrennene er lagt i forskjellig høyde for at minst en av dem skal være fri for is og sedimenter i forbindelse med flom. Rødde, Dovrebanen. (Foto: H. Norem).

Gode erfaringer med å holde tilbake sedimenter har en også ved å bruke fleksible nett, figur 4.21 (Volkwein et al. 2011). En forutsetning for å kunne bruke nett er at det er mulig å forankre endene på hver side av drensvegen, og at lengden ikke overstiger 25 m.

En ulempe med nettene er at tettheten oftest blir for stor, slik at de fanger også opp mindre sedimenter, som ellers ville gå uhindret gjennom stikkrennene, se figur 4.21. Maskevidden bør være minimum 0,3 – 0,5 m. Dessuten bør nettene monteres med en avstand mot bunnen på 0,3 – 0,5 m for å slippe gjennom mindre sedimenter.



Figur 4.21: Eksempel på bruk av nett. (Geobrugg, Volkwein et al. 2011).

Ved bruk av rister og nett er det viktig å utforme terrenget for maskinelt vedlikehold. Det må skaffes tilgang for maskiner fram til ristene og nettene. Ved bruk av nett er det ofte aktuelt å skifte nettene etter at de har gått fulle av sedimenter.

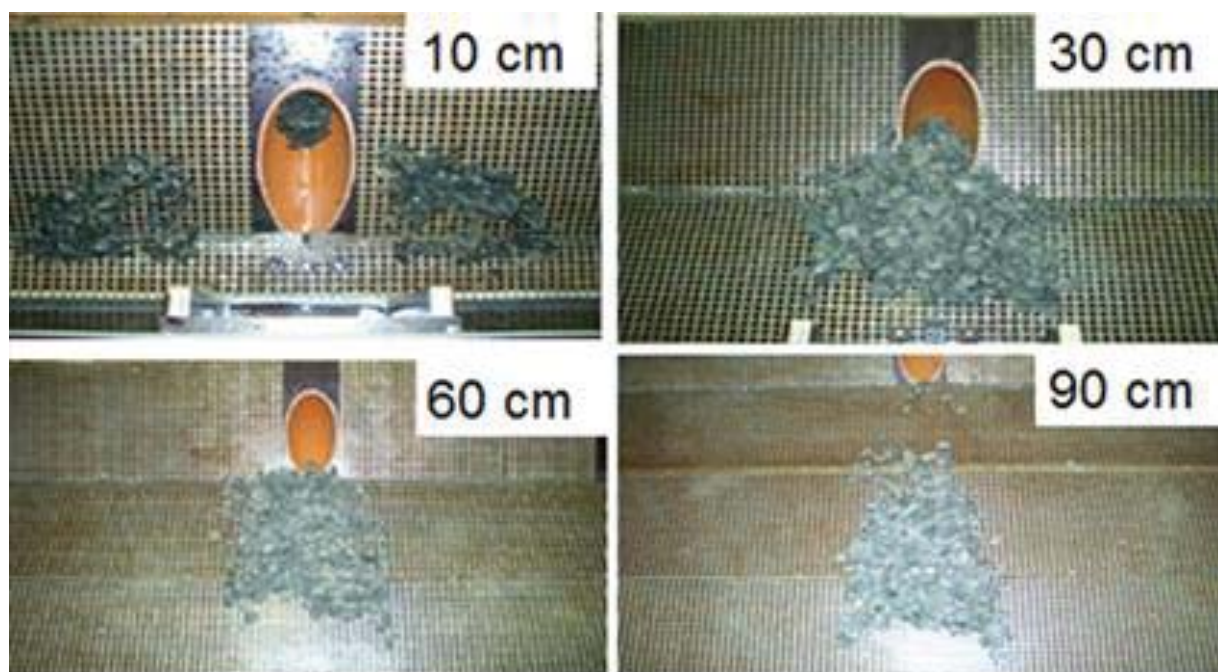
Sedimentasjonsbasseng

Der det er tilstrekkelig plass for å samle opp sedimentene oppstrøms for stikkrennene bør en benytte denne muligheten ved å etablere et sedimentasjonsbasseng. Slike bassenger er først og fremst egnet for å fange opp store og tunge sedimenter. Mindre steiner og lette materialer vil stort sett passere de fleste bassengene uhindret.

Der en ønsker å samle opp sedimentene må bassengene ha et relativt stort areal, og en bør sette krav til strømningsforholdene i bassenget.

Modellforsøk har vist at strømmingen i bassenget må være underkritisk, $Fr < 1$. Bunnen av bassenget bør derfor være tilnærmet horisontal. Dersom strømmingen er overkritisk før vannet når bassenget, kan en etablere et vasstandssprang ved å sette opp store steiner i innløpet til bassenget.

Størrelsen på bassenget avhenger av størrelsen på sedimentene en ønsker å felle ut. Vanligvis vil en unngå å slippe gjennom sedimenter større enn ca. 0,3 ganger diameteren til stikkrennene. Et anslag for nødvendig størrelse på bassenget kan beregnes på grunnlag av lign. 4.18 og figur 4.9. Vanligvis bør en ha en utflating på min. 5 m, og helst 10–20 m for å oppnå tilstrekkelig effektivitet, figur 4.22.

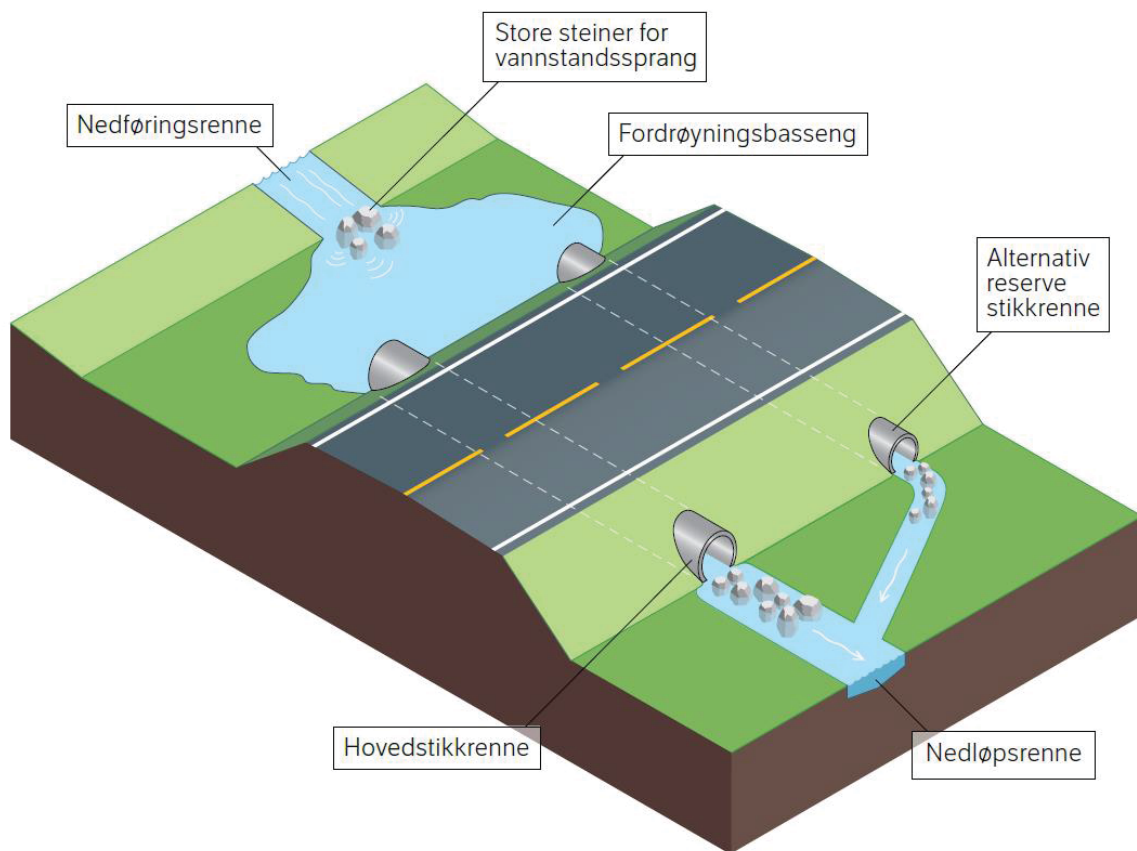


Figur 4.22: Eksempler fra modellforsøk for å studere effekten sedimentasjonsbasseng har til å fange opp sedimenter. Modellforsøkene er utført i målestokk 1;20, og de undersøkte avstandene tilsvarer 2, 6, 12 og 18 m. (Amundsen 2005).

Det er også viktig å ha en tilstrekkelig bredde på bassenget for å få redusert hastigheten på vannet. Bredden bør være min. 2 ganger lengden, og større bredder enn 3 ganger avstanden gir liten effekt. Dersom en forventer stor sedimenttransport i flomperioder bør en montere en ekstra stikkrenne 15–20 m til side for hovedløpet. Denne vil da fungere som en reserve dersom den primære stikkrenna skulle bli fylt opp av sedimenter, se figur 4.24.

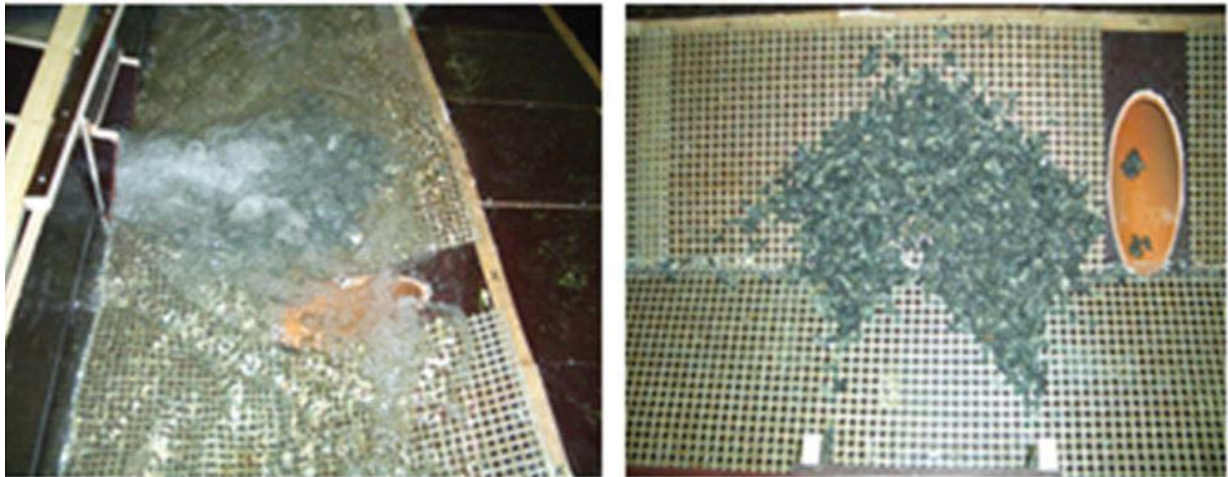


Figur 4.23: Sedimenteringsbasseng bør ha en lengde i strømningsretningen på min.5 m. Som oftest bør det også bygges en ekstra stikkrenne 15–20 m til side for hovedløpet. Fv 192 Øvre Vike, Møre og Romsdal. Foto. H. Norem.



Figur 4.24: Prinsipp tegning for energidemping og sedimenthåndtering for drenering gjennom veg.

Dersom sedimentasjonsbassengene er relativt dype vil de også kunne fungere som fordrøyningsbasseng, og derved redusere behovet for kapasitet for stikkrennene og potensialet for erosjon nedstrøms. I noen tilfeller kan en også montere stikkrennene parallellforsjøvet i forhold til nedføringsrenna. Dette gir mindre tendens til gjentetting, men vil redusere stikkrennenes kapasitet, se figur 4.25.



Figur 4.25: Eksempel fra modellforsøk som viser at sedimentene har blitt fanget opp til side for innløpet til stikkrenna, der denne er parallellforsjøvet i forhold til nedføringsrenne. (Amundsen 2005).

Gjentetting av stikkrenner forekommer også ofte ved at finstoff gradvis bygger seg opp i innløpet og inne i stikkrennene. Dette har sammenheng med at vannhastigheten i slike tilfeller reduseres ved innløpet, og at vannhastigheten i stikkrenna ikke er tilstrekkelig til å transportere massene videre. Dette forholdet kan forbedres ved å etablere et basseng nær innløpet for å sedimentere partiklene i bassenget. Et annet alternativ vil være å bygge om stikkrennene slik at de er selvrensende, se kapittel 5. Der en har problemer med gradvis igjenfylling av stikkrenner er det også viktig å erosjonssikre vannvegene fram til disse.

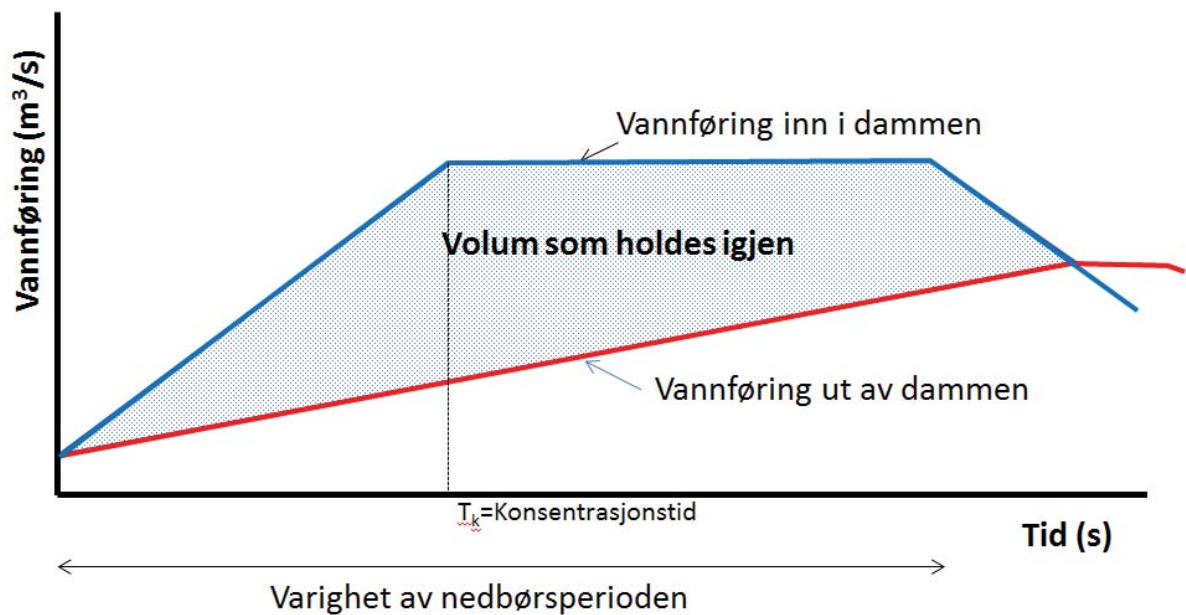
4.3.4 Overvannsdammer

Bygging av veger, baner og annen infrastruktur kan medføre store endringer i overflateavrenningen, og kan også føre til uheldige forurensinger av vassdrag. Ved å bygge damkonstruksjoner i vannvegene er det mulig å redusere flomtoppene og fjerne noen av de viktigste forurensingene fra veger og boligområder.

De viktigste funksjonskravene som stilles til overvannsdammer er:

- Kravene til fordrøyning og reduksjon av flomtoppene skal være ivaretatt.
- Overvannsdammen skal også fungere vinterstid når overflaten er islagt
- Det skal ikke skje en tilgrumsing og algevekst i dammen slik at den framstår som lite tiltalende
- Det skal være mulig å tømme dammen for å fjerne sedimentert materiale og uønsket vegetasjon
- Dersom dammen skal fungere som rensetiltak skal de viktigste forurensingene bli felt ut til et tilfredsstillende nivå

Forutsetningen for at en overvannsdam skal fungere tilfredsstillende, er at dammen har tilstrekkelig volum for å holde igjen den første markerte flomtoppen og at utløpet har begrenset kapasitet. Prinsippet for bruk av overvannsdammer er vist i figur 4.26.



Figur 4.26: Eksempel på innløp og utløp som funksjon av tiden for en overvannsdam. Basert på Lindholm (2006).

Ved $t = 0$ er vannføringen inn i dammen lik utløpet. Deretter starter en intens nedbørsperiode. Den blå kurven viser forløpet av vannføringen inn i dammen og i første del av nedbørsperioden øker vannføringen gradvis inntil den når et maksimum ved konsentrasjonstiden for nedbørsfeltet. Deretter er vannføringen inn i dammen antatt å være konstant inntil nedbørsperioden er over.

Den røde kurven viser forløpet av vannføringen ut av dammen, og denne viser en gradvis økning mens dammen fylles opp. Bassenget er forutsatt tilstrekkelig stort slik det ikke fylles opp før vannføringen inn i dammen har passert maksimalnivået. Maksimal vannføring ut av bassenget vil derfor innstille seg på en lavere verdi enn maksimalverdien inn.

Lindholm (2006) har presentert en prosedyre for beregning av nødvendig volum av en overvannsdam. De faktorene som har betydning for dimensjonering av volumet er:

A = Nedbørsfeltets areal	[ha]
T = Konsentrasjonstid (Rasjonelle formel)	[min]
C = Avrenningskoeffisient	[-]
I = Nedbørsintensitet	[l/s·ha]
t_r = Varighet av nedbørsperioden	[min]
Q_{ut} = Dimensjonerende (tillatt) vannføring ut av bassenget	[m ³ /s]

Fremgangsmåte:

1. Vannmengdene og volumene inn i bassenget beregnes for valgte returperioder og antatt varighet av nedbørsperioden.
2. Vannmengdene ut beregnes på grunnlag av lineær økning i vannmengden og antatt maksimal, tillatt vannføring.
3. Nødvendig volum for overvannsdammen er differensen mellom disse to volumene.

Det er også utarbeidet generelle, grove overslag om effekter av fordrøyningsbasseng. Georgia Department of Transportation (2014) presenterer følgende tabell for reduksjon av vannføringen som funksjon av det relative arealet av dammer:

Tabell 4.2: Relativ reduksjon av avrenningen ved utløpet av en fordrøyningsdam, som funksjon av sjøprosenten av nedbørsfeltet. (Georgia Department of Transportation 2014).

Relativt sjøareal, %	Relativ avrenning
0	1
0,2	0,97
1	0,87
3	0,75
5	0,72

Utløpet til overvannsdammer må få en spesiell utforming for å begrense avrenningen i første del av nedbørsperioden og hindre oversvømmelser i omkringliggende terreng, dersom dammene fylles helt opp. De enkleste utformingene er å forme en dam med en begrenset åpning i nedre delen av dammen og med en relativt stor damkrone for eventuelle overløp. Figur 4.27 viser et slikt utløp. Den ene har en vertikal spalte med et arrangement for å regulere vannstanden. Den andre har et V-formet utløp. En mer detaljert beskrivelse med forslag til utforming av utløp er presentert av Endresen (2006).

Overvannsdammer krever rutinemessig vedlikehold for å fjerne sedimenter og grums. Det er derfor nødvendig at vedlikeholdsmaskiner har tilgang til dammen for å utføre dette arbeidet. Det er også en fordel om utløpet av dammen er utformet slik at en i forbindelse med dette arbeidet kan tømme den helt for vann.



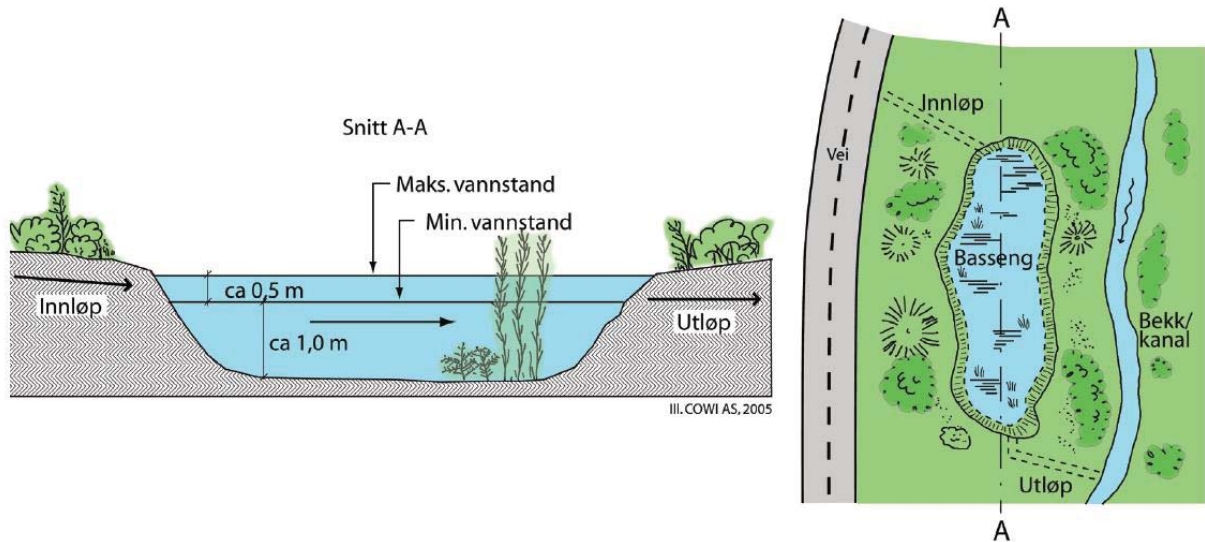
Figur 4.27: Eksempler på utløp i overvannsdammer. Vannføringen ut er begrenset ved lav vannstand og dammene har et bredt overløp dersom disse blir fylt helt opp. (Foto: S. Endresen 2006).

Overvannsdammer kan også benyttes for å fjerne viktige forurensinger fra veg. Prinsippet for rensing som blir utnyttet ved bruk av dammer er sedimentering av forurensinger som er bundet til partikler. Dammer kan også utformes slik at en del av forurensingene blir infiltrert i bakken.

De viktigste forurensingene som er knyttet til drift av veger er tungmetaller, salt og vaskevann fra tunneler, (Åstebøl og Roseth 2014). De fleste av tungmetallene er bundet til partikler, dette gjelder både for forurensinger fra veg og etter vasking av tunneler. Derimot er salt i sin helhet oppløst i vann, og denne forurensingen kan ikke fjernes ved hjelp av sedimentasjon. Ved utforming av en overvannsdam som rensiltak er det viktig å legge vekt på følgende prinsipper for å oppnå best mulig effekt, se figur 4.28.

- Den største konsentrasjonen av forurensinger opptrer i den første fasen av nedbørsperioden. Dette skyldes at den største utvaskingen i stor grad skjer umiddelbart etter at avrenningen starter fra vegen og omgivelsene. Det er derfor viktig at spesielt avrenningen fra den første delen av nedbørsperioden blir holdt igjen i dammen.
- Overvannsdammen utformes med et strupet utløp slik at det er begrenset vannføring ut av dammen til vanlig. Det bør være en betydelig høydeforskjell mellom det vanlige utløpet og flomløpet slik at avrenningen i den første nedbørsperioden blir fanget opp.
- Forurensingene er oftest bundet til små partikler. Disse krever lang oppholdstid i bassenget for å få tid til å sedimentere. Dette krever at vannhastigheten i dammen er liten, og at det er lite turbulens i vannmassene. For å oppnå lite turbulens og lav vannhastighet er det vanlig å utforme rensiltakene med to kamre, se figur 4.28 og 4.29. I det første kammeret dempes energien i innløpssonen og en får felt ut de største partiklene. I det andre kammeret, som er større, foregår sedimentasjonen av de finere partiklene
- For å oppnå liten vannhastighet er det ønskelig å begrense vannstrømmingen inn i dammen. Det er derfor bare forurenset vann fra vegen som bør ledes inn i dammen, mens rent overflatevann fortsatt bør følge de eksisterende vannvegene, se figur 4.28.

- En kan legge ut permeable masser i bunnen av dammen, for å infiltrere en del av vannet i dammen til grunnen, framfor å lede vannet til eksisterende vannveger.



Figur 4.28: Prinsippskisse av overvannsdam utformet for rensing av forurensinger bundet til partikler. (Åstebøl og Roseth 2014).

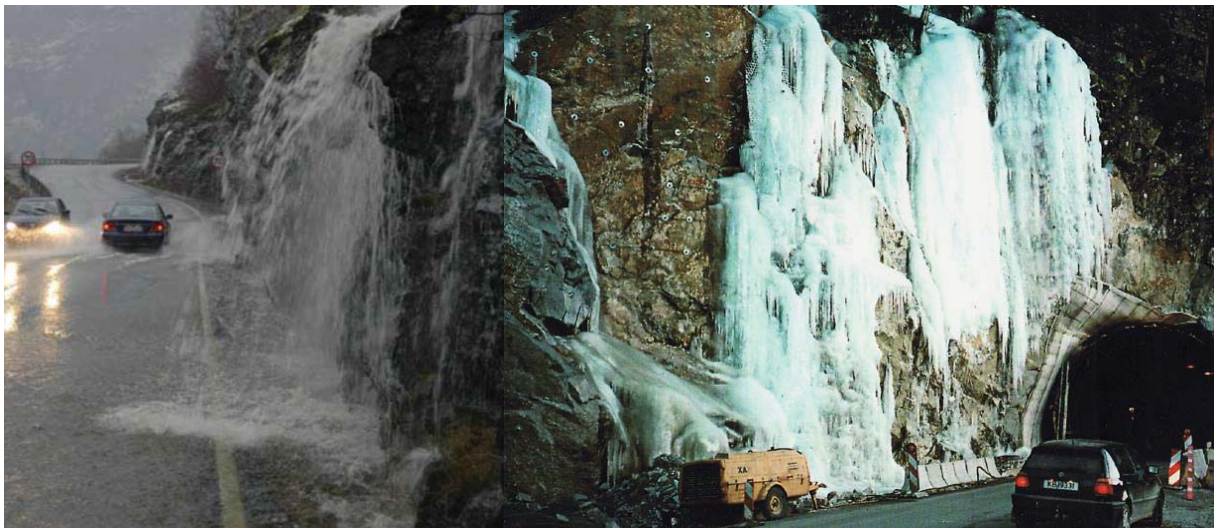


Figur 4.29: Eksempel på overvannsdam som rensiltak. Dammen er bygget med to kamre, og i forbindelse med innløpet er det bygget en betongvegg som energidreper. E6 Hvattum (Foto: S. Endresen 2006).

4.3.5 Nedføringsrenner i bergskjæringer

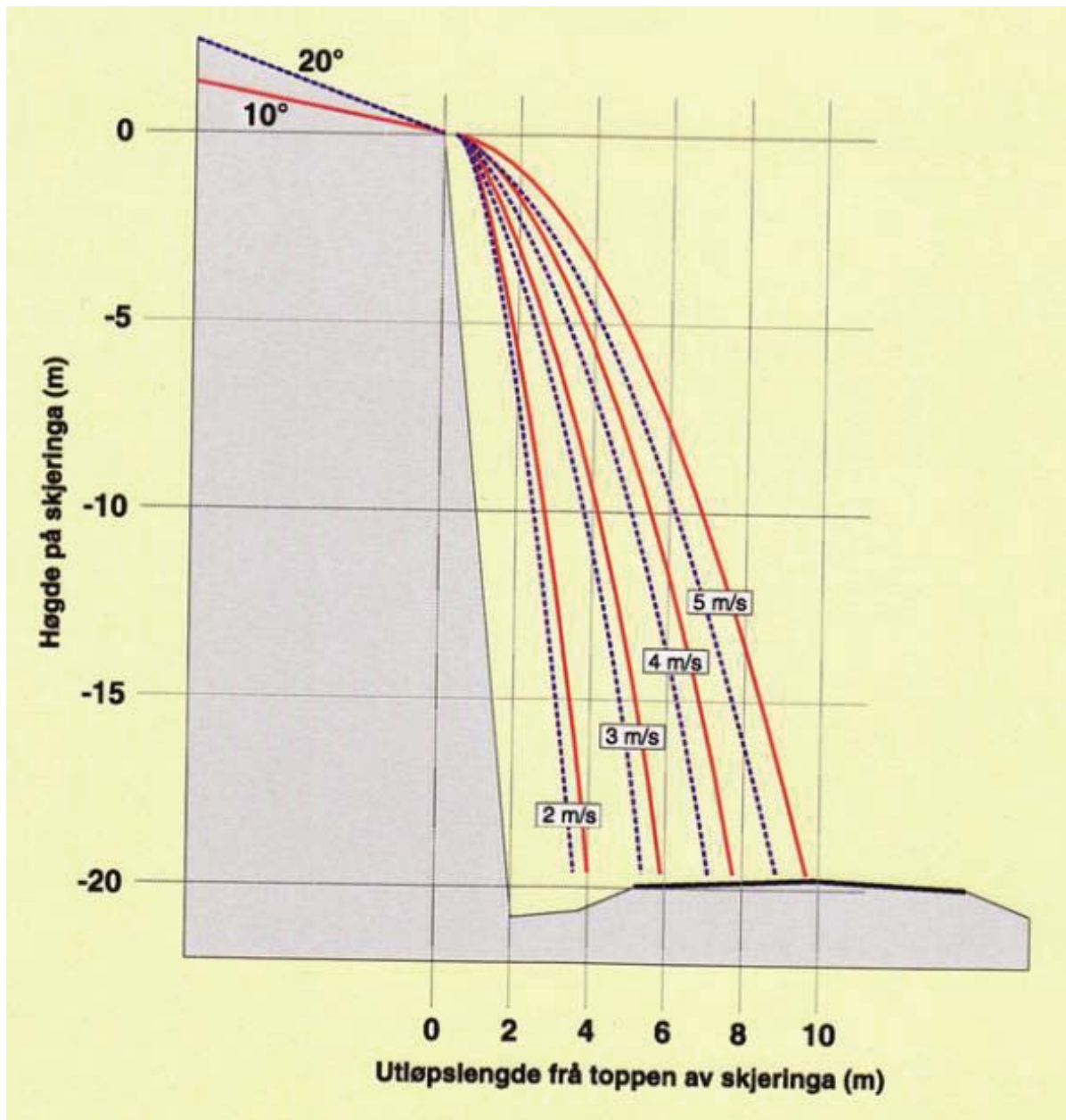
Bekkeløp som føres ut over en bergskjæring kan gi vesentlige problemer for driften av vegen ved:

- Vannspruten kommer inn i vegen i flomperioder, figur 4.30 a)
- Dersom bekken fører med seg stein eller grus, vil det oppstå farlige trafikksituasjoner
- Det er ofte iskjøving i forbindelse med vann i bergskjæringer, fig 4.30 b)



Figur 4.30 a) og b): Bekker som føres fram til en høy bergskjæring kan føre til vannsprut og nedfall av grus og stein på vegen i flomperioder. Rv 706 Trolla, Sør-Trøndelag, Foto. H. Norem. Høyre bilde: eksempel på iskjøving nær tunnelmunning, Rv13 Sandvinvatnet, Hordaland.

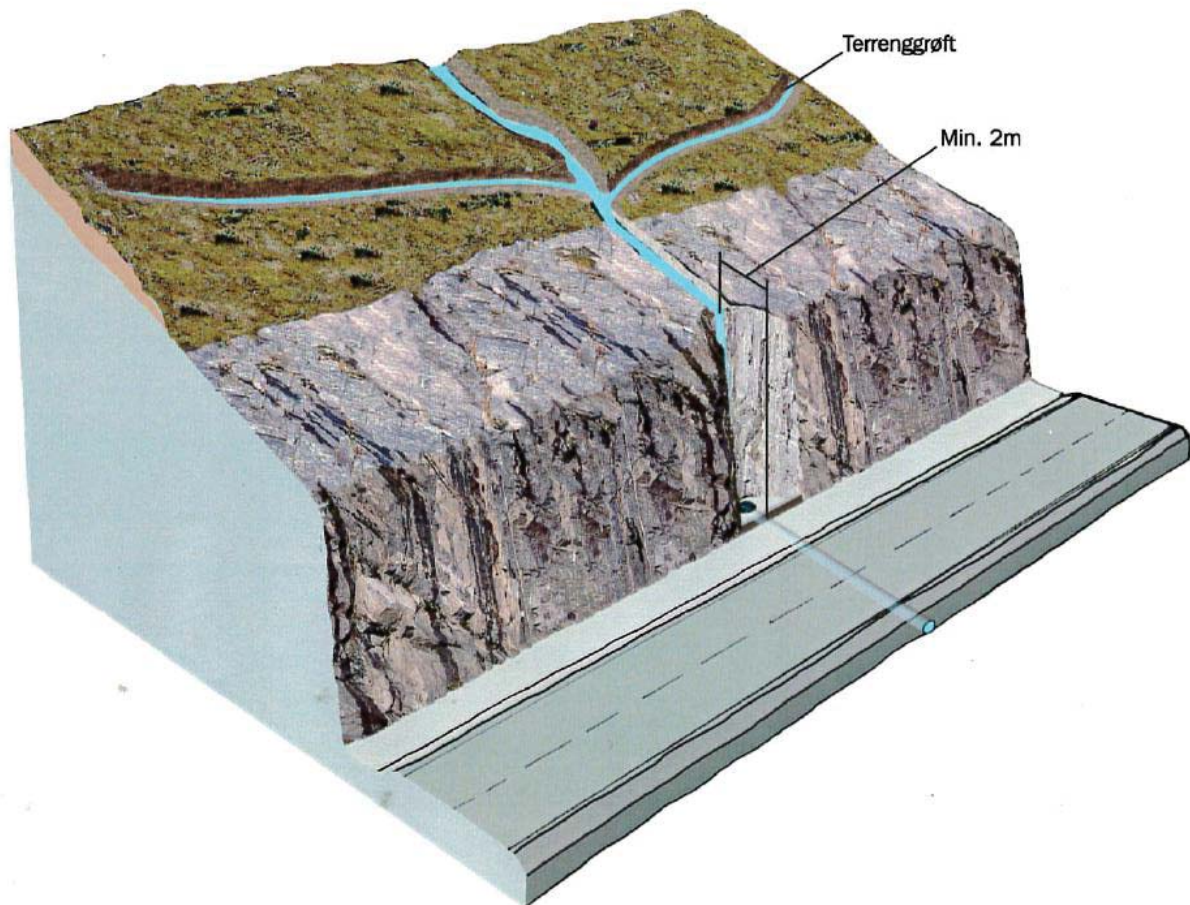
For å redusere problemet med vann og grus i vegbanen bør det sprenges ut ekstra bredde der bekkeløp føres fram til skjæringstoppen. Figur 4.31 viser en beregning av hvor langt vannspruten kan nå, basert på høyden på fjellskjæringen, vannhastighet i bekken og for to alternative hellinger på bekken. Beregningene er utført basert på grunnlag av den generelle kastformelen.



Figur 4.31: Kastelengde for vann som føres over en bergskjæring. Lengden er beregnet for terrenghellene 10° og 20°, og for hastighetene, 2, 3, 4, og 5 m/s (Norem 1996).

Tendensen til iskjøving er større dersom vannet kommer i små mengder og det føres ut på store eksponerte flater. Erfaring har vist at dersom vannet fra bekkene føres ned i relativt smale nedløp blir det små problemer med iskjøving. Ved å grave ut en terrenggrøft for å samle vannet og føre dette fram til en smal nedføringsrenne blir vannføringen konsentrert til et lite område. Dette reduserer tendensen til iskjøving ved at vintervannsføringen blir mer konsentrert, og det er et mer gunstig lokalklima inne i de utsprengte lommene,

figur 4.32. Med hensyn til sikring av fjellskjæringer mot is henvises det til rapporten «Sikring av vegar mot iskjøving», (Norem 1996).



Figur 4.32: Bruk av terrenggrøfter for å samle vann som kommer fram til en bergskjæring, og utsprenging av en smal nedføringsrenne for å redusere problemet med vannsprut og iskjøving. (Norem 1996).

4.3.6 Terrenggrøfter

Terrenggrøfter er grøfter som er anlagt utenfor veg eller baneområdet og som ligger mer eller mindre parallelt med vegen eller banen. Terrenggrøftene etableres oftest ovenfor skjæringer, men er også aktuelt ved foten av fyllinger.

Formålet med terrenggrøfter er å samle vannig i terrenget og føre det kontrollert fram til naturlige vannveger, figur 4.32. Terrenggrøfter brukes oftest i disse sammenhengende:

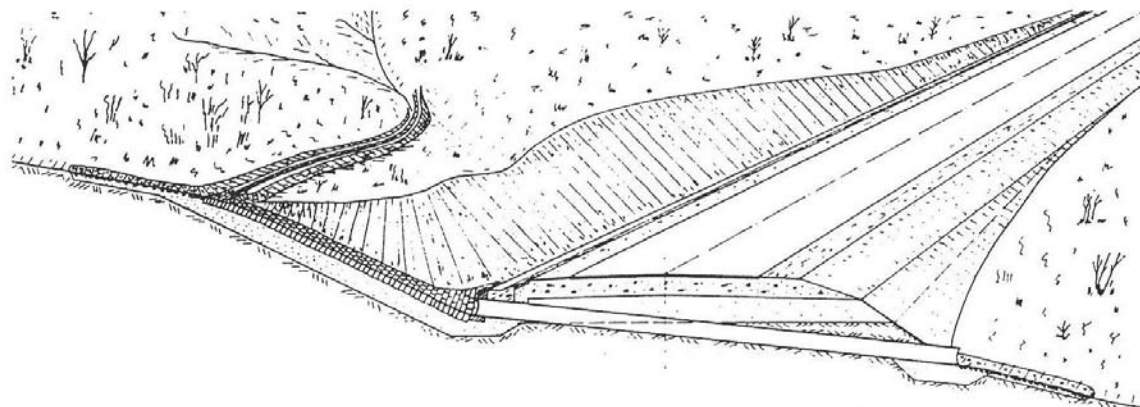
- Ovenfor løsmasseskjæringer for å redusere faren for erosjon i skjæringene.
- Ovenfor bergskjæringer for å redusere tendensen til iskjøving om vinteren.
- Ved foten av fyllinger for å hindre erosjon i sårbar natur nedenfor fyllingene
- For å samle opp vann ovenfor skjæringene før det når fram vegens eller banens grøftesystem. Dette vil redusere tilførselen av vann til grøftene
- Samle opp en størst mulig andel av det rene overvannet, slik at det først og fremst er forurenset overvann fra vegområdet som føres fram til eventuelle rens tiltak.

Der en vegskjæring kutter av de naturlige drensvegene i terrenget vil vann renne utover skjæringskanten og nedover skjæringsskråningen. I jordskjæringer kan dette kan føre til omfattende erosjon, skader på skjæringen og gjentetting av grøfter og stikkrenner langs vegen, se figur 4.33. Tilsvarende kan vann fra vegområdet også gjøre skade på terrenget nedenfor fyllingsskråninger.



Figur 4.33: Eksempel på bergskjæring Høyre bilde: utglidning av jordras, som dekket hele vegen, etter at vann rant ut over en jordskjæring. E39 Hemnkjølen. Foto: H. Norem.

Der det er sannsynlig at vannet kan gjøre skade, bør en samle dette ved hjelp av terrenggrøfter. Figur 4.34 viser eksempel på bruk av terrenggrøfter ovenfor en løsmasseskjæring.



3.10 Terrenggrøft og nedføringsrenne.
Crown ditch and spillway.

Figur 4.34: Eksempel på terrenggrøft ovenfor en løsmasseskjæring og som fører vannet fram til en nedføringsrenne (Nordal, 1965).

Terrenggrøfta bør plasseres i relativt kort avstand, 2–5 m, fra skjæringstoppen. Ved plasseringen og utformingen av grøfta må det legges vekt på at grøfta skal ha beskjedent behov for vedlikehold. Fallet på grøfta bør være jamt og så lite at det er liten fare for erosjon, men likevel så stort at vann ikke samler seg i grøftene. Hellingen bør være innenfor området 2–5 %. Dersom skjæringstoppen har stort fall, kan det derfor bli aktuelt å plassere grøfta gradvis lenger fra skjæringstoppen for å unngå for sterkt fall.

En terrenggrøft bør være så dyp at den fanger opp vannsaget som renner mellom det øvre humuslaget og de faste løsmassene som inngår i skjæringen. Vanligvis bør dybden være 0,7 m eller mer. Det er vanlig å utforme grøfta med slake skjæringssider for å unngå erosjon i sidene og at grøfta gror for raskt igjen. De utgravde massene legges helst som en voll på nedsiden av grøfta for å øke kapasiteten. Dersom fallet er stort, kan det bli aktuelt å erosjonssikre grøfta med steinsetting. Det kan også være aktuelt å bygge terrenggrøftene som lukket drenering, med drensør eller grov pukk beskyttet med fiberduk, (Statens vegvesen 2014a). Eventuelt kan en også benytte masser med god isolasjonsevne for å hindre gjenfrysing.

Et annet formål for bruk av terrenggrøfter er å redusere avrenningen mot de langsgående sidegrøftene til veg og bane. Disse vil ofte ha begrenset kapasitet, og ved store vannføringer kan det oppstå fare for erosjon og store skader. Spesielt viktig er det å bruke terrenggrøfter der en har lukket drenering med grunne sidegrøfter. Ved bruk av terrenggrøfter vil en da samle en størst mulig del av overvannet til etablerte vannveger, og unngå å belaste det lukkede drencsystemet med mer vann enn nødvendig.



Figur 4.35: Driftsveger med åpen drenering ovenfor skjæringene fungerer som effektive terrenggrøfter. Vannføringen i slike grøfter kan bli betydelige, og inntaket til stikkrennene må dimensjoneres i forhold til dette, E39 Gjemnes. (Foto: H Norem).

Terrenggrøfter er også aktuelt for å separere det rene overflatevannet oppstrøms for vegen eller banen og forurenset vann fra veg- og baneområdet, for å redusere vannmengdene som føres fram til rensiltakene, se figur 4.28.

5 Kulverter og stikkrenner

5.1 Innledning

Kulverter brukes for å føre vann trygt gjennom hinder langs vannveier. I denne rapporten er ordet «kulvert» konsekvent brukt for alle typer lukkede vanngjennomløp. Bruk av kulverter medfører inngrep i naturlige vannveier, og vil påvirke den naturlige avrenningen i området rundt anlegget. Ved dimensjonering og utforming må følgende momenter vurderes:

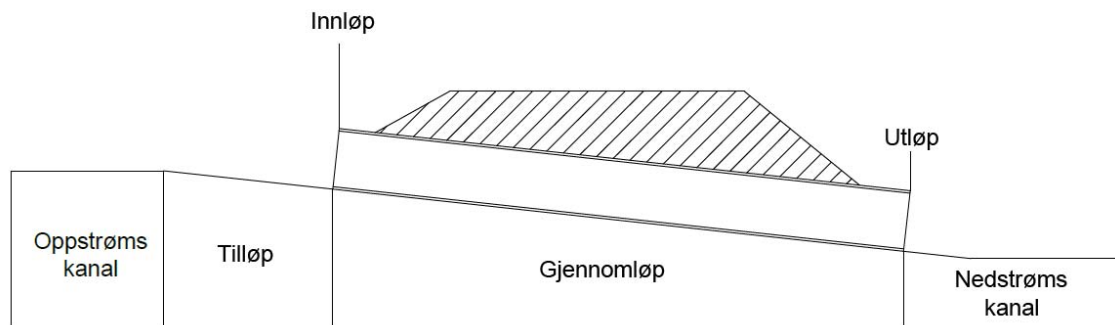
- Kapasitet og oppstrøms vanndybde ved flom
- Sikkerhet mot gjentetting og adkomst for vedlikehold
- Sikring mot uhell som involverer mennesker og dyr
- Erosjonssikring og energidreperer ved utløp
- Faunapassasjer

Kapasiteten til en kulvert avhenger av hvordan vannet strømmer gjennom den. En fullstendig teoretisk analyse av hydrauliske forhold for en kulvert er komplisert og tidkrevende, og brukes i praksis sjeldent for vanngjennomløp knyttet til veg og bane. Derfor inneholder dette kapitlet i hovedsak forenklete beregningsmetoder for vanlige utforminger. For mer kompliserte tilfeller anbefales det å bruke hydraulisk programvare, se avsn. 5.7. Enkelte steder er det beskrevet én av flere mulige løsninger, og det henvises da til støttelitteratur for utfyllende informasjon. Det er lagt vekt på å forklare prinsippene bak beregningsmetodene. Forenklinger og antagelser er beskrevet slik at man i størst mulig grad kan tilpasse beregningene til forventede forhold.

5.2 Strømning i kulverter

Vannveier i terrenget og kulverter fungerer som et sammensatt system med vannføring og massetransportforhold som varierer over tid. Det er derfor viktig at kulverter ikke vurderes isolert, men tar hensyn til forhold oppstrøms og nedstrøms langs vannveien.

Det er også viktig å forstå hvordan vann oppfører seg i et lukket løp, avhengig av oppstrøms og nedstrøms forhold og utformingen av selve kulverten. Figur 5.1 viser de forskjellige delene av en kulvert.



Figur 5.1: Definisjon av kulvertens hoveddeler.

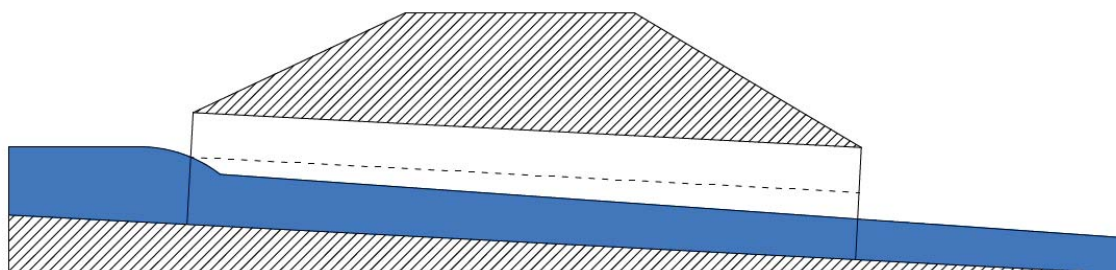
Hydraulisk kontroll er et viktig begrep ved dimensjonering av kulverter. Under lav vannføring vil de fleste kulverter fungere som en kanal med fritt vannspeil. Ved større vannføring vil en større del av kulverten være fylt. Da vil kapasiteten bestemmes av hvilken del av kulverten som begrenser kapasiteten. Den delen som begrenser kapasiteten kalles det *kritiske snittet*. Der kritisk snitt befinner seg ved innløpet har man *innløpskontroll*, og kapasiteten begrenses av innløpets utforming. Der kritisk snitt befinner seg ved utløpet har man *utløpskontroll*, og kapasiteten påvirkes av energitap langs hele kulverten, eller forhold nedstrøms.

5.2.1 Innløpskontroll

Innløpskontroll oppstår der innløpet fører vann *mindre effektivt* enn gjennomløpet, og kritisk snitt befinner seg nært innløpet. Innløpsutforming, tverrsnittsarealet og oppstrøms vannstand og -hastighet er avgjørende for kapasiteten. Strømningen i kulverten er overkritisk og har høy hastighet. Forholdene i selve gjennomløpet og nedstrøms påvirker derfor ikke kapasiteten. Energitapet som bestemmer kapasiteten er knyttet til retningsendringen på vannet og sammentrekning av strømningstverrsnittet gjennom innløpet. Innløpskontroll er vanlig for bratte og korte kulverter. Ved

innløpskontroll kan man i prinsippet har to forskjellige strømningstyper, beskrevet under.

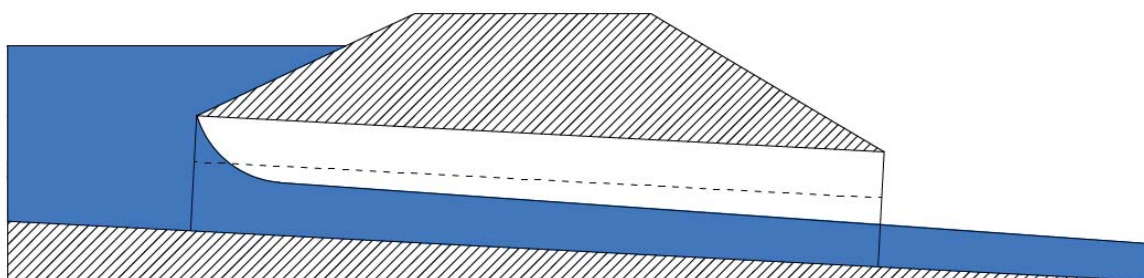
5.2.1.1 Innløpskontroll med fritt vannspeil



Figur 5.2: Innløpskontroll og fritt vannspeil.

I denne situasjonen vil det kritiske snittet vil ligge ved innløpet, og strømmingen er overkritisk gjennom kulverten. Vannstanden avhenger av innløpsutformingen og påvirkes ikke av gjennomløpets utforming eller nedtrøms forhold. Denne strømningstypen medfører liten fare for skade på fyllingen, og fritt vannspeil ved innløpet gjør det mulig å skylle gjennom drivgods av mindre størrelse. Merk at vannet ofte kan stige noe over toppen av innløpet før det dykkes. Vannet vil ha stor hastighet ved utløpet med fare for erosjon.

5.2.1.2 Innløpskontroll med dykket innløp



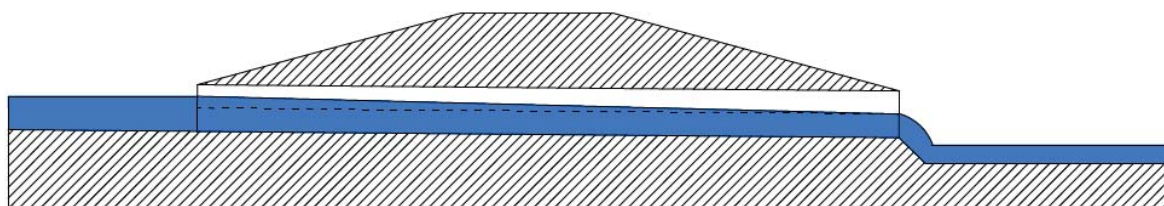
Figur 5.3: Innløpskontroll med dykket innløp.

I denne situasjonen vil det kritiske snittet vil ligge ved innløpet, og strømmingen er overkritisk gjennom kulverten. Vannstanden avhenger av innløpsutformingen og påvirkes ikke av gjennomløpets utforming eller nedstrøms forhold. Denne strømningstypen kan medføre fare for skader på fyllingen. Dersom denne strømningstypen brukes, bør fyllingen derfor sikres mot vanninntregning og erosjon ved innløpet. Vannet vil ha stor hastighet ved utløpet med fare for erosjon.

5.2.2 Utløpskontroll

Utløpskontroll oppstår der selve gjennomløpet fører vann *mindre effektivt* enn innløpet, og kritisk snitt befinner seg nær utløpet, eller nedstrøms for kulverten. Strømningen i kulverten er underkritisk, og vannhastigheten er relativt lav. Innløpsutforming, tverrsnittsareal, helning, lengde og ruhet av gjennomløpet samt oppstrøms og nedstrøms vannstand er avgjørende for kapasiteten. Utløpskontroll er vanligst for lange, slake kulverter med høy ruhet, og der man har høy vannstand ved utløpet. Siden det kritisk snittet kan ligge nedstrøms for utløpet har man flere forskjellige strømningssituasjoner, se under.

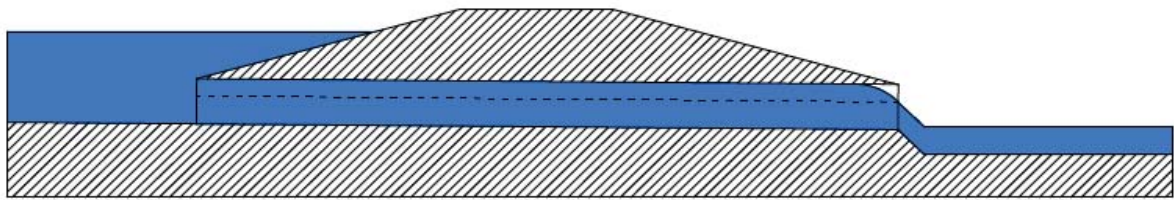
5.2.2.1 Utløpskontroll med fritt vannspeil og kritisk snitt ved utløp



Figur 5.4: Utløpskontroll med fritt vannspeil og kritisk snitt ved utløpet.

I denne situasjonen vil det kritiske snittet ligge ved utløpet. Strømningen er underkritisk gjennom kulverten, og går i overløp ved utløpet. Ved lavere vannføring vil det være fritt vannspeil gjennom hele kulverten, og liten fare for skader på fyllingen. Siden vannet går gjennom kritisk ved utløpet kan det være fare for erosjon nedenfor utløpet.

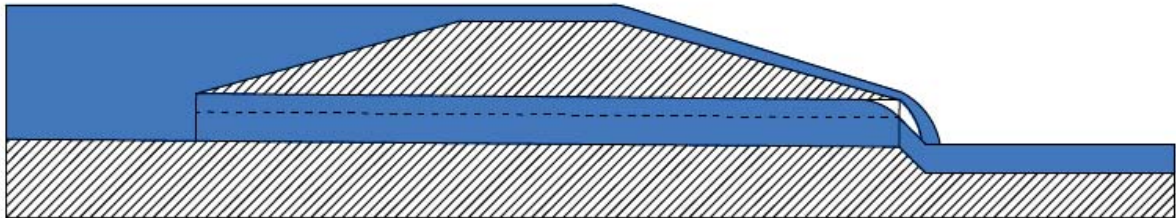
5.2.2.2 Utløpskontroll med trykkstrømning og kritisk snitt ved utløp



Figur 5.5: Utløpskontroll med trykkstrømning og kritisk snitt ved utløp.

I denne situasjonen vil det kritiske snittet ligge ved utløpet. Kulverten går full og man får trykkstrømning. Dette gir høy vannstand ved innløpet, og kan medføre fare for vanninntregning i fyllingen. Siden vannet går gjennom kritisk ved utløpet kan det være fare for erosjon ved utløpet.

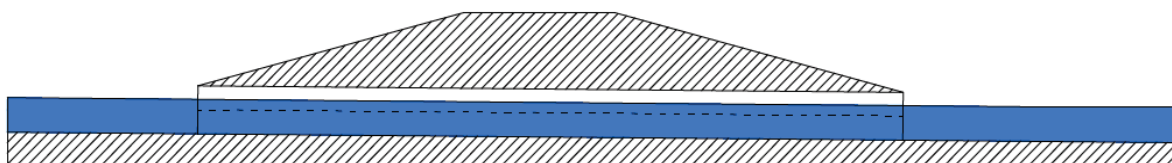
5.2.2.3 Utløpskontroll med trykkstrømning, overløp og kritisk snitt ved utløp



Figur 5.6: Utløpskontroll med trykkstrømning, overløp og kritisk snitt ved utløp.

I denne situasjonen vil det kritiske snittet ligge ved utløpet. Kulverten går full og man får trykkstrømning. Dette gir høy vannstand ved innløpet, og kan medføre fare for vanninntregning i fyllingen. I tillegg går vannet i overløp over fyllingen. Denne situasjonen medfører ofte større skader. Det vil være fare for erosjon og utglidninger på nedstrøms side av fyllingen. Siden vannet går gjennom kritisk ved utløpet kan det også være fare for erosjon ved utløpet.

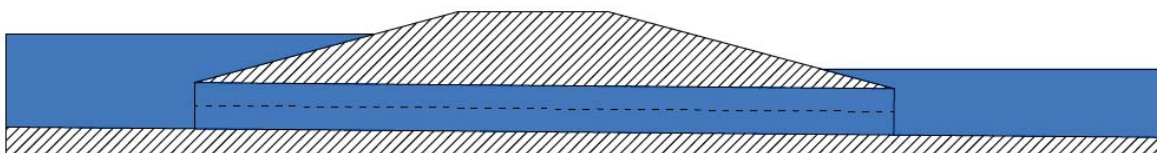
5.2.2.4 Utløpskontroll med fritt vannspeil og kritisk snitt nedstrøms



Figur 5.7: Utløpskontroll med fritt vannspeil og kritisk snitt nedstrøms.

I denne situasjonen vil det kritiske snittet ligge nedstrøms for utløpet. Det skjer typisk der det er et hinder i vannveien, eller der oppstuvning fra et større vassdrag fyller utløpet under flom. Strømningen er underkritisk gjennom kulverten, og går i overløp ved utløpet. Ved lavere vannføring vil det være fritt vannspeil gjennom hele kulverten, og liten fare for skader på fyllingen. Siden vannet er underkritisk ved utløpet er det generelt sett liten fare for erosjon nedenfor utløpet.

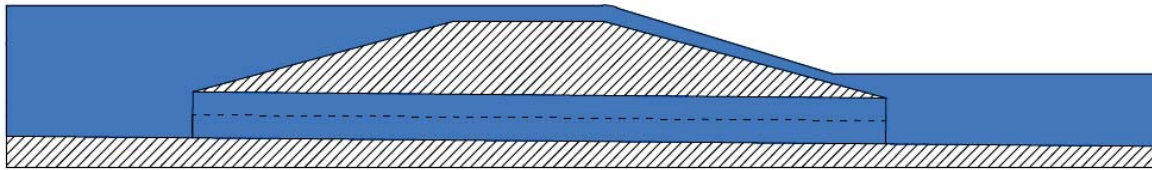
5.2.2.5 Utløpskontroll med fylt kulvert og kritisk snitt nedstrøms



Figur 5.8: Utløpskontroll med fylt kulvert og kritisk snitt nedstrøms.

I denne situasjonen vil det kritiske snittet ligge nedstrøms for utløpet. Det skjer typisk der det er et hinder i vannveien, eller der oppstuvning fra et større vassdrag fyller utløpet under flom. Det vil være trykkstrømning gjennom kulverten og underkritisk strømning ved utløpet. Denne situasjonen medfører fare vanninntregning i fyllingen. Siden vannet er underkritisk ved utløpet er det generelt sett liten fare for erosjon nedenfor utløpet.

5.2.2.6 Utløpskontroll med fylt kulvert, overløp og kritisk snitt nedstrøms



Figur 5.9: Utløpskontroll med fylt kulvert, overløp og kritisk snitt nedstrøms.

I denne situasjonen vil det kritiske snittet ligge nedstrøms for utløpet. Det skjer typisk der det er et hinder i vannveien, eller der oppstuvning fra et større vassdrag fyller utløpet under flom. Det vil være trykkstrømning gjennom kulverten og underkritisk strømning ved utløpet. I tillegg går vannet i overløp over fyllingen. Denne situasjonen medfører ofte større skader. Det vil være fare for erosjon og utglidninger på nedstrøms side av fyllingen. Siden det er underkritisk strømning ved utløpet er det generelt sett liten fare for erosjon nedenfor utløpet.

5.2.3 Energihøyde

Energien som driver vannet gjennom kulverten er en kombinasjon av vanddybde (potensiell energi) og vannhastighet (kinetisk energi) ved innløpet, se avsn. 4.2.4. Til sammen utgjør dette *energi* til vannet, dvs. den totale energien som driver vannet gjennom kulverten. Der man har høy vannhastighet inn mot kulverten får man bedre kapasitet uten at vanddybden øker foran innløpet. Oppstrøms energihøyde ved innløpet er gitt som:

$$E_i = y_i + \frac{V_i^2}{2g} \quad \text{Lign. 5.1}$$

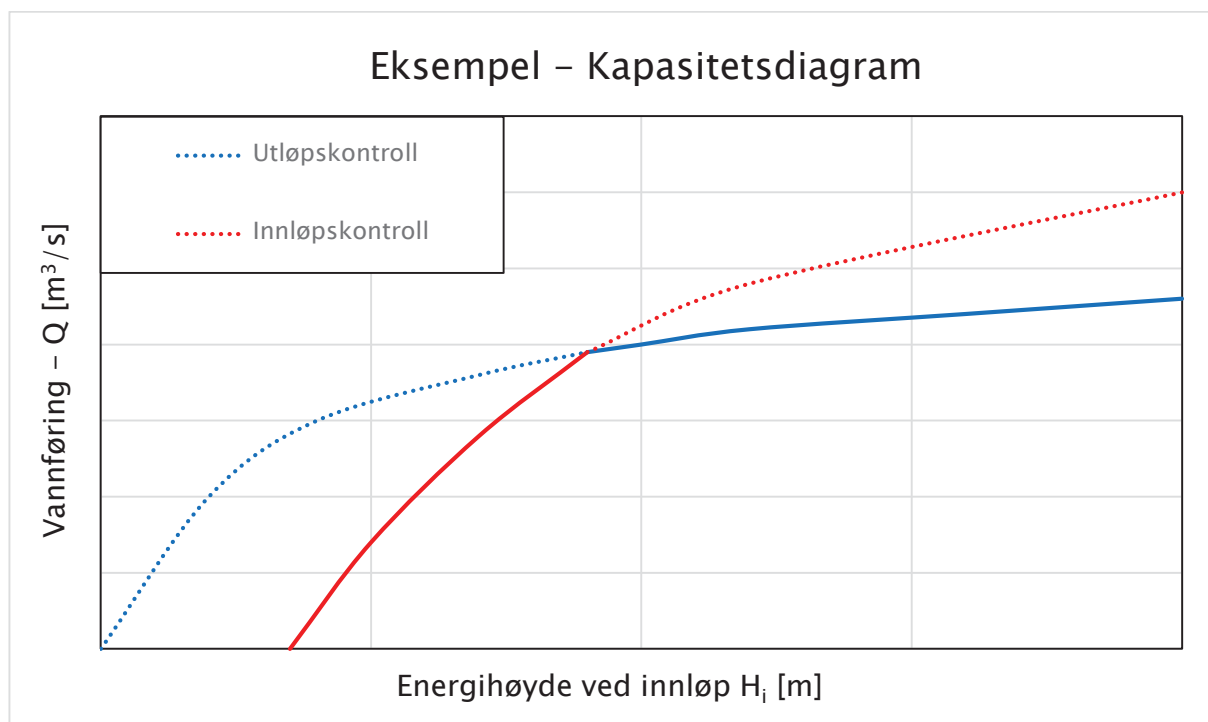
Der:

E_i = Energihøyde ved innløp	[m]
y_i = Vanddybde ved innløpet	[m]
V_i = Vannhastighet ved innløpet	[m]
g = Tyngdekonstant (9,81)	[m/s ²]

5.2.4 Hydraulisk kontroll og effektivitet

Figur 5.10 viser en prinsipiell kapasitetskurve for en kulvert under inn- og utløpskontroll ved forskjellige oppstrøms energihøyder. Den *hydrauliske effektiviteten* kan defineres som evnen til å føre vann for et gitt oppstrøms energinivå. Det vil si at effektiviteten gis som helningen på kurven. Kulvertutformingen, vannføringen og nedstrøms vannstand vil bestemme overgangen fra innløpskontroll til utløpskontroll.

Den heltrukne linjen viser den faktiske kapasiteten. Stiplet linje viser «teoretisk kapasitet» for den strømningsformen som ikke inntreffer. Det er med andre ord den kontrollformen som gir *lavest* kapasitet som er dimensjonerende for kulverten.



Figur 5.10: Prinsipptegning av hydraulisk kapasitet og effektivitet.

5.3 Kapasitetsberegning for kulverter

Kulverter dimensjoneres ved å bestemme størrelse og utforming slik at kulvertens kapasitet håndterer den dimensjonerende vannføringen fra nedbørsfeltet. Samtidig må man ta hensyn til sikkerheten både ved kulverten og langs vannveien. Dimensjoneringen må derfor ta hensyn til det følgende:

- Forholdet mellom dimensjonerende vannføring og kapasitet for valgt kulvertutforming
- Bestemmelse av vanddybde ved innløp slik at fyllingens sikkerhet er ivaretatt
- Bestemmelse av vannhastighet med hensyn til erosjon og massetransport
- Vurdering av massetransport og fare for gjentetting

Disse punktene kan påvirkes av forhold både oppstrøms og nedstrøms for selve kulverten. En dimensjonering av kulverten bør derfor omfatte vurderinger av oppstrøms og nedstrøms kanal. Dette gjelder særlig forhold knyttet til vannhastighet og massetransport. Motsatt er det også viktig å vurdere vannveier som en helhet, og vurdere hvordan den valgte løsning påvirker strømningsforholdene resten av vannveien.

5.3.1 Dimensjonerende kapasitet og vanddybde

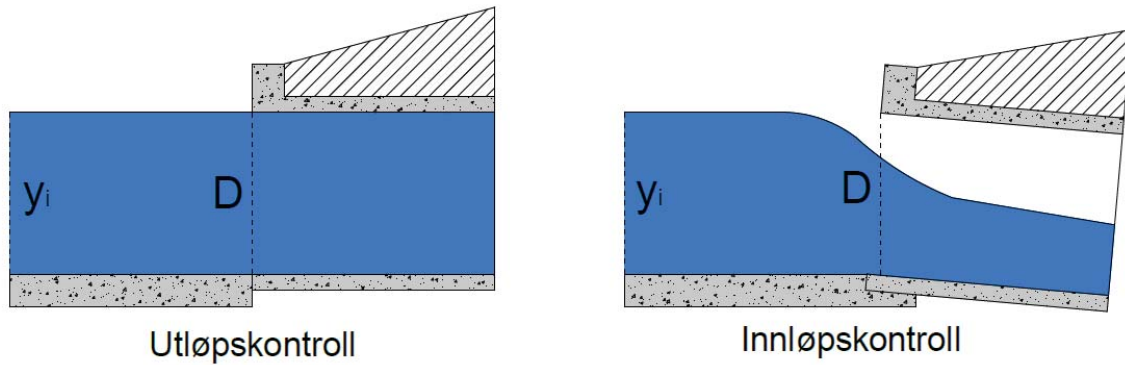
Dimensjonerende kapasitet (Q_{kap}) må være større eller lik den dimensjonerende avrenningen fra nedbørsfeltet (Q_{dim}). Samtidig må ikke vannstanden foran kulverten (y_i) være så høy at fyllingen tar skade eller at vann ledes ut av vannveien. Generelt anbefales det at oppstrøms vannstand y_i ikke overstiger toppen av innløpet:

$$\text{Dimensjoneringskrav: } y_i \leq D$$

Der:

$$y_i = \text{Oppstrøms vanddybde} \quad [\text{m}]$$

$$D = \text{Kulvertdimensjon (høyde)} \quad [\text{m}]$$



Figur 5.11: Vannstand ved innløp for $y_i = D$.

For innløpskontroll gir $y_i = D$ fritt vannspeil ved innløpet, med lavere vanddybde i gjennomløpet, se figur 5.11. Avhengig av innløpsutformingen kan vannstanden imidlertid økes til rundt $1.2 D$ før innløpet dykkes. Dersom man ønsker å utnytte et dykket innløp ved innløpskontroll bør fyllingen sikres mot vanninntregning og erosjon.

For utløpskontroll gir $y_i = D$ dykket innløp med stående vann inn mot fyllingen, med trykkstrømning gjennom hele eller deler av kulverten. For utløpskontroll anbefales det derfor at det sikres mot vanninntregning ved innløpet.

Kapasitetsberegningen gjøres ved å beregne forholdet mellom Q_{kap} og E_i . Det er viktig at beregningen av forholdet mellom Q_{kap} og E_i tar hensyn til faktisk forhold i felt. Det vil si at de må ta hensyn til det følgende:

- Strømningsform (inn- eller utløpskontroll)
- Sedimenttransport og avsetning ved innløp og i kulverten (økt ruhet, redusert tverrsnitt)
- Vannhastighet som øker energihøyden uten å øke vanddybden
- Bruk av rister og andre hindre som kan begrense kapasiteten

Siden disse forholdene kan variere over tid, anbefales det at det også benyttes en sikkerhetsfaktor F_Q for Q_{kap} , basert på konsekvensene ved overbelastning. Konsekvenser og sikkerhetsfaktor for hver kulvert er omtalt i kapittel om konsekvenser.

5.3.2 Vannhastighet

Vannhastigheten kan øke kapasiteten, men medfører også fare for erosjon og vannstandssprang. Det er derfor viktig å vurdere vannhastigheten langs vannveien. Hindre i vannveien – som kan skape vannstandssprang – kan oppstå ved erosjon eller masseavlagring. Dersom vannstandssprang oppstår nær innløpet eller i gjennomløpet kan dette føre til at vanddybden ved innløpet økes betydelig. Det vil skape stor turbulens i vannet og redusere kapasiteten. Dersom det er ønskelig å skape et vannstandssprang for å sedimentere masser, bør det derfor skje i god avstand til innløpet. En optimal utforming sikrer at vannhastigheten er stor nok til å øke kapasiteten og samtidig transportere mindre sedimenter, uten at det oppstår erosjon eller vannstandssprang.

5.3.3 Kapasitetsberegning ved innløpskontroll

Ved dimensjonering av kulverter anbefales det generelt at kulverten utformes for å ha innløpskontroll ved dimensjonerende vannføring. Det er flere grunner til dette:

- God kapasitet grunnet høy vannhastighet i gjennomløpet
- Reservekapasitet dersom vannstanden oppstrøms stiger over kulvertinnløpet
- Fritt vannspeil og overkritisk strømning øker sjansen for å spyle gjennom både sedimenter og drivgods

For innløpskontroll vil strømmingen ved innløpet være komplisert, og kan ikke beregnes direkte på en enkel måte. Beregningsmetodene er derfor basert på modellforsøk med forskjellige innløpstyper. Modellforsøkene gir dimensjonsløse forhold mellom oppstrøms energihøyde og kapasitet, som kan brukes til å beregne kapasitet ved kapasitetsdiagram eller nomogrammer (FHWA, 2011). Dimensjonsløs kapasitetsberegning har to fordeler:

1. Dimensjonsløse verdier gjør at resultatene kan skaleres opp til enhver dimensjon, slik at man kun trenger én kurve for hver innløpsutforming.
2. Siden diagrammene inneholder oppstrøms energi E_i kan man skille mellom vanddybde og hastighetsenergi ved kapasitetsberegning.

Dimensjonsløs vannføring Q^* og energihøyde E^* er definert som følger:

$$\text{Dimensjonsløs vannføring}^3: \quad Q^* = \frac{Q_{\text{kap}}}{AD^{0,5}} \left[\frac{\text{m}^{0,5}}{\text{s}} \right] \quad \text{Lign. 5.2}$$

$$\text{Dimensjonsløs energihøyde:} \quad E^* = \frac{E_1}{D} [-] \quad \text{Lign. 5.3}$$

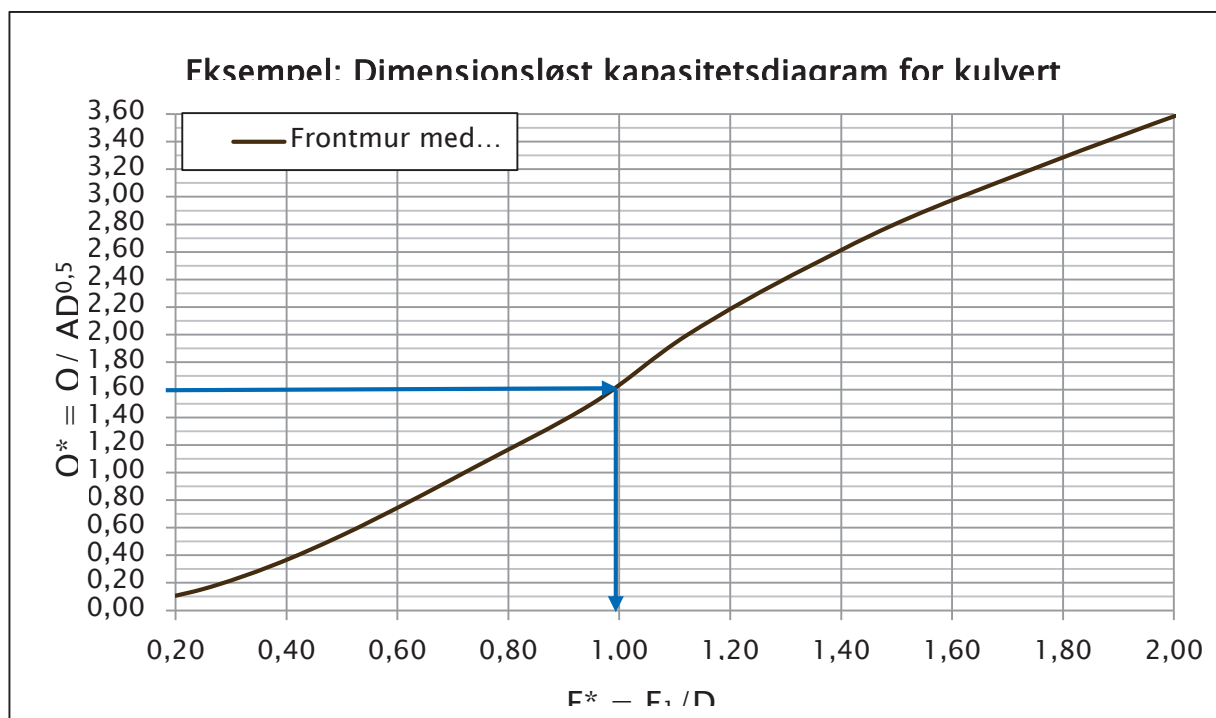
Ligningene er gyldige så lenge utformingen av kulverten oppfyller kravene til innløpskontroll, og opp til helning på 3%. Ved større helninger vil kapasiteten kunne økes noe, og det anbefales da å lage egne kurver.

Punkt 5.5.4 og vedlegg B inneholder dimensjonsløse diagrammer for de vanligste innløpstypene. Det er mulig å lage egne diagrammer for andre tverrsnitt og innløpstyper, se FHWA (2006).

³ For å gjøre Q^* dimensjonsløst må man legge til ($g^{0,5}$) i nevneren. Det gjør verdiene for Q^* svært små, og øker sjansen for avlesningsfeil. Siden g er konstant vil det ikke endre forholdet mellom forskjellige dimensjoner, og ($g^{0,5}$) er derfor utelatt.

Fremgangsmåte med dimensjonsløse kapasitetsdiagrammer

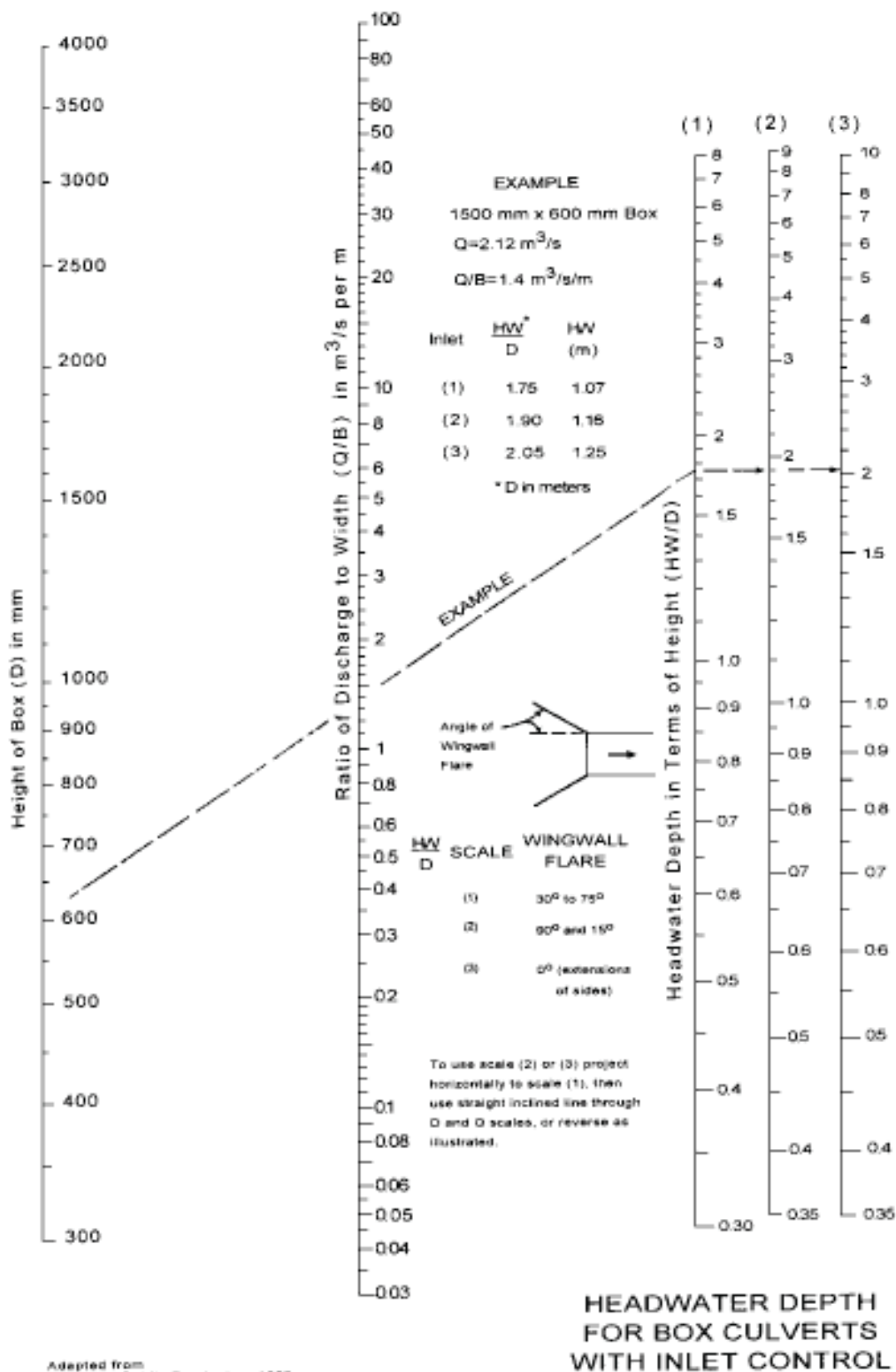
1. Finn Q^* ut fra Q_{dim} og innløpets tverrsnitt
 - i. $Q = Q_{dim}/AD^{0,5}$
2. Finn korresponderende dimensjonsløs energihøyde ved innløpet ved bruk av kurven
 - i. Hvis aktuelt, trekk fra hastighetsenergien for å finne vanddybde ved innløpet: $y_i = E_i - V_i^2/2g$
 - ii. Hvis vannhastighet neglisjeres: $y_i = E_i$
3. Kontroller vanddybde ved innløpet:
 - i. Hvis $y_i < \text{krav}$ OK
 - ii. Hvis $y_i > \text{krav}$, velg større kulvert og/eller mer effektiv innløpsutforming



Figur 5.12: Eksempel: dimensjonsløst kapasitetsdiagram for innløpskontroll.

Fremgangsmåte med nomogram

1. Bestem dimensjonerende vannføring Q_{dim}
2. Bestem høyeste tillatte vannstand ved innløpet y_i
3. Bestem dimensjon og utforming av kulvert
4. Bestem dimensjonsløs energihøyde ved innløpet ut fra y_i og eventuell hastighetsenergi
5. Bruk dimensjonsløs energihøyde til å finne kapasitet direkte i nomogrammet
6. Finn kapasitet Q_{kap} fra dimensjonsløs vannføring
 - i. Hvis $Q_{kap} \geq Q_{dim} \rightarrow$ OK
 - ii. Hvis $Q_{kap} \leq Q_{dim} \rightarrow$ Velg ny utforming



Adapted from Bureau of Public Roads Jan. 1963

Figur 5.13: Nomogram for kapasitetsberegning ved innløpskontroll.⁴

⁴ Nomogrammer er tilgjengelig i amerikansk litteratur i både britiske og SI-enheter. Det planlegges å lage nye, høyoppløselige versjoner i SI-enheter for bruk i Norge.

5.3.4 Kapasitetsberegning ved utløpskontroll

Dersom det ikke er mulig å utforme en kulvert med innløpskontroll må kulverten dimensjoneres for utløpskontroll. Forhold som gir utløpskontroll er:

- Lite fall gjennom kulvert
- Lange kulverter
- Stor ruhet i kulverten
- Høy vannstand ved utløp

For utløpskontroll vil kulverten ha underkritisk strømning i gjennomløpet og nedstrøms forhold vil påvirke vanddybden ved innløpet. Det er da nødvendig å beregne vannlinjen fra kritisk snitt nedstrøms og opp til innløpet. Det anbefales å bruke hydraulisk programvare, men det er likevel viktig å forstå hvordan disse fungerer, og metoden for vannlinjeberegning er derfor beskrevet i det følgende. Metoden beregner vanddybde og hastighet langs forskjellige snitt langs en vannvei, basert på energitap mellom hvert snitt. Man skiller mellom singulærtap der vannveien endrer retning eller strømningsareal, og friksjonstap som virker langs vannveien.

Singulærtap

Singulærtap oppstår der man har store endringer i retning eller strømningsareal, og beregnes som en andel av hastighetsenergien:

$$\Delta E_{\text{singulær}} = k_{\text{tap}} * \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad \text{Lign. 5.4}$$

Der:

$\Delta E_{\text{singulær}}$ = Singulærtap	[m]
k_{tap} = Tapskoeffisient (se 5.4)	[-]
V = Vannhastighet	[m/s]
g = Tyngdekonstant	[m/s ²]

Friksjonstap

Friksjonstap oppstår i kontaktflaten mellom vannet og kanalen eller gjennomløpet, og beregnes ut fra ruheten og størrelsen på kontaktflaten:

$$\Delta E_{\text{friksjon}} = L \left(\frac{Q_{\text{dim}}}{MAR^{2/3}} \right)^2 \quad \text{Lign. 5.5}$$

Der:

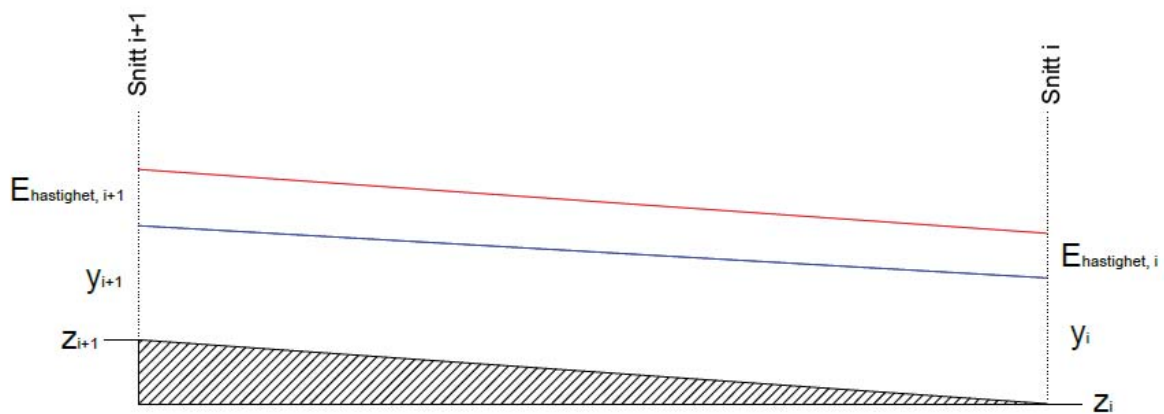
L = Lengden friksjonen virker over	[m]
Q_{dim} = Vannføring	[m ³ /s]
R = Hydraulisk radius	[m]
A = Strømningsareal	[m ²]
M = Manningstall	[m ^{1/3} /s]

Friksjonstap er beskrevet mer detaljert i delkapittel 5.4.

5.4 Fremgangsmåte ved vannlinjeberegning

Vannlinjeberegning er en stegvis metode som beregner vanddybde og hastighet langs en kanal eller kulvert fra et nedstrøms kontrollsnitt. Ved å beregne energitapet langs hvert steg oppover vannveien finner man hvor mye vanddybden endrer seg, og man får et sammenhengende profil for energihøyden. Metoden er mer presis dersom man bruker korte steg, og steglengden bør være kortere der det er større endringer i strømningsforhold. Det gjelder særlig ved:

- Rist/overløp
- Innløp
- Utløp
- Profil der kulverten går fra delvis fylt til helt full
- Endring i kanaltverrsnitt, retning eller helning



Figur 5.14: Energilinje og vannlinje mellom to snitt i en vannlinjeberegning.

Inngangsdata

- Utforming av kanal og kulvert
- Dimensjonerende vannføring Q_{dim}
- Posisjon og vanddybde ved kritisk snitt nedstrøms for kulvert

1. Bestem bunnprofilen fra nedstrøms kontrollpunkt

$$z_{n+1} = z_n + I * \Delta x \quad \text{Lign. 5.6}$$

Der:

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]

2. Anta vanddybde y_n ved hvert punkt og bestem kanalens geometri

- Anta vanddybde y_n
- Bestem A , P , R og K ut fra y_n

$$R = \frac{A}{P} \quad \text{Lign. 5.7}$$

$$K = MAR^{2/3} \quad \text{Lign. 5.8}$$

Der:

R = Hydraulisk radius [m]

A = Strømningsareal [m²]

P = Våt periferi [m]

K_v = Vannføringsevne [m³/s]

M = Manningstall [-]

K_v 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.

3. Beregn energinivå for hvert punkt

$$E_n = z_n + y_n + \frac{V_n^2}{2g} \quad \text{Lign 5.9}$$

$$V_n = \frac{Q_{\text{dim}}}{A_n} \quad \text{Lign 5.10}$$

Der:

E_n = Energinivå [m]

z_n = Stedhøyde [m²]

y_n = Vanndybde [m]

V_n = Vannhastighet [m³/s]

g = Tyngdekonstant (9.81) [m/s²]

4. Beregn energitap for hvert steg

Vannet mister energi langs vannveien på grunn av singulær - og friksjonstap. Singulærtap legges til akutte 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:

$$I_{f,n} = \left[\frac{Q_{\text{dim}}}{K_n} \right]^2 \quad \text{Lign 5.11}$$

$$\Delta E_{f,(n \rightarrow n+1)} = I_{f,n} * \Delta x = \left(\frac{I_{f,n+1} + I_{f,n}}{2} \right) * \Delta x \quad \text{Lign 5.12}$$

Der:

$I_{f,n}$ = Friksjonshelning for tverrsnitt n	[-]
Q_{dim} = Dimensjonerende vannføring	[m ³ /s]
K_n = Vannføring for tverrsnitt (n)	[m ³ /s]
$\Delta E_{f,(n \rightarrow n+1)}$ = 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)	[-]

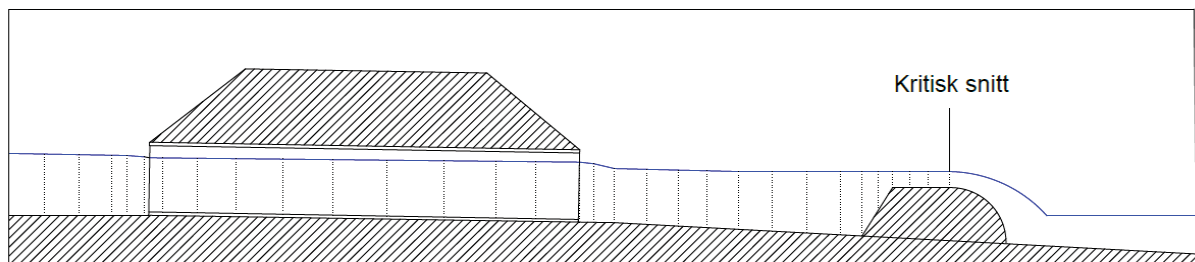
5. Kontroller antatt vanddybde y_i og energinivå H_i

Dersom antatt y_n fra steg 3 er riktig skal forskjellen mellom E_{i+1} og E_i tilsvare energitapet mellom de to snittene. Tilpass y_n til Steg 5 er oppfylt.

$$E_{n+1} = E_n + \Delta E_{f,(n \rightarrow n+1)} \quad \text{Lign. 5.13}$$

Der:

E_{n+1} = Energinivå for snitt (n+1)	[m]
E_n = Energinivå for snitt (n)	[m]
$\Delta E_{f,n}$ = Friksjonstap mellom snitt (n) og (n+1)	[m]



Figur 5.15: Prinsipp tegning av vannlinjeberegning med snitt fra nedstrøms kritisk snitt.

5.5 Utforming av kulverter

Kulverter endrer strømningsforholdene langs eksisterende vannveier. Siden forskjellige vannveier vil ha stor variasjon i strømning og massetransport er det viktig at kulvertutformingen tilpasses hver enkelt vannvei og området rundt. Det er viktig å merke seg at forskjellige utforminger egner seg best for forskjellige strømningstyper, og at utformingen bør tilpasses både strømningstype og forventet massetransport.

I dette delkapitlet er det gitt anbefalinger for utforming av de forskjellige delene av en kulvert, og hvilken hydraulisk effekt de har. Delkapitlet er delt opp i de forskjellige delene av kulverten:

- Tilløp
- Innløpsrist
- Innløp
- Gjennomløp
- Utløp

Kravene som er beskrevet skal sikre at den hydrauliske effekten som er beskrevet i beregningene, finner sted i praksis. Dersom man velger andre løsninger må den hydrauliske effekten dokumenteres ved beregninger. Beregningsmetodene inneholder antagelser. Der viktige antagelser er gjort er dette beskrevet. Der det er valgt konservative overslag skyldes det erfaring som viser at overbelastning av kapasitet medfører stor fare for skader, eller at erfaringsgrunnlaget er usikkert.

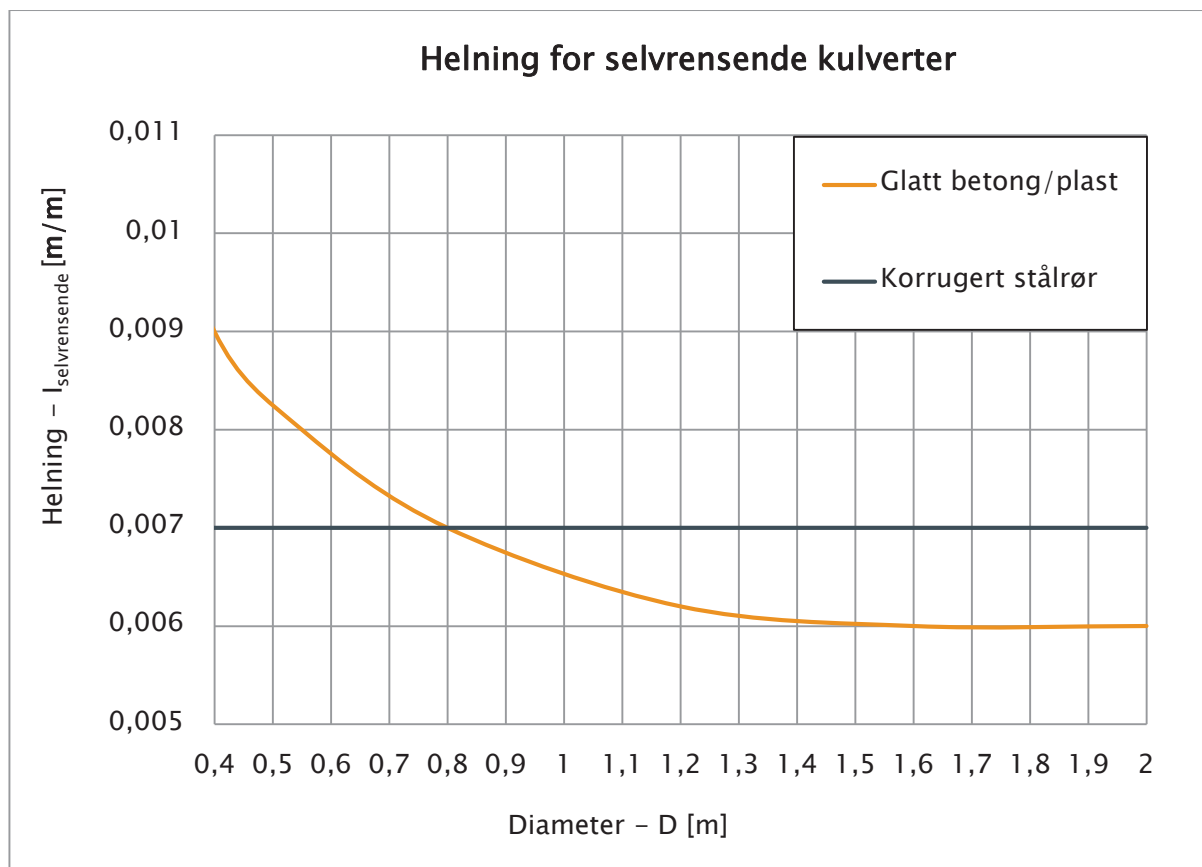
5.5.1 Utforming for innløpskontroll

Ved utforming av kulverter bestemmes kontrollformen ved å beregne kapasitet både ved innløpskontroll og utløpskontroll. Den laveste beregnede kapasiteten vil være begrensende og bestemmer strømningsformen som vil inntreffe. For å forenkle beregningsgangen kan man bruke følgende krav for å sikre at kulverten fungerer under innløpskontroll.

Krav til helning for innløpskontroll

Helningen til en kulvert bør være større enn kritisk helning for å sikre innløpskontroll. I tillegg bør helningen være stor nok til å sikre selvrensende effekt, se figur 5.16. Det sikrer at kulvertens kapasitet ikke reduseres av avlagrede sedimenter. Merk at som regel vil selvrensende helning i seg selv gi innløpskontroll.

Krav: I_{minimum} : største av I_{kritisk} og $I_{\text{selvrensede}}$



Figur 5.16: Krav til kulverthelning for selvrensing (etter Fergus et al., 1998).

Krav til kulvertlengde for innløpskontroll

Forholdet mellom lengde og helning er viktig for hvilken kontrollform som oppstår i en kulvert. Økt lengde øker det totale friksjonstapet gjennom kulverten. Dersom friksjonstapet blir stort kan kulverten få utløpskontroll og kapasiteten kan reduseres betydelig. Tabell 5.1 og 5.2 angir det forholdet $L/(100I)$ som sikrer innløpskontroll. Generelt vil en større dimensjon tillate lengre og slakere kulverter uten at det oppstår utløpskontroll.

Krav: Lengde og helning bør ikke medføre utløpskontroll etter tabell 5.1 og 5.2. Tabellene er gyldig for oppstrøms vannstand $y_i < 2D$ og dekker vanlige innløpsutforminger og kulverttverrsnitt. Tabellene dekker sirkulære og kvadratiske gjennomløp. For andre tverrsnitt, se FHWA (1952).

Sirkulært betongrør med rett kant		Sirkulært betongrør med skråkant	
D [mm]	$L/(100 I)$ [m]	D [m]	$L/(100 I)$ [m]
600	65	600	45
800	105	800	70
1000	150	1000	105
1200	200	1200	145
1400	255	1400	185
1600	320	1600	235
1800	380	1800	285
2200	525	2200	410
2400	600	2400	475
2600	690	2600	550
2800	780	2800	625
3000	875	3000	710

For andre størrelser kan man interpolere med sammenhengen: $L/100 I = 231 D^2 + 390 D - 87$. Sammenhengen er basert på et begrenset datagrunnlag, men viser god korrelasjon ($R^2 = 0,999$).

For andre størrelser kan man interpolere med sammenhengen: $L/100 I = 199 D^2 + 189 D - 32$. Sammenhengen er basert på et begrenset datagrunnlag, men viser god korrelasjon ($R^2 = 0,999$).

Tabell 5.2: Forhold mellom lengde, helning og strømningsform, etter FHWA (1972).

Rektangulær betongkulvert med frontmur		Rektangulær betongkulvert med vingemur 30° - 75 °	
B/H	L/(100 x I)	B/H	L/(100 x I)
[m/m]	[m]	[m/m]	[m]
0,50	= 95 x A + 15	0,5	= 65 x A + 10
0,67	= 115 x A + 10	0,67	= 90 x A + 10
1,00	= 145 x A + 20	1,0	= 115 x A + 15
1,33	= 165 x A + 20	1,33	= 125 x A + 15
1,50 - 3,00	= 200 x A + 20	1,50 - 3,00	= 145 x A + 10

Verdiene er basert på en antatt linjær sammenheng mellom B/H-forhold og L/100 I-forhold. Sammenhengen er beregnet fra et begrenset datasett, og er derfor redusert inntil 5%. Man bør trolig unngå tilfeller som ligger nær grensene for overgang fra innløp- til utløpskontroll.

Krav til fritt vannspeil

Ved innløpskontroll det være fritt vannspeil ved innløpet opp til rundt $y_i = 1.2 D$. Det krever at innløpet ikke tettes av sedimenter eller drivgods. Ved bruk av rist må man sikre at risten ikke gir et kritisk snitt som begrenser kapasiteten, se avsn. 5.5.3. Dette er en viktig antagelse, og gjentetting er ofte skyld i store skader.

Krav til åpent utløp

Kulverstrømning påvirkes i stor grad av nedstrøms vannstand. Dersom denne øker vil kulverten kunne gå over i utløpskontroll og man kan få oppstuvning som forplanter seg opp gjennom kulverten. For å unngå dette må nedløpskanalen tilpasses slik at nedstrøms vanddybde ikke påvirker utløpet.

Krav: Beregnet vannstand ved utløpet: $y_u < y_{\text{kritisk}} + (I_{\text{kulvert}} \times L)$

Der:

y_u = Vanddybde ved utløp [m]

y_{kritisk} = Kritisk vanddybde [m]

I_{kulvert} = Kulverthelning [m/m]

L = Kulvertlengde [m]

Dette kravet oppfylles ved å utforme nedløpet med tilstrekkelig fall. Det krever at vanddybde ved utløpet og nedstrøms for kulverten bestemmes. Diagrammer over kritisk dybde er gitt i Vedlegg A.

5.5.2 Tilløp

Tilløpet er overgangen fra kanal til kulvertinnløpet, og påvirker strømmingen inn mot innløp, vingemur eller rist. Tilløpet bør tilpasses massetransport, ønsket vannhastighet og tilgjengelig areal oppstrøms for innløpet. Generelt finnes det tre prinsipielt forskjellige løsninger:

- Kanalisert tilløp som øker hastigheten og leder vann og sedimenter inn mot innløpet
- Tilløp med basseng som senker hastigheten og lagrer sedimenter i basseng før innløpet
- Skrått tilløp der strømningsretningen ikke sammenfaller med kulvertens lengderetning

5.5.2.1 Strømning i tilløpet

Strømningen i tilløpet er viktig for kapasiteten til kulverten, og bestemmer vannhastighet- og dybde for kapasitetsberegningen. Generelt anbefales det underkritisk strømning i tilløpet, av følgende grunner:

- Ved bruk av dimensjonsløse diagrammer for innløpskontroll antas det at strømmingen er underkritisk i tilløpet og går gjennom kritisk snitt ved innløpet
- Underkritisk strømning gir mer stabil strømning uten fare for vannstandssprang som kan redusere kapasiteten
- Lav fare for erosjon gjennom tilløpet

Det finnes samtidig situasjoner der det er nødvendig eller ønskelig å ha overkritisk strømning i tilløpet:

- Unngå sedimentasjon ved innløpet ved å øke vannhastigheten
- Høy vannhastighet pga. bratt terreng oppstrøms for innløpet

Der sedimentasjon ved innløpet er et problem kan det være nødvendig å sikre høy vannhastighet for gjennomspyling av masser. Det er da viktig å sikre at vannhastigheten opprettholdes gjennom innløpet og gjennomløpet, og erosjonsfare langs tilløpet må vurderes.

I områder med bratt terreng oppstrøms for innløpet kan det være vanskelig å utforme et tilløp med underkritisk strømning. I slike tilfeller kan man oppnå god effekt med tiltak oppstrøms for tilløpet. Terksler eller andre energidreperer kan brukes for å redusere vannhastigheten, slik at man får underkritisk strømning. Dersom dette ikke er mulig bør vannhastigheten opprettholdes helt til utløpet.

Dersom strømningen i tilløpet er overkritisk bør den forbli overkritisk helt frem til utløpet. Det sikrer at det ikke oppstår vannstandsprang som kan redusere kapasiteten til kulverten. Dette oppnår man ved å utforme tilløpet som en gradvis overgang fra kanalen til innløpet. Ofte vil dette kreve at kulverten har stort tverrsnitt og ingen eksponert frontmur. I dette tilfellet vil strømningen ikke påvirkes av nedstrøms forhold, og kapasitetsdiagrammer vil derfor ikke gjelde. Hastigheten må derfor beregnes som for en åpen kanal fra kritisk snitt oppstrøms for tilløpet og helt til utløpet.

5.5.2.2 Kanalisert tilløp

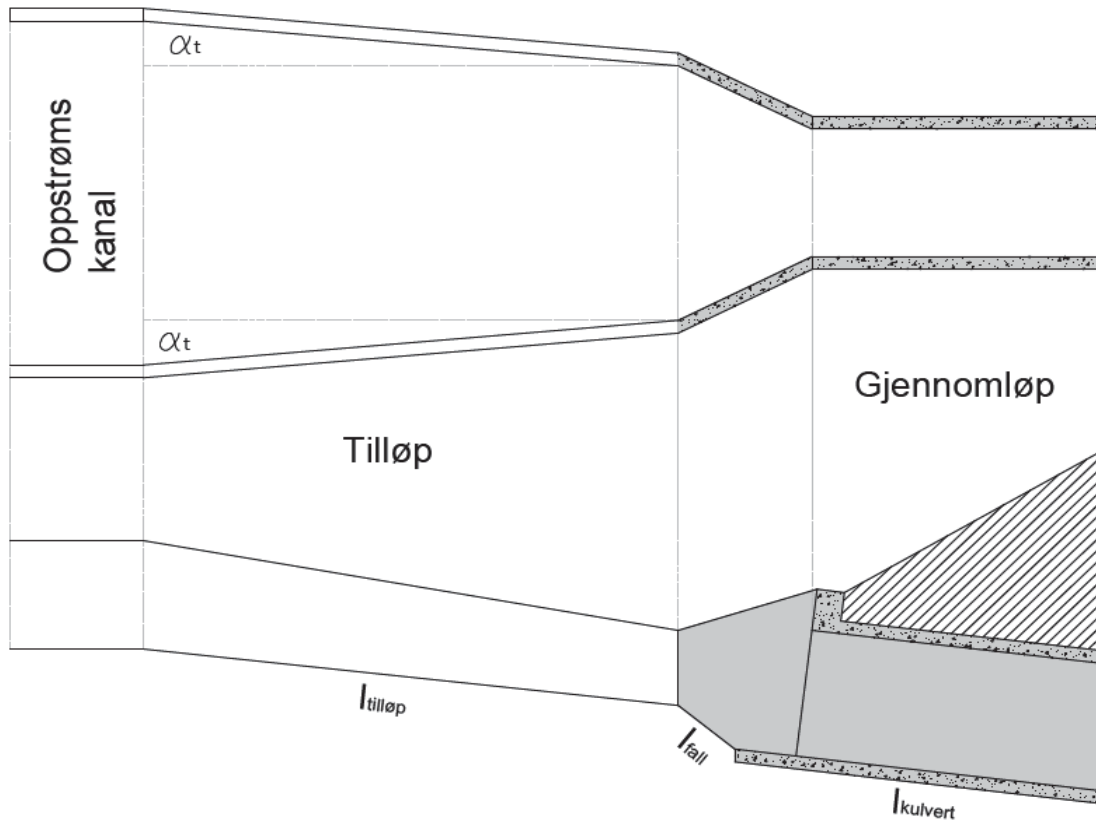
Et kanalisert tilløp sikrer en jevn overgang og økt vannhastighet fra kanalen til innløpet. Denne løsningen er effektiv for å transportere mindre sedimenter gjennom tilløp og gjennomløp. Ideelt sett bør overgangen være så gradvis som mulig, slik at falltap reduseres. Prinsippskisse av et kanalisert tilløp er vist i figur 5.17.

Utformingskrav

- Konstant helning mot innløp $I_{\text{tilløp}} = I_{\text{kulvert}}$ [m/m]
- Horisontal retningsendring 1H:4L – 1H:6L
- Kanaliserte tilløp bør kun brukes for kulverter med innløpskontroll

Hydraulisk effekt

- Innløpskontroll: Hastighetsenergien bør inkluderes i kapasitetsberegningene.

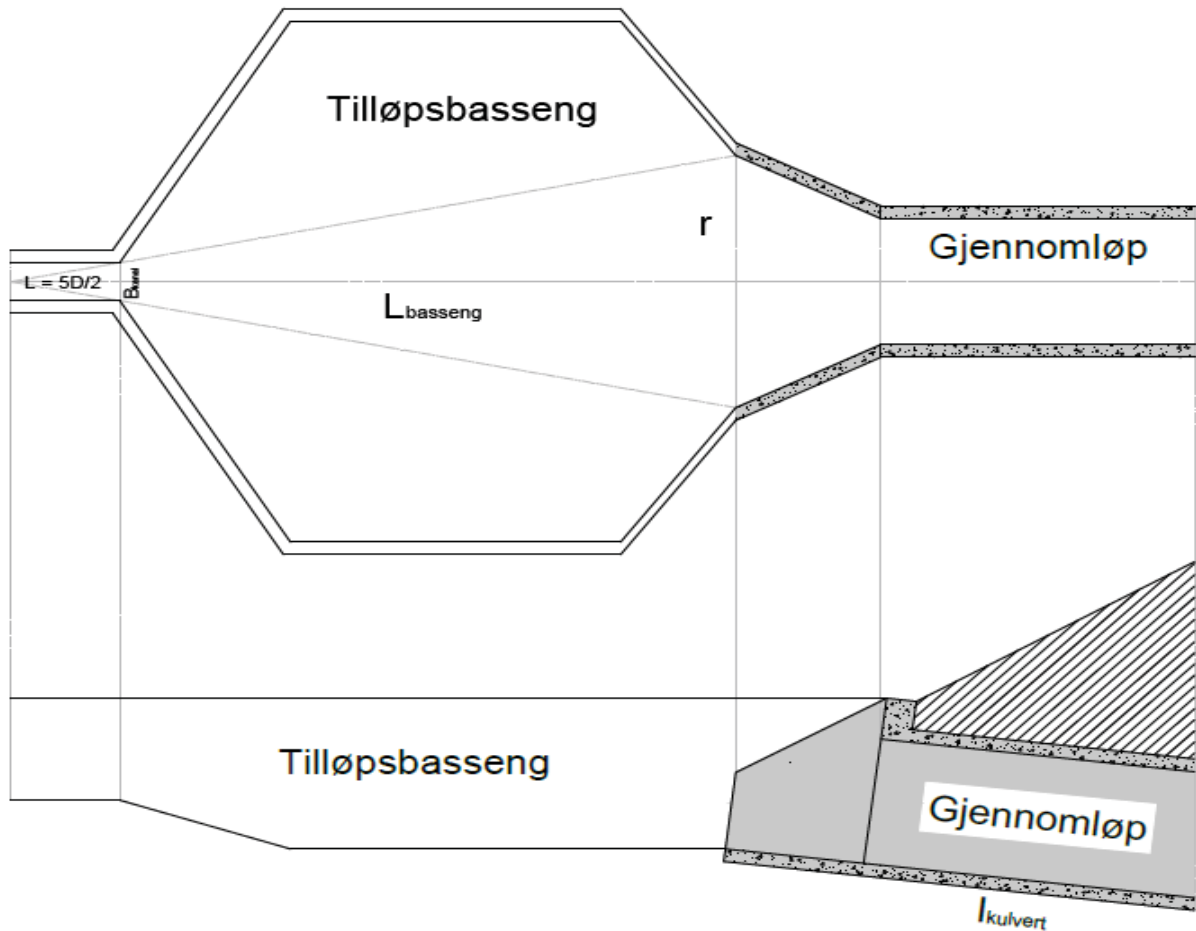


Figur 5.17: Prinsippkisse av kanalisert tilløp.

5.5.2.3 Tilløp med basseng

Tilløp kan utformes som et basseng mellom sideterrenget og fyllingen (figur 5.18). Ved dimensjonerende flom vil bassenget være fylt av vann, og vannet fra vannveien strømmer gjennom dette vannvolumet. Noe av hastighetsenergien i vannstrømmen vil da fordele seg i vannmassene i bassenget. Det fører til at vannhastigheten senkes, slik at sedimenter lagres i bassenget.

Strømningen gjennom en slik basseng er komplisert, og kan kun beregnes nøyaktig med 3-dimensjonale strømningsberegninger. I praksis anbefales det derfor å sette vannhastigheten lik 0 når man beregner kapasitet for gjennomløp med basseng i tilløpet.



Figur 5.18: Prinsippskisse av tilløpsbasseng.

5.5.2.4 Skjevt tilløp

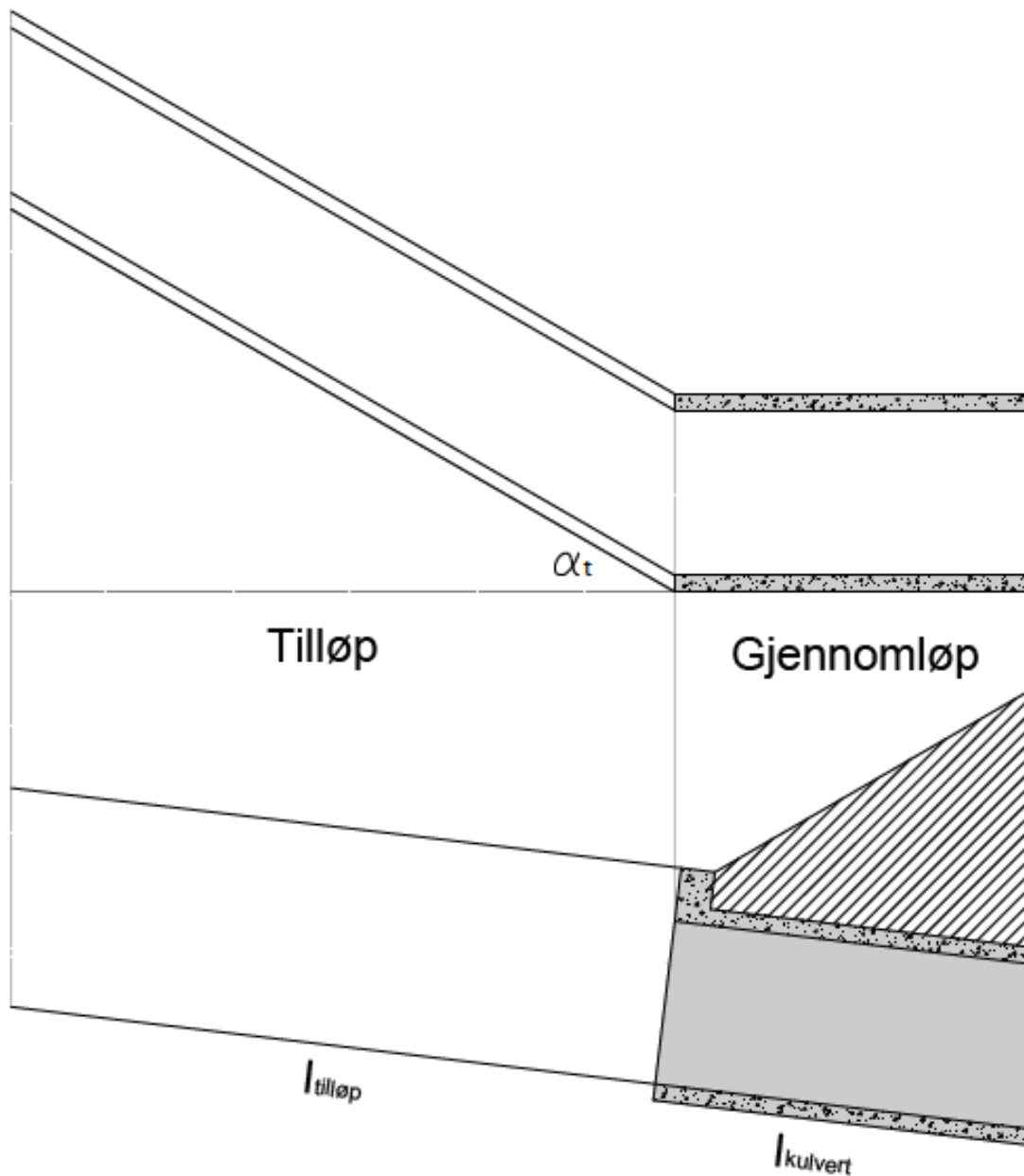
Det anbefales generelt å anlegge kulverter slik at vannets strømningsretning sammenfaller med kulvertens lengderetning. For tilløp med skjevstrømning vil kapasiteten reduseres ettersom vannet tvinges til å endre retning ved innløpet. Energitalp. Dersom det ikke er mulig å utforme en kulvert med samme retning som vannveien, anbefales det at enten kulverten eller tilløpet anlegges med en gradvis retningsendring. Merk at dette kan øke behov for kanaldybde og erosjonsikring for tilløpet. Skrått tilløp bør ikke brukes for kulverter med flere parallelle løp eller forbedret innløp ettersom disse har strengere krav til utforming og komplisert hydraulikk. Prinsippskisse for et skrått tilløp er vist i figur 5.19.

Utformingskrav

- Største vinkel $\alpha_i < 30^\circ$
- Eventuel vingemur eller innsnevring bør avsluttes normalt på innløpet
- Bør ikke brukes for kulverter med flere parallelle løp eller konisk innløp

Hydraulisk effekt

- For $\alpha_i < 20^\circ$: hastighetsenergi kan inkluderes i kapasitetsberegning
- For $\alpha_i > 20^\circ$: hastighetsenergi bør ikke inkluderes i kapasitetsberegning



Figur 5.19: Prinsippkisse av skjevt tilløp.

5.5.2.5 Plassering av tilløp og innløp

Plasseringen av tilløpet og innløpet til en kulvert er en viktig del av planleggingen av et dreneringssystem.

Innløp i fyllingen

Den vanligste løsningen er å anlegge innløpet inn i fyllingssiden. Det gir kortere kulverter, og dermed lavere utbyggingskostnader og enklere drift. Samtidig kan innløpskonstruksjonen utgjøre et farlig sidehinder for trafikkanter, og kan kreve rekkverk eller annen sikring. I tillegg vil det være en fare for inntrengning av vann i fyllingen ved overbelastning. Alternative flomveier vil i dette tilfellet kreve ekstra gjennomløp eller grøfter som fører vannet langs fyllingen til andre kulverter.

Innløp oppstrøms for fyllingen

Ved å forlenge kulverten kan man anlegge innløpet oppstrøms for fyllingen. Det gir en lengre kulvert, som vil medføre større utbyggingskostnader, og mulige utfordringer knyttet til drift av kulverten. Siden innløpet vil ligge et stykke unna fyllingen er det mulig å utforme sideterrenget på en trafiksikker måte som reduserer behovet for rekkverk eller annen sikring. Det vil generelt også være mindre fare for skader på fyllingen ved overbelastning ved innløpet, siden vannet da ikke blir stående mot fyllingen.

Kulverter og kanaler må tilpasses terrenget de bygges i. I bratt terreng vil det ofte kreve store terrenginngrep for å skape plass til tilløpet og innløpskonstruksjonen. Derfor legges gjerne innløpet i fyllingen. I områder med mer tilgjengelig areal oppstrøms kan man benytte mer plasskrevende tilløpsløsninger.

Fordelene med å ha innløpet direkte i fyllingen er at de gir en kortere kulvert, og at man som regel har direkte tilgang til innløpet fra fyllingen. Ulempen er at innløpet ofte må sikres mot adkomst, og eventuelle trafikkanter på vegen.

Fordelen med å ta innløpet oppstrøms for fyllingen er at man som regel trenger mindre sikring mot adkomst of trafikk. Ulempen er at man trenger tilkomst til innløpet for maskiner, og at kulverten blir lengre.

5.5.3 Innløpsrister

Rister holder større sedimenter, drivgods, mennesker og dyr ute av kulverten. Samtidig fører de til at transportert materiale over tid samles opp og tetter tilløpet, slik at kapasiteten reduseres. Det oppstår ofte store skader når innløpsrister går tett slik at vannet ledes vekk fra innløpet. Det er derfor viktig at rister utformes på en måte som sikrer god kapasitet selv med betydelig grad av gjentetting. I tillegg bør utformingen gi god sikkerhet, slik at mennesker og dyr ikke kommer inn i kulverten.

Sikring mot gjentetting er en viktig del av kulvertutformingen. Innløpsrister bør derfor kun brukes der det er nødvendig og bør begrunnes i registrerte kilder til sedimenter og drivgods langs vassdraget, se kapittel om dreneringsplaner.

Andre tiltak mot materialtransport bør også vurderes som alternativ eller tillegg til innløpsrist:

- Sedimentasjonsbasseng
- Fangrist oppstrøms for kulverten
- Økt dimensjon og helning på kulvert for gjensompyling av materiale

Der innløpsrister brukes av sikkerhetshensyn bør følgende faktorer vurderes:

- Kulvertlengde: lengre kulverter utgjør en større fare for liv og helse
- Helning: stor helning gir høy strømningshastighet og fare for at mennesker og dyr føres med vannet inn i kulverten
- Vanddybde ved innløp og i gjennomløp: Stor vanddybde øker drukningsfare for mennesker og dyr
- Beliggenhet: Dersom kulverten ligger i et område der mennesker ofte oppholder seg øker faren for ulykker

5.5.3.1 Strømning gjennom innløpsrister

Strømningen gjennom en rist blir i stor grad påvirket av gjentettingsgraden. Selv med registrering av materialtransport over tid kan det svært vanskelig å forutsi gjentettingsgrad for en innløpsrist under flom. Det anbefales derfor å dimensjonere for stor gjentettingsgrad (Ciria, 2010).

Åpen rist

En åpen rist gir et lite energitap på grunn av redusert strømningsareal og strømningskontraksjon mellom riststavene. I praksis er tapet neglisjerbart for små vannhastigheter. Dersom det er aktuelt å beregne dette falltapet henvises det til Ciria (2010).

Gjentettet rist

En fullstendig tettet innløpsrist vil ha svært liten kapasitet, og fører til skader. Den dimensjonerende tilstanden for en innløpsrist vil være når den er delvis gjentettet. Det er i praksis umulig å anslå hvor stor del av risten som går tett under flom. Ettersom sedimenter og drivgods tetter innløpsristen vil vannstanden øke og gå i overløp over den tette delen av risten (figur 5.20). Dette overløpet gir et kritisk snitt som må kontrolleres (CIRIA, 2010). Oppstuvningen foran risten blir da:

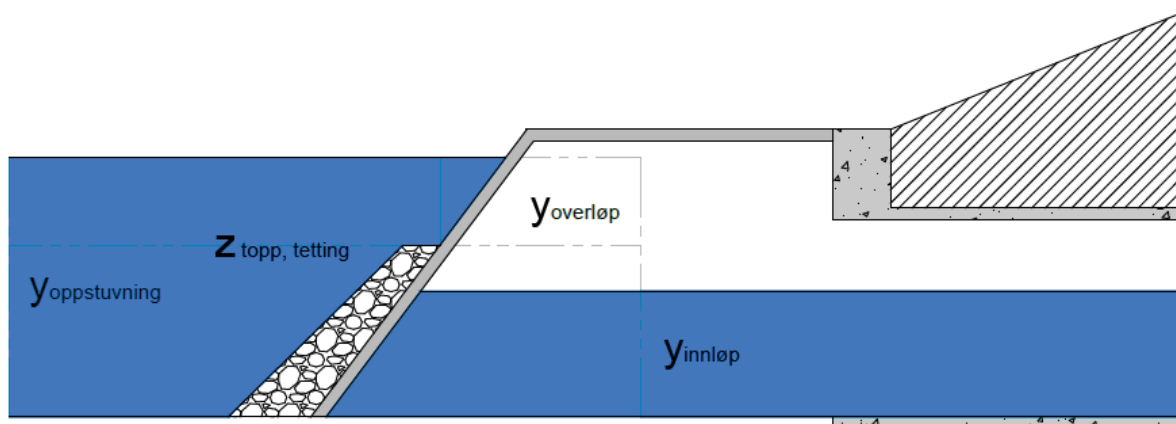
$$y_{\text{oppstuvning}} = Z_{\text{topp tetting}} + y_{\text{overløp}} \quad \text{Lign. 5.16}$$

Der:

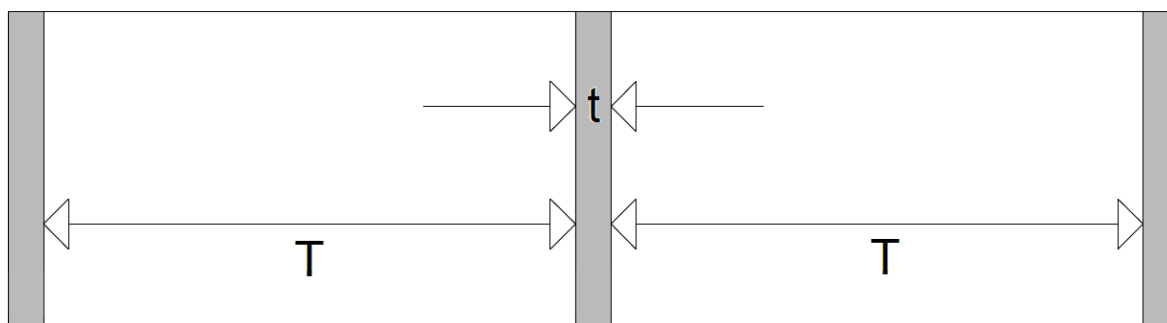
$$y_{\text{oppstuvning}} = \text{Oppstuvning over tett rist} \quad [\text{m}]$$

$$Z_{\text{topp tetting}} = \text{Høyde ved topp av tettet del av rist} \quad [\text{m}]$$

$$y_{\text{overløp}} = \text{Overløpsdybde} \quad [\text{m}]$$



Figur 5.20: Overløpsstrømning gjennom delvis tettet innløpsrist



Figur 5.21: Spalteåpning i rist.

Vanndybden i overløpet $y_{\text{overløp}}$ beregnes som:

$$y_{\text{overløp}} = \left(\frac{Q}{C_w B'} \right)^{2/3} \quad \text{Lign. 5.17}$$

$$B' = B * \left(1 - \frac{t}{T} \right) \quad \text{Lign. 5.18}$$

Der:

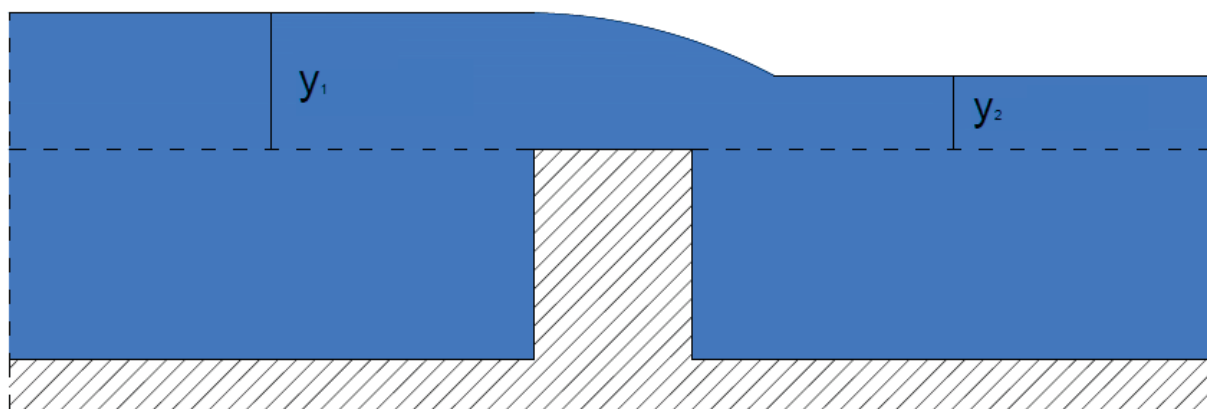
- $y_{\text{overløp}}$ = Dybde oppstrøms overløp [m]
- Q = Vannføring [m³/s]
- C_w = Overløpsfaktor (1.4 - 1.7) [-]
- B' = Effektiv overløpsbredde [m]
- B = Bredde ved overløp [m]
- T = Spalteåpning [m]
- t = Stavtykkelse [m]

Ut fra lign. 5.17 og 5.18 ser man at både bredden og høyden på risten påvirker oppstuvningshøyden, siden de bestemmer henholdsvis overløpsdybden og gjentettingsdybden. Siden det er vanskelig å forutsi gjentettingsgraden for en rist i felt, og siden gjentettede rister kan gi store skader anbefales det å dimensjonere for stor gjentettingsgrad, se tabell 5.3 under.

Tabell 5.3: Dimensjoneringskriterier – gjentettingshøyde for innløpsrister (etter Ciria, 2010).	
Ristutforming	h_{tett}
Innløpsrist	$0,7 \times h_{rist}$
Innløpsrist og fangrist/sedimentasjonsbasseng	$0,4 \times h_{rist}$

Overløpsstrømningen kan ta forskjellige former, avhengig av forskjellen mellom gjentettingshøyden, vanddybden ved innløpet. Strømningsformen kan avgjøres ved å sammenligne vannstand oppstrøms og nedstrøms for overløpet, ved overløpsfaktor S (lign. 5.19).

$$S = \frac{y_2}{y_1} \quad \text{Lign. 5.19}$$



Figur 5.22: S-faktor for overløp (etter CIRIA, 2010).

$S < 0,75$ gir en situasjon der vannet går gjennom kritisk dybde nær risten og faller ned mot innløpet. Dermed kan man tillate at vannstanden stiger uten at innløpet blir neddykket. Dette betyr også at vannstanden ved selve innløpet påvirker strømmingen gjennom risten, og stiller krav til kulvertdimensjon og – utforming. Kanaldybden bør tilpasses slik at vannet ikke ledes ut av vannveien. For mer om overløpsstrømning gjennom rister, se CIRIA (2010).

Funksjonskrav

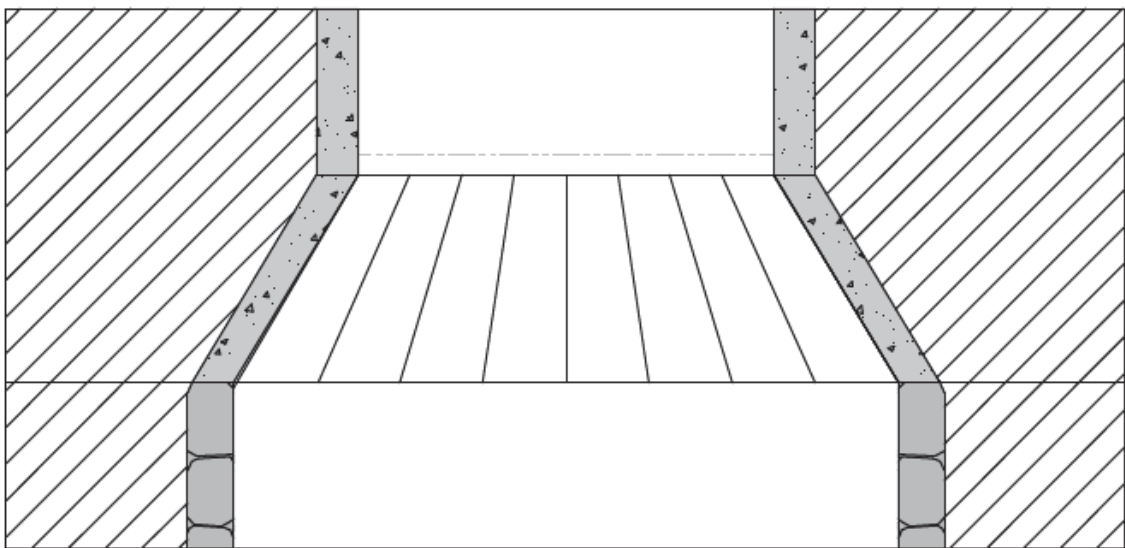
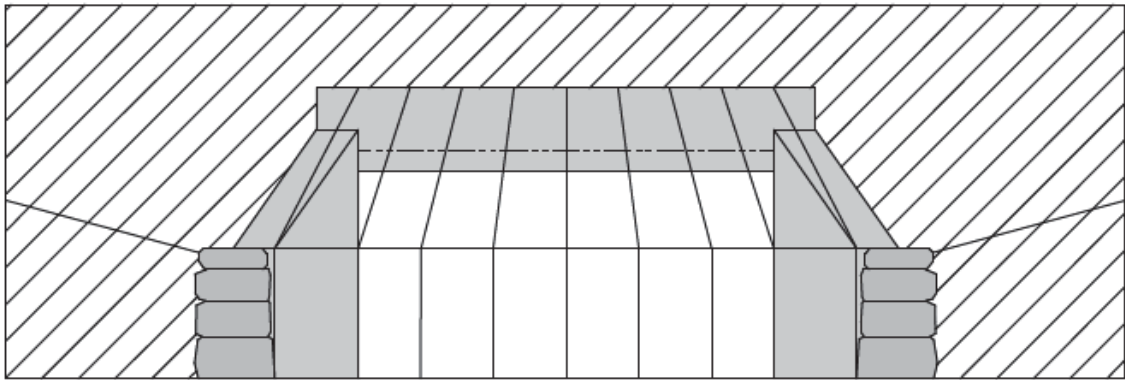
- Innløpsrister bør utformes slik at de gir overløpsstrømning ved Q_{dim} og delvis gjentetting ($S < 0,75$)
- Mindre sedimenter eller drivgods som ikke vil sette seg fast i innløpet bør kunne transporteres gjennom risten uten at de setter seg fast
- Oppstuvningshøyden ved risten bør ikke lede vann ut av vannveien

Utformingskrav

- Risten bør enkelt kunne renskes maskinelt (tilgang fra trygg tilkomstveg sted under flom)
- Risten bør enkelt kunne heves eller fjernes ved behov
- Spalteåpningene bør være min. 100 mm
- Det bør være fri åpning 100 mm mellom kanalbunn og rist
- Risten bør ha minimalt med tverrgående staver

Hydraulisk effekt

- Ved bruk av innløpsrist bør ikke hastighetsenergi benyttes i kapasitetsberegning.



Figur 5.23: Prinsippskisse – innløpsrist foran rektangulært innløp.

5.5.4 Innløpsutforming

Innløpsutforming er viktig for kulvertens kapasitet. Det er viktig å merke seg at enkelte innløp er best tilpasset enten innløp- eller utløpskontroll. I tillegg vil forskjellige innløpstyper fungere forskjellig for kulverter med forskjellige tverrsnitt. Man skille mellom for forskjellige tilfeller:

- Sirkulære innløp med innløpskontroll
- Sirkulære innløp med utløpskontroll
- Rektangulære innløp med innløpskontroll
- Rektangulære innløp med utløpskontroll
- Traktformede innløp med innløpskontroll

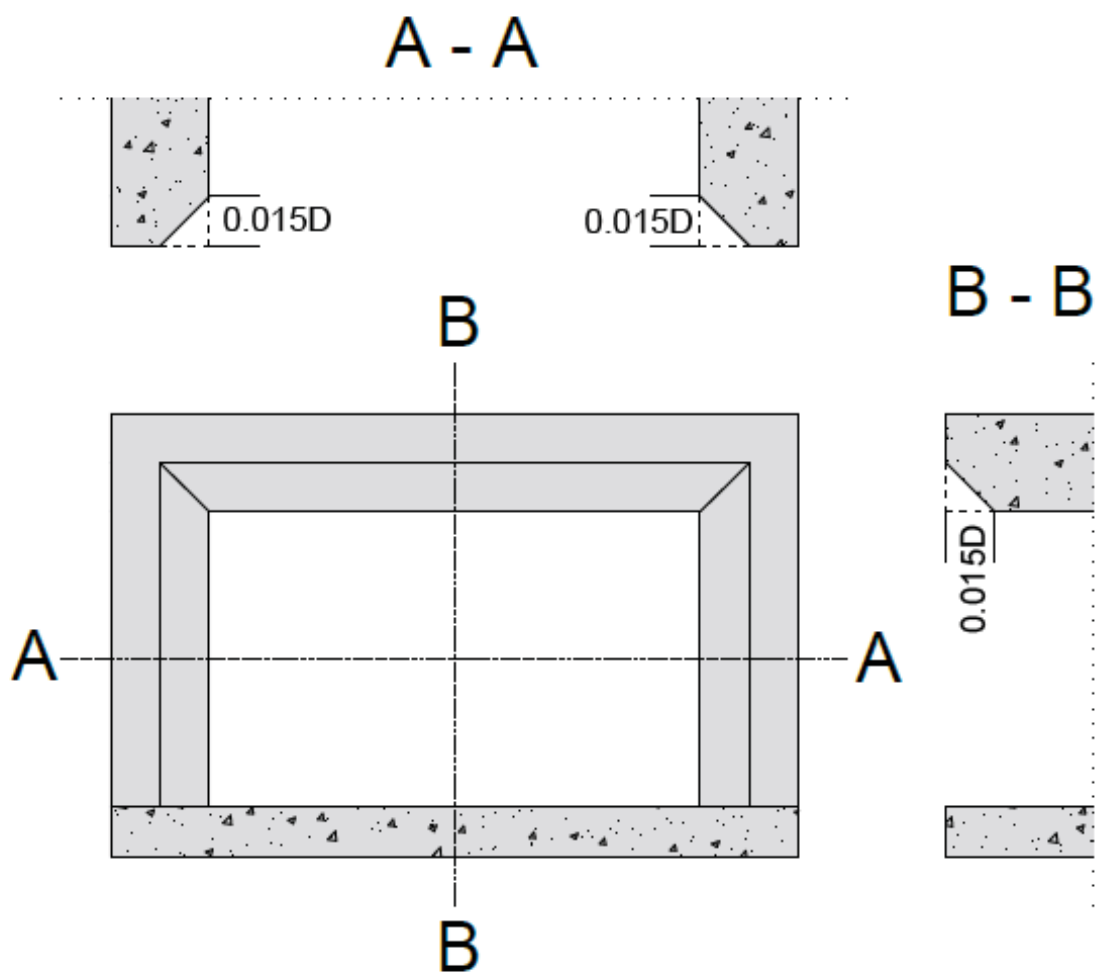
De fire første tilfellene beskriver konvensjonelle innløpstyper der kapasitet bestemmes ved kritisk snitt enten ved innløpet eller ved utløpet. I tillegg til konvensjonelle innløp har man spesialtilpassede, traktformede løsninger som er optimalisert for maksimal kapasitet. Disse brukes kun under innløpskontroll, og har en mer komplisert utforming og flere potensielle kritiske snitt. Traktformede innløp krever derfor mer komplisert kapasitetberegning og prosjektering.

I enkelte tilfeller kan det være ønskelig å bruke andre tverrsnitt enn sirkulært eller rektangulært. Det kan også være ønskelig å velge kulvertløsninger med flere paralelle gjennomløp. Det finnes kapasitetskurver og koeffisienter for en rekke forskjellige utforminger, det henvises da til FHWA (2011), der fremgangsmåte for å lage egne kapasitetskurver er beskrevet. Dersom det mangler informasjon om en ønsket utforming kan man lage kapasitetsdiagram enten ut fra fysiske modellforsøk eller programvare.

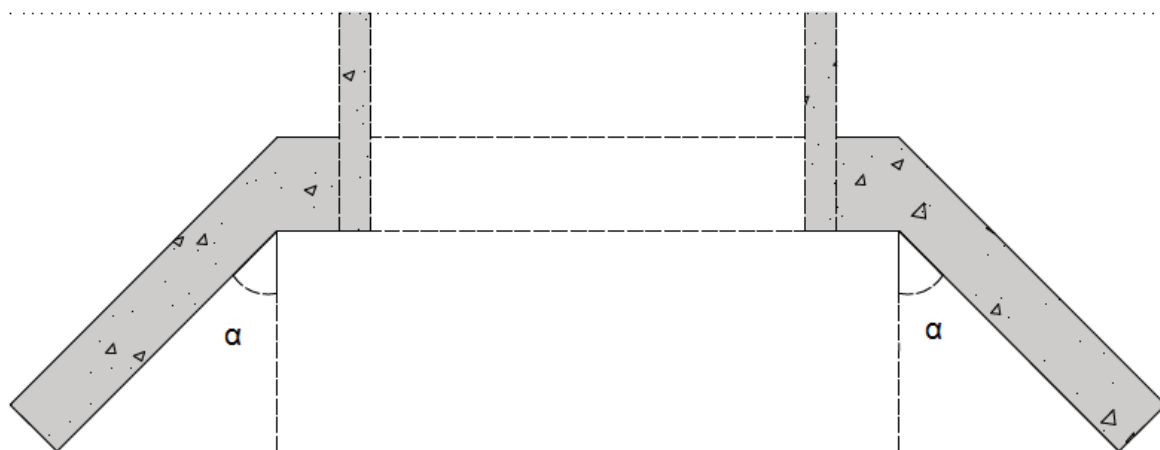
Valg av løsning

Generelt er det tre forskjellige tiltak som kan brukes for å øke kapasitet. Det første og enkleste tiltaket, er å utforme avfasede kanter på innløpet for å redusere det lokale energitapet og sammentrekningen av strømningsarealet. Dette kan øke kapasiteten opptil 15%. Kapasitetskurvene dekker utforming både med rett og skrå kant. Vinkelen på kanten bør være 30 – 45 grader, og ha minimum lengde langs kulvertens lengdeakse lik $0.015D$, se figur 5.24. For andre vinkler anbefales det å bruke verdier for rettvinklet kant (CIRIA, 2010).

Vingemurer kan også brukes for å øke kapasiteten noe. Det vil være mest effektivt for rektangulære innløp, siden frontmuren vil være eksponert for sirkulære innløp. Vingemurer bør ha vinkel α på 30 – 75 grader mellom strømningsretningen og muren (figur 5.25). For andre vinkler blir effekten liten, og det anbefales å bruke verdier for innløp med frontmur ($\alpha < 30^\circ$) eller tilskåret innløp ($\alpha > 75^\circ$) (CIRIA, 2010).



Figur 5.24: Avfasede kanter langs innløpet for rektangulær kulvert.



Figur 5.25: Vingemur med vinkel mellom mur og kulvertens lengdeakse.

Det andre tiltaket er å bruke et traktformet innløp med konstant fall og/eller forsenket innløp. Det vil redusere energitapet og øke energihøyden, og kan øke kapasiteten med opptil 40%. Utformingskrav og kapasitetskraver er gitt i avsn. 5.5.4.5.

Det tredje tiltaket er å bruke et traktformet innløp med økt fall. Dette kan øke kapasiteten med opptil 80%. Utformingskrav og kapasitetskraver er gitt i avsn. 5.5.4.5.

Valg av løsning bør ta hensyn til kostnader både ved produksjon, installasjon og vedlikehold gjennom kulvertens levetid. Merk at traktformede innløp har komplisert geometri og derfor er dyrere i produksjon enn konvensjonelle innløp. De er derfor best egnet for lange kulverter, der rørdimensjon dominerer total kostnaden. For kortere kulverter vil det ofte lønne seg å bruke større dimensjoner fremfor traktformede innløp.

En sammenligning av kapasitetskurvene for de forskjellige innløpstypene viser at for lave energihøyder vil de konvensjonelle innløpstypene ha ganske lik kapasitet. Forskjellene øker ettersom innløpet dykkes. Merk særlig at avfaset kant langs toppen av et innløp kun vil ha effekt dersom innløpet er dykket under dimensjonerende vannføring. Ved valg av løsning bør man vurdere økonomiske og praktiske konsekvenser av å øke vannstanden ved innløpet og nødvendig sikring dette krever, mot økt kulvertdimensjon.

For enkelte innløpsutforminger finnes det kapasitetskurver fra flere forskjellige modellforsøk, og sammenligning mellom disse viser variasjon. Kapasitetskurvene inneholder derfor noe usikkerhet, både ved sammenligning mellom forskjellige forsøk og virkelige forhold. Kurvene som er valgt her er de som gir den mest konservative kapasiteten, fra FHWA (2011). Disse er basert på samme modellforsøk som nomogrammene fra samme kilde. Til sammenligning gir NCHRP (2012) høyere kapasitet.

5.5.4.1 Sirkulære innløp under innløpskontroll

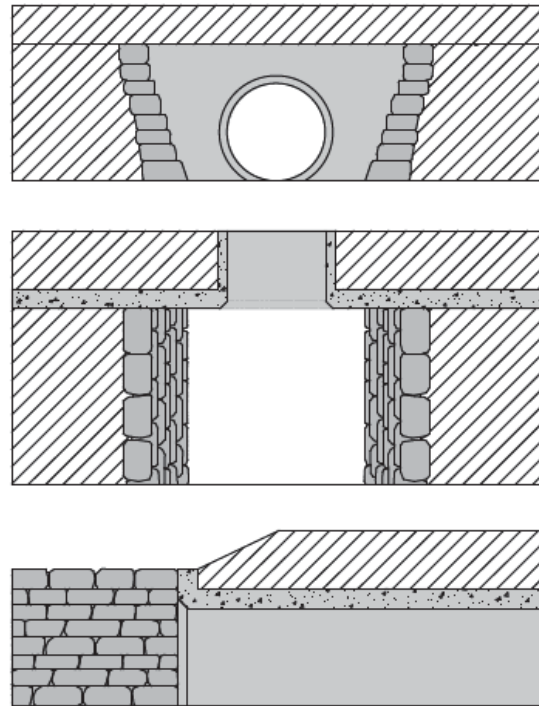
Sirkulære rørkulverter er mye brukt i Norge. Disse består generelt av prefabrikerte rør; enten betongmoduler som monteres sammen eller lengder av plast eller metall. For kulverter med innløpskontroll vil innløpsutformingen være bestemmende for kapasiteten. De vanligste innløpsutformingene er beskrevet under, med vekt på hvilken effektivitet de gir under innløpskontroll.

Sirkulære innløp vil skape lokale energitap ettersom deler av vannstrømmen treffer rett mot frontmuren eller fyllingen på utsiden av innløpet. Det er mulig å lage en gradvis innsnevring som leder vannstrømmen inn mot innløpet, men dette er komplisert og gjøres i praksis sjeldent.

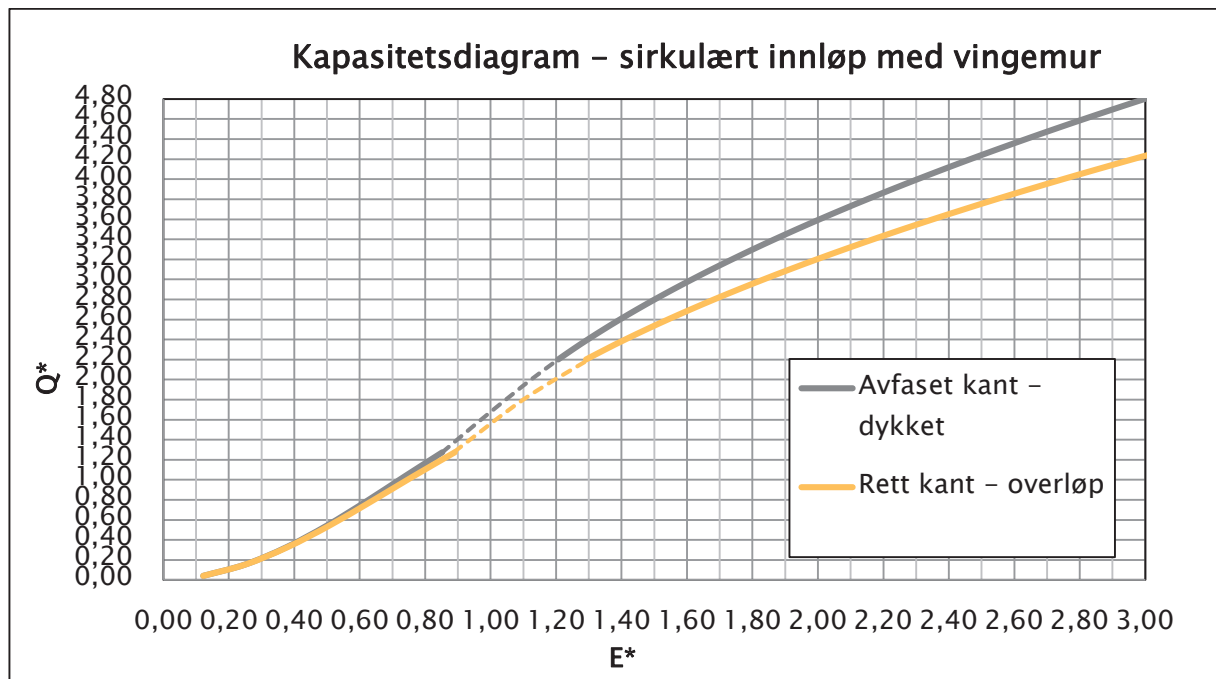
For hver utforming er et gitt dimensjonsløse kapasitetskurver i teksten. Kurvene er gitt i større format i vedlegg B.

Sirkulært innløp med vingemur (30° – 75°)

Ved innløpskontroll har vingemurer liten hydraulisk effekt for sirkulære innløp. Det skyldes at deler av frontmuren er eksponert mellom vingemurene og gir lokale energitap ved innløpet. For innløpskontroll brukes derfor kapasitetskurvene for innløp med frontmur. Merk at utformingen av rørenden ved innløpet vil påvirke effektiviteten. Vingemurer kan likevel være et godt valg for å sikre fyllingen mot vanninntregning, og kan bidra til å stabilisere turbulent strømning i tilløpet. Vingemurer gir også en utvidelse fra innløpet til en bredere vannvei og er ofte en god løsning der man bruker innløpsrister.



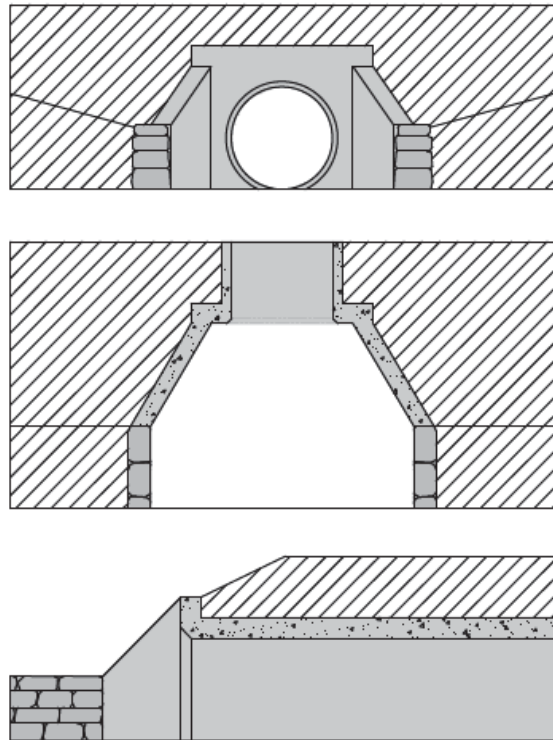
Figur 5.26: Sirkulært innløp med vingemur.



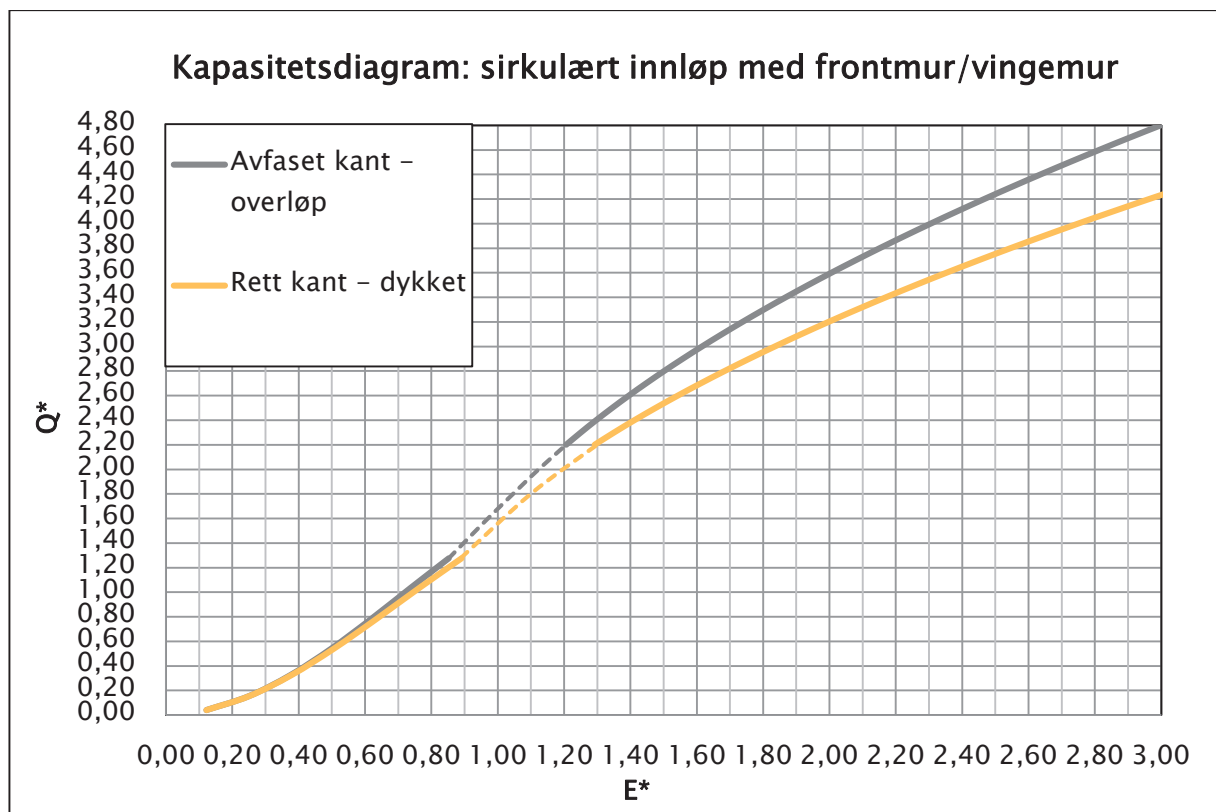
Figur 5.27: Kapacitetsdiagram – sirkulært innløp med vingemur.

Sirkulært innløp med frontmur

Innløp med frontmurer brukes ofte ettersom de gir god sikring av fyllingen og en solid forankring av kulverten ved innløpet. Effektiviteten til innløpet avhenger i stor grad av rørkanten ved innløpet. En rett kant vil gi noe dårligere kapasitet enn skrå kant eller rørmuffe, se figur 5.29. En frontmur med en avfaset kant vil ha best kapasitet av de konvensjonelle innløpstypene.



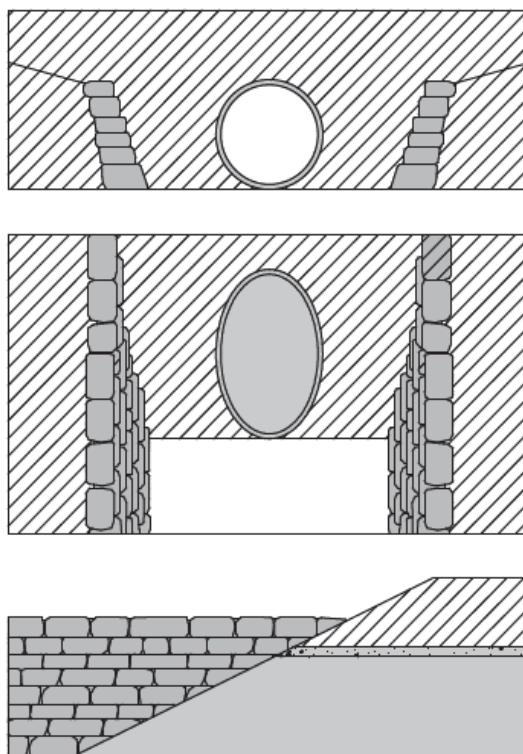
Figur 5.28: Figur 5.5.28: Sirkulært innløp med frontmur.



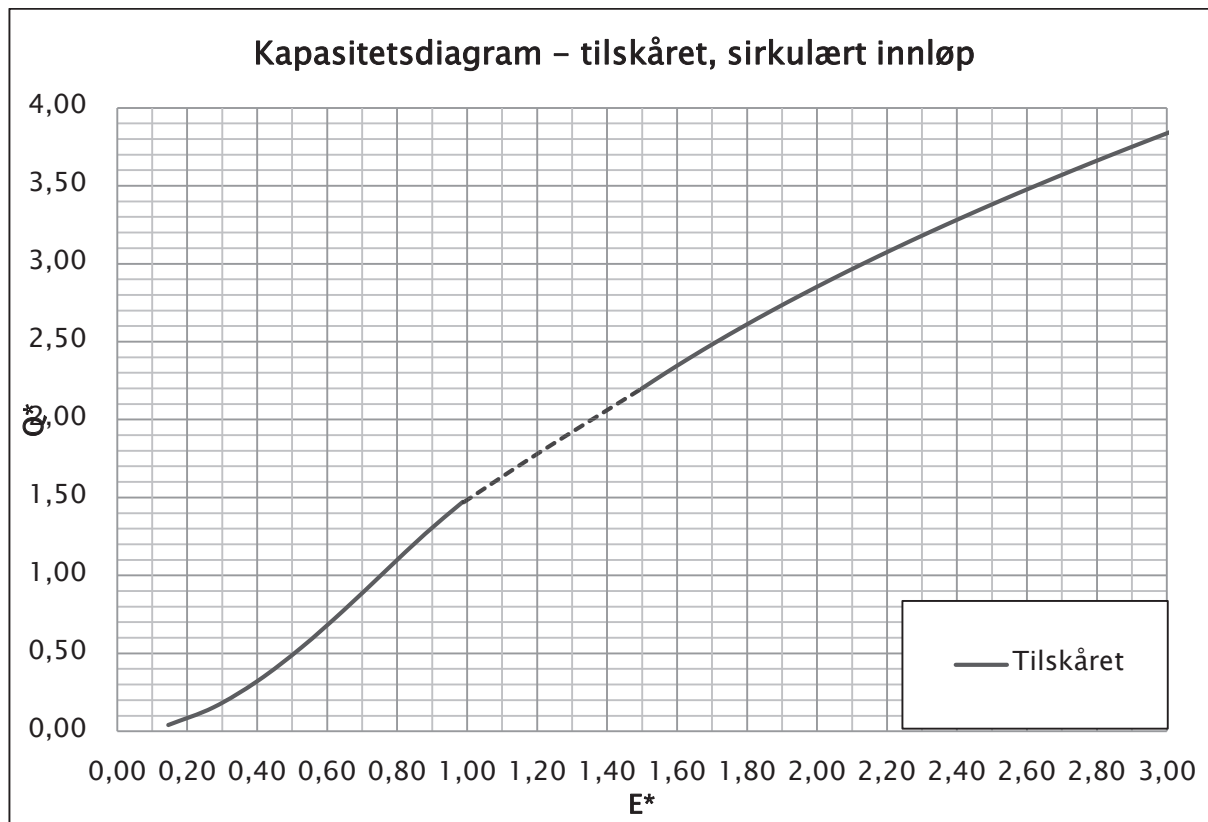
Figur 5.29: Kapasitetsdiagram – sirkulært innløp med frontmur/vingemur.

Tilskåret sirkulært innløp

Tilskårede innløp brukes for å tilpasse innløpet til fyllings-skråningen. Effektiviteten til denne innløpstypen er relativt lav, omtrent lik som for utstikkende rør med rett endekant. En fordel med denne løsningen er at den krever lite plass og kan tilpasses forskjellige helninger i fyllingsskråningen.



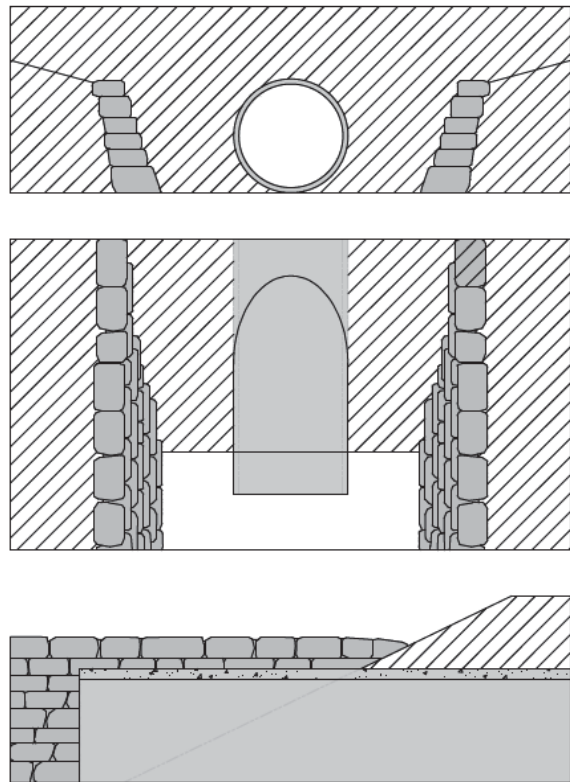
Figur 5.30: Sirkulært innløp med frontmur.



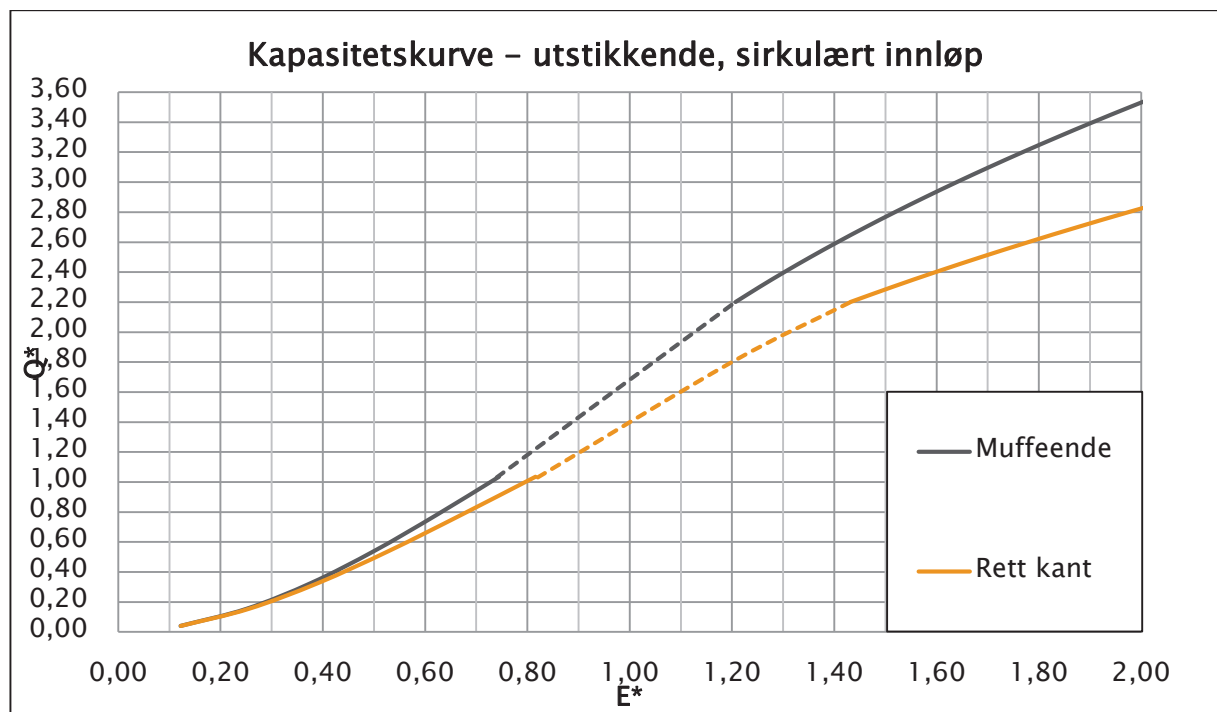
Figur 5.31: Kapasitetsdiagram – tilskåret, sirkulært innløp.

Utstikkende sirkulært innløp

Utstikkende rør har generelt dårlig effektivitet, og utformingen av rørenden ved innløpet er viktig. I tillegg avhenger effektiviteten av om tilløpet er kanalisert eller utformet som et basseng. Dersom innløpet stikker ut av fyllingen bør det bygges opp en vingemur inn mot innløpet, og i så fall brukes verdier for vingemur med samme rørendeutforming. Merk at utstikkende innløp kan utgjøre et farlig sidehinder for trafikkanter.



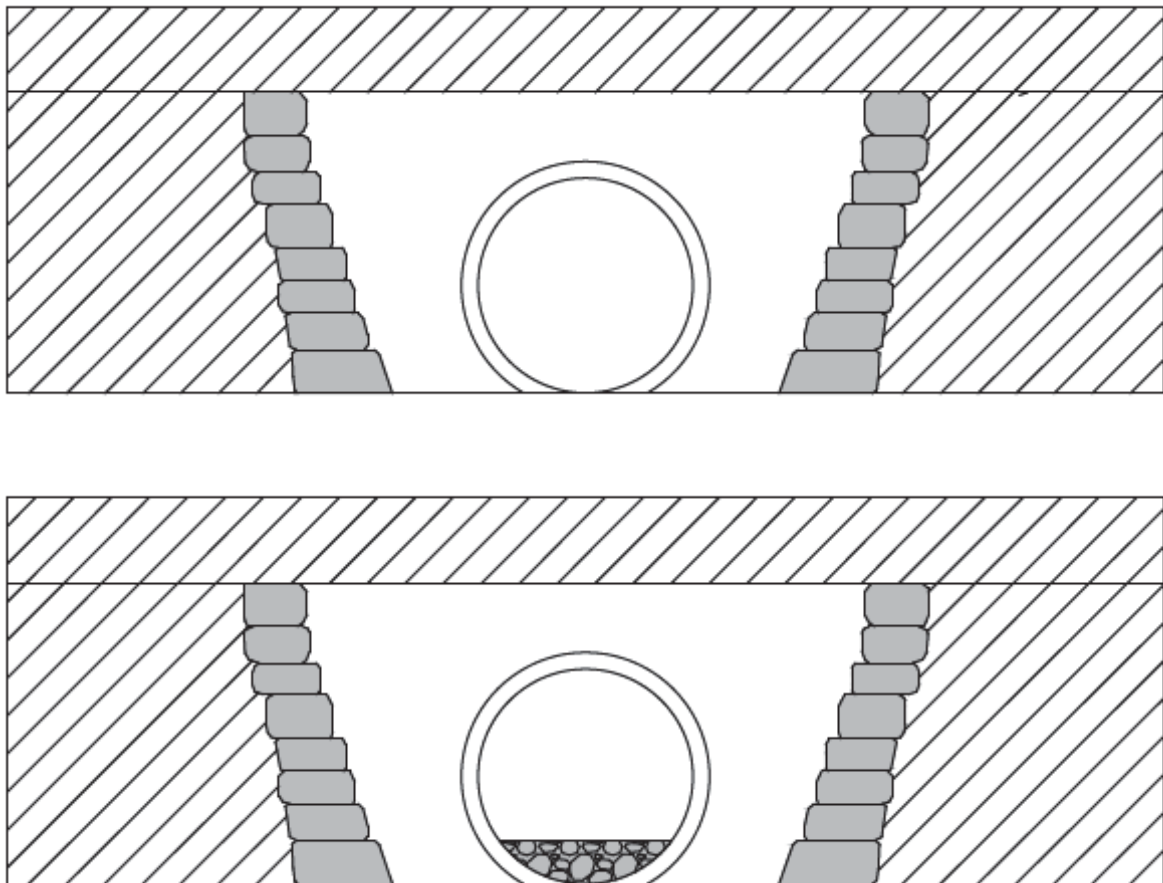
Figur 5.32: Utstikkende sirkulært innløp.



Figur 5.33: Kapasitetsdiagram – utstikkende, sirkulært innløp.

5.5.4.2 Sirkulære innløp under utløpskontroll

Under utløpskontroll er innløpstapet beskrevet som et singulærtap med innløpskoeffisienten k_i . Under utløpskontroll vil det være fare for gjentetting ved innløpet og i gjennomløpet, og det er derfor gitt koeffisienter for både åpne, og delvis gjentettede innløp i tabell 5.4. Det siste tilfelle er særlig aktuelt for faunapassasjer for akvatiske organismer.



Figur 5.34: Prinsippkisse av åpent og delvis gjentettet sirkulært innløp.

Tabell 5.4: Innløpskoeffisienter for sirkulære kulverter under utløpskontroll (FHWA, 2011).

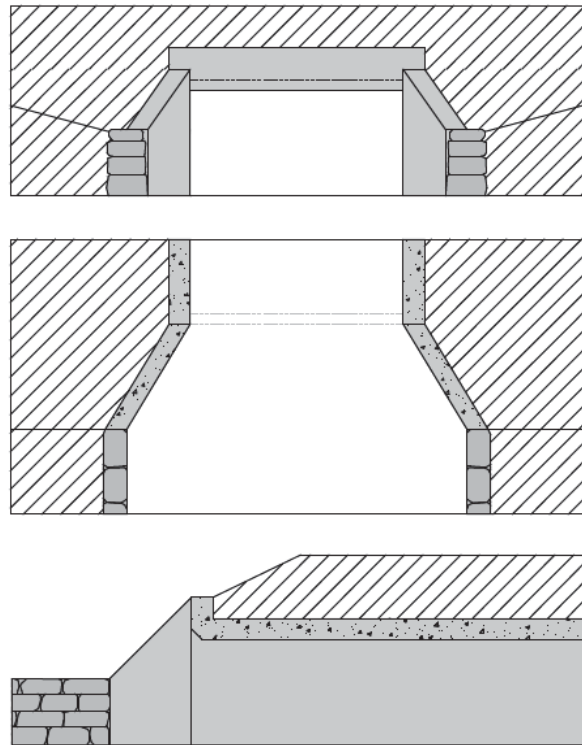
Innløpsutforming	Åpent innløp	Delvis tettet innløp
	k_i	k'_i
Vingemur (30° – 75°)		
– Med rett rørkant	0.5	0.55
– Med avfaset kant	0.2	0.35
Frontmur (90° vingemur)	0.5	0.55
– Rett kant	0.2	0.35
– Avfaset kant		
Tilskåret innløp	0.7	0.90
Utstikkende innløp		
– Magasinert	0.9	1.00
– Kanalisert	0.8	1.00

5.5.4.3 Rektangulære innløp under innløpskontroll

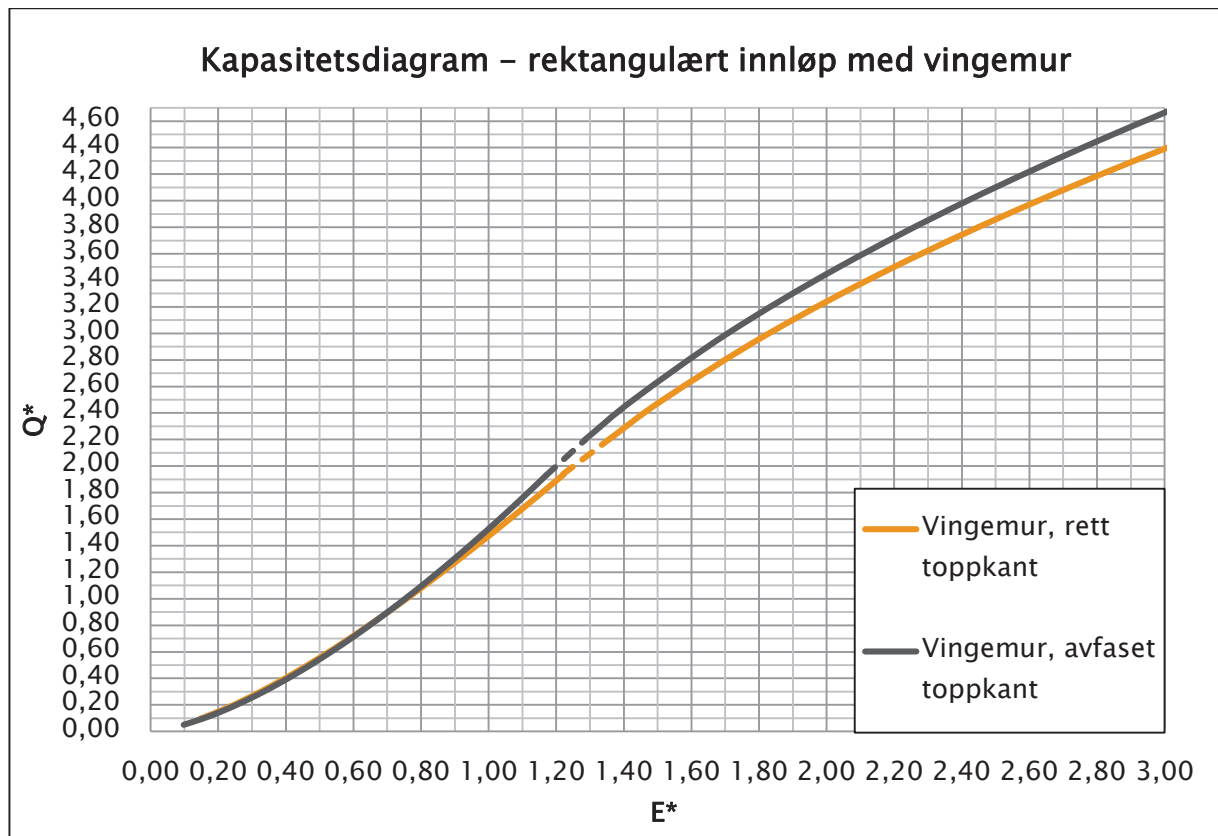
Rektangulære kulverter brukes gjerne for gjennomløp med stor vannføring der man trenger et stort tverrsnitt. Den rektangulære formen gjør det lettere å utforme en gradvis overgang fra vingemur til selve innløpet. Det gir lavere energitap og mindre sammentrekning av strømmingstverrsnittet, og man får derfor generelt bedre effektivitet for rektangulære kulverter.

Rektangulært innløp med vingemur (30° – 75°)

Rektangulære innløp med vingemur har god effektivitet, ettersom vingemurene gir en gradvis innsnevring mot innløpet. Ved store energihøyder vil det være effektivt å bruke en avfaset kant langs den øverste kanten på innløpet. Vingemurer vil beskytte fyllingen mot inntrengning av vann, og kan bidra til å stabilisere turbulent strømning ved innløpet. For vingemurer med vinkel under 30° eller over 75° brukes verdier for innløp med frontmur.



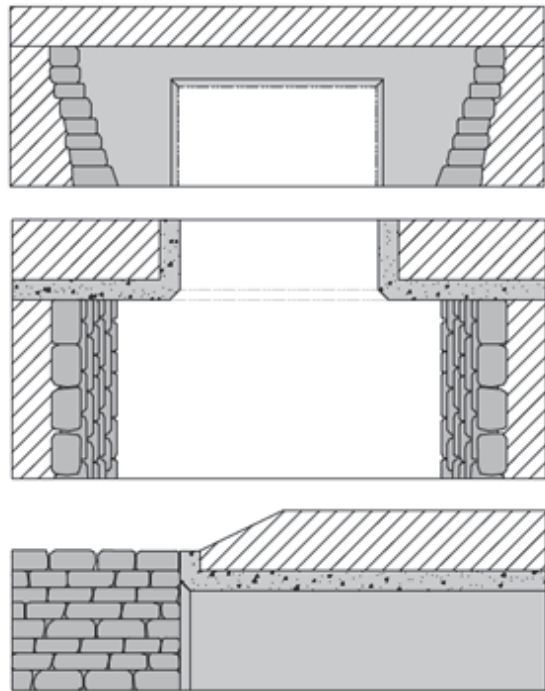
Figur 5.35: Rektangulært innløp med vingemur.



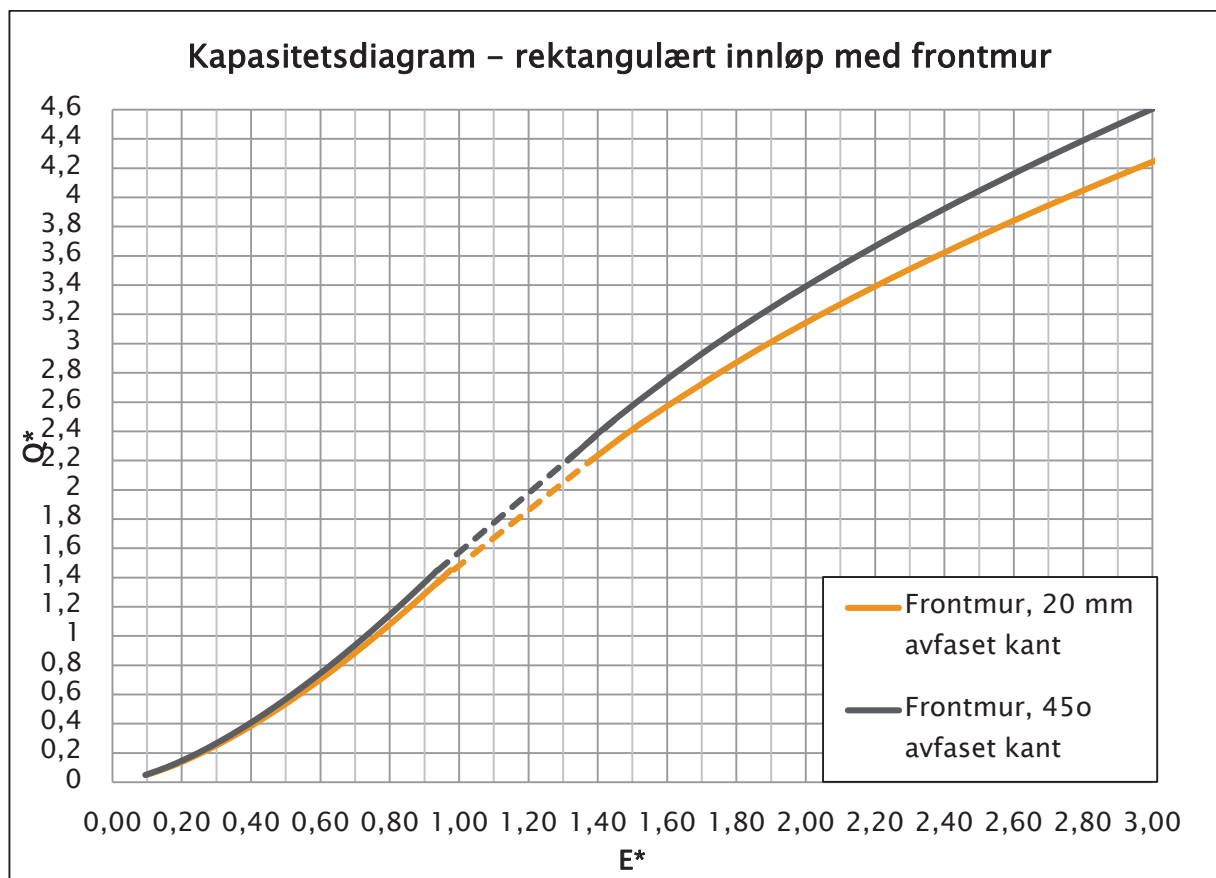
Figur 5.36: Kapasitetsdiagram – rektangulært innløp med vingemur.

Rektangulært innløp med frontmur

Rektangulære innløp med frontmur har noe lavere effektivitet sammenlignet med vingemurer. Effektiviteten påvirkes av utformingen av kantene langs siden og toppen av innløpet. Rette kanter gir dårligst effektivitet, mens avfasede kanter gir bedre effektivitet ved alle energihøyder. Frontmuren vil beskytte fyllingen mot inntrengning av vann ved innløpet.



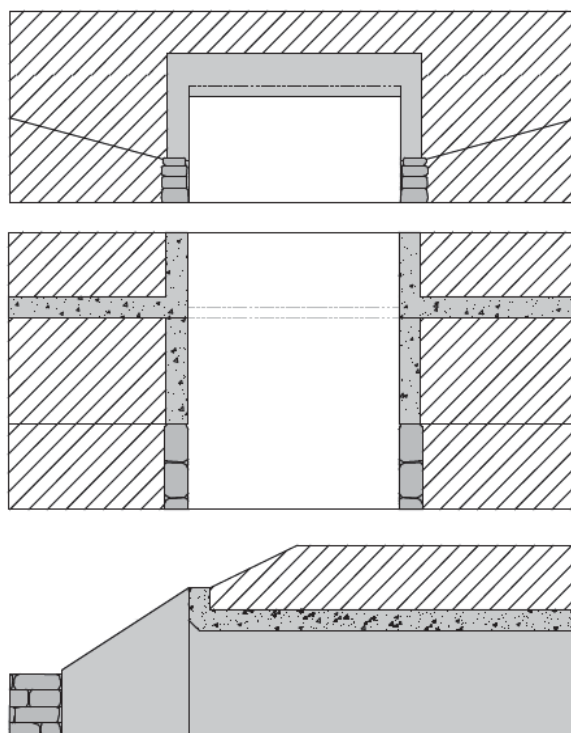
Figur 5.37: Rektangulært innløp med frontmur.



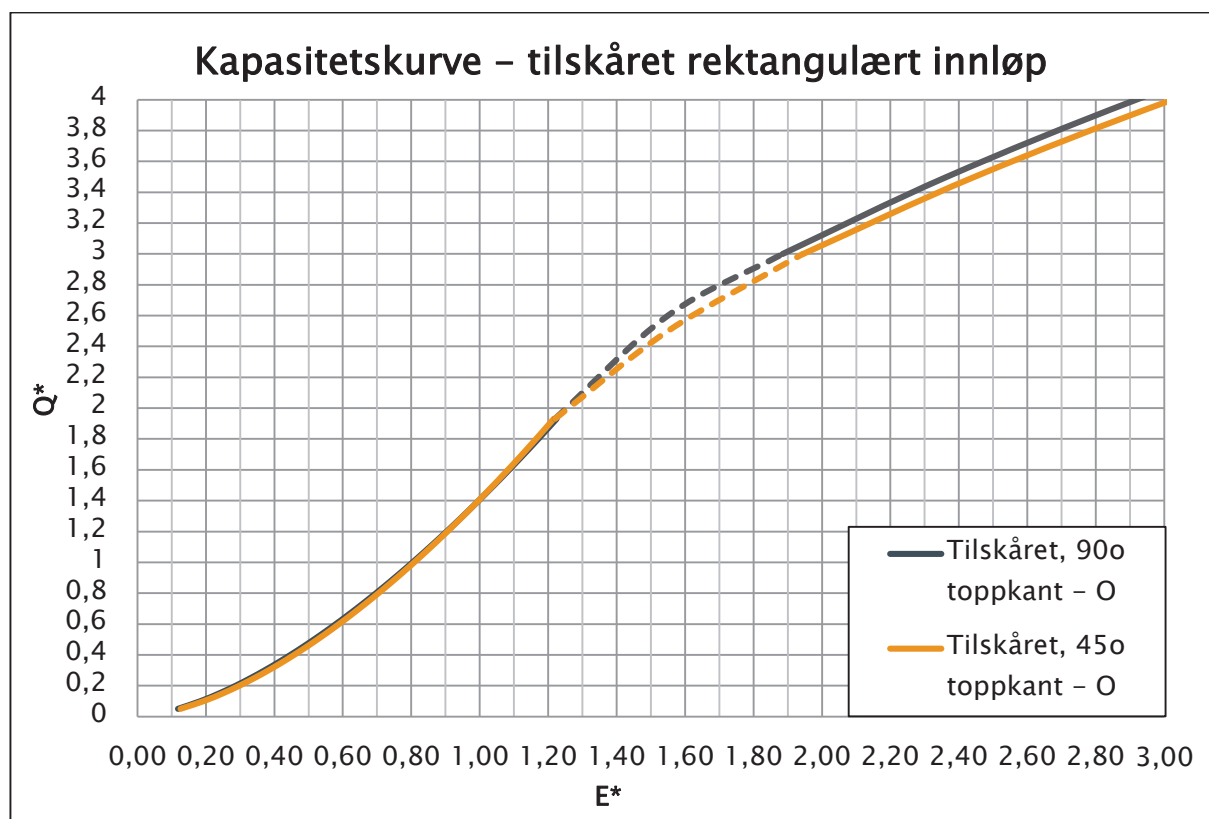
Figur 5.38: Kapasitetsdiagram – rektangulært innløp med frontmur.

Tilskåret rektangulært innløp

Et tilskåret rektangulært innløp har vingemurer som går parallelt med kulvertaksen, og som følger fyllingssiden. Denne typen innløp vil ha noe lavere effektivitet enn et rektangulært innløp med frontmur eller vingemurer. Ved store energihøyder kan en avfaset toppkant gi noe bedre effektivitet enn en rett kant. Ved bruk av denne typen innløp bør vannet rettes inn mot innløpet, og sidene av fyllingen bør sikres mot inntregning av vann.



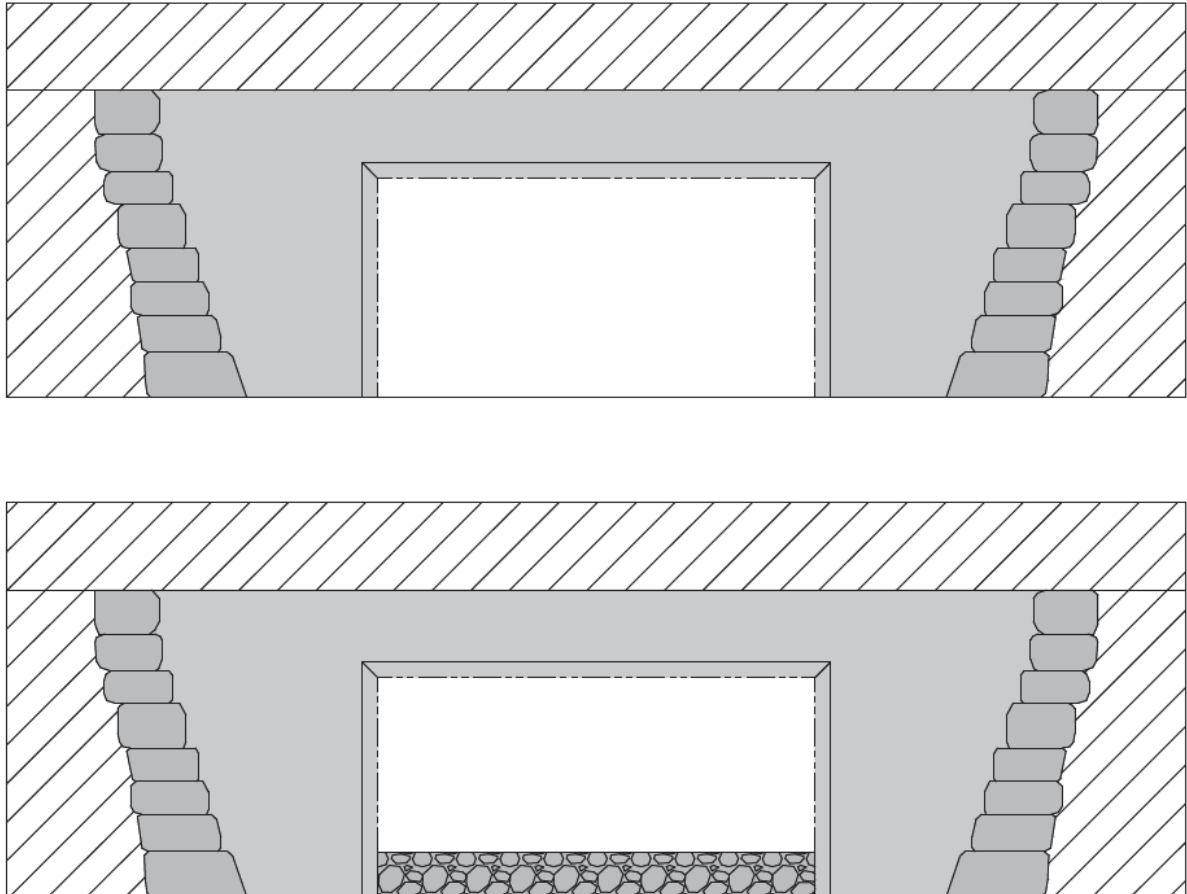
Figur 5.39: Tilskåret, rektangulært innløp (0o vingemur).



Figur 5.40: Kapasitetsdiagram – tilskåret, rektangulært innløp.

5.5.4.4 Rektangulære innløp under utløpskontroll

Under utløpskontroll er innløpstapet beskrevet som et sirkulærtap med innløpskoeffisienten k_i . Under utløpskontroll vil det være fare for gjentetting ved innløpet og i gjennomløpet, og det er derfor gitt koeffisienter for både åpne, og delvis gjentettede innløp i tabell 5.5.



Figur 5.41: Åpent og delvis gjentettet rektangulært innløp.

Tabell 5.5: Innløpskoeffisienter for rektangulære kulverter under utløpskontroll (FHWA, 2005).

Innløpsutforming	Åpent innløp	Delvis tettet innløp ⁵
	k_i	k'_i
Vingemur (30° – 75°)		
– 45° kant i topp	0.2	0.35
– Rett kant i topp	0.4	0.55
Frontmur (90° vingemur)		
– Rett toppkant	0.5	0.65
– Avfaset toppkant	0.4	0.55
– Avfaset langs sider og topp	0.2	0.35
Tilskåret innløp (0° vingemur)		
– Rett toppkant	0.8	1.00
– Avfaset toppkant	0.7	1.00

5.5.4.5 Traktformede innløp under innløpskontroll

Et traktformet innløp er utformet for optimal hydraulisk effektivitet. Samtidig har denne typen innløp komplisert strømning med flere potensielle kritiske snitt som kan begrense kapasiteten. Kravene til utforming er derfor mer omfattende enn for konvensjonelle innløp. Denne innløpstypen kan være en god løsning der man har god plass til innløpet og tilgjengelig dybde under fyllingen (FHWA, 1973).

For traktformede innløp må følge utformingskrav som sikrer at kritisk snitt ligger ved innløpet eller i enden av trakten – kalt «halsen». Kapasiteten må så bestemmes for de to snittene, og snittet med lavest kapasitet vil være bestemmende. Optimal utforming gir kritisk snitt i halsen, slik at størst mulig kapasitet kan utnyttes. Som nevnt bør traktformede innløp kun brukes under innløpskontroll. Under utløpskontroll vil et konvensjonelt innløp med skrå kanter ha like god effekt.

⁵ Verdiene i tabellen er utledet fra sirkulært tilskåret innløp, ettersom denne har en strømningsform som ligner rektangulære innløp (NCHRP, 2011). Forskjellige kilder oppgir forskjellige koeffisienter for samme innløp. Det er her valgt konservative verdier.

Man kan skille mellom to typer forbedrede innløp:

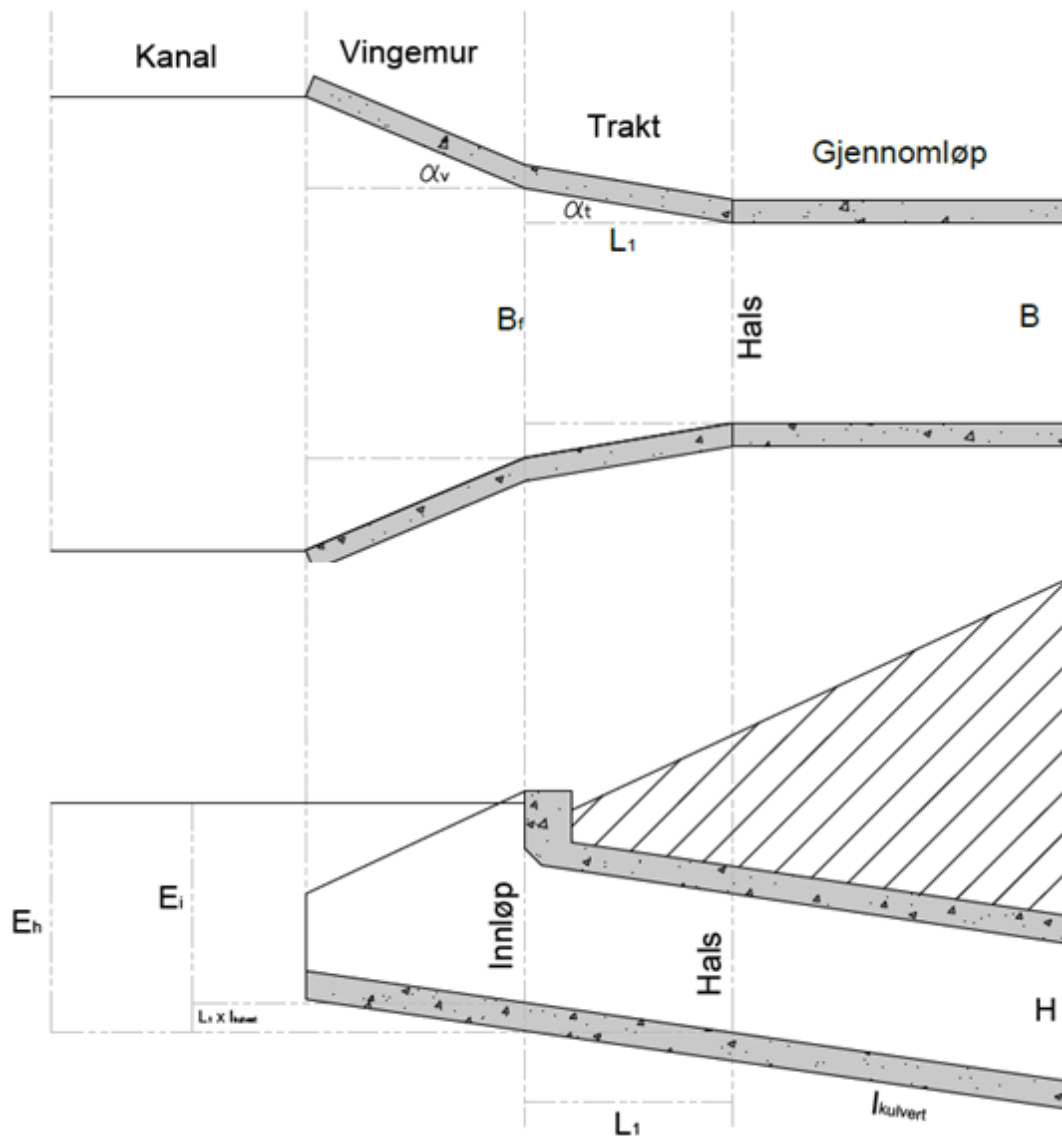
- Traktformet innløp med konstant fall
- Traktformet innløp med økt fall

Traktformete innløp har rektangulære innløp og vingemurer. Som for konvensjonelle innløp vil toppkanten ved innløpet påvirke kapasiteten. Man skiller derfor mellom avfaset og rett toppkant ved kapasitetsberegning. Det finnes også beregningsmetoder for traktformete innløp med tilskårede innløp, men disse er mer komplisert, og derfor ikke inkludert. Se FHWA (1973) for beskrivelse sirkulære, traktformede innløp.

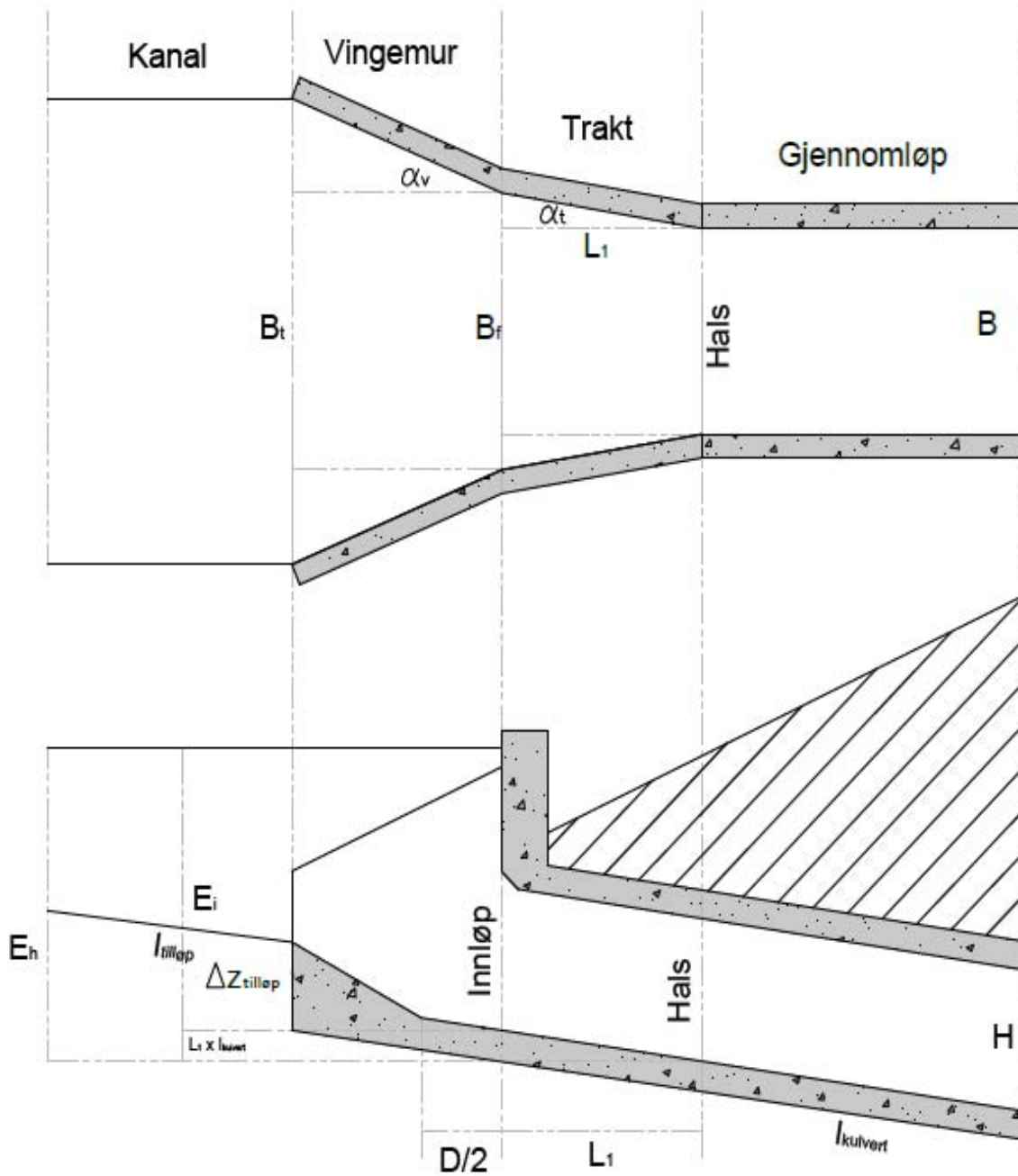
Traktformet innløp med konstant fall

Denne typen innløp skrår inn fra innløpet til halsen, slik at innløpsarealet blir større enn for konvensjonelle kulverter. Trakten har konstant helning lik helningen i gjennomløpet, og energihøyden ved halsen økes derfor noe, se figur 5.35. Ved optimal utforming, kan man øke kapasiteten med opptil 40% sammenlignet med konvensjonelle kulverter av samme størrelse (FHWA, 1973).

For å øke kapasiteten ytterligere kan man senke det traktformede innløpet. Ved å utforme en forsenkning foran innløpet kan man øke energihøyden ytterligere for både innløpet og halsen, se figur 5.42. Forsenkningen gir et mulig kritisk snitt der vannet går i overløp. For å sikre at overløpet ikke begrenser kapasiteten må forsenkningen ha tilstrekkelig bredde.



Figur 5.42: Traktformet innløp med konstant helning.



Figur 5.43: Traktformet innløp med konstant helning og forsenkning.

Krav til utforming

Utformingskravene for traktformede innløp angir formen på trakten og eventuelle vingemurer og forsenkning i tilløpet.

- Tverrsnittsform på gjennomløp: $B:H < 3:1$
- Horisontal traktform: $1H:4L - 1H:6L$
- Vertikal traktform: $l_{trakt} = l_{kulvert}$
- Vingemur: $30^\circ > \alpha_v > 75^\circ$
- Kulverthøyde ved innløp: $H_i = H_{hals}$
- Helning i tilløp: $l_{forsenkning} < 0.5 \text{ [m/m]}$
- Avstand mellom forsenkning og innløp: $L_{min} = D/2$

For traktformede innløp må bredden av innløpet bestemmes slik at innløpet ikke begrenser kapasiteten. Med konstant fall er det nødvendig å beregne minimumlengden av trakten. Dersom utformingen omfatter forsenkning i tilløpet, må også minimumsbredde ved forsenkningen beregnes, slik at dette snittet ikke gir et overløp som begrenser kapasiteten.

1. Bestem min. Q/B_f fra figur 5.37

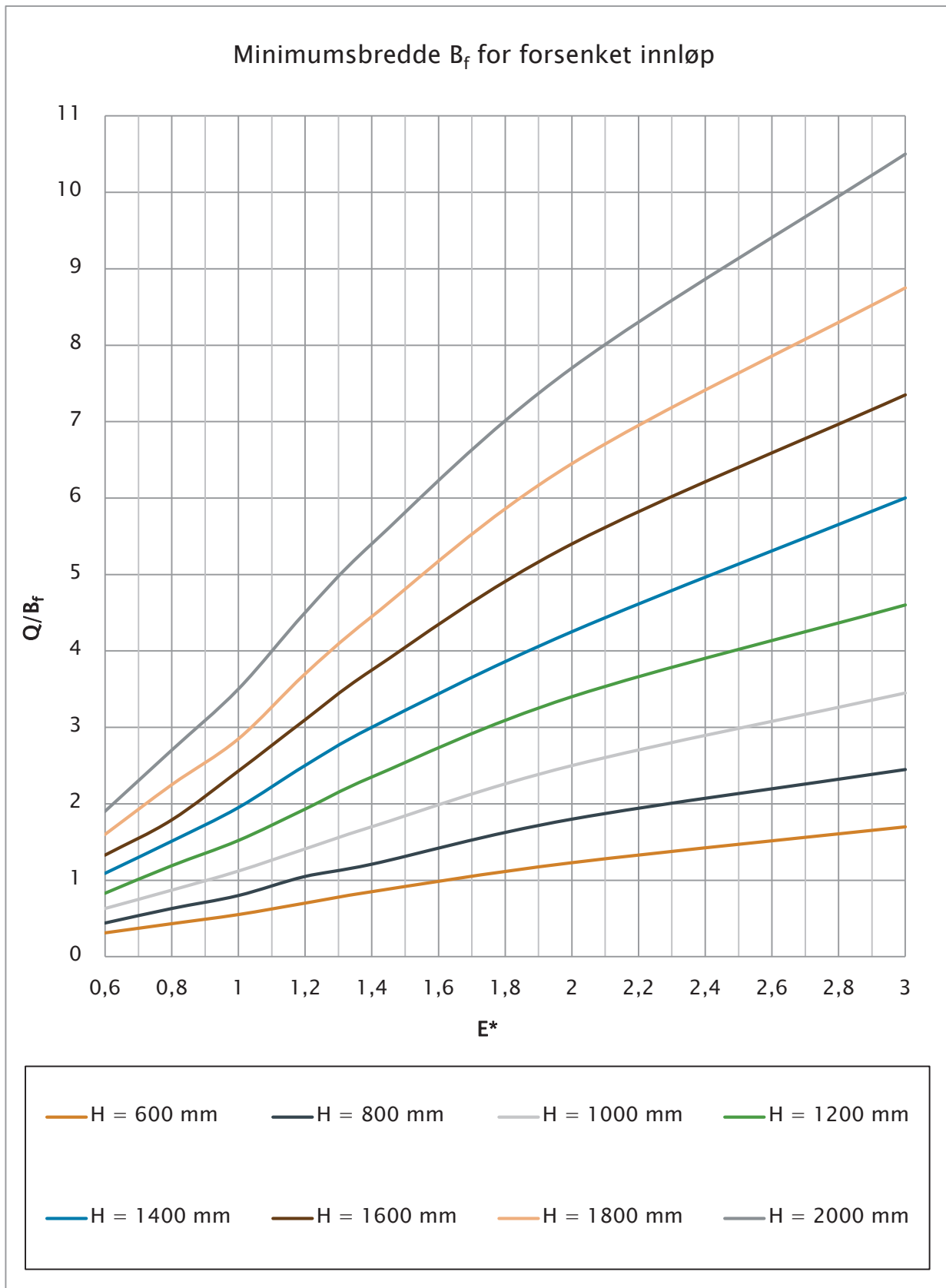
2. Bestem $B_f > \frac{Q_{dim}}{\frac{Q}{B_f}}$

3. $L_1 = \frac{B_f - nB}{2 \tan \alpha_o}$

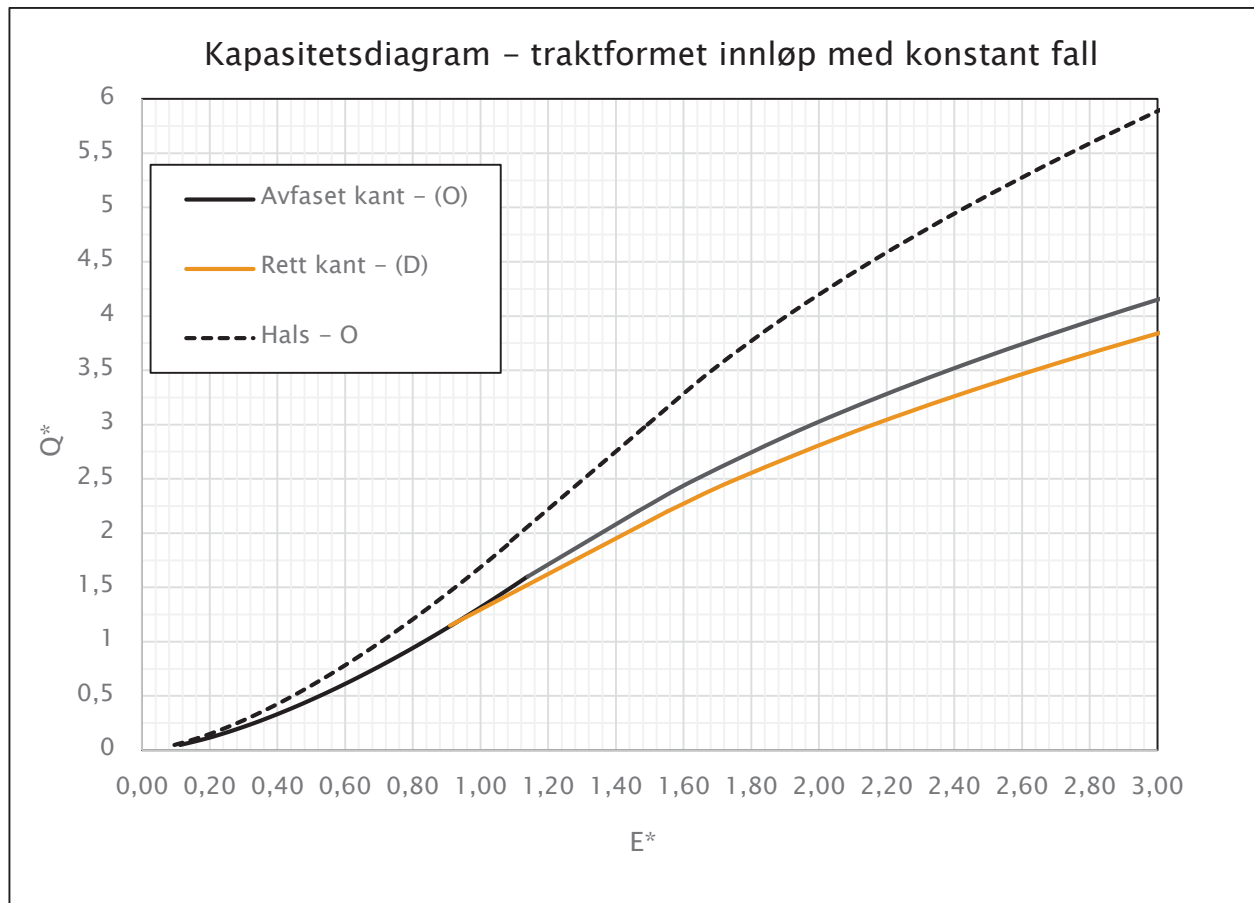
4. Bestem $Z_{topp \text{ fall}}$

5. $H_{overløp} = (H_i - Z_{topp \text{ fall}})$

6. $W_{min} = \frac{0,64 \times Q}{H_{overløp}^{1,5}}$



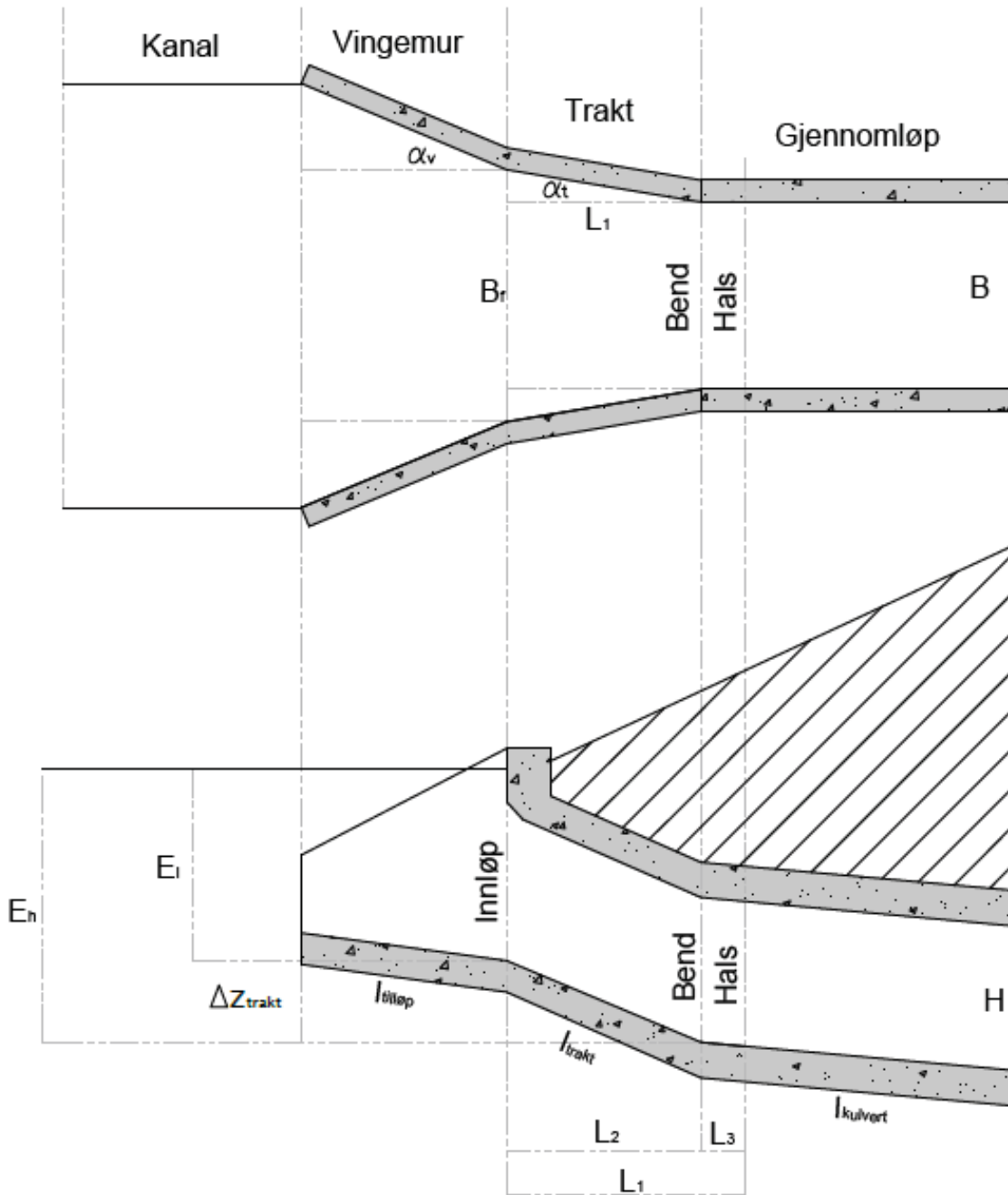
Figur 5.44: Diagram for innløpbredde for traktformede innløp.



Figur 5.45: Kapacitetsdiagram for traktformet innløp med konstant helning.

Traktformet innløp med økt fall

Ved å legge inn en trakt med økt fall øker man energihøyden for det kritiske snittet ved halsen. Samtidig får man et nytt mulig kritisk snitt ved benden mellom trakten og gjennomløpet. Utformingskravet sikrer at dette snittet ikke begrenser kapasiteten. Ved optimal utforming kan man øke kapasiteten med opptil 80% sammenlignet med konvensjonelle kulverter (FHWA, 1973).



Figur 5.46: Traktformet innløp med økt fall.

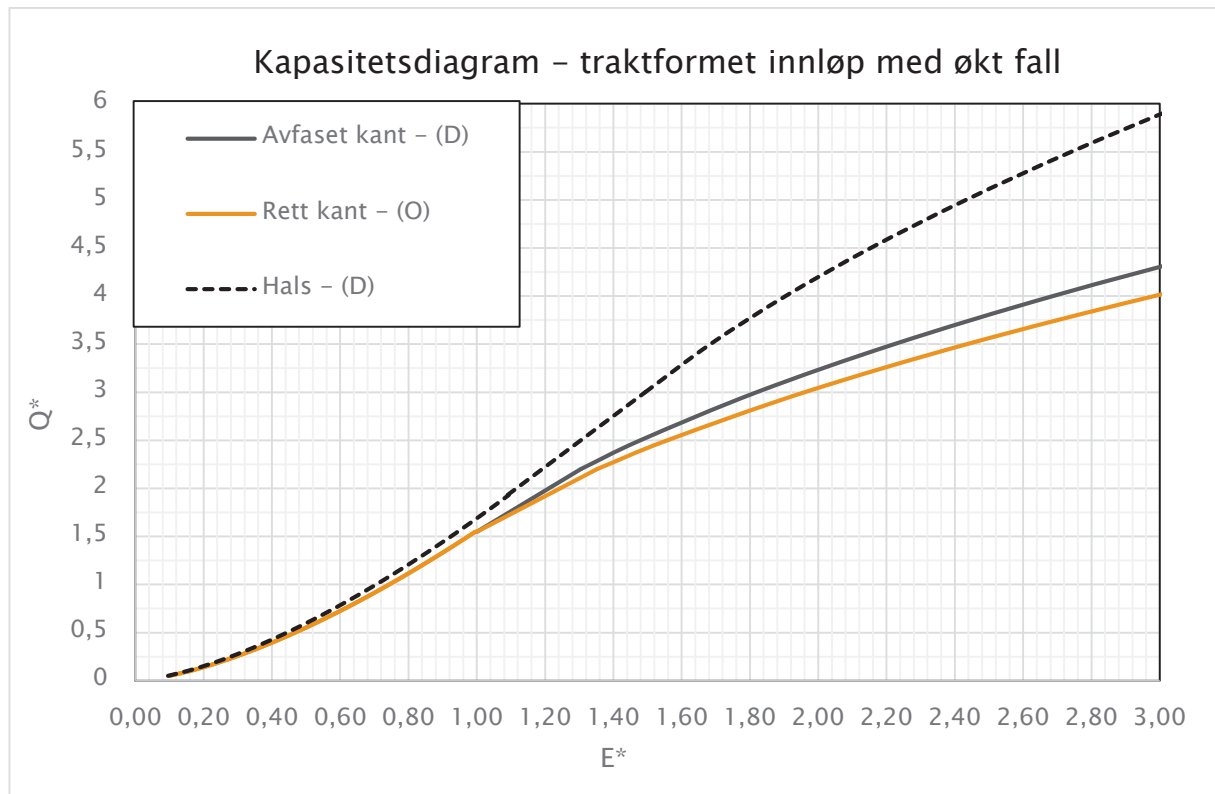
Krav til utforming

Utformingskravene for traktformede innløp angir formen på trakten og eventuelle vingemurer. Geometrien for denne typen innløp er mer komplisert enn for innløp med konstant fall, ettersom utformingen skal sikre at man ikke får et kritisk snitt i bendet.

- Tverrsnittsform på gjennomløp: $B:H < 3:1$
- Horizontal traktform: $10^\circ < \alpha_t < 15^\circ$
- Vingemur: $30^\circ > \alpha_v > 75^\circ$
- Høyde ved innløp: $H_i = H_{\text{hals}}$
- Lengde til knekk: $L_3 > 0.5 \times B_{\text{kulvert}}$
- Helning på trakt: $0.33 \text{ m/m} < I_{\text{trakt}} < 0.5 \text{ m/m}$
- Høydeforskjell mellom innløp og hals: $H/4 \leq \Delta z_{\text{trakt}} \leq 1.5 H$
 - For $\Delta z_{\text{trakt}} \leq H/4$ bruk traktformet innløp med konstant fall
 - For $\Delta z_{\text{trakt}} \geq 1.5 H$ velg større H

For traktformede innløp må bredden av innløpet bestemmes slik at innløpet ikke begrenser kapasiteten. Med økt fall gjennom trakten er det nødvendig å beregne både lengden av trakten og lengden mellom bendet og halsen.

1. Bestem min. Q/B_f fra figur 5.37
2. Bestem $B_i > \frac{Q_{\text{dim}}}{B_i}$
3. $L_3, \text{ min} = 0,5 nB$
4. $L_2 = (\Delta z_{\text{trakt}}) / I_{\text{trakt}}$
 - a. Hvis $L_2 < \left[\frac{B_i - nB}{2 \times \tan \alpha_0} \right] - L_3$: Sett $L_3 = \text{HOR.} \left[\frac{B_i - nB}{2} \right] - L_2$
 - b. Hvis $L_2 > \left[\frac{B_i - nB}{2 \times \tan \alpha_0} \right] - L_3$: Sett $L_3 = \frac{2(L_2 + L_3)}{(B_i - nB)}$
5. $L_1 = L_2 + L_3$



Figur 5.47: Kapacitetsdiagram – traktformet innløp med økt fall.

5.5.5 Utforming av gjennomløp

Utforming av gjennomløpet er viktig for kapasiteten til kulverter med utløpskontroll. Friksjonstap langs gjennomløpet vil da være en viktig faktor. Dersom gjennomløpet endrer retning vil det oppstå singulærtap ved bender, som påvirker strømmingen gjennom kulverten.

Friksjonstap

Friksjonstapet i kulverten avhenger av lengden, ruheten, vannføringen og tverrsnittet:

$$\Delta E_{\text{friksjon}} = L \left(\frac{Q_{\text{dim}}}{MR^{2/3}} \right)^2 \quad \text{Lign. 5.20}$$

Der:

- L = kulvertlengde [m]
- Q = Vannføring [m³/s]
- R = Hydraulisk radius [m]
- A = Strømningsareal [m]
- M_m = Midlere Manningstall [m]

Kanaler og kulverter har sjeldent uniform ruhet i kontaktflaten mot vannet. Eksempler er kanaler med naturlig steinbunn og plastrede vegger og avlagring av sedimenter langs bunnen av betongkulverter. Det finnes forskjellige metoder for å beregne midlere Manningstall M_m , basert på forskjellige strømningsantagelser. Undersøkelser viser at mer kompliserte beregningsmetoder ikke gir bedre resultater enn enklere metoder. Det er derfor valgt en enkel formel for praktisk bruk. For nærmere beskrivelse, se NCHRP (2011):

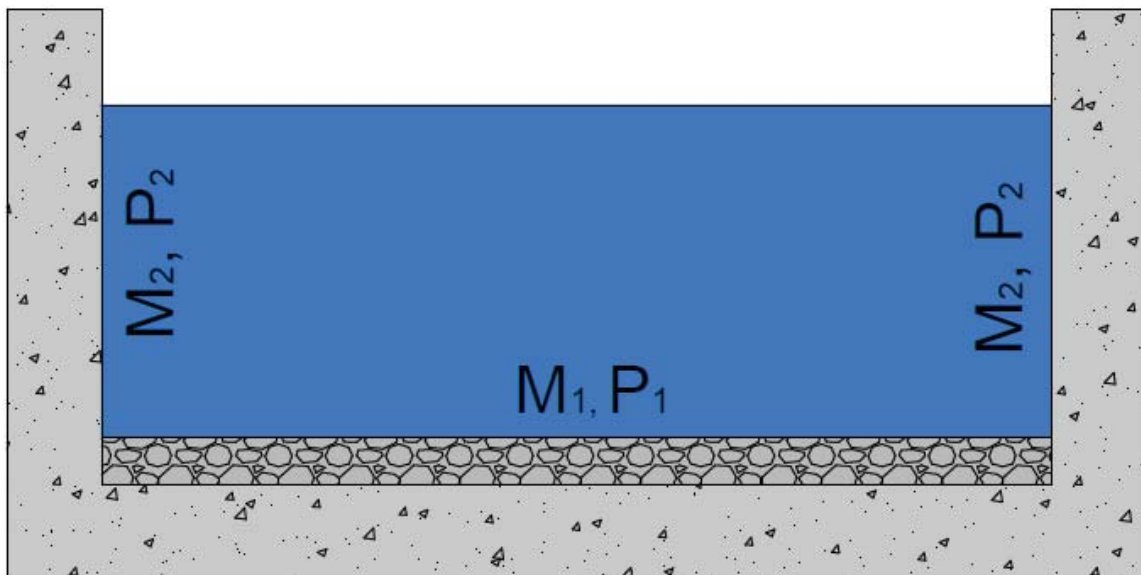
$$M_m = \frac{\sum \left(\frac{P_n}{M_n} \right)}{P_{\text{tot}}} \quad \text{Lign. 5.21}$$

Der:

P_n = Våt periferi n [m]

M_n = Ruhet n [m³/s]

P_{tot} = Total våt periferi [m]



Figur 5.48: Figur 5.5.48 – Midlere ruhet (etter Ciria 2010).

Bendtap

Ved bend i gjennomløpet vil man få et singulærtap, uttrykt ved bendkoeffisienten k_b :

$$\Delta E_b = k_b * \left(\frac{V^2}{2g} \right) \quad \text{Lign. 5.22}$$

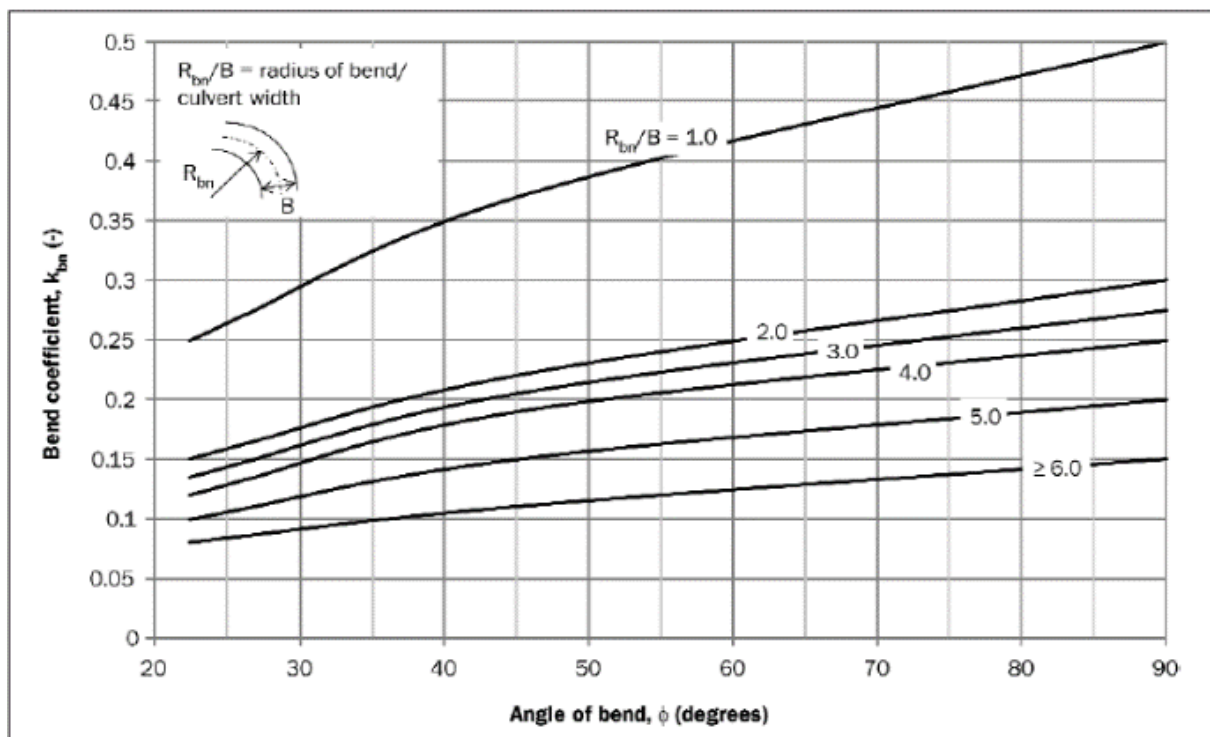
Der:

K_b = Bendkoeffisient [-]

V = Vannhastighet i kulvert [m/s]

g = Tyngdekonstant (9.81) [m/s²]

Bendkoeffisienten bestemmes ut fra retningsendringen i bendet. Generelt antas det at bendtapet er neglisjerbart for retningendringer under 20°. Dersom bendtap er viktig for kapasiteten, anbefales det å utforme gjennomløpet med en gradvis over en lengre strekning for å redusere energitapet.

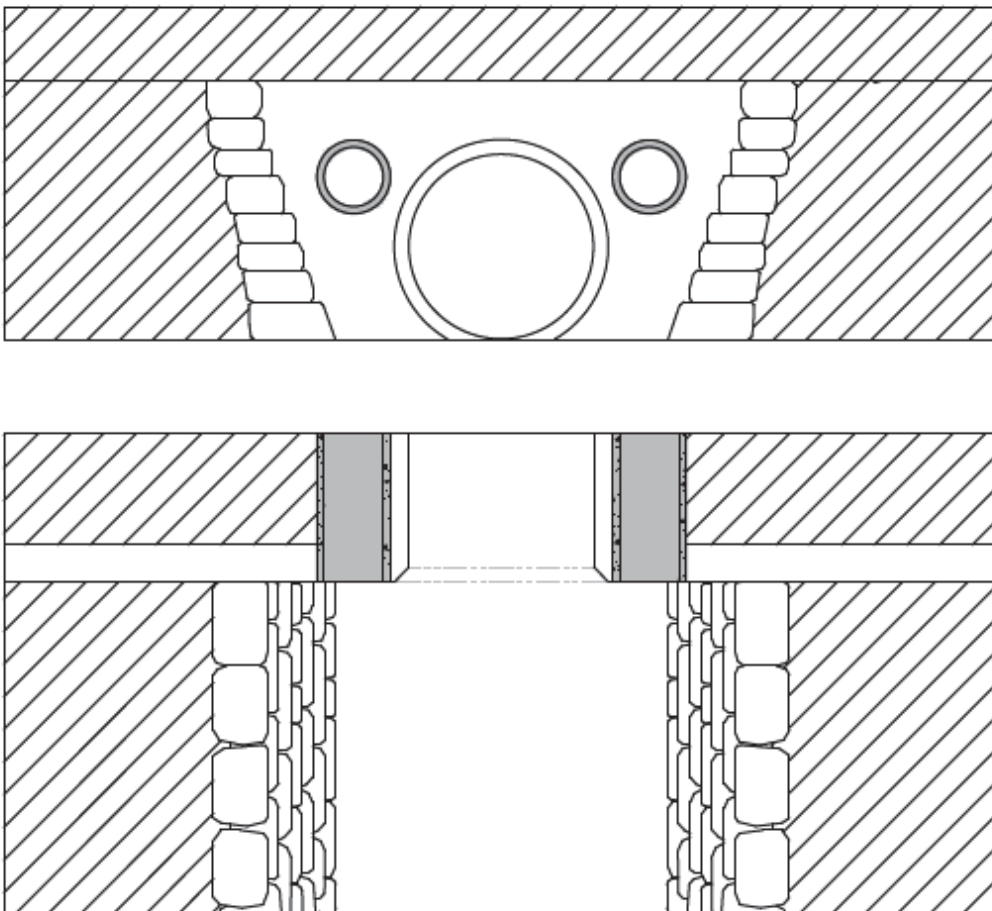


Figur 5.49: Koeffisient for bendtap (CIRIA, 2010).

Alternative gjennomløp

Ved overbelastning av kapasitet er oppstuvning, erosjon og utglidninger ofte årsak til omfattende skader. Derfor bør utsatte fyllinger konstrueres med alternative gjennomløp i tillegg til hovedkulverten. Alternative gjennomløp bør plasseres høyere enn hovedkulverten og sidestilt i forhold til innløpet. Det vil sikre mot gjentetting av sedimenter, drivgods og is. Alternative gjennomløp bør vurderes der man har:

- Innløpsrist
- Fare for gjentetting av sedimenter og drivgods
- Fare for iskjøving og stor avrenning pga. snøsmelting
- Gjennomløp i høye fyllinger ($H_{\text{fylling}} > 2D$)
- Kulverter der skader kan medføre betydelige konsekvenser for bebyggelse eller infrastruktur nedstrøms



Figur 5.50: Prinsskisse: alternative gjennomløp.

Alternative gjennomløp bør ha så stor kapasitet som mulig. De bør plasseres slik at det ikke tettes av sedimenter, drivgods eller is, og samtidig føre vann effektivt. Det kan være aktuelt å bruke flere overløprør i større fyllinger. En fylling med flere gjennomløp får et komplisert strømningsbilde, som vil være vanskelig å beregne direkte. Av den grunn bør man anta at hovedløpet er tett, og så beregne kapasitet for overløpsrør(ene) separat, og ut fra dette vurdere konsekvenser for fyllingen og nedstrøms område.

5.5.6 Utløpsutforming

I kulverter vil hastigheten på vannet ofte være høyere enn i naturlige kanaler, på grunn av økt fall og lav ruhet langs gjennomløpet. Økningen i vannhastighet medfører erosjonsfare ved utløpet. Det er derfor viktig å kontrollere utløpshastighet og sikre nedføringen mot erosjon.

Utløpstap

Ved utløpet vil strømningsarealet endre seg, og det oppstår et energitap på grunn av strømningsutvidelse og turbulens. Strømningsforholdene ved utløpet er kompliserte, og det er derfor vanlig å anta fritt utløp der energitapet er lik total hastighetsenergi:

$$\Delta E_u = \left[\frac{V_u^2}{2g} \right] \quad \text{Lign. 5.23}$$

Der:

$$\Delta E_u = \text{Utløpstap} \quad [\text{m}]$$

$$V_2 = \text{Utløpshastighet} \quad | \quad (V_2 = Q/A_{\text{kulvert}}) \quad [\text{m/s}]$$

$$g = \text{Tyngdekonstant} \quad [\text{m/s}^2]$$

Det er mulig å utforme en gradvis overgang ved utløpet som reduserer utløpstapet ved å gi en gradvis reduksjon av vannhastigheten. Det kan være aktuelt der vanddybden ved utløpet er nær kritisk dybde som kan gi overgang fra innløpskontroll til utløpskontroll, eller der man ønsker redusert strømningshastighet i nedløpet. Løsninger for gradvis overgang er gitt i Ciria (2010) og FHWA (2006).

5.5.6.1 Utløpshastighet ved innløpskontroll

Ved innløpskontroll vil utløpshastigheten hovedsakelig påvirkes av helning og ruhet, og i noe mindre grad av tverrsnittform og dimensjon. Det anbefales å anta uniform strømningsdybde gjennom kulverten, basert på helning og ruhet. Dette stemmer godt for lengre kulverter, og gir en noe konservativ verdi for kortere kulverter (WSDT, 2015). Alternativt kan hastigheten beregnes med programvare. Utløpshastighet ved normalstrømning:

$$V_u = M * R^{2/3} * I_{\text{kulvert}}^{1/2} \quad \text{Lign. 5.24}$$

Der:

V_u = Utløpshastighet	[m/s]
M = Manningstall	[-]
R = Hydraulisk radius	[m]
I_{kulvert} = Helning på kulvert	[m/m]

5.5.6.2 Utløpshastighet ved utløpskontroll

For utløpskontroll vil utløpshastigheten være beregnet i vannlinjeberegning. Utløpshastigheten vil generelt være lavere enn ved innløpskontroll grunnet underkritisk strømning. Dersom hastigheten likevel er så stor at tiltak kreves, bør det gjøres ny vannlinjeberegning, der effekten av plastring, basseng eller energidreperer legges inn.

5.5.6.3 Erosjonssikring ved utløp

For å håndtere erosjon må tiltak dimensjoneres for utløpshastighet og eventuelle vannstandsprang i nedløpet. I prinsippet er det tre vanlige tiltak for erosjonsbeskyttelse ved utløp:

- Plastring av nedstrøms kanal
- Basseng for energidemping som plastres med stein
- Spesielt tilpassede energidrepere

Nødvendig erosjonssikring bør tilpasses utløpshastigheten, se tabell 5.6 under. Det henvises også til Jenssen & Tesaker (2009) og FHWA (2006).

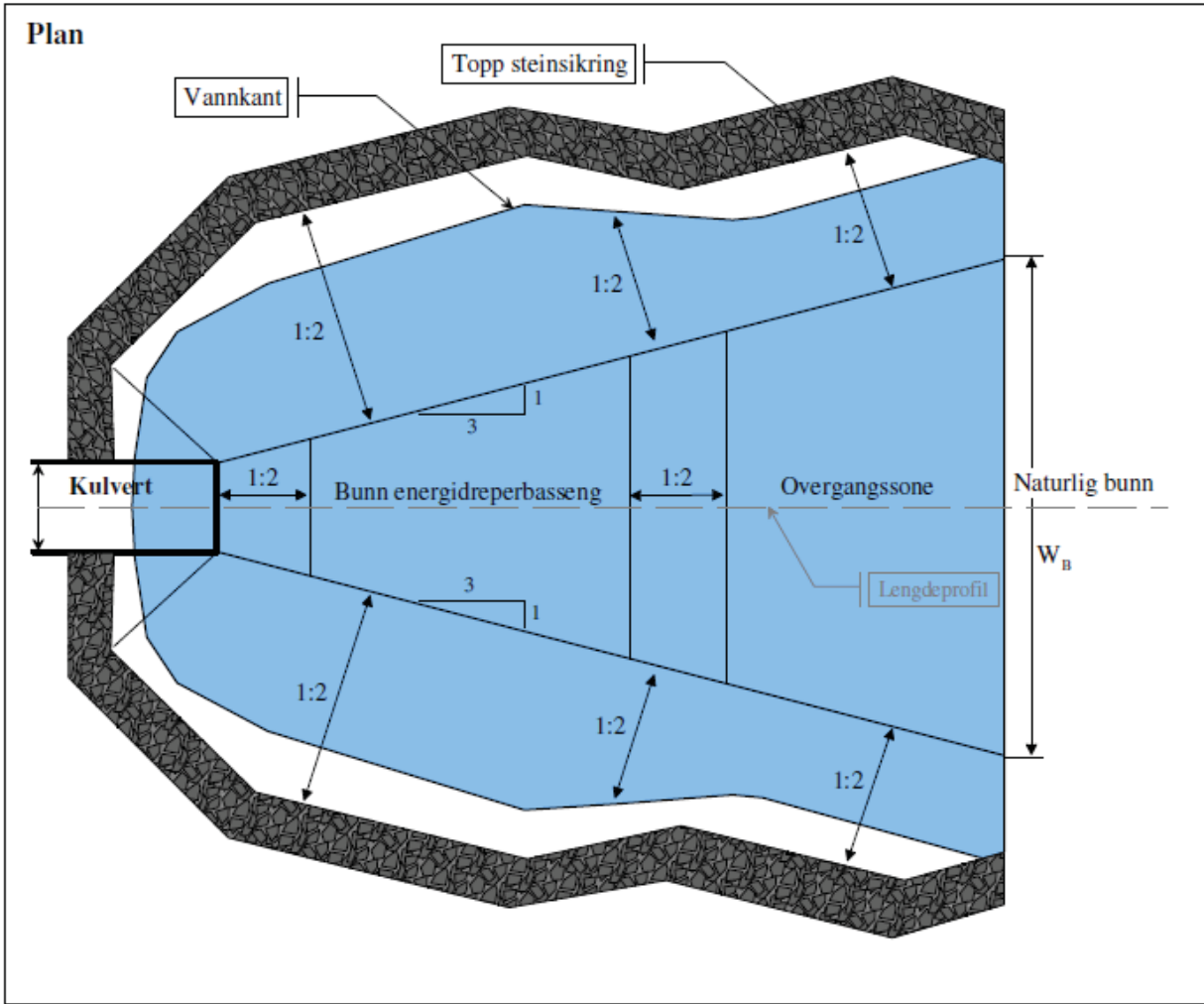
Hastighet	Beskrivelse av tiltak
< 2 m/s	Ingen tiltak nødvendig for naturlige vannveier. Dersom vannveien mangler naturlig erosjonsbeskyttelse anbefales lettere plastring.
2 – 3 m/s	Normal plastring/steinsetting eller basseng.
3 – 4 m/s	Tyngre plastring/steinsetting, se kap 6.
> 4 m/s	Energidreper og kanalsikring av betong.

Plastring

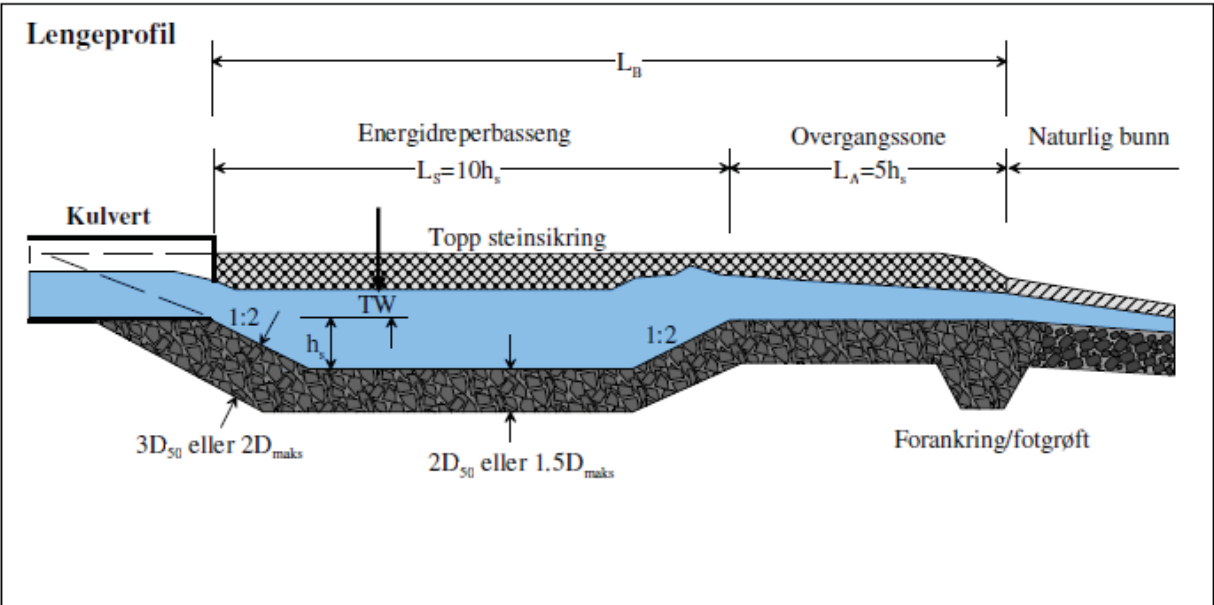
Ved moderate strømningshastigheter kan plastring benyttes for å sikre utløp og nedføringsrenne. Se kapittel om nedføringsrenner (åpen kanalstrømning) for dimensjonering av plastring med stein.

Energidreperbasseng

Energidreperbasseng utformes som en naturlig erosjonsgrop nedstrøms for kulvertutløpet, se figur 5.51 og 5.52. Denne typen basseng fungerer for kulverter av alle størrelser, men er best egnet større kulverter som har stor vannføring og hastighet.



Figur 5.51: Utforming av energidreperbasseng (Jenssen & Tesaker, 2009).



Figur 5.52: Lengdeprofil av energidreperbasseng (Jenssen og Tesaker, 2009).

Steinlaget skal være den største av $2D_{50}$ eller $1,5D_{\text{maks}}$ langs bunnen og sidene. Ved utløpet skal tykkelsen være $3D_{50}$ eller $2D_{\text{maks}}$. Steinstørrelsen bestemmes ut fra utløpshastigheten:

$$D_{50} = 0,2D \left(\frac{Q}{\sqrt{g}D^{2,5}} \right)^{4/3} \left(\frac{D}{TW} \right) \quad \text{Lign 5.25}$$

Der:

D_{50} = Midlere steinstørrelse [m]

D = Kulverthøyde ved utløp [m]

Q = Vannføring [m³/s]

g = Tyngekonstant (9,81) [m/s²]

TW = Nivå for undervann over kulverbunnen [m]

Dersom strømmingen i kulverten er overkritisk brukes følgende justering:

$$D' = \frac{D + y_n}{2} \quad \text{Lign 5.26}$$

Der:

D' = Justert kulverthøyde [m]

Y_n = Normalstrømningsdybden i kulverten [m]

Størrelsen på bassenget bestemmes så ut fra steinstørrelsen (Jenssen & Tesaker, 2009):

$$\frac{h_s}{y_e} = 0,86 * \left(\frac{D_{50}}{y_e} \right)^{-0,55} * \left(\frac{V_0}{\sqrt{g y_e}} \right) - C_0 \quad \text{Lign. 5.27}$$

Der:

h_s = Bassengets dybde	[m]
y_e = Ekvivalent dybde i kulverten ⁶	[m]
D_{50} = midlere steinstørrelse	[m]
V_0 = utløpshastighet fra kulverten	[m/s]
y_u = nivå på undervannet	[m]
C_0 = undervannskoeffisient, se tabell 5.11	[-]

Forholdstall TW/y_e	C_0
$TW/y_e < 0,75$	1,4
$0,75 < TW/y_e < 1,0$	$4,0 (TW/y_e) - 1,6$
$1,0 < TW/y_e$	2,4

Spesielle energidreperer

Ved svært høye hastigheter har vannet stort ødeleggende potensiale. Det vil da være nødvendig å bruke kraftige energidreperer i kanalen. Disse er typisk blokker av betong eller store steiner som tåler stor belastning fra vannet. Energidreperne i kanalen induserer et vannstandsprang med kraftig turbulens, og kanalen rundt må derfor også sikres. Energidreperer krever detaljert prosjektering. Det finnes forskjellige løsninger med egne retningslinjer, se FHWA (2006).

5.6 Oppgradering av eksisterende kulverter

Ved utbedring av eksisterende kulverter bør tiltak tilpasses strømningsforholdene. Samtidig har man ofte begrensede muligheter til å endre utformingen. Anbefalt løsning avhenger av om kulverten har inn- eller utløpskontroll. Merk også at endringer kan endre strømningstype. Tiltak som gjøres bør ikke redusere sikkerheten til kulverten, fyllingen eller tredjepart.

⁶ For rektangulære kulverter settes ekvivalent dybde lik vanndybden ved utløp av kulverten, $y_e = y$. For innløpskontroll settes $y_e = y_n$. For sirkulære kulverter er $y_e = (A/2)^{0.5}$ der A er strømningsarealet ved utløpet av kulverten.

5.6.1 Oppgradering av kulverter med innløpskontroll

Ved innløpskontroll vil det som regel være effektivt å forbedre innløpet og tilløpskanalen. Avhengig av eksisterende utforming vil det ofte være mulig å forandre innløp og tilløp. Generelt er de samme tiltakene effektive for både type 1 og 2. Forbedret effektivitet vil redusere energitapet ved innløpet, og øke kapasiteten til kulverten. Hvis mulig kan et konisk innløp benyttes. Ved å endre tilløpet kan vannhastigheten økes, og dermed øker kapasiteten uten at vandybden øker. Dette kan gjøres ved et kanalisert tilløp. Dersom det er tilgjengelig areal kan man i tillegg utforme en akselereasjonsrenne inn i tilløpet. Ved å sikre fyllingen ved innløpet og kan tillate høyere vannstand, og dermed øke kapasiteten. Det er da viktig å øke høyden på sidene av tilløpet slik at vannet ikke føres ut av vannveien.

5.6.2 Oppgradering av kulverter med utløpskontroll

Utbedring av kulverter med utløpskontroll krever generelt mer omfattende tiltak enn for innløpskontroll. I de fleste tilfeller vil det være nødvendig å øke dimensjon eller bunnhelning, eller redusere vannstanden ved utløpet. For kulverter med utløpskontroll vil effekten av tiltak avhenge av strømnignstypen til kulverten. Dersom den eksisterende kulverten graves opp, anbefales det å utforme den nye kulverten for innløpskontroll hvis mulig.

Ved å øke dimensjonen øker man kapasiteten til kulverten. I enkelte tilfeller kan en økning i dimensjon gjøre at kulverten går fra utløpskontroll til innløpskontroll. Ved å øke helningen vil man øke strømningshastigheten og dermed kapasiteten. I enkelte tilfeller kan en økning i helningen gjøre at kulverten går fra utløpskontroll til innløpskontroll. Dersom høy vannstand ved utløpet begrenser kapasiteten vil det være effektivt å senke nedstrøms kanal ved utløpet, eller fjerne hindre i kanalen. Dersom den høye vannstanden skyldes nærhet til større vannstand, vil det ikke være mulig å forbedre kapasiteten ved å endre kanalen nedstrøms.

5.6.3 Tiltak mot massetransport for eksisterende kulverter

Problemer knyttet til massetransport er som regel størst for kulverter med utløpskontroll, ettersom kulverter med innløpskontroll i stor grad er selvrensende under flom. Tiltak bør tilpasses observerte problemer og kilder til sedimenter og drivgods i nedbørsfeltet i dreneringsplanen.

Dersom kapasiteten reduseres ved gjentetting av masser ved innløp eller i gjennomløpet vil det være effektivt å bruke tiltak mot massetransport. Fangrister og/eller sedimentasjonsbassenger vil kunne redusere belastningen nedstrøms. En reduksjon av tilgjengelig materiale (skjøtsel av vegetasjon, masseutskiftning) nær vannveien kan sikre en lengre strekning nedstrøms. Dersom gjentettingen skyldes avlagring grunnet lav vannhastighet kan bruk av akselereasjonsrenne gi god effekt for å spyle gjennom mindre sedimenter og drivgods. Merk at størrelsen på det transporterte materialet da bør vurderes mot størrelsen på gjennomløp og andre sårbare punkter nedstrøms.

5.6.4 Generelle tiltak for oppgradering av eksisterende drenering

I det følgende er det gitt generelle tiltak for oppgradering av eksisterende drenering som ikke påvirker utformingen av selve kulverten. Merk at disse kan kreve betydelig areal ved innløpet.

Økning av oppstrøms vanndybde

Det er mulig å øke kapasiteten ved å øke vannstand over dimensjoneringskriteriene, men det øker faren for skader på fyllingen. Dersom det ikke er mulig å gjennomføre andre effektive tiltak, kan denne løsningen vurderes. Det bør da sikres mot erosjon og innvasking i fyllingen, og stabiliteten bør vurderes. I praksis vil man da øke kanaldybden inn mot innløpet slik at vann ikke ledes vekk ved stor vannføring.

Fordrøyningsbasseng

I enkelte tilfeller vil det være mulig å bruke et fordøyningsbasseng til å redusere vannføringen nedstrøms. Det krever imidlertid ofte store volumer for effektiv fordøyning. Dersom fordøyningsbasseng skal brukes bør det gjøres

egne beregninger av førdrøynings effekten. Slike beregninger krever ofte svært detaljert informasjon om avrenningsforhold og er ikke dekket i denne rapporten.

Ekstra gjennomløp

I enkelte tilfeller kan det være mulig å presse gjennom ekstra gjennomløp nært eksisterende kulverter. I så fall kan dette være en løsning for å øke kapasiteten. Denne løsningen vil kreve tilpasning av tilløpet slik at vannet fordeles mellom innløpene på en god måte.

5.7 Programvare for hydrauliske beregninger

Det finnes mange forskjellige programvarer for hydrauliske beregninger. Programvare er tidsbesparende sammenlignet med håndberegninger, og akkurat som håndberegninger er programvarene sensitive for inngangsdataene. Beregninger for hydrauliske beregninger krever derfor erfaring og kontroll for å sikre riktige resultater. Som for håndberegninger bør dokumentasjon av programvaren og beregningsmetodene foreligge eller være åpent tilgjengelig.

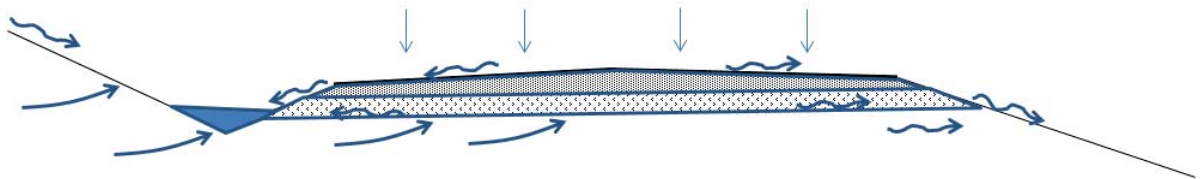
5.7.1 Krav til hydrauliske beregninger med programvare

Det finnes mange programvareløsninger for hydrauliske beregninger. Detaljerte beskrivelser av forskjellige programmer er utenfor omfanget av denne rapporten. Generelt anbefales det at de samme kravene til dokumentasjon stilles til beregninger med programvare som håndberegninger. Programvare for hydrauliske beregninger bør derfor kunne gjennomføre vannlinjeberegninger for åpne kanaler og lukkede gjennomløp både under inn- og utløpskontroll. Resultatene bør vise alle aktuelle energitap og antagelser langs vannveien.

6 Drenering av veg og bane

6.1 Prinsipper for dreneringen

Dreneringen av veg- og baneområdet omfatter håndtering av alt overvann som kommer fram til grøftene fra vegen eller banen, og strømninger i grunnen, som fører vannet inn mot tiltaket, vist i figur 6.1.



Figur 6.1: Vannstrømmer som må håndteres av dreneringen i veg- og baneområdet.

Figuren viser at drens-systemet må håndtere følgende vannstrømmer:

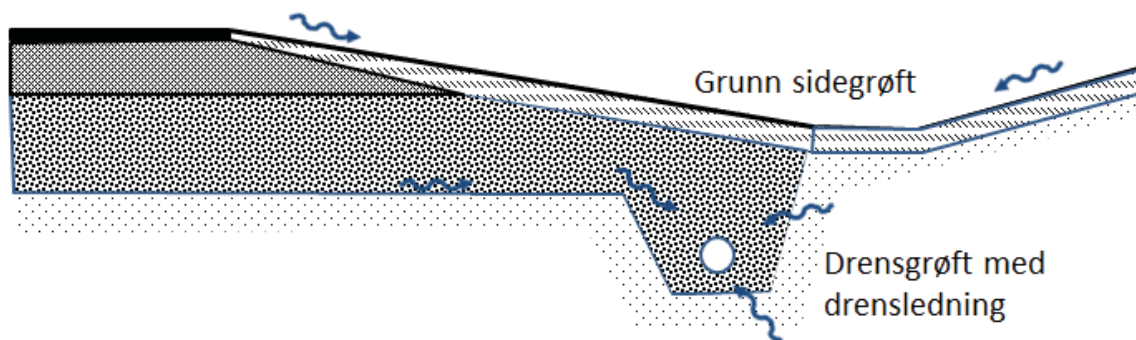
- Nedbøren som treffer vegdekket må dreneres ut mot grøftene eller mot en fyllingsside
- Vannstrømmer som presses opp mot overbygningen må hindres å komme inn i overbygningen, og eventuelt vann i dette sjiktet dreneres mot grøftene eller fyllingsskråningen
- Vannet som kommer inn mot grøftene fra skjæringssiden, enten som overvann eller som vannstrømmer i grunnen.

Det er to hovedprinsipper for dreneringen:

1. Åpen drenering
2. Lukket drenering

Ved åpen drenering etableres dype sidegrøfter, som fanger opp både overvannet, grunnvannsstrømmer inn mot vegen og banen og vannet som dreneres fra vegkroppen (figur 6.1).

Lukket drenering har separat system for drenering av overvannet fra skjæringer og vegbanen, og for drenering av overbygningen og grunnvannsstrømmer, se figur 6.2. Overvannet ledes fra sideskråninger og vegen og banen fram til grunne sidegrøfter, mens grunnvannsstrømmene ledes inn mot drensgrøfter.



Figur 6.2: Lukket drenering med grunn sidegrøft og drensgrøft.

Begge drens-systemene har sine fordeler og ulemper, og valg av system foretas på grunnlag av:

- Kostnader, både anleggs- og driftskostnader
- Bebyggelse nær vegen og behov for framkommelighet for fotgjengere og syklister
- Trafikksikkerhet i forbindelse med utforkjøringer
- Tilgjengelig areal for vegen
- Stabilitet av vegen og banen
- Terrenghforhold, grunnvannsstrømmer og stabilitet av skråninger
- Nedbørsmengder
- Fare for iskjøving fra grøftene og inn mot vegen og banen
- Nedfall av stein og is
- Lagringsplass for snø

De viktigste argumentene for å velge åpen drenering med dype grøfter er:

- Åpen drenering er vanligvis rimeligere i anleggskostnader enn lukket drenering.
- Driftskostnadene for åpen drenering er oftest mindre enn for lukket drenering, fordi en slipper utgiftene til tømning av kummer og spyling av drensledninger. Dessuten vil eventuelle reparasjoner av det lukkede systemet vanligvis være svært kostbart.
- Gir bedre sikkerhet med hensyn til å fange opp nedfall av stein og is.
- Har bedre kapasitet for føring av vann, og de er mindre utsatt for at is i grøftene kjøver inn i vegen.
- Har bedre lagringskapasitet for utbrøytet snø
- Fører til bedre siktforhold i kurver

Tilsvarende er de største fordelene med lukket drenering:

- Lukket drenering er mindre arealkrevende ved at de er enklere å utforme for å skape et sideterreng som gir stor sikkerhet i forbindelse med 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 kulde og er derfor mindre eksponert for nedtrenging av frost
- Lukket drenering gir mulighet for å fange opp, og eventuelt rense, forurensninger fra veg og bane
- Der det er kryssende trafikk av fotgjengere og syklister er lukket drenering oftest nødvendig for å sikre god framkommelighet for disse

Generelt velges for veg lukket drenering der en ønsker å redusere terrenngrepet, og likevel unngå bruk av rekkverk mot farlig sideterreng. Dessuten vil et lukket drens-system være den beste løsningen der det er stor trafikk av fotgjengere og syklister langs vegen. Lukket drenering gir også ofte bedre sikkerhet mot utglidninger der en har store grunnvannsstrømmer i løsmasseskjæringer, og der det er nødvendig å senke grunnvannsnivået. Som oftest velges også lukkede drens-systemer for veger med stor trafikk. Det er imidlertid få argumenter for å velge det ene eller det andre systemet kun ut fra trafikkmengdene.

Åpen drenering blir som oftest valgt utenfor tettbygde strøk, hvor en kan ta vare på trafikksikkerheten ved å bruke brede grøfter og hvor det generelt er enklere å ta i bruk større arealer. Der det er stor avrenning mot grøftene og fare for nedfall av stein og is, vil også åpne grøfter være å foretrekke. Dersom kostnadene med å utvide grøftene er spesielt store på grunn av trafikksikkerheten, kan det da bli nødvendig å bruke rekkverk mot fjellskjæringer eller andre farlige sidehinder.

Lukket drenering blir i mindre grad brukt for drenering av jernbaner, da disse kan utformes uten å ta hensyn til faren for utforkjøringer, og å ta hensyn til kryssende trafikk av fotgjengere og syklister. De viktigste grunnene til å velge lukket drenering for baner er ved stasjonsområder og skifteområder hvor en trenger tilgang til sidearealene. Dessuten er lukket drenering ønskelig hvor en ønsker å redusere grunnvannsnivået og en trenger bedre kontroll av grunnvannsstrømmene.

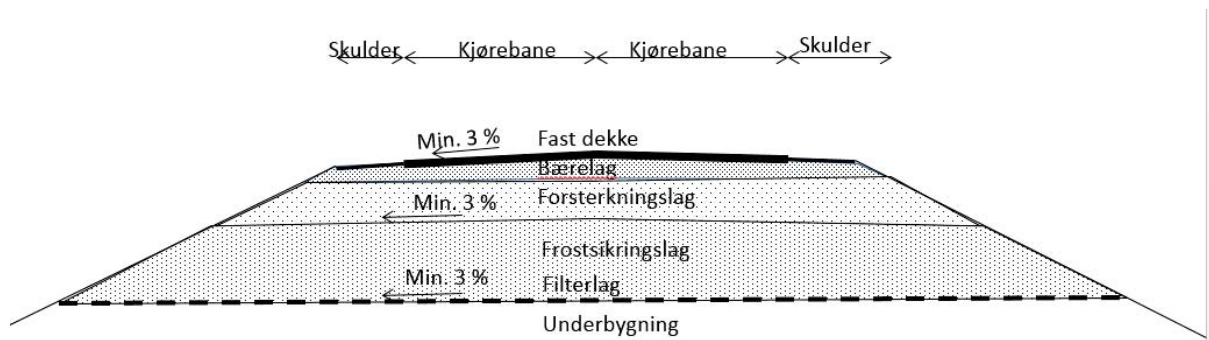
6.2 Drenering av veg- og banekroppen

6.2.1 Oppbygging av veg og bane

For å oppnå tilstrekkelig bæreevne bygges en veg eller bane opp med flere lag. Oppbyggingen av en veg over underbygningen er delt opp i fem lag, se figur 6.3:

- Vegdekket; asfalt, betong, eller grus
- Bærelag
- Forsterkningslag
- Frostsikringslag
- Filterlag

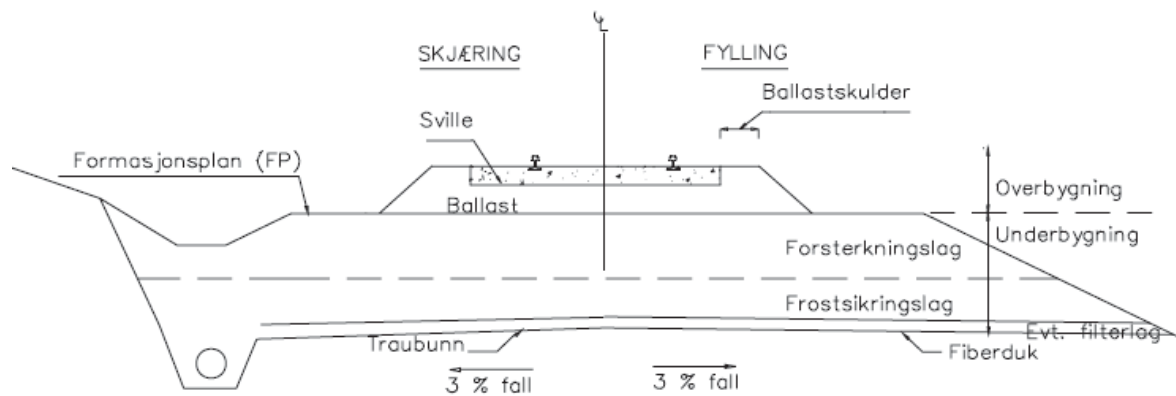
Kravene som er satt til hvert av disse lagene er for veger fastsatt i håndbok N200 (Statens vegvesen) og lagene kalles med et fellesnavn for overbygningen.



Figur 6.3: Oppbygging av en veg med fast dekke, bærelag, forsterkningslag, frostsikringslag og filterlag.

Tilsvarende vil en jernbane bli bygget opp av følgende lag, se figur 6.4:

- Sviller
- Ballast
- Forsterkningslag
- Frostsikringslag
- Filterlag



Figur 6.4: Oppbygging av overbygningen til en jernbane. (Teknisk regelverk, Underbygning, Jernbaneverket 2015).

I jernbaneterminologi kalles sviller og ballast overbygning, og forsterkningslaget og frostsikringslaget underbygning, (Teknisk regelverk, Jernbaneverket 2015). I denne læreboka brukes overbygning om alle lag over underbygningen/traubunn, og som bidrar til øket bæreevne.

6.2.2 Kjørebane og skulder

For jernbaner består toppdekket av åpen puk, og avrenning fra toppdekket har derfor liten betydning for dreneringen og trafiksikkerheten. For veger er det viktig at avrenningen fra kjørebane og skuldre er effektiv av hensyn til:

- Framkommeligheten
Ved ansamling av betydelige mengder med vann i kjørebanen blir kjøre hastigheten redusert, og i ekstreme tilfeller blir det nødvendig å stenge vegen
- Trafiksikkerheten
Når det danner seg sjikt med vann er det fare for vannplaning. I tillegg vil vann- og sølesprut påvirke trafiksikkerheten. I vintersesongen vil også smeltevann fra sidene som senere fryser til is, utgjøre en betydelig fare for trafiksikkerheten
- Vegens levetid
Vann som trenger ned i overbygningen vil føre til redusert bæreevne og levetid.

6.2.2.1 To-feltsveger

Kjørebane bør ha et tett dekke som fører til at overvann ikke kommer ned i bærelaget og forsterkningslaget. For å oppnå tilstrekkelig avrenning for å redusere faren for at det blir stående vanddammer i kjørebane, må denne ha en minimum helling. Denne verdien er avhengig av dekketype, og er for asfalt- og betongdekker 3 % og 4 % for grusdekker.

For to-feltsveger på rettstrekninger eller i slake kurver er det vanlig å utforme vegen med et takprofil slik at begge kjørefeltene drenerer ut mot skulderen. Der vegen ligger i kurver er det nødvendig å bygge vegen med ensidig tverrfall. Rutiner for bygging av vegen ved overgang fra takfall til ensidig tverrfall er detaljert beskrevet i Hb V120 (Statens vegvesen 2013). I forbindelse med endringer i hvordan tverrfallet bygges opp, er det viktig at en kontrollerer at det resulterende fallet er innenfor minimumsverdien på 2 %. Resulterende fall er den maksimale hellingen, og beregnes av lign. 6.1:

$$s_r = \sqrt{e^2 + s^2} \quad | \quad [\%] \quad \text{Lign. 6.1}$$

Der:

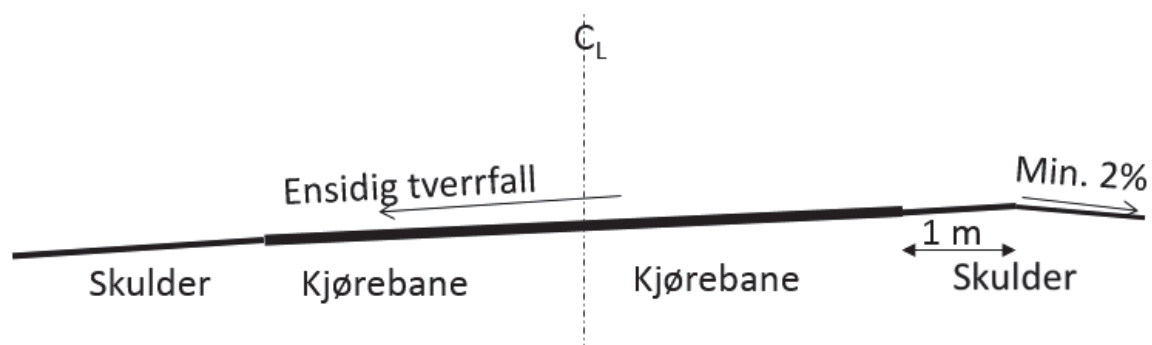
s_r = Resulterende tverrfall [%]

e = Hellingen på tverrprofilet [%]

s = Stigningen på vegen [%]

Skulderen må ha minimum like stort fall som kjørebane. Der skulderen ikke har fast dekke er 4 % en minimumsverdi.

I kurver, der vegen har ensidig tverrfall, bør hele eller deler av ytre skulder ha tverrfall ut mot grøft- eller fyllingsskråningen, min 2 %, figur 6.5. Dette bør gjøres for at smeltevann fra brøytekanter ikke skal renne inn i kjørebane og deretter fryse til is når temperaturen senkes mot kvelden. Erfaring har vist at det er vanskelig å rydde snøen effektivt når det er et skarpt skille i helling ved ytre kjørebane kant. Praxis i dag er derfor at den indre delen av skulderen, < 1 m, gis samme helling som kjørebane.



Figur 6.5: Der vegen har ensidig tverrfall bør den delen av skulderen som overstiger 1 m ha helling ut fra vegen på min. 2 %.

Ved kryss, fartshumper og rekkverk er det spesielt viktig å kontrollere at vegen har nødvendig helling, og at det ikke vil samle seg vannlommer i kjørefeltene. Det samme gjelder der det er nødvendig å utforme vegen med kantstein, og hvor en da samler opp vannet med rister eller sluk.

6.2.2.2 Flerfeltsveger

Ved flerfeltsveger utgjør arealet av kjørebane og skulder en så stor flate at det skaper trafikkfarlige situasjoner, dersom alt overvannet føres til en side. Dessuten vil en flerfeltsveg som oftest ha et midtrekkverk som hindrer vannet å renne fra kjørefeltene fra en kjøreretning og til den andre. Midtrekkverkene skaper også problemer for vinterdriften ved at utbrøytet snø samler seg rundt disse. På solrike dager smelter snøen og renner ut på vegen, figur 6.6. På kvelden, når det blir kaldere, kan dette smeltevannet fryse til is og gi glatte veger, som kommer overraskende på trafikantene.



Figur 6.6: Smeltevann fra brøytekannt mot rekkverk som har rent ut i kjørebanelen, E6 Skaberud (foto J. Nøkleholm).

En veg med midtdeler bør derfor utformes for å fange opp vannet som samles rundt midtdeleren. Dette gjelder ikke minst der begge kjørefeltene i en retning har ensidig tverrfall. Vanligvis bør dette utføres med separat grøft med rister og lukket drenering for å hindre at vann fra en kjøreretning renner over til den neste, figur 6.7.



Figur 6.7: Eksempel på bygging av firefelts veg med grøft og lukket drenering i midtdeleren, E6 Hundorp (foto: H. Norem).

FWHA (2009) anbefaler at ytre kjørefelt på flerfeltsveger får et noe større tverrfall enn det innerste feltet. Økningen fra et felt til det neste bør være mellom 0,5 og 1,0 %, og med 4 % som maksimalt tverrfall.

6.2.3 Bærelag og forsterkningslag

Oppgaven til bærelaget og forsterkningslaget er å fordele belastningene fra trafikken nedover i vegkroppen og å drenerer massene. Det må derfor settes strenge krav til styrke og dreneringsevne til materialene som brukes i disse lagene. Disse kravene finnes i Hb N200 (Statens vegvesen 2014) og Teknisk regelverk (Jernbaneverket 2015).

Dersom massene i forsterkningslaget ikke er drenerende, kan en få bygget opp store poretrykk, som vil redusere bæreevnen vesentlig. Vann i forsterkningslaget vil også kunne føre til at dette fryser om vinteren, med telehiv som resultat. Årsaken til telehiv er dannelsen av islinser. Disse oppstår dersom det dannes en stabil isfront i grunnen og det er rikelig tilgang til kapillært vann som tilføres isfronten. Det stilles derfor strenge krav til kapillær stighøyde for materialene i forsterkningslaget.

For å hindre at finstoff fra grunnen presses inn i forsterkningslaget, og for å sikre drenering i nedre kant av forsterkningslaget, er det vanlig å bruke fiberduk som et «filterlag» mellom grunnen og forsterkningslaget.

Forsterkningslaget legges ut med et tverrfall på min 3%, for å sikre dreneringen av dette laget, fig 6.3. Det er også en forutsetning at dreneringen av veg- og banekroppen er effektiv til et lavere nivå enn underbygningen, og at det er god hydraulisk kontakt mellom forsterkningslaget og drens-systemet.

6.2.4 Frostsikringslag

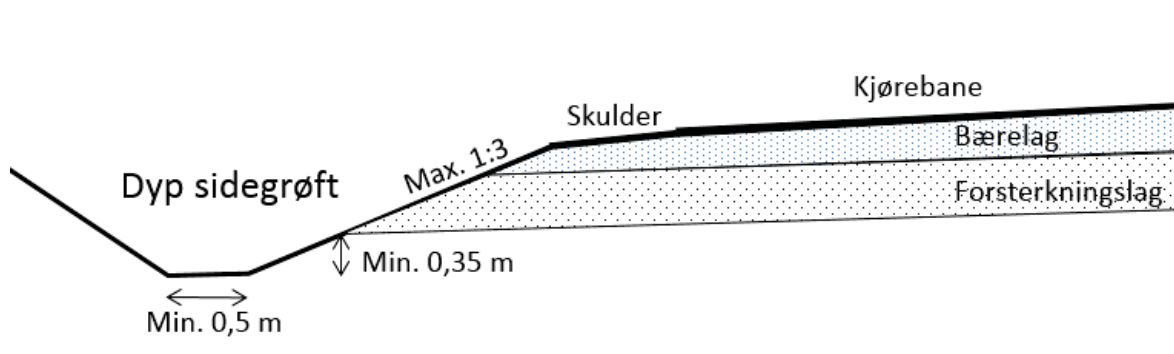
Hensikten med et frostsikringslag er å hindre at frosten trenger ned til telefarlig grunn slik at en unngår skader på vegen eller telehiv. Som frostsikringslag kan en benytte sand, grus, knust fjell, granulat av lettklinker eller skumglass samt isolasjonsplater av ekstrudert polystyren.

Frostsikringslaget kan i mange tilfeller fungere som et fordrøyningsbasseng og derved redusere flomtoppene i ledningsnett og til naturen. Denne effekten er spesielt viktig der en kombinerer frostsikringslag med infiltrerende grøfter.

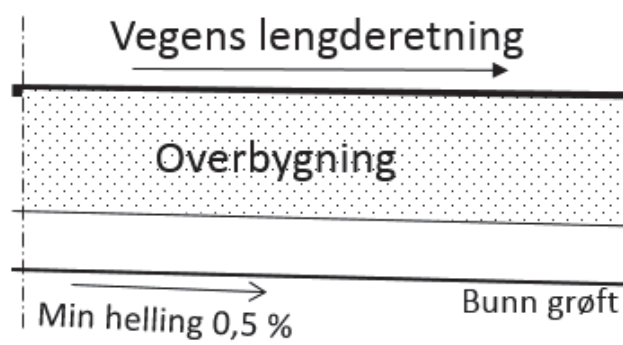
6.3 Åpen drenering

6.3.1 Dybde og fall for sidegrøfter

Den primære funksjonen til dype sidegrøfter er å ha kapasitet til å ta vare på overflatevannet og gi tilstrekkelig drenering av forsterkningslaget. Nødvendig dybde i forhold til forsterkningslaget er min 0,35 m, (SVV Hb 200), figur 6.8. Det er også nødvendig at vegen bygges med drenerende masser helt ut til grøfta. Som oftest skjer dette ved at forsterkningslaget føres helt fram til grøfta. Tilsvarende krav til baner er at grøftebunn skal ligge minimum 0,5 m under formasjonsplanet.



Figur 6.8: Tverrprofil med forslag til dybde og utforming av dyp sidegrøft, og til fall i grøft i vegens lengderetning.



Figur 6.9: Tverrprofil med forslag til dybde og utforming av dyp sidegrøft, og til fall i grøft i vegens lengderetning. .

Kravet til dybde er også avhengig av dimensjonerende vannmengder i grøfta. Det er uheldig dersom det blir stående vann i grøfta i høyde med forsterkningslaget. Dette kan føre til at vann og finstoff trenger inn i forsterkningslaget og derved over tid reduserer dreneringseffekten, og til slutt fører til at massene blir telefarlige. Kravet til en bredde på 0,5 m i figur 6.8. er begrunnet både med hensyn til trafikksikkerhet og til at V-formete grøfter raskt fylles opp med sedimenter, slik at den effektive dybden reduseres raskere med tiden. Oppfylling av sedimenter og gjengroing fører til redusert levetid. Rensk av grøftene er derfor en viktig del av arbeidsoppgavene for driften.

For å unngå at grøftene fylles opp med vann som blir stående høyere enn opp til forsterkningslaget, er det et krav at disse får et visst fall i lengderetningen mot stikkrenner og naturlige drensveger. Minimum helling er anbefalt til 0,5 %, men hellinger opp til 1 % bør tilstrebes, figur 6.8.

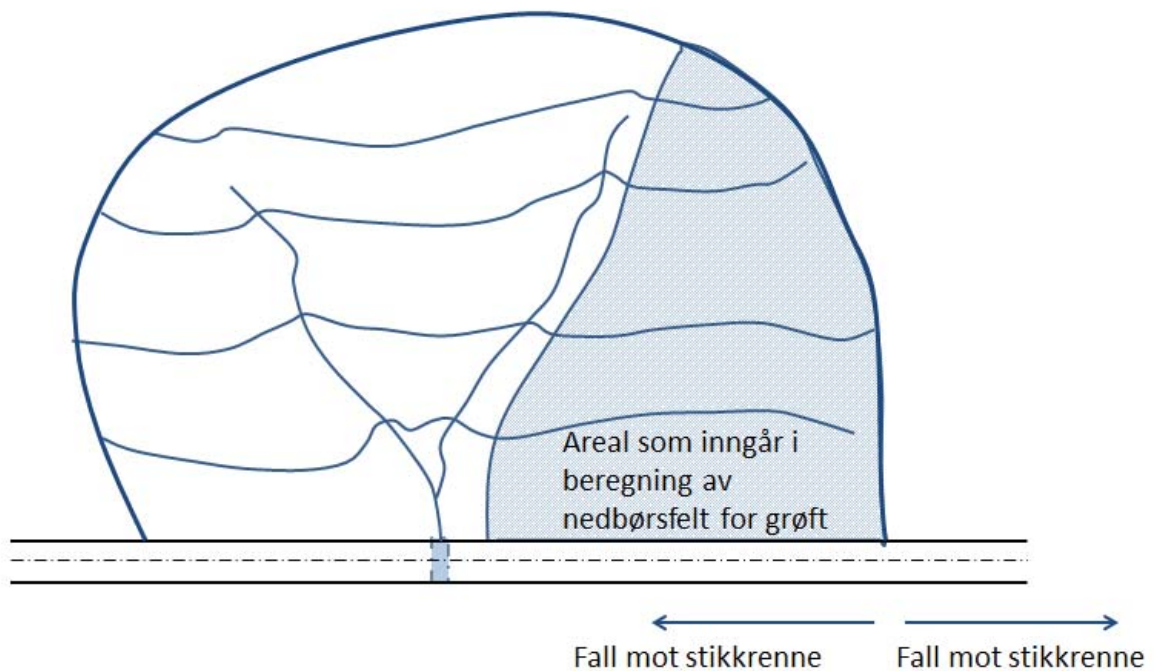
Dype sidegrøfter bør ha begrenset lengde før de føres fram til stikkrenner eller fyllingsskråninger. Maksimal avstand mellom stikkrennene er vanligvis 80–100 m, og stikkrennene bør fortrinnsvis lokaliseres til lavbrekk på vegen og til naturlige drensveger i terrenget.

6.3.2 Kapasitet og erosjonssikring

Grøftene bør ha kapasitet til å håndtere flomsituasjoner slik at en både unngår flomvann på vegen, og varige skader på denne. Dimensjoneringen av grøftene bør dimensjoneres etter følgende to hovedprinsipper:

1. I normalsituasjonen, avsnitt 2.5, skal grøftene ha tilstrekkelig kapasitet til ikke å bli fylt opp til forsterkningslaget, for å hindre innvasking av finstoff i dette laget. Konsekvensene av at dette skjer er imidlertid begrenset, og kapasitetsberegningen bør kunne gjennomføres for relativt små returperioder, anslagsvis 10–25 år.
2. I flomsituasjonen, avsn.2.5, tillates det at grøftene fylles helt opp til kjørebanelivået for veger og underkant ballast for baner. I slike tilfeller er det viktig å unngå omfattende erosjonsskader. Returperioden for slike hendelser bør settes til 100–200 år, tabell 2.1.

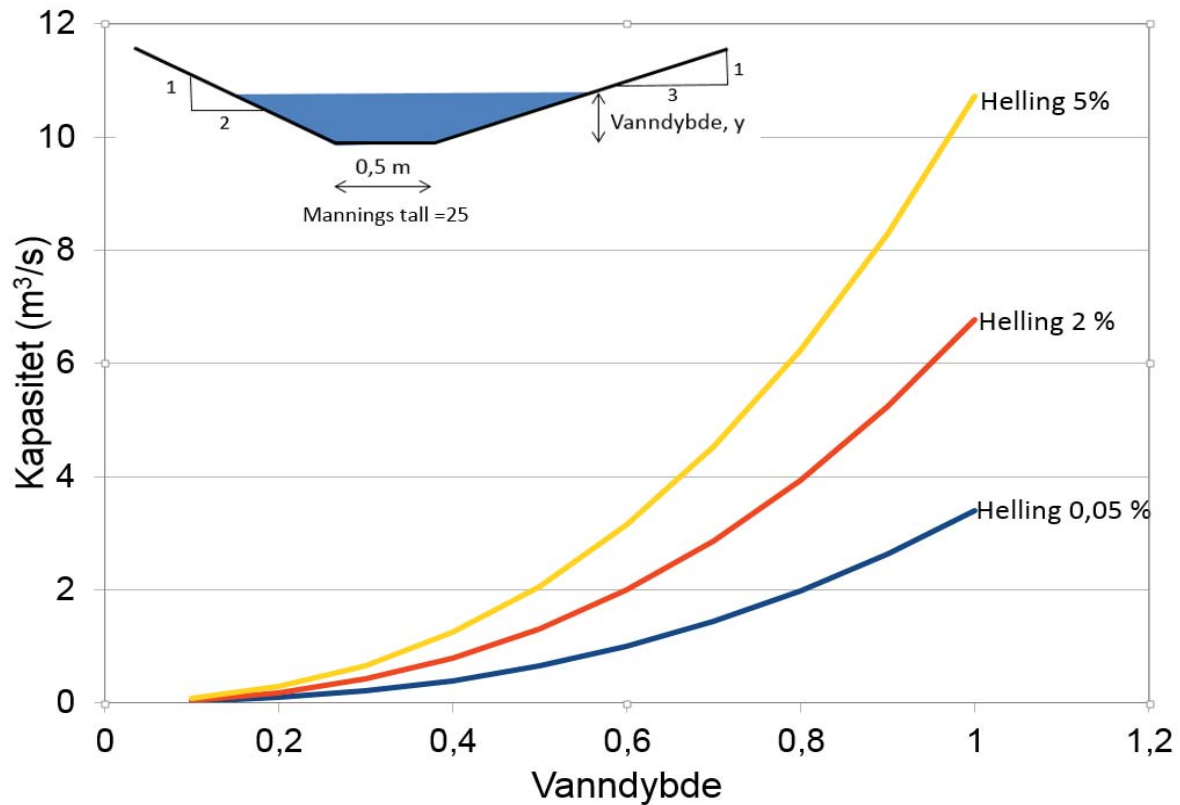
Dimensjonerende vannmengde for åpne sidegrøfter beregnes på grunnlag av den rasjonelle formel, lign 3.8. Arealet som inngår i beregningen omfatter bare den delen av nedbørsfeltet som ikke drenerer inn mot de naturlige drensvegene som fører fram til stikkrennene, figur 6.9.



Figur 6.10: Definerings av areal som inngår i beregning av dimensjonerende nedbørsareal for grøfter.

Grøftenes kapasitet er avhengig av utforming, helling og ruhet, og kapasiteten kan beregnes på grunnlag av Mannings formel, lign. 4.7. og verdier for Mannings tall er gitt i tabell 4.1.

Figur 6.10 viser beregnet kapasitet for en grøft utformet i henhold til fig 6.8. Det er i beregningene forutsatt grøft med vegetasjon og Mannings tall lik 25. Beregningene er gjennomført for hellingene 0,5, 2 og 5 %.



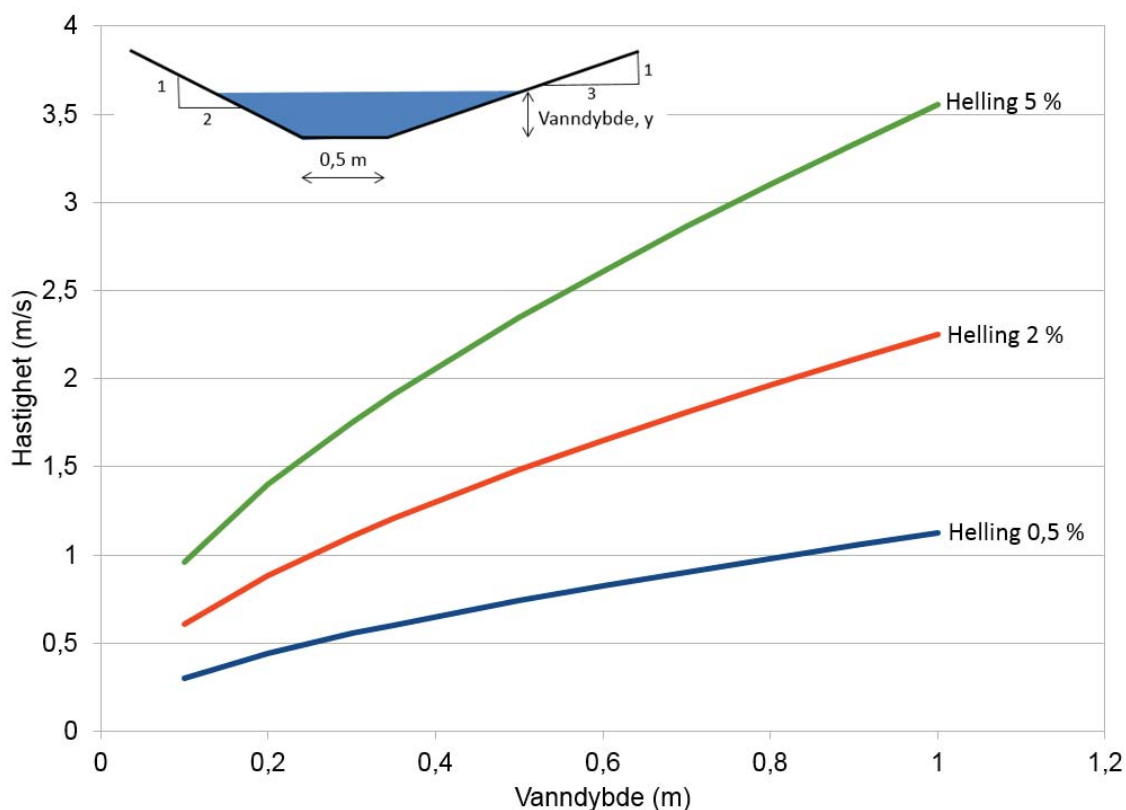
Figur 6.11: Beregnet kapasitet i åpne grøfter ved helling 0,5, 2 og 5 %.

Figuren viser at kapasiteten ved normalsituasjonen, vanndybde 0,35 m er begrenset, og med de forutsetninger som er satt for beregningen, på 0,65, 1,3 og 2,0 m³/s for de tre forskjellige hellingene. I flomsituasjonen med akseptable vanndybder opp til 1,0 m er kapasiteten langt større, med maksimalt 10 m³/s for hellinger på 5 %.

Ved beregning av kapasitet for flomsituasjonen forutsettes det at en stikkrenne kan gå tett, dersom det ikke er etablert alternative drensveger. Vannet som føres inn mot stikkrenna forutsettes derfor å følge sidegrøfta som alternativ flomveg fram til neste stikkrenne. Dimensjonerende vannmengde i en grøft i flomsituasjonen vil derved være vannføringen ved oppstrøms stikkrenne, og det vannet som tilføres grøfta fram til neste stikkrenne.

Erfaringsmessig er ofte grøftene det svakeste partiet av veggen under intense regnfall. I de aller fleste tilfellene hvor en har registrert omfattende erosjonsskader, er det i grøftene at erosjonen blir initiert, fig 2.6. Dersom grøfta har sterk helling, er det nødvendig å kontrollere utformingen med hensyn til erosjonsmotstand.

Figur 6.11 viser beregnede hastigheter for en grøfteutforming tilsvarende den som er utført for figur 6.10. I normalsituasjonen, $y = 0,35$ m, er den beregnede hastigheten 0,65, 1,3 og 2,3 m/s ved henholdsvis 0,5, 2 og 5 % helling. Den kritiske hastigheten med hensyn til erosjon med graskledd vegetasjon er ca. 1,2 m/s ifølge tabell 4.1. Dette viser at en bør utføre grøftene med tanke på erosjon ved hellinger 2 % eller brattere for normalsituasjonen.



Figur 6.12: Beregnede hastigheter i åpen grøft ved hellinger 0,5, 2 og 5 %.

I flomsituasjonen kan en få betydelige hastigheter, helt opp til 3,5 m/s ved 5 % helling. Dette forklarer årsaken til at det er i grøftene at en oftest ser de første skadene på vegene i forbindelse med flom. Det er derfor viktig at

vannhastigheten i grøftene kontrolleres, og at grøftene får en erosjonssikker utforming.

6.3.3 Nedfall av stein og is

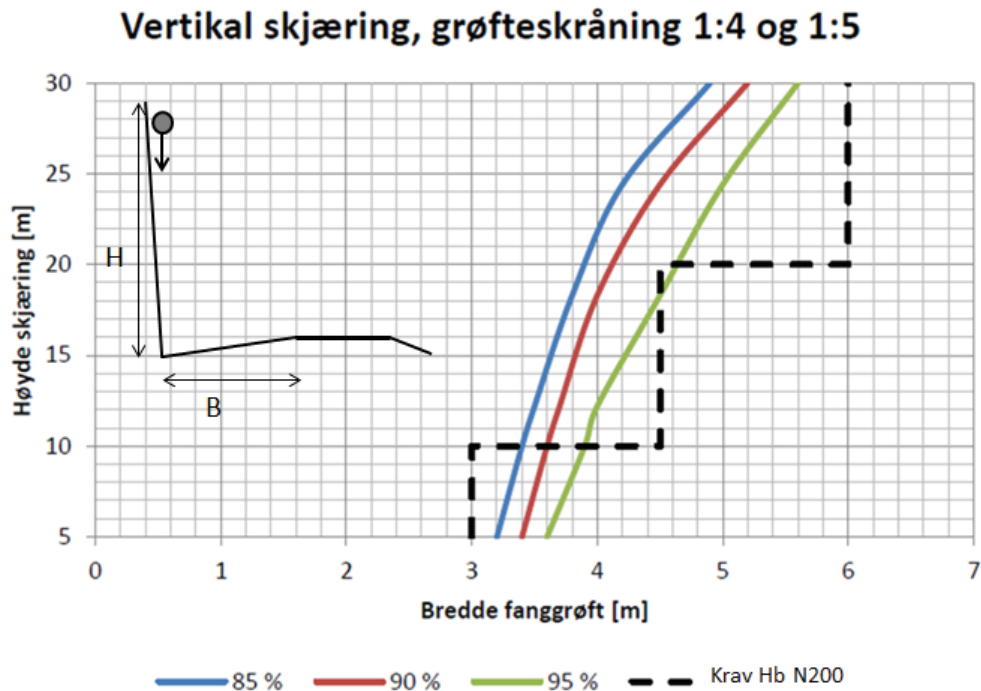
Nedfall av is og stein fra fjellskjæringer skaper store problemer for driften og trafikksikkerheten. Utløpslengden for steinsprang fra fjellskjæringer er begrenset, og det er mulig å utforme grøftene slik at disse fanger opp mindre steinsprang. Nedfall av iskjøvinger i fjellskjæringer har erfaringsmessig kortere utløpsdistanse enn steinsprang, og dersom grøfteutformingen er tilfredsstillende med hensyn til steinsprang vil også sikkerheten mot is være god (Norem 1997).

Utløpsdistansen for steinsprang er blant annet undersøkt av Ritchie (1963) og Pierson et. al (2001). Disse undersøkelsene ble gjennomført ved å slippe en rekke steiner utover bergskjæringer og ned mot forskjellige utforminger av grøftene. Utløpsdistansen for steinsprang kan også undersøkes ved hjelp av numeriske modeller basert på antakelser om form og størrelse på steinene og restitusjonskoeffisienter for steinen og underlaget. På oppdrag fra Statens vegvesen har Norconsult (2013) gjennomført slike undersøkelser.

Resultatene fra disse undersøkelsene er i hovedtrekk.

- Bratte bergskjæringer, (>10:1) har kortere utløpsdistanser enn slakere ($\leq 5:1$).
- Utløpsdistansen for bratte skråninger varierer mindre med fallhøyden enn for slake skjæringer.
- Utløpsdistansen for flat bunn er noe lengre enn dersom steinene treffer en flate med mothelling. En mothelling brattere enn 1:6 har liten betydning for utløpsdistansen.

Basert på de numeriske analysene og feltforsøkene foreslår Norconsult (2013) at figur 6.13 legges til grunn for krav til grøfteutforming i bergskjæringer. Det er her forutsatt at bergveggen er vertikal og hellingen på grøfteskråningen er 1:4–1:5. For å fange opp 90 % av steinsprangene bør grøftebredden være 3.5 m for 5 m høye skjæringer og opp til 5,2 m ved 30 m høydeforskjell.



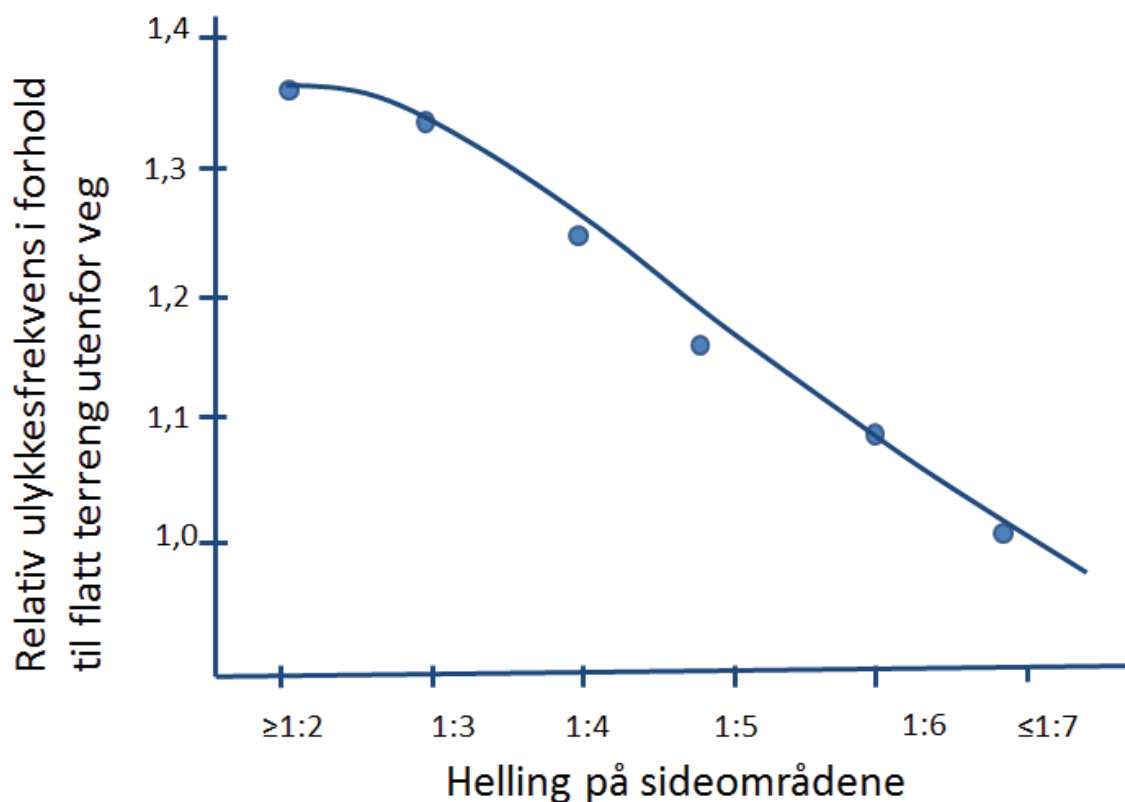
Figur 6.13: Forslag til nødvendig bredde på grøfteskråninger for å fange opp steinsprang. Det er forutsatt vertikal bergskjæring og grøfteskråning mellom 1:4 og 1:5 (Norconsult 2013).

6.3.4 Trafikksikkerhet

De viktigste faktorene med hensyn til utformingen av grøftene som har betydning for trafikksikkerheten er hellingen på grøfteskråningen og avstanden til farlige sidehinder.

Utforming av grøfteskråningen har stor betydning for skadeomfanget dersom det skjer en utforkjøringsulykke. Erfaring har vist at sannsynligheten for alvorlige ulykker økes gradvis fra et åpent område uten farlige sidehinder på 10 m, og med en relativ verdi på 1,8 dersom sidehinderet står nær inntil vegen, (Lamm et al. 1999).

Sannsynligheten for alvorlige ulykker er også avhengig av hellingen på grøfteskråningen. Figur 6.13 viser den relative økning i ulykker i forhold til en helling på 1:7 eller slakere, (Lamm et al. 1999).



Figur 6.14: Sammenheng mellom sannsynlighet for alvorlige ulykker som funksjon av grøfteskråning, (Lamm et al 1999).

Forskning i forbindelse med utforkjøringer har vist at det er følgende sammenheng mellom hellingen på grøfteskråningen/fyllingsskråningen og konsekvensene av en utforkjøring, Statens vegvesen (2013) og Lamm et al (1999).

- Ved hellinger 1:2 og brattere vil en bil som oftest velte og skadeomfanget kan bli alvorlig
- Ved helling 1:3 vil en bil sjelden velte, men det vil være umulig å kontrollere bilens bevegelser ved en utforkjøring
- Ved helling 1:4 eller slakere vil det til en viss grad være mulig å styre bilen på skråningen
- Ved helling 1:6 eller slakere er det mulig å styre bilen tilbake på vegen

Farlige sidehinder er blant annet bergskjæringer, mens jordskjæringer blir ansett som mindre farlige å treffe enn et rekkverk. Statens vegvesen (2013)

har utarbeidet krav til nødvendig avstand til sidehinder, Hb N101, «Rekkverk og vegens sideområder», (Statens vegvesen 2014). Denne avstanden varierer med:

- Konsekvens av å treffe sidehinder
- ÅDT
- Skiltet hastighet

Sikkerhetsavstanden varierer mellom 2,5 m for lavtrafikkerte veger med 50 km fartsgrense og til 10 m for høytrafikkerte veger med store hastigheter, og det er bare skråninger med helling 1:4 eller slakere som inngår i beregning av sikkerhetsavstanden.

6.3.5 Andre faktorer

Utformingen av grøftene bør også ta hensyn til stabiliteten av vegkroppen og hensynet til hensiktsmessig drift av vegen.

Det anbefales å velge hellinger 1:3 eller slakere for grøfteskråningen av hensyn til innspenningen, og derved stabiliteten av vegens overbygning, (Aksnes 2002) og (Granlund 2000). Med hensyn til helling på sideskråninger er denne mindre kritisk for jernbaner da svillene overfører vertikallastene slik at sidebelastningene på overbygningen blir redusert.

Kravene til trafiksikkerhet og enkelt vedlikehold krever også at grøftebredden tilfredsstillende kravene til sikt lengder i kurver, og til opplag av utbrøytet snø.

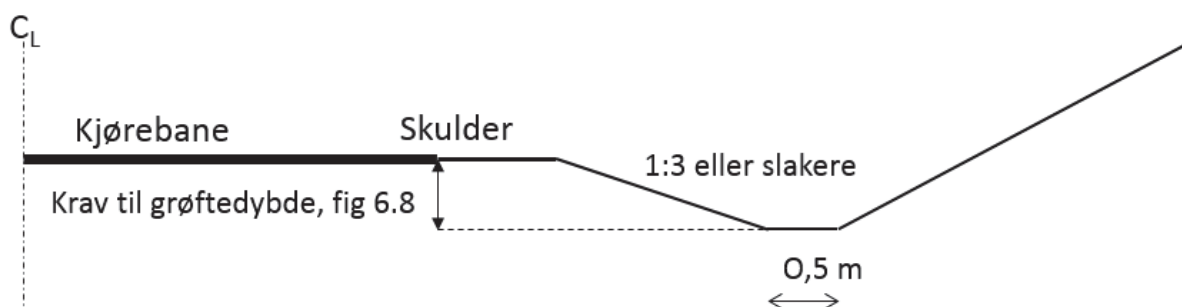
Med hellinger på 1:5 eller slakere vil det være mulig å kjøre vedlikeholdsmaskiner parallelt med vegen. Derved vil det være mulig å utføre maskinelt vedlikehold i grøfter og skjæringer uten at trafikken blir påvirket negativt.

6.3.6 Utforming av dype sidegrøfter for veger

6.3.6.1 Dype sidegrøfter i jordskjæring

Grøfteskråningen bør være 1:3 eller slakere for å få god innspenning av vegkroppen, se figur 6.15. Trafikksikkerheten vil øke dersom hellingen reduseres til 1:4 eller 1:5.

Det er sjeldent behov for å kontrollere avrenningskapasiteten for normalsituasjonen for åpne grøfter. Derimot bør kapasiteten kontrolleres for flomsituasjonen dersom grøftene har lite fall. Ved bratte grøfter vil det i tillegg være behov for å kontrollere erosjonsmotstanden til grøftene, avsnitt 6.3.2.

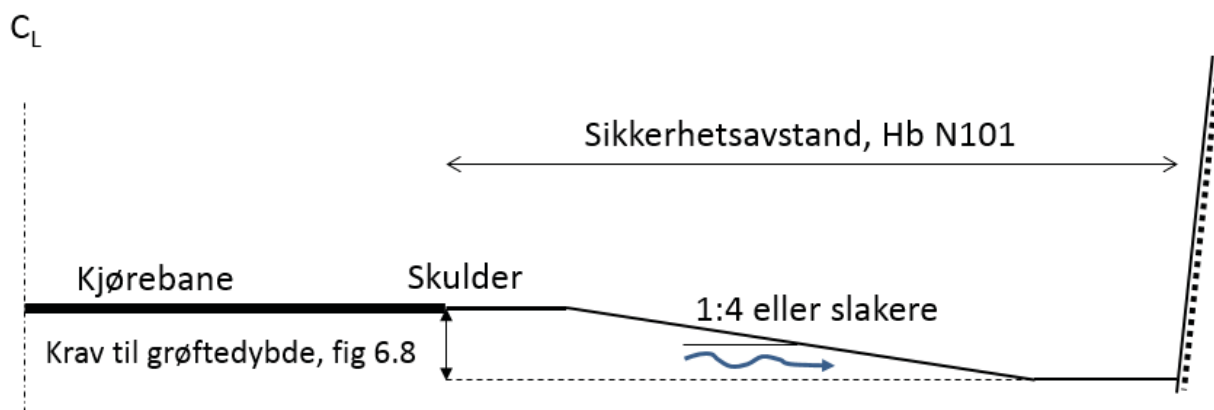


Figur 6.15: Forslag til utforming av grøfteskråninger i jordskjæring.

6.3.6.2 Dype sidegrøfter i bergskjæringer uten krav til rekkverk

Bergskjæringer er definert som farlige sidehinder, og avstanden fra kjørebane-kanten til skjæringen må være større enn sikkerhetsavstanden for å redusere behovet for rekkverk.

Hellingen på grøfteskråningen må være 1:4 eller slakere for at bredden på grøfteskråningen skal inngå i sikkerhetsavstanden, fig 6.16. For veger med stor trafikk og store hastigheter vil det som oftest være sikkerhetsavstanden som avgjør bredden på grøfta og ikke kravet til nødvendig dybde, dersom hellingen på grøftene er 1:4.



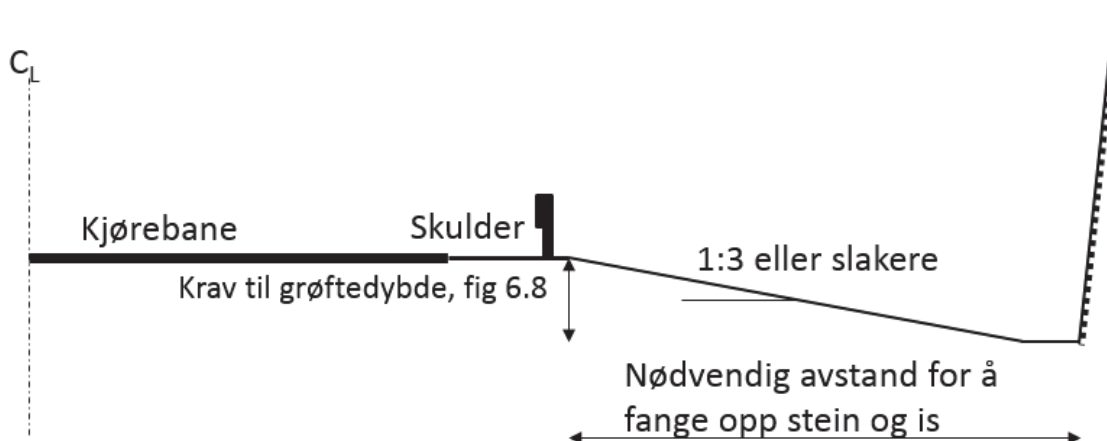
Figur 6.16: Forslag til utforming av dype grøfter i fjellskjæringer.

En utforming med slak helling mot skjæringen forutsetter bruk av permeable masser i forbindelse med oppbyggingen av grøfteskråningen, for å oppnå tilfredsstillende drenering av vegkroppen, figur 6.16.

Det er også mulig å beskytte skjæringene slik at skadeomfanget ved en utforkjøring blir redusert. Dette kan skje ved å legge en fylling mot skjæringen. En slik tilbakefylling vil kreve stor bredde. Bruk av tilbakefylling mot fjellskjæringer, der en har dype grøfter med åpen drenering, vil derfor sjeldent være aktuelt.

6.3.6.3 Dype sidegrøfter i fjellskjæring med rekkverk

I kostbart terreng med høye fjellskjæringer vil det ofte være en bedre løsning å redusere grøftebredden og å ivareta trafikksikkerheten med å sette opp rekkverk langs vegen, figur 6.16. Med denne løsningen kan en bruke en helling opptil 1:3 for å ivareta kravet til innspenning og grøftebredden må tilfredsstillere kravene til å fange opp nedfall av is og stein, figur 6.13.



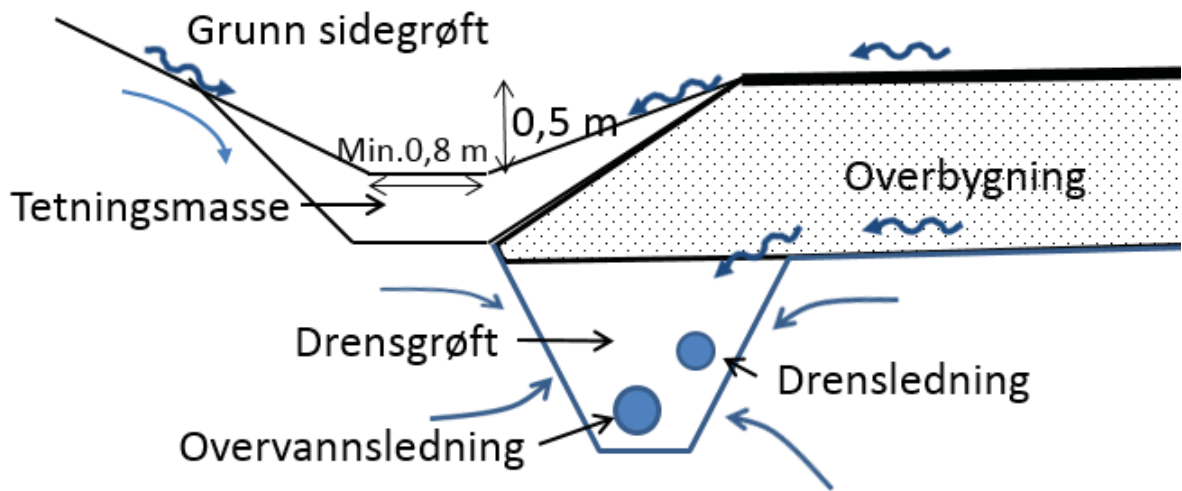
Figur 6.17: Forslag til utforming av fjellskjæring med rekkverk.

6.4 Lukket drenering

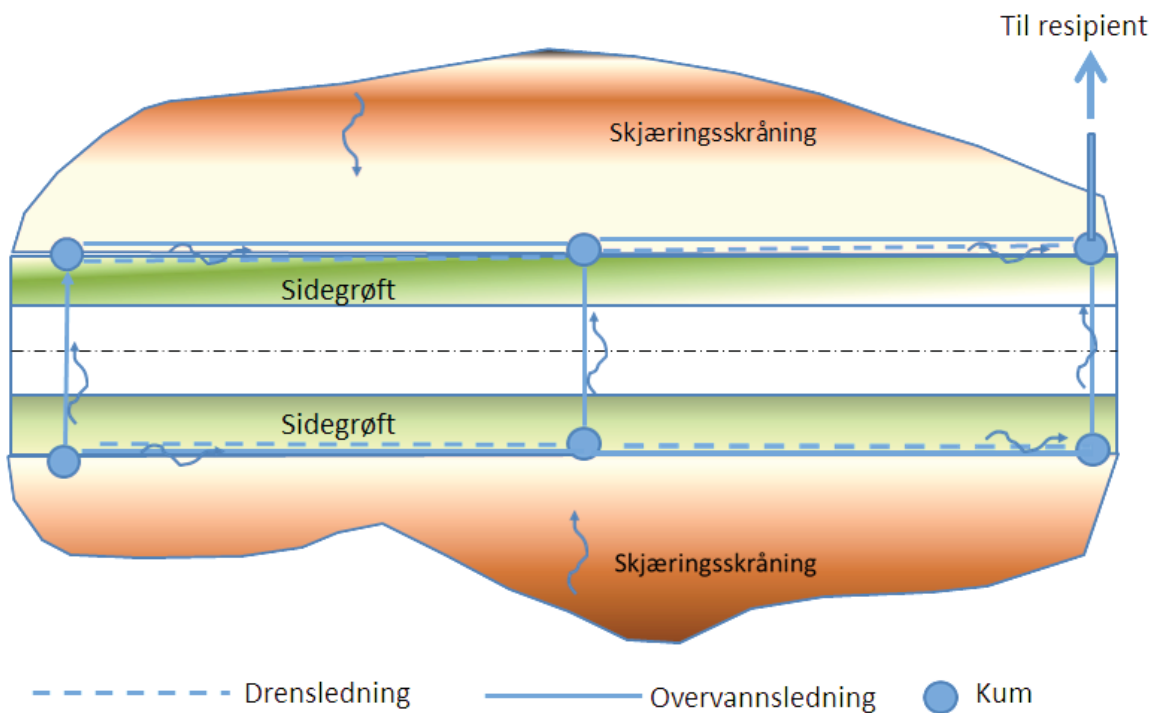
6.4.1 Hovedkomponenter i lukket drenering

Lukket drenering er karakterisert ved at det er et separat drensssystem for overflatevannet og et for drenering av vann i grunnen. En kan dele et lukket drensssystem inn i tre hovedgrupper, se figur 6.19.

1. Overvannet fanges opp av grunne sidegrøfter som anlegges parallelt med vegen. Overvannet omfattes av vann fra vegdekket og vann som kommer ned skjæringsskråningene. Vannet i grøftene føres videre fram til rister og kummer.
2. Grunnvannsstrømmene fanges opp ved hjelp av drensledninger, som er lagt i dype drensgrøfter. Dette drensvannet føres også fram til kummer.
3. Overvannet og grunnvannet fanges opp i kummer og føres videre fra disse i overvannsledninger fram til nye kummer, kommunalt ledningsnett eller naturlige vannveger.



Figur 6.18: Hovedkomponentene i lukket drenering.



Figur 6.19: Planskisse av lukket drenering.

6.4.2 Håndtering av overvannet

6.4.2.1 Utforming av grunne sidegrøfter

Kravene til grunne sidegrøfter er at de primært skal ha tilstrekkelig kapasitet til håndtering av overvannet. De kan derfor som oftest bygges med vesentlig mindre grøftedybde enn sidegrøftene for åpen drenering.

I tillegg til kapasiteten for overflatevannet må en også ta hensyn til andre faktorer som.

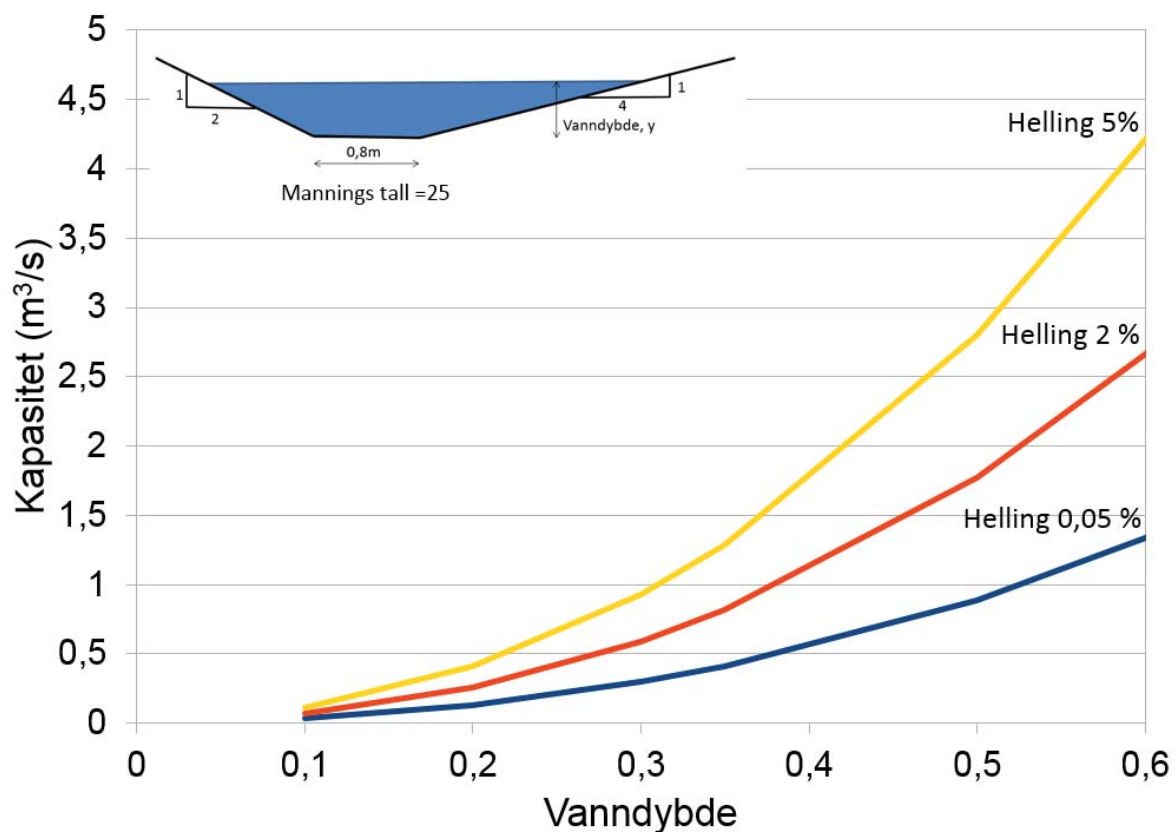
- Trafikksikkerhet
- Sikkerhet mot iskjøving
- Nedfall av is og stein
- Krav til sikt i kurver
- Lagringsplass for snø
- Tilstrekkelig plass for montering av rister i kombinasjon med kummer

Praktisk erfaring fra flere klimasoner i Norge har vist at grøfter som er $\leq 0,3$ m dype har tendens til å bli utsatt for iskjøving som gror inn i vegbanen om vinteren. Dersom grøftene med tiden får redusert dybde vil disse også ha redusert kapasitet til å håndtere overvannet. Det anbefales derfor at grunne sidegrøfter bør få en dybde på min. 0,5 m. Minste fall i grøftenes lengderetning er 0,5 %. Dersom vegen planlegges med mindre helling, bør grøftene utformes med fall mot hvert sluk.

Hellingen på grøfteskråningen bør ikke være brattere enn 1:3 av hensyn til innspenningen og trafikksikkerheten. Helling på 1:4 bør tilstrebes, (Statens vegvesen 2013).

Vannet i grøftene fanges opp av kummer med rister. For å få plass til ristene og kummene, som har standarddimensjon på 0,65 m, bør sidegrøftene ha en minimum bredde i bunn på min. 0,8 m. Figur 6.18 viser kapasitet til grunne sidegrøfter med bredde 0,8 m i bunnen og helling 1:4 mot vegen. Ved 0,5 % og 2 % helling på grøftene har slike grøfter en kapasitet på henholdsvis 0,9 og 1,8 m³/s med en vanddybde på 0,5 m. Ved en dybde på 0,3 m er tilsvarende kapasitet 0,3 og 0,6 m³/s. Dersom en forutsetter en kapasitet på 0,9 m³/s og

nedbørsintensitet på $300 \text{ l/s} \cdot \text{ha}$, (10 års returperiode og varighet på 5 min i Oslo)) dekker en grunn sidegrøft et areal på ca 3 ha (30000 m^2). Sidegrøfter med dybde og bredde på henholdsvis 0,5 m og 0,8 m har derfor oftest tilstrekkelig kapasitet til å håndtere overvannet i normalsituasjonen, dersom tilføringen av vann fra sideområdene er begrenset. Der det er store og bratte nedbørsfelt ovenfor grøftene er det nødvendig å gjennomføre beregninger for kapasitet og erosjonssikring for flomsituasjonen, avsn. 6.3.2. Dette er spesielt viktig dersom tillatt vanddybde i grøftene er $\leq 0,3 \text{ m}$, eller at grøftene med tiden har tendens til å få redusert dybde.



Figur 6.20: Kapasitet i grunne sidegrøfter som funksjon av helling og vanddybde.

En forutsetning for at sidegrøftene skal fange opp overvannet og føre det fram til sluk og kummer er at disse er tette. Derved unngår en at overvannet kommer inn i forsterkningslaget. Vanligvis oppnår en tilstrekkelig tetthet med å kle grøftene med løsmasser med liten permeabilitet i ca. 20–30 cm tykkelse, figur 6.20.

Mot bergskjæringer er det i dag vanlig praksis å bygge opp en fylling av løsmasser mot skjæringen, figur 6.19. Dette gjøres fordi en da kan redusere grøftebredden på skjæringen, og likevel oppnå tilfredsstillende sikkerhet mot alvorlige skader i forbindelse med utforkjøringer. Slike fyllinger mot bergskjæringer gjør imidlertid at eventuelle steinsprang og utglidninger av is i større grad vil nå fram til veggen.

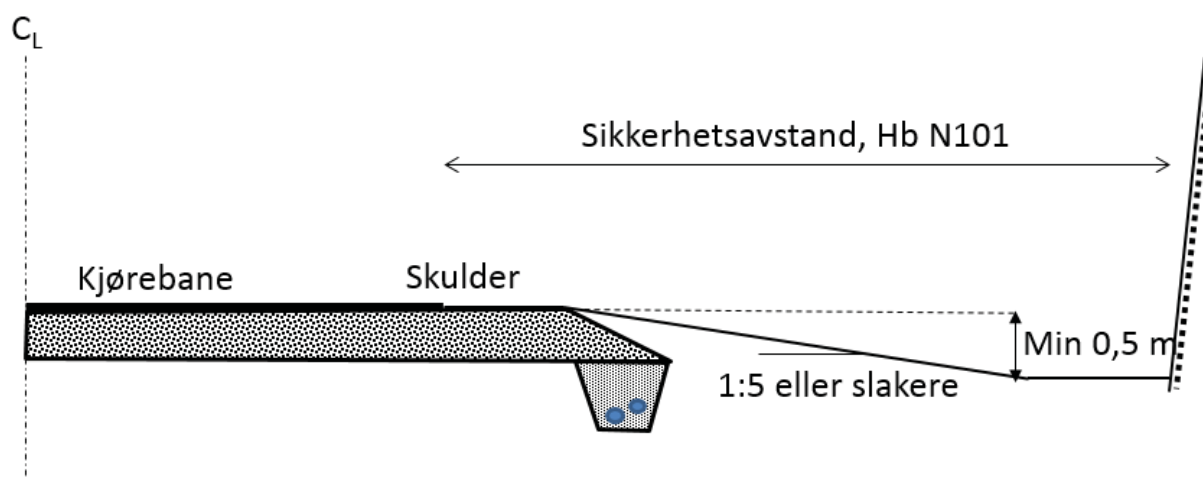


Figur 6.21: Eksempel på tilbakefylling i bergskjæring, E39 Rodalen (foto: H. Norem).

Dersom det er fare for nedfall av is og stein, bør tilbakefyllinger unngås. En kan da enten øke bredden på grøftene, slik at bergskjæringen kommer utenfor sikkerhetssonen, figur 6.21, eller en må sette opp rekkverk mot skjæringen. Det er i figur 6.22 foreslått en helling på grøfteskråningen på 1:5 eller slakere for at maskiner kan arbeide utenfor skulderen i forbindelse med drift og vedlikehold.

Tilbakefyllinger mot bergskjæringer reduserer også lagringsvolumet for utbrøytet snø. I områder med vesentlige snømengder har erfaring vist at lagringskapasiteten for snø har vesentlig betydning for vinterdriften, (Tran

2015). Dessuten kan tilbakefyllinger føre til at kravet til stoppsikt i kurver er vanskelig å tilfredsstille.



Figur 6.22: Forslag til utforming av grunn sidegrøft mot bergskjæring der det er fare for nedfall av stein og is.

6.4.2.2 Rister i grunne sidegrøfter

Utenfor tettbygd strøk vil en fange opp vannet i de grunne sidegrøftene ved hjelp av sluk med rister som er plassert i grøftene. Ristene bør både ha tilstrekkelig kapasitet til å fange opp vannet, samtidig som de bør ha en trafiksikker utforming, og en utforming som reduserer tendensen til gjentetting av sedimenter, søppel og vegetasjon.

Ristene monteres som oftest på toppen av kummene, som er 0,65 m i diameter. På oppstrøms side av ristene kan det være en fordel å ha et parti med horisontal grøft for å fange opp sedimenter og vegetasjon før de når fram til ristene. På nedstrøms side bør en tilsvarende bygge opp en liten rygg for å hindre at vannet renner forbi ristene.

Et eksempel på en type rist som er mye i bruk er vist i fig 6.23. Risten er kuppelformet for å kunne fungere dersom nedre del fylles opp av sedimenter og vegetasjon. Likevel er det i områder med store nedbørsmengder og materialtransport rapportert om relativt hyppige gjentettinger med denne typen.

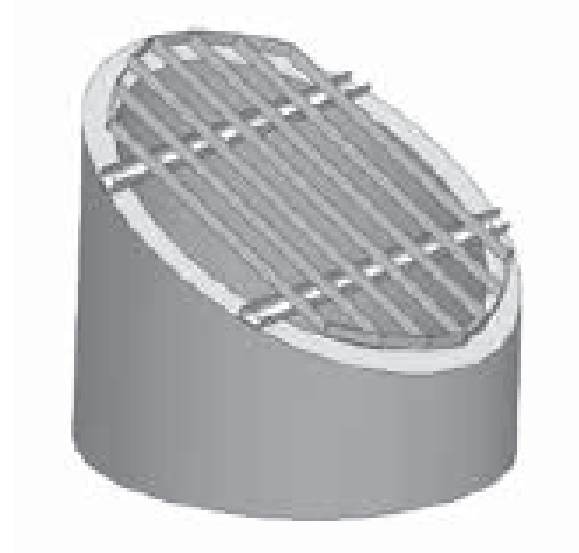


Figur 6.23: Eksempel på kuppelrist for å fange opp vann fra grunne sidegrøfter, E39, Gjemnes, Møre og Romsdal (foto: Harald Norem).



Figur 6.24: Eksempel på kuppelrist for å fange opp vann fra grunne sidegrøfter, E39, Gjemnes, Møre og Romsdal (foto: Harald Norem).

Et annet eksempel på rist er vist på figur 6.21. I dette tilfellet er risten montert inn mot skjæringen, slik at en får en relativt stor høydeforskjell for å unngå gjentetting.



Figur 6.25: Eksempel på rist i skjæringsskråning (Illustrasjon; Basal produktkatalog).

Kuppelrister som er montert på kummer med diameter 0,65 m har en maksimal kapasitet på ca 25 l/s, og praktisk kapasitet på 15–20 l/s.

Dersom en forutsetter at vegområdet har tette flater, kan avrenningskoeffisienten i den rasjonelle formelen settes lik 1. For små nedbørsfelt kan en midle nedbørsintensiteten over 5. min, og dette gir en dimensjonerende intensitet for returperioder på 5 år etter figur 3.2 på 250 l/s·ha. Ved å bruke den rasjonelle formelen, lign 3.7, kan en regne ut maksimalt areal hver rist kan håndtere:

$$A_{max} = \frac{Q}{C \cdot i} = \frac{20}{1 \cdot 250} = 0,08 = 800 \text{ m}^2 \quad \text{Lign. 6.2}$$

Dersom en forutsetter at en 2-feltsveg har en samlet bredde på en halv kjørebane og grøfter på 10 m, bør det derfor være en rist for hver 80 m veg. Selv med denne relativt korte avstanden vil ristene ikke ha kapasitet til å ta

imot eventuelt vann fra skjæringssider eller øvrig sideterreng, eller den ekstra belastningen en får ved ensidig tverrfall.

Kvalsvik (2015) har detaljundersøkt kapasitet av grøfter med dybde 0,3 m, og rister for to delstrekninger, E39, Eiksundsambandet og E39 Astad–Høgset. Hennes konklusjon var at der sideterrenget tilfører grøftene bare beskjedne mengder med overvann, hadde både grøfter og rister tilstrekkelig kapasitet. Der sideområdene representerte et betydelig nedbørsfelt var både grøfter, og spesielt ristene, vesentlig underdimensjonert. For delstrekningen langs Eiksundsambandet var det utilstrekkelig kapasitet i 12 av 21 nedbørsfelt ved 50 års returperiode for grøftene, og ca. 80 % av inntaksristene hadde mangelfull kapasitet. Ved Astad–Høgset var det 6 av 40 rister som var underdimensjonert. Årsaken til det bedre resultatet for denne strekningen var at det langs en stor andel av denne strekningen var etablert driftsveger, som fungerte som effektive terrenggrøfter.

Denne undersøkelsen viser at grunne sidegrøfter kombinert med rister montert på kummer har begrenset kapasitet. Der det er betydelig størrelse på nedbørsfeltene som drenerer mot grøftene, må en enten redusere avrenningen mot grøftene med terrenggrøfter, eller dimensjonere tiltakene slik at de har tilstrekkelig kapasitet.

6.4.2.3 Kantstein og sluk

Kantstein er et mye brukt element i forbindelse med bygging av vegger og gater. Dette gjelder spesielt mot fortau og i kryss. Generelt bruker en kantstein for å:

- Avgrense arealer for motorisert ferdsel
- For å skille trafikantgrupper, for eksempel fotgjengere og bilister
- Hindre overvann å ta uønskede retninger, for eksempel mot områder utsatt for erosjon og mot boligområder
- Fange opp overvann som skal ledes til renseanlegg

Kantsteinen bør være 16–18 cm høy for å være avvisende mot biltrafikken. I veier og gater med lav trafikk kan en redusere høyden til 4–10 cm for å lette framkommeligheten for fotgjengere og syklister.

Når vegarealet avgrenses i side med kantstein er det nødvendig å fange opp overvannet gjennom sluk, og føre det gjennom et lukket system til en resipient, naturlige vannveier, kommunalt ledningsnett eller renseanlegg. Det er to hovedtyper av sluk, ristsluk som står i plan med vegdekket og åpninger i kantsteinen, såkalte kjeftsluk. Det finnes også kombinasjoner av disse, figur 6.26.



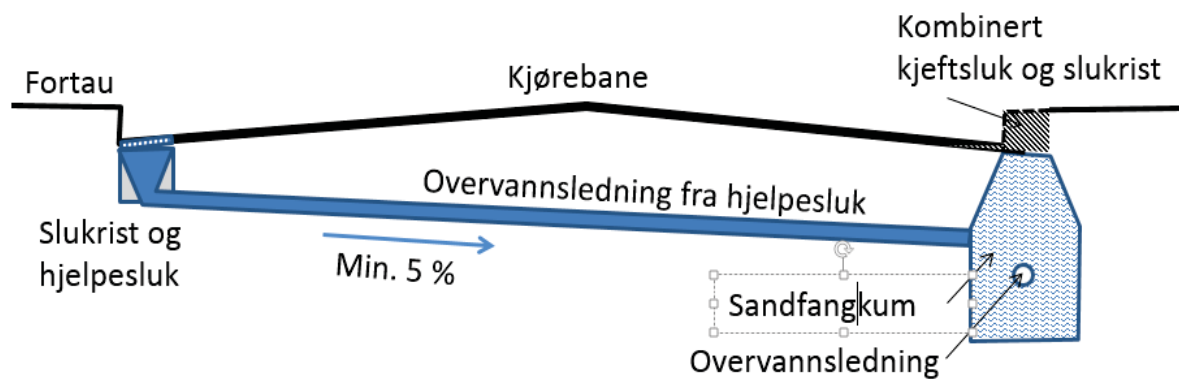
Figur 6.26: Foto av busslomme med kantstein og kombinert ristsluk på fortau og kjeftsluk i tilknytning til kantsteinen. Nestun, Bergen (foto: T. Engevik).



Figur 6.27: viser eksempel på ristsluk (foto: T. Engevik).

Ristsluk og kjeftsluk plasseres i tilknytning til sandfang eller hjelpesluk. Figur 6.28 viser prinsippet for bruk av disse. I denne figuren er det forutsatt at vegen har takprofil og fortau på begge sider. Vannet fanges opp på venstre side av en slukrist som er plassert på et hjelpesluk. Denne sluktypen har ikke sandfang og vannet føres direkte fram til en sandfangkum. For å unngå sedimentering i drensledningen bør denne ha et fall på minimum 5 %, og lengden bør helst ikke overstige 5 m. Bruk av hjelpesluk er derfor mest aktuelt for smalere bygater. Det er ikke anbefalt å ha mer enn 2 hjelpesluk knyttet til en sandfangkum.

På høyre side er det forutsatt at vannet fanges opp av et kombinert kjeftsluk og slukrist, og som er montert direkte på sandfangkummen. Vannet fra begge slukene føres videre gjennom en overvannsledning fra sandfangkummen.



Figur 6.28: Prinsipp for bruk av slukrister, montert på hjelpesluk, og kjeftsluk i forbindelse med veg med fortau på begge sider.

Slukristene som monteres direkte på sandfangkummene kan være sirkulære som kumlokk og har en diameter på 40 eller 65 cm. Kjeftsluk og firkantede slukrister er ofte mindre i areal, og kan plasseres på hjelpesluk.

Sluk som ligger i plan med vegbanen har lett for å bli tettet av løv, greiner og sedimenter. Det kreves derfor gode driftsrutiner for å holde dem åpne. Kjeftsluk kan utføres med større åpninger enn sluk i vegbanen, fordi de ikke kommer i konflikt med områder hvor det er trafikk. Slike sluk har derfor mindre tendens til å bli tettet igjen under flomsituasjoner, figur 6.29.



Figur 6.29: Eksempler på sirkulær slukrist og kjeftsluk. Slukrister plassert i vegbanen har tendens til å tettes igjen av løv og sedimenter. (Foto. H. Norem og G. Mosevoll).

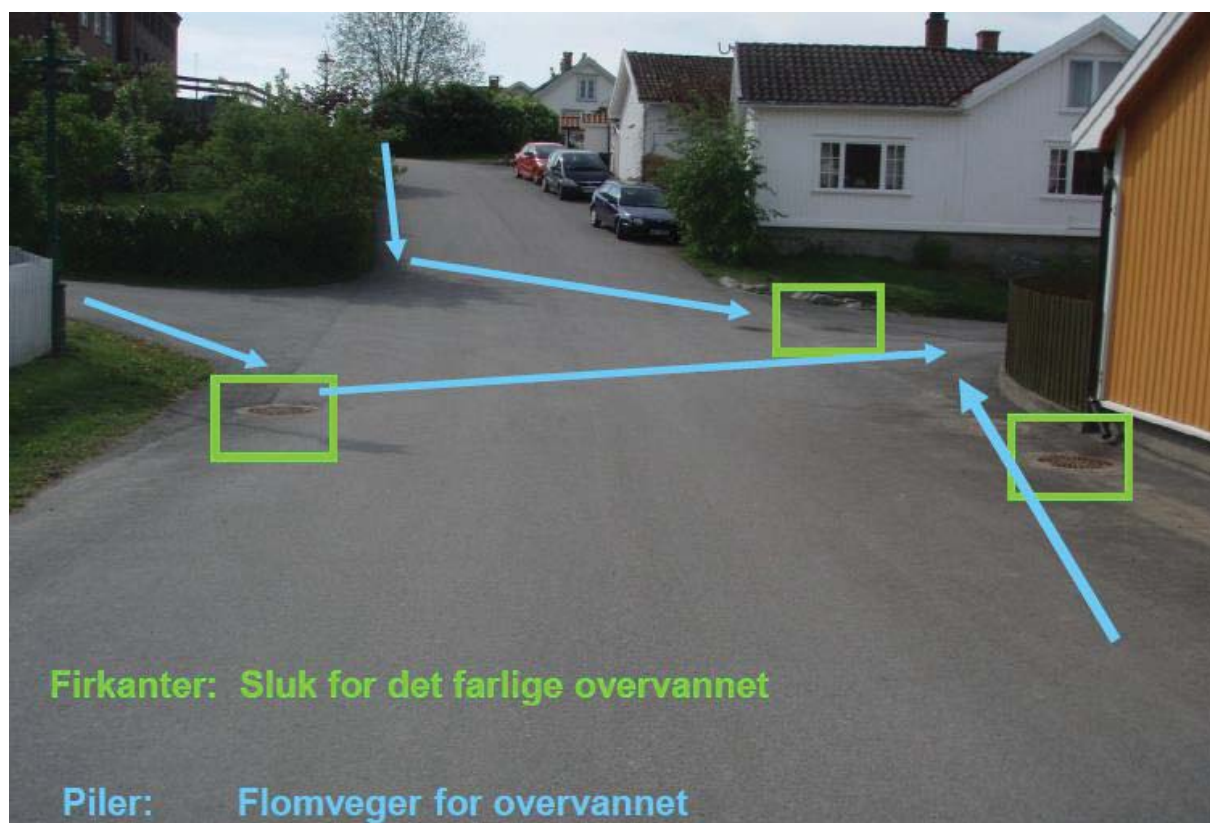
Plasseringen av kummene og ristene avhenger av flere funksjonskrav:

- De må fange opp vannet før vannmengdene langs kantsteinen overstiger kapasiteten til ristene
- De må fange opp vannet før det renner ut på områder hvor vannet gir store ulemper
- Ristene skal i liten grad redusere ulempene for framkommeligheten til trafikantene
- Plasseringen skal gjøre det mulig å foreta drift og vedlikehold på en enkel måte og med minst mulig ulempe for trafikantene.

Slukene som står i plan med vegbanen må plasseres slik at det er fall inn mot sluket, både i vegens retning og tverretningen. Minste resulterende fall bør være 2 %, og min. 0,5 % i vegens retning. Det er også en fordel om slukene plasseres i ytterkant av fortau, G/S-veg eller kjørefeltet, slik at de er minst mulig påvirket av trafikken, og gjør det enklere for driften.

Ved plassering av slukene er det viktig at de skal fange opp vannet effektivt. De bør derfor plasseres der konsentrasjonen av vannstrømmen er størst. Dette gjelder ut mot sidene der veg eller fortau heller mot kantsteinen. Det er også viktig at det monteres sluk i forsenkninger i kanaliserte kryss for å hindre overvann i å skape trafikkfarlige situasjoner i kryss.

Et punkt det er spesielt viktig å legge vekt på, er der vann kommer inn fra sideområder og inn på hovedveg. Dette gjelder blant annet i kryss med offentlig veg og ved avkjørsler. I slike tilfeller kan for eksempel smeltevann fra sideområdene fryse til is ved omslag til kaldere vær, og trafikkfarlige situasjoner kan oppstå, figur 6.30. Sluk bør derfor generelt settes opp nær kryss, og eventuelt kombineres med en kant eller renne i sidevegen, som hindrer at overvannet renner ut i hovedvegen.



Figur 6.30: Plassering av sluk for å fange opp overvann fra sideområder. (Foto. G. Mosevoll).

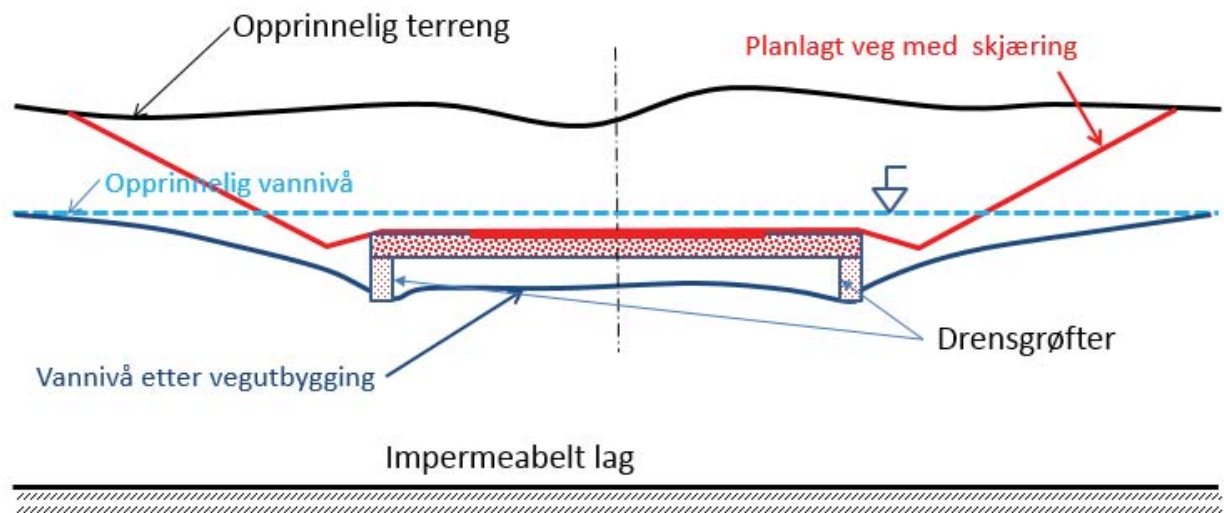
Slukrister skal primært bare fange opp overvannet som treffer trafikkarealene. En åpen slukrist har en kapasitet på 10–20 l/s. De bør derfor ikke dekke et større areal enn ca. 300–500 m². Avstanden mellom slukene bør ikke overstige 70–100 m av hensyn til effektiv drift.

Det er ofte stor sannsynlighet for at slukrister av og til tettes, eller at det er ekstreme nedbørsmengder som gjør at overvannet tar andre veger enn forutsatt. Der en har store tette flater, hvor det er forutsatt at vannet skal fanges opp av rister, er det derfor absolutt nødvendig å analysere hvor flomvannet vil renne. Infrastrukturen bør derfor utvikles med alternative flomveger som erosjonssikres. En eventuell flom i slike situasjoner, bør bare føre til begrensete skader, men en kan godta begrensninger med hensyn til framkommeligheten.

6.4.3 Drensgrøfter

Hovedoppgaven for drensgrøftene er å:

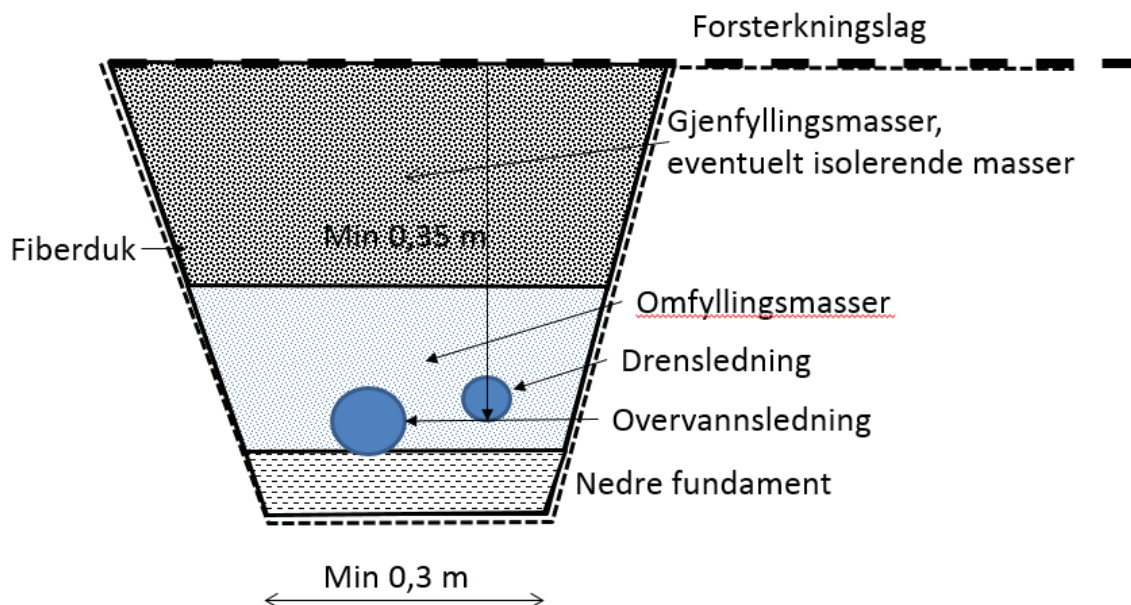
- Drenerer vegoverbygningen
- Avskjære grunnvann som renner inn mot vegen
- Senke grunnvannsstanden, dersom den opprinnelig er høyere enn overbygningen, figur 6.31.



Figur 6.31: Drensgrøfter kan brukes for å senke grunnvannsstanden i vegområdet.

Det er en fordel at minst mulig av overvannet infiltreres ned i drensgrøftene. Dette vil redusere deres kapasitet, samtidig som infiltrasjonen fører til at finstoff blir vasket inn i drensgrøftene, slik at disse med tiden vil få redusert permeabilitet. De grunne sidegrøftene bygges derfor oftest opp med et tetningslag over drensgrøftene for å forhindre en slik infiltrasjon. Derved vil alt overflatevann følge de grunne sidegrøftene fram til nærmeste rist og kum.

Kravet til drensgrøftene er at de skal ha en effektiv drenerende effekt under forsterkningslaget. I Norge er dette kravet satt til 0,35 m (Statens vegvesen 2014). Det er også et krav om at overvannsledningene i drensgrøfta bør ligge frostfritt for å opprettholde effekten også om vinteren. I Norge er dette kravet fastsatt til at dimensjonerende frostmengde er h_{10} , som er frostmengden som statistisk overskrides hvert 10 år. Figur 6.32 viser forslag til plassering og krav til dybde for drensgrøfter for veger som er bygd med og uten



Figur 6.33: Prinsipiell utforming av drensgrøfter.

Drensledningene er perforerte og bør ha en minstediameter på 0,1 m. Nedre kant av røret må ligge min. 0,35 m lavere enn forsterkningslaget, figur 6.33. Hellingen på røret i lengderetningen bør være minimum 0,5 %, og helst mer enn 1,5 % for å være selvrensende.

Ved lengre avstander mellom resipientene er det nødvendig å ha overvannsledninger mellom kummene. Overvannsledningene plasseres i drensgrøftene, og på et lavere nivå enn drensledningene. For at overvannsledningene også skal fungere om vinteren, bør disse plasseres frostfritt. Dette vil i de fleste tilfellene føre til at dybden på drensgrøftene blir vesentlig større enn kravene til drenering av overbygningen tilsier, figur 6.28.

I mange tilfeller kan dimensjonerende vannføring i drensledningene bli betydelige, figur 6.34, og det vil da bli nødvendig å foreta kapasitetsberegninger for å fastsette nødvendig dimensjoner. Beregningene kan foretas ved tilgjengelige dataprogrammer.

Lengden av en overvannsledning mellom to kummer bør ikke overstige mer enn 80–100 m, av hensyn til driftsoppgavene med spyling, ettersyn og eventuelle reparasjoner.



Figur 6.34: Ved underdimensjonerte overvannsledninger vil vannet flomme ut av kummene. Foto: Terje Reiersen, Basal.

Både drensledninger og overvannsledninger er i dag utelukkende bygget av plast. For overvannsledningene gjelder spesifiserte krav til tetthet.

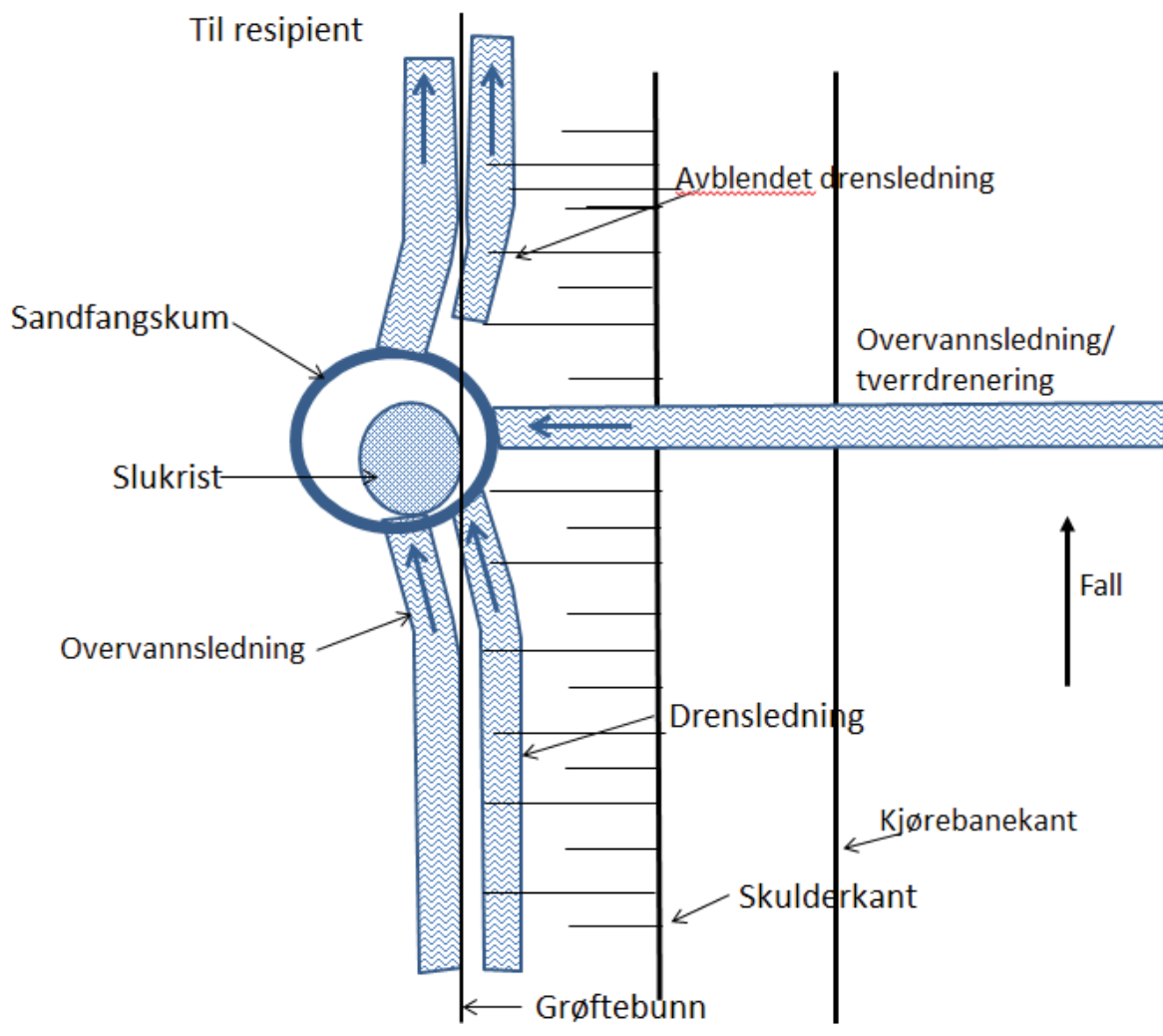
6.4.4 Kummer

Overvannet og grunnvannet som er samlet opp i henholdsvis sidegrøfter og drensgrøfter blir videre ført fram til kummer. Av kummer finnes det to typer:

- Sandfangkum
- Overvannskum

Prinsippet for bruk av kummer er vist i figur 6.35. Inn til kummen kommer det i dette tilfellet tre ledninger. Parallelt med vegen er det innløp for både en drensledning og overvannsledning. Dessuten er det ført inn en overvannsledning fra den andre siden av vegen.

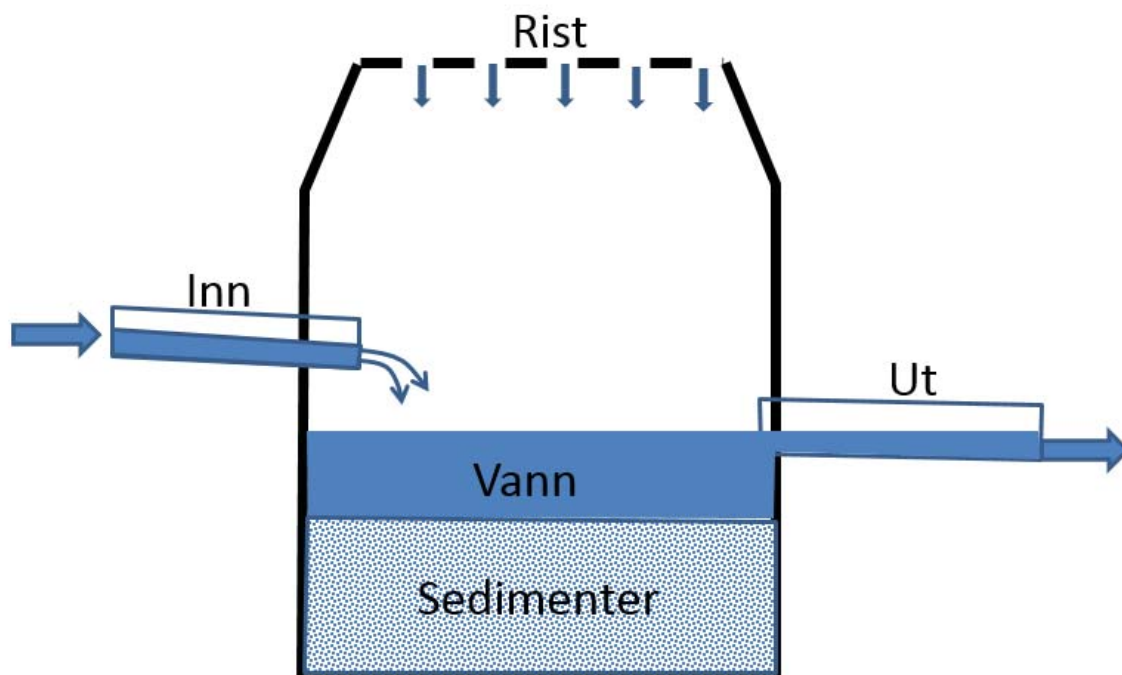
Ut av kummen er det bare en overflateledning som fører vannet til neste kum eller resipient. Dessuten er begynnelsen på den neste drensledningen som skal fange opp tilsig mellom denne kummen og den neste, tegnet inn.



Figur 6.35: Prinsippskisse som viser leding av overflatevann og vann fra drensledninger som føres inn til en sandfangkum, og videre til resipient.

6.4.4.1 Sandfangkummer

Prinsippet med bruk av sandfangkummer er vist i figur 6.36. Inn i kummen kommer vann fra drensrør og/eller overvannsledning og fra rist over kummen. Ut av kummen renner vann i en overvannsledning, som har utløp på et lavere nivå enn tilløpet, men i god avstand fra bunnen. Sedimenter tyngre enn vann vil derved ha mulighet for å sedimentere, dersom vannhastighet og turbulens er begrenset.

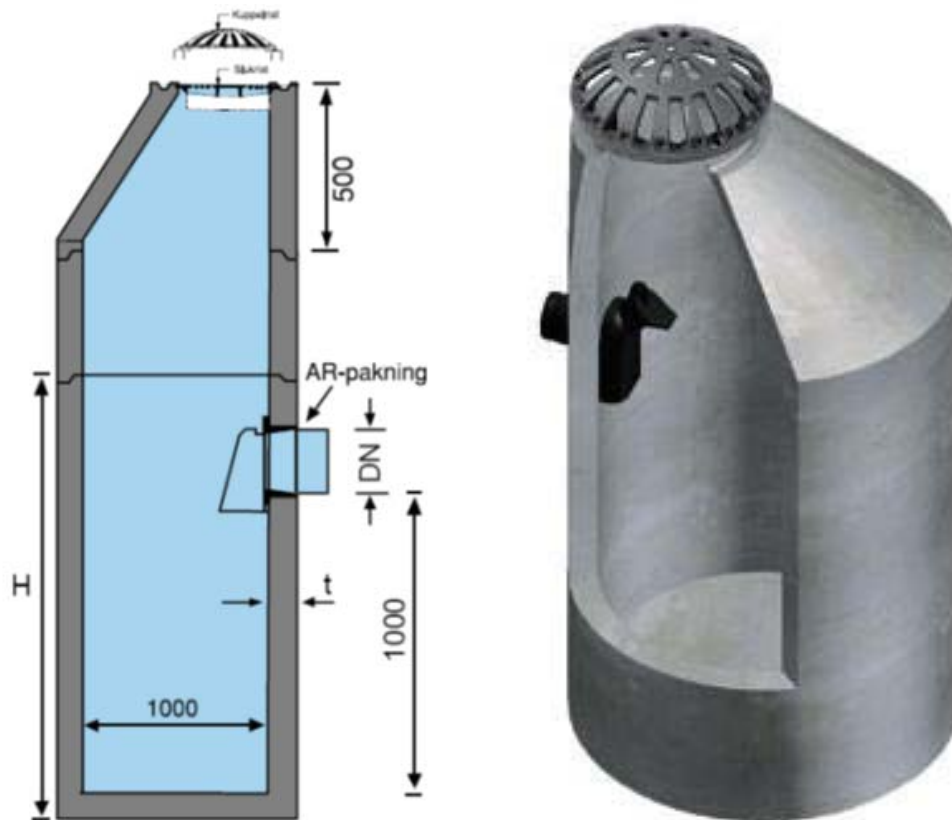


Figur 6.36: Prinsippskisse for virkemåten av sandfang.

Overvannet kan inneholde til dels store mengder med sedimenter. Til sedimentene er det også bundet betydelige mengder med forurensinger. Fra veg utgjør dette vesentlig tungmetaller og PAH-forbindelser. Det er viktig at disse sedimentene felles ut før de føres fram til naturlige vassdrag eller til rensesanlegg. Sandfangskummer vil derfor bestandig bli benyttet der overvann føres inn til et lukket drensssystem.

De viktigste oppgavene til en sandfangkum er:

- Samle og overføre drensvann til overvannsledning
- Felle ut sedimenter og forurensinger
- Holde igjen flytende forurensinger og søppel
- Reduserer slitasje på ledninger
- Fungere som inspeksjonskummer og gjøre det enklere å utføre drifts- og vedlikeholdsoppgaver
- Bidra til infiltrasjon av overvann dersom kummen er konstruert for dette



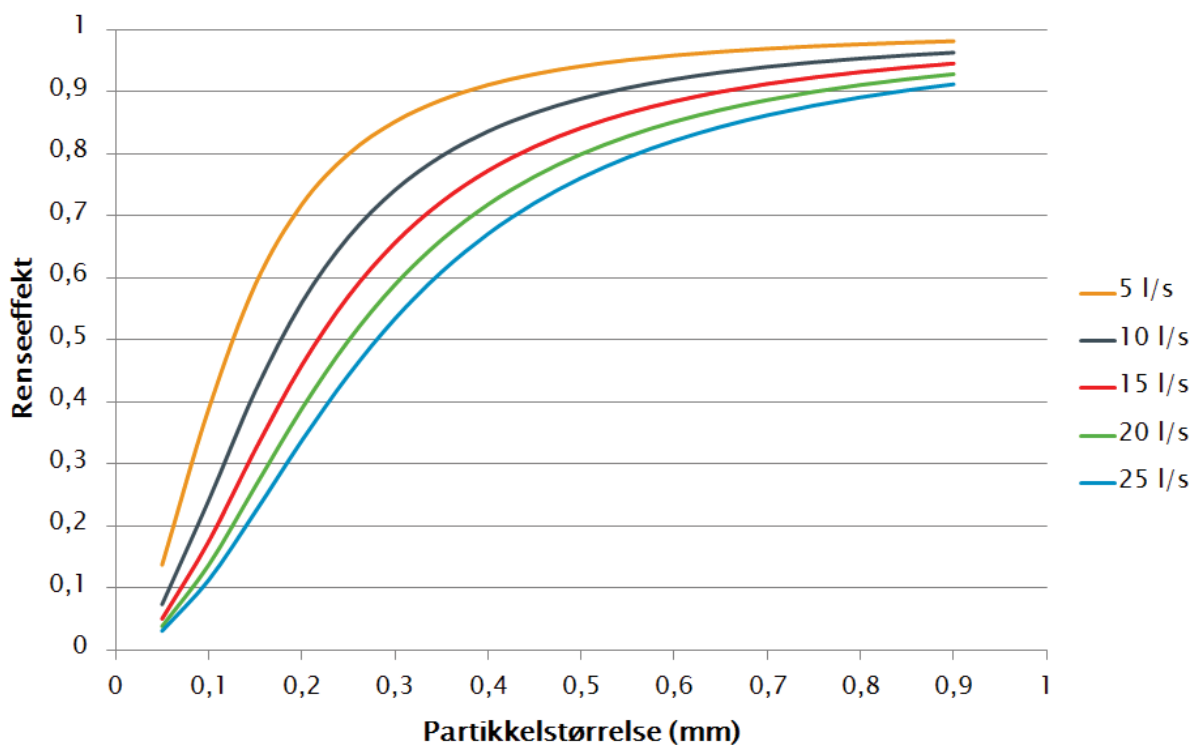
Figur 6.37: Vanlig utforming og gjennomskåret modell av sandfangkum. (Fra BASAL, www.basal.no).

Vanlig utforming av sandfangkummer er vist i figur 6.37. På toppen av en sandfangkum monteres en slukrist. Denne bør ha en diameter på min 650 mm. Selve sandfanget bør ha et volum på min 0,8 m³. Dette tilsvarer en diameter på 1000 mm og dybde under utgående drensledning på 1000 mm. Det anbefales å bruke dykkerter for utgående drensledninger. Disse vil hindre dårlig lukt og vil også redusere tendensen til at lettere forurensinger som løv og plast blir ført inn i drensledningene.

Sandfangenes renseeffekt med hensyn til å sedimentere partikler varierer med:

- Partikkelstørrelse
- Vannføringen
- Fyllingsgraden av sedimenter i sandfangskummen

Lindholm (2015) presenterte en amerikansk undersøkelse (Butler og Davies 2000) som viste en sammenheng mellom renseeffekten som en funksjon av partikkelstørrelsen og vannføringen, figur 6.38. Figuren viser at det er først og fremst partikler $>$ ca. 0,2 mm som felles ut og sedimentasjonsandelen reduseres med økt vannføring.



Figur 6.38: Renseeffekten av sandfangkummer som funksjon av partikkelstørrelse og vannføring. (Basert på Lindholm 2015 og Butler og Davies 2000).

Renseeffekten er også sterkt avhengig av fyllingsgraden av sandfangene. Ved økende fyllingsgrad vil renseeffekten gradvis bli redusert. Dette gjelder spesielt for de mindre partiklene. Ved større fyllingsgrad enn ca. 50 %, er renseeffekten for partikler mindre enn 2 mm ubetydelig, (Lindholm 2105). Det er derfor helt essensielt at det etableres gode driftsrutiner for tømning av sandfang, og disse bør tømmes 1–4 ganger pr. år.

Hovedandelen av forurensingene som er bundet til partikler er bundet til de minste partiklene. Dette har sammenheng med at de mindre partiklene har større overflate i forhold til vekten enn større partikler. Siden renseeffekten til sandfang er minst for mindre partikler vil renseeffekten med hensyn til

forurensinger være noe mindre enn figur 6.34 indikerer. Sannsynlig renseeffekt med hensyn til tungmetaller er ca. 50 % for en godt fungerende sandfangkum. Dersom kummen er fylt mer enn ca. 50 % vil en stor andel av forurensede partikler i kummen bli ført videre i ledningsnett ved første intense nedbørsperiode, som en sterkt konsentrert forurensing. En dårlig fungerende sandfangskum er derfor en dårligere løsning enn ingen kum, sett fra forurensingssiden, (Lindholm 2015).

Sandfang bør derfor først og fremst benyttes der det er begrenset med vann som tilføres disse. Maksimalt areal for hver rist som er tilknyttet et sandfang bør være 800–1200 m² (lign. 6.1). Dette vil gi en vannføring opp til 25 l/s. For å oppnå tilfredsstillende renseeffekt, bør en derfor begrense tilførsel av vann fra andre kilder enn ristene. For å unngå oversvømmelser under intense nedbørsperioder er det derfor viktig at en størst mulig andel av overvannet utenfor vegområdet blir ført direkte mot naturlig vannveg eller resipient, eller bli infiltrert i grunnen. Nedbør som ikke har vært i kontakt med veg, er også i prinsippet rent, og bør heller ikke føres inn i kommunale ledningsnett og videre til renseanlegg.

Avstanden mellom sandfangkummene bør ikke overstige 50 – 70 m av hensyn til effektiv drift, og for å unngå at for store arealer skal dekke hver enkelt kum. Effekten til sedimentasjon blir også gradvis redusert dersom det er flere kummer som plasseres i serie. Det er ikke ønskelig å ha flere enn tre sandfangskummer i serie.

Sandfangkummer bør fundamenteres frostfritt og må ha tette skjøter. De blir oftest konstruert med tett bunn, men kan i enkelte tilfeller også bli levert med åpen bunn, dersom det er ønskelig å infiltrere mest mulig av overvannet til grunnen.

6.4.4.2 Overvannskummer

Overvannskummer er kummer tilsvarende sandfangkummer, men med direkteføring av vannet gjennom kummen. Føringsen av vannet kan skje ved at ledningene føres gjennom kummene, eller ved at bunnen av kummene utformes med føringer slik at energitapet i kummene blir minst mulig.

Overvannskummer brukes i følgende situasjoner:

- For å oppnå tilgjengelighet for drift og vedlikehold av lange overvannsledninger
- Ved tilkopping av flere overvannsledninger med vannføring som overstiger renskapasiteten til sandfang
- Ved store retningsendringer, både horisontalt og vertikalt
- Der en mangler rutiner for regelmessig tømning av sandfang

6.4.5 Løsninger basert på infiltrasjon

Moderne håndtering av overvann forsøker i større grad enn tidligere å infiltrere overvannet til grunnen, kapittel 2. Dette gjøres først og fremst for å redusere vannføringen til kommunale ledningsnett, og for å utnytte grunnens effektivitet med hensyn til fjerning av forurensinger fra vannet.

Prinsippet med infiltrasjon kan også benyttes i forbindelse med drenering av veier og baner. Det er spesielt i følgende situasjoner at prinsippet kan benyttes:

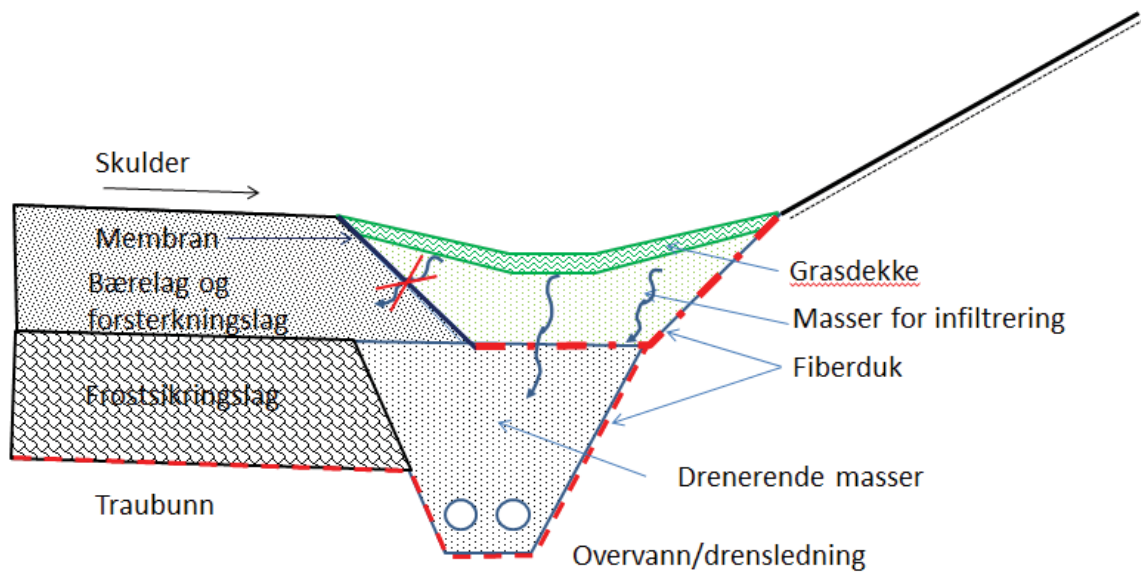
- Infiltrasjon kan være egnet i forbindelse med bygging av fordrøyningsbasseng, kapittel 4. Bunnen av bassenget må da bestå av permeable masser som fordeler vannet i bassenget videre til grunnen
- Fordrøyningsbasseng kan også bestå av oppbygging av grunn med åpen struktur, hvor en lagrer flomvannet og det fordeles til grunn og ledningsnett gradvis etter at flomperioden er på retur
- Forurenset overvann ledes mot områder bestående av masser med egnet permeabilitet. Ved at massene holder igjen partiklene hvor forurensningene er knyttet til, oppnås en betydelig renseseffekt.

For veger og baner er det mest aktuelt å benytte prinsippet med infiltrering under følgende forhold:

- Ved store trafikkerte flater, hvor det er mulig å etablere et infiltrerende dekke over et forsterkningslag med åpen struktur. Forsterkningslaget kan bestå av grov pukk eller spesialkonstruerte bygningselementer.
- Ved bygging av rensedammer nedstrøms for veger og tunneler, hvor det er krav til rensetiltak, (se for eksempel Åstebøl og Roseth 2014 og kap. 4)
- Ved utforming av åpne grøfter for å fange opp vann fra veggen og sideområdene

Bruk av åpne grøfter forutsetter at overvannet infiltreres gjennom grøftene og ned til drengrøfta, eller til et magasin som har tilstrekkelig lagringskapasitet til å ta hånd om flomtoppene. Ved å infiltrere vannet i grøftene er det en fare for at vannet tar en retning mot overbygningen, dersom permeabiliteten i infiltreringslaget er mindre enn i forsterkningslaget. Dette kan i tilfelle redusere vegens bæreevne og levetid.

Et forslag til konstruksjon av en veg som bygger på infiltrerende grøfter med renseeffekt er vist i figur 6.39. Grøftene bør utformes med et topplag med gress, (Åstebøl og Roseth 2014). Dette vil gjøre grøftene mer motstandsdyktige mot erosjon og bidrar til at grøftene beholder permeabiliteten også etter at finstoff med tiden samles i grøftene. Under grøftene bygges det opp et lag med relativt strenge krav til korngradering. Permeabiliteten bør være relativt stor, men under en viss verdi for å holde igjen partiklene hvor forurensingene er bundet. Det er en forutsetning at laget med infiltrasjonsmasser må skiftes ut etter hvert som massene fylles opp med forurensninger.



Figur 6.39: Forslag til utforming av infiltrerende grøfter.

Mellom forsterkningslaget og infiltrasjonslaget er det foreslått å legge ut en membran for å hindre det infiltrerte overvannet å trenge inn i forsterkningslaget. Mot drensgrøft og opprinnelig terreng er det nødvendig å legge ut fiberduk for å hindre at de forurensede og fine partiklene trenger ned i drensgrøfta. Massene i drensgrøfta må ha stor permeabilitet for å hindre at store poretrykk bygger seg opp i infiltrasjonslaget.

En forutsetning for å bruke infiltrerende grøfter er at det er god avstand mellom overbygningen og grunnvannsnivået. Dette kan oppnås med å bygge et frostsikringslag med åpen struktur, eller å bare bruke infiltrasjonsprinsippet der vegen er fundamentert på drenerende masser.

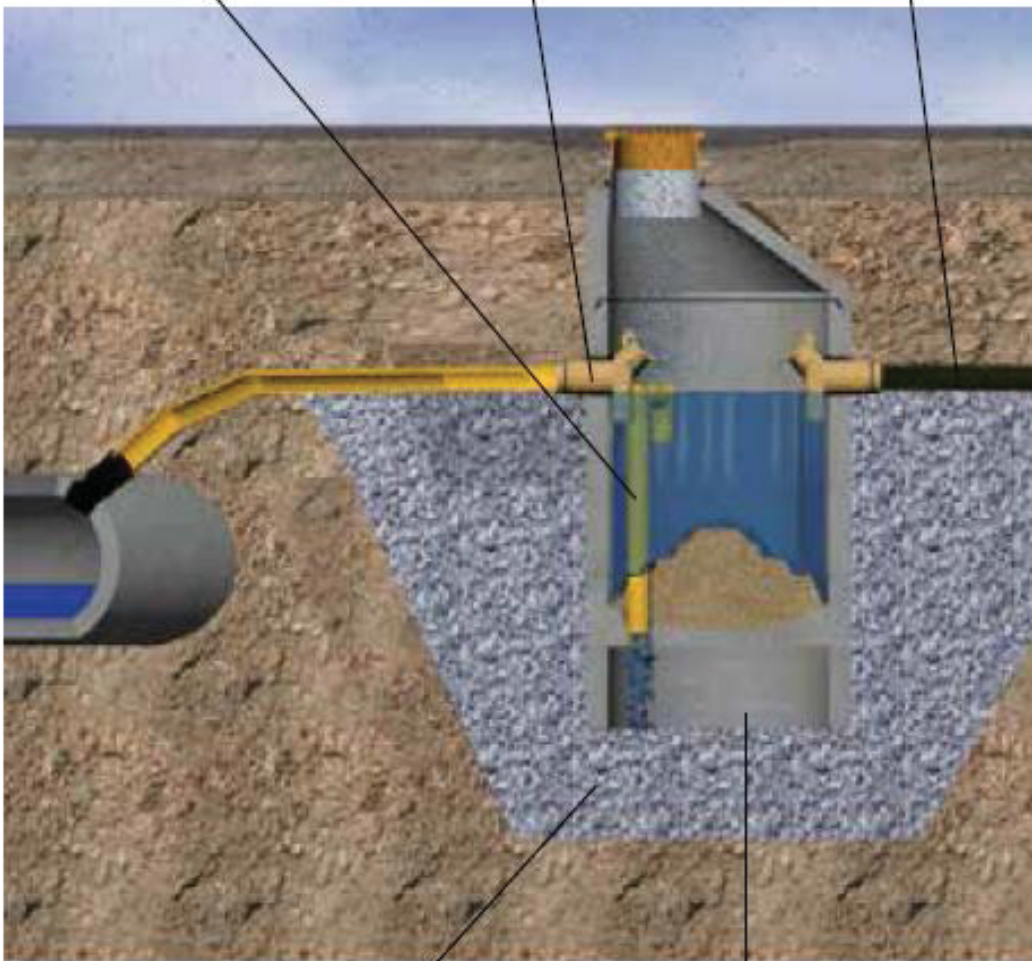
Infiltrerende grøfter bør primært brukes der tilsiget ikke er for stort. Dette vil si at overflatevann fra sidene bør fanges opp av separate sidegrøfter eller terrenggrøfter. Dette er vann som er rent, og som en ikke trenger å rense.

Prinsippet med infiltrasjon av overflatevannet kan også benyttes ved utforming av sandfangskummer. Kummene konstrueres da med en åpen bunn og plasseres på et fundament med åpen struktur, figur 6.40.

*Overløpsrør DN 110
til fordrøyningskammer*

*Nødoverløp DN 160
til overvannsledning*

*Infiltrasjon gjennom
drensrør*



*Omfillingsmasser
egnet til infiltrasjon*

Fordrøyningskammer

Figur 6.40: Sandfangkum med muligheter for infiltrasjon (bilde: Basal produktkatalog).

7 Utarbeiding av planer for håndtering av overvannet

God håndtering av overvannet er en av forutsetningene for at en veg eller bane skal fungere tilfredsstillende. Dette forutsetter at en på et tidlig stadium av planprosessen kartlegger de sårbare områdene, slik man får tid til å gjennomføre supplerende målinger og undersøkelser. I det følgende gjennomgås grunnlagsdata som bør samles inn i forbindelse med planleggingen, råd for gjennomføring av risiko- og sårbarhetsanalyser og forslag til detaljeringsnivå på de forskjellige plannivåene.

7.1 Innsamling av grunnlagsdata

Innsamling av grunnlagsdata bør omfatte både befaring, gjennomgang av tidligere flomhendelser og innhenting av kartdata. Kartdata og dokumentasjon fra registrerte flommer gir en oversikt over vannveier og dreneringssystemer i området, og befaringen gir nødvendig informasjon for valg av tiltak og sikring.

7.1.1 Kartgrunnlag

Tabell 7.1 viser en oversikt over aktuelle kartdata som bør innhentes og som er nødvendige for å utarbeide en plan for overvannshåndteringen.

Datatype	Kilde	Kommentar
Kartdata	Felles Kartdatabase (FKB), Geologiske kart (NGU)	Kartdata bør dekke alle nedbørsfelt som drenerer til reguleringsområdet.
Høydedata/terrengmodell	LiDAR, fotogrammetri og manuell innmåling	Oppløsningen på terrengmodellen bør være så høy som mulig for å bestemme flomveier nøyaktig.
Utbyggingsplaner	Kommuner, etater og private aktører	Tilgang til planer som i fremtiden kan kunne forandre arealbruken og systemene for overvannshåndteringen.
Informasjon om eksisterende systemer for overvannshåndteringen	Kommuner, etater og grunneiere.	Informasjon om dreneringssystemer og

		sikringstiltak må innhentes fra eier.
Biologisk mangfold, sårbare landskapselementer og planer for fredning og landskapsvern	Miljødirektoratet, Geovekst, 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

7.1.2 Tidligere flomhendelser

Erfaringsdata fra tidligere flommer gir nyttig informasjon om flomforløp og sårbare punkter. Tabell 7.2 beskriver nyttig informasjon og kilder.

Tabell 7.2: Registrering av tidligere flomhendelser og registreringer av avrenning og flom.

Datatype	Kilde	Kommentar
Dimensjonerende flomvannstand	NVE	Flomsoner er viktige når dreneringsplaner i nærheten av større vassdrag utarbeides. www.nve.no
Dimensjonerende nedbør og avrenning	NVE og Meteorologisk institutt	Grunnlagsdata for beregning av dimensjonerende vannføring er tilgjengelig på www.nve.no og www.met.no
Registrerte flom- og skredhendelser utenfor veg- og baneområdet	NVE, kommuner, grunneiere, eiere av infrastruktur, forsikringsselskaper og historiske dokumenter	Data over gamle flom- og skredrelaterte hendelser kan gi informasjon om sårbare punkter, samt som verifiseringsgrunnlag for analyser om avrenningsforhold. www.nve.no og www.skrednett.no
Registrerte stenginger av veg og bane, og utførte tiltak etter stenginger	Statens vegvesen og Jernbaneverket	Registrering av tidligere stenginger kan gi grunnlag for kartlegging av sårbare områder, og for dimensjonering av nye tiltak

Befaringer

Målet med befaringsene er å avdekke forhold langs vannveiene som ikke kan finnes på kart eller i annen dokumentasjon. Dette gjelder forholdene både langs eksisterende vannveier og langs potensielle flomveier. Det er også viktig å innhente lokalkunnskap og historikk hvis mulig. Dette gir viktig informasjon til videre bruk i planlegging, prosjektering og legger grunnlaget for målrettet drift og vedlikehold gjennom anleggets levetid. Det er ofte nyttig å starte befaringsen øverst i nedbørsfeltet og følge vannveiene. Det anbefales å bruke GPS ved registreringer, slik at innmålinger enkelt kan brukes videre i digitale planleggingsverktøy. Tabell 7.3 gir en oversikt over viktige forhold som bør kartlegges under befarings i nedbørsfeltet. Oversikten beskriver også faretegn og aktuelle tiltak.

Tabell 7.3: Oversikt over viktige forhold som bør kartlegges for overvannshåndteringen.		
Forhold	Faretegn	Aktuelle tiltak
Eroderbare løsmasser og ustabile skråninger	Finkornige, ensgraderte masser Erosjonsspor Masseavsetninger langs vannvei Synlig massetransport	Erosjonssikring Masseutskiftning Sedimentasjonsbasseng (Rister/nett) Vegetering
Helning og fall langs vannveier	Bratt helning Fritt fall	Erosjonssikring Energidempende tiltak
Kilder til drivgods og erosjon	Kvister og trær i/nær vannveien Menneskelig aktivitet som fører til lagring av avfall nær vannveien Nyere hogstfelt er ofte årsak til at dype hjulspor danner nye vannveier og eksponert terreng kan være sårbart med hensyn til erosjon	Rensk, skjøtsel, fjerning av avfall og lagrede materialer, rister/nett og sedimentasjonsbasseng
Vegetasjon nær vannvei	Røtter i vannveien Fare for utgraving og velt inn i vannveien	Skjøtsel/felling Erosjonssikring langs vannvei

Naturlige bassenger og diffuse vannveier	Områder med stillestående vann Områder med dårlig kanalisering	Forsterke vannveier og terrengtiltak
Kartlegging av tegn på tidligere flommer og skredhendelser	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 Rister for oppsamling av drivgods
Veger utenfor planområdet	Erosjonsspor Fyllingsmateriale Tilstand og utforming av grøfter Tilstand og dimensjonering av stikkrenner	Utbedring av standard Erosjonsikring
Jordbruksarealer	Jordbruksarealer er ofte svært utsatt for erosjon, og kan ha egne grøftesystemer uten erosjonssikring.	Ledning av flomvann bort fra sårbare jordbruksarealer, sedimentasjonsbasseng

7.2 Flomveisanalyse

En viktig del av en dreneringsplan er å analysere sårbare punkter der bekker kan endre sitt løp og vann komme på avveie, samt fare for overløp i en flomsituasjon. Disse sårbare punktene kan være i god avstand fra den planlagte vegen eller banen, men likevel ha stor betydning. Flomveisanalysene bør dekke området fra toppen av nedbørsfeltet og helt ned til et større vassdrag.

Til hjelp for å analysere sårbarheten for infrastrukturen under flomsituasjoner er det ved flere etater og institusjoner tatt i bruk analyseverktøy basert på forskjellige GIS-løsninger. Hensikten med verktøyene er å analysere flomveier (overflateavrenning) i terrenget ut fra en terrengmodell som beskriver terrenget i form av et rutenett (grid). Modellen gjør det mulig å analysere hvor

vannet naturlig vil renne i terrenget og hvor vannet vil renne dersom enkelte valgte stikkrenner ikke lenger fungerer tilfredsstillende eller går helt tett.

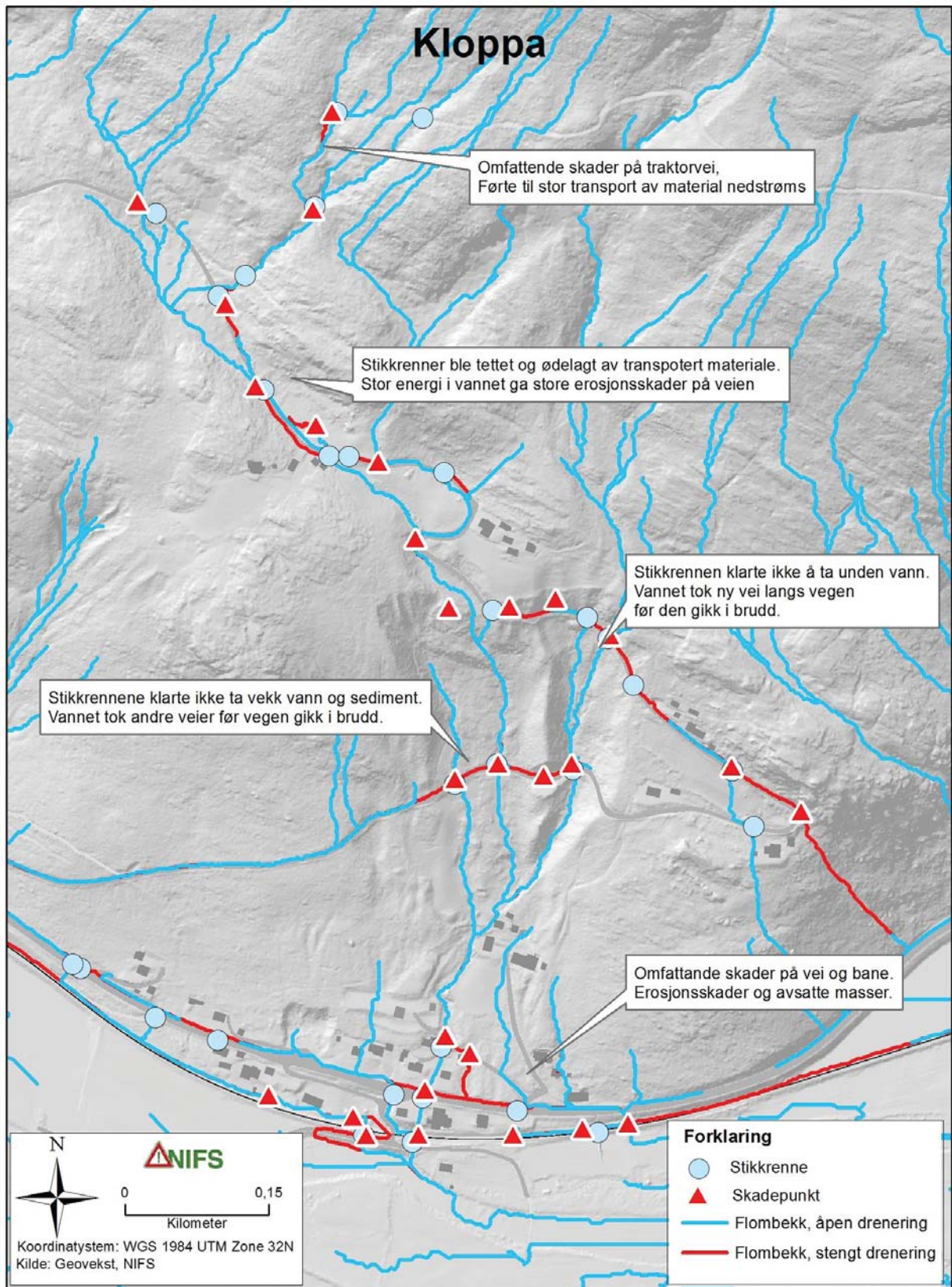
Kvaliteten på analysene avhenger av kvaliteten på terrengmodellen og grunnlagsdataene. Analyser av flomveier som grunnlag for detaljert planlegging, krever en terrengmodell med høy oppløsning, fortrinnsvis med en oppløsning på 1x1m. Høy oppløsning gjør det mulig å ta med effekten fra små terrengformasjoner. Tilgang på nøyaktig høydedata fra LiDAR med god punkttetthet er et nødvendig utgangspunkt for terrengmodellen der analyser på detaljnivå skal gjøres (Viréhn, 2014). For å få med «brytningslinjer» i terrenget, som fyllinger og grøfter, bør kvalitetssikret data fra det kommunale FKB-datasettet brukes som tillegg i beregningen av terrengmodellen (Meiforth 2014). Dette vil kunne styrke modellen for områder der LiDAR-skanningen ikke fanget opp mindre formasjoner eller klare skillelinjer i terrenget. For analyser på et overordnet nivå kan den nasjonale terrengmodellen med 10 meter oppløsning, brukes.

En annen viktig del i flomveianalyser er tilgangen til oppdatert og stedsnøyaktig informasjon om området drensssystem. Korrekt informasjon om plassering av stikkrenner er en forutsetning for gode analyser. Skadepunkter og sårbare områder, basert på befaringer etter tidligere hendelser, vil gi gode muligheter til å vurdere kvaliteten av analysene (Meiforth 2014, Viréhn 2014).

For å finne flomveiene blir det i terrengmodellen beregnet hvor lavbrekkene går, og i hvilken retning vannet renner. Prinsippet i modelleringen er at vannet renner til den ruten i rutenettet der hellningsgradienten er størst (Viréhn 2014). Beregningene gir en ny modell som forteller hvor stor akkumulasjonen eller tilsiget av vann er for ett gitt område. Områdene som viser størst drenering blir så kategoriserte og konvertert til linjer som beskriver flomveiene. For å få frem potensialet for vannføring langs bekken/flomveien kan linjen symboliseres ut fra størrelsen på tillsigsområdet. Gjennom å manipulere terrengmodellen er det mulig å vise frem situasjoner der drenering har redusert kapasitet. Det kan ofte være stikkrenner som er tett, og derfor

ikke fører vann. Dette vil endre helningsgradienten i modellen, og dermed vise hvilken vei vannet tar når stikkrenner eller andre dreneringstiltak tettes.

Figur 7.1 viser resultatet fra en beregning av flomveier basert på GIS-analyse. Modelleringen er gjennomført for et område ved Kloppa i Gudbrandsdalen der både E6 og Dovrebanen har vært utsatt for store ødeleggelser på grunn av flom. Analysen er først gjennomført for å få fram de naturlige vannveiene i området. Deretter er det gjennomført en ny analyse hvor det er forutsatt at samtlige stikkrenner langs sidevegene i dalsiden har blitt tettet av sedimenter eller drivgods. Der vannet har dannet nye løp på grunn av tette stikkrenner er vist med rødt. Denne analysemetoden vil gi viktig bidrag for å finne fram til områder hvor dagens infrastruktur er spesielt sårbar, og hvor det kan bli aktuelt å iverksette tiltak utenfor veg- eller baneområdet. Kartet vil også være et viktig grunnlagsdokument i forbindelse med befaringene i terrenget.



Figur 7.1: Beregnede vannveier for Kloppa nedbørsfelt i Gudbrandsdalen. De blå strekene viser naturlige vannveier dersom alle tiltak for overvannshåndteringen fungerer tilfredsstillende. De røde strekene viser beregnede flomveier.

7.3 Utarbeiding av planer for håndteringen av overvannet

Planer for håndteringen av overvannet og dreneringen av vegen eller banen utgjør en viktig del av planleggingen for all infrastruktur. Plan- og bygningsloven (KMD, 2008) operer med tre plannivåer, som setter ulike krav til detaljering og nøyaktighet:

- Oversiktsplan (Fylkesdelplan eller kommunedelplan)
- Reguleringsplan (Teknisk detaljplan)
- Byggeplan (Konkurransesgrunnlag)

For mindre utbedringsprosjekter som omfatter begrensede terrenginngrep, er det tilstrekkelig å utarbeide en reguleringsplan direkte. Dette kan være aktuelt for utbedringsprosjekter for drenering.

7.3.1 Vurderinger på oversiktsplannivå

Oversiktsplanen viser alternative traseer for vegen eller banen og danner grunnlaget for den politiske behandlingen som skal føre fram til endelig trasévalg. Det er derfor viktig på dette nivået å klarlegge de forholdene som kan medføre store kostnader, og hvilken påvirkning prosjektet vil ha på nærliggende områder. De viktigste faktorene som bør avklares på oversiktsplannivået med hensyn til drenering er vist i tabell 7.4:

Tabell 7.4: Viktige faktorer som må avklares på oversiktsplannivå.	
Innhold	Oversikt av planens innhold
Befaring av nedbørsfelt og vannveier.	Kartlegging av utforming og tilstand langs vann- og flomveier, og registrering av spor etter tidligere hendelser.
Avklaring av behov for omlegging eller innsnevring av vassdrag og avklare lokalisering i forhold til eksisterende flomkart.	Vurdering av inngrep i større vassdrag behandles av NVE. Effekt av eventuelle tiltak bør tas hensyn til i videre planlegging og beregninger. Konesjon kan medføre begrensninger for utforming og bruk. Bruk verdier fra flomsonekart for 200-års flom (NVE).
Avklaring om tiltaket påvirker grunnvannet.	Tiltak som påvirker grunnvannet kan være konsesjonspliktig. Konesjon gis etter vurdering av

	vassdragsmyndighet. Konesjon kan medføre begrensninger for utforming og bruk.
Avklaring av behov for rensing av vann	Vurdering av kilder til forurensing av vann. Dette gjelder både om tiltaket tilføres forurenset vann eller om det er nødvendig med rensing av overvannet fra tiltaket, for eks. fra tunneler, store vegkryss eller mot drikkevannskilder. Vurderes av miljømyndighet.
Registrere sårbare områder med hensyn til biologisk mangfold	Vurdere områder der tiltak vil påvirke biologisk mangfold. Aktuelle problemstillinger er: omlegging av vannveier, minstevannsføring, påvirkning av grunnvannet, arealbruk o.l. Vurderes av miljømyndighet.
Avklare forhold som krever større utredninger eller detaljert innsamling av data	Avklare om tilgjengelig opplysninger om flomhøyder og dimensjonerende vannføring har tilstrekkelig nøyaktighet, eller om nye utredninger eller registreringer må foretas. Avklare om tiltaket vil påvirke flomnivået i vassdraget.

7.3.2 Fastsetting av detaljer på reguleringsplannivå

Reguleringsplanen er den mest detaljerte planen som skal godkjennes politisk, og den danner grunnlaget for ekspropriasjon og avtaler med grunneiere. På dette nivået må derfor alle detaljer med hensyn til arealinngrep være fastsatt. Dette krever at alle terrenginngrep, utforming av tverrprofilet og høydenivåer for vegen eller banen må være fastlagt.

Tabell 7.5: Krav til avklaringer og detaljering på detaljplannivå.

Innhold	Oppsummering av planen
Dokumentasjon av dimensjonerende flomhøyder og valgt høydenivå for vegen.	Fastsette høydenivå for vegen basert på flomsonekart Angi vanndybde som gir avledning av vann ut i terreng ved kritiske punkter. Angi vanndybder som kan medføre skader på infrastruktur, terreng eller tredjepart.

Kartlegging av flomveier med dokumentasjon av sårbare områder og alternative vannveier	Bruk av flomveiskart fra GIS-analyse. Beskrive nødvendige tiltak i vannveiene og potensielle flomveier.
Valg av løsning for håndteringen av overvannet	Plassering og utforming av aktuelle tiltak. Vurdering av tilkomst for maskiner under bygging og for senere vedlikehold. Vurdere hensyn til tredjepart og/eller nedføring av vann til større vassdrag.
Hydrologiske og hydrauliske beregninger.	Beregning av dimensjonerende vannføring og dimensjonering av nedløp og kulverter.
Valg og dimensjonering av åpen/lukket drenering av infrastrukturen.	Dokumentasjon av at sidegrøfter og rister har tilstrekkelig kapasitet med hensyn til overvann og iskjøving.
Detaljerte forslag til nødvendig sikring av vann- og flomveier og dreneringstiltak.	Erosjonsikring av vann- og flomveier og andre tiltak som bassenger, dammer, rister o.l. som kan øke faren for erosjon lokalt.
Plan for eventuelle restriksjoner med hensyn til arealanvendelsen tilknyttet aktuelle dreneringsanlegg.	Eventuelle restriksjoner kan omfatte krav til endret arealbruk, og rett til å gjennomføre drift og vedlikehold av tiltak utenfor veg- eller baneområdet.

7.3.3 Fastsetting av detaljer på byggeplansnivå

Byggeplanen (kokurransgrunnlaget) er den endelige planen som viser i detalj hvordan alle elementene i overvannshåndteringen skal utformes. Byggeplanen krever omfattende dokumentasjon om dimensjoneringen, og krav til detaljeringen av de tekniske tegningene (Statens vegvesen, 2007 & 2012). Forslag til innhold er gitt i tabell 7.6.

Innhold	Oppsummering av planen
Kart over vannveier på plantegninger	Eksisterende og omlagte vannveier, gjennomløp og bassenger
Beregninger	Dimensjoneringsberegninger for tiltak for overvannshåndteringen og dreneringen
Plan for drift og vedlikehold	Rensk og annen nødvendig drift av alle aktuelle dreneringstiltak.
Konstruksjonstegninger	Konstruksjonstegninger for tiltak:

Kulverter, kanaler, terskler, fangrister, innløpsrister, dammer, bassenger.

7.4 Utbedringsprosjekter

For utbedring av eksisterende veg og bane anbefales det å følge punktene for innhold på alle plannivåene. Utbedring i form av nye tiltak vil ofte være begrenset av eksisterende utforming og reguleringsgrenser. Ved større utbedringer kan det derfor være nødvendig med ytterligere grunnverv.

7.5 Dreneringsplan – dokumentasjon av dreneringssystemer

Dokumentasjonen som skaffes i planleggingsprosessen gir en oversikt over det planlagte drens systemet og sikringstiltak tilknyttet infrastrukturen og vannveiene. I driftsfasen og beredskapssituasjoner er det viktig at denne dokumentasjonen er tilgjengelig for drift og vedlikehold. Viktig informasjon som er samlet i de forskjellige planfasene bør derfor samles i en dreneringsplan. Dette dokumentet bør dekke infrastruktur og nedbørsfelt, med informasjon om dimensjonerende vannføring, vanddybde og forhold tilknyttet massetransport og erosjon.

Etter flom bør dreneringsplanen oppdateres basert på observerte forhold, og eventuelle skader og nye tiltak bør legges inn i planen. I tillegg til informasjonen i dreneringsplanen bør beregninger og byggetegninger foreligge som vedlegg. Dreneringsplanen vil dermed også være et grunnlag for å vurdere behov for oppgradering av drens systemene over tid. Tabell 7.7 angir informasjonen som dokumentet bør inneholde.

Tabell 7.7: Informasjon om tiltak i dreneringsplanen.

Konstruksjon/tiltak	Nødvendig informasjon
Kulvert	Dimensjon, tverrsnitt, lengde, helning, innløpsutforming, utløpsutforming, materiale, tillatt vannhøyde ved innløp, strømningsform.
Kanal/grøft	Geometri, kapasitet, beskrivelse av plastring, beskrivelse av filterlag/duk, helning, lengde

Fangrist	Stavtykkelse, bredde mellom staver, total høyde, total bredde, material, forankring, kanalprofil ved rist
Innløpsrist	Stavtykkelse, bredde mellom staver, total høyde, total bredde, material, forankring, kanalprofil ved rist
Basseng/magasin	Volum, bredde, lengde, dybde, helning ved kant, innløpsgeometri, utløpsgeometri, plastring/steinsetting, helning av bassengbunn
Terskler	Høyde, bredde, lengde, lengde mellom terskler, høydeforskjell mellom terskler, forankring, materiale, antall, kanalprofil
Demning	Geometri, bredde, lengde, dybde, helning på alle kanter, forankring, kanalprofil rundt dammen, erosjonsikring,

7.6 Krav til kontroll av dreneringsplaner

Dersom analysene av flomsituasjonen viser stor sannsynlighet for at omfattende skader kan oppstå, kreves det gjennomført detaljerte beregninger av vannføring og sannsynlighet for erosjon og massetransport oppstrøms for tiltaket, samt dokumentasjon av hvordan vannet føres gjennom veggen eller banen. Dessuten bør konsekvensene for skader på 3. part nedstrøms for tiltak vurderes. *Kontrollen skal gjennomføres som kollegakontroll, og det bør vurderes om kontrollen skal gjennomføres som en 3. parts kontroll.*

Dersom konsekvensene av en flomsituasjon er begrensede, kan planleggingen gjennomføres med beregning av dimensjonerende vannføring og kapasitet av de tekniske installasjonene utføres på grunnlag av normalsituasjonen. Kontroll av overslagene og forslag til løsning gjennomføres som kollegakontroll.

Litteraturliste

Amundsen, S. («005)

Utforming av innløpsområdet til stikkrenner for å hindre igjenfylling under intense nedbørsperioder

Master Thesis , inst. For bygg, anlegg og transport, Norges teknisk naturvitenskapelige universitet, Trondheim

Andersen, J.H., Hjukse, T., Roald, L. og Sæltun, N.R. (1983)

Hydrologisk modell for flomberegninger

NVE-rapport 2-83, Norges vassdrags- og elektrisitetsdirektorat, Oslo

ASCE (1992)

Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems

ASCE Manuals and Reports of Engineering practice No. 77, New York

Berg, A., Lunde, T. og Mosevoll, G. (1992)

Flomberegning og kulvertdimensjonering

Rapport STF60 A92101, SINTEF, Trondheim

Braskerud B. og Jauge A.(2013)

Kvistdammer, sedimentsamling og stabilisering i små felt

NIFS-prosjektet og ExFlood-prosjektet, Faktaark, NVE

Ciria (2010)

Culvert design and operation guide.

Ciria, Classic House, England

COWI (2015)

Gjennomgang av avrenningsfaktor

Rapport M-293/2015 Miljødirektoratet

Endresen, S. (2006)

Innløp og utløpsarrangement ved overvannsdammer

VA/Miljøblad 70 (Stiftelsen VA/Miljøblad)

Fergus, T., Hoseth, K. A. og Sæterbø, E. (2010)

Vassdragshandboka

Tapir akademisk forlag, Trondheim

Førland, E., Mamen, J., Grinde, L., Dyrddal, A. og Myrabø, S. (2015)

Dimensjonerende korttidsnedbør

Met. Report no.xx/2015

FHWA (2005)

Debris Control Structures

HEC-9, Rep. IF-04-016, Federal Highway Administration

FHWA (2006)

Hydraulic design of Energy Dissipators for Culverts and Channels

Hydraulic Engineering Circular No. 14, Third edition, Publ. FHWA-NHI-06-2006

FHWA (1980)

Highway Sub-Drainage Design

Report No. FHWA-TS-80-224

US Department of Transportation

FHWA (2008)

Introduction to Highway Hydraulics

FHWA-NHI-08-090, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration

Førland, E. (2015)

Powerpoint?

Førland, E., Mamen, J., Ødemark, K., Heiberg, H. og Myrabø, S. (2013)

Dimensjonerende korttidsnedbør for Telemark, Sørlandet og Vestlandet

Rapport 28/2013, Det norske meteorologiske institutt, Oslo

Georgia Department of Transportation (2014)

Manual on Drainage Design for Highways

Georgia Department of Transportation, Atlanta, Georgia

Gerhart, P. M. og Gross, R. J. (1985)

Fundamentals of Fluid Mechanics

Addison-Wesley Publishing Company, Reading, USA

Glad, P.A., Reitan, T., og Stenius, S (2015)

Nasjonalt formelverk for flomberegning i små nedbørsfelt

Rapport 13–2015, Norges vassdrag- og energidirektorat, Oslo

Hayes, D. C. og Young, R.L. (2005)

Comparisons of peak discharge and runoff characteristic estimates from the rational method to field observations for small basins in Central Virginia
Scientific Investigations Report 2005–5254, U.S. Geological Survey, Richmond

Jenssen, L. og Tesaker E. (2009)

Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein
Veileder nr. 4, NVE

Jernbaneverket (2015)

Teknisk regelverk, 520 Prosjektering og bygging
522 Underbygning/vedlikehold
<https://trv.jbv.no/wiki/Underbygning>

Julien, P. (1998)

Erosion and Sedimentation
Cambridge University press, Cambridge

KMD (2008)

Plan og bygningsloven
Kommunal og moderniseringsdepartementet, Oslo

Lindholm, O (2006)

Overvannsdammer. Beregning av volum
VA/Miljøblad 69 (Stiftelsen VA/Miljøblad)

Lindholm, O., Endresen, Thorolfsson, S., Sægrov, S., Jacobsen, og Aaby (2008)

Veiledning i klimatilpasset overvannshåndtering
R162, Norsk vann, Oslo

Matheussen, B.V.(2004)

Effects of anthropogenic activities on snow distribution, and melt in an urban environment
Doctoral thesis, 2004:67, Norges teknisk–naturvitenskapelige universitet, Trondheim

Meiforth, J.J. (2013)

Modelling flood streams for urban planning in Trondheim
Rapport til Trondheim kommune
<http://www.trondheim.kommune.no/attachment.ap?id=5963>

Miljødirektoratet (2014)

Risikoakseptkriterier for overvannsflom og dimensjonerende nedbør
Utredning-Utkast

NBS, 1955 – 1967

Progress reports om tema: Hydraulics of Culverts.

NCHRP (2011)

Hydraulic Loss Coefficients for Culverts, Project 15 – 24.
Principal Investigator B.L.Tullis.

Nordal, R.S. (1966)

Drenering for vegar
Meddelelse nr. 22. Veglaboratoriet, Statens vegvesen, Oslo

Norem, H. (1998)

Sikring av vegar mot isras
Statens vegvesen, Hordaland

NS (2010)

Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA2010
Standard Norge

NVE (2011)

Retningslinjer for flomberegninger
Rapport 04/2011, Norges vassdrags- og energidirektorat, Oslo

NVE (2014)

Retningslinjer for flaum- og skredfare i i arealplanar
Retningslinjer nr. 2/2011, rev 2014, Norges vassdrags- og energidirektorat, Oslo

OED (2000)

Vannressursloven

ODOT (2014)

Hydraulics Manual
Oregon Department of Transportation

http://www.oregon.gov/odot/hwy/geoenvironmental/Pages/hyd_manual_info.aspx

Sellevoid, J. og Edvardsen, D. (2013)

Vannrelaterte skader langs E6 Biri–Otta

Rapport 323 Statens vegvesen, TMT, Vegdirektoratet.

SFT (1979)

Veiledning ved dimensjonering av avløpsledninger

SFT TA–550, Statens forurensingstilsyn, Oslo

Shields, A. (1936)

Application of similarity principles and turbulence research to bed–load movement.

Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau 26:5–24

Statens vegvesen

Tegningsgrunnlag

Håndbok R700, Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Oslo

Statens vegvesen

Styring av vegprosjekter

Håndbok R720, Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Oslo

Statens vegvesen

Premisser for utforming av veger

Hb 120, Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Oslo

Statens vegvesen (2012)

Veg- og gateutforming

Håndbok N100, Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Oslo

http://www.vegvesen.no/_attachment/61414/binary/964095?fast_title=H%C3%A5ndbok+N100+Veg-+og+gateutforming+%288+MB%29.pdf

Statens vegvesen (2014b)

Konsekvensanalyser

Hb V712, Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Oslo

http://www.vegvesen.no/_attachment/704540/binary/1006228?fast_title=H%C3%A5ndbok+V712+Konsekvensanalyser.pdf

Statens vegvesen (2014c)

Flom og sørpeskred

Håndbok V139, Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Oslo
Stenius,S., Glad, P.A., og Wilson, D. (2014)
Karakterisering av flomregimer
Rapport 30–2014, Norges vassdrags- og energidirektorat, Oslo

SVV (2010)

Vegtunneler
Håndbok N500, Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Oslo
http://www.vegvesen.no/_attachment/61913/binary/964093?fast_title=H%C3%A5ndbok+N500+Vegtunneler.pdf

SVV (2012)

Standard for drift og vedlikehold av riksveger
Håndbok R610, Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Oslo
http://www.vegvesen.no/_attachment/61430/binary/964067?fast_title=H%C3%A5ndbok+R610+Standard+for+drift+og+vedlikehold+av+riksveger.pdf

SVV (2013)

Rekkverk og vegens sideområder
Håndbok N101, Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Oslo
http://www.vegvesen.no/_attachment/69909/binary/964014?fast_title=H%C3%A5ndbok+N101+Rekkverk+og+vegens+sideomr%C3%A5der.pdf

SVV (2014)

Vegbygging
Håndbok N200, Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Oslo
http://www.vegvesen.no/_attachment/188382/binary/980128?fast_title=H%C3%A5ndbok+N200+Vegbygging+%2821+MB%29.pdf

Stenersen, Jan (2014)

Norsk Vannforening, Fagtreff, Sept. 2014

Svensk Vatten (2015)

Avledning av spill- drän- og dagvatten
Publikasjon 110

Sætersdal, R. (Redaktør) (1976)

Frost i jord
SVV Vegdirektoratet/Norges naturvitenskapelige forskningsråd

Vanoni(1975)

Sedimentation Engineering

ASCE, New York

Virehn, P.L.E. (2014)

Water on devious way–GIS study (Master thesis)

Norges teknisk–vitenskapelige universitet, Trondheim

Volkwein, A. Wendeler, C. og Guasti, G. (2011)

Design of flexible debris flow barriers

DOI:10.4408/IJEGE.2011–03.B–118

Wallerstein, N og Arthur, S. (2012)

Estimating blockage potential at culvert trash screens (Presentation)

http://www.dardni.gov.uk/workshop_land-use_and_flood_risk_management_27_nov_2012_03_land-use_and_flood_debris.pdf

White, F. M. (1994)

Fluid Mechanics

Mc–Graw Hill, New York

WSODT (2010)

Hydraulics manual

M23–03.03, Washington State Department of Transportation, Seattle

Ødemark, K., Førland, E., Mamen, J., Elo, C.A., Dyrddal, A.V. og Myrabø, S. (2012)

Ekstrem korttidsnedbør på Østlandet fra pluviometer og radar data

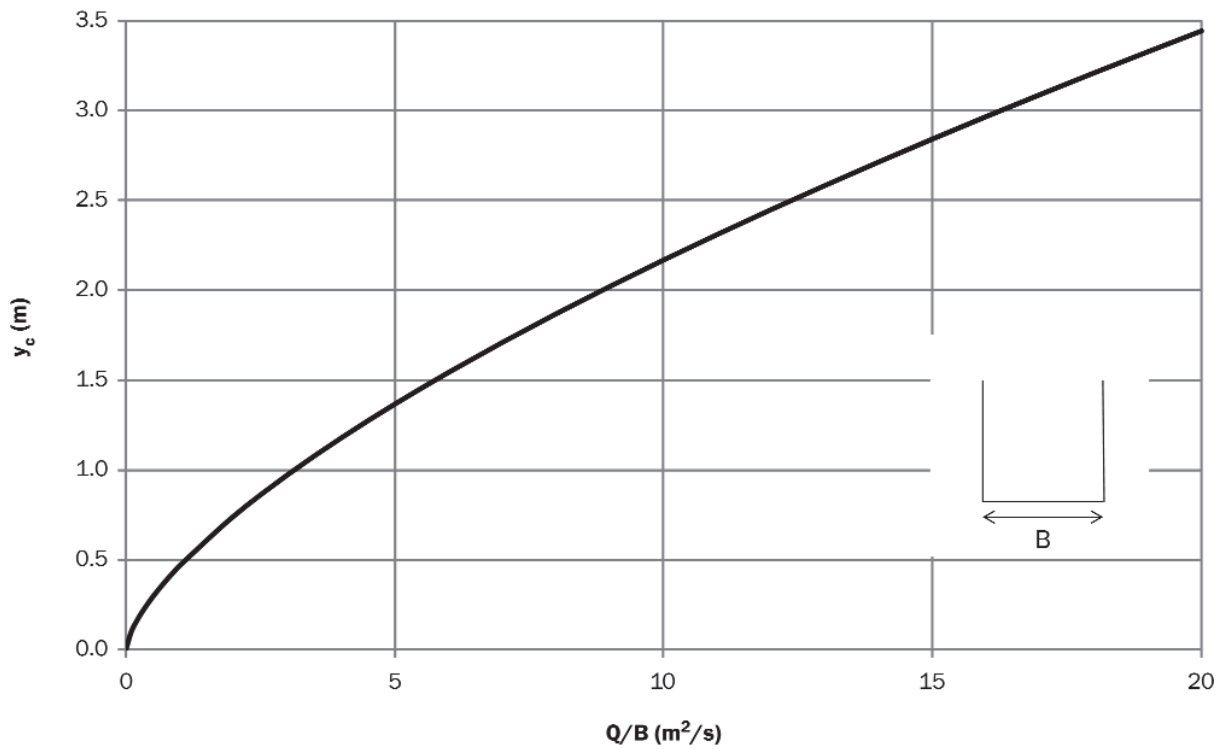
Rapport 14/2012, Det norske meteorologisk institutt, Oslo

Åstebøl, S.O. og Roseth, R. (2014)

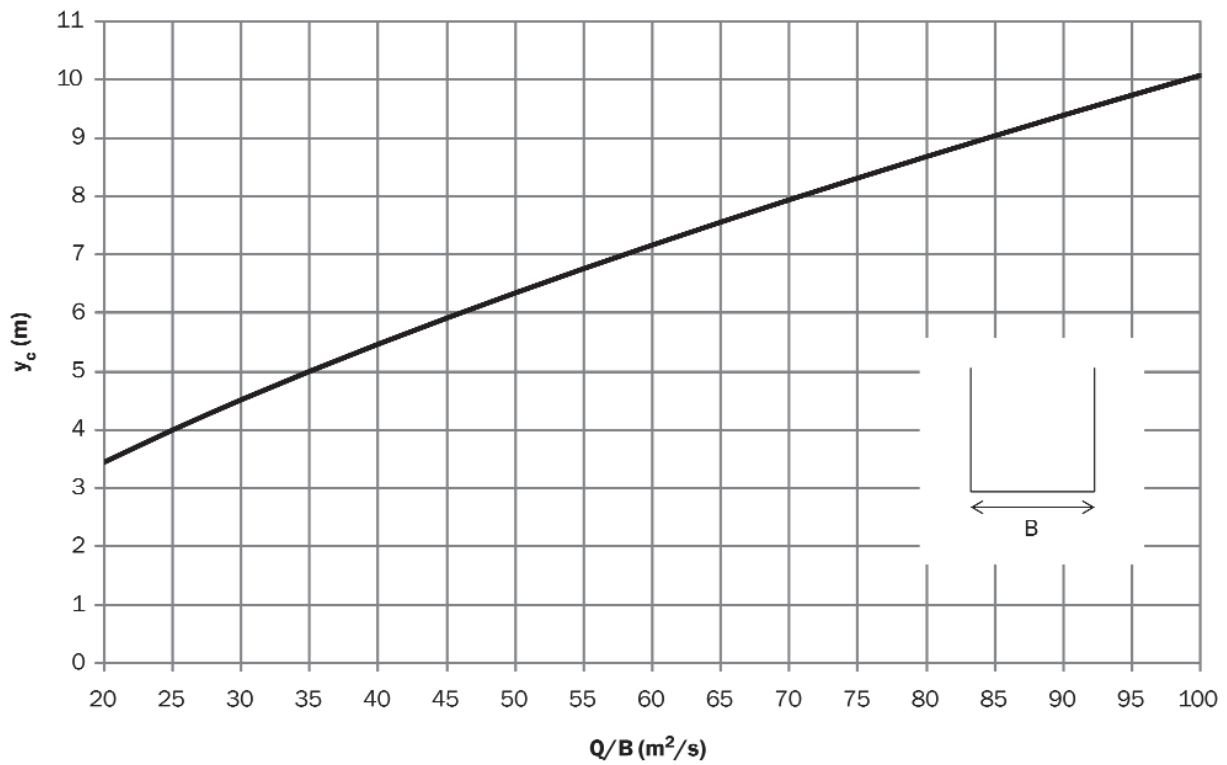
Vannbeskyttelse i vegplanlegging og vegbygging

Statens vegvesens rapporter 295

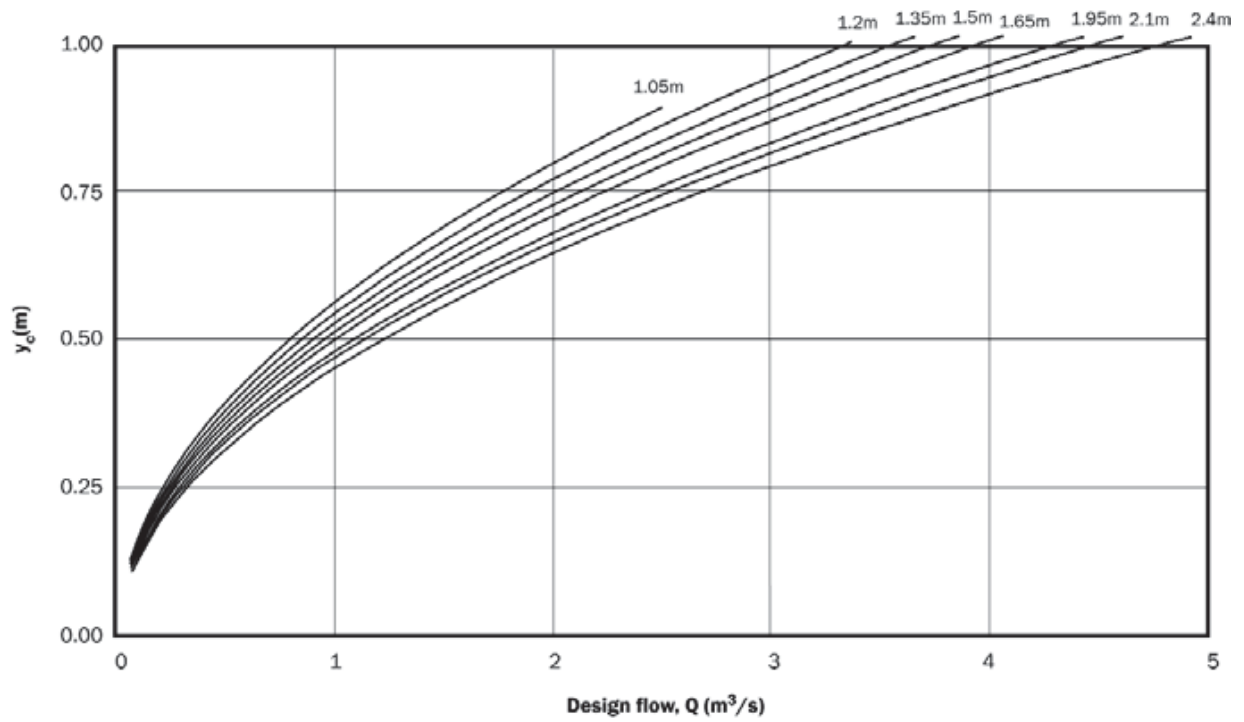
Vedlegg A: Diagrammer for kritisk dybde



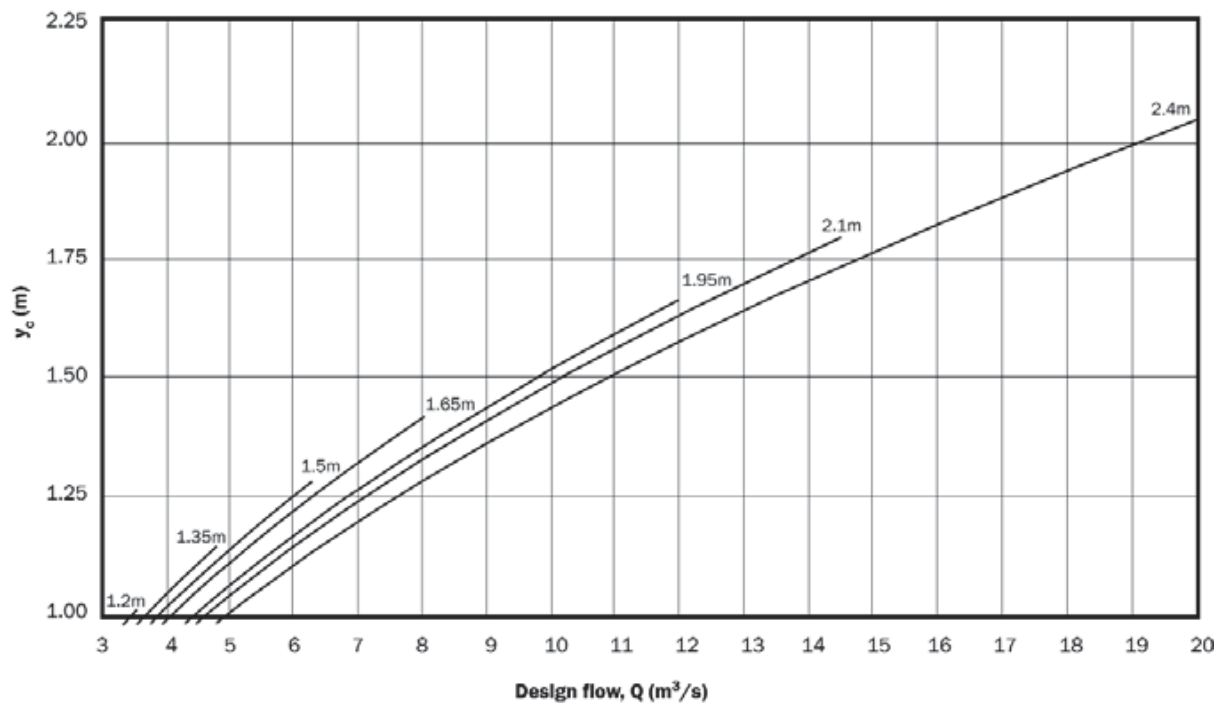
Figur A.0.1: Kritisk dybde for rektangulære kulverter (Ciria, 2010).



Figur A.0.2: Kritisk dybde for rektangulære kulverter (Ciria 2010).



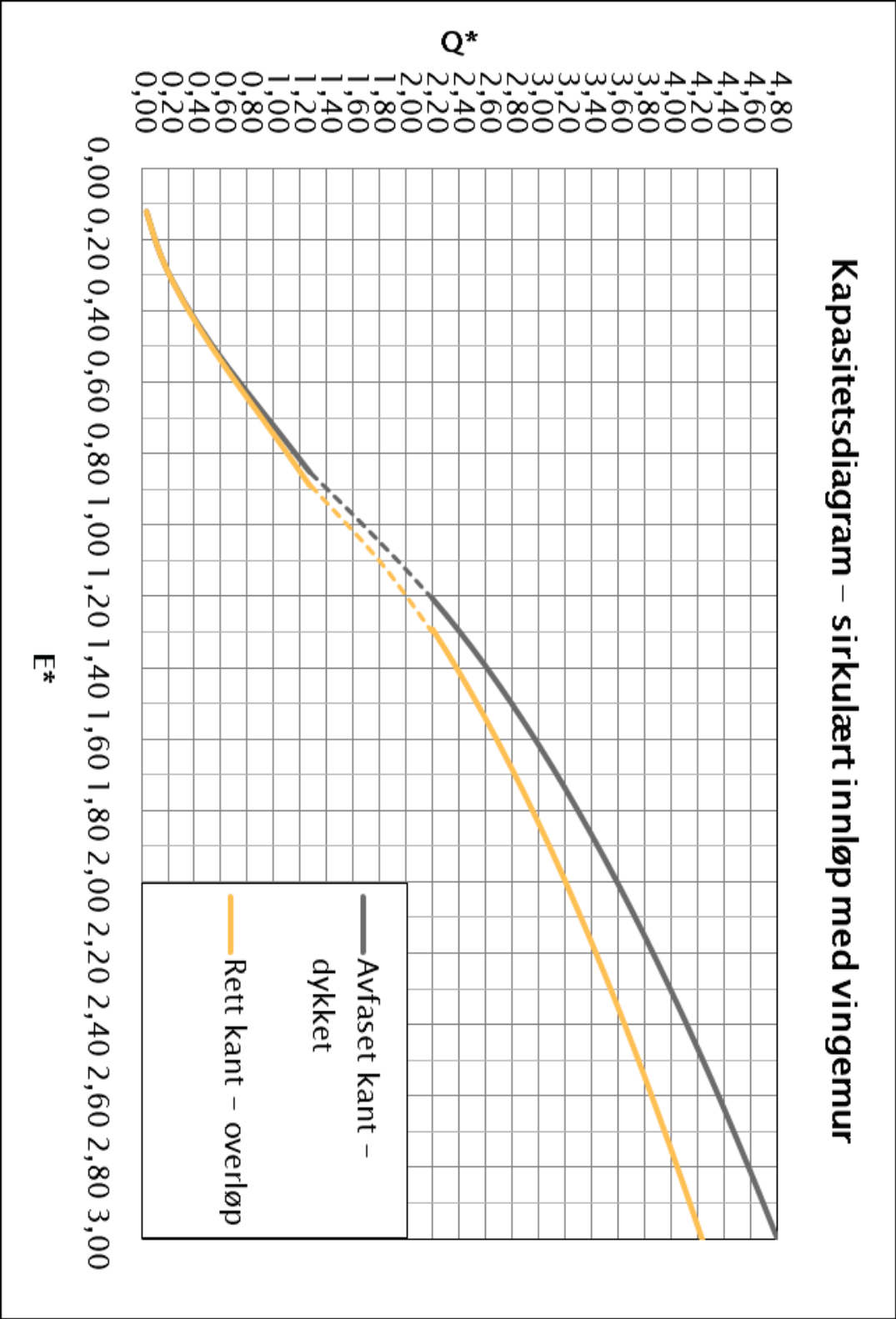
Figur A.0.3: Kritisk dybde for sirkulære kulverter (Ciria 2010).



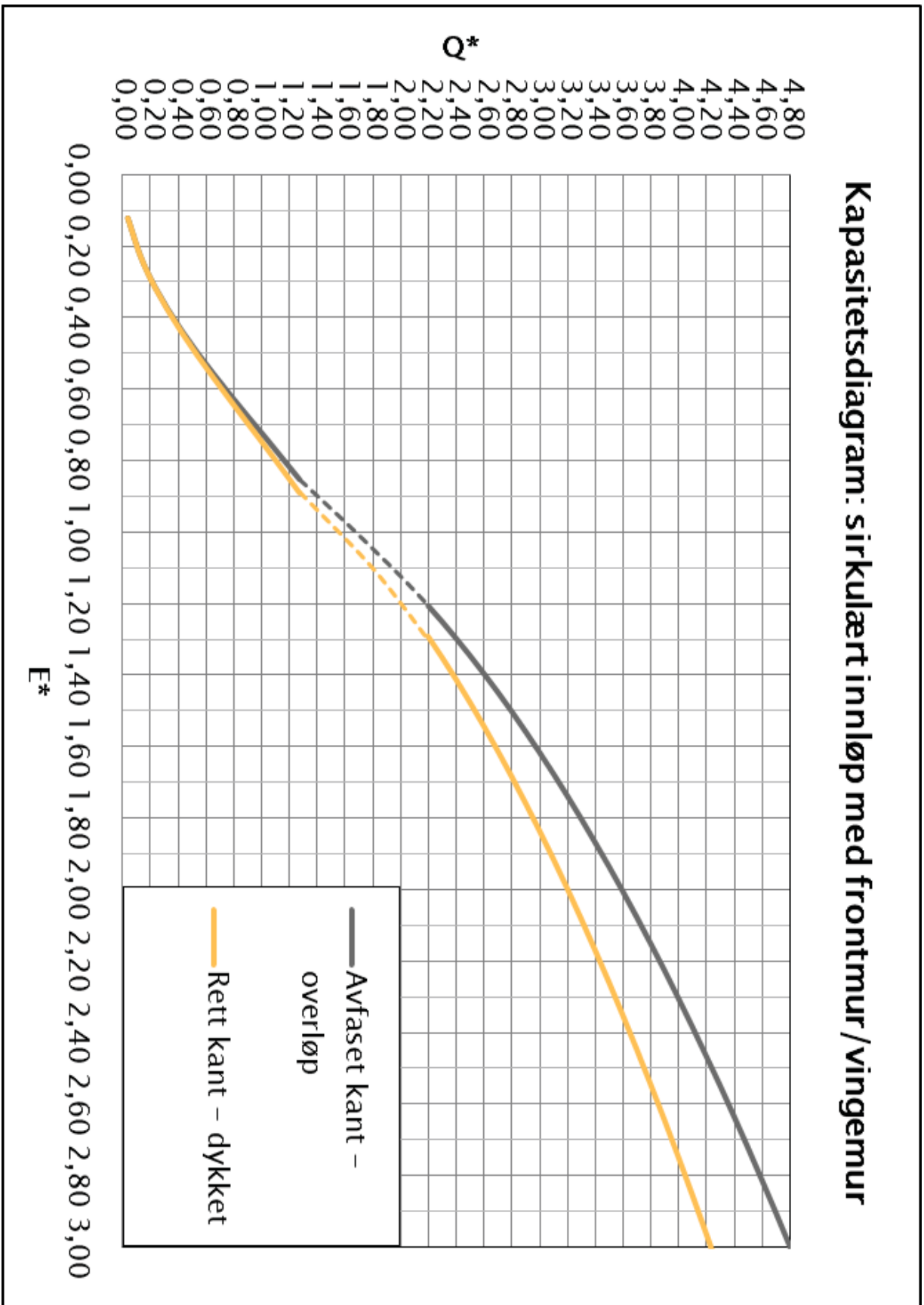
Figur A.0.4: Kritisk dybde for sirkulære kulverter (Ciria 2010).

Vedlegg B: Dimensjonsløse kapasitetsdiagrammer

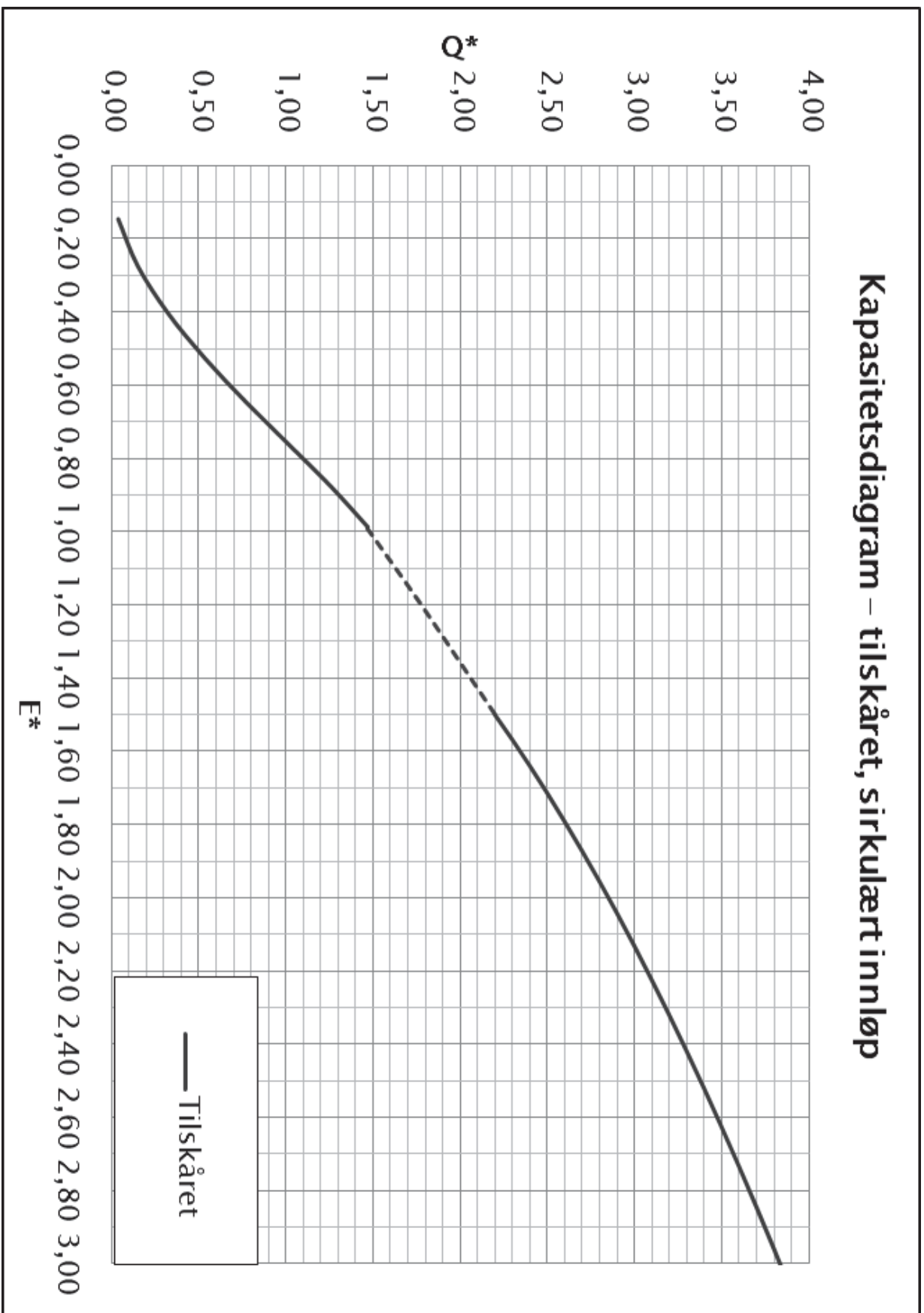
Sirkulært innløp med vingemur

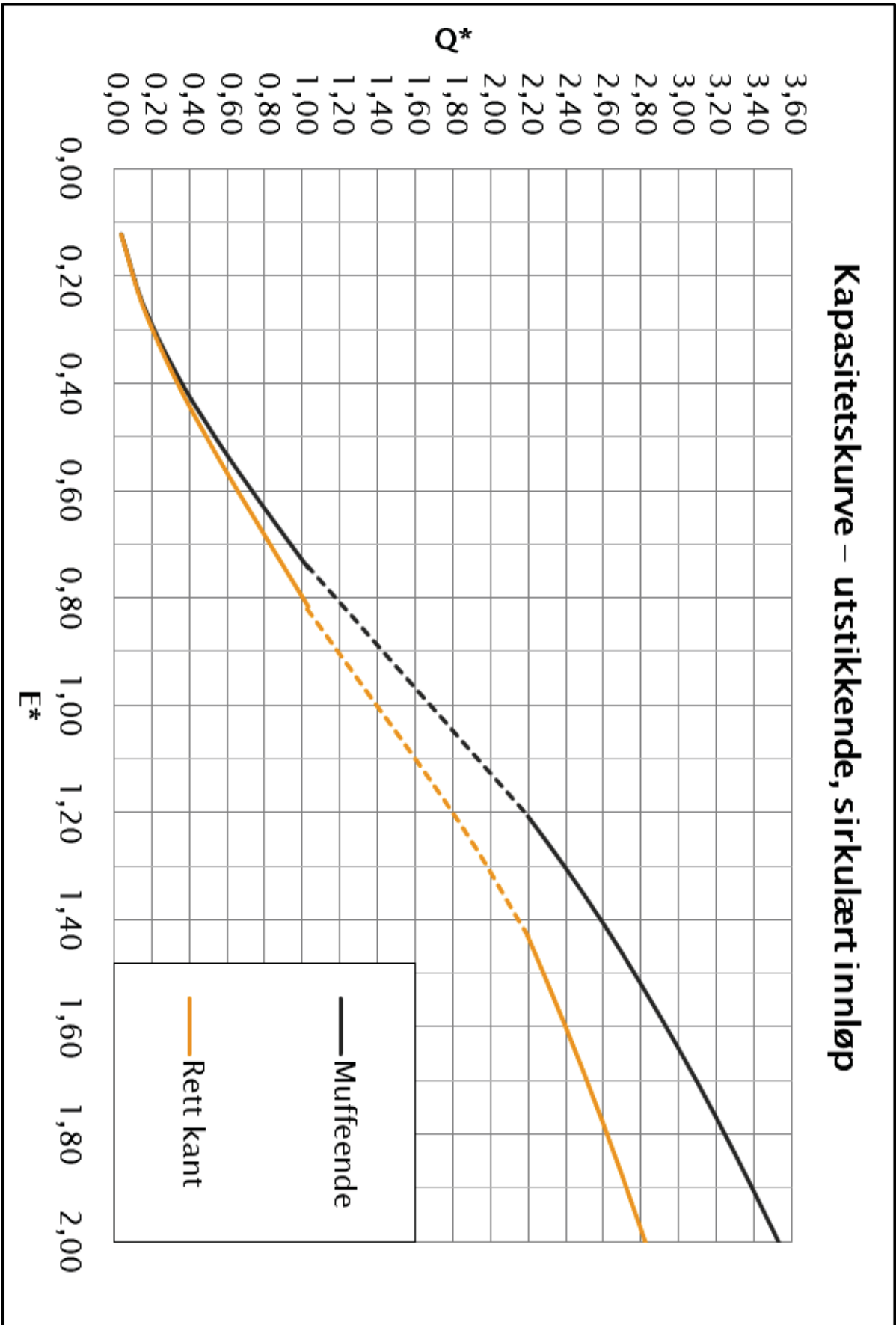


Sirkulært innløp med frontmur

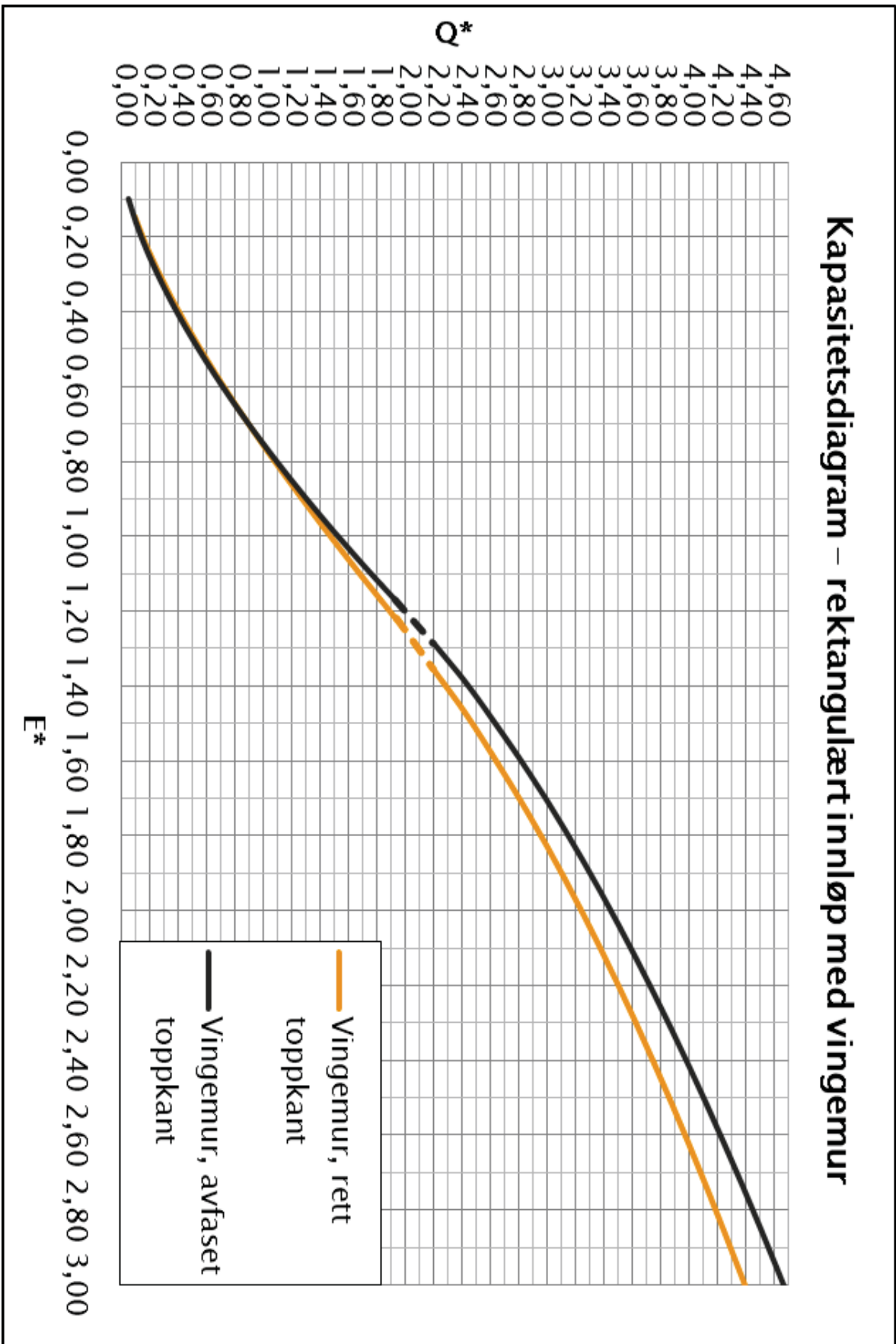


Tilskåret sirkulært innløp

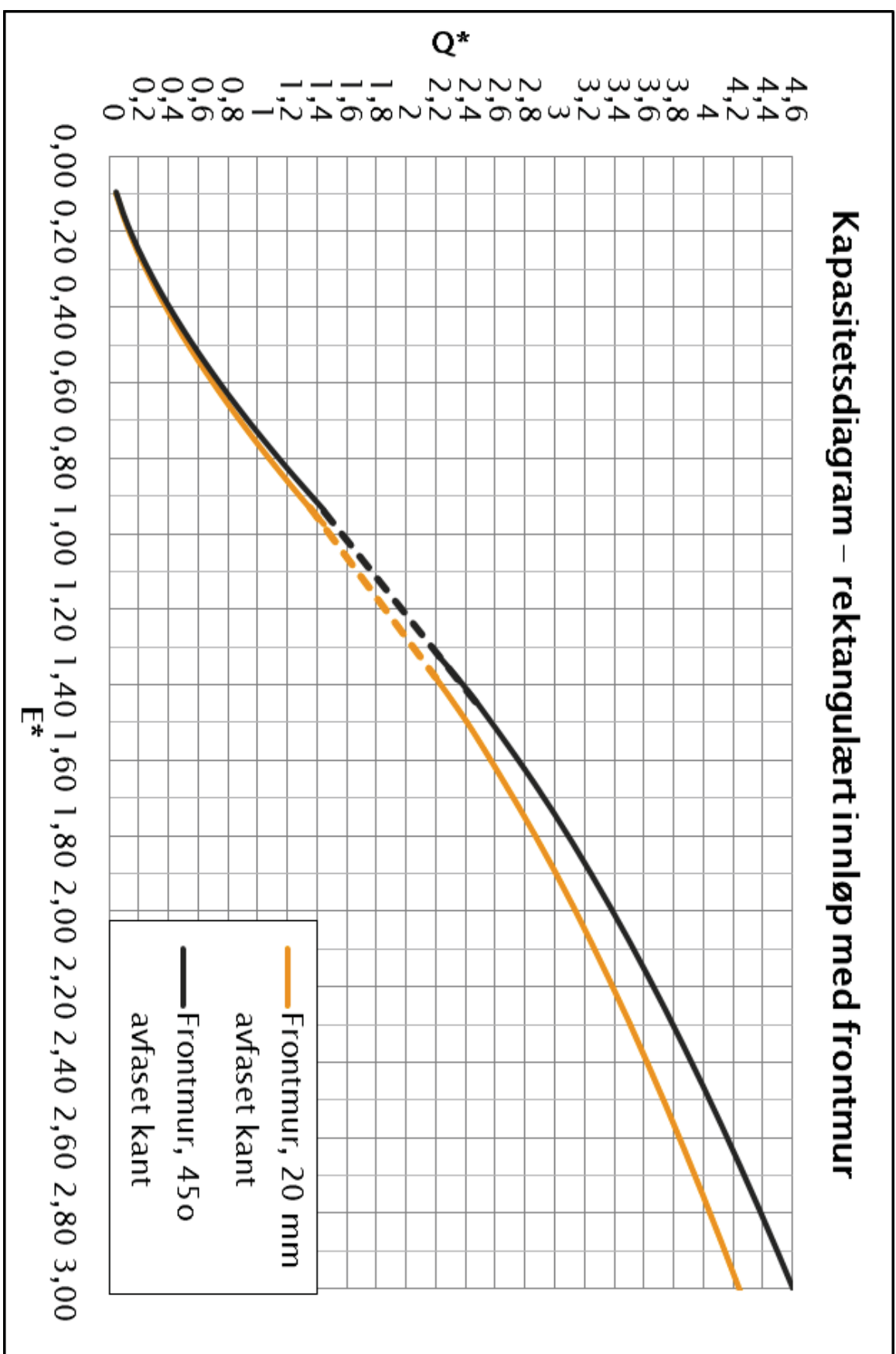




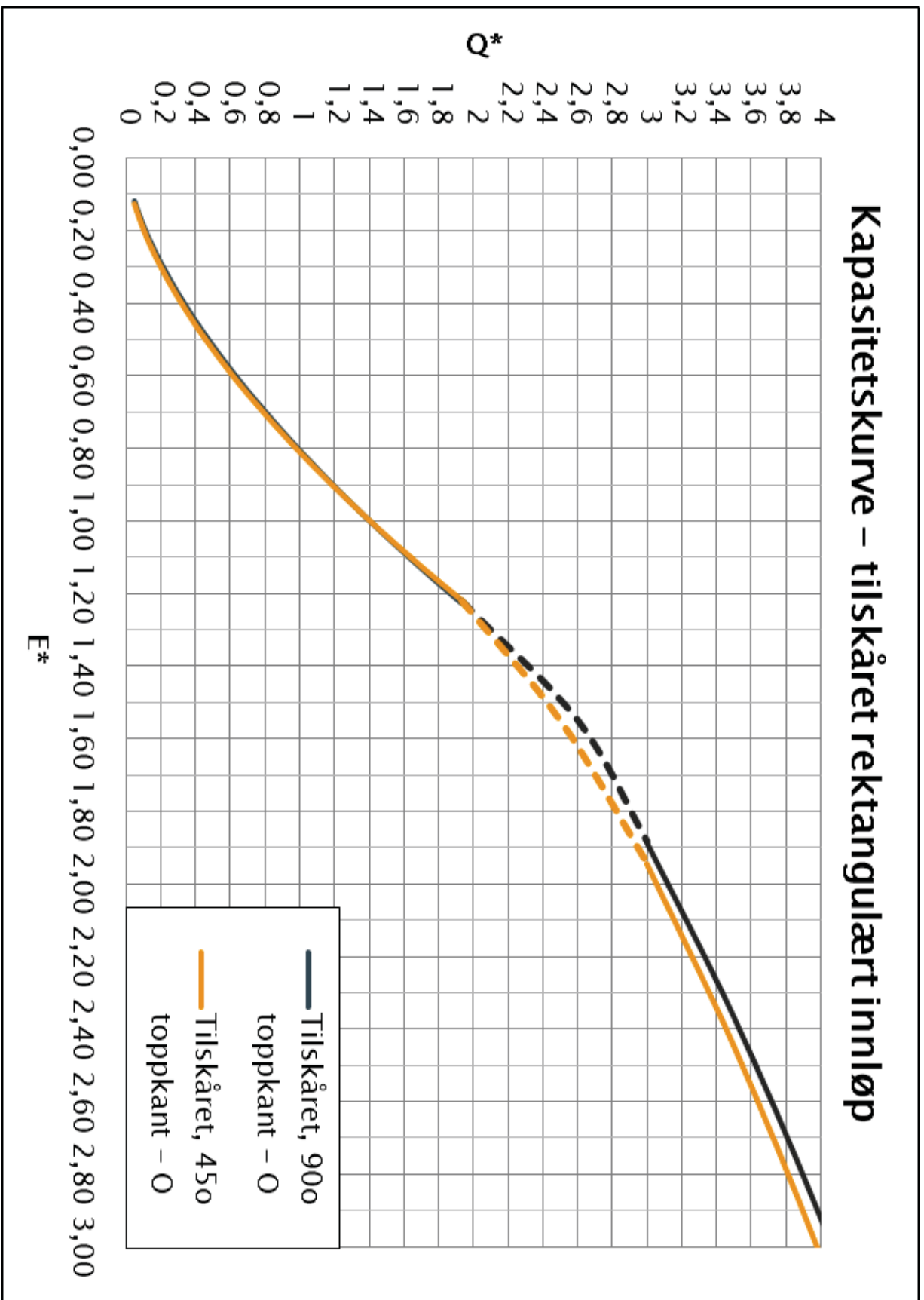
Rektangulært innløp med vingemur (30° - 75°)



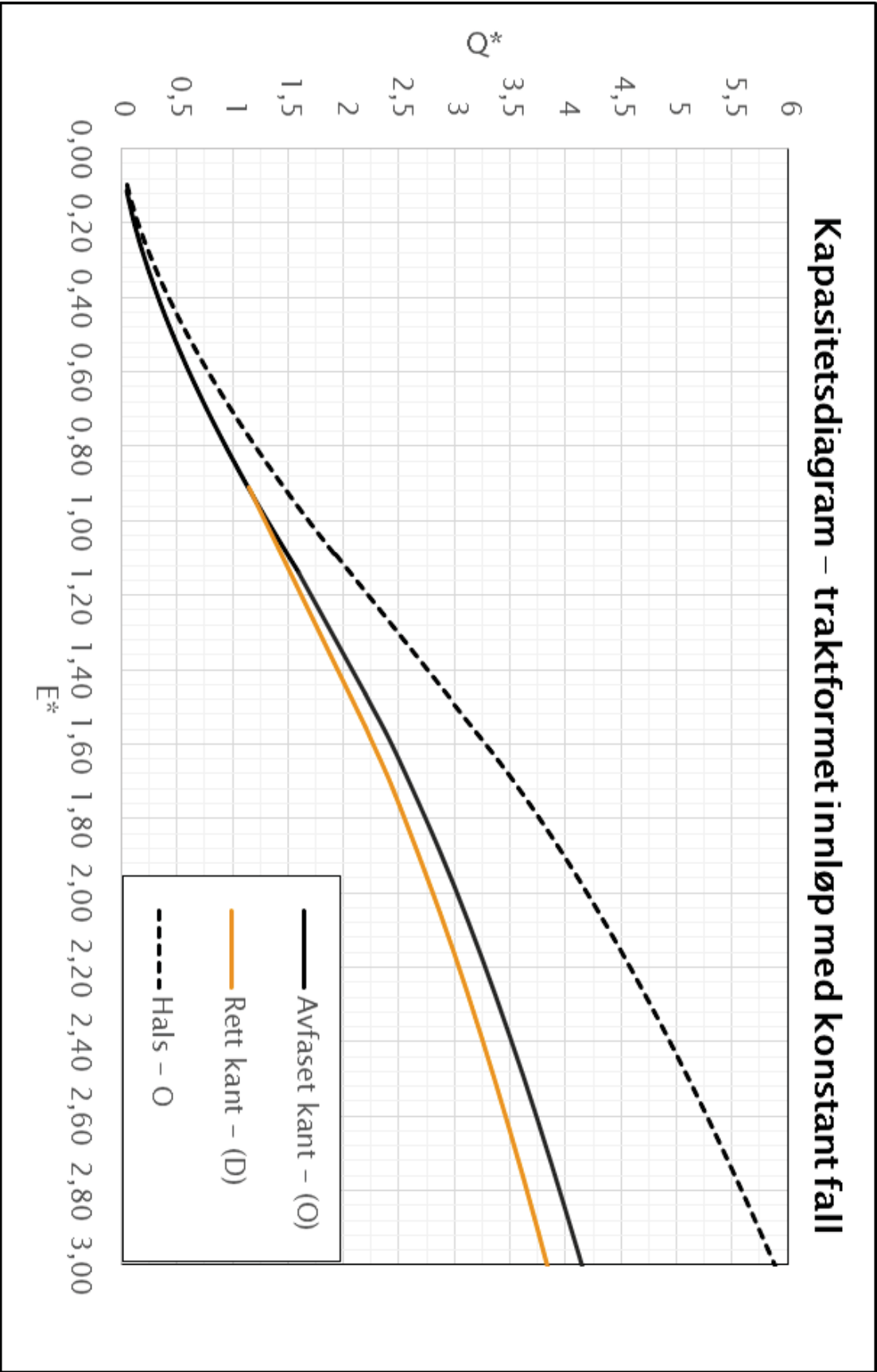
Rektangulært innløp med frontmur



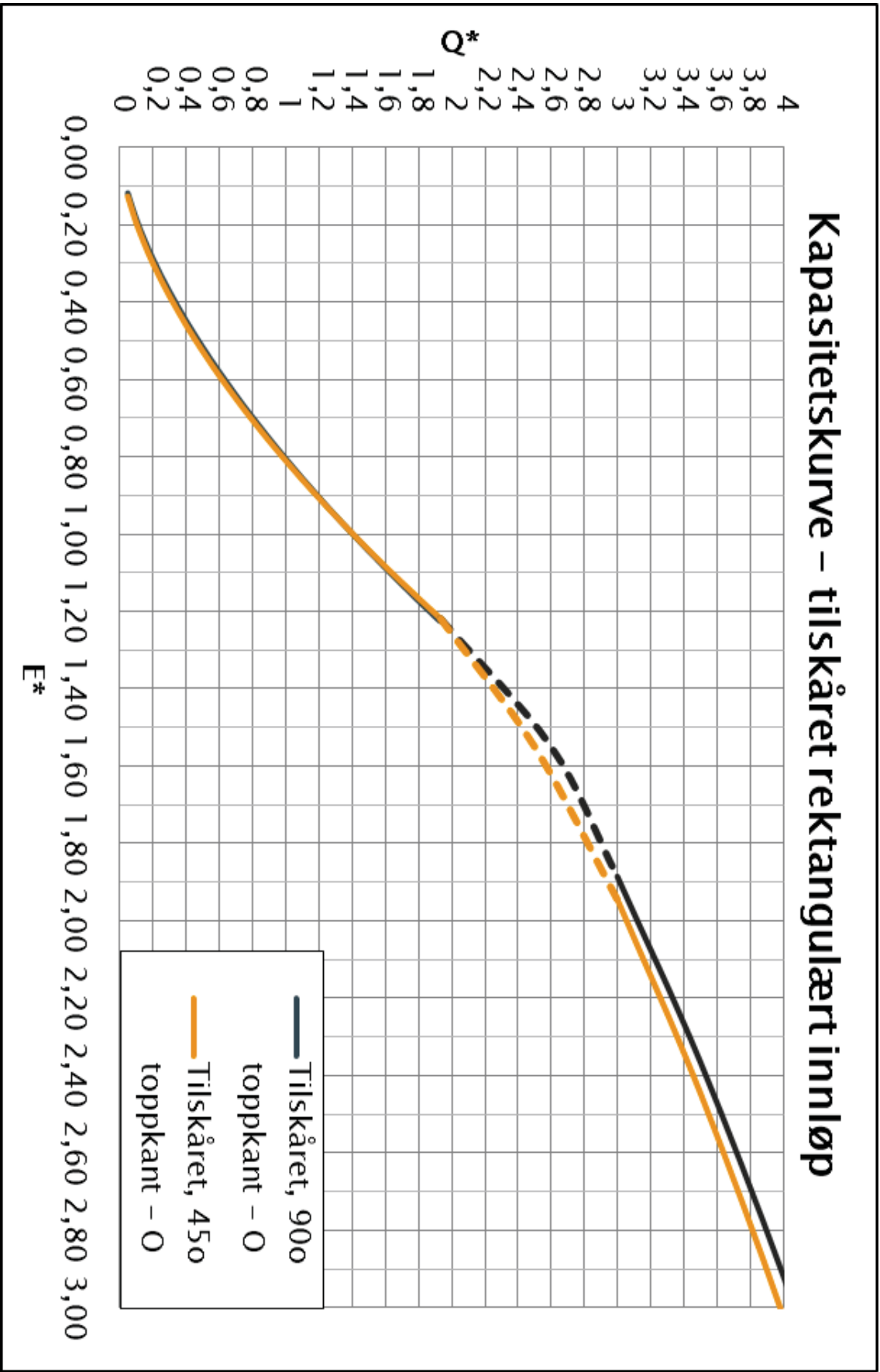
Tilskåret rektangulært innløp



Traktformet innløp med konstant fall



Kapasitetsdiagram - trafktofrmet innløp med økt fall





Norges
vassdrags- og
energidirektorat

Norges vassdrags- og energidirektorat

Middelthunsgate 29
Postboks 5091 Majorstuen
0301 Oslo

Telefon: 09575
Internett: www.nve.no

