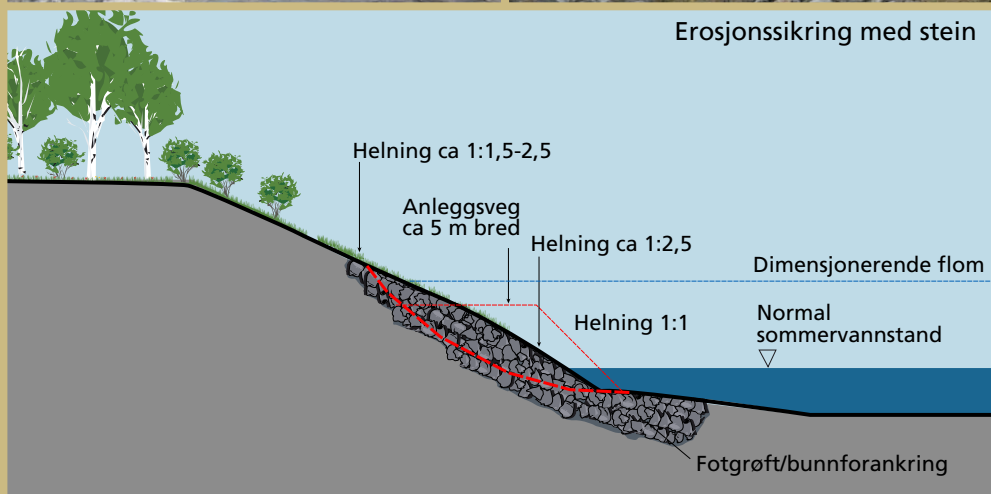


Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein

Lars Jenssen, NTNU

Einar Tesaker, Tesaker vann AS

4
2009



V
E
I
L
E
D
E
R

Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein

Lars Jenssen og Einar Tesaker

Veileder nr 4

Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein

Utgitt av: Norges vassdrags- og energidirektorat

Redaktør: Lars Jenssen og Tharan Fergus

Forfatter: Lars Jenssen og Einar Tesaker

Trykk: NVEs hustrykkeri

Opplag: 175

Erosjonssikring i Fiskåna i Strand kommune, Rogaland og i

Forsidefoto: Namsen, Grong kommune, Nord Trøndelag

Foto og figur: NVE

Sammendrag: *Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein* gir anvisninger for beregning og utforming av ulike typer erosjonssikring: sikring av elvebredd og elvebunn, sikring av kulvertutløp, sikring av brofundament, sikring ved hjelp av terskler og ved bruk av buner. Veilederen beskriver stein-materialet, beregning av steinstørrelse, sikringstykkelse, sikringens utstrekning og utforming av filter mot grunnen. I tillegg blir grunnleggende forhold ved erosjon og massetransport, og ulike typer erosjonssikring og sikringsmetoder gjennomgått i veilederen. Sikring mot bølgeerosjon behandles ikke, og ikke sikring med andre materialer enn stein. Veilederen retter seg mot personer som planlegger erosjonssikring i elver og bekker, og som allerede har kunnskap om vassdragshydraulikk.

Emneord: Erosjon, sikringstiltak, erosjonssikring, stein, dimensjonering, hydraulikk, flom

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

November 2009

Innhold

Forord	i
Symbolliste.....	ii
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn og hensikt	1
1.2 Oppbygging av veilederen	1
1.3 Bruk av veilederen	2
2 Erosjonsprosesser, belastning og stabilitet	3
2.1 Erosjonsprosesser i vassdrag	3
2.2 Virkninger av erosjonssikringer og miljøforhold	4
2.2.1 Lokale virkninger	5
2.2.2 Virkninger over større deler av vassdraget	5
2.3 Belastning og stabilitet	6
2.4 Strømkrefter	7
2.5 Stabiliteten til enkeltblokker	8
2.6 Shields' formel for stabil steinstørrelse	10
2.6.1 Beregning av skjærspenning	13
2.7 Bruk av hastighet for å beregne stabil steinstørrelse	15
2.7.1 Karakteristisk hastighet	16
2.7.2 HEC 11 metoden for stabil steinstørrelse	17
2.7.3 Escameias metode for stabil steinstørrelse	19
2.8 Anbefalt beregningsmetode	20
2.9 Fordeling av skjærspenning og hastighet	20
2.10 Sideskråning	25
2.11 Korngradering	25
2.12 Belastning fra is	26
2.12.1 Om is og isens egenskaper	26
2.12.2 Ulike iskrefter	26
2.12.3 Dimensjonering ved ispåkjenning	29
2.12.4 Bunnis	30
2.13 Belastning fra bølger	30
2.14 Geoteknisk stabilitet	31
2.15 Erosjon og bruddmekanismer	31
2.15.1 Partikkelerosjon	31
2.15.2 Overflateglidning	32
2.15.3 Grunnbrudd	33
2.16 Valg av dimensjonerende belastning	33
2.16.1 NVEs retningslinjer for arealplanlegging og utbygging	34
2.16.2 Økonomisk optimalisering	34
2.16.3 Sannsynlighet for overskridelse i anleggets levetid	35
2.17 Usikkerhet og dimensjonering av sikring	35
2.17.1 Hva bygger formlene egentlig på?	36
2.17.2 Følsomhet for endring av inngangsverdier	37
2.17.3 Usikkerhet i inngangsverdiene	38

2.17.4	Usikkerhet i utførelse av sikringen	39
2.17.5	Andre usikre forhold.....	39
2.18	Terskler og terskelhydraulikk.....	40
2.18.1	Over- og underkritisk strømning.....	40
2.18.2	Avstand, bunnhelling og terskelhøyde	40
2.18.3	Oppstuvning ved underkritisk strømning	44
2.18.4	Oppstuvning ved overkritisk strømning	44
2.18.5	Strømning over terskler	45
2.18.6	Virkning av undervannet	48
2.18.7	Forløp av hastighet og skjærspenning over terskler.....	48
3	Ulike typer erosjonssikring	49
3.1	Innledning	49
3.2	Sikring av elvekanten/ elvebredden	49
3.3	Dekklag av stein uten filterlag	49
3.3.1	Dekklag av stein og med filter mot underliggende masser...	51
3.3.2	Støttemur av stein (tørrmur)	53
3.3.3	Matter og gabioner	54
3.3.4	Bruk av flate steinblokker og plater som dekklag.....	54
3.3.5	Buner	54
3.4	Sikring av elvebunnen.....	56
3.4.1	Terskler.....	56
3.4.2	Steingrupper og celleterskler.....	57
3.5	Sikring mot lokal erosjon – omkring konstruksjoner i løpet.....	57
3.5.1	Energidrepere	57
3.5.2	Sikringsprinsipp for peler og brokar.....	58
4	Dimensjonering	59
4.1	Innledning	59
4.2	Planlegging av erosjonssikring.....	59
4.2.1	Valg av strategi	59
4.2.2	Forprosjektering	60
4.2.3	Detaljprosjektering	60
4.3	Generelt om sikring med stein.....	61
4.3.1	Karakteristisk steinstørrelse	61
4.3.2	Steinens tetthet og vekt.....	62
4.3.3	Steinens form.....	63
4.3.4	Tykkelsen til sikringslaget.....	66
4.3.5	Sikringens korngradering	66
4.3.6	Helling på sideskråning	69
4.3.7	Komprimering.....	69
4.3.8	Virkningen av underlag	69
4.4	Grusfilter	69
4.4.1	Grusfilter, krav til permeabilitet	72
4.4.2	Grusfilter, krav til grenseflatestabilitet.....	72
4.4.3	Grusfilter, krav til indre stabilitet	72
4.4.4	Grusfilter, generelle krav	72
4.4.5	Samfengt masse som filter	73

4.5	Filter av geotekstil.....	73
4.5.1	Filterkriterier	74
4.5.2	Krav til permeabilitet.....	76
4.5.3	Generelle krav til filter av geotekstil.....	77
4.6	Bunn og sidesikring.....	78
4.6.1	Stabil steinstørrelse.....	78
4.6.2	Dimensjonerende hastighet for sidesikring.....	81
4.6.3	Dimensjonerende hastighet for bunnsikring	82
4.6.4	Spesielle forhold ved valg av dimensjonerende hastighet	82
4.6.5	Sikringens tykkelse og korngradering.....	82
4.6.6	Kurver for beregning av D_{30}	82
4.6.7	Oppsett for beregning av bunn- eller sidesikring	84
4.6.8	Sikringens utstrekning i lengderetningen.....	85
4.6.9	Avslutning i topp og flanke	86
4.6.10	Sikring av foten.....	88
4.6.11	Steinranke langs foten.....	88
4.6.12	Beregning av erosjonsdyp i kurver.....	90
4.7	Bunn og sidesikring i bratte elver	93
4.7.1	Sikring med rauset stein.....	93
4.7.2	Plastring med steinblokker	94
4.8	Sikring av kulvertutløp.....	98
4.8.1	Energidreperbasseng ved utløpet	98
4.8.2	Plastring ved utløpet	101
4.9	Generelt om sikring av broer.....	103
4.10	Sikring rundt bropilar	107
4.10.1	Beregning av steinstørrelse	107
4.10.2	Tykkelse og utstrekning	108
4.10.3	Filter	108
4.11	Sikring rundt landkar	109
4.11.1	Tykkelse og utstrekning	111
4.12	Sikring av brofundament, sammendrag	114
4.13	Løsmassetterskler.....	117
4.13.1	Konstruksjonsprinsipp og -materialer	118
4.13.2	Sikring av terskelkrona og oppstrøms skråning	118
4.13.3	Sikring av nedstrøms skråning.....	118
4.13.4	Terskler med høyt undervann	122
4.13.5	Sikring av terskelfoten	122
4.13.6	Flankesikring	123
4.14	Buner	123
4.14.1	Strømforhold omkring buner	123
4.14.2	Lengden og retning av buner.....	126
4.14.3	Avstanden mellom buner.....	126
4.14.4	Bunens høyde og lengdeprofil	128
4.14.5	Erosjon omkring buner.....	128
4.14.6	Erosjonssikring av buner	129

Vedlegg 1: Beregningseksempel

Introduksjon til eksempel 1 til 5 om beregning av sidesikring i Stjørdalselv ved Ystines

Eksempel 1: Maynords metode, fullstendig beregning

Eksempel 2: Maynords metode, bruk av kurver

Eksempel 3: Escarameias metode

Eksempel 4: Shields' formel

Eksempel 5: HEC-11

Eksempel 1 til 5: Sammenlikning og vurdering

Eksempel 6: Liadalselva, dimensjonering av plastring for en bratt elv

Eksempel 7: Energidreperbasseng ved kulvertutløp

Eksempel 8: Plastring ved kulvertutløp

Eksempel 9: Beregning av erosjonsdyp i kurve ved Ystines.

Eksempel 10: Oppbygging av et grusfilter ved Ystines

Eksempel 11: Oppbygging av geotekstilfilter ved Ystines

Eksempel 12: Sikring av landkarene ved Middøla bro

Eksempel 13: Sikring av bropilarer for Horka bro over Namsen

Forord

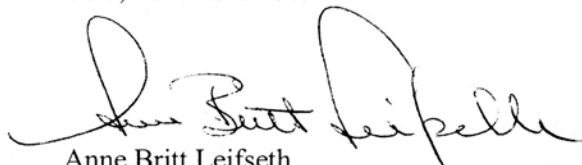
Beregning av stabil steinstørrelse og dimensjonering av erosjonssikring av stein er blant de vanskeligste problemene innenfor fagområdet vassdragsteknikk. Riktig dimensjonering av steinstørrelse og erosjonssikringsanlegg krever innsikt i erosjonsprosesser, sedimenttransport og hydraulikk. NVE har tidligere gitt ut veilederen *Erosjon og erosjonssikring* av Bård Andersen i 1974. Denne ble utgitt i samarbeid med NIF, NITO, RIF og Vassdrags- og Havnelaboratoriet ved NTH. NVE ga ut *Vassdragshåndboka* i 1998 som også omhandler erosjon og erosjonssikring. En nyere veileder for dimensjonering av erosjonssikring tilpasset norske forhold og praksis, har vært etterlyst i fagmiljøet som arbeider med erosjonssikring.

Arbeidet med veilederen kom i stand etter et initiativ fra medarbeidere ved NVEs regionkontor i Trondheim i 2007. Prosjektet er et samarbeid med NVE og Statens vegvesen. Veilederen inneholder eksempler fra disse etater. Veilederen er utarbeidet av Lars Jenssen på Vassdragslaboratoriet, Institutt for vann- og miljøteknikk, NTNU og Einar Tesaker, Tesaker Vann AS, og med bidrag fra Knut Hoseth og Tharan Fergus, begge NVE. Prosjektleder på NVE har vært Tharan Fergus og prosjektgruppen for prosjektet har bestått av Roar Øvre, Mads Johnsen, Inge Lavoll, Knut Hoseth, Eirik Traae, NVE og Bjørn Christoffer Dolva og Hans Olav Hagen, Statens Vegvesen. Geir Bendik Hagen, Anders Bjordal, Priska Hiller og Terefe Damtew har bidratt til å utarbeide gode figurer.

Veilederen gir innføring i erosjonsprosesser, de belastninger en erosjonssikring blir utsatt for og stabilitet til en sikring. Videre er ulike typer erosjonssikringer beskrevet og til slutt dimensjonering av disse. Veilederen omfatter vanlig sidesikring av elvekant, sikring av bunn og sider i bratte vassdrag, sikring ved kulvertutløp, sikring rundt landkar og bropilarer, buner og terskler. Dimensjoneringen blir vist gjennom flere praktiske eksempler fra virksomheten til NVE og Statens vegvesen.

Dette er første utgave av veilederen. Den bygger mye på utenlandsk litteratur, særlig amerikansk. Tilbakemelding fra brukerne er viktig, slik at vi kan vidreutvikle veilederen og gjøre den enda bedre tilpasset norsk praksis og norske forhold.

Oslo, november 2009



Anne Britt Leifseth
Avdelingsdirektør

Symbolliste

Symbol	Enhet	Forklaring	Avsnitt
A	m^2	eksponert areal	2.4
A	m^2	strømningsareal	2.6.1
$A_{flomslette}$	m^2	strømningsarealet under brua, mellom landkar og hovedløp	4.11
$A_{gjennomløp}$	m^2	total strømningsareal under brua	4.11
B	m	bredde av steinblokk	2.5
BLc	%	blokkighet, uttrykk for steinens form	4.3.3
C	-	dimensjonløs skjærspenning brukt i Shields' formel	2.6
C	$m^{1/2}/s$	overløpsfaktor	2.18.5
C_D	-	dragkoeffisient	2.4
C_L	-	løftkoeffisient	2.4
C_0	-	koeffisient for undervannets nivå	4.8.1
C_s	-	stabilitetskoeffisient	4.6.1
C_{sg}	-	korreksjonsfaktor for s forskjellig fra 2,65	2.7.2
C_{sf}	-	korreksjonsfaktor for stabilitetsfaktor forskjellig fra 1,2	2.7.2
$C_{R/W}$	-	korreksjonsfaktor for hastighetsøkning i kurve	4.6.6
C_t	-	koeffisient for turbulensintensitet	2.7.3
C_t	-	koeffisient for sikringstykkelse	4.6.1
C_u	-	graderingstallet	4.3.5
C_V	-	koeffisient for vertikal hastighetsfordeling	4.6.1
C	-	korreksjonsfaktor for sideskråning brattere enn 1:4	4.6.6
D	m / mm	partikkeldiameter / steinstørrelse	2.6
D	m	diameter eller bredde til konstruksjonen i området med iskontakt	2.12.2
D	m	kulvertdiameter	4.8.2
D'	m	justert kulvertdiameter	4.8.2
D_{10}	m eller mm	den steinstørrelsen som 10 % av prøven er mindre enn, regnet etter vekt	4.3.5
D_{10f}	- " -	D_{10} for filterlaget	4.4.3
D_{15}	- " -	den steinstørrelsen som 15 % av prøven er mindre enn, regnet etter vekt	4.3.5
D_{15b}	- " -	D_{15} for underlaget (laget under filterlaget)	4.4.1
D_{15f}	- " -	D_{15} for filterlaget	4.4
D_{30}	- " -	den steinstørrelsen som 30 % av prøven er mindre enn, regnet etter vekt	4.6.1
$D_{30 \text{ figur}}$	- " -	D_{30} bestemt fra Figur 6	4.6.6
D_{50}	- " -	den steinstørrelsen som 50 % av prøven er mindre enn, regnet etter vekt	2.6.1
D_{50b}	- " -	D_{50} for underlaget (laget under filterlaget)	4.5.1
D_{50f}	- " -	D_{50} for filterlaget	4.4.4

Symbol	Enhet	Forklaring	Avsnitt
D_{60}	m eller mm	den steinstørrelsen som 60 % av prøven er mindre enn, regnet etter vekt	4.3.5
D_{60f}	- '' -	D_{60} for filterlaget	4.4.3
D_{85}	- '' -	den steinstørrelsen som 85 % av prøven er mindre enn, regnet etter vekt	4.3.5
D_{85b}	- '' -	D_{85} for underlaget (laget under filterlaget)	4.4.2
D_{90}	- '' -	den steinstørrelsen som 90 % av prøven er mindre enn, regnet etter vekt	2.6.1
D_{90b}	- '' -	D_{90} for underlaget (laget under filterlaget)	4.5.1
D_{maks}	- '' -	diameter til største stein i sikringen	4.3.4
D_n	- '' -	lengden til sidekanten til en kube med vekt W	2.7.3
D_s	- '' -	diameteren til en kule med vekt W	4.3.1
D_{stabil_bunn}	- '' -	stabil steinstørrelse for bunnen	2.10
D_{stabil_side}	- '' -	stabil steinstørrelse for sideskråningen	2.10
F_D	N	dragkraft	2.4
F_F	N	friksjonskraft mot bunnen	2.5
F_h	MN	horisontal iskraft	2.12.2
F_L	N	løftekraft	2.4
Fr	-	Froudetallet	2.18.1
Fr_1	-	Froudetallet rett oppstrøms vannstands-spranget	2.18.4
g	m/s ²	tyngdens akselerasjon	2.5
h	m	istykkelse	2.12.2
h	m	terskelhøyde over elvebunnen	2.18.2
h_e	m	vannets hastighetsenergi	2.18.5
h_s	m	bassengdybde ved kulvertutløp	4.8.1
H	-	horisontal, f.eks. 1V: 2H	
H	m	høyden av steinblokken	2.5
H	m	energi høyde over terskelen	2.18.5
H_0	m	vanndybde over terskelen	2.18.5
H_{smaks}	m	største erosjonsdyp	4.6.12
H_{middel}	m	midlere vanndyp i hovedløpet	4.6.12
H_u	m	nivået på undervannet	2.18.6
I	-	formfaktor	2.12.2
I_0	-	bunnehelling (i strømrretningen)	2.7.2
I_e	-	energilinjas helling (i strømrretningen)	2.6.1
IF	-	innrykksforhold	4.11
k_p	m/s	permeabiliteten til underlaget	4.5.2
k_f	m/s	permeabiliteten til geotekstilet	4.5.2
k_s	m	karakteristisk høyde på bunnruhet	2.7.1
K	-	korreksjonsfaktor for sideskråning	2.10
K	-	kontaktfaktor	2.12.2
K	-	formfaktor for å beregne vekt av stein	4.3.2
K	-	formfaktor ifm. sikring av landkar	4.11
K_I	-	korreksjonsfaktor for sideskråning	4.6.1
K_f	-	formfaktor for sikring av brupilarer	4.10.1
K_v	-	hastighetskoeffisient	4.10.1

Symbol	Enhet	Forklaring	Avsnitt
L	m	lengden av steinblokk	2.5
L	år	konstruksjonens levetid	2.16.3
L	m	avstand mellom terskler	2.18.2
L	m	lengden av terskelen normalt på strømrretningen	2.18.5
L	m	bunelengde	4.14.3
L_i	m	avstanden fra elvebredden til foten av landkaret	4.11
L_x	m	terskelens demningslengde	2.18.2
L_x	m	avstanden mellom bunene	4.14.3
LT	-	lengde - tykkelsesforholdet	4.3.3
M	$m^{1/3}/s$	Mannings tall, uttrykk for ruhet, brukes i Mannings formel	2.6.1
M	kg	steinens masse	4.3.3
M	-	koeffisient som avhenger av geotekstilet	4.5.2
M_D	Nm	drivende moment	2.5
M_S	Nm	stabiliserende moment	2.5
N	år	gjentakintervall for dimensjonerende flom	2.16.3
O_{90}	mm	karakteristisk poreåpning (90 av porene er mindre)	4.5.1
P	-	sannsynlighet for overskridelse ($Q > Q_{DIM}$) i løpet av levetiden	2.16.3
q	$m^3/s/m$	vannføring per bredde (enhetsvannføring)	2.18.7
Q	m^3/s	vannføring	2.16.3
Q_{DIM}	m^3/s	dimensjonerende vannføring	2.16.3
$Q_{flomslette}$	m^3/s	vannføring på flomsletten oppstrøms landkaret	4.11
Q_{total}	m^3/s	total vannføring under brua	4.11
R	m	hydraulisk radius	2.6.1
R	m	radius for sving i elveløpet, måles til midt i hovedløpet	4.6.1
Re^*	-	partikkelreynoldstall, brukt ifm. Shields' formel	2.6
s	-	spesifikk tetthet (spesifikk densitet), ρ_s/ρ	2.6.1
S_0	m/m	bunnhelling (i strømrretningen)	
S_f	-	sikkerhetsfaktor	4.6.1
S_{ny}	m/m	ny bunnhelling mellom tersklene	2.18.2
SF	-	stabilitetsfaktor	2.7.2
t	m	sikringslagets tykkelse	4.3.4
t	m	tekstiltykkelse	4.5.2
t_{min}	m	minstetykkelse for sikringslaget	4.3.4
T	m	avstand fra bredd til bredd målt ved overflaten	2.18.1
TI	-	turbulensintensitet	2.7.3
TW	m	nivå på undervannet	4.8.1
u_b	m/s	hastigheten i avstand 0,1y over bunnen	2.7.1
U	m/s	dybdemiddelshastighet	2.7.1
U_{ss}		dybdemiddelshastigheten i et punkt som ligger 20 % opp på sideskråningen	4.6.2
V	-	vertikal, f.eks. 1V: 2H	
V	m/s	brutto vannhastighet, Q/A	2.4
V_c	m/s	kritisk vannhastighet	2.18.7

Symbol	Enhet	Forklaring	Avsnitt
V_{ch}	m/s	gjennomsnittshastighet i hovedløpet	2.7.2
V_0	m/s	utløpshastighet fra kulvert	4.8.1
V_{kar}	m/s	karakteristisk hastighet ifm. sikring av brokar	4.11
V_{lokal}	m/s	hastighet rett oppstrøms brukaret	4.10.1
V_s	m ³ /m	volum av stein for sikring mot undergraving av foten	4.6.11
VI_{H50}	m/s	hastighetsindeks	4.5.2
W	N	neddykket vekt	2.5
W	kg	vekt av stein	4.3.2
W	m	ustrekning av sikring rundt brokar	4.3.2
W	m	bredden av elva (hovedløpet)	4.6.12
W_w	kg	neddykket vekt av stein	4.3.2
X	m	boksens sidekant	4.3.3
y	m	vanndybde	2.7.1
y	m	midlere vanndyp i forhold til buner	4.14.3
y_0	m	vanndybde samme sted som U	4.6.1
y_1	m	vanndybde rett oppstrøms spranget	2.18.4
y_2	m	vanndybde rett nedstrøms spranget	2.18.4
y_c	m	kritisk dybde	2.18.7
y_{ch}	m	gjennomsnittsdybde i hovedløpet	2.7.2
y_e	m	ekvivalent dybde i kulvert	4.8.1
y_n	m	normalstrømningsdybde i kulvert	4.8.2
y_s	m	erosjonsdyp	4.6.11
Y	m	boksens sidekant	4.3.3
$Y_{hovedløp}$	m	gjennomsnittdybde i hovedløpet	4.11
Z	m	boksens sidekant	4.3.3
γ	N/m ³	vannets tyngdetetthet	2.6
γ_s	N/m ³	steinens tyngdetetthet	2.6
θ	grader	breddens helling i forhold til horisontal	2.7.2
ρ	kg/m ³	tetthet (densitet) av vann	2.5
ρ_s	kg/m ³	tetthet (densitet) av stein	2.5
σ_c	MPa	enaksiell trykkfasthet for is	2.12.2
τ	N/m ²	skjærspenning mot bunnen	2.6
φ	grader	friksjonsvinkel mellom bunn og stein	2.5
φ	grader	rasvinkel for steinsikring	2.7.2
Ψ	s ⁻¹	permittiviteten til geotekstil	4.5.2

1 Innledning

1.1 Bakgrunn og hensikt

NVE og Statens vegvesen planlegger og bygger en rekke anlegg i vassdrag som sikrer bebyggelse, veier, bruer og annen infrastruktur mot erosjon. Sikringer mot erosjon bygges i stor grad av stein i Norge. Dimensjonering av riktig steinstørrelse i erosjonssikringen har i stor grad vært basert på tidligere praksis og erfaring og enkle tommelfingerregler. Dels fordi dette fungerer mer eller mindre tilfredsstillende på mindre og enkle anlegg og dels fordi det dette er et komplisert fagfelt som fordrer kunnskap om erosjonsprosesser, sedimenttransport, hydraulikk og geoteknisk stabilitet. Det har heller ikke eksistert oppdatert og praktisk tilrettelagt litteratur om emnet på norsk.

Det er gode grunner til å bruke mer enn enkle tommelfingerregler ved større og kompliserte anlegg som beskytter store verdier. En underdimensjonering av anlegget kan i verste fall føre til store skader på det som anlegget skulle beskytte. Motsatt kan en overdimensjonering føre til økte kostnader og kan gi dårligere miljøforhold enn nødvendig. En annen god grunn til å foreta en beregning av riktig steinstørrelse er kravet til dokumentasjon for de beslutninger som ligger til grunn for å velge den ene eller andre løsningen og muligheten for å kunne evaluere anlegget i ettertid. Selv om man ikke i alle tilfeller vil ha behov for å kunne dimensjonere steinstørrelse ved hjelp av en beregning er det fornuftig å ha kjennskap til, og være bevisst på de erosjons- og sedimentasjonsprosesser som virker i elver og de kreftene som virker mot elvebredden.

1.2 Oppbygging av veilederen

I tillegg til dette kapitlet har veilederen tre kapitler:

- Erosjonsprosesser, belastning og stabilitet
- Ulike typer erosjonssikring
- Dimensjonering av erosjonssikring

Erosjonsprosesser, belastning og stabilitet skal gi det teoretiske grunnlaget for å dimensjonere ulike typer erosjonssikring. Kapitlet forutsetter at leseren allerede har et godt grunnlag i hydraulikk.

Erosjonsprosesser, belastning og stabilitet gir først en kort introduksjon til erosjon og massetransport i vassdrag. Deretter er det gjennomgang av hva som påvirker stabiliteten til stein i strømmende vann, og generelt om metoder for å beregne stabil steinstørrelse. Kapitlet beskriver også hvordan belastningen fordeles, f.eks. hastighetsfordeling i kurver. Dimensjonerende belastning og usikkerhet ved dimensjonering blir omtalt, men uten å gå i dybden. Kapitlet gir en oversikt over typiske skader og bruddmekanismer.

Ulike typer erosjonssikring gir en oversikt over metoder for å sikre elvekanten og elvebunnen, og sikring mot lokal erosjon. Kapitlet gir retningslinjer for når de ulike metodene bør brukes.

Dimensjonering legger vekt på beregning og teknisk utforming av ulike typer sikring. Først gjennomgår generelle krav til steinsikring (avsnitt 4.3) og filter (avsnitt 4.4 og 4.5), og deretter dimensjonering av ulike tiltak:

- Sikring i elver slakere enn 2 % (avsnitt 4.6).
- Sikring i elver brattere enn 2 % (avsnitt 4.7).

- Sikring av kulvertutløp (avsnitt 4.8).
- Generelt om sikring av broer (avsnitt 4.9).
- Sikring rundt bropilar (avsnitt 4.10).
- Sikring rundt landkar (avsnitt 4.11).
- Utforming av løsmasseterskler (avsnitt 2.18 og 4.13).
- Erosjonssikring med buner (avsnitt 4.14).

For å gjøre det lettere å omsette teori og beregningsregler til praktiske resultat, er det laget en rekke eksempel. De finner du i *vedlegg 1*.

1.3 Bruk av veilederen

Før du bruker veilederen til å utforme en erosjonssikring, bør du ha et godt grunnlag i hydraulikk og kjennskap til hydrologi, flomberegning og geoteknikk. Denne veilederen forklarer ikke hvordan du skal gjøre flomberegninger, hydrauliske beregninger eller vurdere grunnens stabilitet. Har du ikke kunnskap om dette fra før, vil du få problem med å forstå metodene i veilederen.

Hvis du ikke har erfaring med erosjonssikring, anbefaler vi at du begynner med å lese *Ulike typer erosjonssikring*. Det vil gi deg en oversikt over hva dette dreier seg om. Deretter bør du gå gjennom det teoretiske grunnlaget. Det finner du i første del av *Erosjonsprosesser, belastning og stabilitet*. I første omgang kan det være tilstrekkelig å lese til og med avsnittet *Sideskråning*, men gå gjerne gjennom hele kapitlet.

Hvis du skal utforme en spesiell type sikring, bør du undersøke om den er beskrevet i *Dimensjonering*. Gå gjennom det som står der og et passende eksempel fra *vedlegg 1*.

Når du har laget et forslag til utforming av sikringen, bør du kontrollere at den oppfyller de generelle kravene som er beskrevet i begynnelsen av *Dimensjonering*. Du bør vurdere om det er behov for filter, og om sikringen vil bli utsatt for spesiell belastning, f.eks. fra is eller bølger.

I kapitlet *Dimensjonering*, i slutten av hvert avsnitt om ulike sikringstyper, er det en tabell med typisk beregningsoppsett og referanser til aktuelle formler og krav. Følger du det oppsettet, så er det enklere å holde oversikt over beregningsgangen.

2 Erosjonsprosesser, belastning og stabilitet

Erosjon, sedimenttransport og sedimentasjon er naturlige prosesser som pågår kontinuerlig i alle elver. Disse prosessene er med på å forme elveløpet og dets bunnsubstrat, og danner også grunnlag for mye av den biologiske produksjonen i vassdragene.

Erosjon og sedimenttransport hører til de vanskeligste problemene i strømningslæren. Mange skader under flom skyldes erosjon, f.eks. undergraving av brofundament. Skade opptrer og ved transport og avlagring av masse slik at elva må finne nytt løp og graver i sidene. Kunnskap om erosjon og massetransport er nødvendig for å planlegge holdbare sikringstiltak som får minst mulig negativ innvirkning på naturmiljøet.

Det gis en kort innføring i erosjonsprosesser i vassdrag, og en introduksjon til beregning av stabilitet av stein i strømmende vann, og oversikt over vanlige beregningsmetoder. Hensikten er å gi et enkelt, teoretisk grunnlag for beregning av erosjonssikring, og oversikt over vanlige beregningsmetoder.

Kapittelet presenterer stabilitetsformler basert både på skjærspenning og på vannhastighet. Her gjennomgås også geoteknisk stabilitet og virkningen av is og bølger. Ulike skader på sikringsanlegg og valg av sikkerhetsfaktor blir også gjennomgått.

Terskler kan brukes til å kontrollere massetransport og hindre erosjon i bunnen av elva, men må selv beskyttes mot erosjon. Terskelhydraulikk og kapasitetsberegning for terskler blir også gjennomgått i kapittelet.

I kapittel 4, *Dimensjonering*, blir beregning og utforming av ulike sikringstyper gjennomgått. Leseren må bruke kapittel 4 for å dimensjonere en sikring, men finner det teoretiske grunnlaget i kapittel 2.

2.1 Erosjonsprosesser i vassdrag

Erosjon innebærer at partikler rives løs og føres fra et sted til et annet ved vannets påvirkning. Der elva renner gjennom løsmasse kan den grave eller erodere både vertikalt i bunnen av elva og sideveis i kantene. Massene som rives løs av vannets krefter transporteres videre, avsettes og kan eroderes og rives løs igjen. Erosjon oppstår når det fjernes mere materiale enn det tilføres. Det er hovedsakelig to typer prosesser som svært ofte virker sammen ved erosjon i elveløpet:

- Løpserosjon (sideveis og bunnerosjon)
- Massebevegelse i sideskråninger

Det er størst erosjon i yttersvinger og der vannstrømmen står på rett mot elvekanten, og størst tendens til sedimentasjon i innersvinger. I vassdrag der elveløpet går i løsmasse som elva kan erodere i vil dette, over tid, føre til en sideveis forflytning av elveløpet i nedstrøms retning, meandering. I tillegg til sideveis erosjon i elveløp foregår det ofte også bunnerosjon. Elvas lengdeprofil og løpsmaterialets motstandsdyktighet mot erosjon er viktige kontrollerende faktorer for utviklingen av bunnerosjon.

Erosjon kan også oppstå på steder som tidligere ikke har vært utsatt, som følge av at elvestrømmen styres mot elvekanten eller elvebunnen. Dette kan enten skje ved menneskelige inngrep i elveløpet, eller under naturlige forhold ved for eksempel at vegetasjon faller ut i elveløpet og styrer strømretningen.

Erosjon i bunnen av elva og i yttersvinger vil ofte være årsak til at skråninger langs elveløpet undergraves. Ved undergraving av skråninger blir disse ustabile og kan begynne å skli eller rase ut i elva, avhengig av type løsmasser og høyde på skråningen.

Skråningsprosesser virker ofte sammen med løpserosjon ved at massene som tilføres elva fra skråningen fjernes ved erosjon og prosessen forsetter med ny undergraving, oppsprekking, utglidning og erosjon. Skråningsprosesser opptrer også uavhengig av løpserosjon for eksempel som en følge av overmetning av vann i jordmassene, fryse/ tine prosesser eller overflateerosjon i skråningene.

Vegetasjon i elveskråninger medvirker til å øke skråningenes stabilitet ved at røttene binder jorda og ved å redusere poretrykket på grunn av forbruk av vann. Vegetasjonsdekte skråninger er også mindre sårbare for overflateerosjon. Store trær i elveskråninger er mer utsatt for rotvelt som følge av erosjon enn mindre vegetasjon. Rotvelt ut i elva kan bidra til å styre strømmen i nye retninger og det åpne såret ved rota kan gi elva et nytt angrepspunkt for erosjon.

Sedimenttransport foregår uavhengig av erosjon. I elver som fører med seg sedimenter, vil det ofte foregå en utveksling av partikler med bunnen. Noen avleires, mens andre rives løs. Dersom det tilføres like mye masse som det fjernes, er bunnen i likevekt (se Figur 1). En skiller mellom suspensjonstransport der sedimentene holder seg svevende i vannmassene og bunntransport.

Generell erosjon har vi ved samtidig erosjon av store flater eller lange strekninger og som følge av at det tilføres mindre sedimenter til strekningen enn det som fjernes. Dette kan skje for eksempel nedstrøms områder med grusuttak eller dammer som holder igjen sedimenttilførselen.

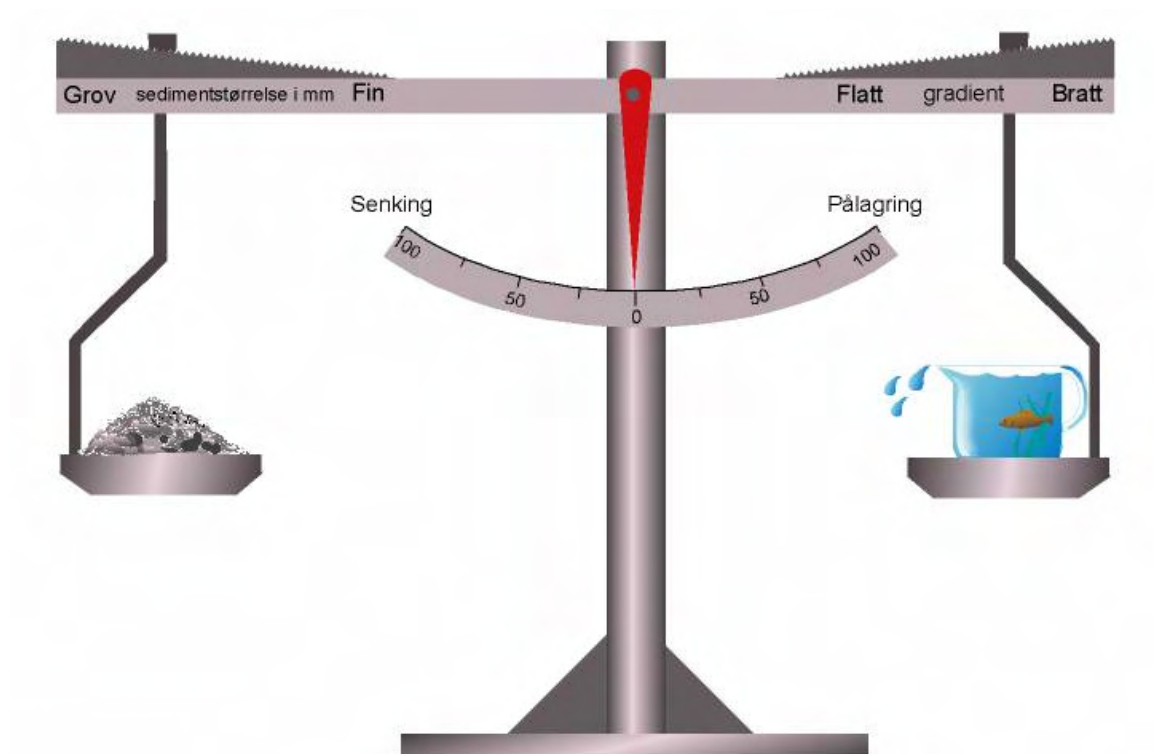
Lokal erosjon oppstår ved spesielle strømforhold ofte i tilknytning til tekniske anlegg, f.eks. rundt brukar, ved kulvertutløp og i kurver.

Det er størst erosjon og transport av løsmasser i vannmassene under en flomsituasjon. Hvor stor og hurtig erosjon et område er utsatt for kan variere svært mye avhengig av type løsmasser (leire, sand, grus) og vannets krefter mot det utsatte området.

2.2 Virkninger av erosjonssikringer og miljøforhold

I de fleste vassdrag som går i løsmasser er det en viss balanse mellom elveløpets form og gradient, sedimenttilførsel og størrelse på tilførte sedimenter og sedimenter i løpet.

En erosjonssikring kan påvirke løpsforholdene både ved at motstanden lokalt mot erosjon endres og ved at tilførselen av sedimenter til vassdraget reduseres. Hva slags virkninger en erosjonssikring vil ha avhenger av hvordan sikringen er utformet og plassert, type løsmasser på stedet og sedimenttransport i vassdraget.



Figur 1 En forenklet modell av sammenhengen mellom vannføring, gradient og elveløpets utvikling modifisert etter Rosgen (1996). Grafikk av R. Stubrød.

2.2.1 Lokale virkninger

Lokal erosjon kan oppstå i tilknytning til erosjonssikringer og konstruksjoner i vassdrag. Erosjonen kan oppstå som en følge av endrede strømforhold, for eksempel der en plasserer en pilar eller bune ut i løpet eller samler strømmen gjennom en kulvert, over en terskel eller ved å plassere en fylling ut i løpet. Slik lokal erosjon kan i verste fall undergrave for eksempel bropilarer og skape farlige situasjoner. Det er flere eksempler fra Norge på at lokal erosjon, på kort tid, kan erodere dype hull i elver med leirbunn. Dette kan øke faren for kvikkleireskred der det er skredfarlige masser inntil elva.

Lokal erosjon kan også oppstå som en følge av at motstanden mot erosjon endres og angrepspunktet for erosjon forflyttes for eksempel i tilknytning til erosjonssikringer. Bunnen av elva langs sikrede strekninger av elvebredden er ofte utsatt for lokal erosjon og dette kan føre til undergraving og utrasing av sikringen. Området nedstrøms avslutningen av en sikring er også utsatt for lokal erosjon.

Lokal erosjon kan forebygges ved riktig konstruksjon og plassering av pilarer, buner og andre konstruksjoner i vannstrømmen og ved tilstrekkelig fundamentering og avslutning av sikringer. Der en skal plassere en konstruksjon i vannstrømmen og man mistenker at denne kan føre til lokal erosjon bør dette utredes nærmere.

2.2.2 Virkninger over større deler av vassdraget

I vassdrag der en stor andel av elvekantene er erosjonssikret vil tilførselen av sedimenter til løpet reduseres. I tillegg vil strømkreftene virke mere mot bunnen over større strekninger enn mot sidene.

Dette kan føre til en senking av elveløpet og dette er blant annet dokumentert i Gaula (Gullaksen 2008). Reduksjon i tilførsel av sedimenter til vassdraget kombinert med senking av bunnen endrer løpet og reduserer variasjonen i strøm- og sedimentasjonsforholdene i løpet. Dette fører til tap av forskjellige habitat for en rekke vann- og landlevende dyr og planter i vassdraget.

Sikringer mot erosjon representerer inngrep i de naturlige erosjons-, strømnings- og sedimentasjonsforholdene og bør vurderes kritisk og begrenses til steder der det er helt nødvendig. En kritisk vurdering av faren for erosjon og behovet for sikring samt virkningene av en sikring er en viktig del av planleggingen av et sikringstiltak.

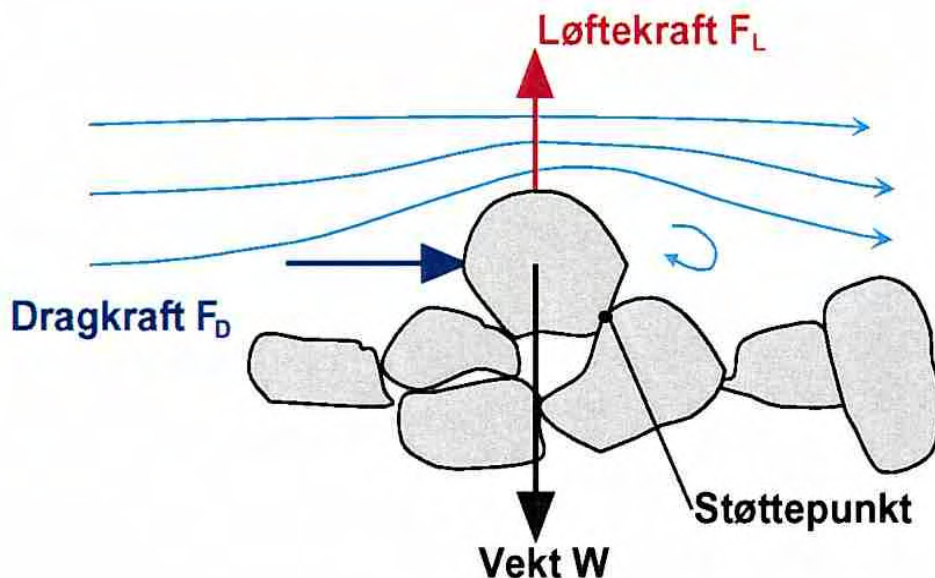
Erosjon og sedimenttransport blir ikke behandlet videre, med unntak av noen formler i kapittel 4, om erosjonsdyp ved sikringsfoten.

2.3 Belastning og stabilitet

For å planlegge en erosjonssikring må vi bestemme stabil steinstørrelse. Vannet påvirker stabiliteten til stein i strømmen på ulike måter (Figur 2)

- Det gir steinen oppdrift.
- Det gir *dragkraft* parallelt med strømrretningen.
- Det gir *løftekraft* på tvers av strømrretningen.

Turbulens fører til drag og løftekrefter som varierer raskt.



Figur 2 Krefter som virker på en partikkel på bunnen

Kreftene fra vannet vil forsøke å bevege steinen, samtidig som steinens vekt, friksjon mot underlaget og mot omkringliggende steiner, bidrar til å holde steinen i ro. Hvis de *drivende kreftene* fra vannet blir større enn de stabiliserende kreftene, kan steinen bli flyttet med strømmen. I mekanikken brukes *drivende krefter* om krefter som virker destabiliserende, f.eks. ved at de forsøker å velte eller skyve konstruksjonen ut av stilling.

De stabiliserende kreftene avhenger av steinens størrelse, tetthet (densitet) og form. En stor stein med høy tetthet er mer stabil enn en liten med lav tetthet. Kubisk, kantet stein er mer stabil enn rund eller flakig stein. Steinmaterialets egenskaper blir gjennomgått i kapittel 4.

Stabiliteten avhenger også av hvordan steinen er plassert. Stein i bratt skråning er mindre stabil enn på horisontal bunn. Plassering på glatt underlag gir dårlig stabilitet. Stein som er godt plassert i en sikring, får støtte fra steinene rundt. Enkeltstein som stikker ut i strømmen, blir lett vippt ut av stilling.

Når vi skal dimensjonere en erosjonssikring, må vi bestemme hvor stor stein som er nødvendig. Vi må kjenne sammenhengen mellom steinens egenskaper og hvilken belastning den tåler.

2.4 Strømkrefter

En gjenstand, f.eks. en steinblokk, i strømmende vann blir utsatt for en *dragkraft* og en *løftekraft*. Dragkraften virker i strømrretningen, parallelt med bunnen. Foran blokken, der vannet bremses opp, øker trykket, og på lesiden av blokken oppstår et sug. Til sammen fører det til dragkraft i strømrretningen.

Når vannet passerer over blokken øker hastigheten, slik at trykket faller. Lavere trykk over blokkens toppflate gir løft normalt på strømrretningen (vertikalt), på samme måte som over en flyvinge.

Drag- og løftekraft kan beregnes fra følgende uttrykk:

$$F_D = C_D A \rho \frac{V^2}{2} \quad (2.1)$$

$$F_L = C_L A \rho \frac{V^2}{2} \quad (2.2)$$

Her er:

F_D = dragkraft (N)

F_L = løftekraft (N)

C_D = dragkoeffisient (-)

C_L = løftkoeffisient (-)

A = eksponert areal, se under (m^2)

ρ = vannets tetthet, ca. 1000 kg/m^3

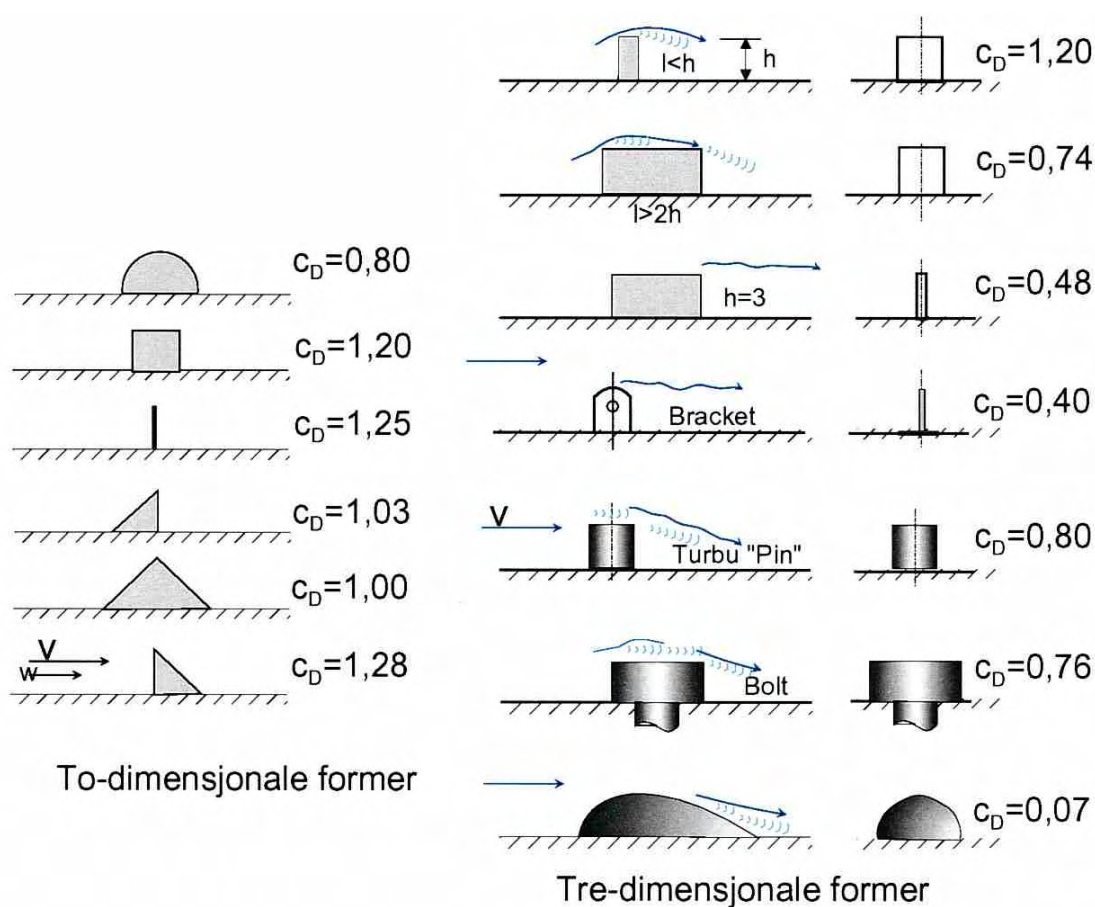
V = representativ vannhastighet (m/s)

Eksponert areal, A , er forskjellig for drag og løft. For dragkraft er eksponert areal normalt på strømrretningen (arealet av et vertikalt snitt), dvs. det arealet som trykk og sug virker på. For løftekraft er A arealet av blokkens toppflate (arealet av et horisontalt snitt).

Hastigheten, V , er uforstyrret hastighet rett oppstrøms blokken. Uforstyrret vil si at hastigheten ikke er påvirket av at blokken er der.

Drag- og løftkoeffisienter kan man finne i håndbøker. Figur 3 viser noen eksempler på dragkoeffisienter (Fra *Vassdragshåndboka* (Sæterbø 1998) basert på Hoerner (1965)).

Løftkoeffisienter har vi færre opplysninger om. Den varierer med gjenstandens form og forholdet mellom bredde, lengde og høyde. For en blokk med skarpe hjørner (rettvinklet prisme) kan vi anta at $C_L < 0,9$, se f.eks. Lawson (1979).



Figur 3 Dragkoeffisienter

2.5 Stabiliteten til enkeltblokker

For veldefinerte objekt, f.eks. en steinblokk som ligger på bunnen, kan vi bestemme strømkreftene for å beregne om blokken er stabil, eller vil gli eller velte. Steinene i en sikring ligger pakket sammen og har uregelmessig form, slik at kreftene er vanskelig å beregne. Da bruker vi andre metoder som blir beskrevet i avsnitt 2.6 og 2.7.

Når vi skal undersøke stabiliteten til en enkeltblokk i strømmen, er det to ting vi må kontrollere (Figur 4):

- Glidestabilitet, blokken skal ikke gli på underlaget.
- Veltestabilitet, vannstrømmen skal ikke få blokken til å vippe.

Kontroll av glidestabilitet

Dragkraften, F_D , fra vannet forsøker å få steinen til å gli. Det motvirkes av friksjonskraften mot underlaget, F_F . Friksjonen avhenger av blokkens neddykkede vekt, W .

$$W = g(\rho_s - \rho)LBH \quad (2.3)$$

Her er:

W = neddykket vekt (N)

L, B, H = lengden av blokkens sidekanter (m)

g = tyngdens akselerasjon, $9,81 \text{ m/s}^2$

ρ = vannets tetthet (kg/m^3)

ρ_s = steinens tetthet (kg/m^3)

Friksjonskraften mot bunnen er kraften steinen hviler på bunnen med, ganger friksjonsfaktoren. Kraften mot bunnen er neddykket vekt, W , minus løftekraften, F_L . Friksjonsfaktoren er tangens til friksjonsvinkelen:

$$F_F = (W - F_L) \tan \varphi \quad (2.4)$$

Her er:

F_F = friksjonskraft mot bunnen (N)

F_L = løftekraften (N)

φ = friksjonsvinkelen mellom bunn og stein (grader)

Friksjonsvinkelen avhenger av hvilke material blokken og bunnen består av. For betong støpt på grus er $\tan \varphi = 0,5$ til $0,6$, og for betong støpt på sand er $\tan \varphi = 0,4$ til $0,5$. For en steinblokk oppå grusbunn kan man neppe mobilisere mer friksjon enn $\tan \varphi = 0,5$, men vi mangler sikre verdier. Hvis blokken stikker ned i underlaget, øker motstanden mot glidning.

Blokken vil gli dersom dragkraften blir større enn friksjonskraften, dvs. hvis $F_D > F_F$.

Kontroll av stabilitet mot velting

Dragkraften og løftekraften vil forsøke å velte blokken, mens blokkens neddykkede vekt vil motvirke velting. For å kontrollere stabiliteten mot velting, kan vi beregne drivende og stabiliserende moment om nedstrøms tå. Hvis drivende moment er større enn stabiliserende, $M_D > M_S$, vil blokken velte.

Moment er produktet av kraft og arm. Drivende moment, M_D , har to komponenter, drag og løft. Momentarmen kan, litt forenklet, regnes til midt i frontflaten og midt i toppflaten (A).

$$M_D = \frac{H}{2} F_D + \frac{L}{2} F_L \quad (2.5)$$

Blokkens neddykkede vekt gir stabiliserende moment:

$$M_S = \frac{L}{2} W \quad (2.6)$$

Her er:

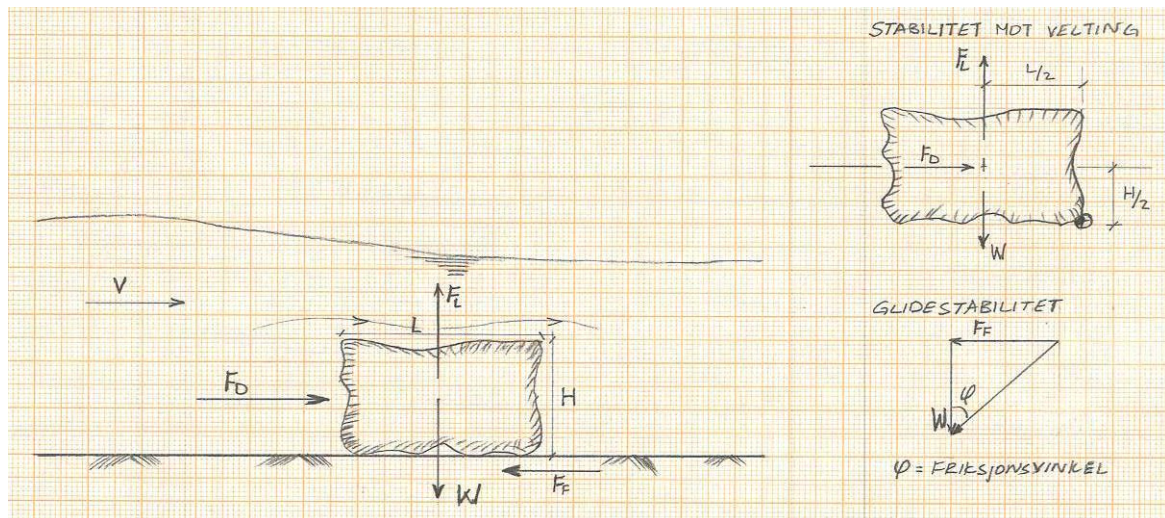
M_D = drivende moment (Nm)

M_S = stabiliserende moment (Nm)

W = neddykket vekt (N)

L, B, H = lengden av blokkens sidekanter (m)

I *Vassdragshåndboka* (Sæterbø 2009) er det eksempel på beregning av stabiliteten til en enkeltblokk.



Figur 4 Stabilitetskontroll av enkeltblokk

2.6 Shields' formel for stabil steinstørrelse

Belastning fra strømmen kan vi beskrive på ulike måter. Det vanligste er å bruke skjærspenningen, τ , mellom bunnen og det strømmende vannet, eller vannhastigheten. Skjærspenning og hastighet henger nøye sammen. *Shields' formel*, som er basert på skjærspenning, er mye brukt til å beregne nødvendig steinstørrelse.

Om en stein forblir stabil, eller blir flyttet av strømmen, avhenger av forholdet mellom stabiliserende og drivende krefter. Det kan i prinsippet uttrykkes slik:

$$\text{Stabilitet} = \frac{\text{stabiliserende krefter}}{\text{drivende krefter}} \sim \frac{f(g, D, (\rho_s - \rho))}{f(\tau)} \quad (2.7)$$

Her er:

- τ = skjærspenning mot bunnen (N/m^2)
- g = tyngdens akselerasjon (m/s^2)
- D = partikkeldiameter (steinstørrelse) (m)
- ρ_s = steinens tetthet (kg/m^3)
- ρ = vannets tetthet (kg/m^3)

f betyr *funksjon* av, f.eks. betyr $f(\tau)$ at de drivende kreftene er funksjon av skjærspenningen, uten at vi nødvendigvis vet hvordan sammenhengen er.

Mange hydrauliske problem er så kompliserte at vi må bruke forsøk til å bestemme sammenhengen. Da begynner vi med å resonere oss fram til hvilke variable som er viktige. Deretter gjør vi en serie forsøk for å tallfeste sammenhengen.

Over har vi resonert at steinen vil være stabil, hvis diameter og tetthet er stor nok i forhold til skjærspenningen fra vannet. Men, for å bestemme hvor stor, må vi gjøre forsøk.

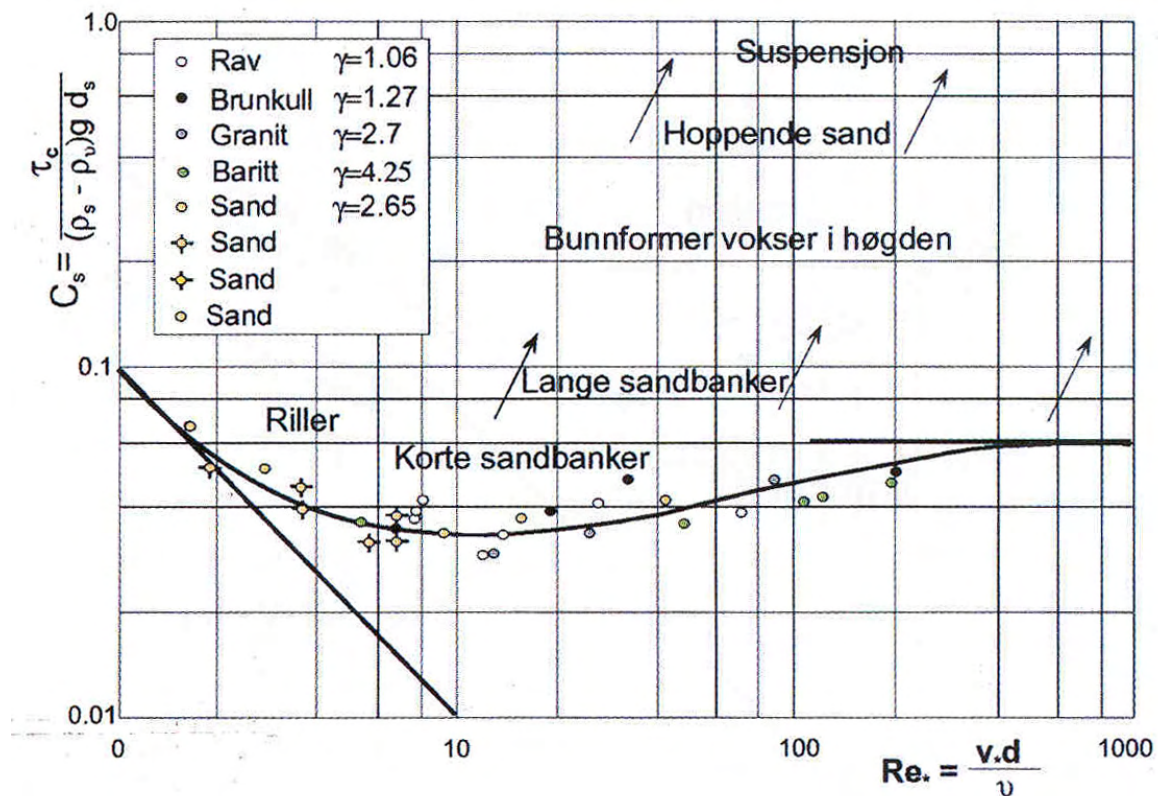
Shields' kurve (Figur 5) er resultat av slike forsøk. Kurven viser om en stein er stabil eller ikke, som funksjon av partikkelreynoldstall (x -aksen) og dimensjonsløs skjærspenning (y -aksen). Under kurven er stein stabil, over kurven kan strømmen bevege steinen.

Dimensjonsløs skjærspenning, C , (C_s i figuren) er forholdet mellom drivende og stabiliserende krefter, i prinsippet likt formel (2.7). Skjærspenningen τ , er den drivende kraften, mens tyngdekraft, neddykket vekt og størrelse stabiliserer steinen:

$$C = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)D} = \frac{\tau}{g(\rho_s - \rho)D} \quad (2.8)$$

Her er:

- τ = skjærspenning mot bunnen (N/m^2)
- ρ_s = steinens tetthet (kg/m^3)
- ρ = vannets tetthet (kg/m^3)
- γ_s = steinens tyngdetetthet (N/m^3)
- γ = vannets tyngdetetthet (N/m^3)
- g = tyngdens akselerasjon (m/s^2)
- D = partikkeldiameter (steinstørrelse) (m)



Figur 5 Shields' kurve

Da vi gikk gjennom det som påvirker stabilitet (avsnitt 2.3), tok vi ikke hensyn til viskositeten (seigheten) til vannet. Seigheten gjør at det er et tynt lag med laminær strømming nærmest bunnen, et laminært grenselag. Tykkelsen på grenselaget har betydning for stabiliteten til små partikler på bunnen.

Partikkelreynoldstallet, Re^* , er et uttrykk for tykkelsen til det laminære grenselaget. Når Re^* øker, slik det gjør mot høyre i Shields' kurve, så blir grenselaget tynnere. For $Re^* > 600$ er C konstant, dvs. at det forholdet mellom drivende og stabiliserende krefter som er nødvendig for at steinen skal bli ustabil, er uavhengig av Re^* . For all erosjonssikring med stein er $Re^* > 600$ og C følgelig konstant. Re^* beregnes fra uttrykket:

$$Re^* = \frac{U^* D}{\nu} \quad (2.9)$$

Her er:

Re^* = partikkelreynoldstallet (-)

U^* = skjærhastigheten, se under (m/s)

D = partikkeldiameter (steinstørrelse) (m)

ν = vannets kinematiske viskositet (m²/s)

Skjærhastighet er definert som følger:

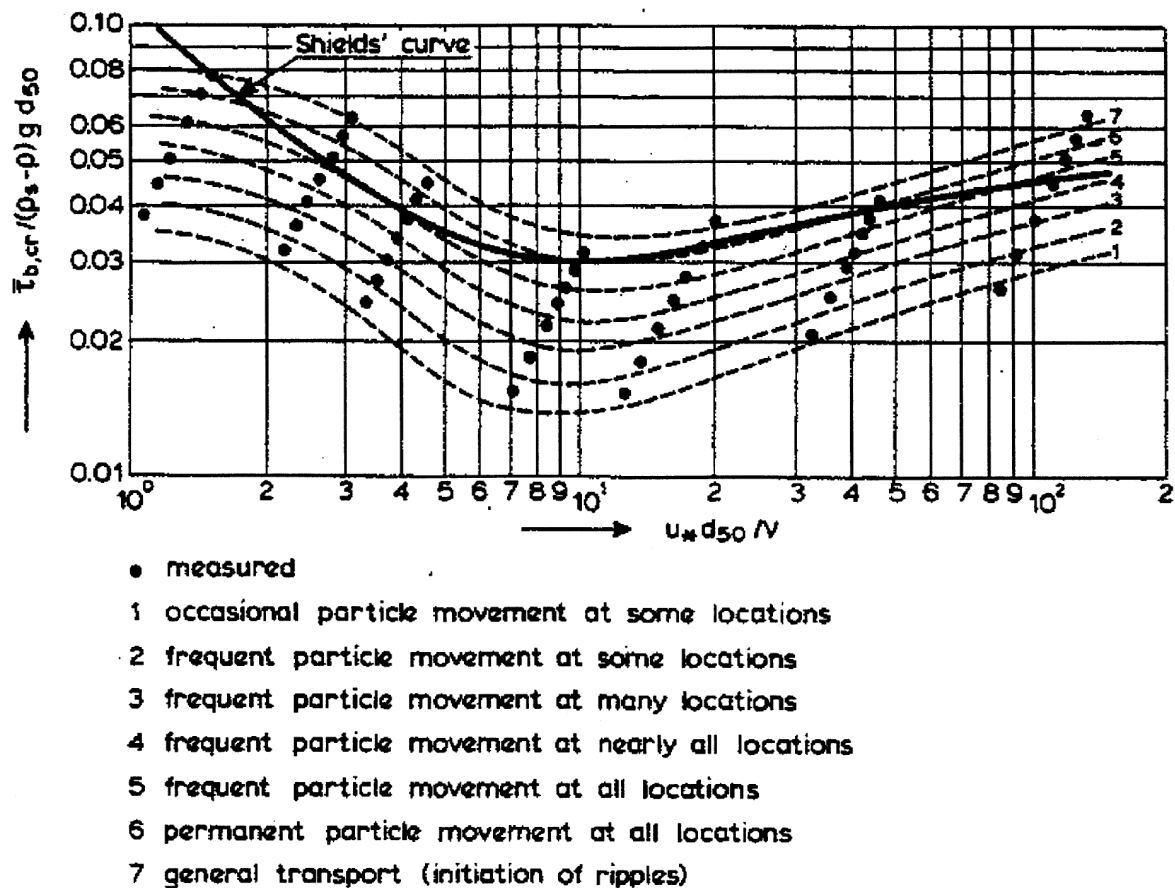
$$U^* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \quad (2.10)$$

Se *Vassdraghåndboka* (Sæterbø 2009) for mer informasjon om Re^* .

Når Re^* avtar fra 600 til 10, så avtar C . Det betyr at samme partikkel blir ustabil ved lavere skjærspenning (tåler mindre) når $Re^* = 10$ enn når $Re^* = 600$ (se formel (2.8)).

Avtar Re^* ytterligere, fra 10 og mot 0, så stiger Shields' kurve. Dimensjonsløs skjærspenning, C , øker med avtagende Re^* . Det betyr at partiklene blir mer stabile, de tåler større skjærspenning i forhold til diameter og vekt.

I praksis er det ikke en klar grense for om bunnen er stabil eller ikke. Hvis man dekker bunnen med ensgradert (like stor) stein, og gradvis øker vannføringen, så vil bunnmaterialet gå gjennom ulike stadier. I begynnelsen ligger alle steinene i ro. Når vannføringen øker vil først en og annen stein forskyve seg, så skjer bevegelsene oftere og i lengre sprang, og til slutt beveger alt bunnmaterialet seg kontinuerlig. Figur 6 viser hvordan massetransporten øker når skjærspenningen øker.



Figur 6 Bevegelse av bunnmaterialet som funksjon av C (HEC 2008)

2.6.1 Beregning av skjærspenning

I forrige avsnitt ble vi introdusert til Shields' kurve, som viser hvor stor skjærspenning stein tåler før den blir flyttet av strømmen. For vanlige strømtilfeller i vassdrag med grus eller grovere bunn, kan $C = 0,05$ brukes som grensen for hva bunnmaterialet tåler før det begynner å bevege seg.

For å beregne nødvendig steinstørrelse, må vi først finne hvor stor skjærspenning det strømmende vannet gir mot bunnen. Gjennomsnittlig skjærspenning kan uttrykkes som:

$$\tau = g\rho R I_e \quad (2.11)$$

Her er:

τ = skjærspenning mot bunnen (N/m^2)

R = hydraulisk radius (m)

I_e = energilinjas helling (-)

ρ = vannets tetthet (kg/m^3)

g = tyngdens akselerasjon (m/s^2)

Ved å kombinere (2.8), (2.11) og stabilitetsgrensen $C = 0,05$, får vi:

$$D = \frac{\tau}{0,05(\gamma_s - \gamma)} = \frac{\rho R I_e}{0,05(\rho_s - \rho)} = \frac{R I_e}{0,05(s - 1)} \quad (2.12)$$

Her er:

τ = skjærspenning mot bunnen (N/m^2)
 ρ_s = steinens tetthet (kg/m^3)
 ρ = vannets tetthet (kg/m^3)
 γ_s = steinens tyngdetetthet (N/m^3)
 γ = vannets tyngdetetthet (N/m^3)
 D = partikkeldiameter (steinstørrelse) (m)
 s = spesifikk tetthet, ρ_s/ρ (-)

Mannings formel gir sammenhengen mellom tverrsnitt, ruhet og hastighet:

$$V = MR^{2/3} \sqrt{I_e} \quad (2.13)$$

Her er:

V = vannhastighet (m/s)
 M = Mannings tall ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$)
 R = hydraulisk radius (m)
 I_e = energilinjas helling (-)

Ved å bruke Mannings formel til å eliminere I_e fra (2.12), får vi et uttrykk med steinstørrelse som funksjon av vannhastighet:

$$D_{50} = \frac{1}{0,05(s-1)} \frac{V^2}{M^2 R^{1/3}} \quad (2.14)$$

Det er vanlig å velge D_{50} som karakteristisk steinstørrelse. Steinstørrelsen påvirker ruheten, som igjen påvirker vannhastighet og skjærspenning, og det får betydning for beregning av steinstørrelse. For flat bunn kan M bestemmes tilnærmet fra:

$$M = \frac{26}{D_{90}^{1/6}} \quad (2.15)$$

Her er:

D_{90} = steinstørrelse (m)

D_{90} er den siktestørrelsen som 90 % av steinmaterialet passerer. D_{90} brukes fordi de største steinene betyr mest for ruheten. $D_{90} = 1,75 D_{60}$ kan brukes til overslagsberegning.

Merk hvordan formel (2.12), som gir steinstørrelse som funksjon av skjærspenning, ble utviklet til å gi steinstørrelse som funksjon av vannhastighet (2.14).

Vær oppmerksom på at formel (2.12) og (2.14) gir grensen for ustabil stein, dvs. uten sikkerhetsmargin. Ved dimensjonering bør steinstørrelsen økes 10 til 20 %, eller mer hvis forholdene er ugunstige (se under). Figur 6 kan brukes til å vurdere virkningen av å velge C forskjellig fra 0,05.

Med formel (2.11) finner vi gjennomsnittlig skjærspenning i grenseflaten mellom vannet og bunnen. I praksis er skjærspenningen ujevnt fordelt. På en rett strekning er skjærspenningen vanligvis større mot bunnen enn mot breddene. I en kurve er skjærspenningen mye større i yttersving enn i innersving. Det må vi ta hensyn til når vi skal beregne hvor stor sikringsstein som er nødvendig. I avsnitt 2.9 står det mer om hvordan skjærspenningen fordeler seg.

Betraktningen over tar bare hensyn til skjærspenningen fra det strømmende vannet. Også andre mekanismer destabiliserer sikringen, f.eks. vannstandsvariasjoner, utstrømmende grunnvann, bølgeslag, fryse- og tineprosesser osv. For å ta hensyn til dette kan dimensjonerende skjærspenning økes.

Tabell 1 (Simons 1982) foreslår hvor mye. Skjærspenningstillegget beregnes ved å multiplisere faktorene i tabellen med gjennomsnittlig skjærspenning fra vannstrømmen. Dimensjonerende spenning blir summen av gjennomsnittlig skjærspenning fra vannstrømmen og tilleggene basert på tabellen. Virkningen av tverrsnittsform og kurver kommer i tillegg, se avsnitt 2.9.

Forhold som fører til erosjon av breddene	Skjærspenningstillegg					
	Elver med lave bredder	Elver med høye bredder	Kulper m. lave bredder	Kulper m. lave bredder m. vegetasjon	Kulper m. høye bredder	Kulper m. høye bredder m. vegetasjon
Vannføringsvariasjon	0,02γds	0,02γds	0,02γds	0,01γds	0,02γds	0,01γds
Vannstandsvariasjon	0,07	0,10	0,04	0,02	0,06	0,04
Bølger (skvalping) i kulper	0,07	0,11	0,15	0,11	0,19	0,15
Bølger fra vind	0,02	0,01	0,07	0,02	0,02	0,01
Bølger fra båter	0,05	0,05	0,07	0,07	0,10	0,07
Frysing og tining	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
Is	0,02	0,04	0,02	0,01	0,02	0,01
Utstrømmende grunnvann	0,05	0,07	0,05	0,05	0,07	0,05
Tyngdekraften	0,05	0,11	0,05	0,01	0,11	0,05
Sum	0,036γds	0,52γds	0,18γds	0,31γds	0,60γds	0,40γds

Tabell 1 Skjærspenningstillegg for ulike destabiliserende forhold

2.7 Bruk av hastighet for å beregne stabil steinstørrelse

I kapittel 2.6 så vi hvordan skjærspenning ble brukt til å utvikle Shields' kurve. Mange synes det er enklere å forholde seg til vannhastighet enn skjærspenning. Derfor bruker flere nye metoder hastigheten til å beskrive belastningen fra vannstrømmen. Forholdet mellom stabiliserende og drivende krefter blir da:

$$Stabilitet = \frac{\text{stabiliserende krefter}}{\text{drivende krefter}} \sim \frac{f(g, D, (\rho_s - \rho))}{f(V)} \quad (2.16)$$

Her er:

V = vannhastighet (m/s)

g = tyngdens akselerasjon (m/s²)

D = partikkeldiameter (steinstørrelse) (m)

ρ_s = steinens tetthet (kg/m³)

ρ = vannets tetthet (kg/m³)

f betyr funksjon av, f.eks. betyr $f(V)$ at de drivende kreftene er funksjon av vannhastigheten, uten at vi nødvendigvis vet hvordan sammenhengen er.

På samme måte som for skjærspenning, så er det nødvendig med forsøk for å bestemme hvilken hastighet steinen tåler. Flere forskere har antatt ulike sammenhenger mellom variablene som inngår i formlene, og gjort ulike forsøk for å finne når steinen beveger seg. Derfor finnes det mange ulike regnemetoder basert på vannhastighet. Tre som anbefales i nyere tekster er:

- Maynords metode (USACE 1991)
- HEC 11 (Brown 1989)
- Escarameias metode (Escarameia 1998)

Dette avsnittet beskriver bruk av hastighetsbaserte metoder generelt, og metodene fra HEC11 og Escarameia og May. Maynords metode blir grundig beskrevet i kapittel 4, *Dimensjonering*.

2.7.1 Karakteristisk hastighet

Hastigheten varierer mye over et tverrsnitt av elva (se kapittel 2.9). Den er lavest nær bunnen og på grunne parti. Den er størst i yttersving og nær overflaten i dype parti. Når vi bruker vannhastighet som mål på belastningen sikringen utsettes for, må vi velge hvilken hastighet vi skal bruke.

Gjennomsnittshastigheten er enklest å beregne, men da får vi ikke med de store forskjellene det kan være, f.eks. mellom innersving og yttersving. Punkthastigheten rett over sikringen sier mye om belastningen lokalt, men er vanskelig å beregne.

Ulike beregningsmetoder for stabil steinstørrelse bruker vannhastighet definert på ulike måter:

$V = Q/A$ er gjennomsnittshastigheten over hele strømnings-tverrsnittet (m/s).

u_b , som er hastigheten i avstand $0,1y$ over bunnen, der y er vanndybden (m/s).

U , som er hastigheten midlet over dybden, $U = \frac{1}{y} \int_0^y u dy$ (m/s)

Alle hastighetene er målt i horisontal retning.

Tilnærmet beregning av dybdemiddelhastigheten, U

Gjennomsnittshastighet over dybden, U (May, 2002):

$U = \frac{2}{3}V$ i foten av en plastret skråning på en rett strekning.

$U = \frac{4}{3}V$ i foten av en plastret skråning, i yttersving og andre steder der strømmen står mot bredden.

Beregning av punkthastigheten u_b

For vanlig strømming i en ru elv eller kanal, kan punkthastigheten $0,1 y$ over bunnen, u_b , beregnes fra gjennomsnittshastigheten (Escarameia 1998):

$$u_b = \frac{V}{0,68 \log_{10} \left(\frac{y}{k_s} \right) + 0,71} \quad (2.17)$$

Her er:

k_s = bunnruheten, som kan settes lik D_{50} for bunnmaterialet (m)

y = vanndybden (m)

Punkthastigheten, u_b , kan og anslås fra gjennomsnittshastigheten over dybden (Escarameia 1998):

$u_b = 0,74$ til $0,90 U$ på en rett strekning med normal turbulens.

2.7.2 HEC 11 metoden for stabil steinstørrelse

HEC 11 - *Design of Riprap Revetment* (Brown 1989), som er en viktig håndbok for dimensjonering av steinsikring, anbefaler følgende formel for å beregne stabil steinstørrelse:

$$D_{50} = 0,00594 C_{sg} C_{sf} \frac{V_{ch}^3}{\sqrt{y_{ch}} \left[1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi} \right]^{0,75}} \quad (2.18)$$

$$C_{sg} = 2,12 / (s - 1)^{1,5} \quad (2.19)$$

$$C_{sf} = \left(\frac{SF}{1,2} \right)^{1,5} \quad (2.20)$$

Med $s = 2,65$ og stabilitetsfaktor $SF = 1,2$, kan uttrykket forenkles til:

$$D_{50} = 0,00594 \frac{V_{ch}^3}{\sqrt{y_{ch}} \left[1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi} \right]^{0,75}} \quad (2.21)$$

Her er:

V_{ch} = gjennomsnittshastigheten i hovedløpet (m/s).

y_{ch} = gjennomsnittsdypen i hovedløpet (m)

θ = breddens helling i forhold til horisontal (grader).

φ = rasvinkel for steinsikring (grader), se Figur 7

C_{sg} = korreksjonsfaktor for s forskjellig fra 2,65 (-)

C_{sf} = korreksjonsfaktor for stabilitetsfaktor forskjellig fra 1,2 (se under).

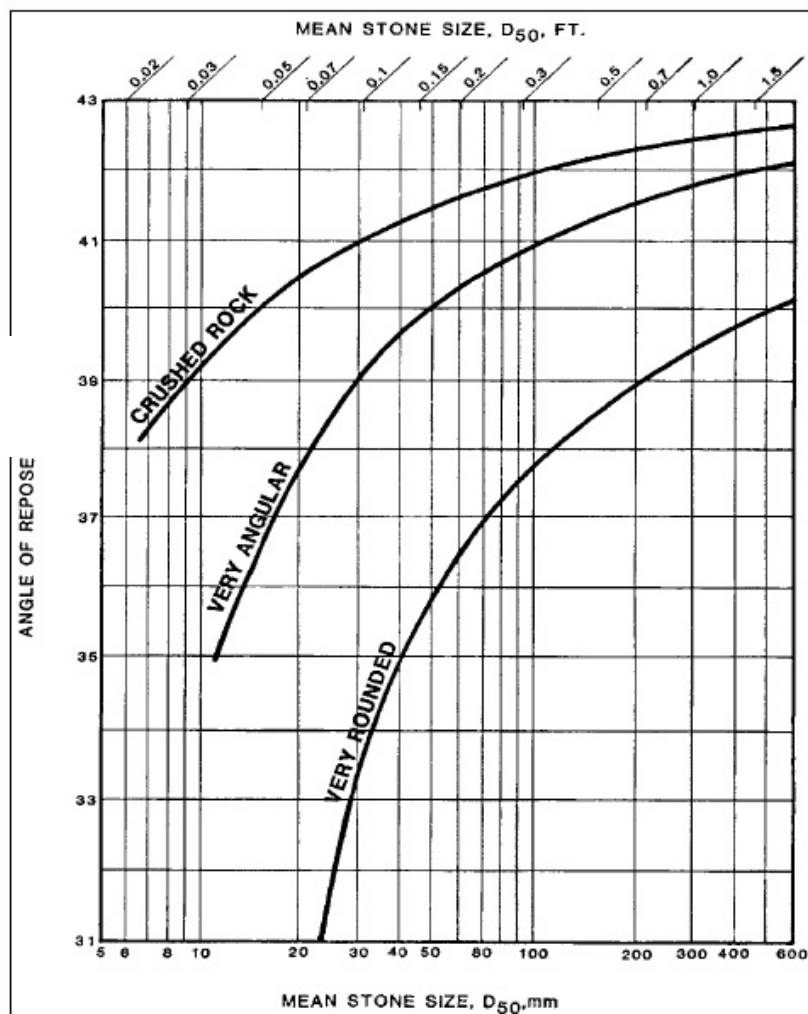
SF = stabilitetsfaktor (-)

Uttrykket i hakeparentes tar hensyn til at stabiliteten blir redusert når sikringen plasseres i sideskråning.

Stabilitetsfaktoren, SF , er forholdet mellom kritisk skjærspenning for sikringen og den gjennomsnittlige skjærspenningen mellom bunn og vannstrøm. Så lenge SF er større enn en, er sikringen i prinsippet stabil, men dette forutsetter uniform strømming på en rett strekning, uten kraftig turbulens eller sekundærstrømmer. $SF = 1,2$ ble brukt til å utvikle formelen, og gir rimelig sikkerhet for normale forhold. SF bør økes for å ta hensyn til usikkerhet og spesielle strømningsforhold. Tabell 2 gir retningslinjer for valg av SF .

Strømningsforhold	SF
Uniform strømming, rett strekning eller slake kurver ($R/W > 30$). Lite påvirkning fra bølger og drivgods. Liten usikkerhet i beregningsforutsetningene.	1,0 – 1,2
Gradvis varierende strømming, moderate kurver ($30 > R/W > 10$), moderat belastning fra bølger og drivgods.	1,3 – 1,6
Hurtig varierende strømming, skarpe kurver ($10 > R/W$), betydelig belastning fra drivgods og is. Betydelig bølgebelastning (0,3 – 0,6 m). Kraftig turbulens. Betydelig usikkerhet i beregningsforutsetningene.	1,6 – 2,0

Tabell 2 Retningslinjer for valg av SF



Figur 7 Rasvinkel, ϕ , som funksjon av steinstørrelse (Lagasse 2001)

Metoden bygger på Shields' formel ($C = 0,047$), samt omfattende felldata for stabilitet av sikring, som ble brukt til å vurdere SF .

Felldata ble hentet fra 39 lokaliteter med bunnhelling $0,00006 < I_0 < 0,016$, vann dybde 1,5 m til 14,8 m, vannføring fra $36 \text{ m}^3/\text{s}$ til $2180 \text{ m}^3/\text{s}$ og hastigheter fra $0,78 \text{ m/s}$ til $3,8 \text{ m/s}$, og steinstørrelse 150 mm til 700 mm.

Metoden er sammenliknet med mange andre amerikanske formler for stabil steinstørrelse, med godt resultat (Brown 1989).

Metoden krever bare beregning av gjennomsnittshastighet og dybde, og er derfor enkel i bruk. Den bygger på et solid teoretisk og empirisk fundament, og brukes i en viktig beregningsmanual (Brown 1989).

2.7.3 Escarameias metode for stabil steinstørrelse

I *River and channel revetments. A design manual* (Escarameia 1998) anbefales tre ulike metoder, blant annet denne av Escarameia og May:

$$D_{n50} = C_t \frac{u_b^2}{2g(s-1)} \quad (2.22)$$

Her er:

D_{n50} = karakteristisk steinstørrelse, se under (m)

C_t = koeffisient som tar hensyn til turbulensintensiteten, TI (-).

g = tyngdens akselerasjon (9,81 m/s²)

u_b = punkthastigheten 10 % av vann dybden over bunnen (m/s)

For beregning av sidesikring brukes hastigheten 10 % av dybden over foten av sikringen.

D_n er nominell steindiameter, dvs. lengden av sidekanten til en kube med samme vekt som steinen.

Siktestørrelsen, D , kan anslås fra uttrykket: $D_n = 0,84 D$.

Formelen er konservativ. Den inneholder en sikkerhetsfaktor slik at beregnet steinstørrelse er noe større enn bruddgrensen. Formelen anbefales for steinsikring og gjelder for skråninger slakere enn 1:2.

Gjennom faktoren C_t tar formelen direkte hensyn til at turbulens påvirker stabiliteten. C_t beregnes fra uttrykket: $C_t = 12,3TI - 0,2$. TI , turbulensintensiteten, er forholdet mellom hastighetsfluktuasjonene pga. turbulens og middelhastigheten, se f.eks. *Hydrodynamic forces* (Naudascher 1991) for mer informasjon. Tabell 3 gir typiske verdier for TI .

Strømningsforhold	Turbulensnivå	TI
Sikring i rett elv eller kanal, eller kurve med stor radius ($R/W > 26$)	Normalt	0,12
I kurve og ved oppstrøms ende av sikring	Normalt (høyere)	0,20
Rundt pilarer, senkkasser, landkar og liknende.	Høyt	0,35 – 0,5
Nedstrøms energidrepere, terskler og utløp som gir kraftige stråler.	Veldig høyt	0,6

Tabell 3 Retningslinjer for valg av TI

Formelen bygger på forsøk i en 1,2 m bred renne der største stein var ca. 10 mm, største hastighet var 1,1 m/s og største Froudetall var 0,7. TI i Tabell 3 er basert på målinger i elva Severn i England.

Metoden er interessant fordi det er den eneste som tallfester virkningen av turbulens på stabiliteten, men den bygger på et beskjedent empirisk grunnlag. Den krever punkthastighet nær bunnen, som kan være vanskelig å beregne. For høy vannhastighet gir metoden alt for stor stein, se eksempel i vedlegg 1.

2.8 Anbefalt beregningsmetode

Vi har vurdert fire metoder for beregning av stabil steinstørrelse til vanlig bunn- og sidesikring:

- Shields' formel
- Metoden i HEC 11
- Escarameias metode
- Maynords metode

Alle metodene blir anbefalt i flere håndbøker og kan brukes. Tradisjonelt har Shields' formel vært mye brukt. For de som foretrekker en formel basert på vannhastighet, mener vi at Maynords metode bygger på det beste grunnlaget og anbefaler den til beregning av bunn- og sidesikring under normale forhold. Maynords metode er beskrevet i kapittel 4 *Dimensjonering*. Se også sammenlikning av metodene i eksempel 1 til 5 i vedlegg 1.

HEC 11 bygger og på et solid grunnlag og kan trygt brukes, men Maynords metode har flere fordeler. Blant annet er den bedre for å tallfeste hvordan steinstørrelsen må økes i kurver.

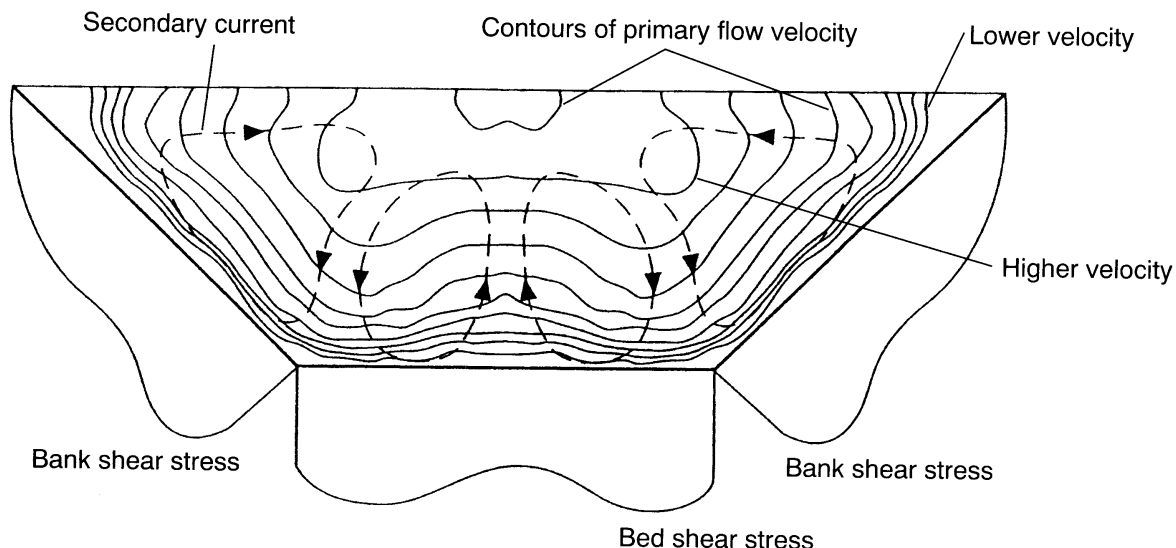
Escarameia og Mays metode er den eneste som tallfester virkningen av turbulens, men den bygger på et beskjedent empirisk grunnlag. Ved høy vannhastighet gir metoden alt for stor stein. Med forsiktighet kan den brukes som et supplement til de andre metodene.

2.9 Fordeling av skjærspenning og hastighet

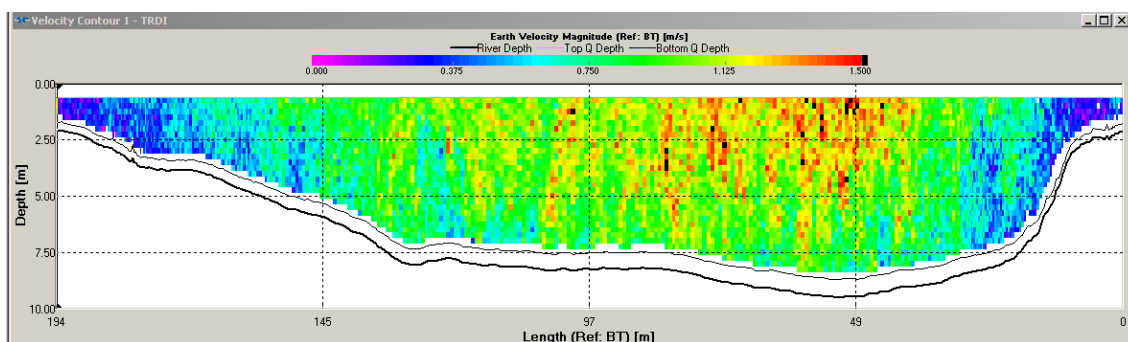
Lokal skjærspenning eller hastighet kan være veldig forskjellig fra middelveiden for tverrsnittet. I yttersving, og i dype parti av elva, blir både hastighet og skjærspenning stor. Når vi skal dimensjonere erosjonssikring, må vi ta hensyn til slike variasjoner. Ideelt kunne vi brukt stein nøyaktig tilpasset belastningen. I praksis er ikke det hensiktsmessig. Isteden må vi sørge for at steinen er tilstrekkelig stor til å beskytte de mest utsatte områdene, og akseptere at den er overdimensjonert der belastningen er mindre.

La oss begynne med hastighet i en rett, trapesformet kanal (Figur 8, etter Escarameia (1998)).

Hastigheten er størst midt i kanalen, nær overflaten. Skjærspenningen henger nøye sammen med hastighetsgradienten, dvs. hvor tett linjene for lik hastighet ligger. Isolinjene ligger spesielt tett ved bunnen, rett før sideskråningen begynner, og her er skjærspenningen størst. I foten av sideskråningen er skjærspenningen ca. 20 % mindre, og videre oppover avtar den ytterligere. Figur 9 viser målt hastighetsfordeling på en rett elvestrekning. Hastigheten er størst nær overflaten i det dype partiet. Svart og rødt betyr størst hastighet.



Figur 8 Hastighet og skjærspenning i en trapesformet kanal



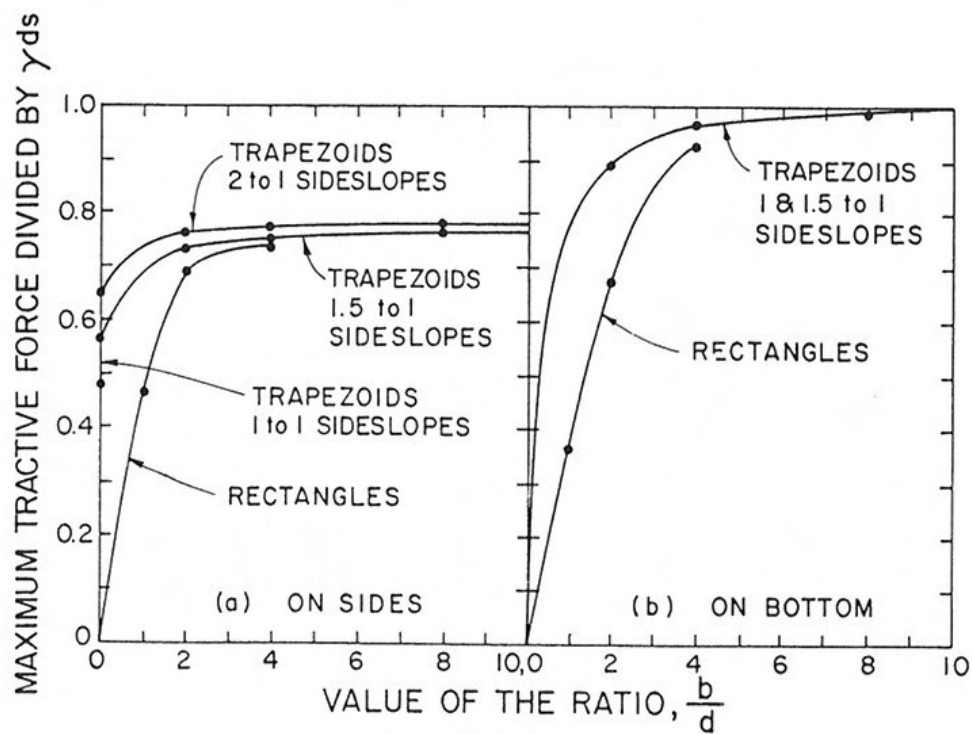
Figur 9 Hastighetsfordeling på rett strekning målt med ADCP (NVE)

Figur 10 (Chow 1973) viser største skjærspenning i en kanal, i forhold til $g\rho y I_0$. (I figuren er $s = I_0$ og $d = y$) x -aksen viser forholdet mellom bredde, b , og dybde, d , i kanalen. Til venstre på aksen er kanalen smal, til høyre vid.

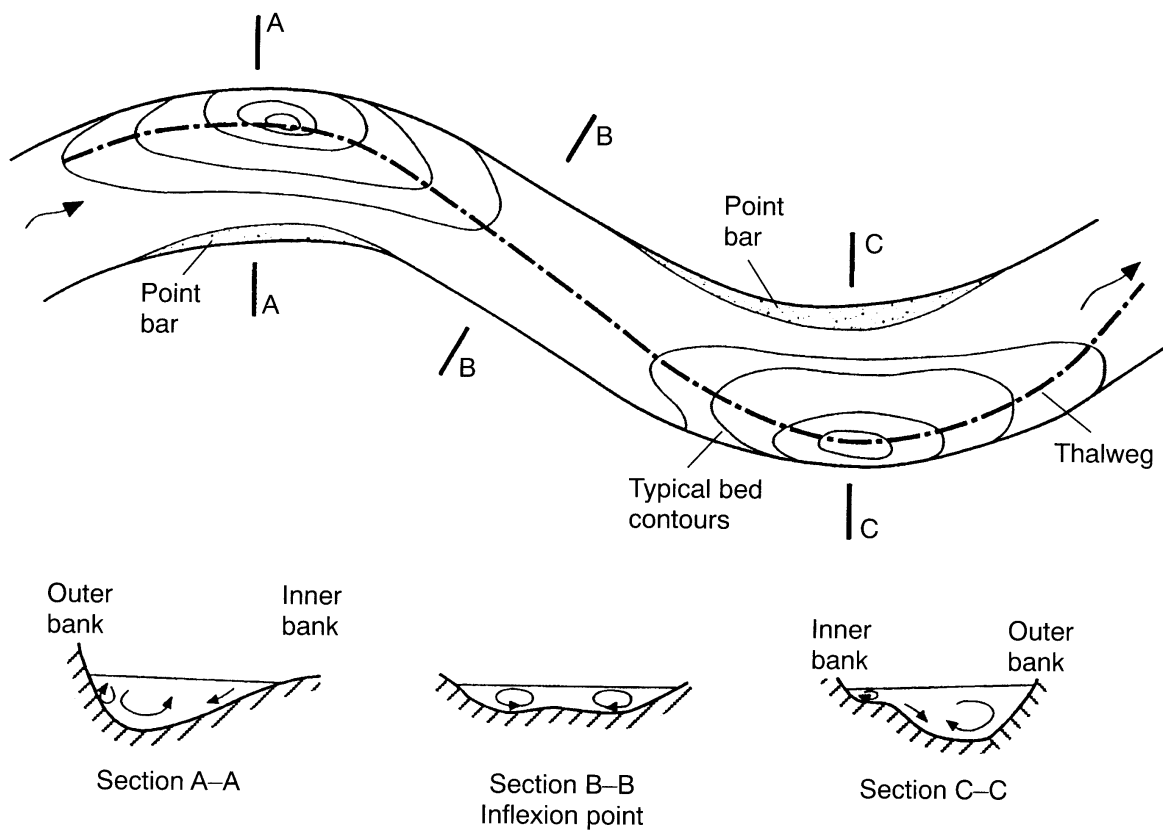
Kurvene til venstre viser største skjærspenning målt på sideskråningen, kurvene til høyre viser største spenning på bunnen. På sideskråningen blir største skjærspenning 77 % av $g\rho y I_0$. På bunnen blir den 100 % av $g\rho y I_0$, unntatt for smale kanaler. Selv om belastningen er størst mot bunnen, kan sideskråningen være mest utsatt fordi stein er mindre stabil i skråning.

Kurver har stor betydning for fordeling av hastighet og skjærspenning. Figur 11 (Escameia 1998) viser typisk strømbilde i en meanderende elv. Hovedstrømmen passerer nær bredden i hver yttersving, hvor det ofte eroderer. Samtidig går en innoverrettet sekundærstrøm langs bunnen, som fører til masseavlagring i innersvingen.

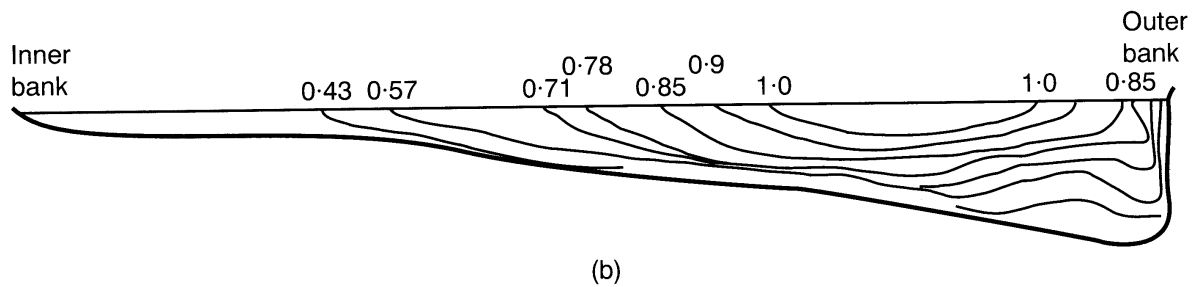
Figur 12 viser hastighetsfordeling i en kurve i elva Severn i England (Escameia 1998). Hastighetene er gitt i forhold til maksimumshastigheten i profilet. Langs bredden i yttersvingen ligger hastighetskonturene veldig tett. Det betyr høy skjærspenning og stor belastning. Figur 13 viser hastighetsfordelingen målt i en kurve. Høyest hastighet (svart og rødt) finner vi i yttersvingen, utenfor djupålen.



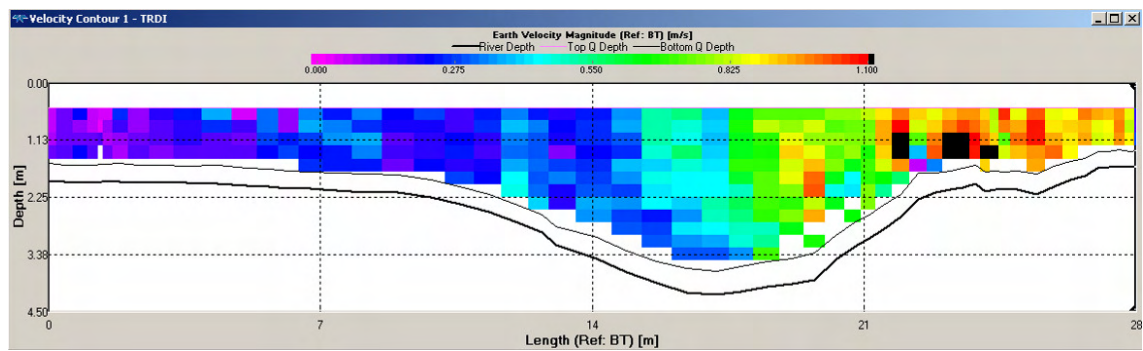
Figur 10 Største skjærspenning i en kanal



Figur 11 Horisontalt strømbilde ved strømning i kurve



Figur 12 Hastighetsfordeling i kurve

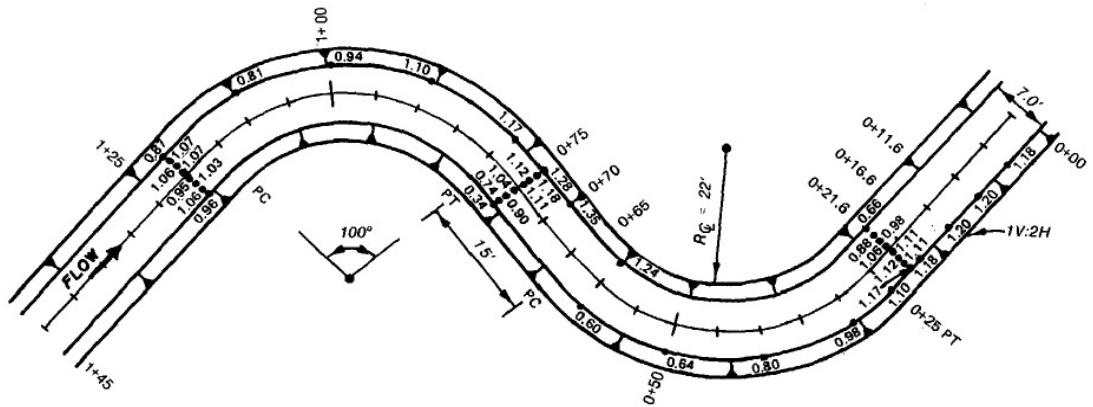


Figur 13 Hastighetsfordeling i kurve målt med ADCP (NVE)

Figur 14 (USACE 1991) viser hastighetsfordeling i en trapesformet kanal med to påfølgende 90 grader kurver. Hvert punkt viser middelhastigheten over dybden, U , delt på gjennomsnittshastigheten i kanalen, V . Ved inngangen til første kurve er hastighetsforholdet U/V midt i kanalen 1,07 og 0,67 ved bredden.

De største hastighetene får vi langs yttersvingen, et stykke etter at kuven er ferdig. Langs første yttersving dobles U/V fra 0,67 til 1,35. Stabil steinstørrelse er funksjon av hastigheten opphøyd i 2. eller 3. potens. På ytre bredd, rett etter svingen, er det derfor nødvendig med 4 til 8 ganger så stor stein som på den rette strekningen oppstrøms svingen.

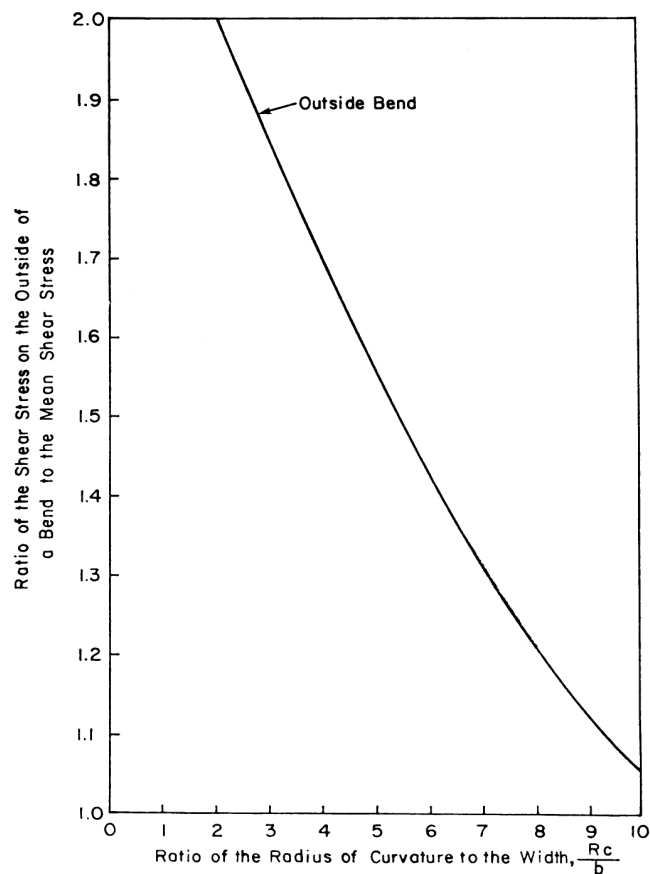
Figur 15 (US Soil Conservation Service 1977) viser hvordan skjærspenningen øker langs yttersiden i en kurve, som funksjon av relativ radius (radius, R , delt på bredden av hovedløpet, b). For eksempel, for R/b lik tre, er skjærspenningen 1,82 ganger gjennomsnittlig skjærspenning på en rett strekning med samme tverrsnitt, ruhet og fall.



NOTE: • 1.04 REPRESENTS $\frac{\text{AVERAGE VELOCITY IN VERTICAL}}{\text{AVERAGE CHANNEL VELOCITY}}$
 BOTTOM SLOPE $\approx$ WATER-SURFACE SLOPE = 0.0025 FT/FT
 RIPRAP: 50% #4 - 3/8, 50% 3/8 - 1/2
 AVERAGE CHANNEL VELOCITY = 1.87 FPS
 FROUDE NO. = 0.52
 STATIONARY IN FEET
 SEE PLATE 36 FOR VELOCITY X-SECTIONS

VELOCITY DISTRIBUTION IN
 TRAPEZOIDAL CHANNEL
 DISCHARGE 6.75 CFS DEPTH 0.455 FT
 IV: 2H SIDE SLOPES

Figur 14 Punkthastigheter i en kanal med kurver



Figur 15 Skjærspenning som funksjon av radius

2.10 Sideskråning

Stein i skråning eroderes lettere enn på horisontal bunn. Det kan vi ta hensyn til ved hjelp av korreksjonsfaktoren K , slik at:

$$D_{\text{stabil_side}} = \frac{D_{\text{stabil_bunn}}}{K} \quad (2.23)$$

De fleste lærebøker har følgende formel for K :

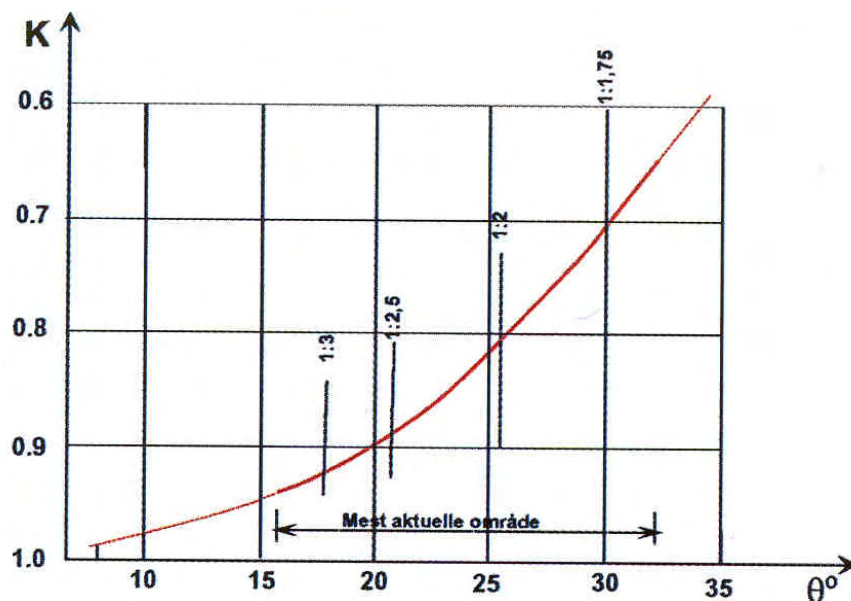
$$K = \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi}} \quad (2.24)$$

Her er:

θ = skråningshelling (grader)

φ = massens rasvinkel (grader), Figur 7

Figur 16 gir K -verdier for sprengt stein ($\varphi = 45^\circ$), som erfaring viser at gir riktig resultat (Sæterbø 2009). Kurven gjelder ikke rund stein. Skråninger brattere enn 1:1,5 (34°) bør ikke brukes.



Figur 16 Korreksjonsfaktor K for erosjon langs sideskråning (sprengt stein)

2.11 Korngradering

Korngradering (se og avsnitt 4.3.5) påvirker sikringens egenskaper på ulike måter. Wittler (1990) fant at ensgradert sikring tålte mer enn sikring med vid gradering (samme D_{50}). Maynard (1993) fant at erosjonssikring med ulik korngradering (ensgradert til vid) tålte like mye så lenge D_{30} var den samme.

Det blir påstått at ensgradert sikring tåler mer, men når den bryter sammen skjer det raskt. En velgradert sikring tåler mindre, men brudd utvikles gradvis.

Velgradert sikring, f.eks. samfengt masse som er vanlig i Norge, inneholder mye finstoff. Det betyr at en god del vaskes ut før sikringen får satt seg. Inneholder massen mye finstoff bør man legge ekstra tykt lag.

I en ensgradert sikring blir det hulrom mellom steinene, slik at underlaget kan vaskes ut. Brukes ensgradert sikring over finkornet masse, er det nødvendig med eget filterlag (se avsnitt 4.4 og 4.5). Samfengt masse kan fungere både som sikring og filter.

Se avsnitt 4.3 for mer om korngradering.

2.12 Belastning fra is

2.12.1 Om is og isens egenskaper

Ved nedkjøling av vann i innsjøer og i stilleflytende elver dannes først et tynt islag på overflaten, og dette islaget benevnes primær is. Fra isoverflaten vokser isen nedover i vannmassene og danner sekundær is, i Norge ofte kalt stålis. Over det opprinnelige islaget vil det som følge av bl.a. snøfall, smelting og temperaturendringer dannes tertiær is, i Norge ofte benevnt sørpeis.

Alle typer av is består av iskrystaller med en heksagonal struktur. Selv ved lave istemperaturer er materialet is nært smeltepunktet sammenlignet med øvrige materialer. Isens mekaniske egenskaper kan variere mye. Viktige forhold som innvirker på isens egenskaper er bl.a. istemperatur, porevolum, belastningshastighet og belastningsretning i forhold til isstrukturen.

Is kan reagere både som et sprøtt og et plastisk materiale. Isens elastisitetsmodul er normalt mellom 8 og 10 GPa, mens isens enaksiale trykkfasthet kan variere mellom 1 og 8 MPa. Kraft på grunn av termiske ekspansjonen ved temperaturøkning i isdekker kan komme opp mot 300 kN/m.

Kreftene fra is kan altså bli svært store, og det er i tillegg komplisert å beregne disse. I dette avsnittet gis det derfor kun en generell omtale av opptredende krefter og erfaringer for å oppnå en best mulig sikring mot isens belastninger.

2.12.2 Ulike iskrefter

Ispåkjenninger mot et erosjonssikringsanlegg vil enten begrenses av de drivende krefter på ismassene (hovedsakelig bestemt av vannhastighet og mengde is) eller av isens bruddkapasitet. Iskrefter kan grovt deles inn i 4 ulike kategorier:

Dynamiske iskrefter

Krefter fra flytende isflak som drives av vannets strømming, bølger og vind. Dette utgjør ofte de største kreftene fra is på konstruksjoner i islagte elver. Isen deformeres gjerne ved knusing eller oppsplitting og kreftene er horisontale. Om konstruksjonen har tilstrekkelig helling vil isen deformeres ved både bøyning og skjærkrefter og kreftene blir da både horisontale og vertikale.

Når krefter fra flytende isflak fører til påkjenning vinkelrett mot en fast konstruksjon kan det foretas en forenklet beregning under forutsetning av bruddmekanismen enaksiell knusing. En formell for slik iskraft er gitt i *American Petroleum Bulletin* 2N, 1982:

$$F_h = IK\sigma_c Dh \quad (2.25)$$

Her er:

F_h = horisontal iskraft (MN)

I = formfaktor (-)

K = kontaktfaktor (-)

σ_c = enaksiell trykkfasthet (MPa)

D = diameter eller bredde til konstruksjonen i området med iskontakt (m)

h = istykkelse (m)

Formfaktoren, I , er avhengig av forholdet mellom D og h , og kan settes til 1,2 for $D/h > 15$ mens faktoren settes til 4,5 for D/h tilnærmet lik null.

Kontaktfaktoren er mellom 0,4 og 1,0 og den kan settes til 0,45 for ismasser som beveger seg med jevn hastighet og som ikke er fastfrosset til elvebreddene.

Formelen over kan ikke uten videre benyttes for å beregne krefter på flom- og erosjonssikringsanlegg. Den gjelder for faste konstruksjoner som står vinkelrett på isens bevegelsesretning, mens flom- og erosjonssikringsanlegg bygd av stein er ettergivende anlegg og ofte parallelle med strømrretningen.

Hvis isen angriper mot en flate som ikke er vertikal, men som heller, blir kreftene mindre. Det tar man hensyn til vha. en reduksjonskoeffisient. I kanadiske retningslinjer er den 0,5 for konstruksjoner med helling mindre enn 60 grader i forhold til horisontal.

Isganger

Isganger er som granulær strømming (strømming av korn). Erosjonssikringsanlegg blir ofte utsatt for isganger, men det er vanskelig å beregne kreftene som oppstår ved isganger.

Isganger fører til stor belastning, og til de hyppigste og mest omfattende skadene på flom- og erosjonssikringsanlegg. Store mengder is kan være i bevegelse, og de drivende kreftene fra vannet kan være store (Figur 17). Man skiller gjerne mellom vinterisganger og vårisganger. Vinterisgangene som skjer på høsten eller vinteren opptrer på en tid når istemperaturen er lav og isens styrke er langt større enn ved vårisganger som skjer under vårløsningen/vårflommen. Mengden is i bevegelse og vannhastigheten er imidlertid gjerne større under vårisganger enn ved vinterisganger, noe som medfører at kreftene kan bli større enn vårisgangene.

Isganger kan forårsake både skuring og i visse tilfeller også direkte kontakttrykk (se dynamiske iskrefte). Skuring langs et flom- og erosjonssikringsanlegg oppstår når ismasser beveger seg langs anlegget, forflytter stein fra og skader sikringsanlegget i isens "angrepslinje" (Figur 18). Stein fra sikringsanlegget kan også presses oppover eller nedover.



Figur 17 Isgang mot forbygning (foto: K. Hoseth)



Figur 18 Forbygning skadet av isgang (foto: K. Hoseth)

Statiske iskrefter

Termiske krefter oppstår i sammenhengende isdekker ved temperaturøkning i isen. Kreftene er avhengige av innspenningsforholdene. Lignende iskrefter kan også oppstå fra store isflater som utsettes for langvarig vind eller bølger. Isen deformeres vanligvis plastisk ved denne type påkjenning.

Statisk islast er mest fremtredende i innsjøer eller langs stilleflytende elvestrekninger. Termisk islast kan i spesielle tilfeller komme opp mot 300 kN/m. I NVEs *Retningslinje for laster og dimensjonering til §§ 4-1 og 4-2 i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg* er det spesifisert at for dammer i laveste bruddkonsekvensklasse kan islasten uten nærmere vurdering settes til 100 kN/m. For høyere bruddkonsekvensklasser skal belastningene utredes spesielt.

Løfting og senking

Dette er krefter som oppstår som følge av heftkrefter (fastfrysing) mellom is og en konstruksjonsflate/materiale og en påfølgende vannstandsendring. Denne type iskrefter vil ofte gi påkjenninger på enkeltsteiner i erosjonssikringsanlegg. Disse skadene er ofte meste fremtredende på steder der det er store vannstandsvariasjoner, f.eks. i tidevannssoner eller i regulerte vann og elvestrekninger.

2.12.3 Dimensjonering ved ispåkjenning

Det eksisterer lite informasjon om dimensjonering av flom- og erosjonssikringsanlegg av stein i forhold til iskrefter. Retningslinjer for iskrefter beskriver i stor grad bare påkjenninger på konstruksjoner som piler, fyr, offshoreinstallasjoner med mer. I retningslinjer for konstruksjoner av stein fra flere land beskrives det som regel bare at denne type påkjenning må ivaretas, uten at det beskrives hvordan.

I en veileder for staten Minnesota i USA fra 1989 anbefales at dimensjonerende steinstørrelse beregnet i forhold til hydrauliske krefter multipliseres med en sikkerhetsfaktor på mellom 1,2 og 1,5 når sikringsanlegg av stein langs elver utsettes for iskrefter. I en kanadisk retningslinje for fyllingsdammer henvises det til erfaringer som tilsier at fyllingsdammer som ivaretar dimensjoneringskriterier i forhold til bølgepåkjenning også ivaretar nødvendig sikkerhet i forhold til iskrefter.

Amerikanske forsøk viser at det er viktig å dimensjonere flom- og erosjonssikringsanlegg med god gradering av steinmassene når anleggene utsettes for isbelastning. Dette samt viktigheten av å anlegge en slakest mulig skråningsvinkel på sikringsanlegget samsvarer godt med norske erfaringer.

Av amerikanske forsøk fremkommer anbefalinger om steinstørrelse D_{100} på 2 ganger opptredende istykkelse når sidehellingen er slakere enn 1:3, mens det anbefales steinstørrelse D_{100} på 3 ganger opptredende istykkelse når sidehellingen er 1:1,5.

Det bør anlegges slake skråninger (ikke brattere enn 1:2), en godt plastret sikring som også har velgraderte masser og et veletablert vegetasjonssjikt for å redusere skadepotensialet. For å unngå skader av iskrefter er det viktig at det er god innbyrdes låsing av steinen i erosjonssikringen. Det er også fordelaktig med en liten tilfrysingsflate mellom is og stein.

Ved dimensjonering av flom- og erosjonssikringsanlegg i forhold til dimensjonerende hydrauliske krefter legges det til grunn at sikringsanlegget må ha spesielt god styrke og utforming i foten (mot elvebunnen). Iskrefte vil imidlertid som regel gi påkjenninger på et høyere nivå av sikringsanlegget. Det eksisterer som regel erfaringer fra på hvilket nivå i en elveskråning iskrefte vanligvis opptrer (vannstands nivået ved isgang).

2.12.4 Bunnis

Denne istypen dannes ved stor produksjon av sarr (underkjølte iskrystaller). Dette oppstår gjerne i kraftige kuldeperioder på senhøsten før islegging. Produksjon av sarr forsterkes gjerne i regulerte vassdrag nedenfor kraftstasjonsutløp, da det her tilføres store mengder oppvarmet vann vinterstid sammenlignet med naturlig vintervannføring i uregulerte vassdrag. Sarret fester seg til bunnen ved omrøring av vannmassene, og dette skjer gjerne ved utløpsbrekk til lengre stilleflytende kulper. Det kan også bygge seg opp store mengder sarr på kunstig anlagte terskler og buner (Figur 19).

Oppbyggingen av sarr kan bli så omfattende at det dannes bunnisdammer og disse kan erfaringsmessig bli opp mot 3 – 4 meter høye. Slike bunnisdammer vil demme opp vann og gi forhøyd oppstrøms vannstand. Ved brå overgang til mildvær kort tid etter at bunnisdammene er dannet kan dammene løsne på kort tid, noe som kan medføre stor og brå nedstrøms vannføringsøkning (flombølge). Bunnisdammer over bare deler av elvetverrsnittet vil gi økt strømning i den åpne delen av elva, og brå oppløsning av isdammer som har vært tilfrosset hele vinteren kan gi uforutsigbare strømnings- og flomforhold.



Figur 19 Løsmasseterskel med is (Garbergelva, Selbu)

2.13 Belastning fra bølger

Bølger fra vind eller båttrafikk kan føre til kraftig erosjon, men erosjonssikring mot bølger blir ikke behandlet i denne veilederen.

Kystverkets *Norsk molohåndbok* (Lothe 2000) gir utførlige anvisninger for beregning av bølgehøyde og sikring mot bølger.

Retningslinjer for laster og dimensjonering (NVE 2003) beskriver beregning av bølgehøyde og oppskylling. *Retningslinjer for fyllingsdammer* (NVE 2007) beskriver beregning av steinstørrelse. I

retningslinjene, som er tilgjengelig på NVEs hjemmeside, er det gjort forutsetninger og forenklinger tilpasset dammer. I hvert tilfelle må man vurdere om beregningsmetodene er egnet.

2.14 Geoteknisk stabilitet

Ved sikringsarbeid er det viktig å vurdere underlaget. Det må være tilstrekkelig stabilt til å tåle belastning fra sikring, flomvoller og andre konstruksjoner, og belastning i anleggsperioden. Poretrykk og vannstrøm kan skape spesielle utfordringer, særlig langs vassdrag med hurtige vannstandsvariasjoner.

Geoteknisk stabilitet blir ikke behandlet i denne veilederen. Det fins flere gode håndbøker, f.eks: *Geoteknikk i veibygging*, håndbok 016 i vegvesenets serie (Statens vegvesen 2006), som kan lastes ned fra internett.

2.15 Erosjon og bruddmekanismer

For planlegging og utforming av sikringstiltak er det viktig å kjenne til hvordan en steinsikring kan bli skadet. Mange prosesser bidrar til å bryte den ned. De vanligste skadene er:

- partikkelerosjon
- overflateglidning
- grunnbrudd

Disse er detaljert beskrevet av Brown (1989).

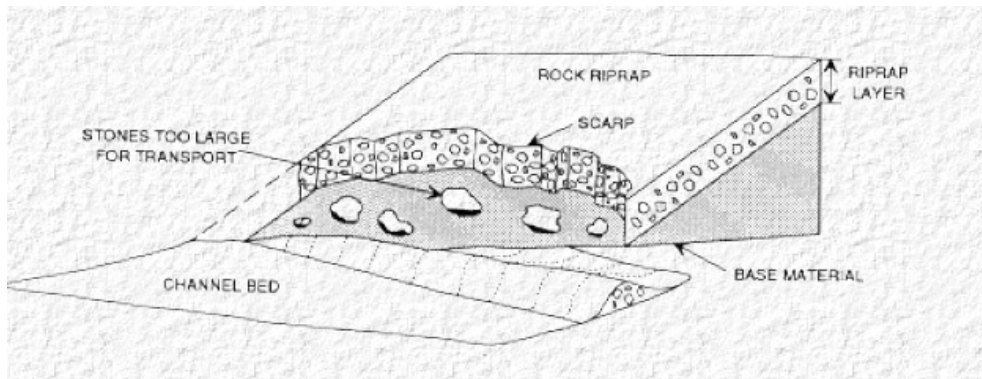
Ved planlegging av ny sikring og reparasjon av eksisterende, er det viktig å vurdere hvilke mekanismer som har betydning for stabiliteten. Det er ikke tilstrekkelig å bruke stor stein hvis bunnsenkning undergraver sikringen, eller hele underlaget glir ut når det blir belastet.

2.15.1 Partikkelerosjon

Partikkelerosjon er den vanligste mekanismen, og oppstår når belastningen er sterk nok til å plukke stein fra sikringen (Figur 20). Det skyldes vanligvis vannstrømmen, men is og drivgods kan og bidra. Erodert stein, som blir liggende som en voll langs foten av sikringen, kan føre til konsentrert strøm og mer erosjon.

Flere ulike forhold kan bidra til partikkelerosjon:

- Det er brukt for liten stein i forhold til vannhastigheten.
- Skråningen er for bratt.
- Erosjon har undergravd skråningsfoten.
- Skuring fra drivende isflak.
- Is fryser fast i sikringen og plukker stein når vannstanden stiger eller isen brytes opp.



Figur 20 Skade som skyldes plukking av stein (Brown 1989)

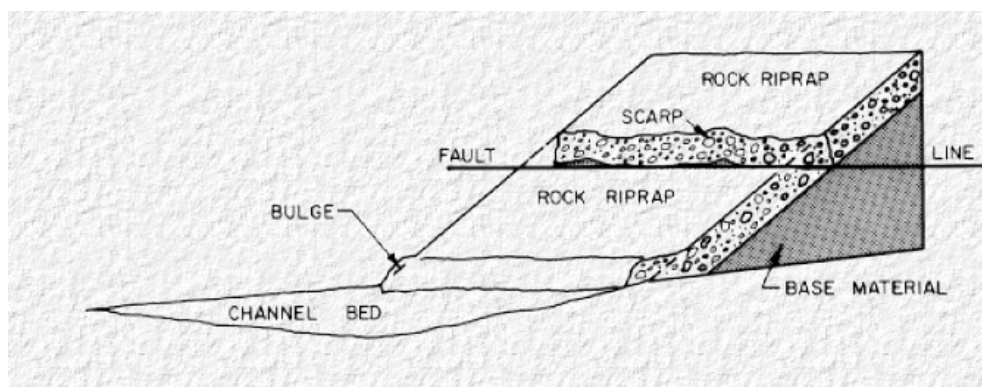
2.15.2 Overflateglidning

Overflateglidning oppstår når sikringen glir på underlaget (Figur 21). Det kan skje på en stor flate eller i et lite område. I overkant er bruddlinjen ofte horisontal og parallell med elva. I foten av glideflaten dannes det en kul av sammenpresset sikring.

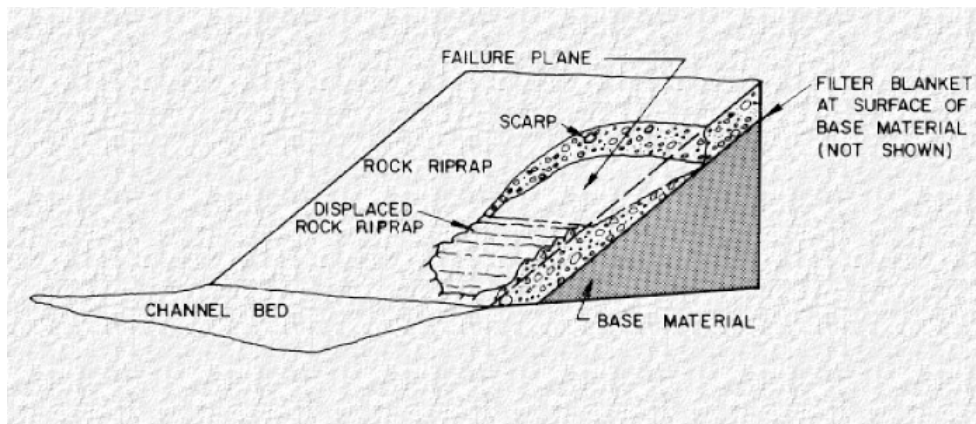
Liknende skade kan oppstå dersom øvre del av sikringslaget glir langs et plan i sikringslaget (Figur 22).

Vanlige årsaker til overflateglidning er:

- Skråningen er for bratt.
- Sikringen har mistet støtte fordi erosjon har undergravd foten.
- Sikringen har mistet støtte fordi partikkelerosjon har ødelagt nedre del av sikringen.
- Oppbygging av poretrykk mellom sikring og underlag gir lav effektivspenning.



Figur 21 Skade som skyldes at sikringen glir på underlaget (Brown 1989)



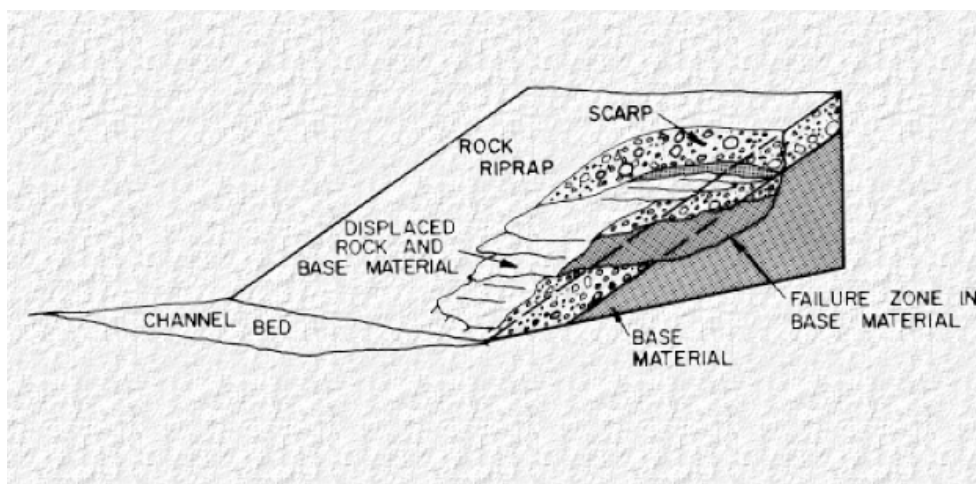
Figur 22 Skade som skyldes glidning i sikringslaget (Brown 1989)

2.15.3 Grunnbrudd

Grunnbrudd oppstår når underlaget gir etter, slik at bruddflaten går ned i grunnen under sikringen (Figur 23). Bruddet er ofte skjeformet, og jord fra undergrunnen presses fram i foten av bruddet.

Vanlige årsaker til grunnbrudd er:

- Skåningen er for bratt.
- Oppbygging av poretrykk i skråningen.
- Jorden i grunnen har for liten skjærstyrke.
- Svakhetssoner eller tette masser over permeable lag.



Figur 23 Grunnbrudd under sikring (Brown 1989)

2.16 Valg av dimensjonerende belastning

Når vi skal planlegge en sikring, må vi bestemme hvor mye den skal tåle. Høy dimensjonerende last betyr at vi må bruke stor stein og tykkere sikring, som igjen betyr at vi må sprengte og plassere mer stein. Hvis sikkerhet ikke kostet noe, så ville vi alltid velge best mulig sikkerhet. Men, sikkerhet koster, og derfor må vi avveie sikkerhet mot kostnad.

Det er ulike tilnærminger for å bestemme dimensjonerende last. Under introduseres regelbasert dimensjonering, økonomisk optimalisering og sannsynlighet for overskridelse i anleggets levetid.

Dimensjonerende last og dimensjonerende flom er ofte det samme, men ikke alltid. Det kan være tilfeller der andre laster enn flom kan bli dimensjonerende, f.eks. isgang eller bølger. I noen situasjoner er det ikke den største flommen som blir dimensjonerende. Oppstuvning kan føre til at vannhastigheten går ned når vannføringen øker.

2.16.1 NVEs retningslinjer for arealplanlegging og utbygging

NVE har gitt retningslinjer for arealplanlegging og utbygging i flomutsatte områder (NVE 2008). Der er det gitt ulike sikkerhetsnivå for ulike bebyggelse. Sikkerhetsnivåene, som gjelder for ny bebyggelse, tar hensyn til byggets verdi og faren for tap av menneskeliv. Bygg der oversvømmelse har små konsekvenser, slik som lagre, garasjer, naust og lignende, kan plasseres på områder som blir oversvømt relativt ofte (anbefalt sikkerhetsnivå: 20-årsflom).

Område for boligbygging, næringsbygg og lignende, skal være sikre mot 200-års flommer. Bygg med viktige samfunnsfunksjoner, som sykehus og beredskapsinstitusjoner, skal være sikre mot 1000-årsflommer.

Ved flomsikring av eksisterende bebyggelse gjelder ikke disse kravene direkte. Ved flomsikring av eksisterende bebyggelse må en i tillegg vurdere nytten i forhold til kostnadene, inkludert vedlikeholds og reparasjonskostnader, slik at den økonomiske gevinsten blir så stor som mulig.

Også ved dimensjonering av erosjonssikring bør disse prinsippene legges til grunn. I tillegg må en ta hensyn til at dimensjonerende last og dimensjonerende flom ikke alltid er det samme. F.eks. kan isgang eller bølger føre til større belastning.

Ved dimensjonering av erosjonssikring bør man også vurdere erosjonshastighet, faren for at erosjon vil utløse skred eller at elven tar nytt løp inn i bebygde områder. Ved sakte sideveis erosjon der bebyggelse ikke vil rammes på flere år, behøver en ikke like god sikring som ved hurtig erosjon som kan føre til stor skade.

2.16.2 Økonomisk optimalisering

Gevinsten ved å bygge en erosjonssikring bør være større enn kostnadene. Et alternativ til regelbasert dimensjonering er å dimensjonere sikringen slik at den økonomiske gevinsten blir så stor som mulig.

Bygger vi sikringen for å tåle en liten flom, f.eks. 5-års flom, så blir byggekostnadene lave. Samtidig må vi regne med å reparere sikringen, og det den skal beskytte, hvert femte år. Derfor kan driftskostnadene blir høye. Hvis vi dimensjonerer for en 200-års flom, blir byggekostnadene høye, men til gjengjeld oppstår sjelden skader. Hvor snart en skade vil komme er det ingen gitt å si, se 2.16.3.

Totalkostnaden er summen av bygge- og driftskostnader over anleggets levetid. Fra et økonomisk synspunkt bør vi dimensjonere slik at totalkostnaden blir minst mulig. Da avhenger dimensjonerende flom både av byggekostnaden, og kostnaden for reparasjon og skade. I tillegg vil diskonteringsrenten være viktig, fordi vi må sammenlikne framtidig vedlikeholdskostnad med dagens byggekostnad.

I praksis blir økonomisk optimalisering av erosjonssikring lite brukt. Det er vanskelig å bestemme hvor store skader ulike flommer vil føre til, og hva skadene vil koste.

2.16.3 Sannsynlighet for overskridelse i anleggets levetid

Det kan være nyttig å vurdere dimensjonerende flom i forhold til anleggets levetid. Midlertidige konstruksjoner, som bygges i forbindelse med anleggsarbeid, dimensjoneres for mindre flommer enn konstruksjoner som skal stå i mange år.

Sannsynligheten for at anlegget blir utsatt for en flom som er større enn det ble dimensjonert for, avhenger både av gjentakintervallet for dimensjonerende flom og konstruksjonens levetid, og beregnes med følgende uttrykk (May 2002):

$$P = 1 - \left(1 - \frac{1}{N}\right)^L \quad (2.26)$$

Her er:

P = sannsynlighet for overskridelse ($Q > Q_{DIM}$) i løpet av levetiden L (-)

L = konstruksjonens levetid (år)

N = gjentakintervall for dimensjonerende flom (år)

Hvis en bro har en levetid på 50 år og dimensjoneres for en 50-års flom, så er sannsynligheten 64 % for at den blir utsatt for en flom som er like stor, eller større enn dimensjonerende. Sannsynligheten for at den blir utsatt for 100-års flom er ca. 40 %. Tabell 4 viser sammenheng mellom levetid og sannsynlighet for overskridelse ($Q > Q_{DIM}$).

Levetid L (år)	Gjentaksintervall N (år)							
	5	10	25	50	100	200	500	1000
5	67 %	41 %	18 %	10 %	5 %	2 %	1 %	0 %
10	89 %	65 %	34 %	18 %	10 %	5 %	2 %	1 %
25	100 %	93 %	64 %	40 %	22 %	12 %	5 %	2 %
50	100 %	99 %	87 %	64 %	39 %	22 %	10 %	5 %
100	100 %	100 %	98 %	87 %	63 %	39 %	18 %	10 %

Tabell 4 Gjentaksintervall, levetid og sannsynlighet for overskridelse

2.17 Usikkerhet og dimensjonering av sikring

Når sikringen utformes, vil det alltid være flere usikre forhold, f.eks:

- Hvor skadet blir sikringen om den bygges og belastes som forutsatt?
- Hvor sikre er vi på forutsetningene, f.eks. flomstørrelse og vannhastighet?
- Hvor sikre er vi på utførelsen? Blir sikringen bygget med riktig steinstørrelse?
- Hva blir konsekvensene dersom sikringen svikter?

Planleggeren må stadig forholde seg til ulike former for usikkerhet, og i de følgende avsnittene diskuterer vi deler av problemstillingen.

2.17.1 Hva bygger formlene egentlig på?

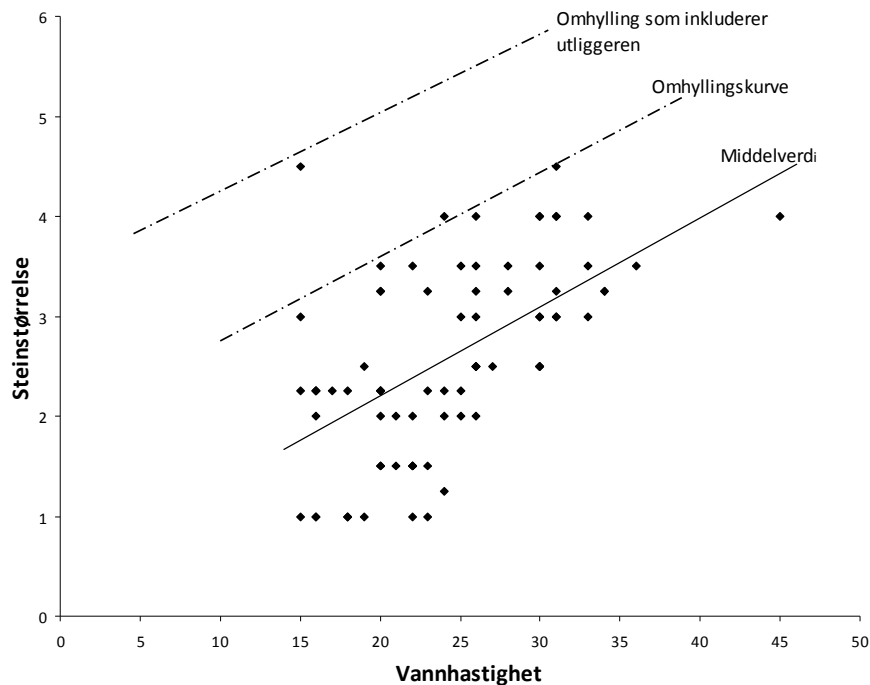
Ingeniøren som dimensjonerer en sikring, f.eks. ved hjelp av formlene i denne veilederen, tenker sjelden på hvordan formlene har blitt til. I deler av hydraulikken kan vi bruke teori til å utlede eksakte formler, men sedimenttransport og erosjonssikring bygger mye på forsøk.

I forsøk er det alltid rom for tolkning og vurdering. Anta at vi skal undersøke stabiliteten til en steinsikring. Vi bygger en modell og øker vannføringen gradvis. Først beveger en stein seg, så en til. Etter hvert får sikringen en ujevn overflate og i enkelte områder dekker den ikke lenger underlaget. Til slutt bryter hele sikringen sammen og vaskes vekk. Hva skal vi regne som tålegrensen for sikringen: første bevegelse, fullstendig brudd eller noe i mellom?

Neste problem oppstår når forskeren har gjort en rekke forsøk og har en sverm av punkt som skal bli en dimensjoneringskurve eller formel. Én forsker kan foreslå en kurve som går midt gjennom punktsvermen, altså en middelvei. En annen kan være mer forsiktig og legge dimensjoneringskurven slik at den *omhyller* alle punktene, dvs. er på den sikre siden av alle forsøkene.

Figur 24 viser et eksempel på ulike tolkning av forsøksdata. Hvert punkt representerer målt sammenheng mellom steinstørrelse og vannhastighet når steinen begynner å bevege seg. Den nederste linjen gir *middelvei* (beste tilpassing) for datasettet. *Omhyllingskurven* er på den sikre siden av alle datapunktene, unntatt ett. Den øverste kurven omhyller alle punktene, også utliggeren, og gir veldig konservativ dimensjonering.

Før du bruker formlene i denne veilederen til dimensjonering, bør du undersøke hvor mye sikkerhet som er bygget inn i formlene eller kurvene. Det skal stå i beskrivelsen av formelen, men generelt kan du regne med at formlene gir *kritiske størrelser*, dvs. nær bruddgrensen, med moderate skader på sikringen, men ikke brudd.



Figur 24 Eksempel på ulike tolkninger av forsøksdata

2.17.2 Følsomhet for endring av inngangsverdier

De viktigste parametrene for beregning av stabil steinstørrelse er:

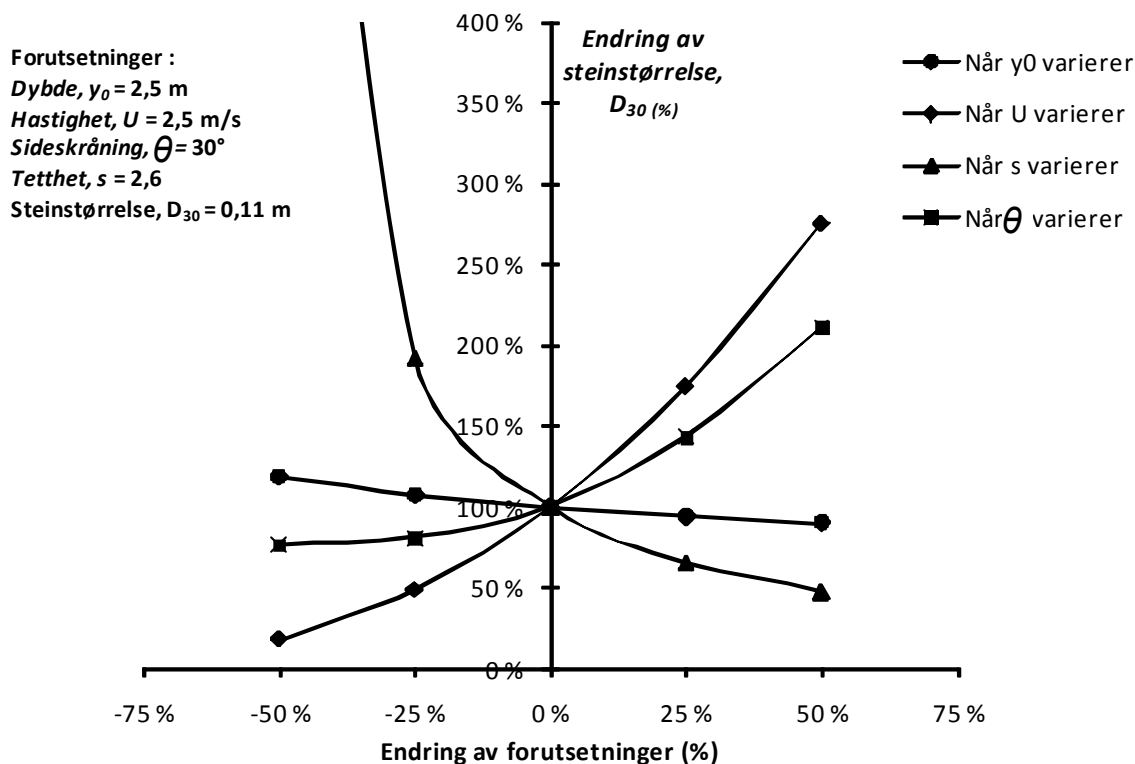
- vannhastighet
- steinens tetthet (densitet)
- breddens helling
- vanndybde

Enten vi bestemmer parametrene fra beregning eller måling, så er de usikre. For å vurdere hva den usikkerheten har å si, er det nyttig å vite hvor mye endring av inngangsparametrene betyr for steinstørrelsen.

Av de tre parametrene er det hastigheten som har størst betydning. Økes hastigheten med 10 %, så må steinkekten økes med 100 % og sikringstykkelsen med 30 %.

Tettheten til steinen er og viktig. Reduseres tettheten 10 %, så må steinkekten økes med 70 % og sikringstykkelsen med 20 %. Dette er spesielt viktig å ta hensyn til om man bruker betong eller andre kunstige dekkmaterialer. (En nyttig regel er: $D_{stabil} \cdot (\rho_s - \rho) = \text{konstant.}$)

Steinstørrelsen er mindre følsom for endring av vanndybde. Reduseres dybden med 10 % så må steinkekten økes ca. 10 %. Figur 25 viser et eksempel på hvordan endring av beregningsparametrene påvirker steinstørrelsen. Følsomheten over er beregnet vha. Maynords formel for dimensjonering av vanlig sidesikring (4.16). Andre formler vil gi et litt annet resultat.



Figur 25 Stabil steinstørrelse, eksempel på følsomhet for endring av forutsetninger

2.17.3 Usikkerhet i inngangsverdiene

Dimensjonering av en sikring begynner med å bestemme gjentakintervallet for dimensjonerende flom, f.eks. 100-års flom, og tilhørende vannføring. Så kan vi beregne hastighet og vanndybde. De viktigste dimensjoneringsparametrene er:

- gjentakintervallet til dimensjonerende flom
- flomstørrelse
- vannhastighet og vanndybde
- sikringssteinens tetthet og form
- breddens helling

Hvert trinn i beregningene innebærer usikkerhet. Flomberegningen er særlig usikker, 25 % forskjell mellom ulike beregninger er ikke uvanlig.

I de hydrauliske beregningene brukes vannføringen sammen med elvas tverrsnitt, fall og ruhet, til å bestemme hastighet og vanndybde. Usikkerheten vil avhenge av hvilke data som hentes inn og hvilke beregningsmetoder man bruker.

Den enkleste fremgangsmåten er å anslå elvas fall og tverrsnitt fra kart, anslå ruheten skjønnsmessig, og beregne vannhastigheten med Mannings formel. En mer nøyaktig fremgangsmåte er å måle inn tverrprofil og vannstander, og bruke et dataprogram til å beregne vannlinje og hastighet. Den første metoden kan brukes når elva er bratt, slik at man unngår oppstuvning. I slake elver kan det være nødvendig å bruke den siste metoden.

Alle antagelsene og beregningene er mer eller mindre usikre. Enkelte parametre kan vi bestemme nøyaktig, f.eks. steinens egenvekt, mens andre, f.eks. flommen er relativt usikker. Usikkerheten vil avhenge av hvor grundige analyser vi har gjort. I noen tilfelle gjør vi overslagsmessige beregninger, i andre tilfeller gjør vi detaljerte innmålinger og nøyaktige beregninger.

Vi kan forsøke å handtere usikkerheten på ulike måter. Det enkleste er å gjøre beregningene etter beste skjønn, og bruke verdiene direkte uten hensyn til usikkerheten.

For å øke sikkerheten kan vi multiplisere beregnet steinstørrelse med en sikkerhetsfaktor. Men, det er flere problem med bruk av sikkerhetsfaktor. Selv om vi mener flommen har usikkerhet $\pm 20\%$, så betyr ikke det at steinstørrelsen bør økes med 20% . Sammenhengen mellom vannføring og steinstørrelse er ikke lineær. Det er og vanskelig å vite hvordan flere usikre faktorer skal kombineres til en sikkerhetsfaktor.

En bedre løsning kan være å bruke en lastfaktor for hver inngangsverdi. Vi kan f.eks. øke hastighet og vanndybde med 20% hver, men det fremdeles vanskelig å vite om lastfaktoren står i forhold til usikkerheten.

En enkel metode som gir god oversikt over usikkerheten, er å beregne steinstørrelse for ulike forutsetninger. For vanlig sidesikring er de viktigste parametrene vannføring, Mannings tall (ruhet), elvas fall og breddens helling. Vi kan anslå en *forventet verdi* og en *høy verdi* for hver parameter. *Forventet verdi* er målt eller anslått etter beste skjønn, uten tillegg for usikkerhet. *Høy verdi* er et høyt men ikke urealistisk estimat.

Deretter beregner vi nødvendig steinstørrelse for ulike forutsetninger. Først finner vi forventet steinstørrelse ved å bruke forventet verdi for alle parametrene. Deretter kombiner vi forventet verdi med *en* høy verdi etter tur. Til slutt beregner vi steinstørrelsen ved å bruke bare høye verdier. På den

måten får vi fram et skjønnsmessige men realistisk intervall for de viktigste parametrene i beregningen, og betydningen det har for steinstørrelsen. Intervallet i steinstørrelse fra vi bare bruker forventningsverdier til bare høye verdier, gir et inntrykk av den totale usikkerheten.

2.17.4 Usikkerhet i utførelse av sikringen

Det blir ofte forskjell på det som var planlagt og det som ble utført. Steinstørrelse, tykkelse, korngradering og filterlag er viktig for stabiliteten, men vanskelige forhold og dårlig kontroll under bygging kan gi avvik.

Usikkerhet i utførelse bør håndteres ved kilden, ikke gjennom sikkerhetsfaktoren. Hvis det er usikkert om bruddet leverer stor nok stein, er det bedre å kontrollere størrelsen enn å spesifisere større stein (som heller ikke blir levert). Hvis forholdene gjør det vanskelig å kontrollere sikringstykkelsen, er det bedre å prosjektere tykkere sikring enn å øke sikkerhetsfaktoren.

2.17.5 Andre usikre forhold

Over har vi diskutert usikkerheten knyttet til inngangsparametre og til bygging av sikringen. Men, det er viktig å være klar over at andre forhold kan være avgjørende for belastningen sikringen blir utsatt for, f.eks:

- Isgang, som kan føre til stor belastning på sikringen.
- Is eller drivgods som blokkerer deler av et vanngjennomløp kan føre til stor lokal vannhastighet.
- Dypålen kan flytte seg sideveis mot foten av en sikring, eller mot et brukar.
- Masseavlagring under flom kan endre elveløpet og strømmens retning og styrke.
- Bunnsenking, som undergraver sikringen.
- Sideveis bevegelse av elveløpet som endrer strømforholdene.

Ingeniøren som prosjekterer sikringen, må alltid gjøre en avveining mellom verdiene som sikres og kostnadene. For lokal sikring av konstruksjoner bør man dimensjonere på den sikre siden. Rundt en bro er det relativt små areal som må sikres, og kostnaden ved å bruke ekstra stein er liten i forhold til broens verdi.

Mange forhold bidrar til usikkerhet om belastningen sikringen kan bli utsatt for, og hvordan den vil tåle belastningen. Høy sikkerhet bør ivaretas ved å gå systematisk gjennom de forholdene som er viktig for sikkerheten, f. eks:

- Velg flomstørrelse, vannhastighet og vanndybde på den sikre siden.
- Bruk tykkere sikring enn minimumskravet.
- Gjennomfør ekstra kontroll av steinstørrelse, egenvekt og utførelse.
- Sikre en lengre strekning.
- Gjør sikringsfoten tykkere og før den dypere ned.
- Bruk en erfaren maskinkjører.

2.18 Terskler og terskelhydraulikk

På elvestrekninger med løsbunn kan terskler brukes til å avtrappe elveløpet slik at naturlig erosjon reduseres mellom tersklene. Se avsnitt 3.3 eller *Vassdragshåndboka* (Sæterbø 2009) for mer om bruk av terskler.

Terskler av løsmasse trenger dessuten selv dekklag som er sikre mot erosjon. Det blir behandlet i avsnitt 4.13.

Dette kapitlet tar for seg strømming ved terskler. Det er viktig for å planlegge, f.eks. høyden og avstanden mellom tersklene.

2.18.1 Over- og underkritisk strømming

Strøm-, erosjons- og avleiringsforholdene ved terskler, og i noen grad ved andre innsnevringar av elveløpet, vil avhenge av om strømmingen er *over-* eller *underkritisk* der konstruksjonen plasseres. Overkritisk strømming betegnes ofte *strykende*, i motsetning til *rolig* for underkritisk strømming.

Denne forskjellen kommer tydeligst frem i forbindelse med terskler, som derfor behandles litt detaljert nedenfor.

I overkritisk strømming kan bølger og andre forstyrrelser ikke forplante seg oppover elveløpet, men det kan de ved underkritisk strømming. Som en første vurdering, f.eks. under befaring, på om strømmingen er underkritisk, kan en observere om ringene som dannes når en gjenstand kastes ut i strømmen forplanter seg oppover.

Som mer nøyaktig kriterium brukes Froudes tall:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \frac{A}{T}}} = \frac{V}{\sqrt{g y_m}} \quad (2.27)$$

Her er:

Fr = Froudetallet (-)

V = vannhastighet (m/s)

A = strømningsareal (m²)

T = avstanden fra bredd til bredd målt ved overflaten (m)

y_m = gjennomsnittsdypde (m)

g = tyngdens akselerasjon (m/s²)

$Fr > 1$ angir overkritisk strømming og $Fr < 1$ angir underkritisk strømming. Når $Fr = 1$ er strømmingen kritisk og vannhastigheten lik forplantningshastigheten til overflatebølger.

2.18.2 Avstand, bunnhelling og terskelhøyde

En terskel løfter vannstanden lokalt, slik at vannflaten på en strekning ovenfor terskelen får redusert helling, S , og mindre vannhastighet, V . Vannflaten oppstrøms hver terskel vil tilpasse seg et energinivå likt terskelkoten pluss nødvendig ekstra høyde, H , for at vannføringen skal kunne passere. H finnes av overløpsformler, se avsnitt 2.18.5, og vil avhenge litt av hvordan terskelen er utformet.

Plasseres en terskel i underkritisk strøm, vil virkningen i første omgang bli at vannflaten heves jevnt stigende bakover til den går over i den naturlige vannflaten uten terskel. Se avsnitt 2.18.3.

Plasseres en terskel i opprinnelig overkritisk strøm, og terskelen er så høg at den nye dybden gir underkritisk strøm, kan vannflaten bare heves et stykke bakover. Det oppstår i stedet et vannstandssprang mellom opprinnelig vannflate og oppdemmet vannflate, se avsnitt 2.18.4. Er

terskelen lav i forhold til vannføringen, vil den overkritiske strømmen kunne fortsette over terskelen, ev. med litt korrigert vannflate.

Plasseres terskelen på en elvestrekning med fast bunn uten sedimenttransport, vil virkningen av terskelen strekke seg en strekning gitt av naturlig bunnhelling og vannføring. For en enkel tilnærming av hvor langt terskelen minst vil ha effekt bakover, kan en bruke formelen:

$$L_x > h / S_0 \quad (2.28)$$

Her er:

L_x = terskelens demningslengde (m)

h = terskelhøyden over elvebunnen (m)

S_0 = naturlig bunnhelling oppstrøms terskelen (m/m)

Denne formelen regner imidlertid med horisontal vannflate. Pga. friksjon mot bunnen vil vannflaten ikke være horisontal bakover fra terskelen. Formel (2.28) passer derfor dårlig ved store vannføringer med mye falltap. Da må en ta hensyn til oppstuvningskurven og et eventuelt vannstandssprang. Forløpet bakover blir forskjellig om strømmingen uten terskelen er under- eller overkritisk.

Plasseres terskelen på en strekning med sedimenttransport, vil elvebunnen ha en naturlig helling tilpasset denne. Terskelen vil da medføre avleiring, som over tid vil heve bunnen bakover til den igjen får stabil helling. Er vannføring og sedimentforhold som før, vil den nye bunnen tilsist bli parallell med den gamle, men hevet med terskelhøyden. Er vannføring og sedimentforhold endret slik at elvebunnen eroderer uten terskelen, vil den nye bunnen oppstrøms terskelen få en redusert stabil helling, S_{ny} .

Er det flere terskler i serie på en strekning med jevn bunnhelling, er det naturlig å tilpasse terskelavstander og terskelhøyder slik at virkningene ikke overlapper. Imidlertid vil dette ikke være en entydig situasjon, da oppstuvningskurven trenger lengre strekning for å tilpasse seg naturlig vannndybde jo større vannføringen er. Terskelserier konstrueres derfor oftest ut fra en valgt dimensjonerende flom.

Figur 26 viser situasjonen mellom to terskler, som er plassert med avstand bestemt av formelen:

$$L > \frac{h}{S_0 - S_{ny}} \quad (2.29)$$

Her er:

L = avstanden mellom tersklene (m)

h = terskelhøyden over elvebunnen (m)

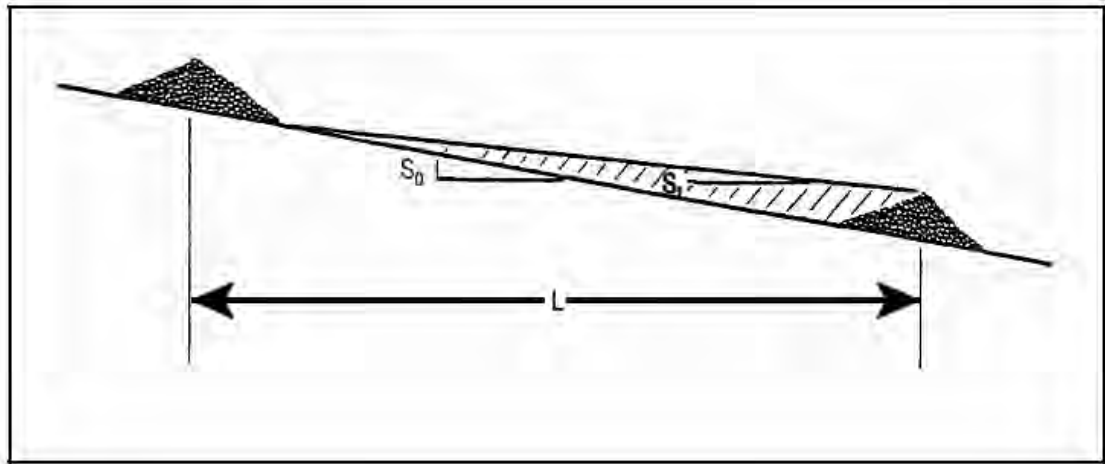
S_0 = naturlig bunnhelling mellom tersklene (m/m)

S_{ny} = ny, stabil bunnhelling mellom tersklene (m/m). S_f i Figur 26.

Ny, stabil bunnhelling etter at terskelen er på plass er viktig for å bestemme avstanden mellom tersklene, men vanskelig å beregne sikkert. Ny bunnhelling avhenger av massetransport inn (mengde og størrelse) og forholdene i elva mellom tersklene (fall, bredde, dybde og ruhet). I noen tilfelle fylles elva mellom tersklene på kort tid, i andre tilfeller kan det ta flere år.

Den enkleste metoden for å anslå ny, stabil bunnhelling er å bruke en formel for stabil steinstørrelse, se f.eks. kapittel 2.6 og 2.7.

Eksempel på litt spesielle terskler er vist på Figur 27 og 28.



Figur 26 Avstand mellom terskler (Biedenharn 1997)



Figur 27 Stabilisering med betongvegger og -terskler (Ribeira Brava, Madeira)

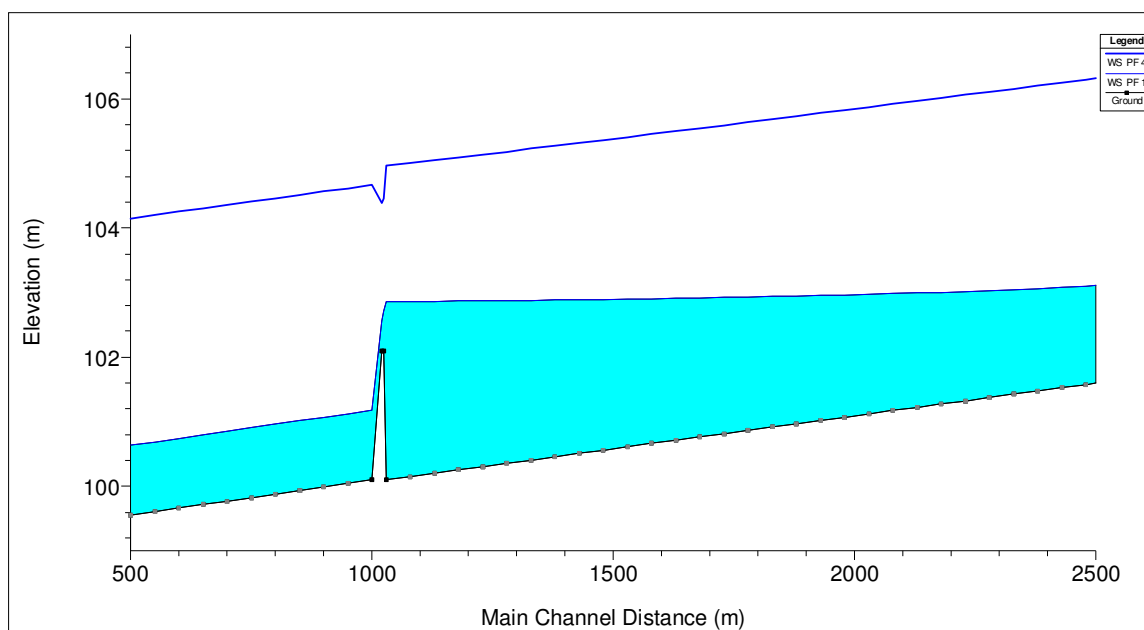


Figur 28 Gabionterskel fylt med sediment

2.18.3 Oppstuvning ved underkritisk strømning

Står terskelen på en strekning der strømmingen var underkritisk uten terskel, vil den nye vannflaten få en jevnt økende helling bakover og etter hvert tilnærme seg opprinnelig nivå og helling uten terskelen.

Vannlinjen, dvs. lengdeprofilen av vannflaten, kalles oppstuvningskurven og kan beregnes trinnvis. Vanligvis brukes et regneprogram til dette, f.eks. *HEC RAS*. Figur 29 viser vannlinjen for en terskel i underkritisk strømning ($S_0 = 1:1000$). Den øverste linjen viser hvordan terskelen drukner ved høy vannføring.



Figur 29 Vannlinje for terskel på strekning med underkritisk strømning

2.18.4 Oppstuvning ved overkritisk strømning

Er strømmingen overkritisk der terskelen blir plassert, vil den nye vanndybden som terskelen danner, kunne gi overgang til underkritisk strømning nærmest terskelen. I så fall vil det oppstå et vannstandsprang som overgang mellom den opprinnelige vannlinjen og det nye nivået som terskelen danner.

Figur 30 viser terskel på strekning med opprinnelig overkritisk strømning.

For rektangulære kanaler beregnes vannstandspranget med formelen:

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left[\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right] \quad (2.30)$$

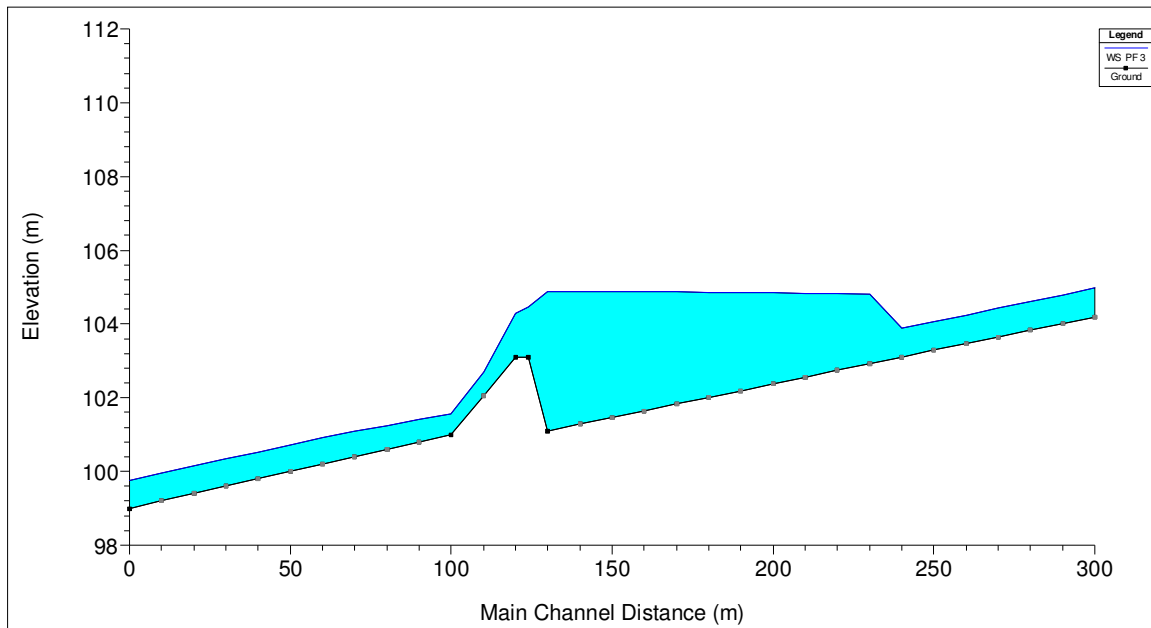
Her er:

y_1 = vanndybde rett oppstrøms spranget (m)

y_2 = vanndybde rett nedstrøms spranget (m)

Fr_1 = Froudetallet rett oppstrøms spranget (-)

Er vannføringen stor nok i forhold til terskelhøyden, vil overkritisk strømning kunne passere forbi terskelen uten vannstandsprang, bare med noe større dybde og redusert hastighet.



Figur 30 Vannlinje for terskel på strekning med overkritisk strømning

2.18.5 Strømning over terskler

Figur 31 viser typisk tverrsnitt av en løsmasseterskel. Karakteristiske dimensjoner er overløpshøyde H_0 , undervannshøyde H_u , kronebredde B , helling av nedstrøms skråning, diameter for dekklagsstein, D og terskellengde L . Effektive høyder H' og H'_u regnes fra $D/6$ under topp terskel.

Energihøyden, H , over terskeltoppen er summen av overflatens synlige høyde, H_0 , og vannets hastighetsenergi, h_e :

$$H = H_0 + h_e = H_0 + \frac{V^2}{2g} \quad (2.31)$$

Her er:

H = energihøyden over terskelen (m)

H_0 = vanddybden over terskelen (m)

h_e = vannets hastighetsenergi (m)

V = vannhastigheten oppstrøms terskelen (m/s)

g = tyngdens akselerasjon (m/s^2)

Ved små vannhastigheter er h_e liten, men ved økende vannføring får den betydning for beregning av terskelens kapasitet.

Nivået av vannflaten like oppstrøms en terskel vil tilpasse seg et energinivå likt terskelkoten pluss nødvendig ekstra energihøyde, H , for at vannføringen Q skal kunne passere. Høyden H finnes av formler av typen:

$$H = \left(\frac{Q}{LC} \right)^{2/3} \quad (2.32)$$

Her er:

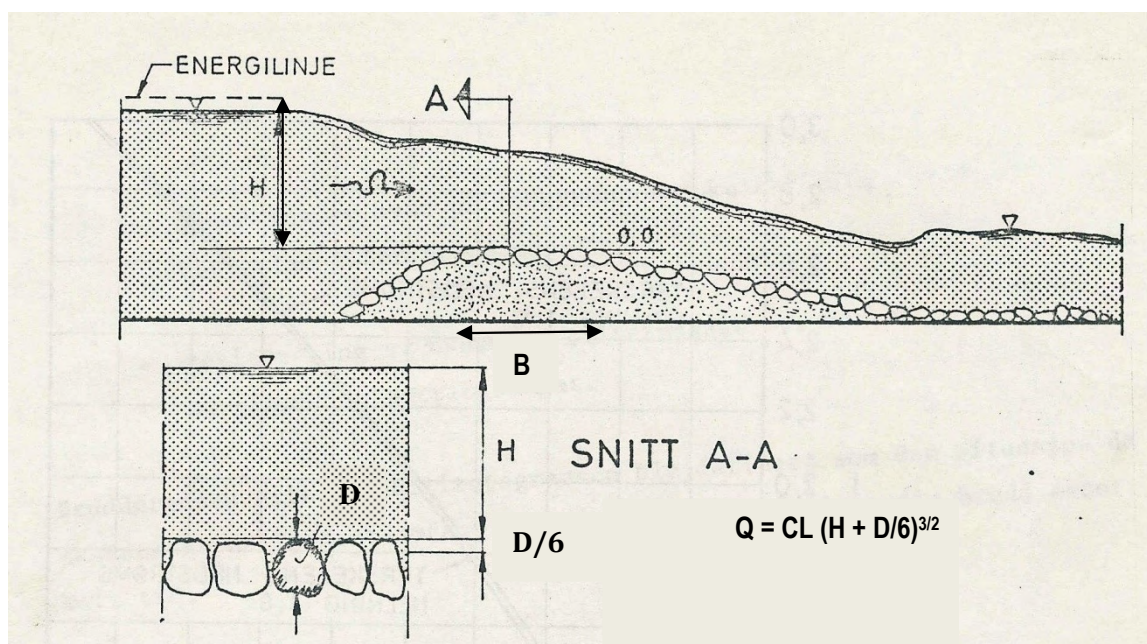
H = energihøyden over terskelen (m)

Q = vannføringen (m^3/s)

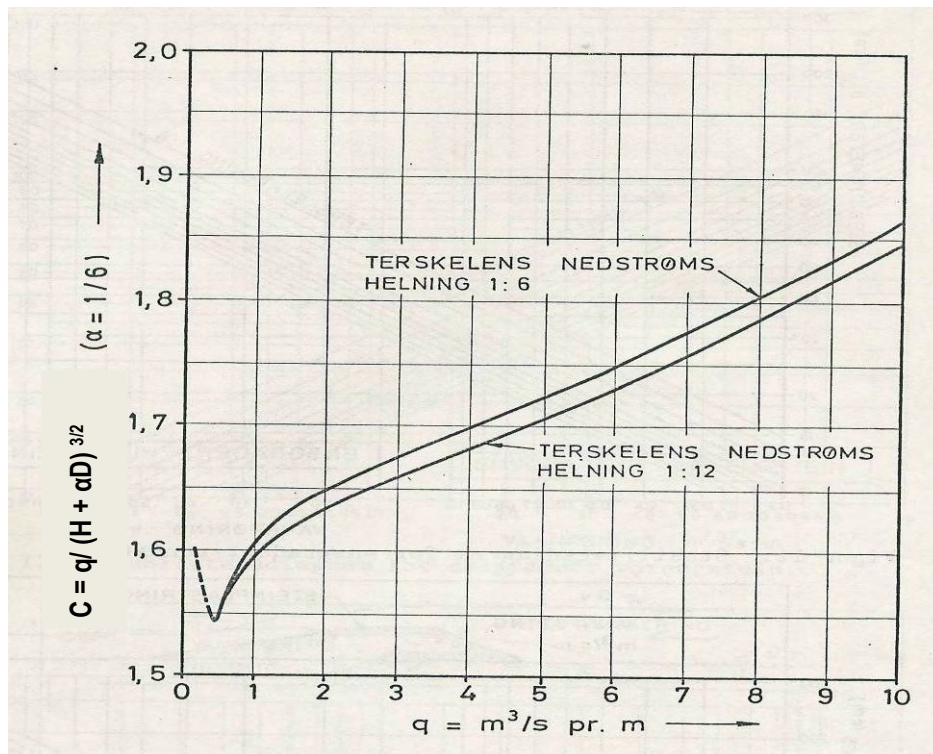
L = lengden av terskelen normalt på strømrretningen (m)

C = overløpsfaktor ($\text{m}^{1/2}/\text{s}$)

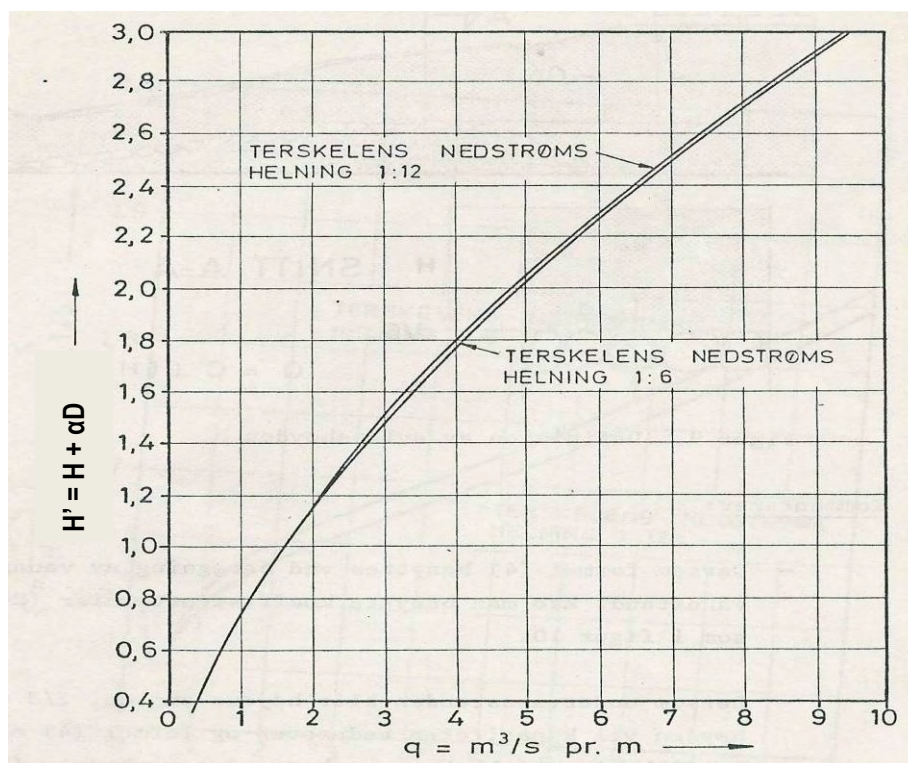
Overløpsfaktoren avhenger av terskelkantens form og av undervannets nivå. Ved skarp kant er faktoren ca. 1,7, ved bred topp gjerne noe mindre. Ved spesiell avrundet utforming kan faktoren bli over 2,0. Figur 32 viser hvordan overløpskoeffisienten varierer med enhetsvannføringen, $q = \frac{Q}{L}$, for en $B = 4$ m terskel. Figur 33 gir H' som funksjon av enhetsvannføringen.



Figur 31 Typisk løsmasseterskel (SINTEF 1982)



Figur 32 Overløpskoeffisient for terskler med kronebredde 4 m (SINTEF 1982)



Figur 33 H' som funksjon av vannføring for løsmasseterskler (SINTEF 1982)

2.18.6 Virkning av undervannet

Formel (2.32) gjelder så lenge undervannet er tilstrekkelig lavt i forhold til terskelkrona. Som en tilnærmet regel for hvor høyt undervannet kan stå over terskeltoppen uten å påvirke kapasiteten av overløpet, kan en bruke uttrykket $H_u \leq 2/3 H$. Her er H_u nivået på undervannet og H energinivået oppstrøms, begge målt fra toppen av terskelen. Grensen vil avhenge noe av terskelformen og geometrien nedstrøms.

Stiger undervannet mer, vil forskjellen mellom undervann og overvann bli mindre og mindre, til terskelen ikke lenger har noen virkning oppover elva. En sier da at terskelen er druknet (Figur 29, øverste vannlinje). Dette er ofte den tilstanden en ønsker ved dimensjonerende flom.

Selv i en slik situasjon vil terskelen ha merkbar virkning lokalt fordi hastigheten er større over selve terskelen, og det gir større hastighetshøyde og ofte synlig senket vannflate over selve terskelen. Slikt skaper turbulens nedstrøms, og kan medføre at en lokal erosjonsgrop nedstrøms terskelen oppstår eller ev. utvikles videre.

2.18.7 Forløp av hastighet og skjærspenning over terskler

Mens det er relativt enkelt å beregne hastighet og bunnskjærspenning på en elvestrekning med jevn helling uten terskler, vil strømforholdene omkring og over en terskel være mer kompliserte.

Like oppstrøms terskelen vil det være en oppstuvningssone der strømmen nærmest bunnen retarderes, mens vannhastigheten øker fra bunnen til overflaten. I dette området kan det foregå både erosjon og avleiring, avhengig av turbulensforholdene.

Dersom det er underkritisk strømning oppstrøms terskelen, vil det oppstå overgang til overkritisk strømning over selve terskeltoppen. I det kritiske snitt er dybden y_c og hastigheten, V_c , gitt av formelene:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2.33)$$

$$V_c = \sqrt{gy_c} \quad (2.34)$$

Her er:

y_c = kritisk dybde (m)

V_c = kritisk vannhastighet (m/s)

q = enhetsvannføring (vannføring per terskellengde) ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)

g = tyngdens akselerasjon (m/s^2)

Over selve terskelen og nedover skråningen vil hastigheten øke videre før den bremses igjen, når vannet møter undervannet. Toppen av terskelen, ev. nedstrøms skråning og det turbulente området der fallenergien drepes, vil derfor være mest utsatt for erosjon eller andre skader.

Dersom terskelen er smalere enn selve elveløpet, vil det i tillegg oppstå turbulens og skjærkrefter omkring og nedstrøms flankene.

3 Ulike typer erosjonssikring

3.1 Innledning

Valg av løsning og type erosjonssikring er avhengig av mange faktorer, blant annet verdiene som skal sikres, årsakene til erosjonsproblemene, fysiske forhold i vassdraget (størrelse på vassdraget, hastighet, gradient, sedimentstørrelse, osv), miljøforhold, andre inngrep i vassdraget, kostnadene ved sikring i forhold til nytten, arealet man har til rådighet og så videre.

Vi kan i hovedsak skille mellom tre typer erosjonssikring:

- sikring av elvekanten
- sikring av elvebunnen
- sikring rundt konstruksjoner (lokal erosjon)

3.2 Sikring av elvekanten/ elvebredden

Sikring av utsatte elveskråninger gjøres vanligvis med et dekklag av stein. I Norge er det vanlig å bruke sprengt stein. Dekklaget kan bygges opp uten et filterlag av finere masser eller filterduk (geotekstiler) mot de underliggende massene eller med et slikt lag. Dekklag kan legges på flat eller skrånende bunn, over store flater eller begrenset til lokale områder rundt utsatte partier.

Dekklaget kan og bygges opp som en mur (tørrmur) og med andre materialer enn stein, som tømmer, matter, gabioner (steinfylte matter), tørrmur, betongvegger eller spunt. Dimensjonering av denne type sikring er ikke tema for denne veilederen, men metodene er beskrevet kort i dette kapitlet.

Vegetasjon som erosjonsbeskyttelse kan også brukes i enkelte tilfeller og man bruker ofte nedbrytbare matter el. for å lette etablering av vegetasjon. Mer om slike metoder finnes f.eks. i Fergus (1998) eller Schiechl (1997).

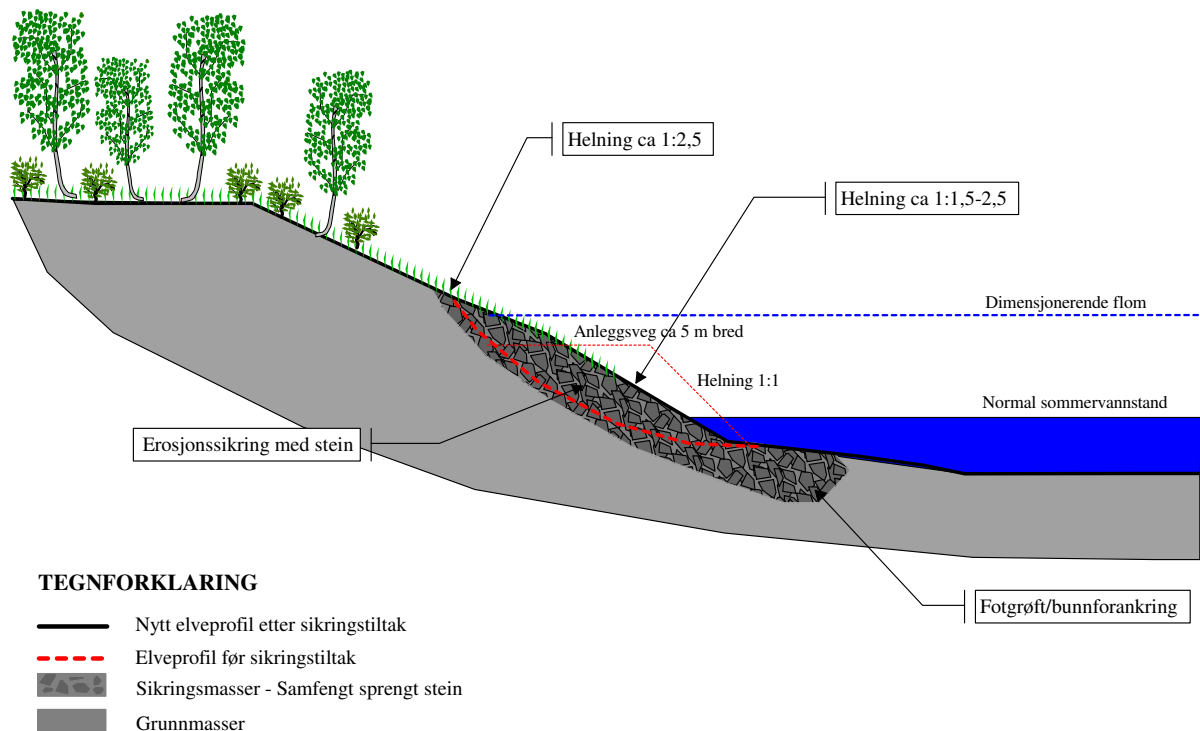
Såkalte buner eller strømaavvisere kan også brukes til å beskytte elvekanten mot erosjon. Buner er små konstruksjoner som skråstilles ut fra elvebredden med vannstrømmen og slik at de bøyer av vannstrømmen som står på mot utsatt elvekant.

3.2.1 Dekklag av stein uten filterlag

Dette er den vanligste form for erosjonssikring. Underlaget/ elvekanten dekkes av et lag såkalt *samfengt stein* og bygges opp med en *fotgrøft* eller større tykkelse i bunnen. Figur 34 viser sikring med fotgrøft. Samfengt stein er en blanding av forskjellige steinfraksjoner fra svært fint til grovt materiale, det vil si en vid gradering. En kan også bruke rundstein fra elva, men dette kan ikke brukes på steder med stor påkjenning eller der det er nødvendig med stor helling på sikringen.

Sikringen bygges opp med en forgrøft i bunn eller med større tykkelse i bunn der det er stor påkjenning for å sikre mot undergraving av sikringen. Det er vanlig å bruke de groveste steinene en har tilgjengelig i bunnen av sikringen. Det anbefales minimum 1 m bredde og dybde på fotgrøfta/ bunnlaget men dette er avhengig av størrelse på elva og forventet bunnsenkning. Mer om sikring av foten og beregning av erosjonsdyp i avsnitt 4.6.10- 4.6.12.

Prinsippskisse for erosjonssikring



Figur 34 Prinsippskisse av sikring med samfengt stein med fotgrøft og vegetasjon

Samfengte dekklag legges ut direkte på underlaget. Finfraksjonene i massene virker da som filter, mens de groveste steinene danner dekklagseffekten. Etter en tid vil de fineste fraksjoner nærmest overflaten bli erodert bort av strømmen, slik at det dannes et overflatelag som er anriktet med grovere fraksjoner. Prosessen tilsvarer den naturlige prosessen som danner naturlige dekklag i vassdrag på morenegrunn.

Fordi det foregår en fjerning av masse fra øvre del av laget, må massene legges ut noe tykkere enn to ganger D , der D er diameteren på de største steinene i dekklagsmassen pluss vanlig filtertykkelse. Denne ekstra tykkelsen kan beregnes om en kjenner kornfordelingen i de massene som brukes, og skjærspenningen som vannet utøver mot bunnen. Kostnadene med å legge et større volum oppveies som oftest av enklere og mer tidsbesparende utlegging.

Hellingen på sikringer bør være så slak som mulig og kan gjerne variere langs sikringen. Slake sikringer er mer stabile enn brattere sikringer. Typiske hellinger er fra 1:2 – 1:4. Sikringen bør også følge det eksisterende terrenget i størst mulig grad og kan gjerne gis et *rufsete* preg.

Det kan være vanskelig å fastslå hvilken utstrekning i lengde en erosjonssikring skal ha men det bør sikres i hvert fall noen meter nedstrøms området som er utsatt for erosjon. Det er nedstrøms ende av sikringen som vil være mest utsatt for erosjon. Sikringen må forankres godt i begge ender og grunnes godt inn i skråningen og en bør tilstrebe å få en mest mulig jevn overgang mellom sikring og naturlig elvekant.

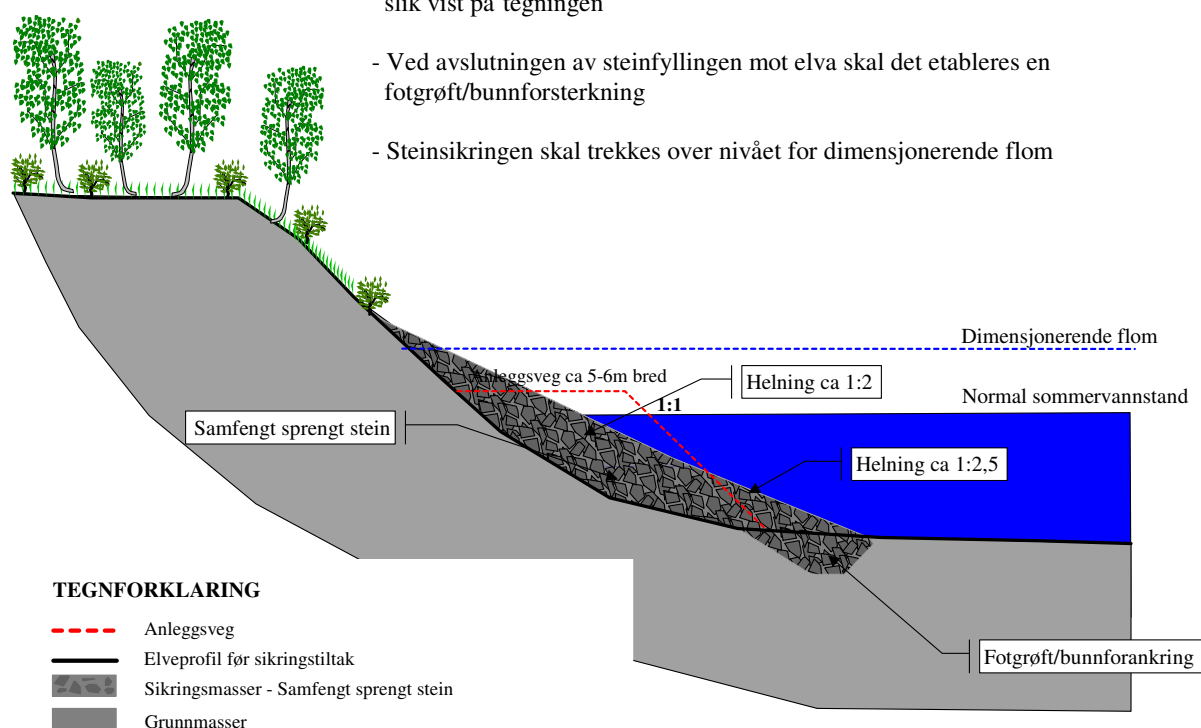
Anlegg av sikringen avhenger av størrelsen på vassdraget og høyden på skråningen. Sikring av lave skråninger der en kan grave fotgrøft fra elvekanten og dumpe stein nedover skråningen er vanligvis enkle å utføre. Det er vanlig å slake ned skråningen og ta unna og ta vare på hengetorv og jord- og vegetasjonslaget.

Der en har høye skråninger og store dyp kjøres steinen ut som en midlertidig veifylling langs elvekanten.

Utkjøring/utlegging av stein langs en høy skråning

Sikringsprinsipp:

- Stein kjøres ut langs en 5-6 m bred anleggsveg med helning 1:1 ned mot elva
- Steinmassene som trengs til anleggsvegen er dimensjonerende for sikringstiltaket
- Når anleggsvegen er ferdig utlagt langs elvekanten legges steinmassene slik vist på tegningen
- Ved avslutningen av steinfyllingen mot elva skal det etableres en fotgrøft/bunnforsterkning
- Steinsikringen skal trekkes over nivået for dimensjonerende flom



Figur 35 Utkjøring og utlegging av stein langs en høy skråning

Det er viktig å få reetablert den naturlige kantvegetasjonen så raskt som mulig. Hengetorv, jord og vegetasjonslaget legges på sikringens øvre del. Dette gir gode forhold for etablering av vegetasjon. En kan også ta vare på stubber og røtter og legge disse inn i øvre del av sikringen.

3.2.2 Dekklag av stein med filter mot underliggende masser

Der en har bløtt grunn med fare for utvasking av underlaget gjennom sikringen eller der en ikke har tilgang eller mulighet til å legge på samfengte masser, kan det være nødvendig å legge ut et skille- eller filterlag av fiberduk eller finere masser som for eksempel grus. En sikring med filterlag må på

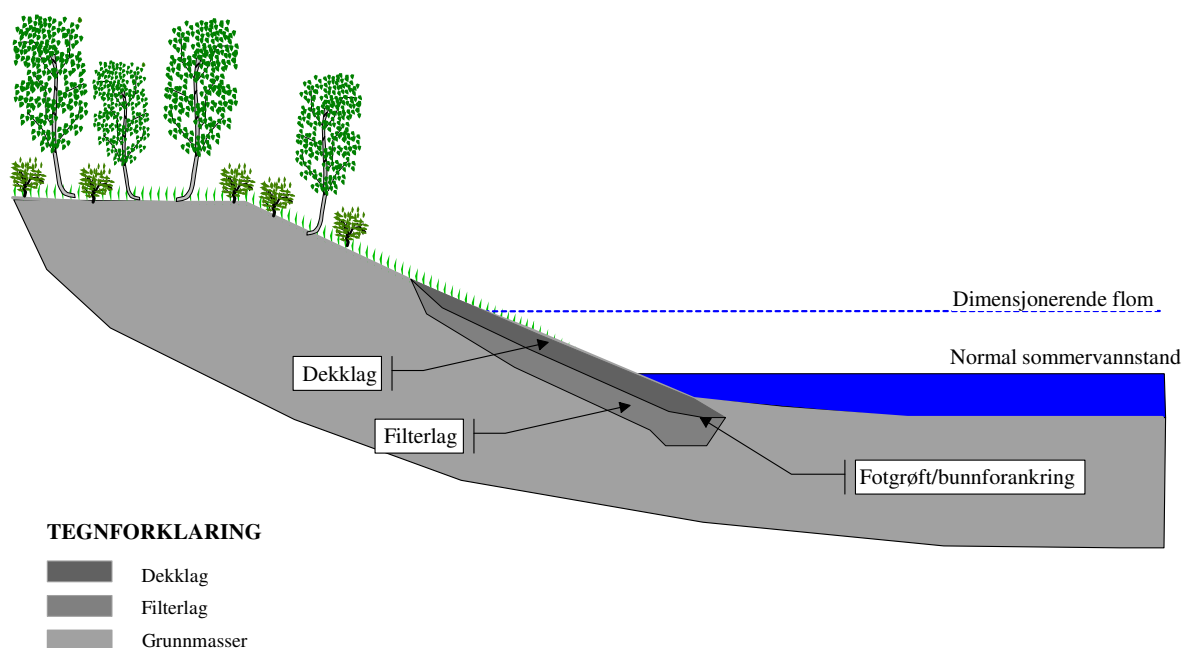
samme måte som for sikring uten filter også bygges opp med forgrøft og det groveste steinen i bunn av sikringen der påkjenningen er størst. Dimensjonering av filterlag er beskrevet i avsnitt 4.3 og 4.4.

En dekklagssikring (Figur 36) består vanligvis av:

1. Selve dekklaget av utvalgte stabile steinmaterialer.
Minstetykkelsen settes vanligvis til $2D$, der D er diameteren på de største steinene i dekklagsmassen. Tykkelsen på dekklag av små steinstørrelser bestemmes i stedet av hvor nøyaktig massene kan legges ut, ofte foreskrives minst 30 cm.
2. Et filter mellom overflatelaget og underlaget for å hindre erosjon og utvasking gjennom dekklaget. Filterlag av stein settes sammen etter filterregler som finnes i litteraturen, se avsnitt 4.4. Filter kan også bestå av matter eller vevet duk av kunstfibre (geotekstiler).
3. I sjeldne tilfeller ekstra mellomlag, dersom det er stor forskjell i kornstørrelsene av dekklag og underlagstørrelsen.

Er underlaget svært bløtt eller finkornig brukes nå gjerne et forsterket underlag av geotekstiler eller fibermatter for å unngå at stein som dumpes, slår gjennom filteret og ødelegger filtervirkningen. Kantene av dekklaget forsterkes gjerne med ekstra tykkelse for å kunne tilpasse seg kantererosjon og undergraving.

Prinsippskisse for erosjonssikring med filterlag og dekklag



Tegn: gbh, NVE

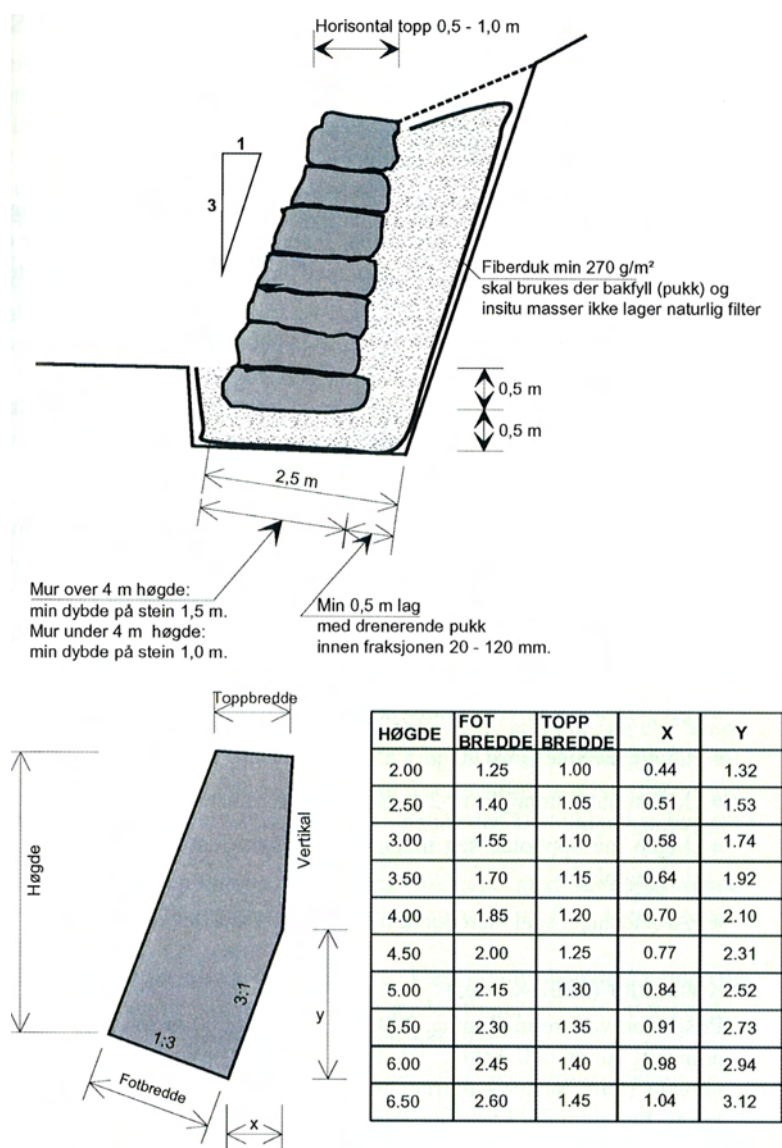
Figur 36 Prinsippskisse av sikring med dekklag og filter samt fotgrøft og vegetasjon

Prinsippene for utstrekning, anlegg og utlegging av sikringen samt hensynet til miljøforhold og etablering av vegetasjon er de samme som for sikringer uten filter.

3.2.3 Støttemur av stein (tørrmur)

Støttemurer av stein lagt i tørrmur eller stabilisert med mørtel brukes der elveløpet er for trangt til å utforme vanlig sideskråning, eller der en ønsker å bruke kantene til andre formål. Tørrmur gir en fleksibel mur som vanligvis tåler en del sesongbevegelse pga påkjenning fra frost og flom.

Tørrmur kan utføres nesten vertikalt, men kan også brukes til å sikre skråninger med brattere helling enn vanlige skråninger av løsmasser. Det er ikke faste regler for hvilke hellinger som skal brukes. Hellinger mellom 3:1 og 5:1 er stabile. Prinsippskisse av tørrmur og dimensjonering er vist i Figur 37 (Sæterbø 1998).



Figur 37 Prinsippskisse og dimensjoneringskjema for tørrmur i forbygning

Støttemur av tømmer og støttemur og renner av betong er også brukt som erosjonssikring, men faller utenfor denne veiledningen. Det gir elveløpet mer karakter av en kunstig kanal. Etablering av tømmerkister/ støttemur av tømmer er beskrevet i NVEs faktaark 12, 2003.

3.2.4 Matter og gabioner

Som alternativ til dekklag av løse steinmaterialer, kan en pakke steinmassene inn i matter av kunstfiberduk eller kasser av netting (gabioner). Dette er metoder som er mye brukt der en har mindre tilgang på steinmasser enn i Norge. Gabioner brukes da ofte som alternativ til tørrmur for å lage bratte sidebegrensinger i vannløp. Gabionene legges da i forbandt med litt innoverskråning som ved en tradisjonell støttemur av tørrmur.

3.2.5 Bruk av flate steinblokker og plater som dekklag

I områder med flisige bergarter vil både naturlige stein og sprengstein gjerne ha en overvekt av flate blokker. Dersom disse brukes til dekklag vil en stor prosent bli liggende med flatsiden opp. Flate blokker utnyttes også av og til bevisst til dekorative dekklag, særlig i små bekkeløp og kulvertrenner. En må da ta hensyn til at flate stein er utsatt for ekstra løftekrefter fra strømmen (flyvinge-effekt). De kan også lettere forskyve seg på underlaget slik at de vipper bakkanten opp mot strømmen så den får tak under platen. Det er derfor viktig at en tar hensyn til løftekraften ved dimensjoneringen og sørger for stabilt underlag som ikke kan vaskes ut under platene. På den annen side gir flate steinblokker ekstra stabilitet i forhold til vekten dersom de systematisk plasseres inntil hverandre på høykant.

3.2.6 Buner

Buner er smale konstruksjoner som stikker ut normalt eller skråstilt fra elvebredden slik at det oppstår en skjermet vik med tildels stillere vann enn langs elvebredden forøvrig. Hensikten er å styre vannstrømmen bort fra elvebredden eller bidra til å korrigere retningen på strandlinjen.

Buner brukes som sikring mot erosjon og bunene vil, rett plassert og utformet, heller fange opp og avleire sedimenter, slik at området blir mer stabilt. Buner kan og brukes for å skape bakevjer og loner som et tiltak for å bedre miljøet i vassdraget. Buner kan også sikre rolige forhold ved inntak for vannverk, irrigasjon og småkraftverk ved liten vannføring. I noen tilfeller brukes buner for å forskyve eller rette ut et elveløp. En spesiell teknikk beslektet med buner er bruk av skråstilte ledefinner som plasseres uten direkte kontakt med elvebredden (Figur 38).



Installation of Iowa Vanes in Wapsipinicon River bend during low flow in the Summer of 1988.



Wapsipinicon River bend at low flow, May 10, 1990, about two years after installation of Iowa Vanes.

Figur 38 Bruk av ledefinner (Barkdoll 2007)

Denne veiledningen behandler to sider ved bruk og konstruksjon av buner:

- Buners funksjon som erosjonsbeskyttelse ved å holde vannstrømmen på avstand fra elvebredder utsatt for erosjon. Avsnitt 4.14 oppsummerer praktisk anvendelige prinsipper for bygging og bruk med henvisning til norsk og internasjonal litteratur, se referanselisten. I tillegg er det benyttet en del rapporter fra norsk praksis og resultater fra forsøk på Norsk hydroteknisk laboratorium.
- Erosjonsstabilitet av selve bunen dvs. stabilitet av topp, skråninger, hode og flanker og bunnen nedstrøms og omkring spissen, både for buner av fast materiale og løse blokker. Dette er også behandlet i avsnitt 4.14.

Buner utføres av mange forskjellige materialer, og med forskjellig grad av tetthet, eksempler er tette vingemurer av stål, betong, mur eller tre, vanlige steinjetéer eller løst plasserte hauger eller striper av steinmaterialer eller kunstige blokker, såkalte "hard points" (Figur 39). I noen land er det tradisjon for å bruke gjerder eller vegger av sammenflettede plantefibre, men dette er gjerne sesongtiltak som må repareres etter hver større flom. I Norge er de mest vanlig å bygge buner av stein.

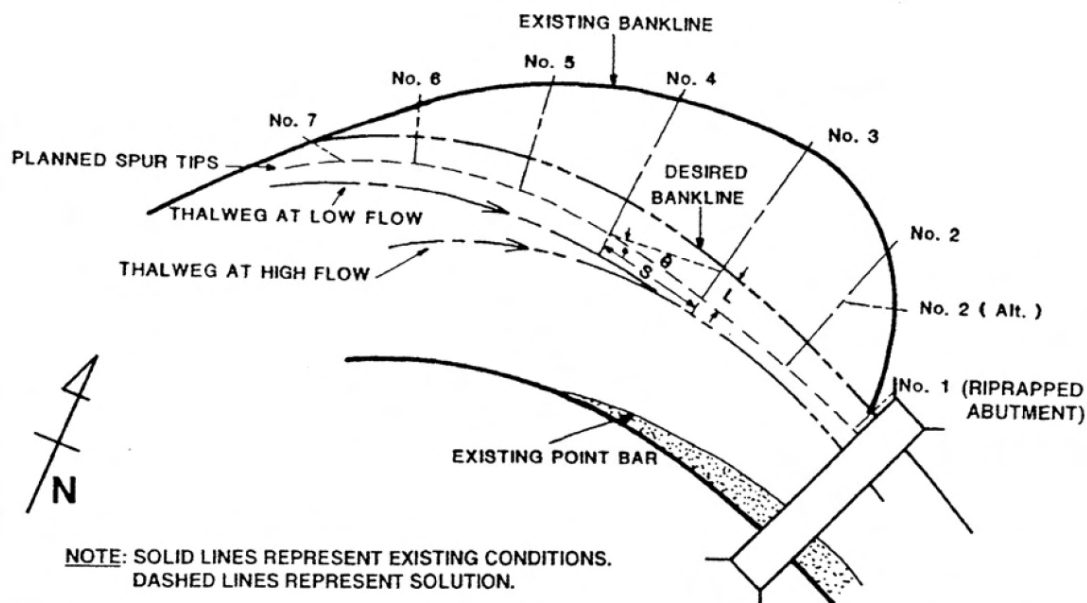
Vanligvis bygges bunene så de når over flomvannstanden innerst ved land, men kan ha toppflate som skråner utover fra land, eller er horisontal et stykke og avsluttes med en skråning.

Plassering og høyde av buner velges først og fremst ut fra formålet. De plasseres oftest på løs bunn, og baseres derfor enten med støtte i spunt eller peler, eller utføres som en bred utstikker med erosjonssikker skråning. Når en serie buner skal hindre stranderosjon, plasseres gjerne den øverste nær overkanten av det erosjonsutsatte området.

Figur 39 viser plassering av buner for å hindre erosjon i yttersving. Figur 40 viser plassering av buner for å flytte eller rette ut elvas løp oppstrøms et brosted.



Figur 39 Hardpoint (Barkdoll 2007)



Figur 40 Plassering av buner for å rette ut elv (Barkdoll 2007)

3.3 Sikring av elvebunnen

Det kan være nødvendig å sikre bunnen av elva mot erosjon der en har uønsket senking, eller forventer at bunnen vil bli utsatt for erosjon og senking. En kan sikre bunnen på flere måter, ved hjelp av terskler, steingrupper og blokker som lokalt hever vannstanden og ved hjelp av steinbånd som legges i flukt med elvebunnen, såkalte ramper.

3.3.1 Terskler

Terskler i vassdrag er en naturlig eller kunstig forsterkning av bunnen som hindrer bunnerosjon og senking. Naturlige terskler kan være fjellpartier over kortere eller lengre strekninger eller partier med så grove løsmasser at elva ikke kan flytte på disse unntatt ved mest ekstreme flomhendelser. En terskel kan enten gå i flukt med bunnen av elva eller være en forhøyning som skaper en kulp eller lon på oversiden og strykparti over terskelen. Terskler kan bygges for å hindre bunnsenking og erosjon og/eller heve vannstanden og skape en kulp på oversiden.

Ved konstruksjon av terskler i vassdrag må de utføres slik at fisk og andre vandrende organismer kan passere. Plassering av terskler, ulike konstruksjoner, virkninger, hensyn til ferdsel og fisk og andre miljøforhold er grundig behandlet i Vassdragshåndboka (Sæterbø 2009).

Terskler kan ha mange formål som ikke behandles nærmere i denne rettleddningen.

Denne veilederen behandler to sider ved bruk og konstruksjon av terskler:

- Bruk av terskler som erosjonsbeskyttelse ved å flate ut og trappe av elveleiet, Her inngår flere byggeprinsipper, fra tette terskler som hever vannstanden likt over hele elvas bredde, til permeable terskler og terskler med lavvannsløp og fiskeløp. En viss terskeeffekt kan og oppnås med striper eller grupper av grove stein- eller sams løsmasser der elvebunnen får utvikle seg omkring og omforme den plasserte steinmassen. Hydraulikk for denne type terskler er beskrevet i avsnitt 2.18.

- Erosjonsstabilitet av selve terskelen, dvs. stabilitet av topp, skråning, flanker og terskelfot, både for terskler av fast materiale og løsmasseterskler. Dette er nærmere behandlet i avsnitt 4.13.

3.3.2 Steingrupper og celleterskler

Steingrupper eller blokker spredt både over bredden og over en lang strekning av elveløpet vil gi en moderat heving av vannstanden ved alle vannføringer. Det kan oppstå lokal erosjon omkring elementene, men de kan gi en gjennomsnittlig reduksjon av materialtransporten og på sikt kan det oppstå et strykparti over og rundt slike steingrupper. Denne type bunnsikring gir et mer naturlig utseende og virkning enn mer konstruerte terskler.

Steingrupper og enkeltblokker må grunnes godt ned og gis et mest mulig uryddig og 'rufsete' utseende.

Kulpetrinn eller såkalte celleterskler er fallserier av terskler og kunstige kulper i bratte elveløp. Vannstrømmen kan styres fra kulp til kulp ved å variere dimensjonene og plasseringen av steinen. Bruk av steingrupper og celleterskler er nærmere beskrevet i Vassdragshåndboka (Sæterbø 2009).

3.4 Sikring mot lokal erosjon – omkring konstruksjoner i løpet

Lokal erosjon kan oppstå i tilknytning til erosjonssikringer og konstruksjoner i vassdrag. Erosjonen kan oppstå som en følge av endrede strømforhold, for eksempel der en plasserer en pilar eller bune ut i løpet eller samler strømmen gjennom en kulvert, over en terskel eller ved å plassere en fylling ut i løpet. Erosjonen kan også oppstå som en følge av at motstanden mot erosjon endres og angrepspunktet for erosjon forflyttes. Eksempler på steder der det kan være aktuelt å være oppmerksom på faren for lokal erosjon og sikre mot dette er listet opp nedenfor.

- Omkring konstruksjoner som står i eller stikker ut i elveløpet, vanligvis sikres det ved bruk av steinlag, støpte blokker eller matter.
- Ved midlertidige utfyllinger ut i elveløpet.
- Nedstrøms kant av dekklag mot undergraving.
- Inn og utløp ved kulverter, bruer, innsnevring og kanaler. Sikres med dekklag av stein eller spesielt utformede energidrepere for å hindre tilbakegraving og undergraving.
- Sikring av terskelskråninger og nedstrøms foten av terskler (oppbygging av selve terskelen og bunnen nedstrøms).
- Sikring mot lokale isskader.

3.4.1 Energidrepere

Energidrepere er konstruksjoner som plasseres i eller nedstrøms bratte vannløp med stor vannhastighet, for å omforme rettlinjert strømning til turbulens og virvler og dermed begrense lokale skadevirkninger når strømmen møter eroderbar grunn eller på annen måte kan gjøre stor skade. Mest vanlig er spesielt utformede groper eller dype kulper med en terskelformet vegg eller innsnevring som avslutning. Men det brukes også serier av terskler, faststøpte blokker eller store stein plassert systematisk i vannstrømmen, slik at den bremses undervegs før den når eroderbar grunn med mindre helling.

Typiske eksempler på bruk av energidrepere er

- Kulvertutløp.
- Nedstrøms luker og flomløp.
- Etter innsnevringer, som nedstrøms broløp eller ved overgang fra kanal til naturlig elveløp.
- Nedstrøms terskler.

Det er etter hvert utformet mange standardløsninger for noen typer overganger. Noen av disse er nærmere beskrevet i kapittel 4.

3.4.2 Sikringsprinsipp for peler og brokar

Omkring pilarer, peler og brokar utvikles lokale soner med økt skjærspenning både foran og langs sidene i forhold til strømrretningen. Virkningen har begrenset utstrekning og er avhengig av mange faktorer:

- vannhastighet
- dybde
- form og retning på konstruksjonen i forhold til strømrretningen
- areal av det strømtverrsnitt som blokkeres
- bunnmateriale

Der det er fare for erosjon, vil det i mange tilfeller bare være nødvendig å sikre i en begrenset sone. Dette utføres etter de samme prinsipper som er beskrevet for vanlig elvebunn, men med begrenset horisontal utstrekning.

Står konstruksjonen på peler eller nedgravd fundament, bør oversiden av disse legges så dypt at erosjon ikke kan vaske kantene fri. Hvis det skjer vil det innføre et større areal som forstyrrer strømmen og kompliserer erosjonsbildet. Det er på den annen side ikke uheldig om toppflaten på et pælehode eller et fundament avdekkes nærmest en pilar under dimensjonerende vannføring. Erosjonsgroper som dannes under stor flomvannføring, vil gjerne fylles delvis igjen ved mer normale vannføringer.

4 Dimensjonering

4.1 Innledning

Dette kapitlet gjennomgår dimensjonering av ulike typer erosjonssikring. Først beskrives planlegging (avsnitt 4.2), generelle krav til steinsikring (avsnitt 4.3), filter (avsnitt 4.4 og 4.5) og deretter dimensjonering av ulike sikringstiltak:

- Sikring i elver slakere enn 2 % (avsnitt 4.6).
- Sikring i elver brattere enn 2 % (avsnitt 4.7).
- Sikring av kulvertutløp (avsnitt 4.8).
- Generelt om sikring av broer (avsnitt 4.9).
- Sikring rundt bropilar (avsnitt 4.10).
- Sikring rundt landkar (avsnitt 4.11).
- Utforming av løsmasseterskler (avsnitt 2.18 og 4.13).
- Erosjonssikring med buner (avsnitt 4.14).

I vedlegg 1 er det eksempel på ulike beregninger.

4.2 Planlegging av erosjonssikring

Planlegging av erosjonssikring omfatter tre hovedaktiviteter (Escarameia 1998):

1. Valg av strategi
2. Forprosjektering
3. Detaljprosjektering

Dette kapitlet handler om dimensjonering av sikringen. Det kan være en del av for- eller detaljprosjektering. For å gi en bedre forståelse av helheten, gjennomgås hovedpunktene i planleggingsprosessen under.

4.2.1 Valg av strategi

Første trinn i planleggingen er å avgjøre hvilken type løsning som er aktuell for det erosjonsutsatte området. Det innebærer vurdering av det som skal sikres, forholdene i elva, årsaken til erosjonen, konsekvensene av fortsatt erosjon og vurdering av alternativ. Vurderingene vil resultere i en strategi for videre tiltak, f.eks:

- Ikke gjør noe, la naturen gå sin gang.
- Forvaltningstiltak, f.eks. stanse grusuttak, hindre beiting, fjerne kantvegetasjon etc.
- Myk erosjonssikring, f.eks. fibermatter og beplantning.
- Bygningsmessige tiltak, f.eks. betongvegger, steinsikring, terskler, buner etc.

Strategifasen omfatter datainnsamling, skjønnsmessige vurderinger og enkle beregninger.

4.2.2 Forprosjektering

Etter å ha valgt strategi, er neste trinn forprosjektering. Hensikten er å bestemme teknisk løsning og hente inn grunnlagsdata for detaljprosjekteringen.

Forprosjektering innebærer valg mellom ulike sikringsmetoder og valg av utforming, f.eks. bruk av ordinær steinsikring eller tørrmur av stein, og valg mellom ulike material, f.eks. stein, gabioner eller betong.

Ofte vil man kombinere ulike sikringstyper, f.eks. kan en terskel som hindrer bunnsenkning, kombineres med sikring av erosjonsutsatte bredder.

Forprosjektering kan omfatte følgende aktivitet:

- Datainnsamling; objektet som skal sikres, erosjonsskader, grunnforhold, tilgang på byggematerial, elvas form og fall, isforhold.
- Flomberegning.
- Hydraulisk beregning.
- Beregning av erosjonssikring.
- Geoteknisk vurdering av grunnforhold og stabilitet.
- Vurdering av sikkerhet, fare for skade og konsekvenser, miljøforhold, anleggstekniske forhold, vedlikehold, kostnader og alternative løsninger.

Beregningene i denne fasen er ofte forenklede. Hensikten er å komme fram til endelig teknisk løsning. Den kan bestå av ulike tiltak, f.eks. at noen strekninger ikke sikres, noen sikres med terskler og andre med steinsikring. Det er ofte nødvendig å forprosjekttere og sammenlikne ulike sikringstiltak for å finne den beste løsningen.

4.2.3 Detaljprosjektering

Siste fase omfatter detaljert beregning og utforming av alle elementene i den valgte løsningen. For et gitt tiltak vil detaljprosjektering typisk omfatte:

- Datainnsamling, inkludert gjennomgang av det som ble gjort ifm. forprosjekteringen.
- Flomberegning.
- Hydraulisk beregning.
- Geoteknisk vurdering av grunnforhold og stabilitet.
- Vurdering av spesielle forhold; is, isgang, drivgods, elveløpets stabilitet (vertikalt og sideveis) langsiktig bunnsenkning, bunnsenkning under flom, belastning fra bølger.
- Bestemme nødvendig steinstørrelse.
- Bestemme sikringens tykkelse.
- Bestemme sikringens utstrekning; oppstrøms, nedstrøms, sikringsfot, fribord.
- Bestemme utforming av filter.
- Bestemme detaljer, f.eks. sikringsfot, avslutning i oppstrøms og nedstrøms ende, avslutning mot konstruksjoner.

Når man har bestemt endelig utforming av sikringen, vil man utarbeide byggetegninger, byggebeskrivelser, massefortegnelse og kostnadsberegning.

4.3 Generelt om sikring med stein

Dette avsnittet gir generelle anvisninger for utforming av steinsikring, blant annet om steinstørrelse, tykkelse og korngradering. Der senere avsitt gir spesielle anvisninger, så går de foran de generelle.

4.3.1 Karakteristisk steinstørrelse

Siktediameteren, D_x , er et vanlig mål på steinstørrelse. x angir den vektandel av prøven som passerer en kvadratisk åpning med sidekant lik siktestørrelsen, f.eks. betyr $D_{60} = 500$ mm at 60 % av prøven, etter vekt, passerer en 500 · 500 mm åpning.

Det er også vanlig å bruke vekt som mål på steinstørrelse. Vekten kan regnes om til en karakteristisk lengde. Diameteren til en kule som veier like mye som steinen, D_s , er ett vanlig mål. Et annet mål er lengden på sidekanten til en kube med samme vekt som steinen, nominell diameter, D_n .

For bruddstein er det vanlig å anta at $D_n = 0,84 D$

Jordartene kan klassifiseres etter kornstørrelse. Tabell 5 viser betegnelsen for de ulike kornstørrelsene.

Betegnelse	Størrelse (mm)
Blokk	$D > 600$
Stein	600 – 60
Grus	60 – 2
Grov grus	60 – 20
Middels grus	20 – 6
Fin grus	6 – 2
Sand	2 – 0,06
Grov sand	2 – 0,6
Middels sand	0,6 – 0,2
Fin sand	0,2 – 0,06
Silt	0,06 – 0,002
Grov silt	0,06 – 0,02
Middels silt	0,02 – 0,006
Fin silt	0,006 – 0,002
Leir	$D < 0,002$

Tabell 5 Klassifisering etter kornstørrelse

4.3.2 Steinens tetthet og vekt

Tetthet (densitet) for stein er vanligvis i området 2400 til 2800 kg/m³, men kan variere over et større område. Tettheten har stor betydning for sikringens stabilitet. Tabell 6 gir typisk tetthet for noen bergarter.

Bergart	Tetthet (kg/m ³)
Gabbro og amfibolitt	3150
Anorhositt og klorittskifer	3000
Grønnstein	2850
Glimmerskifer og dolomitt	2800
Kalkstein og syenitt	2750
Trondhemitt	2700
Granitt og kvartsitt	2650

Tabell 6 Tetthet for ulike bergarter

Tettheten kan bestemmes ved å henge steinen ned fra en vekt og veie den i luft og i vann:

$$\rho_s = \frac{\rho}{1 - \frac{W_w}{W}} = \frac{1000}{1 - \frac{W_w}{W}} \quad (4.1)$$

Her er:

ρ_s = steinens tetthet (kg/m³)

ρ = tetthet av vann (kg/m³)

W = vekt av stein (kg)

W_w = neddykket vekt av stein (kg)

Vekten, W , avhenger av steinens størrelse, form og tetthet, og kan uttrykkes som:

$$W = K\rho_s D^3 \quad (4.2)$$

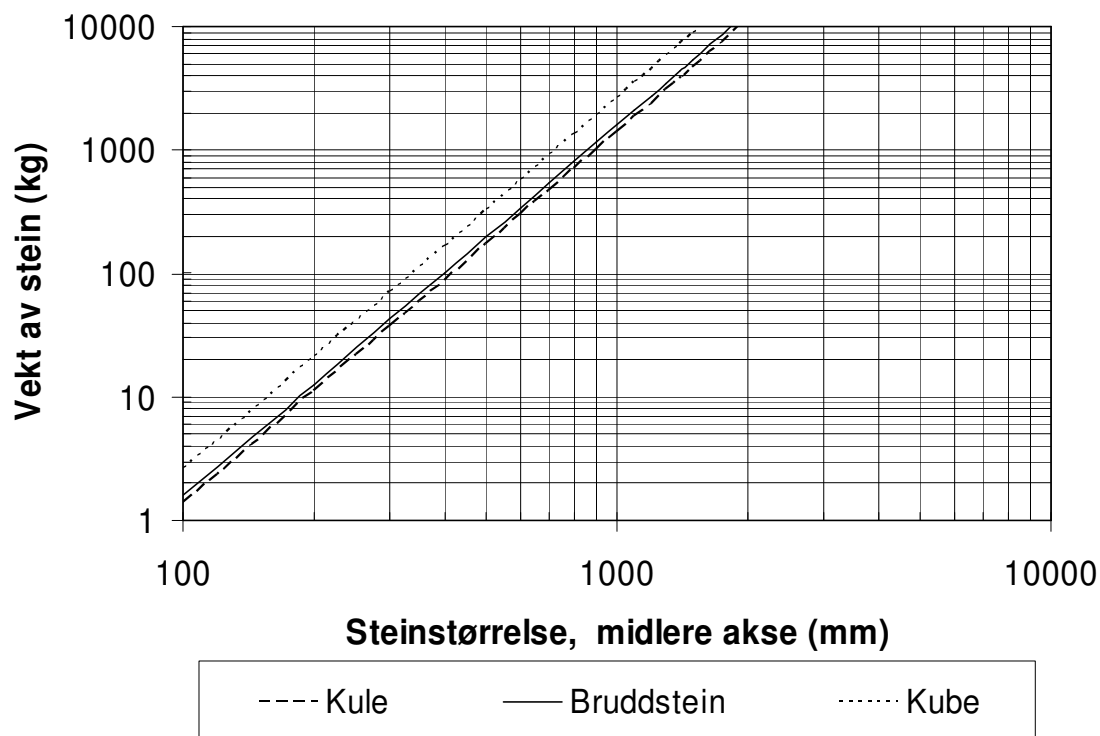
Her er:

K = faktor som avhenger av steinens form (-)

ρ_s = steinens tetthet (kg/m³)

D = midlere akse, se avsnitt 4.3.3 (m)

K avhenger av steinens form. For en kube er $K = 1$ og for en kule er $K = \pi/6 = 0,52$. Bruddstein ligger mellom kube og kule, og er det vanlig å anta at $K = 0,6$. I steinbrudd varierer K fra 0,34 til 0,72 (CIRIA, CUR et al. 2007). Figur 41 viser vekt som funksjon av lengden av midlere aksene for stein med tetthet 2600 kg/m³. For bruddstein er det antatt at $K = 0,6$.



Figur 41 Steinvekt som funksjon av form og størrelse ($\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$)

4.3.3 Steinens form

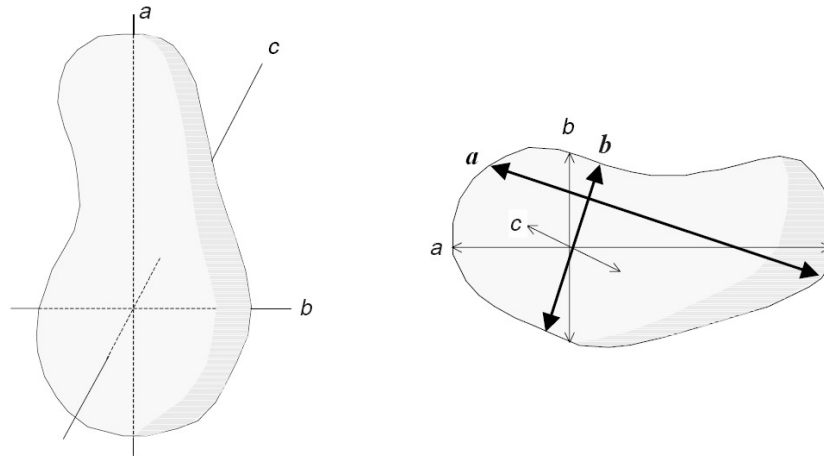
Til sikring bør det brukes sprenget stein med kubisk form, bestandig mot frost og andre belastninger. Granitt, gneis og gabbro egner seg godt. Skifrige bergarter er mindre motstandsdyktige mot slitasje og frostsprengning, og knuses lettere under transport og utlegging.

Rund stein (elvestein) er dårlig egnet til sikring på utsatte strekninger. Rund stein må være ca. 25 % større enn kantet for å oppnå samme stabilitet. Rund stein bør ikke brukes i bratte skråninger.

Helleformet stein som legges på flatsiden, som ved flislegging, har dårlig stabilitet og bør unngås eller overdimensjoneres. Ved å plassere steinen på kant, slik at midlere eller korteste akse peker ut og største flate er skjult, kan helleformet stein gi stabil sikring.

Der er vanlig å basere analyse av steinens størrelse og form på lengden til steinens tre hovedakser, som står vinkelrett på hverandre. a -aksen er lengst, b -aksen er midlere akse og c -aksen er kortest (Figur 42, til venstre). Det er konflikt mellom kravet om at a , b , og c -aksen skal være hhv. lengste-, midlere- og korteste akse, og at de skal stå vinkelrett på hverandre (Figur 42, til høyre). Ofte ønsker man å sammenlikne manuelle målinger av midlere akse (b -aksen) med kornfordelingskurver basert på sikting på kvadratisk sikt. Da bør vi begynne med å måle b -aksen så den sammenfaller med måten steinen ville passert gjennom sikten. Deretter måler vi a - og c -aksen normalt på b -aksen. Figur 42, til høyre, viser to måter å definere aksene. Pilene med tykk strek samsvarer best med sikting.

Når vi skal måle b -aksen, f.eks. for å kontrollere stein som leveres fra brudd, får vi best resultat ved å bruke en mal, men bruddstein blir ofte for stor og da kan vi bruke skyvelær eller målebånd.



Figur 42 Definisjon av steinens tre akser (Bunte 2001)

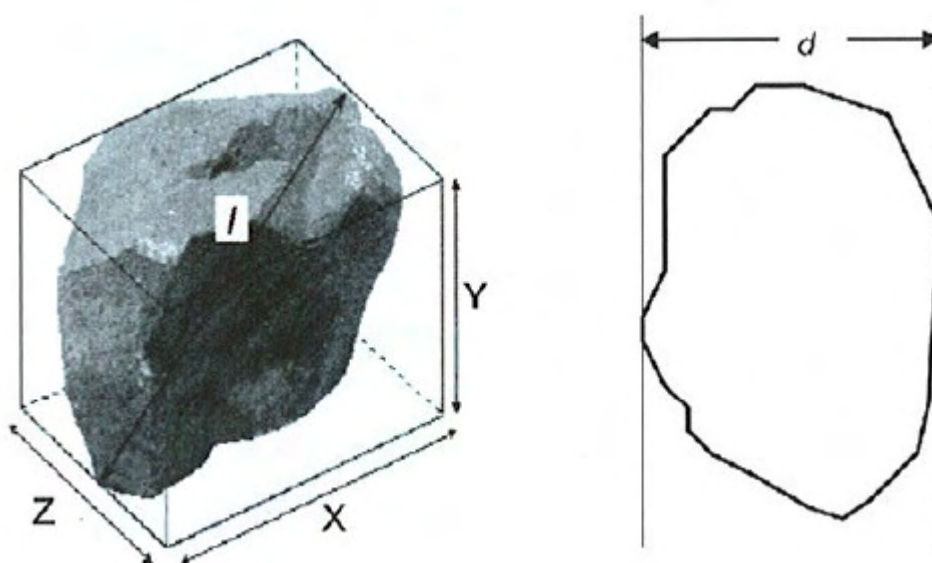
Lengde – tykkelsesforholdet (LT)

Det finnes ulike system for å beskrive formen til bruddstein (CIRIA, CUR et al. 2007). Forholdet mellom lengde og tykkelse, LT -forholdet, er steinens største lengde, l , delt på den minste avstanden, d , mellom to parallelle linjer som steinen akkurat kan passere mellom (Figur 43).

$$LT = \frac{l}{d} \quad (4.3)$$

For en kube (like lange sidekanter) er $l = 1,7$, $d = 1,0$ og det gir $LT = 1,7$.

Avlang, flakig stein er ugunstig. Den får dårlig kontakt med steinen rundt og blir lettere skadet enn kubisk stein. Enkelte håndbøker (CIRIA, CUR et al. 2007) anbefaler å begrense andelen stein med $LT > 3$ til 5 % for tung sikringsstein ($M > 500$ kg) og til 20 % for lett stein ($M < 40$ kg).



Figur 43 Måling av lengde – tykkelsesforholdet (CIRIA, CUR et al. 2007)

Blokkighet (BLc)

Blokkighet, BLc , er volumet av steinen delt på volumet av den minste, rettvinklede boksen som steinen får plass i (Figur 43).

$$BLc = \left(\frac{M}{\rho_s} \frac{1}{XYZ} \right) \cdot 100 \quad (4.4)$$

Her er:

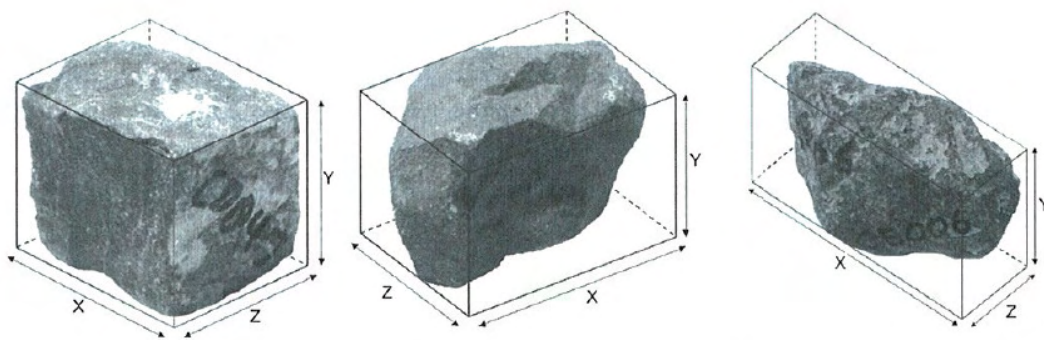
BLc = blokkighet (%)

M = steinens masse (kg)

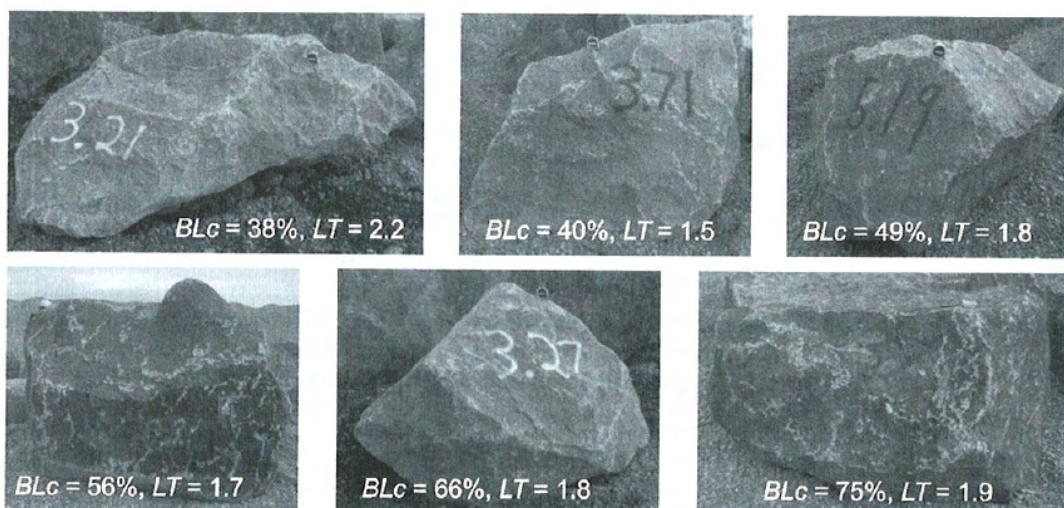
ρ_s = steinens tetthet (kg/m^3)

X, Y, Z = boksens sidekanter (m)

BLc gis i prosent. Høy BLc betyr at steinen er kompakt, rektangulær og lett å plassere i god kontakt med nabostein.



Figur 44 Eksempel på blokkighet, fra venstre 80 %, 60 % og 40 % (CIRIA, CUR et al. 2007)



Figur 45 Sammenlikning av LT og BLc (CIRIA, CUR et al. 2007)

4.3.4 Tykkelsen til sikringslaget

Tykkelsen på sikringslaget, t , bør oppfylle følgende krav (Brown 1989):

- $t_{\min} \geq 300 \text{ mm}$
- $t_{\min} \geq D_{\max}$
- $t_{\min} \geq 1,5D_{50}$

Minstetykkelsen på 300 mm er nødvendig for praktisk plassering av massene.

For å unngå utstikkende stein, må sikringen minst være like tykk som største stein ($t_{\min} \geq D_{\max}$). Stor stein, særlig i grupper, bør unngås. Det gir store hulrom mellom steinene og dårlig beskyttelse av underlaget.

Det er vanlig å gjøre sikringen tykkest i foten av skråningen, der belastningen er størst, og tynnere videre oppover.

For velgradert masse er kravet $t_{\min} \geq 1,5D_{50}$ vanligvis oppfylt når $t_{\min} \geq D_{\max}$. For ensgradert masse ($D_{85}/D_{15} \leq 2$) blir kravet $t_{\min} \geq 1,5D_{50}$ dimensjonerende.

Der det brukes samfengt masse med mye finstoff, må man vurdere faren for utvasking og eventuelt øke tykkelsen ut over minstekravet.

Hvis sikringen legges ut under vann, bør tykkelsen økes med 50 % for å kompensere utvasking når massen plasseres. Faren for utvasking vil avhenge av massen, vanndybde, vannhastighet og utstyret som brukes, og bør vurderes i hvert tilfelle.

Drivgods som tømmer, trær og isflak kan skade sikringen. Der en kan vente moderat drivgodsbelastning er det vanligvis tilstrekkelig at sikringen er tykkere enn 400 mm (USACE 1991).

Hvis sikringen får stor belastning fra drivis, drivgods eller bølger, bør tykkelsen økes med 150 til 300 mm, og steinstørrelsen bør økes tilsvarende (Brown 1989).

Gjøres sikringen tykkere enn $t_{\min}$, så øker stabiliteten. Virkningen er minst for ensgradert masse og størst for velgradert (se Figur 55).

4.3.5 Sikringens korngradering

Korngraderingen beskriver fordeling av steinstørrelse (kornstørrelse) i massen. Vektandelen av de ulike fraksjonene (størrelsene) tegnes opp i en summasjonskurve, som kalles korngraderingskurve.

Figur 46 viser eksempel på korngraderingskurver. x -aksen viser lengden av sidekanten til de kvadratiske åpningene i sikten, dvs. siktstørrelsen. y -aksen viser andelen av massen, etter vekt, som passerte gjennom sikten.

Når kurven er bratt er det liten forskjell på største og minste stein. Da sier vi at massen er ensgradert. Hvis kurven er slak, så er det stor forskjell på minste og største stein. Da sier vi at massen har vid gradering.

Hvis det er lik fordeling av ulike kornstørrelser blir kurven rettlinjet, og da er massen velgradert. Hvis enkelte fraksjoner (kornstørrelser) mangler, så får kurven horisontale parti. Vi sier at det er sprang (gap) i graderingskurven. Slik masse kan være dårlig egnet som filter.

Ulike forholdstall brukes for å beskrive graderingen. I Norge er graderingstallet, C_u , vanlig:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (4.5)$$

I amerikansk litteratur brukes D_{85}/D_{15} til å karakterisere graderingen, og begge metodene blir brukt i veilederen.

Er $C_u < 5$ regnes massen som ensgradert, er $5 < C_u < 15$ er massen middels gradert og er $C_u > 15$ er den velgradert, i følge *Handbok 016* (Statens vegvesen 2006).

The Rock Manual (CIRIA, CUR et al. 2007) bruker følgende inndeling for bruddstein: ensgradert når $D_{85}/D_{15} < 1,5$, vid gradering når $1,5 < D_{85}/D_{15} < 2,5$, og veldig vid gradering (samfengt masse) når $2,5 < D_{85}/D_{15} < 5,0$.

Steinsikring bør ha en korngradering slik at: $1,5 < D_{85}/D_{15} < 7$ (USACE 1991).

Figur 46 illustrerer forskjellen mellom ulike graderinger, fra ensgradert ($D_{85}/D_{15} = 1,5$) til velgradert ($D_{85}/D_{15} = 7$), og en gradering der fraksjonen 70 – 150 mm mangler (*kurve med gap*).

Har massen vid gradering gir det ekstra steinforbruk, fordi D_{maks} , som bestemmer tykkelsen til sikringslaget ($t_{min} \geq D_{maks}$), blir unødvendig stor i forhold til D_{50} . Sikring med ensgradert masse gir minst forbruk, fordi tykkelsen bare blir $1,5 D_{50}$. Men, med ensgradert masse blir det større behov for filter.

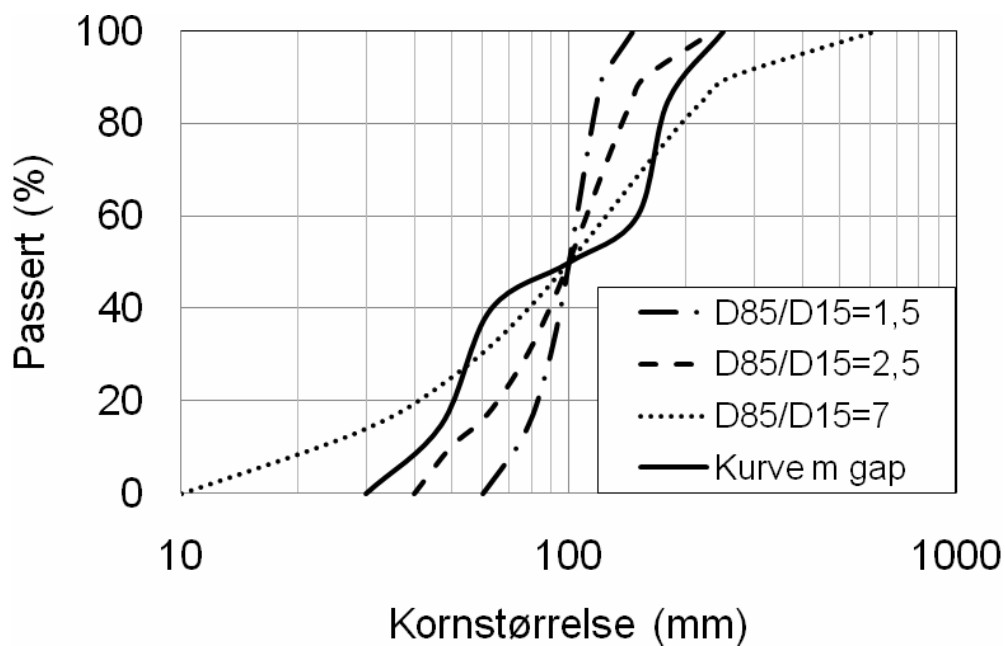
I Norge er det vanlig å bruke samfengt (usortert) eller grovsortert masse fra steinbrudd. Samfengt masse er enkel å produsere fordi den ikke blir siktet. Enkel sortering i bruddet er tilstrekkelig. Den inneholder mye finstoff og har vid gradering. Det gjør at samfengt masse kan fungere som sikring og som filter i ett, slik at det ikke er nødvendig med eget filterlag, men det må vurderes i hvert enkelt tilfelle. (Avsnitt 4.4 og 4.5 beskriver krav til filter.)

Samfengt masse gir ofte rimelig og robust sikring, men faren for utvasking av finstoff bør vurderes. Utvasking kan kompenseres ved å legge ut ekstra tykk sikring, f.eks. $t_{min} > 2 D_{50}$.

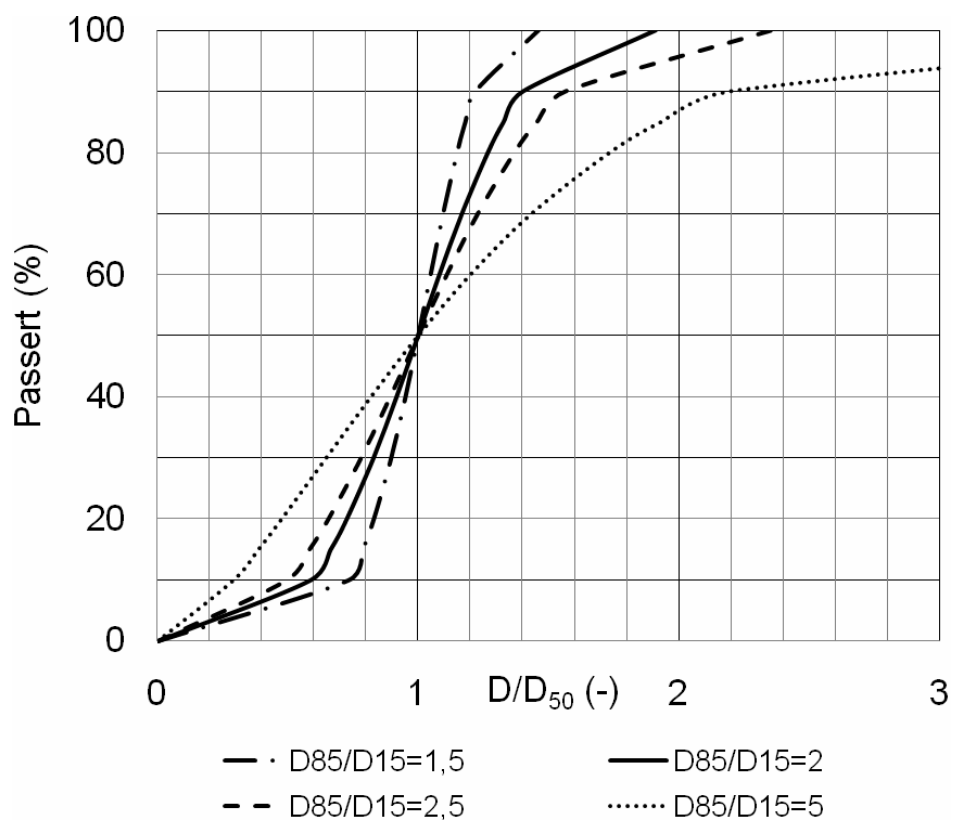
For å beskrive graderingen, kan man angi en nedre og en øvre graderingskurve som sikringen skal ligge mellom. En trepunkts graderingskurve som gir et intervall for D_{15} , D_{50} og D_{85} , og D_{maks} , er vanligvis tilstrekkelig. Grensene bør ikke være så snevre at massen blir vanskelig å produsere.

Ofte ønsker vi å vite sammenhengen mellom ulike diametre på siktekurven, f.eks. å anslå D_{50} når vi vet D_{30} . Den sammenhengen er bestemt av formen på siktekurven, som avhenger av fjellkvalitet, sprengningsmetode osv.

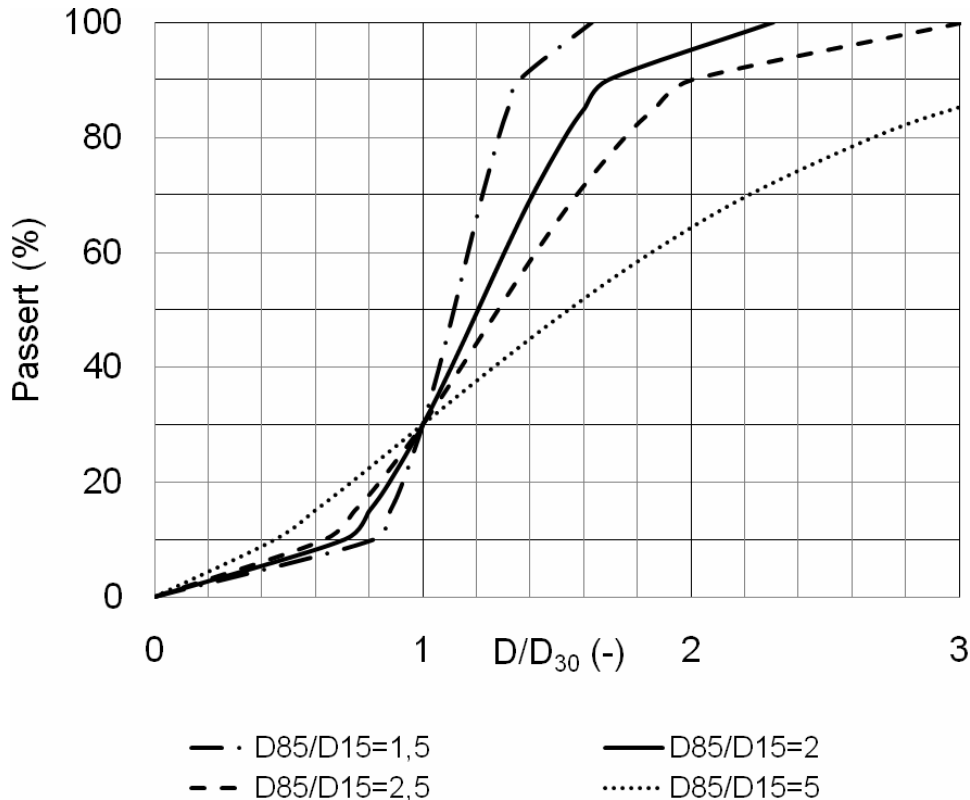
Hvis vi kjenner graderingen (D_{85}/D_{15}) og D_{50} kan vi bruke Figur 47 til å anslå de ulike steinstørrelsene. Kurven er dimensjonsløs og gir D_x i forhold til D_{50} . Tilsvarende gir Figur 48 steinstørrelsen i forhold til D_{30} . Kurvene forutsetter at steinstørrelsen er Rosin – Rammler fordelt. Det er en vanlig antagelse for sprengt stein.



Figur 46 Eksempel på ulike graderinger



Figur 47 Graderingskurve basert på D_{50}



Figur 48 Graderingskurve basert på D_{30}

4.3.6 Helling på sideskråning

Stein som ligger i en skråning er mindre stabil enn stein på bunnen. Sprengt stein i skråning slakere enn 1:4 er like stabil som stein på horisontal bunn. Vanlig steinsikring bør ikke brukes når skråningen er brattere enn 1:1,5. Rund stein (elvestein) bør ikke brukes for skråninger som er brattere enn 1:2 til 1:3, avhengig av belastningen den blir utsatt for og hvor rund steinen er.

4.3.7 Komprimering

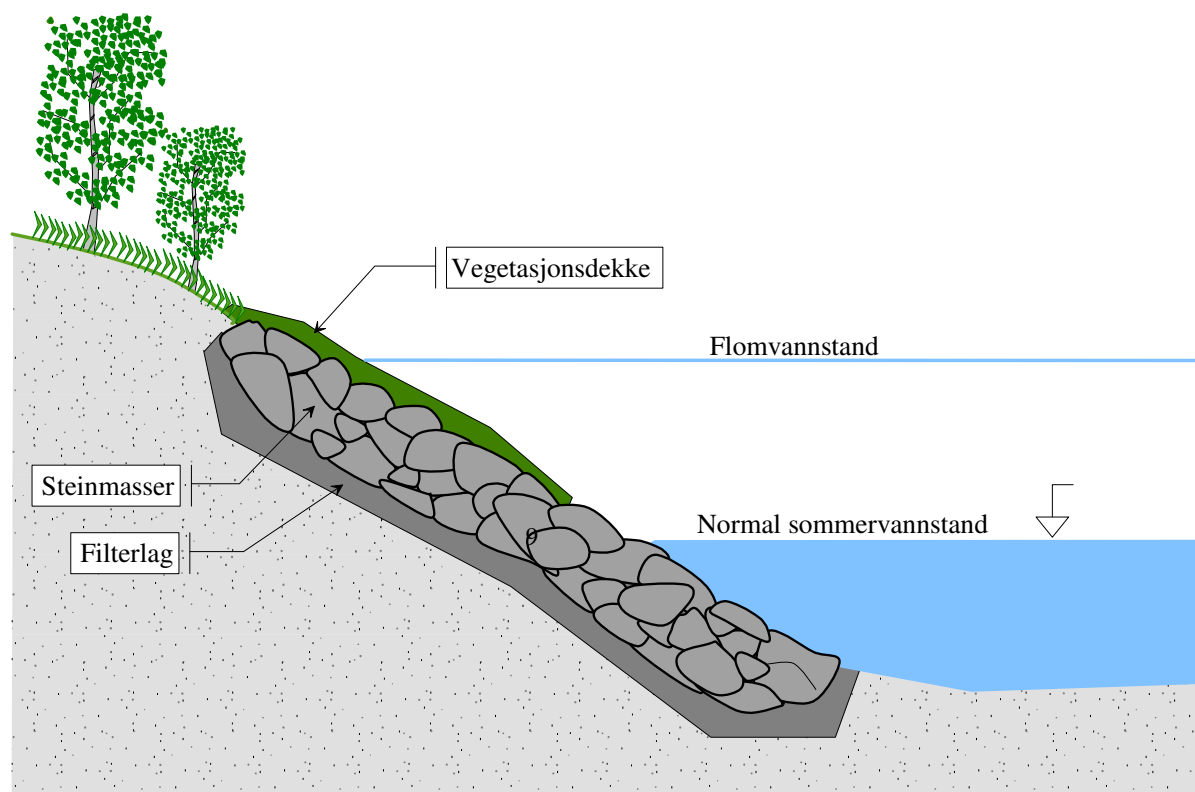
Komprimering gir en mer kompakt sikring med bedre stabilitet. Forsøk (Maynard 1993) antyder at man med god komprimering kan redusere steinstørrelsen med 10 %, men dette er ikke grundig undersøkt.

4.3.8 Virkningen av underlag

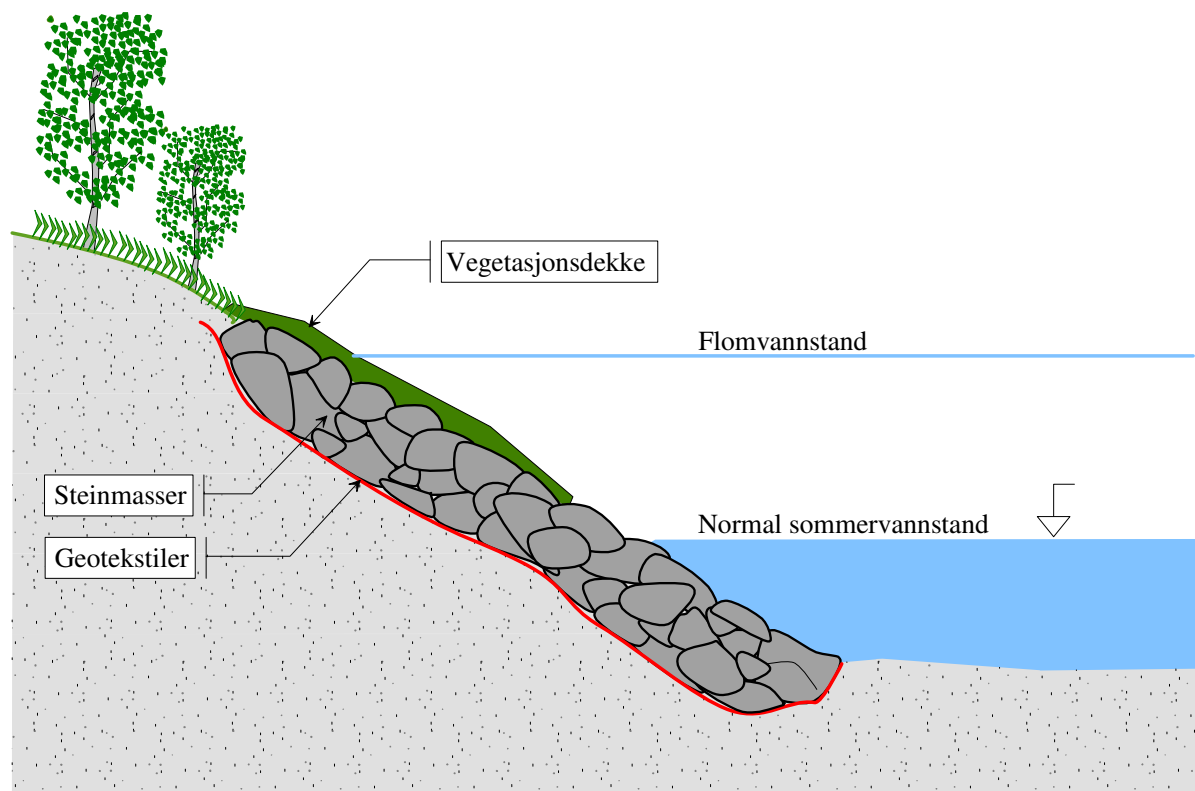
Underlaget påvirker stabiliteten. Forsøk (Maynard 1993) antyder at steinstørrelsen kan reduseres med ca. 10 % om sikringen plasseres på et grusfilter i stedet for et geotekstil.

4.4 Grusfilter

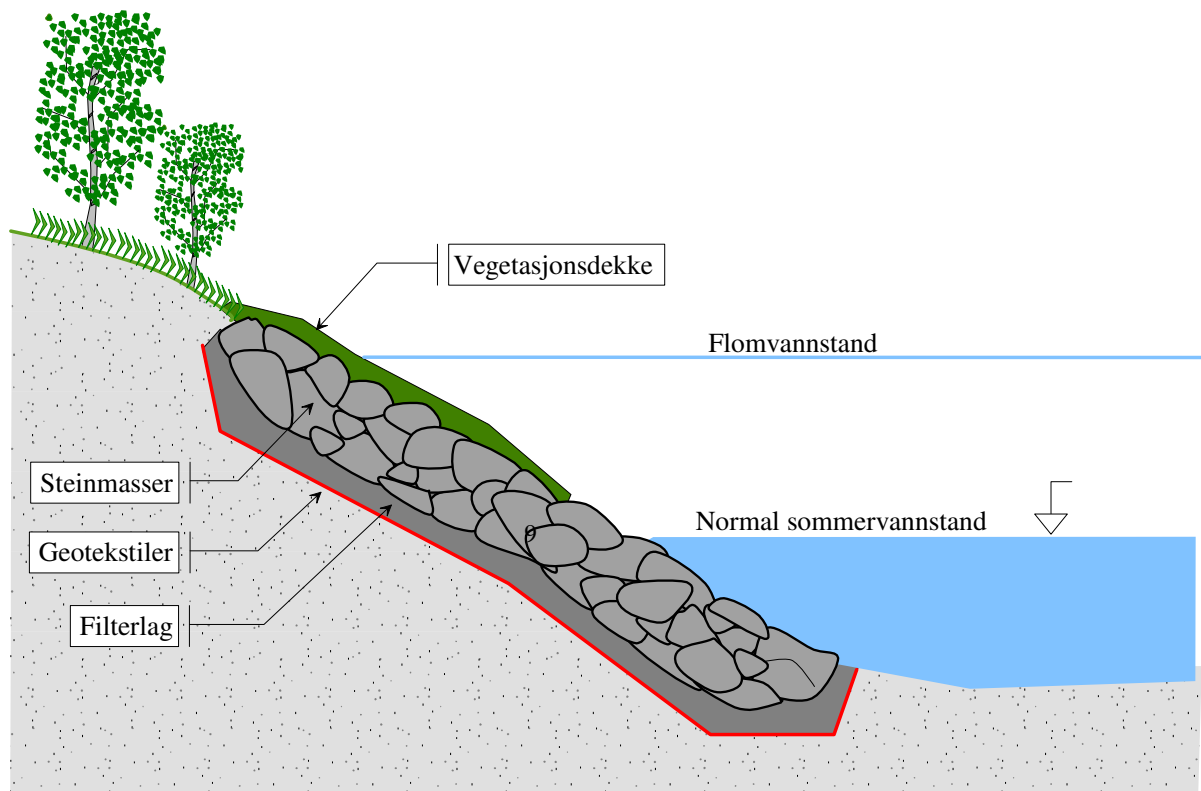
Filter er et lag overgangsmaterial mellom sikring og underlag (Figur 49, 50 og 51 etter Lagasse (2006)). Det skal hindre at finstoff fra underlaget vaskes ut mellom steinene i sikringslaget. Det finnes to typer filter. Filter av løsmasse (grusfilter) og filter av syntetisk material (geotekstil). Filter er særlig viktig når underlaget består av finkornet masse (silt og finsand) og sikringen består av grov, ensgradert masse.



Figur 49 Grusfilter



Figur 50 Filter av geotekstil



Figur 51 Kombinert grus- og geotekstilfilter

Vi skiller mellom tre typer utvasking som filteret skal hindre:

- Indre erosjon, når fine partikler vaskes ut mellom grovere partikler i samme lag. Masse med vid gradering og gap i kornfordelingen er særlig utsatt for indre erosjon.
- Utvasking i grenseflaten mot et granulært filter (grusfilter), der fine partikler i underlaget vaskes ut gjennom porene i filterlaget.
- Utvasking i grenseflaten mot et syntetisk filter, der fine partikler i underlaget vaskes ut gjennom porene i geotekstilet.

Filteret skal hindre utvasking av fine partikler og bør oppfylle følgende krav:

- Det skal være stabilt mot indre erosjon (selvfiltrerende).
- Det skal hindre utvasking av partikler fra underlaget.
- Det skal være så permeabelt at det ikke bygger seg opp vanntrykk bak filteret.

Filter bør brukes når (Brown 1989):

- Underlaget består av finkornet masse, som kan vaskes ut gjennom sikringen.
- Når det er betydelig grunnvannstrøm ut av underlaget.
- Når sikringen blir utsatt for hyppige vannstandsvariasjoner.

Riktig utforming av filteret er viktig for stabiliteten til sikringen og elvebredden bak. Hvis filteret er for åpent, kan det føre til utvasking og erosjon av underlaget. Hvis filteret er for tett, kan det bygge seg opp poretrykk som gjør underlaget ustabilt.

Ulike håndbøker gir ulike krav til utforming av filter. Her presenterer vi relativt enkle retningslinjer. Ved dimensjonering av filter for vanskelige situasjoner, f. eks. mot silt eller finsand, bør man kontakte eksperter.

I påfølgende avsnitt brukes subskript *b* om underlaget (*base*) og *f* om filterlaget. F.eks. er D_{15f} siktstørrelsen som 15 % av filtermaterialet passerer.

4.4.1 Grusfilter, krav til permeabilitet

Filteret må være mer permeabelt enn underlaget. Permeabiliteten er knyttet til de fineste partiklene i massen og et vanlig krav er:

$$\frac{D_{15f}}{D_{15b}} > 5 \quad (4.6)$$

Dette innebærer at filteret blir 15 til 25 ganger mer permeabelt enn underlaget, og kravet brukes for filtre med store trykkgradienter, f.eks. grunnvannsbrønner.

For en erosjonssikring der det ikke forventes problem med utstrømmende grunnvann, er det tilstrekkelig at filteret har noe større permeabilitet enn underlaget (CIRIA, CUR et al. 2007):

$$\frac{D_{15f}}{D_{15b}} > 1,5 \quad (4.7)$$

Hvis sikringen utføres med samfengt masse, er det vanligvis ikke et problem at den blir for tett.

4.4.2 Grusfilter, krav til grenseflatestabilitet

Filteret skal hindre utvasking av finstoff fra underlaget, og det krever at porene i filteret er mindre enn de fine partiklene i underlaget.

Hvis både underlag og filter har $D_{60}/D_{10} < 10$ og er uten gap i kornfordelingen, så gir følgende stabil grenseflate (CIRIA, CUR et al. 2007):

$$\frac{D_{15f}}{D_{85b}} < 5 \quad (4.8)$$

4.4.3 Grusfilter, krav til indre stabilitet

Indre stabilitet betyr at fine partikler i filterlaget ikke vaskes ut av filteret (selvfiltrerende). Kravet til indre stabilitet er (CIRIA, CUR et al. 2007):

$$D_{60f} / D_{10f} < 10 \quad (4.9)$$

Masse med vid gradering kan ha dårlig indre stabilitet. Åpningene mellom de største steinene slipper gjennom de fineste partiklene. Velgradert masse, med jevn fordeling av ulike kornstørrelser, er mer stabil enn masse med gap i kornfordelingen (CIRIA, CUR et al. 2007).

4.4.4 Grusfilter, generelle krav

Filterkravene i foregående avsnitt gjelder både mellom filter og underlag, og mellom sikring og filter.

Det kan være umulig å oppfylle filterkriteriene med ett enkelt filterlag, og da må filteret bygges opp med flere lag. Filterkriteriene må oppfylles mellom hvert påfølgende filterlag, mellom filter og underlag, og mellom filter og sikring.

Graderingskurvene for hvert lag (underlag, filter, sikring) bør være parallelle for å hindre fine partikler i å vandre til grovere lag. For filtermaterialet må $D_5 > 0,063$ mm.

Hvis filteret består av ett lag bør det være 150 til 400 mm tykt, men ikke mindre enn 4 D_{50f} . Sikring med stor stein krever tykkeste filter. Hvis filteret er bygget opp av flere lag, bør hvert lag være 100 til

200 mm tykt. Hvis filteret plasseres under vann, bør tykkelsen økes med 50 % for å kompensere utvasking av masse når filteret legges ut (Brown 1989).

I følgende situasjoner kan grusfilter være dårlig egnet:

- Der filteret må bygges i strømmende vann.
- I små elver der filterlaget tar for mye plass.
- Der det er vanskelig å skaffe grus med riktig gradering.
- I områder med sterk turbulens.
- På silt og finsand må grusfilter bygges opp i mange lag. Det er både kostbart og vanskelig.

4.4.5 Samfengt masse som filter

NVE bygger ofte sikring av samfengt masse, som både skal hindre erosjon og fungere som filter.

Vi vet lite om hvilken gradering samfengt masse som brukes til sikring, faktisk har. Vanligvis er nok massen for åpen i forhold til kravene over (avsnitt 4.4.2 og 4.4.3).

For eksempel, hvis underlaget består av sand med $D_{85b} = 1$ mm, så bør ikke sikringen ha D_{15f} større enn 5 mm for å sikre grenseflatestabilitet. For å ivareta indre stabilitet, $D_{60f}/D_{10f} < 10$, kan ikke sikringen ha D_{60} større enn ca. 45 mm. Men, i praksis må D_{60} være mellom 200 mm og 400 mm for å fungere som erosjonssikring.

Antagelig oppfyller ikke sikring av samfengt masse filterkriteriene (unntatt permeabilitetskravet) når de plasseres på leire, silt eller sand. Men, NVEs erfaring er at sikring av samfengt masse både er rimelig, fordi man slipper eget filterlag, og står godt mot erosjon.

Det er uansett viktig å vurdere faren for utvasking av underlaget. Silt og finsand kan lett bli vasket ut, mens leire er mindre utsatt pga. kohesiv binding mellom kornene. I områder med kraftig turbulens, grunnvannstrøm eller raske vannstandsvariasjoner, bør man være særlig oppmerksom.

Filterkriteriene er utviklet for filtre med store trykkgradienter, f.eks. grunnvannsbrønner. Erosjonssikring på elvebredder er vanligvis mindre utsatt for utvasking.

4.5 Filter av geotekstil

Geosynteter er syntetiske material, som er spesielt laget for bruk i jord. De brukes til å holde ulike masser fra hverandre (separasjon), til å forsterke grunnen, til drenering, til tetting og som filter. Det er fire hovedgrupper av geosynteter: geotekstil, geonett, geomembraner og geokompositter.

Fordeler med tekstilfilter er (Brown 1989):

- Raskere å plassere enn et grusfilter.
- Ofte billigere løsning enn et grusfilter.
- Relativt jevn og forutsigelig kvalitet.
- Stor strekkstyrke.

Ulemper med tekstilfilter er (Brown 1989):

- Vanskelig å plassere i vann.

- Geotekstil kan brytes ned av sollys.
- Biologisk vekst kan tette filteret.
- Bølgeslag mot en skråning kan føre til at finstoff flyttes nedover under geotekstilet. Dette er ikke problem med grusfiltre.

Geotekstil som brukes som filter, finnes som to hovedtyper, vevet og filtet. Begge typer kan være aktuelle som filter under en erosjonssikring.

Filteret skal oppfylle tre hovedkrav: det skal hindre utvasking av fine partikler (filterkriterier), det skal være mer permeabelt enn underlaget for å hindre oppbygging av poretrykk og det skal være så sterkt at det ikke blir skadet når sikringen legges ut. I tillegg skal det være motstandsdyktig mot gjentetting (clogging) og motstandsdyktig mot nedbryting.

Det finnes en rekke ulike anbefalinger for hvordan et tekstilfilter bør dimensjoneres. I veilederen har vi valgt relativt enkle retningslinjer. For vanskelige oppgaver bør man kontakte eksperter på geotekstil.

Det finnes et nordisk system for klassifisering av geotekstil som brukes til vei og traffikkareal, NorGeoSpec (<http://www.norgeospec.org/>). Fordi de fleste geotekstil på det norske markedet er klassifisert i henhold NorGeoSpec, har vi brukt det som utgangspunkt for valg av geotekstil.

NorGeoSpec deler inn i fem ulike klasser (spesifikasjonsprofil) etter mekaniske styrke. Klasse 1 har lavest styrke. Filteregenskaper og hydrauliske egenskaper er underordnet, men det stilles krav poreåpning som er viktig for filteregenskapene. I tillegg er det krav til hastighetsindeksen, som er knyttet til permeabilitet.

NorGeoSpec gir anbefalinger for hvor de ulike klassene bør brukes (Tabell 7). Høy klasse betyr at tekstilet er sterkere, men også tykkere og mindre permeabelt, og at det er større fare for gjentetting.

Grunn- forhold	Forhold under bygging	Trafikk- belastning	Maks steinstørrelse i fyllmaterialet (mm)			
			$D < 60$	$60 < D < 200$	$200 < D < 500$	$D > 500$
Spesifikasjonsprofil						
Bløt $S_u < 25$ kPa	Normal	Stor	3	4	5	5
		Liten	3	4	4	5
	Gunstig	Stor	3	3	4	5
		Liten	2	3	4	4
Fast $S_u > 25$ kPa	Normal	Stor	2	3	3	4
		Liten	2	2	3	3
	Gunstig	Stor	2	2	3	3
		Liten	2 ¹	2	2	3

¹⁾Spesifikasjonsprofil 1 kan brukes for veger med midlertidig trafikk, tilførselsveier el.

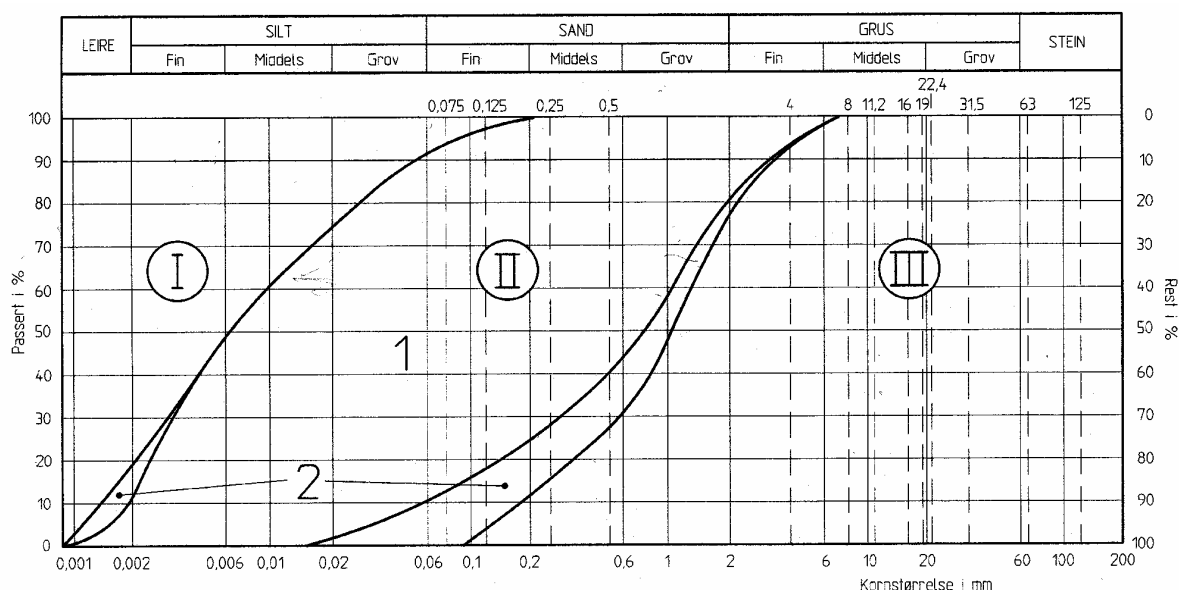
¹⁾Spesifikasjonsprofil 1 kan brukes for veger med midlertidig trafikk, tilførselsveier el.

Tabell 7 Valg av spesifikasjonsprofil (NorGeoSpec)

4.5.1 Filterkriterier

Filteret skal hindre at partikler fra underlaget vaskes ut gjennom filteret. Evnen til å holde partikler tilbake er knyttet til størrelsen på porene i geotekstilet. Den beskrives med karakteristisk poreåpning, vanligvis O_{90} (mm) som betyr at 90 av porene er mindre.

Poreåpningen må være liten nok til å holde tilbake små partikler, som, grovt sett, betyr at $O_{90} < D_{90b}$. I praksis kan det være vanskelig å finne geotekstil med tilstrekkelig små porer til å holde tilbake leir- og siltpartikler. For filterkriteriene er det hensiktsmessig å dele inn underlaget som vist på Figur 52.



Figur 52 Korngraderingsområder for ulike filterkriterier (Norsk standard 2008)

Område I

Område I er kohesiv jord (leir, leirig silt, kohesiv blandingsjord). Her hindrer kohesjon utvasking av finstoff. Samtidig er permeabiliteten lav og vanngjennomstrømningen liten i slike finkornede jordarter. Det er tilstrekkelig at geotekstilet oppfyller kravene i NorGeoSpec, dvs. $O_{90} < 0,15 - 0,20$ mm (Norsk standard 2008).

Mange retningslinjer anbefaler mye mindre poreåpning, typisk $O_{90} < D_{90b}$. Forutsetningen for at et åpent filter med $O_{90} < 0,15 - 0,20$ mm skal fungere, er kohesiv binding mellom kornene og liten vannstrøm ut av massen.

Område II

Område II omfatter finkornede friksjonsjordarter som silt, sandig silt og finsand. De er sterkt erosjonsfarlige fordi partiklene er små, men uten kohesiv binding, samtidig som permeabiliteten kan være 10 til 1000 ganger større enn den er i område I. Områdene merket 2 er grenseområder.

Jordartene i område II er filterteknisk krevende, og det anbefales å bruke geotekstil med poreåpning som gitt i Tabell 8 (Norsk standard 2008):

Jordart	Poreåpning
Leire	$O_{90} < 10 D_{50b}$ $O_{90} < 2 D_{90b}$
Silt	$O_{90} < D_{90b}$
Annet ^{a,b}	$O_{90} < 10 D_{50b}$ $O_{90} < 2 D_{90b}$

^aFor jordarter med kornkurve som er oppadrettet konkav, anbefales $O_{90} < D_{30b}$.

^bFor gapgraderte jordarter anbefales $O_{90} < D_g$, der D_g er minste kornstørrelse i fraksjonen som mangler

Tabell 8 Filterkriterier for område II

Område III

Område III omfatter grus og grovsand, som er lite erosjonsfarlige fordi de inneholder lite finstoff. Det er derfor tilstrekkelig at tekstilet oppfyller kravene i NorGeoSpec, dvs. $O_{90} < 0,15 - 0,20$ mm.

Grov sand og grus har høy permeabilitet, så grunnvannstrømmen kan bli stor. For å hindre oppbygging av poretrykk må filteret ha tilstrekkelig permeabilitet. For å få høy nok permeabilitet vil det i mange tilfelle være nødvendig å bruke et geotekstil med O_{90} større enn det NorGeoSpec tillater (0,2 mm). Da kan følgende filterkrav brukes:

$$O_{90} < D_{50b} \quad (4.10)$$

Dette er et relativt strengt krav (gir liten poreåpning) som passer for dynamisk strømming, f.eks. kraftig turbulens eller bølger. Hvis forholdene er roligere kan porestørrelsen økes til:

$$O_{90} < D_{90b} \quad (4.11)$$

4.5.2 Krav til permeabilitet

For å hindre oppbygging av poretrykk må geotekstilet være mer permeabelt enn underlaget, og May (2002) foreslår følgende krav:

$$k_f \geq M k_b \quad (4.12)$$

Her er:

k_f = permeabiliteten til geotekstilet (m/s)

k_b = permeabiliteten til underlaget (m/s)

M = koeffisient som avhenger av geotekstilet. $M = 10$ for vevet- og $M = 50$ for filtet geotekstil.

Permeabiliteten til underlaget, k_b , bestemmes sikrest med forsøk, men Hazens formel kan brukes til å anslå permeabiliteten (Lang 2007):

$$k_b = 0,01 D_{10}^2 \quad (4.13)$$

Her er:

D_{10} = kornstørrelse (mm)

k_b = permeabilitet (m/s)

Permeabiliteten til geotekstilet finnes på fabrikantens datablad. I NorGeoSpecs sertifikat oppgis hastighetsindeksen, VI_{H50} (m/s). Hastighetsindeksen gir brutto strømningshastighet gjennom duken for en trykkforskjell på 50 mm. Permeabiliteten kan beregnes fra uttrykket:

$$k_f = \frac{t \cdot VI_{H50}}{0,05m} \quad (4.14)$$

Her er:

k_f = permeabiliteten til geotekstilet (m/s)

VI_{H50} = hastighetsindeksen (m/s)

t = tekstiltykkelse (m)

Ofte oppgir produsenten permittiviteten, ψ , istedenfor permeabiliteten. Forholdet mellom permeabilitet og permittivitet er:

$$k_f = \psi t \quad (4.15)$$

Her er:

k_f = permeabiliteten til geotekstilet (m/s)

ψ = permittiviteten til geotekstilet (s^{-1})

t = tekstiltykkelse (m)

NorGeoSpec stiller ikke krav til permeabiliteten, som vil avhenge av tekstiltykkelsen, t , men krever at hastighetsindeksen, $VI_{H50} > 0,003$ m/s. Det betyr at hvis tekstilet er 1 mm tykt, så er permeabiliteten minst $k_f = 0,06$ mm/s (4.14). Hvis vi forutsetter at permeabiliteten til underlaget, k_b , bare skal være en tiendedel av tekstilets permeabilitet, så må $k_b < 0,006$ mm/s. Ved hjelp av Hazens formel (4.13) finner vi at underlaget må ha $D_{10} < 0,02$ mm.

I praksis betyr det at geotekstil som bare oppfyller NorGeoSpecs minstekrav til hastighetsindeks, bare er egnet for silt og leir.

Hvis underlaget består av finsand eller grovere, bør man kontrollere at geotekstilet har tilstrekkelig permeabilitet, dvs. 10 – 50 ganger underlagets permeabilitet.

4.5.3 Generelle krav til filter av geotekstil

Filterduken må være så sterk at den ikke blir skadet av anleggstrafikk eller når sikringen plasseres, og her er anbefalingene fra NorGeoSpec nyttige (Tabell 7). For særlig grov sikringsstein kan det være nødvendig å legge et grusfilter mellom duk og sikring. Det vil både fungere som filter og beskytte duken mot skade.

Duken må være bestandig mot nedbrytning slik at den beholder sin funksjon i hele prosjektets levetid.

Gjentetting (clogging) av duken kan være et problem. Man bør derfor velge geotekstil med stor poreåpning, høy hastighetsindeks, høyt porevolum og stor andel åpent areal, gitt at kravene til filteregenskaper og styrke er oppfylt.

Underlaget må være jevnt uten huller eller utstikkende stein, slik at det blir god kontakt mellom geotekstil og underlag, uten at duken blir skadet.

4.6 Bunn og sidesikring

4.6.1 Stabil steinstørrelse

Til dimensjonering av side- og bunnsikring anbefales Maynords formel (se kapittel 2).

Den kan brukes for elver med fall opp til to prosent (1:50) og sideskråninger slakere enn 1:1,5. Formelen gjelder for normal turbulens, ikke i energidreperbasseng eller liknende.

Maynords formel gir størrelsen på stein som er stabil i vannstrømmen, D_{30} :

$$D_{30} = S_f C_s C_V C_t y_0 \left[\left(\frac{1}{s-1} \right)^{0,5} \frac{U}{\sqrt{K_1 g y_0}} \right]^{2,5} \quad (4.16)$$

Her er:

- D_{30} = stabil steinstørrelse (m)
- S_f = sikkerhetsfaktor (-)
- C_s = stabilitetskoeffisient (-)
- C_V = koeffisient for vertikal hastighetsfordeling (-)
- C_t = koeffisient for sikringstykkelse (-)
- y_0 = vanndybde samme sted som U (m)
- s = steinens spesifikke tetthet (-)
- U = lokal hastighet midlet over dybden (m/s)
- K_1 = koeffisient for skråningshelling (-)
- g = tyngdens akselerasjon (9,81 m/s²)

Variablene i formelen gjennomgås under. I avsnitt 4.6.6 er det kurver for beregning av D_{30} . Avsnitt 4.6.7 viser beregningsgangen trinn for trinn. I vedlegg 1 er det beregningseksempel.

D_{30} brukes som karakteristisk steinstørrelse istedenfor D_{50} . Forholdet mellom D_{30} og D_{50} avhenger av massens gradering og bør måles. For overslagsberegning kan man anta at $1,2D_{30} < D_{50} < 1,4D_{30}$ (se også avsnitt 4.3.5).

I Maynords forsøk er D_{30} diameteren til en kule som veier så mye at 30 % av steinene er lettere. Av praktiske hensyn velger vi å bruke D_{30} som størrelsen på en kvadratisk sikt som 30 % av steinen passerer.

Sikkerhetsfaktor, $S_f = 1$ gir begynnende skade, dvs. at det oppstår områder der underlaget blir eksponert. Maynord anbefaler at S_f skal være minst 1,1.

Stabilitetskoeffisienten, C_s , er 0,3 for kantet (sprengt) stein og 0,375 for rundet stein, og gjelder for $1,7 \leq \frac{D_{85}}{D_{15}} \leq 5,2$.

C_V , koeffisienten for vertikal hastighetsfordeling, settes til:

- 1,0 for en rett elv og innsiden av kurver.
- $1,283 - 0,2 \log\left(\frac{R}{W}\right)$ for utsiden av kurver, se Figur 54, men $C_V = 1$ hvis $\frac{R}{W} > 26$. R/W er forholdet mellom radius og bredde av hovedløpet (se Figur 53).
- 1,25 nedstrøms betongkanaler.
- 1,25 ved spissen av buner, utstikkende voller og liknende.

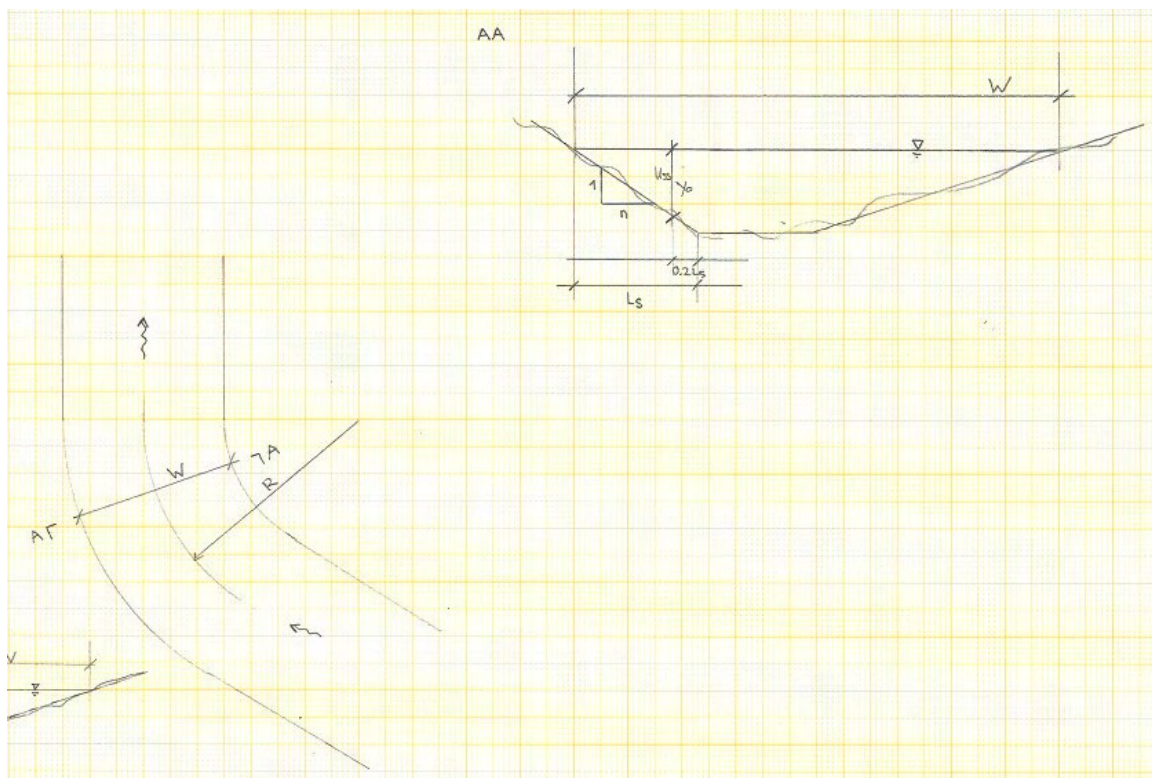
C_i , koeffisienten for sikringstykkelse, settes lik 1,0 hvis sikringstykkelsen er lik den største av D_{maks} eller $1,5 D_{50}$. Hvis sikringen er tykkere kan steinstørrelsen reduseres, C_i finnes da fra Figur 55.

Det er vanlig å anta at steinens tetthet er 2600 kg/m^3 (avsnitt 4.3.2) slik at $s = 2,6$, men tettheten bør måles i hvert tilfelle.

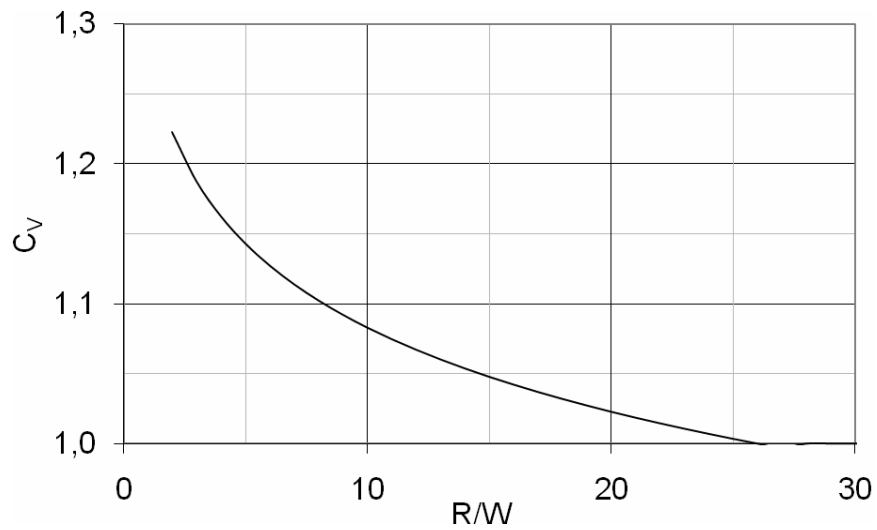
K_1 , koeffisienten for skråningshelling, kan beregnes fra uttrykket under (Escarameia 1998) eller tas fra Figur 56:

$$K_1 = -0,672 + 1,492 \cot \theta - 0,449 \cot^2 \theta + 0,045 \cot^3 \theta \quad (4.17)$$

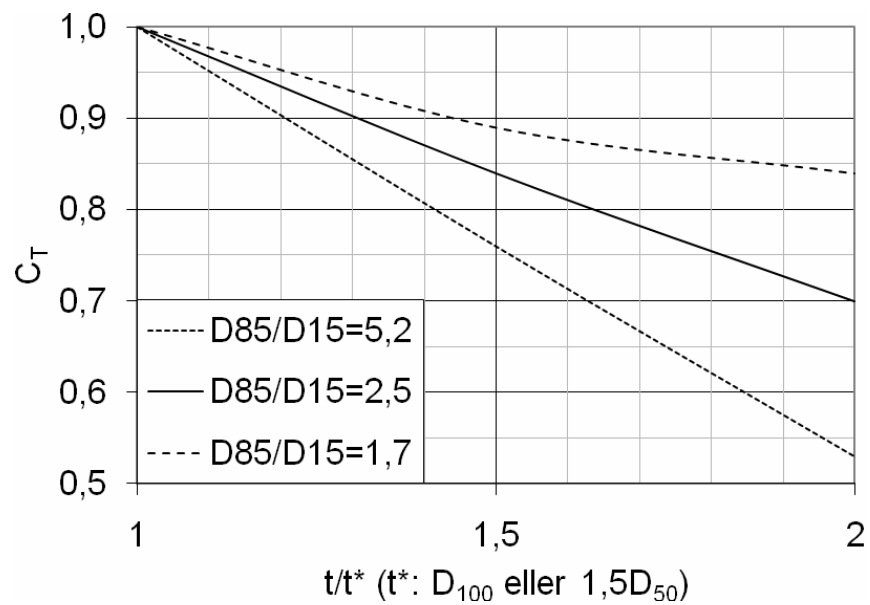
Her er θ = breddens helling i forhold til horisontal (grader). Merk at $\cot \theta$ er skråningens horisontalkomponent. F.eks $1:2 = 26,6^\circ$ og $\cot 26,6 = 2$. ($\cot \theta = 1/\tan \theta$).



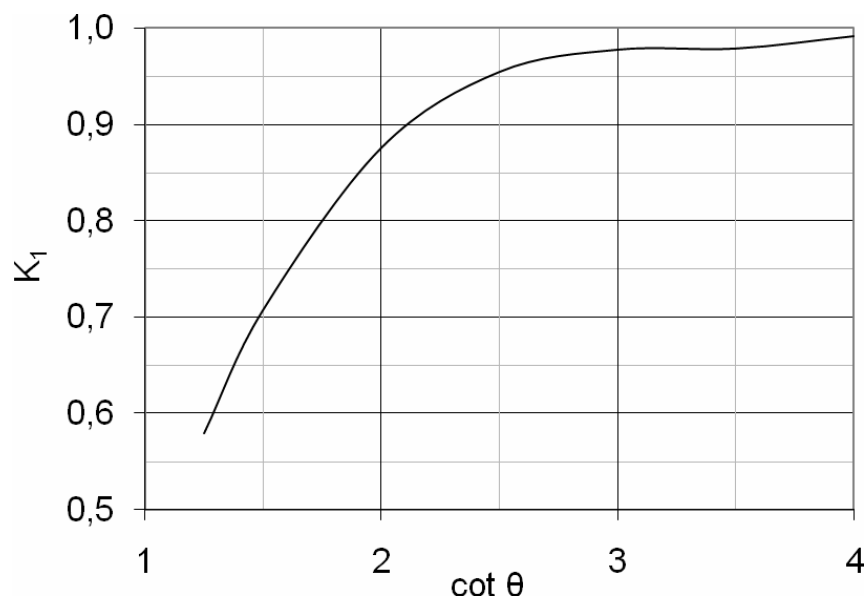
Figur 53 Definisjonsskisse for U_{ss} , R , og W



Figur 54 Koeffisient for vertikal hastighetsfordeling, C_v



Figur 55 Koeffisient for sikringstykkelser, C_t



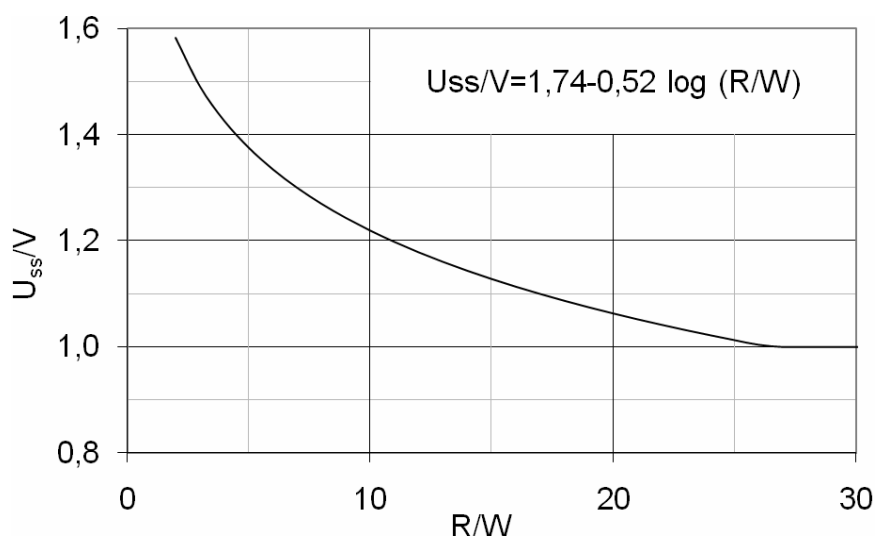
Figur 56 Koeffisient for skråningshelling, K_1

4.6.2 Dimensjonerende hastighet for sidesikring

For beregning av sidesikring (sikring av elvebredden) brukes dybdemiddelhastigheten, U_{ss} , i et punkt som ligger 20 % opp skråningen (Figur 53). Det betyr at i formel (4.16) settes $U = U_{ss}$.

Sammenhengen mellom gjennomsnittshastigheten i elva, $V (=Q/A)$, og U_{ss} avhenger av elvas kurvatur og bestemmes fra Figur 57. R er kurvens radius og W er bredden av elva (se Figur 53). V , R og W beregnes for strømming i hovedløpet.

For rette strekninger settes $U_{ss} = V$. U_{ss}/V bør ikke settes mindre enn 1, heller ikke for innsiden av kurver.



Figur 57 U_{ss}/V som funksjon av R/W

4.6.3 Dimensjonerende hastighet for bunnsikring

Dybdemiddelhastigheten, U , varierer over bredden, men er vanligvis størst der det er dypest. I en rett kanal blir U/V sjelden mer enn 1,15 til 1,25.

For dimensjonering av bunnsikring på en rett strekning settes $U = 1,25 V$, hvis det ikke gjøres nøyere vurderinger.

I kurver brukes samme hastighet som for sidesikring, dvs. $U = U_{ss}$, men ikke mindre enn for en rett strekning. Se avsnitt 4.6.2 for beregning av U_{ss} .

4.6.4 Spesielle forhold ved valg av dimensjonerende hastighet

Ulike forhold kan føre til at hastigheten blir ekstra høy, f.eks. kontraksjoner, utstikkere, odder, skjær, masse fra sideelver som avlagres i hovedelva, grusører, konstruksjoner i vassdraget, opphoping av is eller drivgods.

Det er ikke alltid den største flommen gir størst belastning på sikringen. Oppstuvning under stor flom kan drukne stryk og gi lavere hastighet enn ved mindre vannføring. Ved beregning av dimensjonerende hastighet bør man derfor vurdere framtidig utvikling av elva og ulike flomscenarier.

Se også avsnitt 2.9 om fordeling av hastighet og skjærspenning.

4.6.5 Sikringens tykkelse og korngradering

Velg masser og utforming slik at sikringslaget oppfyller følgende krav:

- $D_{30 \text{ min}}$ større enn beregnet D_{30}
- Korngradering slik at $1,5 \leq \frac{D_{85}}{D_{15}} \leq 7$ (USACE 1991)
- Steinen skal ha tetthet (densitet) som forutsatt i beregningene.
- Tykkelsen skal være den største av D_{maks} eller $1,5 D_{50}$, eller tykkere hvis det er forutsatt i beregningene.
- Ved bruk av samfengt masse med mye finstoff, må man vurdere faren for utvasking og eventuelt øke tykkelsen.
- Hvis sikringslaget også skal fungere som filter, må det oppfylle filterkriteriene (se avsnitt 4.4).
- Se også kravene i avsnittene 4.3.4 og 4.3.5.

4.6.6 Kurver for beregning av D_{30}

Maynords formel (4.16) kan løses med kalkulator eller i regneark, men vi har laget en grafisk løsning som passer for enkle beregninger. Metoden forutsetter at sikringen består av sprengt stein med tetthet $\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$, at den har minstetykkelse $t > 1,5 D_{50}$ og $t > D_{maks}$, at elvas fall er mindre enn 2 % og at sikkerhetsfaktoren $S_f = 1,1$.

Da kan D_{30} bestemmes fra Figur 58, som gjelder for rette strekninger med sideskråning slakere enn 1:4.

Hvis sideskråningen er brattere enn 1:4, eller hvis sikringen ligger på utsiden av en kurve, må D_{30} korrigeres på følgende måte:

$$D_{30} = C_{\theta} C_{R/W} D_{30_figur} \quad (4.18)$$

Her er:

C_{θ} = korreksjonsfaktor for sideskråning brattere enn 1:4, Figur 60 (-)

$C_{R/W}$ = korreksjonsfaktor for hastighetsøkning i kurve, Figur 59 (-)

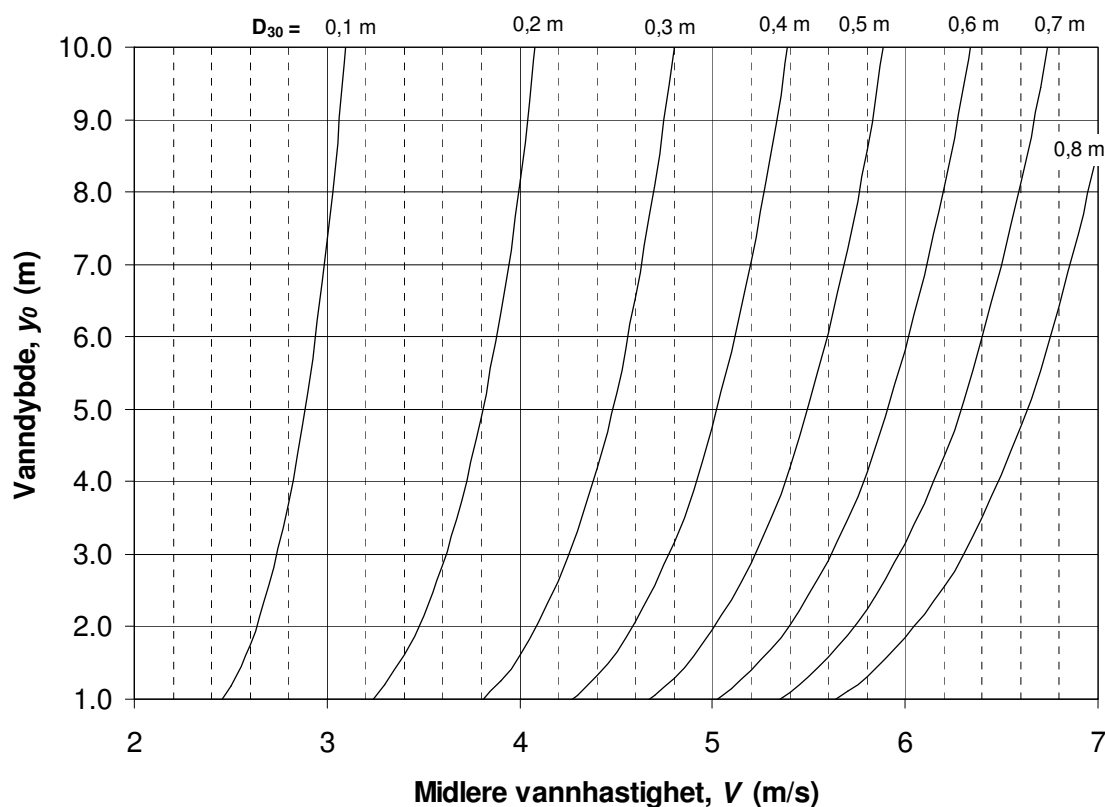
$D_{30_figur} = D_{30}$ bestemt fra Figur 58 (m)

For beregning av sidesikring brukes gjennomsnittshastigheten, $V = Q/A$. Hastighetsøkningen langs yttersiden av en kurve blir ivaretatt av $C_{R/W}$. For innsiden av en kurve settes $C_{R/W} = 1$.

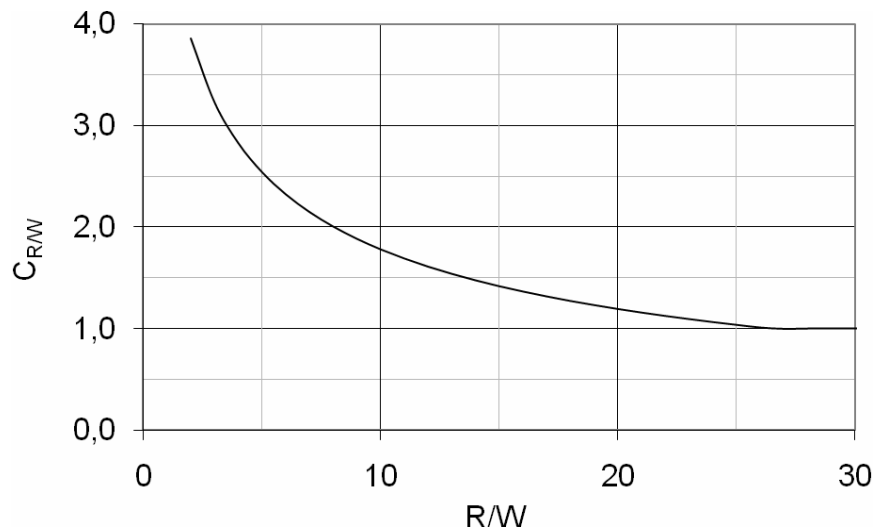
På rette strekninger er vannhastigheten midt i elva større enn ved breddene. For bunnsikring bør derfor vannhastigheten settes til 1,25 V . Bruk den økte hastigheten når du skal finne steinstørrelsen med Figur 58.

For bunnsikring i kurve kan man bruke V for å finne D_{30} fra Figur 58, og deretter korrigere med $C_{R/W}$. Steinen bør ikke være mindre enn for bunnsikring på en rett strekning.

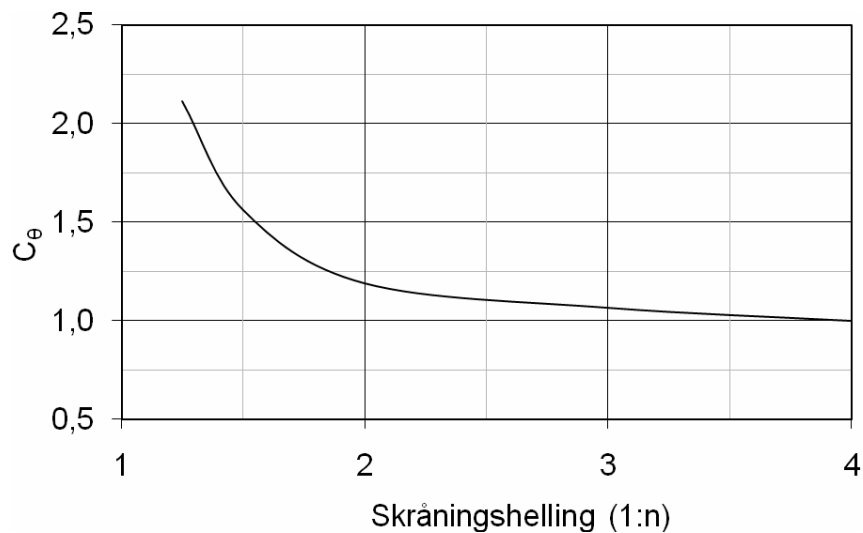
For sidesikring regnes y_0 til foten av sikringen, og for bunnsikring er det dybden over sikringen (største dyp).



Figur 58 D_{30} som funksjon av hastighet og dybde



Figur 59 Korreksjonsfaktor C_{RW}



Figur 60 Korreksjonsfaktor C_θ

4.6.7 Oppsett for beregning av bunn- eller sidesikring

Dette avsnittet gir et sammendrag av beregning av erosjonssikring. Det gir stikkord til hva som bør vurderes, og et skjema for beregningene.

Forberedelse

- Vurdering av det som skal sikres, bruddkonsekvens og risiko.
- Forholdene i elva, bunnforhold, erosjonsskader, bunnsenking.
- Innmåling av tverrprofil, vurdering av grunnforhold.
- Flomberegning og hydraulisk beregning.

Beregning

Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Kommentar
Vannhastighet	V		m/s	Gjennomsnittshastigheten ($V = Q/A$)
Vanndybde	y_o		m	Dybde over bunnsikring eller ved foten av sidesikring (litt forenklet, se eventuelt Figur 53).
Bredde av hovedløp	W		m	Se Figur 53
Radius	R		m	Radius for kurve, se Figur 53
Sideskråning (1:n)	n		-	Bør ikke være brattere enn 1:1,5
Finn C	C		-	Korreksjonsfaktor for sideskråning, fra Figur 60. $C = 1,0$ for skråning slakere enn 1:4.
Beregn R/W	R/W		-	Radius delt på bredde av hovedløp (relativ radius).
Finn $C_{R/W}$	$C_{R/W}$		-	Faktor for hastighetsøkning i kurve, fra Figur 59. Hvis $R/W > 26$ så er $C_{R/W} = 1,0$
Beregn karakteristisk vannhastighet	V_{kar}		m/s	For sidesikring er $V_{kar} = V$ For bunnsikring på rett strekning er $V_{kar} = 1,25 V$
Finn $D_{30-figur}$	$D_{30-figur}$		m	Fra Figur 69 vha. V_{kar} og y_o
Finn D_{30}	D_{30}		m	$D_{30} = C_\theta C_{R/W} D_{30-figur}$
¹ Bestem D_{50}	D_{50}		m	$D_{50} = 1,2 D_{30}$
¹ Bestem D_{15}	D_{15}		m	$D_{15} = 0,6$ til $0,9 D_{50}$
¹ Bestem D_{85}	D_{85}		m	$D_{85} = 1,3$ til $1,5 D_{50}$
¹ Bestem D_{maks}	D_{maks}		m	$D_{maks} < 2 D_{50}$
Bestem t	t			$t_{\min} \geq 300 \text{ mm}$, $t_{\min} \geq D_{maks}$ og $t_{\min} \geq 1,5 D_{50}$. Vurder faren for utvasking av finstoff fra samfengt. Pluss 50 % ved plassering under vann.

¹Basert på gradering der $1,5 < D_{85}/D_{15} < 2,5$, som er ensgradert i forhold til norsk praksis. Man kan velge en videre korngradering men det anbefales at $D_{85}/D_{15} < 7$.

Vurdering og justering

- Is, drivgods, strømkonsentrasjon, bølger som gir ekstra belastning.
- Tilgang på stein, størrelse, kvalitet og gradering.
- Vurdering av underlaget, fare for utvasking, utforming av filter.
- Fare for erosjon og bunnsenkning, utforming av fot og avslutninger.
- Usikkerhet i forutsetninger, beregning og utførelse.

4.6.8 Sikringens utstrekning i lengderetningen

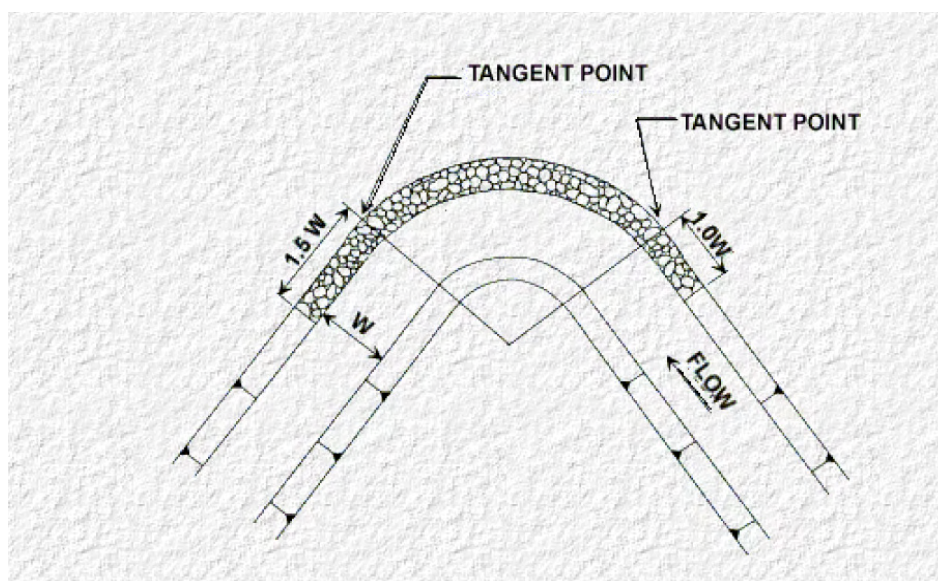
Nødvendig utstrekning avhenger av forholdene på stedet og må vurderes i hvert enkelt tilfelle. Generelt bør sikringen føres godt forbi det erosjonsutsatte området og avsluttes der belastningen er liten. Sikringen kan med fordel avsluttes mot ikke eroderbare områder, f.eks. der det er fjell i dagen, eller i områder som er skjermet mot strømmen.

Befaring er viktig for å bestemme det erosjonsutsatte området. På rette strekninger og oppstrøms for kurver, gir skader en god indikasjon på hvilken strekning som må sikres. Sikringen bør føres minst bredden av hovedløpet oppstrøms og nedstrøms det skadede område.

Nødvendig utstrekning ved utløpet av en kurve er vanskelig å anslå ut fra skader. Kurver har en naturlig tendens til å bevege seg mot nedstrøms, så en skade viser ikke hva som vil bli erosjonens endelige utbredelse.

I kurver er det vanlig at sikringen blir ført for langt oppstrøms men for kort nedstrøms (Brown 1989). Fra laboratorieforsøk vet vi at sikringen bør føres minst bredden av hovedløpet oppstrøms kurven og minst 1,5 ganger bredden av hovedløpet nedstrøms utløpet av kurven (Figur 61).

Avsnitt 2.9 beskriver fordeling av hastighet og skjærspenning.



Figur 61 Utstrekning av sikring i en kurve (Brown 1989)

4.6.9 Avslutning i topp og flanke

Topp sikring avsluttes med et fribord over dimensjonerende flomvannstand. Fribordet bør være minst en hastighetshøyde ($\frac{V^2}{2g}$), men det er ingen fast praksis for dette. Hvis dimensjonerende vannstand er høyere enn elvebredden, føres sikringen til toppen av bredden.

I bratte elver kan energilinja ligge høyere enn det er mulig å føre sikringen. Da føres sikringen så langt opp som praktisk mulig. Det vies ekstra oppmerksomhet mot parti der overtopping kan gi kraftig graving på baksiden av sikringen eller skape andre problem.

Flankene, dvs. oppstrøms og nedstrøms ende av sikringen, bør trekkes vekk fra det erosjonsutsatte området og avsluttes godt inn i elvebredden. Det er viktig å avslutte sikringen slik at den passer best mulig til landskapet. Der det er stor strømpåkjennning og lett eroderbare masser, bør det forankres mot fast fjell eller mot naturlige forankringspunkt. Naturlige forankringspunkt kan være:

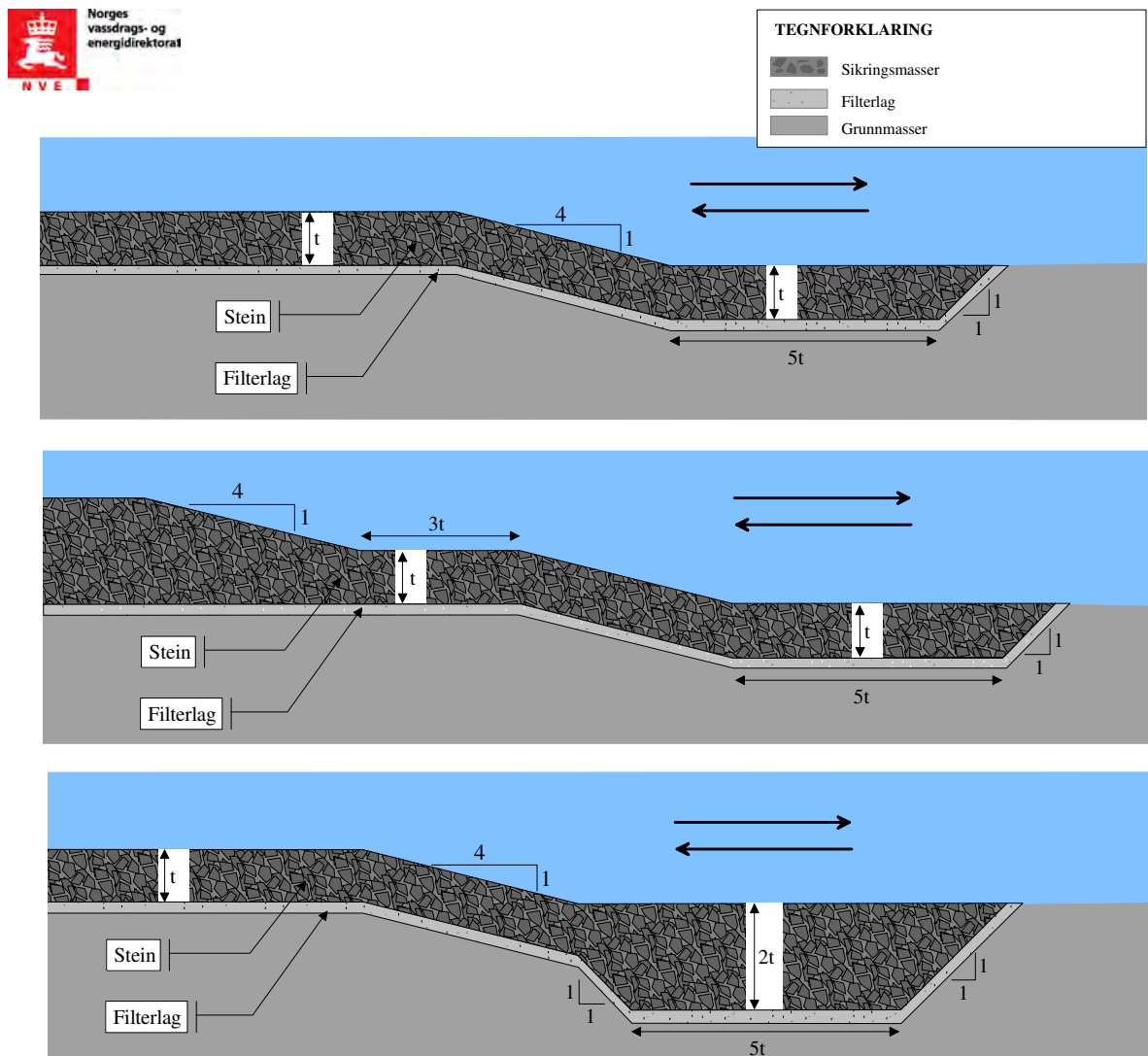
- Nedsenkede parti i elvebredden der bekker har utløp. Der kan vi forankre opp langs bekkeløpet.
- Nedsenkede parti der elveterrasse ovenfor svinger fra elva.

- Utvidelser i elveprofilen der strømmen blir svakere (og der det ikke blir sterke bakevjer).
- Et stykke nedenfor stedet der hovedstrømmen slår over mot motsatt bredd.

Sikringen bør føres til et område der vannhastigheten er så lav at den naturlige elvebredden ikke er utsatt for erosjon, og avsluttes der. Avslutningen graves inn slik at sikringen kommer i plan med naturlig terreng (Figur 62, øverst).

Hvis sikringen er vesentlig tykkere enn 300 mm, så kan tykkelsen reduseres i område der belastningen er mindre (Figur 62, i midten). Sikringen avsluttes som beskrevet over.

Hvis sikringen ikke kan føres til avslutning i et rolig, erosjonsfritt område, må den forankres ved at enden utvides og graves inn i eksisterende elvebredd (Figur 62, nederst). Generelt bør man unngå å avslutte sikring mot ustabil elvebredd. Undergraving som forplanter seg fra avslutningen, kan føre til at sikringen svikter.



Figur 62 Oppstrøms og nedstrøms avslutning av sikring

4.6.10 Sikring av foten

Undergraving av sikringsfoten er en vanlig årsak til skade. Sikringen påvirker strømmingen slik at det ofte dannes en erosjonsgrop langs foten. I tillegg kan generell bunnsenkning og sideveis forflytting av elva bidra til å undergrave foten.

Skal sikringen forbli stabil, er en omhyggelig utført fot nødvendig. Det finnes flere ulike utforminger av foten (Figur 63 og 64):

- Dyp fotgrøft. Sikringen føres ned i bunnen, dypere enn erosjonen vil nå. Metoden kan innebære mye graving og er ikke hensiktsmessig når man forventer at bunnen senker seg mye.
- Grunn fotgrøft. Hvis bunnen ikke er eroderbar, avsluttes sikringen i en grunn grøft i elvebunnen. Det gir god forbindelse mellom sikring og bunn.
- Forsterket fot. Når det forventes lite erosjon langs foten, er det tilstrekkelig om sikringen avsluttes med en tykkere fot.
- Steinranke. Hvis det forventes stor bunnsenkning, kan man legge så mye stein i foten at den kan skli ut og sikre skråningen i erosjonsgropen som dannes. Metoden er beskrevet i neste avsnitt.

4.6.11 Steinranke langs foten

Der man venter stor bunnsenkning, kan man plassere så mye ekstra stein i foten at den sklir ut og beskytter skråningen i erosjonsgropen (Figur 64). Steinen kan plasseres i en grøft eller i en ranke langs foten av sikringen.

Det er vanlig å legge ekstra stein i foten av sikringen, men i Norge har vi lite erfaring med å dimensjonere foten etter hvor mye bunnen vil senke seg. Metoden er antagelig best egnet i store elver med sand eller grusbunn, hvis man forventer at bunnen vil senke seg flere meter.

Det må være nok ekstra stein til å dekke skråningen i erosjonsgropen, fra foten av sikringen og ned til bunnen av gropen. Derfor må vi anslå erosjonsdybden før vi kan beregne hvor mye stein som trengs. Erosjonsdybden, y_s , er høydeforskjellen mellom foten av sikringen og største dyp i tverrprofilen. Beregning av erosjonsdyp er beskrevet i avsnitt 4.6.12.

For volumberegningen kan man forutsette følgende:

- Steinen legger seg ut med helling 1:2.
- Endelig tykkelse skal være den samme som for resten av sikringen, t .
- Fordi stein vil bli vasket bort bør volumet økes, minst med 50 %.

Sammenhengen mellom steinvolum, V_s , erosjonsdyp, y_s , og sikringens tykkelse, t , blir da:

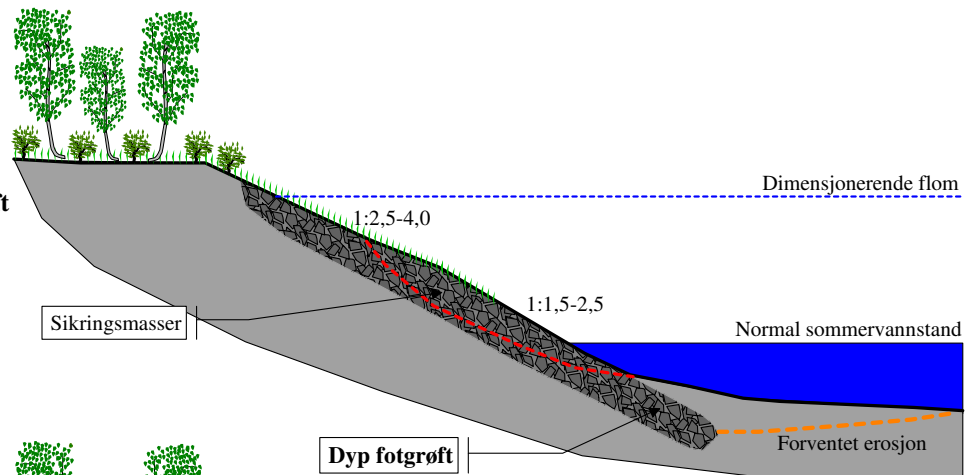
$$V_s = 1,5\sqrt{5}y_s t = 3,35y_s t \quad (4.19)$$

Her er:

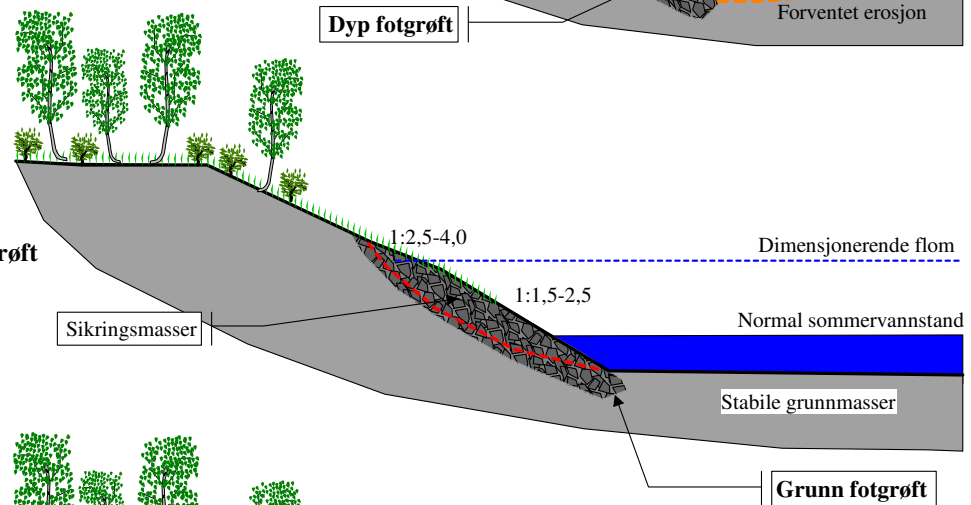
V_s = steinvolum per løpemeter ranke (m^3/m)
 t = tykkelsen til sikringslaget (m)
 y_s = forventet erosjonsdyp ved foten (m)

Ved å inspisere eller måle nivået til toppen av steinranken etter flom, kan man se hvor mye stein som har gått tapt, og etterfylle ved behov.

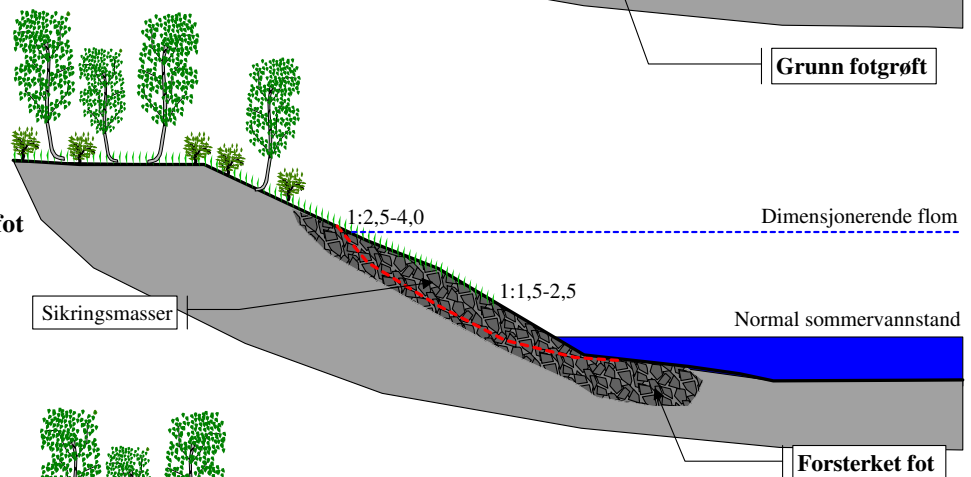
Figur A: Dyp fotgrøft



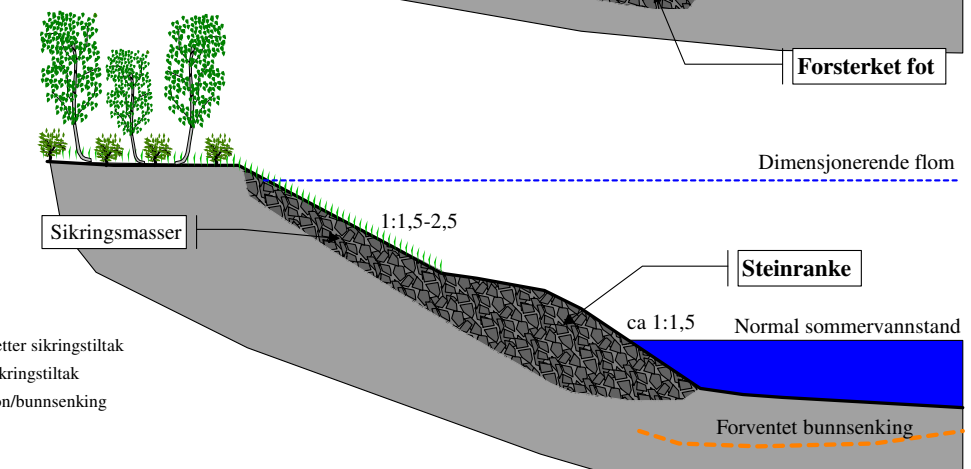
Figur B: Grunn fotgrøft



Figur C: Forsterket fot



Figur D: Steinranke



TEGNFORKLARING

- Nytt elveprofil etter sikringstiltak
- - - Elveprofil før sikringstiltak
- - - Forventet erosjon/bunnsenking
- Sikringsmasser
- Grunnmasser

Figur 63 Sikring av foten

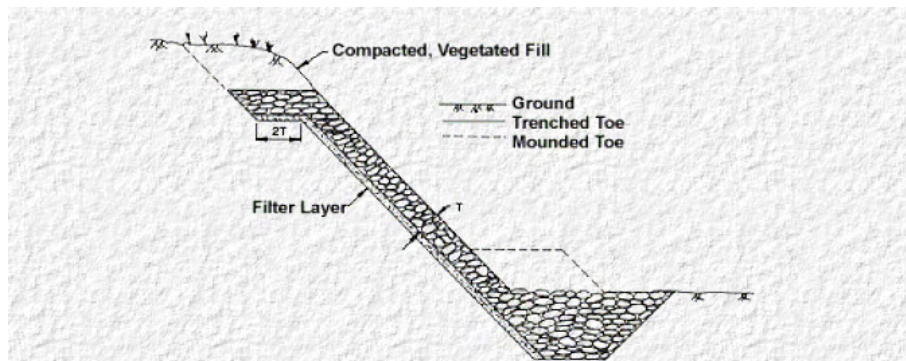
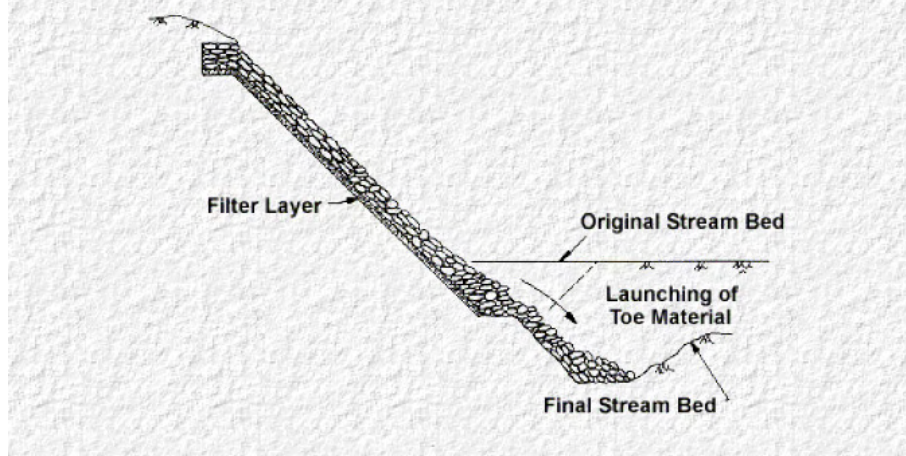


Figure 21. Typical Riprap Installation: End View (bank protection only)



Figur 64 Steinranke langs foten av sirkingen

4.6.12 Beregning av erosjonsdyp i kurver

Sikring langs yttersiden av kurver er særlig utsatt for undergraving. Erosjon i kurver påvirkes av ulike forhold, f.eks:

- Bunnforholdene langs kurven.
- Lokal erosjon forårsaket av sikringen.
- Sideveis forflytting av dypålen mot yttersving.
- Generell senking av bunnen på grunn av grusuttak, landheving osv.

Elvebunnen er dynamisk. Under flom vil erosjonsgrøper dannes og vokse, for så å fylles og forsvinne mot slutten av flommen. Derfor kan dybden i kurven under flom, bli mye større enn det vi ser på innmålte tverrprofil.

For å beregne steinvolumet, V_s , som må plasseres langs sikringsfoten (avsnitt 4.6.11), så er det nødvendig å beregne forventet erosjonsdyp.

Formelen under (Maynord 1996) kan brukes til å anslå erosjonsdyp i en kurve under flom. Den er utviklet for elver med sandbunn, men kan gi akseptable resultat for elver med grusbunn.

$$\frac{H_{smaks}}{H_{middel}} = 1,8 - 0,051 \left(\frac{R}{W} \right) + 0,0084 \left(\frac{W}{H_{middel}} \right) \quad (4.20)$$

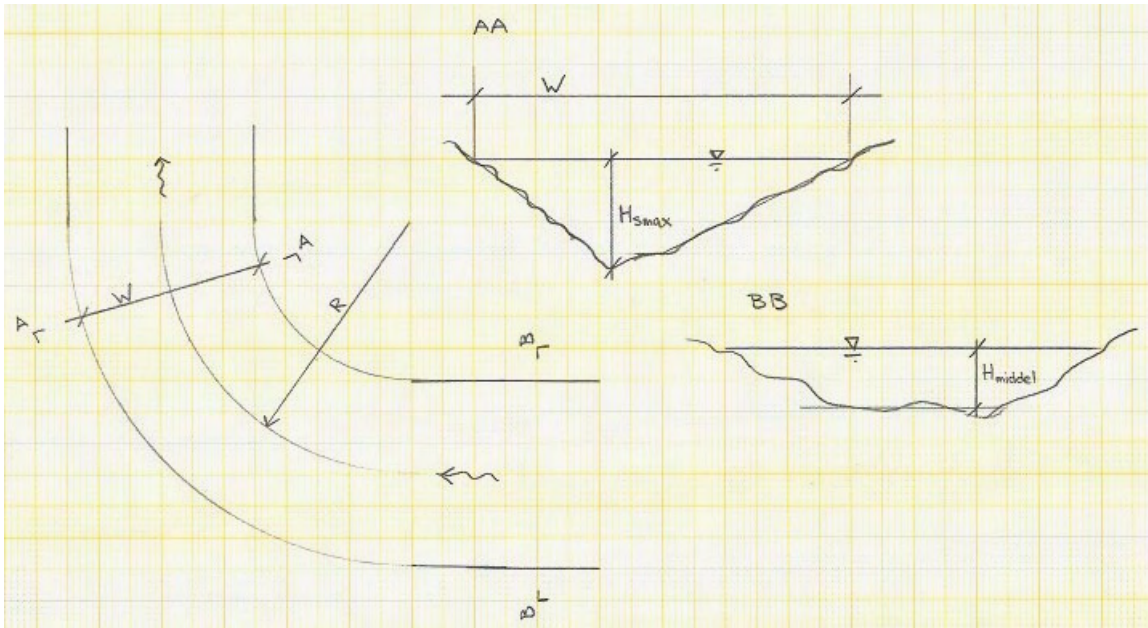
Her er (se Figur 65):

H_{smaks} = største erosjonsdyp i kurven målt fra vannspeilet ved breddfull elv (m)

H_{middel} = midlere vanddyb i hovedløpet oppstrøms kurven ved breddfull elv (m)

R = kurveradius (m)

W = elvas bredde (m)



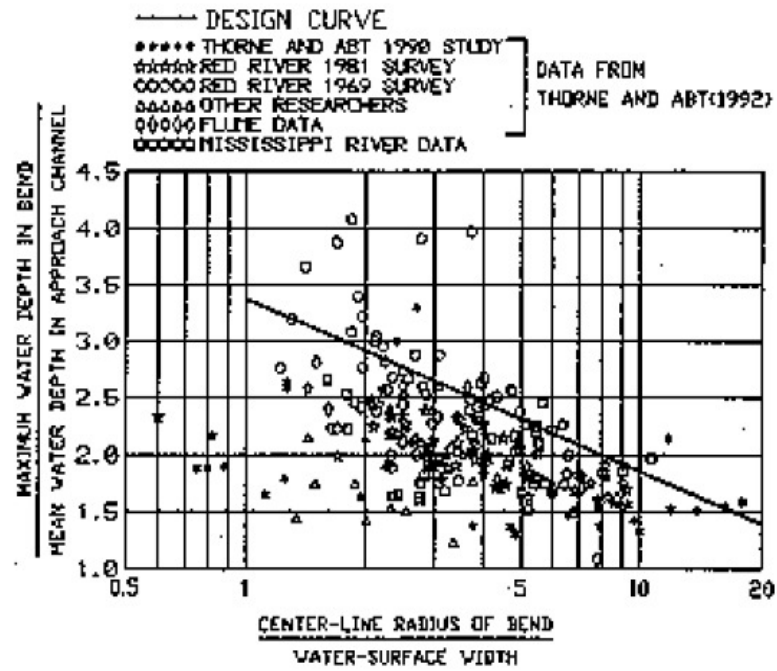
Figur 65 Definisjonsskisse for beregning av erosjonsdyp

Figur 66 (USACE 1991) kan og brukes til å anslå største erosjonsdyp i en kurve. Kurvene viser at det er stor spredning mellom observasjonene. Erosjonsdybden vi beregner er usikker, enten vi bruker formelen eller kurvene.

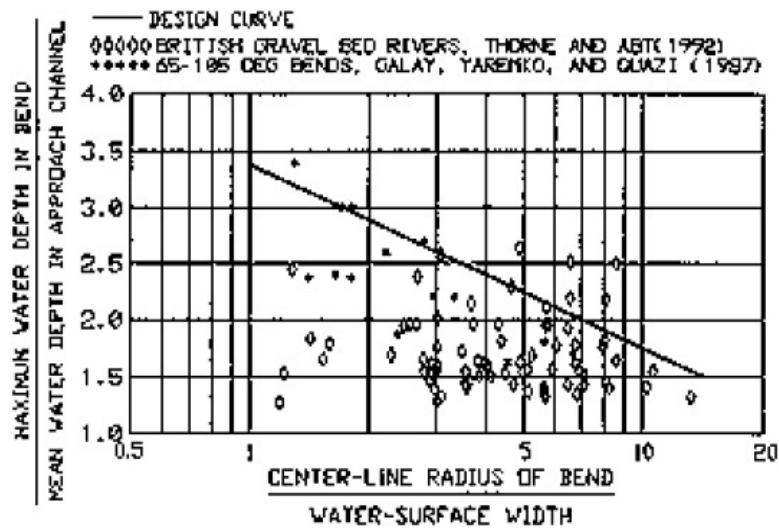
Når sikringen planlegges bør man måle inn tverrprofil flere steder i kurven. Fremtidig bunnivå langs sikringsfoten bør ikke antas mindre enn laveste bunnivå i tverrprofilet. Etter at skråningen er sikret, kan djupålen flytte seg til foten av sikringen.

I tillegg bør fremtidig bunnsenking anslås, og legges til erosjonsdybden i kurven.

Erfaring med forholdene i elva, og kunnskap om undergraving av nærliggende sikringsanlegg, er viktig når man skal bestemme dimensjonerende erosjonsdyp.



SAND BED CHANNELS



GRAVEL BED CHANNELS

Figur 66 Erosjonsdyp i kurver (USACE 1991)

4.7 Bunn og sidesikring i bratte elver

Maynords metode for beregning av steinstørrelse (avsnitt 4.6) kan brukes når hellingen er mindre enn 2 % (1:50). For brattere elver kan vi bruke metodene i avsnitt 4.7 eller samme beregningsmetode som for terskler (avsnitt 4.13).

I Norge er det vanlig å sikre bratte elver ved å *plastre* med steinblokker. Blokkene plasseres inntil hverandre, en for en, slik at vi får liten åpning mellom dem og en glatt overflate (Figur 68). Et alternativ som er mindre brukt, er å bruke sprengt, rauset stein, ensgradert eller samfengt (Figur 67).



Figur 67 Sikring med rauset stein (modell)

Plastring oppfattes som mer stabil enn sikring med rauset stein, men vi har ikke kunnet dokumentere dette. Forsøk med løsmasseterskler viser at plastring med ensgradert sprengstein tåler omtrent samme vannføring som samfengt sprengstein. Generelt har vi lite data om hvor mye en plastring tåler.

En omhyggelig utført plastring har glatt overflate som gir lite friksjon, mens røyset stein gir stor friksjon og lavere vannhastighet. I de fleste formler er stabil steinstørrelse funksjon av vannhastigheten i 2. til 3. potens, $D \sim V^{2-3}$. Hvis vannhastigheten øker med 30 % så må steinstørrelsen økes med 90 % for å forbli stabil ($D \sim V^{2.5}$). Selv om ordnet stein kan være mer stabil, så fører den glatte overflaten til høyere vannhastighet og større belastning.

Høy vannhastighet i bratte, plastrede kanaler gir kraftigere trykkpulser og sug mellom blokkene, slik at faren for utvasking av filter og underlag øker. Ved nedstrøms ende av glatte parti, der vannet skal tilbake til naturlig elv, må man vurdere behovet for et energidreperbasseng eller liknende.

Steinstørrelser for sikring med rauset stein er beskrevet i avsnitt 4.7.1 og plastring med ordnet stein i avsnitt 4.7.2. Alternativt kan man bruke samme beregningsmetoder som for løsmasseterskler (avsnitt 4.13).

4.7.1 Sikring med rauset stein

Når en bratt elvebunn skal sikres med rauset stein (Figur 67) kan Robinsons formel (Robinson, Rice et al. 1993) brukes til å beregne steinstørrelsen:

$$D_{50} = 1,5 S_0^{0,79} q^{0,53} \quad \text{for } S_0 < 1:10 \quad (4.21)$$

$$D_{50} = 0,5 S_0^{0,31} q^{0,53} \quad \text{for } 1:10 \leq S_0 \leq 1:2,5 \quad (4.22)$$

Her er:

D_{50} = steinstørrelse (m)

S_0 = bunnhellning (-)

q = enhetsvannføring (m^2/s)

Formlene gir den høyeste enhetsvannføringen bunnen tåler før brudd. Ved den vannføringen vil sikringen få en ujevn overflate og betydelig deformasjon. For dimensjonering anbefales det å øke steinstørrelsen med 20 %.

Formlene forutsetter at det brukes sprengt, kubisk stein med $s = 2,6$.

For $S_0 < 1:5$ tåler sikring utført med rundet stein (elvestein) bare 60 % av enhetsvannføringen i forhold til formlene over (Abt and Johnson 1991). For brattere bunn ($S_0 > 1:5$) vet vi ikke hvor mye rundet stein tåler. Sikringen bør utføres med sprengt, kubisk stein.

Sikringen må være minst $2 D_{50}$ tykk og relativt ensgradert. I forsøkene formlene er utviklet fra var $C_u = D_{60}/D_{10}$ mellom 1,25 og 1,73. Avsnitt 4.13 om løsmassetterskler beskriver sikring med samfengt stein.

I nedstrøms ende må sikringen føres så langt forbi det bratte partiet at bunnen tåler belastningen, og minst $15 D_{50}$ forbi foten av det bratte partiet (Robinson, Rice et al. 1993).

Beregningene forutsetter at vannet er jevnt fordelt over bredden. Hvis strømmingen kan bli konsentrert til en del av elveløpet, f.eks. pga kurver eller avlagring av masse, så må steinstørrelsen økes.

Sammenlikner vi med Figur 91 for løsmassetterskler sikret med ensgradert sprengstein, gir formel (4.21) vesentlig mindre stein. Det kan skyldes at løsmassettersklene bare ble sikret med ett lag stein, mens denne metoden foreskriver lagtykkelse lik $2 D_{50}$.

Sidene må sikres med større stein enn bunnen. Vi har lite informasjon om hvor mye større, men foreslår å bruke samme korreksjon som for vanlig sikring (avsnitt 4.6) $D_{side} = C_\theta \cdot D_{bunn}$. C_θ finnes fra Figur 60. Sideskråningen bør ikke være brattere enn 1:2.

Filter vurderes og utformes som beskrevet i avsnitt 4.4. Grov, ensgradert sikring og mye turbulens betyr at filteret må utformes omhyggelig.

4.7.2 Plastring med steinblokker

I bratte elver er det vanlig å sikre bunn og sider ved å plastre med ett lag stor stein. Steinen ordnes med god kontakt mellom blokkene og liten åpning i fugene, nesten som i en tørrmur.

Vi mangler gode metoder for å beregne nødvendig steinstørrelse for denne typen ordnet plastring. *Stabilitetsundersøkelse av kanal-plastringer* (Lysne 1965) viste at blokker med liten eksponert flate i forhold til volumet, dvs. lang akse normalt på strømmretningen, er vesentlig mer stabil enn heller med stort eksponert areal.

Stabilitetsundersøkelse av kanal-plastringer (Lysne 1965) gav så stor spredning i forsøksresultatene at det var vanskelig å gi beregningsanvisninger. Formlene under kan brukes til å anslå tykkelsen på plastringssteinen. De omhyller alle punktene i datamaterialet, men følger datasettet dårlig.

$$t = 0,75 \left(\frac{q}{4} \right)^{2/3} \quad \text{for } S_0 = 1:6$$

$$t = 0,75 \left(\frac{q}{10} \right)^{2/3} \quad \text{for } S_0 = 1:10$$
(4.23)

Her er:

t = lengden på aksene normalt på bunnen, dvs. tykkelsen på plastringslaget (m)
 q = dimensjonerende enhetsvannføring ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)
 S_0 = bunnhelling (-)

For begge tilfellene må $A_{eksp} < 2 t^2$, der A_{eksp} er eksponert flate mot vannet.

Sammenlikner vi med kurven for sikring av løsmasseterskjer av ensgradert sprengstein (Figur 91), får vi like stor stein for $S_0 = 1:6$. For $S_0 = 1:10$ gir kurven ca. 35 % større stein enn formel (4.23).

Sammenliknet med beregning av rauset sprengstein fra foregående avsnitt, gir formel 4.23 større stein for $S_0 = 1:6$, og litt mindre stein for $S_0 = 1:10$.

Vi har derfor ikke grunnlag for å si at en ordnet plastring kan utføres med vesentlig mindre stein enn en rauset sikring eller en sikring av samfengt sprengstein. Derfor anbefaler vi at steinstørrelsen for ordnet plastring med ett lag stein bestemmes fra kurven for løsmasseterskjer med ensgradert sprengstein (Figur 91).

Vi har ikke funnet opplysninger om nødvendig steinstørrelse i en plastret sideskråning, men foreslår å bruke de samme retningslinjene som for sikring med rauset stein (avsnitt 4.7.1).

En plastring som bare består av ett lag ordnet stein må utføres omhyggelig. Metoden brukes vanligvis i bratte elver der vannhastigheten kan bli stor. Forsøk med dekklag av stein viste at bruddet skjedde raskt og at hele plastringen ble ødelagt (Figur 68). Når noen få stein forsvant mistet steinene rundt støtte slik at hele laget sviktet.

Det bør brukes blokker av sprengt stein med kubisk form. Elvestein er ofte for rund til å gi gode fuger. Den har og glattere overflate enn stein fra brudd. Blokkene må plasseres i forband slik at de gir hverandre god støtte. Store åpninger i fugene gir dårlig låsing av steinen og fare for at underlaget vaskes ut.

Langs elvebredden bør de største blokkene plasseres nederst og fundamenteres godt under forventet erosjonsdyp. Blokkene bør plasseres slik at de heller innover i elvebredden.

Heller lagt på flatsiden egner seg dårlig til sikring i kraftig strøm. Hvis helleformet stein må brukes, så bør den plasseres slik at den midtre akse står normalt på strømrørningen. I områder som er lite påkjent kan heller gi en fin avslutning mot elva (Figur 71).

Filterlaget må utføres omhyggelig. Det er vanskelig å unngå at det oppstår åpninger mellom blokkene i plastringen (Figur 72), så filteret må være grovt nok til at det ikke vaskes ut. Bruk av filterduk kan være gunstig og rimelig økonomisk.



Dekklag av ordnet stein før
forsøk



Typisk brudd etter svikt i
dekklaget

Figur 68 Plastring før og etter brudd (Lysne 1965)



Figur 69 Bekk plastret med stor stein



Figur 70 Plastret elveløp (elva har lagt igjen massene i bunnen)



Figur 71 Sikring med helleformet stein lagt på flatsiden bør bare brukes på lite belastet område



Figur 72 Filteret må tilpasses åpningene i plastringen. Her er åpningene for store slik at filteret vaskes ut

4.8 Sikring av kulvertutløp

Ved utløpet av kulverter og stikkrenner kan vannet ha stor hastighet. Består bunnen av finkornede masser kan det dannes store erosjonsgroper (Figur 73). Det kan føre til undergraving av kulvertutløp og veiskråning. Derfor er det viktig å sikre utløpet mot erosjon.

To løsninger blir presentert her, et energidreperbasseng som passer ved utløpet av større kulverter, og en enkel steinplastring under utløpet, som passer for mindre kulverter.

Kulverter er et stort problem i elver og bekker med fisk. Mange er utformet slik at de hindrer fisken i å vandre oppstrøms, f.eks. fordi vannhastigheten i kulverten er for stor eller fordi fallet ved utløpet er for høyt. Erosjon og bunnsenkning ved utløpet forsterker problemet.

Ved bygging av nye kulverter er det viktig at området ved utløpet får en god utforming som motstår erosjon. En kulp ved utløpet som hever vannstanden og gir rolig strømming gjennom kulverten, er en god løsning. Boken *Slipp fisken fram* (Direktoratet for naturforvaltning 2002) gir anvisninger for utforming av kulverter slik at de ikke hindrer fisken å passere.



Figur 73 Erosjonsgrop ved kulvertutløp (Vinddølaldalen)

4.8.1 Energidreperbasseng ved utløpet

Energidreperbassenget (Figur 73) er formet som erosjonsgropen ved et kulvertutløp. Bassenget kan brukes ved små og store kulverter, men er mest egnet for store ($D > 1,5$ m). Det er størrelsen på sikringssteinen som bestemmer hvor stort bassenget må være. Hvis steinen er liten må bassenget gjøres stort, og omvendt. Følgende formel gir sammenhengen mellom basseng- og steinstørrelse (Thompson 2006):

$$\frac{h_s}{y_e} = 0,86 \left(\frac{D_{50}}{y_e} \right)^{-0,55} \left(\frac{V_0}{\sqrt{gy_e}} \right) - C_0 \quad (4.24)$$

Her er:

h_s = bassengets dybde (m)

y_e = ekvivalent dybde i kulverten (m)

D_{50} = steinstørrelse (m)

V_0 = utløpshastighet fra kulverten (m/s)

C_0 = undervannskoeffisient, se under (-)

TW = nivå på undervannet (m)

Undervannsnivå	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

Tabell 9 Undervannskoeffisienten C_0

For rektangulære kulverter settes ekvivalent dybde lik vanndybden i kulverten ved utløpet, $y_e = y$. For sirkulære kulverter er $y_e = (A/2)^{1/2}$, hvor A er strømningsarealet ved utløpet av kulverten.

I bunn og sider skal tykkelsen av sikringen være den største av $2 D_{50}$ eller $1,5 D_{maks}$. Nærmest kulvertutløpet økes tykkelsen til $3 D_{50}$.

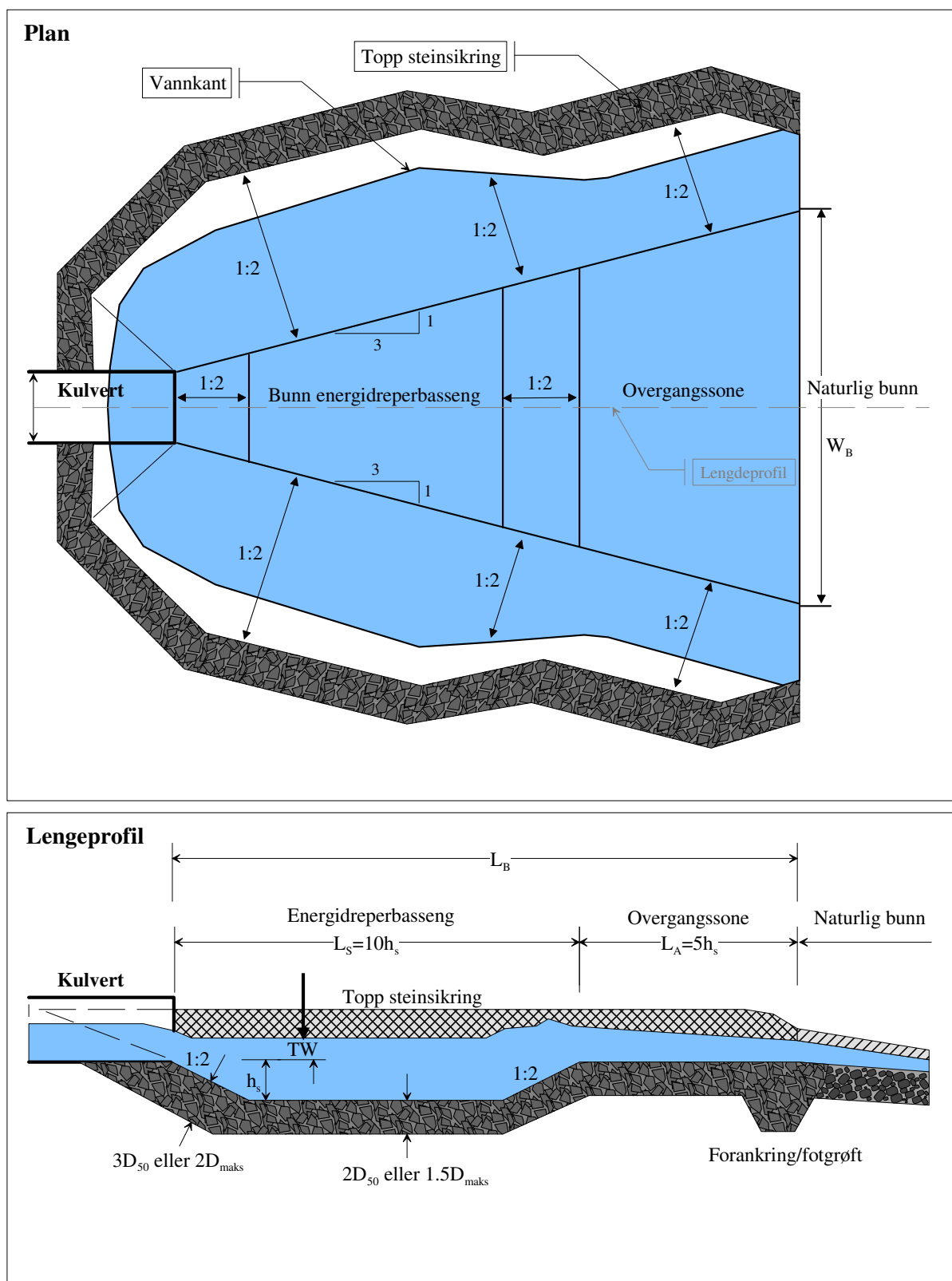
Filter utformes som beskrevet i avsnitt 4.4.

Beregningsgang

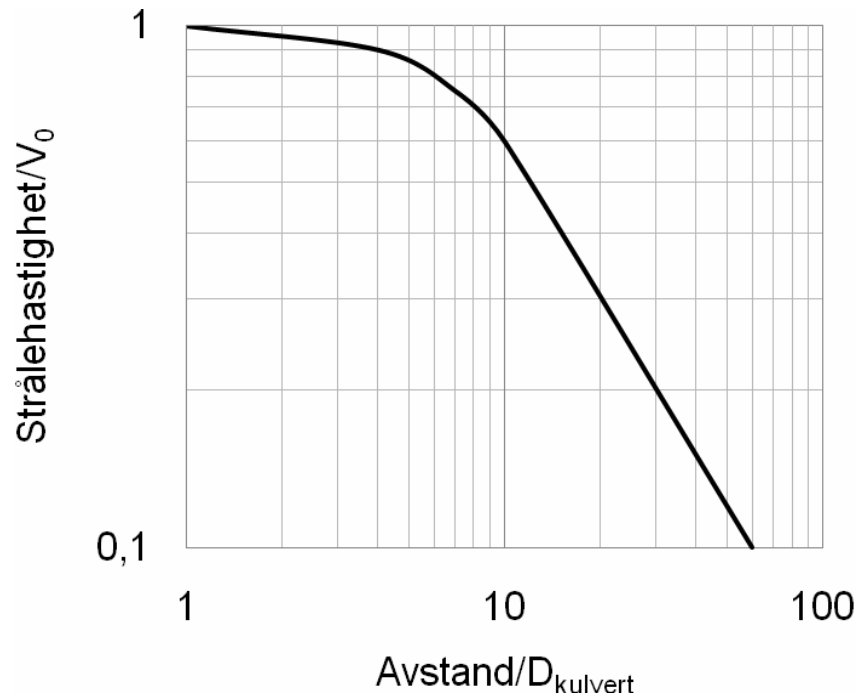
Trinnene i beregningen er som følger (se og beregningseksempel i vedlegg 1):

1. Beregn utløpshastighet, V_0 , og dybde, y_e .
2. Beregn undervannsnivået, TW , og deretter C_0 (Tabell 9).
3. Velg D_{50} ut fra tilgjengelig steinstørrelse og beregn bassengdybden h_s vha. formel (4.24). Kontroller at $h_s/D_{50} \geq 2$ og at $D_{50}/y_e \geq 0,1$, hvis ikke velg ny D_{50} . Basseng der h_s/D_{50} er nær to gir den mest økonomiske løsningen.
4. Beregn energidreperens dimensjoner fra Figur 74. Bassenglengden, $L_s = 10 h_s$, men ikke mindre enn tre kulvertdiametre ($L_s > 3 D$). Terskellengden $L_A = 5 h_s$, men ikke mindre enn en kulvertdiameter ($L_A > D$).
5. Beregn utløpshastigheten fra energidreperbassenget og vurder om det er nødvendig med ytterligere sikring nedstrøms terskelen.

Høyt undervann, $TW > 0,75 y_e$, gjør at strålen fra kulverten flyter i overflaten og det gir dårlig energidreping. Da bør Figur 75 brukes til å anslå hastigheten ved utløpet av bassenget, for å vurdere om sikringen bør føres lengre nedstrøms. Figuren viser hastigheten i senter av strålen fra kulverten, som funksjon av avstanden fra kulvertutløpet. Figuren er dimensjonsløs, strålehastigheten er gitt relativt til utløpshastigheten, og avstanden i kulvertdiametre.



Figur 74 Energidreperbasseng, plan og lengdeprofil



Figur 75 Vannhastighet i senter av strålen fra et dykket utløp

4.8.2 Plastring ved utløpet

For kulverter mindre enn ca. 1,5 m i diameter, kan det være tilstrekkelig å sikre et område ved utløpet uten å lage et energidreperbasseng. Løsningen, som er vist i Figur 76, gir en enklere utførelse enn basseng, men dårlig energidreping og større hastighet nedstrøms.

Stabil steinstørrelse beregnes med følgende formel (se eksempel i vedlegg 1):

$$D_{50} = 0,2D \left(\frac{Q}{\sqrt{g} D^{2,5}} \right)^{4/3} \left(\frac{D}{TW} \right) \quad (4.25)$$

Her er:

D_{50} = steinstørrelse (m)

D = kulvertdiameter (m).

Q = dimensjonerende vannføring (m³/s)

TW = nivå på undervannet, over bunnen av kulvertutløpet (m)

For rektangulære kulverter settes D lik diameteren til en sirkel med samme areal som kulverten.

Hvis strømmingen i kulverten er overkritisk, brukes en justert kulvertdiameter:

$$D' = \frac{D + y_n}{2} \quad (4.26)$$

Her er:

D' = justert kulvertdiameter (m).

y_n = normalstrømningsdybden i kulverten (m)

Nivået på undervannet, TW , bør være mellom $0,4 D$ og $1,0 D$. Hvis TW ikke er kjent, eller mindre enn $0,4 D$, så anta $TW = 0,4 D$.

Formelen forutsetter at steinen har en spesifikk tetthet på 2,65.

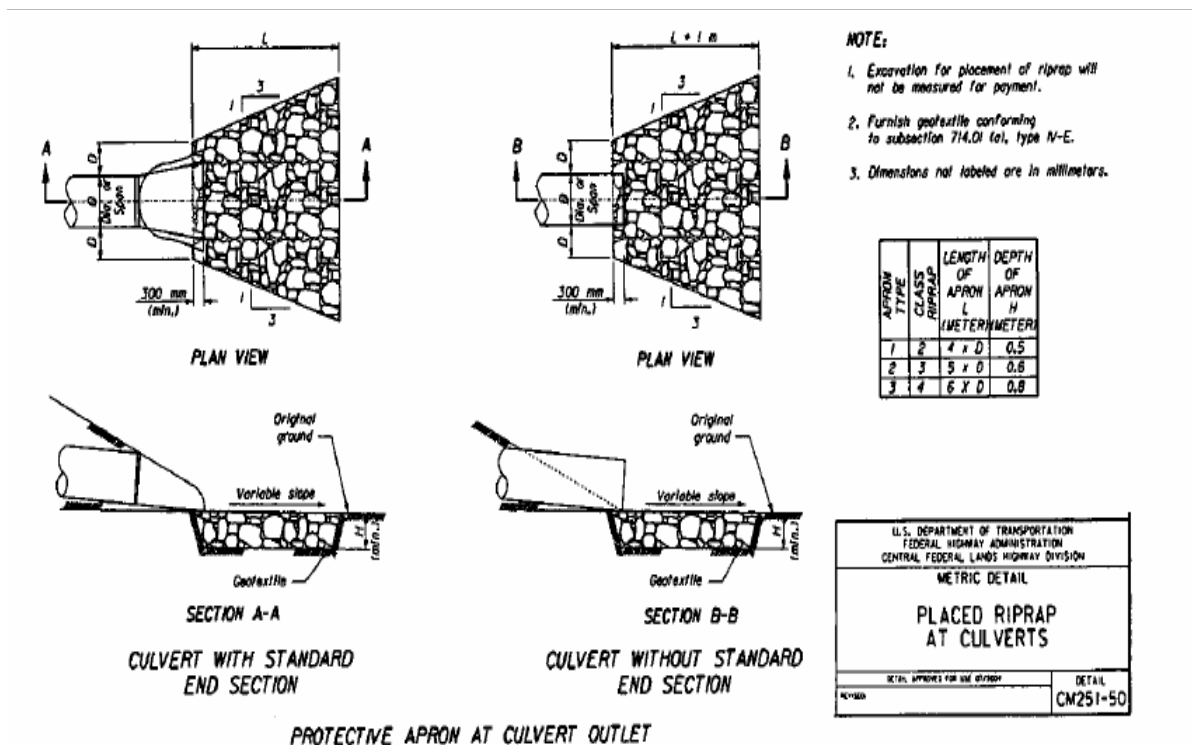
Tabell 10 gir anvisning for å beregne tykkelse og utstrekning av sikringen. For å gi effektiv energispredning bør sikringen ha ru overflate. Breddene og skråningen ved kulvertutløpet sikres på samme måte som bunnen. Filter vurderes og utformes som beskrevet i avsnitt 4.4.

Når undervannet er høyt, dvs. $TW > D$, flyter strålen fra kulverten gjennom bassenget uten å miste mye energi. Resthastigheten kan bli så høy at det gir erosjon nedstrøms. Figur 75 viser hastigheten til en stråle i fritt vann som funksjon av avstanden fra utløpet, og kan brukes til å anslå hastigheten nedstrøms kulvertutløpet. Behovet for å føre sikringen lengre nedstrøms, kan da vurderes med vanlige formler for stabil steinstørrelse.

D_{50} (mm)	Plastringslengde (-)	Plastringstykkelse (-)
125	$4 D + 1 \text{ m}$	$3,5 D_{50}$
150	$4 D + 1 \text{ m}$	$3,3 D_{50}$
250	$5 D + 1 \text{ m}$	$2,4 D_{50}$
350	$6 D + 1 \text{ m}$	$2,2 D_{50}$
500	$7 D + 1 \text{ m}$	$2,0 D_{50}$
550	$8 D + 1 \text{ m}$	$2,0 D_{50}$

D = kulvertdiameter, D_{50} = steinstørrelse

Tabell 10 Lengde og tykkelse av plastring ved kulvertutløp



Figur 76 Steinsikring ved kulvertutløp

4.9 Generelt om sikring av broer

Ofte snevrer broer igjen elveløpet, slik at vannet må presses sammen når det passerer broen. Hastigheten i hele gjennomløpet øker, og særlig rundt utstikkende landkar. Nedstrøms broen utvides strømningsarealet brått, slik at det kan oppstå kraftig turbulens. Figur 77 og 78 viser typiske strømningsforhold rundt broer. Hastighetsøkning og turbulens gir ekstra erosjonsbelastning.

Brofundament på løsmasse kan bli undergravd av erosjon, og mange broer har sviktet under storflom. Broer blir utsatt for ulike typer lokalerosjon:

1. Innsvevringserosjon (kontraksjonserosjon). Fordi broen reduserer strømningsarealet vil vannhastigheten øke, særlig under flom. Det kan føre til bunnsenking i hele gjennomløpet.
2. Pilarerosjon. Rundt bropilarene øker hastigheten og vann presses ned mot bunnen, slik at det dannes en grop rundt pilaren (Figur 79).
3. Landkarerosjon. Graving som følge av strømkonsentrasjon og hastighetsøkning ved enden av landkar (Figur 81).

I tillegg kan langsiktig bunnsenking i vassdraget, f.eks. forårsaket av grusuttak, føre til at både landkar og bropilarer undergraves.

Broer er kostbare og brudd kan ha store konsekvenser. Bunnen i de fleste norske elver består av grus og stein, og er relativt motstandsdyktige mot erosjon, men man bør alltid vurdere erosjonsfaren når man planlegger en bro.

Erosjonsfare kan håndteres på ulike måter:

1. Broen kan utformes slik at den blir mindre erosjonsutsatt, f.eks. ved å øke bredden på gjennomløpet eller ved å plassere fundamentene på fjell.
2. Brofundamentene kan føres så dypt ned at de ikke blir skadet av erosjon.
3. Bunnen kan sikres mot erosjon, f.eks. med stein, gabioner eller betongblokker.

Når man planlegger erosjonssikring for en ny bro bør alle metodene vurderes, men denne veilederen beskriver bare steinsikring rundt bropilar (avsnitt 4.10) og landkar (avsnitt 4.11). Faren for langsiktig bunnsenking og bunnsenking under flom må vurderes separat.

Mer om beregning av erosjonsdyp finnes i *Vassdragshåndboka* (Sæterbø 2009), *Bridge scour and stream instability countermeasures* (Lagasse 2001) og *Manual on scour at bridges and other hydraulic structures* (May 2002).

Forholdene i elva nedstrøms broen må vurderes nøye. Bunnsenking kan forplante seg oppstrøms og undergrave sikring og brofundament. Sikring av hele elveløpet nedstrøms broen, f.eks. med en flatterskel, kan være nødvendig for å stanse bunnsenking (Figur 82).

I områder med sandbunn kan det raskt dannes store erosjonsgroper. Her bør man være spesielt oppmerksom hvis broen forandrer strømførholdene mye, f.eks. fordi gjennomløpet blir trangt eller fordi det snevres inn i anleggsperioden.

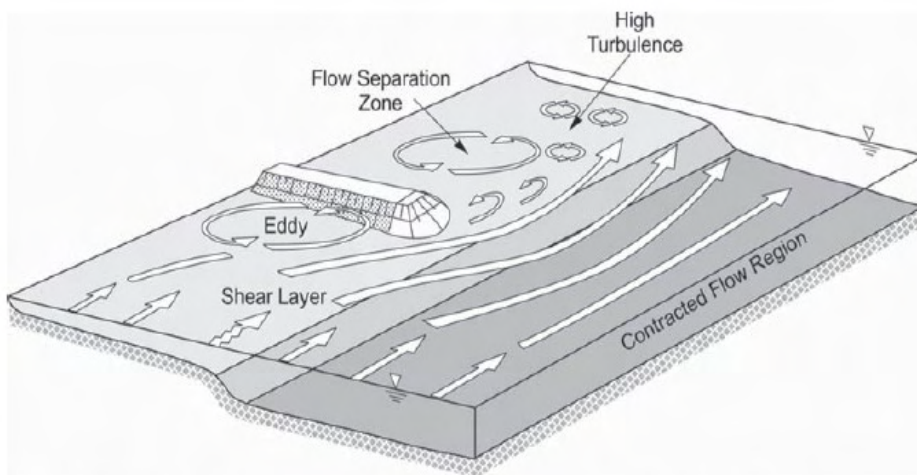
Under flom kan deler av gjennomløpet bli blokkert av drivgods eller is. Høy vannhastighet i den frie delen av gjennomløpet gir ekstra belastning og erosjonsfare.

Kostnaden ved å sikre ekstra er liten i forhold til broens verdi. Vannhastigheten bør beregnes konservativt fordi den er så viktig for steinstørrelsen. Vurder om strømmen kan bli konsentrert til deler av gjennomløpet. Det kan f.eks. skje i en kurve, fordi masse avlagres i løpet, eller pga. midlertidig

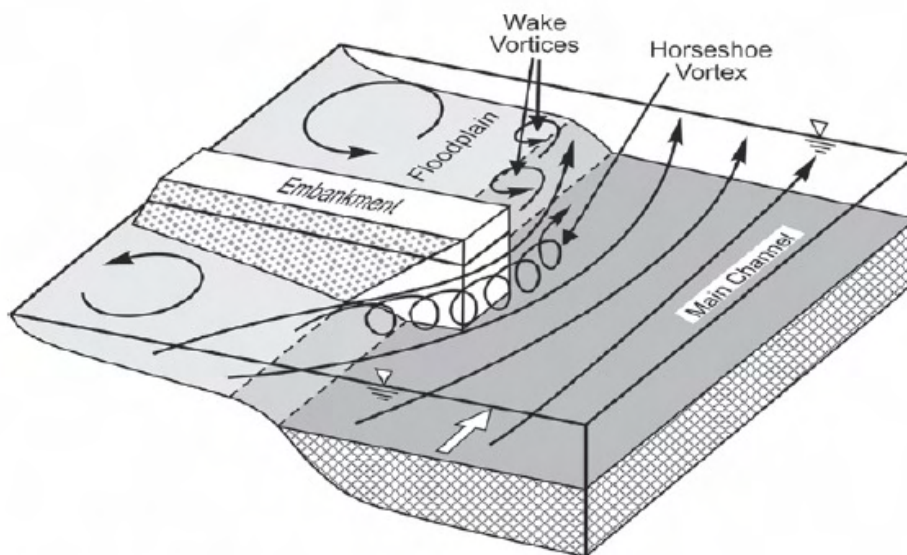
utfylling i anleggsperioden. Området som sikres kan gjøres større enn minimumsverdiene som denne veilederen gir.

Størst flom gir ikke alltid størst belastning på sikringen. Oppstuvning kan heve vannstanden nedenfra så mye at vannhastigheten går ned i forhold til mindre flommer. Man bør derfor beregne hastigheten for ulike vannføringer.

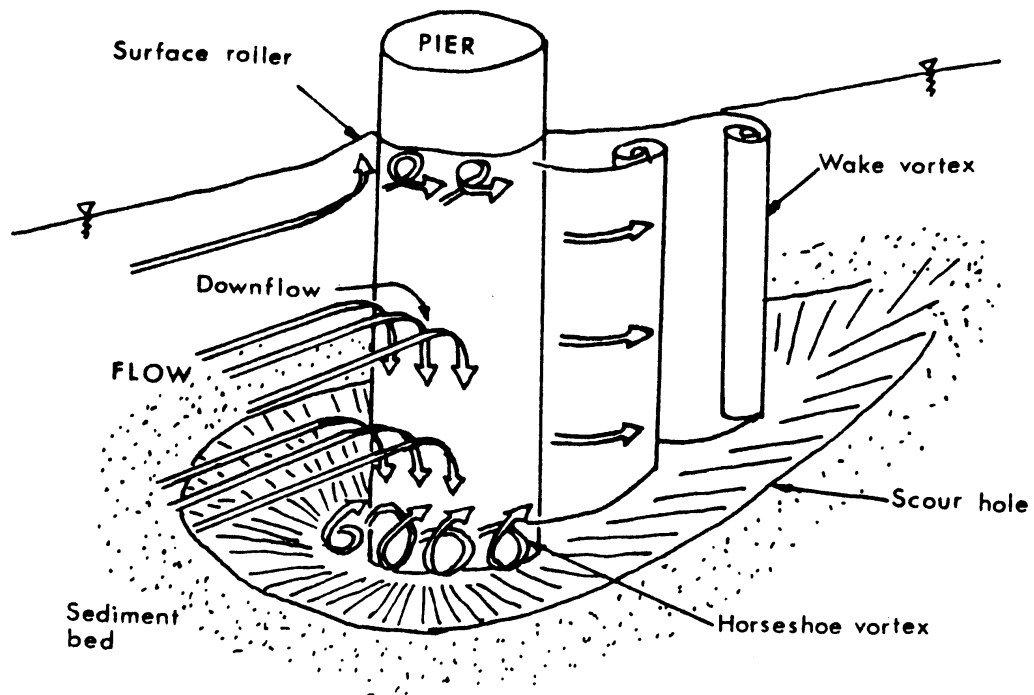
I veilederen beskrives separat sikring av bro Pilar og landkar. I mange tilfelle er det hensiktsmessig å kombinere dette til en sikring av hele gjennomløpet, f.eks. når man uansett må lage en anleggsvei ut til bropilarene som kan utvides til en gjennomgående sikring.



Figur 77 Strømning ved et kjegleformet landkar (etter Barkdoll 2007)



Figur 78 Strømning ved et landkar med vingemurer (etter Barkdoll 2007)



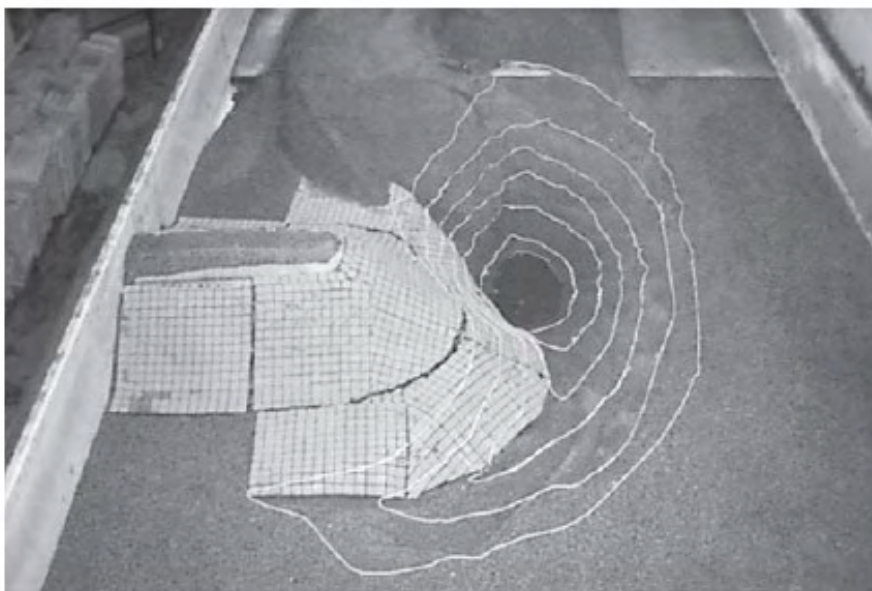
Figur 79 Strømning og erosjon ved brupilar (etter Breusers and Raudkivi 1991)



Figur 80 Vind og snø gir samme erosjonsmønster som rundt en brupilar i vann

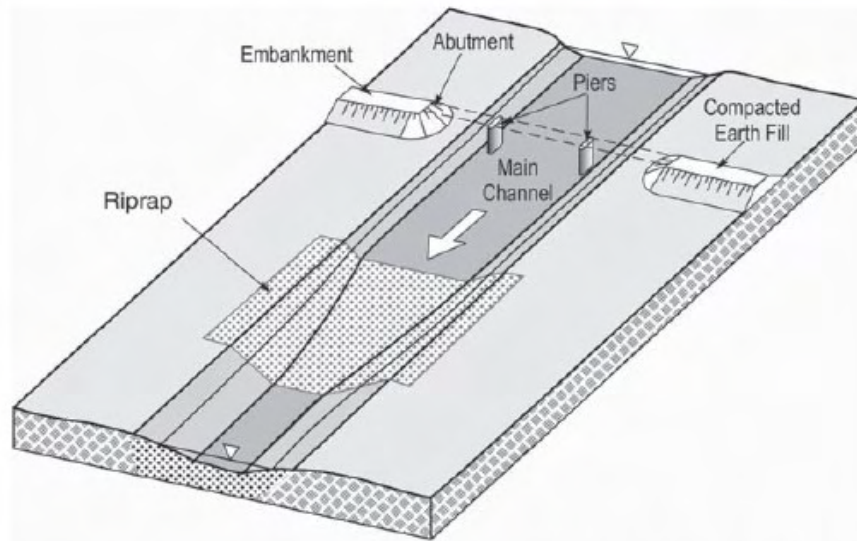


(a) Prior to testing, looking from upstream



(b) After testing, looking from upstream

Figur 81 Vanlig erosjon ved landkar (Barkdoll 2007)



Figur 82 Sikring som hindrer bunnsenking å nå broen (etter Barkdoll 2007)

4.10 Sikring rundt bropilar

Stein er godt egnet til å hindre lokalerosjon rundt bropilarer, men sikringen må planlegges og utføres omhyggelig.

De vanligste årsakene til skade på steinsikring rundt bropilarer er:

- Steinen er for liten og flyttes av strømmen.
- Finkornet bunnmateriale vaskes ut, slik at steinen synker ned og spres utover.
- Erosjon langs ytterkant av sikringen fører til at stein sklir ut og transporteres vekk.

I elver med finkornet bunnmateriale (sand, silt) er sikringen utsatt for skade pga. endringer i elvebunnen under flom, f.eks. passering av sanddyner.

4.10.1 Beregning av steinstørrelse

Til å beregne stabil steinstørrelse rundt bropilarer anbefales følgende formel (Lagasse 2007):

$$D_{50} = K_f \frac{0,692V_{\text{lokal}}^2}{2g(s-1)} \quad (4.27)$$

Her er:

D_{50} = stabil steinstørrelse (m)

K_f = formfaktor

s = steinens spesifikk tetthet (-)

g = tyngdens akselerasjon (9,81 m/s²)

V_{lokal} = hastigheten rett oppstrøms bropilaren (m/s)

Formfaktoren, K_f , er 2,3 for bropilar med rund eller spisset nese og 2,9 for bropilar med butt nese.

Vannhastigheten rett oppstrøms bropilaren er dimensjonerende. Den kan ansås ved å multiplisere gjennomsnittshastigheten i hovedløpet, V , med en korreksjonsfaktor:

$$V_{\text{lokal}} = K_v V \quad (4.28)$$

Hastighetskoeffisienten, K_v , er forholdet mellom gjennomsnittshastigheten i hovedløpet og lokal hastighet rett oppstrøms pilaren, og avhenger av hvor pilaren er plassert. For bro Pilar i innersving eller nær bredden på en rett strekning er $K_v = 1,0$. For bro Pilar plassert i hovedstrømmen nær en yttersving anbefales $K_v = 1,7$. Hvis V_{lokal} er beregnet numerisk eller målt, brukes den direkte uten korreksjon. Hvis broen reduserer strømningsarealet slik at hastigheten øker, så må man ta hensyn til dette.

4.10.2 Tykkelse og utstrekning

Topp sikring plasseres i nivå med eksisterende elvebunn. Tykkelsen skal minst være $3 D_{50}$. Største stein bør ikke være større enn $2 D_{50}$. Figur 83 viser sikring rundt bro Pilar.

Sikringen plasseres i en grop i elvebunnen. Ved å plassere topp sikring i flukt med bunnen blir den enklere å inspisere for skader.

Hvis det forventes at bunnen vil senke seg, f.eks. på grunn av kontraksjonserosjon eller generell bunnsenking, skal sikringens tykkelse være lik forventet erosjonsdyp.

Hvis det forventes bunnsenkning må sikringens utstrekning økes slik at skråningen ned til endelig bunn ikke blir brattere enn 1:2 (Lagasse 2007).

Utføres sikringen under vann, bør tykkelsen økes med 50 %.

Sikringen må dekke et område som er minst 2 ganger bropilarens bredde, a , i alle retninger, men minst 2 m til hver side.

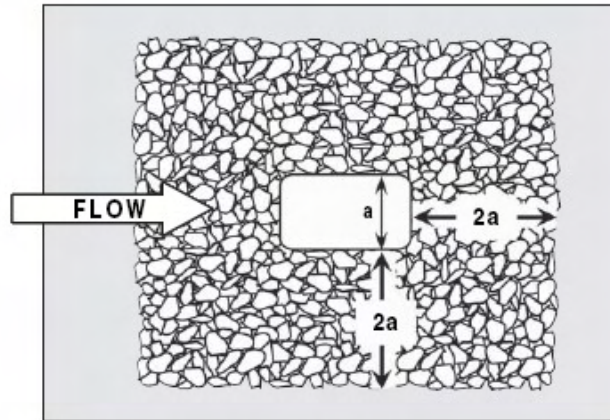
Hvis bro pilaren er vridd i forhold til strømretningen, så må et større område beskyttes. Bredden av pilaren settes da lik projisert bredde normalt på strømretningen. Vinkelen mellom bropilarens lengderetning og strømretning bør ikke overskride 10 grader.

Anbefalingene over gir minste utstrekning som er nødvendig for å beskytte bropilarene. Utenfor, eller i kanten av det sikrede området, kan det dannes erosjonsgroper. Hvis det ikke er akseptabelt bør man sikre et større område.

4.10.3 Filter

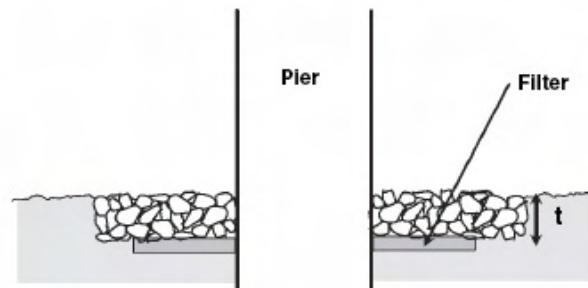
Filteret skal ikke føres helt ut til kanten av sikringen, men avsluttes $2/3$ av avstanden mellom bro pilaren og kanten av sikringen, som vist på Figur 83 (Lagasse 2007).

Ellers utformes filteret som beskrevet i avsnitt 4.4 og 4.5.



Pier width = "a" (normal to flow)

Riprap placement = 2 (a) from pier (all around)



Figur 83 Sikring rundt bro Pilar (Lagasse 2006)

4.11 Sikring rundt landkar

For Froudetall $Fr \leq 0,8$ (se avsnitt 2.18.1), kan stabil steinstørrelse for sikring av landkar beregnes med følgende formel (Barkdoll 2007):

$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(s-1)} \frac{V_{kar}^2}{gy} \quad (4.29)$$

Her er:

D_{50} = stabil steinstørrelse (m)

$K = 0,89$ for kjegleformet landkar (-)

$K = 1,02$ for landkar med vertikal frontvegg (-)

s = steinens relative tetthet (-)

g = tyngdens akselerasjon ($9,81 \text{ m/s}^2$)

y = vanndybde ved foten av landkaret (m)

V_{kar} = karakteristisk hastighet, se under (m/s)

For Froudetall $Fr > 0,8$ anbefales følgende formel (Barkdoll 2007):

$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(s-1)} \left[\frac{V_{kar}^2}{gy} \right]^{0,14} \quad (4.30)$$

Her er:

- D_{50} = stabil steinstørrelse (m)
- $K = 0,61$ for kjegleformet landkar (-)
- $K = 0,69$ for landkar med vertikal frontvegg (-)
- s = steinens relative tetthet (-)
- g = tyngdens akselerasjon ($9,81 \text{ m/s}^2$)
- y = vanndybde ved foten av landkaret (m)
- V_{kar} = karakteristisk hastighet, se under (m/s)

Begge formlene bygger på modellforsøk som gir for stor stein for 90 % av datagrunnlaget. Hvis steinen plasseres i skråning må størrelsen økes, bruk f.eks. Figur 60.

Karakteristisk hastighet, V_{kar} , er en representativ hastighet nær foten av landkaret, og avhenger av hvor langt det er trukket tilbake fra hovedløpet (se Figur 84 og 85). Står landkaret i eller nær hovedløpet, brukes gjennomsnittshastigheten i gjennomløpet $V_{kar} = Q/A_{gjennomløp}$. Er landkaret trukket tilbake fra hovedløpet kan hastigheten reduseres som forklart under.

Hvor mye hastigheten reduseres avhenger av innrykket, L_i , som er avstanden fra elvebredden til foten av landkaret. Innrykksforholdet, IF , er innrykket delt på gjennomsnittsdybden i hovedløpet,

$$IF = \frac{L_i}{Y_{hovedløp}}.$$

Hvis landkaret er nær hovedløpet, slik at $IF < 5$, så settes V_{kar} lik total vannføring dividert på totalt strømningsareal under brua (se Figur 84, til venstre):

$$V_{kar} = \frac{Q_{tot}}{A_{gjennomløp}} \quad (4.31)$$

Her er:

- Q_{tot} = total vannføring under brua (m^3/s)
- $A_{gjennomløp}$ = totalt strømningsareal under brua (m^2)

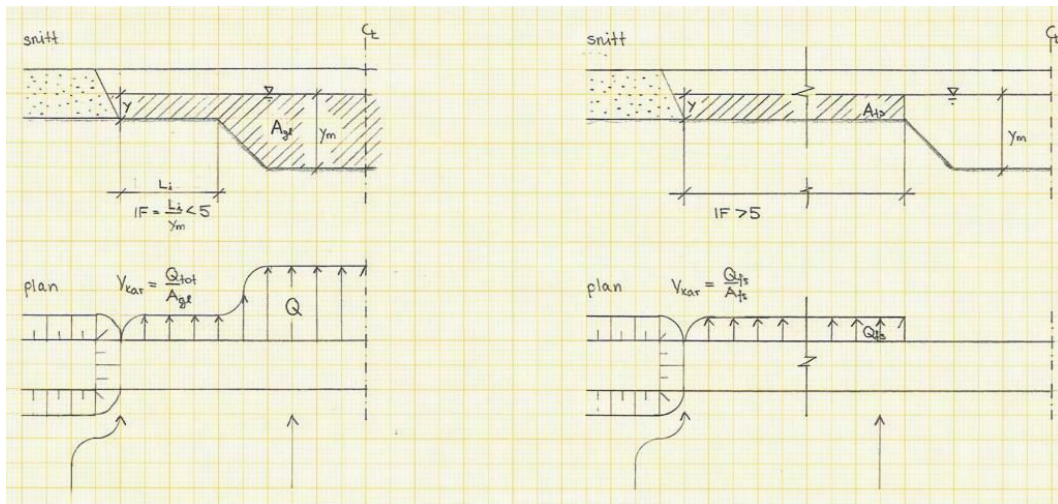
Hvis landkaret er lengre vekk fra hovedløpet, slik at IF er større enn 5, så settes V_{kar} lik vannføringen på flomsletten oppstrøms landkaret, dividert med strømningsarealet på flomsletten i gjennomløpet (se Figur 84, til høyre).

$$V_{kar} = \frac{Q_{flomslette}}{A_{flomslette}} \quad (4.32)$$

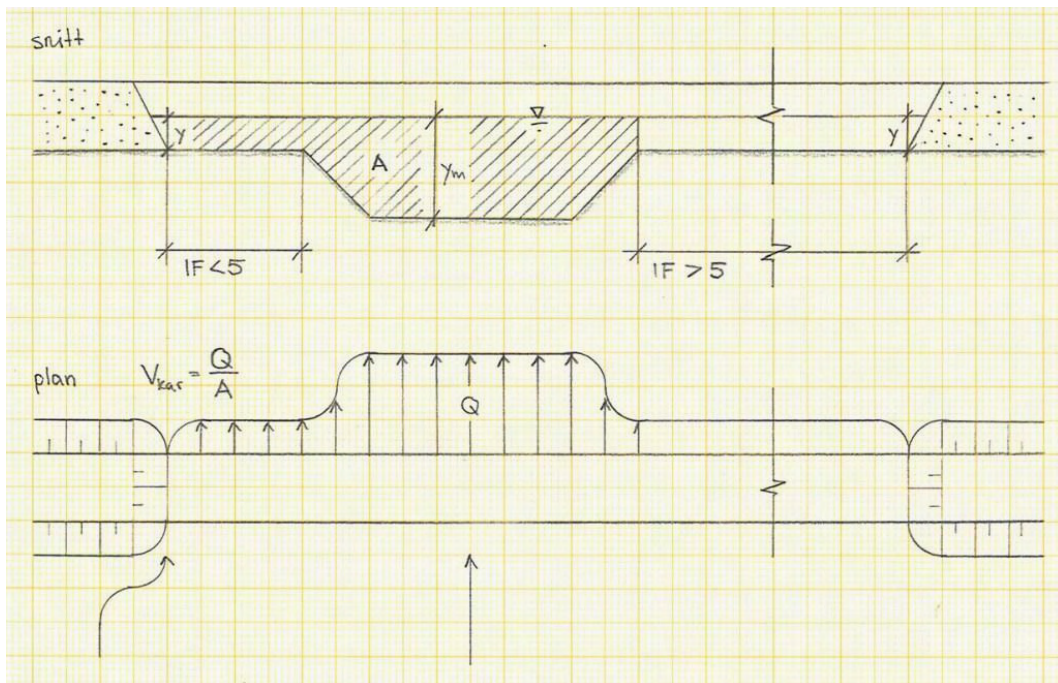
Her er:

- $Q_{flomslette}$ = vannføring på flomsletten oppstrøms landkaret (m^3/s)
- $A_{flomslette}$ = strømningsarealet under brua, mellom landkar og elvebredden (m^2)

Hvis IF er større enn 5 for det ene landkaret og mindre for det andre, beregnes V_{kar} som vist på Figur 85.



Figur 84 Karakteristisk hastighet: $IF < 5$ til venstre, $IF > 5$ til høyre



Figur 85 Karakteristisk hastighet når $IF < 5$ og $IF > 5$

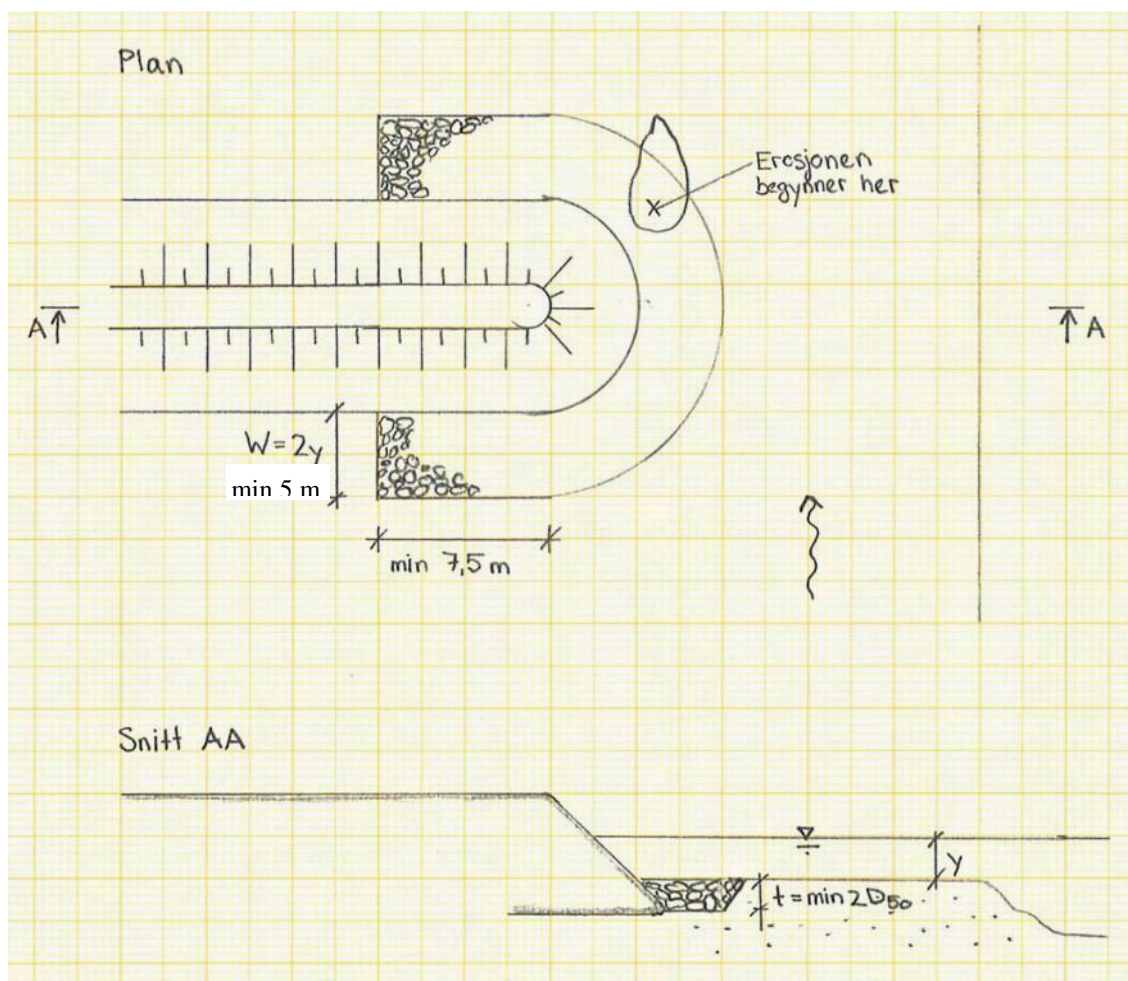
4.11.1 Tykkelse og utstrekning

Tykkelsen på sikringen må minst være den største av $2 D_{50}$ eller D_{maks} . Ved plassering i vann bør tykkelsen økes med 50 %.

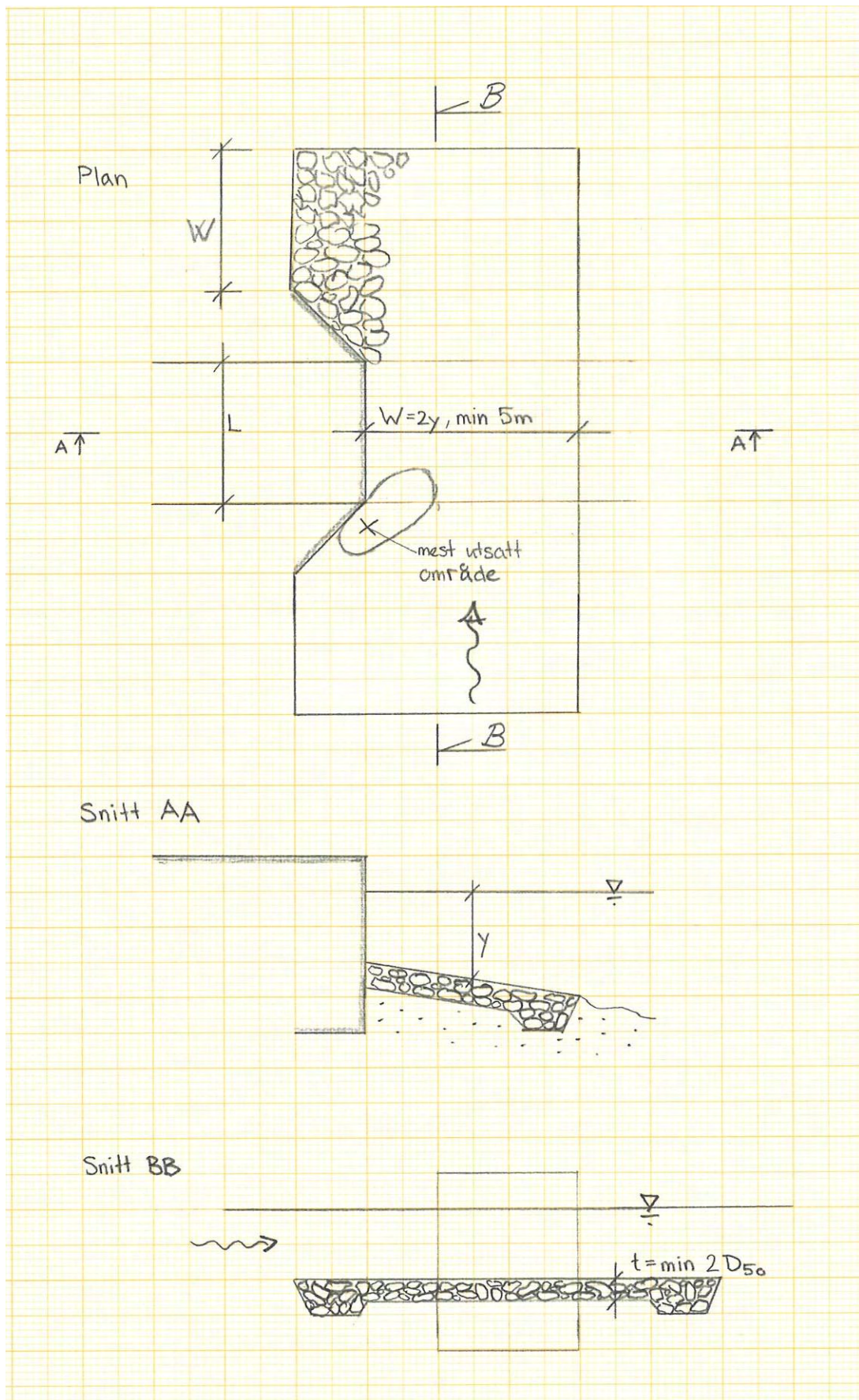
For kjegleformede landkar plassert på flomsletten må det sikres i en bredde $W = 2 y$, der y er vanddybden ved landkaret (Figur 86). W må ikke være mindre enn 5 m.

Rundt landkar med vertikal front sikres det som vist på Figur 87. For små broer kan det være hensiktsmessig å sikre hele gjennomløpet som vist på Figur 88.

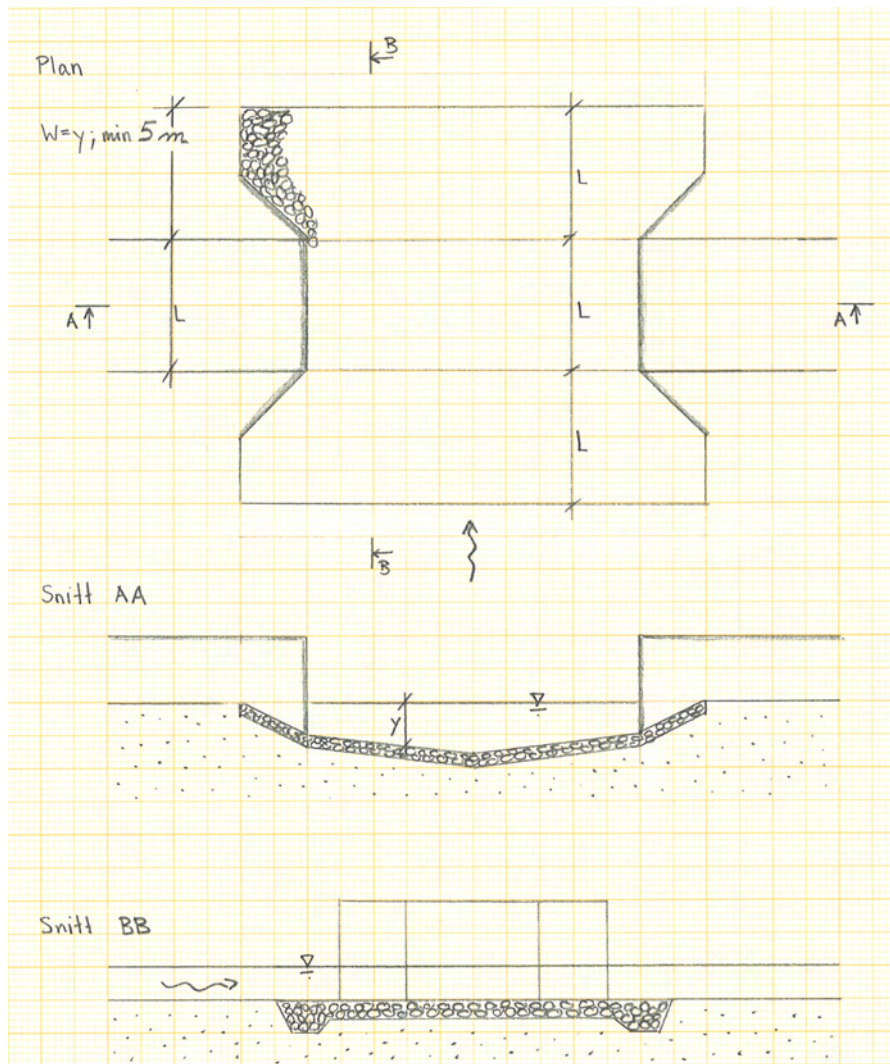
Anbefalingene over gir minste utstrekning som er nødvendig for å beskytte landkarene. Utenfor, eller i kanten av det sikrede området kan det dannes erosjonsgroper som vist på Figur 81. Hvis det ikke er akseptabelt bør man sikre et større område.



Figur 86 Sikring rundt kjegleformet landkar



Figur 87 Sikring rundt landkar med vertikal front



Figur 88 Sikring av hele gjennomløp

4.12 Sikring av brofundament, sammendrag

Dette avsnittet gir et sammendrag av beregning av erosjonssikring for bropilar og landkar. Det gir stikkord til hva som bør vurderes og et beregningsskjema. Oppsettet er tilpasset enkle beregninger og vanlige forutsetninger.

Forberedelse

- Vurdering av det som skal sikres, bruddkonsekvens og risiko.
- Forholdene i elva, erosjonsskader, bunnforhold.
- Langtidsutvikling av i elva, meandring, faren for bunnsenking.
- Faren for tilstopping pga. masseavlagring, særlig for broer på flomvifter.
- Faren for tilstopping pga. isgang og drivgods.
- For nye broer: alternativ plassering og utforming av bro, pilarer og landkar. Er gjennomløpet stort nok?
- Flomberegning, innmåling og hydraulisk beregning.

Sikring ved bro Pilar

Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Kommentar
Vannhastighet	V		m/s	Gjennomsnittshastigheten ($V = Q/A$)
Anslå hastighets- koeffisienten	K_v		-	Innersving eller ved bredden på rett strekning, $K_v = 1$. I hovedløpet, $K_v = 1,3$. I hovedstrømmen nær yttersving, $K_v = 1,7$
Beregn lokal hastighet	V_{lokal}		m/s	Hastighet rett oppstrøms pilaren $V_{\text{lokal}} = K_v V$
Bestem formfaktoren	K_f		-	$K_f = 2,3$ for bro Pilar med rund eller spisset nese. $K_f = 2,9$ for bro Pilar med butt nese.
Spesifikk tetthet	s		-	Vanlig å anta 2,6. Bør måles.
Tyngdens akselerasjon	g	9,81	m/s ²	
Beregn D_{50}	D_{50}		m	$D_{50} = K_f \frac{0,692V_{\text{lokal}}^2}{2g(s-1)}$
¹ Bestem D_{15}	D_{15}		m	$D_{15} = 0,6$ til $0,9 D_{50}$ Forutsetter at $1,5 < D_{85}/D_{15} < 2,5$
¹ Bestem D_{85}	D_{85}		m	$D_{85} = 1,3$ til $1,5 D_{50}$ Forutsetter at $1,5 < D_{85}/D_{15} < 2,5$
Bestem D_{maks}	D_{maks}		m	$D_{\text{maks}} < t$ og $D_{\text{maks}} < 2D_{50}$
Bestem t	t		m	$t_{\text{min}} \geq 300 \text{ mm}$, $t_{\text{min}} \geq D_{\text{maks}}$ og $t_{\text{min}} \geq 3D_{50}$ Pluss 50 % ved plassering under vann.
Bestem utstrekning	$2a$		m	Minste utstrekning fra pilar er 2 ganger projisert bredde eller 2 m. Husk korreksjon for skjevstrømning.
Bestem bunnivå			-	Topp sikring i samme høyde som eksisterende bunn (Figur 81).

¹I forhold til norsk praksis gir dette en ensgradert sikring. Man kan velge en videre korngradering og tykkere sikring.

Sikring ved landkar

Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Kommentar
Vanndybde	y		m	Ved foten av landkaret
Innrykk	L_i		m	Avstand fra hovedløp til fot landkar
Innrykksforholdet	IF		-	$IF = L_i/y$
Karakteristisk hastighet	V_{kar}		m/s	Hastigheten ved foten av landkaret. Avhenger av IF. Se Figur 84 og 85.
Tyngdens akselerasjon	g	9,81	m/s ²	
Spesifikk tetthet	s		-	Vanlig å anta 2,6. Bør måles.
Froudetallet	Fr		-	$Fr = \frac{V_{kar}}{\sqrt{gy}}$
Hvis $Fr < 0,8$:				
Formfaktoren	K		-	$K = 0,89$ for kjegleformet landkar $K = 1,02$ for landkar med vertikal frontvegg.
Beregn D_{50}	D_{50}		m	$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(s-1)} \frac{V_{kar}^2}{gy}$
Hvis $Fr > 0,8$:				
Formfaktoren	K		-	$K = 0,61$ for kjegleformet landkar $K = 0,69$ for landkar med vertikal frontvegg.
Beregn D_{50}	D_{50}		m	$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(s-1)} \left[\frac{V_{kar}^2}{gy} \right]^{0,14}$
For begge tilfelle:				
¹ Bestem D_{15}	D_{15}		m	$D_{15} = 0,75$ til $0,87 D_{50}$ Forutsetter at $1,5 < D_{85}/D_{15} < 2,5$
¹ Bestem D_{85}	D_{85}		m	$D_{85} = 1,15$ til $1,35 D_{50}$ Forutsetter at $1,5 < D_{85}/D_{15} < 2,5$
Bestem D_{maks}	D_{maks}		m	$D_{maks} < t$ og $D_{maks} < 2D_{50}$
Bestem t	t		m	$t_{\min} \geq 300 \text{ mm}$, $t_{\min} \geq D_{maks}$ og $t_{\min} \geq 2D_{50}$ Pluss 50 % ved plassering under vann.
Bestem utstrekning				Se Figur 86, 87 og 88
Bestem bunnivå				Topp sikring i samme høyde som eksisterende bunn.

¹I forhold til norsk praksis gir dette en ensgradert sikring. Man kan velge en videre korngradering og tykkere sikring

Vurdering og justering

- Is, drivgods, strømkonsentrasjon, bølger som gir ekstra belastning.
- Tilgang på stein, utførelse.
- Vurdering av underlaget, fare for utvasking og utforming av filter.
- Fare for erosjon og bunnsenking, innsnevringserosjon, utforming av foten og avslutningene.
- Konsekvensene av at det dannes en erosjonsgrop utenfor det sikrede område. Er det behov for å sikre et større område?

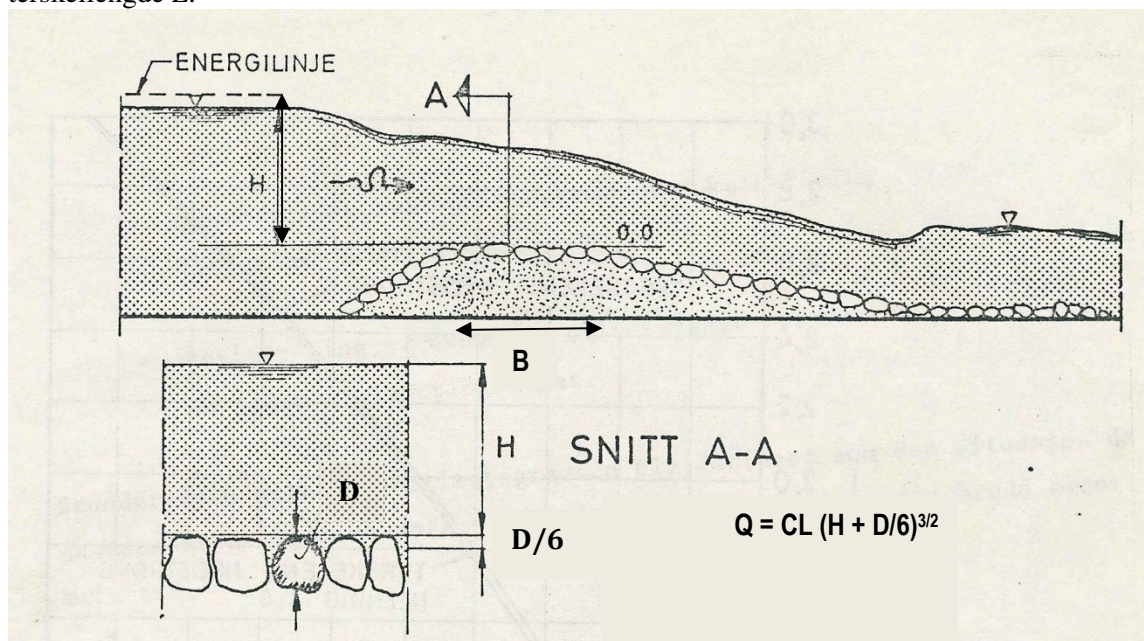
4.13 Løsmasseterskler

Terskler hever vannspeilet slik at det dannes et basseng oppstrøms, der masse kan avlagres. Tersklene kan brukes til å kontrollere massetransport og til å hindre generell bunnsenking.

Terskler kan og brukes til å hindre bunnsenking i å fortsette oppstrøms. Figur 82 viser en flatterskel plassert for å hindre bunnsenking å nå et brofundament.

Terskelhydraulikk og terskler for å hindre massetransport er beskrevet i kapittel 2.18. Dette avsnittet beskriver oppbygging av terskler, særlig erosjonsbeskyttelse av nedstrøms skråning.

Figur 89 viser typisk tverrsnitt av en løsmasseterskel. Karakteristiske dimensjoner er overløpshøyde H , undervannshøyde H_u , kronebredde B , helling av nedstrøms skråning, S_0 , diameter for dekklagsstein D , terskellengde L .



Figur 89 Typisk løsmasseterskel (SINTEF 1982)

4.13.1 Konstruksjonsprinsipp og -materialer

Det er ingen ting i veien for å bygge hele terskelen av sams steinmateriale av tilstrekkelig størrelse, dersom det tilfredsstiller:

- kravene til erosjonsstabilitet og motstand mot utvasking
- ev. krav til tetthet, som kan variere ut fra terskelens formål

Det vanligste er imidlertid at hovedvolumet av terskelen bygges av lett tilgjengelige lokalt materiale, som må sikres mot erosjonsskader med et erosjonsstabil dekklag. Det kan bestå av tilstrekkelig grovt sams materiale, eller utvalgte dekklagselementer på et filterlag.

Dekklaget kan f.eks. bestå av steinblokker eller forskjellige kunstige blokker av betong eller av steinfylte matter av netting eller kunstfiber (*gabioner*). Denne veilederen beskriver bare dimensjonering av terskler sikret med stein.

Dersom byggematerialene er for permeable til at terskelen kan holdes fylt under lav vannføring, må det bygges inn tetning, enten på oppstrøms side eller inne i terskelen.

4.13.2 Sikring av terskelkrona og oppstrøms skråning

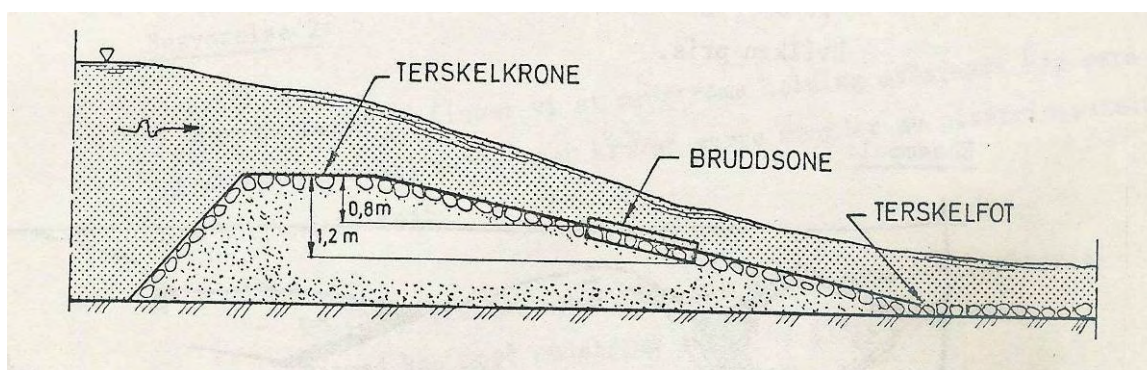
Terskelkrona er sterkt utsatt for skader, ikke bare fra strømmende vann, men også fra drivende gods (tømmer etc.) og isflak. Krona gis gjerne en bredde på ca. 4 m og avrundes litt i for- og bakkant.

Dersom terskelkrona dekkes av samme type dekklag som nedstrøms skråning, vil den vanligvis ikke være det svakeste området på terskelen, så lenge det bare er vann som passerer.

En må imidlertid vurdere å ta forholdsregler mot skader fra drivende is, tømmer og lignende. Det kan også oppstå alvorlige skader fra ekspansjon av fast isdekke dersom vintervannføringen blir så liten at hele eller deler av terskelkrona blir tørrlagt. Dersom slike påkjenninger er sannsynlige, kan det bli nødvendig å utføre terskelen med støpt krone, ev. forankret i spunt- eller betongkjerne. Dette må vurderes av spesialister i hvert enkelt tilfelle.

4.13.3 Sikring av nedstrøms skråning

Det er vanligvis nedstrøms skråning som får størst påkjenning. Ved jevnt dekklag over hele terskelen, og lavt undervann, vil brudd vanligvis oppstå ca. 0,8 – 1,2 m under toppen av terskelen, se Figur 90. Situasjonen blir annerledes hvis undervannet stiger over denne sonen, ev. helt opp eller høyere enn terskelens topp, se kommentarer i avsnitt 4.13.4.



Figur 90 Bruddsonens plass ved høye terskler (VHL 1969; SINTEF 1982)

Stabil steinstørrelse på nedstrøms skråning av løsmasseterskler kan bestemmes med formler eller diagram som finnes i litteraturen. (Les også avsnitt 4.7 om sikring i bratte elver.) Også norsk forskning har bidratt med laboratorieforsøk og innsamling av erfaring om dekklag av sprengt og avrundet stein.

Figur 91 til 94 viser stabile steinstørrelser for nedstrøms skråning basert på laboratorieforsøk ved *Vassdrags og havnelaboratoriet*, SINTEF. Ensgradert og samfengt masse er sammenlignet for to steintyper, sprengt stein fra steinbrudd og avrundet stein fra naturlig elvegrus (VHL 1969; SINTEF 1982).

Figurene viser relativt liten forskjell mellom D_{50} for ensgradert og D_{65} for samfengt dekklagsstein. En må regne med større utvasking og derfor behov for noe mer dekklagsmasse ved bruk av samfengt stein til sikring. På den andre siden krever ensgradert dekklagsmasse enten et ca. 30 cm tykt ekstra filterlag eller grove nok underlagsmasser, for å unngå utvasking av underlagsmassene. Filter vurderes og utformes som beskrevet i avsnitt 4.4 og 4.5.

Det er vesentlig forskjell på sprengt og avrundet stein. Under ellers like forhold viser diagrammene at stabil diameter for avrundet stein er ca. 25 % større enn for vanlig sprengstein.

Størrelsene D_{50} for ensgradert og D_{65} for samfengt er såkalte kritiske diametre, dvs. de er angitt uten sikkerhetsfaktor. Vanligvis vil en multiplisere den kritiske diameteren med en sikkerhetsfaktor, valgt ut fra forholdene.

Et ensgradert plastringslag på nedstrøms skråning bør minst ha tykkelse som den største verdi av 1,5 D_{50} og D_{100} , og minst være 40 - 50 cm tykt for å sikre sammenhengende utlegging. Særskilt filterlag må også legges ut minst 30 - 50 cm tykt.

Sikringslag av samfengt masse vurderes ut fra forholdene. Om en kjenner kornfordelingen i et samfengt dekklag, kan en beregne sluttresultatet etter at finstoffet i øvre deler av massene er ferdig utvasket, både erodert volum og endelig utvasket dekklag.

Hvis terskelen utføres med ensgradert sprengstein kan nødvendig steinstørrelse beregnes vha. formlene i avsnitt 4.7.1. De er laget for ramper, men antas å gjelde også for terskler der bunnen ligger dypere enn kronen oppstrøms terskelen.

En sammenligning av noen verdier fra diagram og formler for dekklag av ensgradert sprengstein er vist i Tabell 11. Tabellen viser rimelig godt samsvar for mellomstore vannføringer, mens formlene gir vesentlig mindre steinstørrelser enn diagrammene for store vannføringer, særlig ved bratte skråninger. Vi anbefaler valg av de største verdier inntil det er samlet mer erfaring fra feltpraksis.

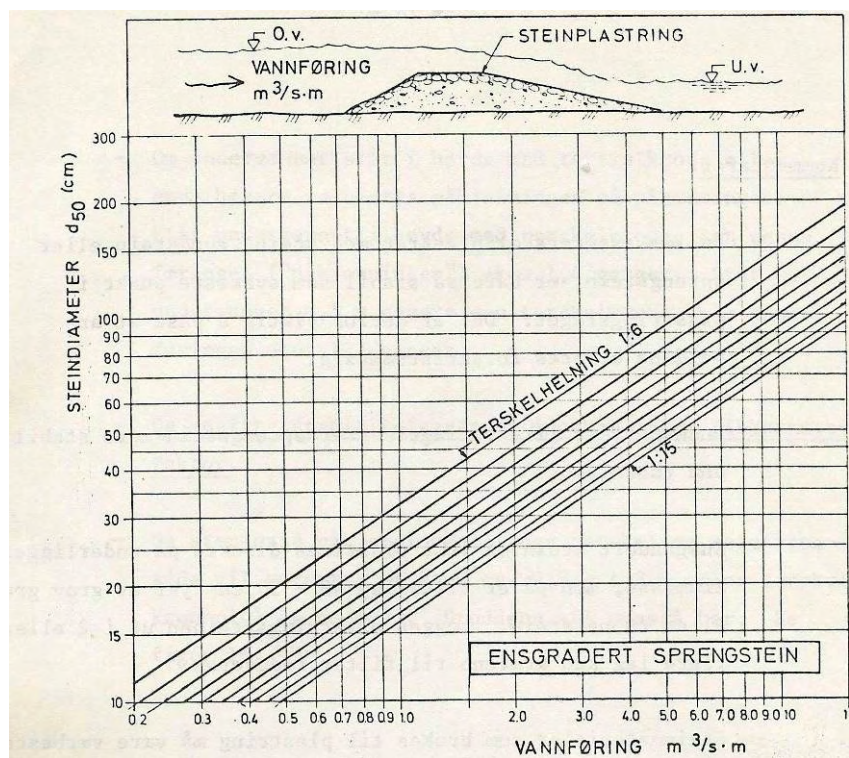
Helling 1:15 = 0,067

Enhetsvannføring q (m ³ /s/m)	1	2	5	10	15
D_{50} fra Figur 91 (cm)	16	25	47	73	95
D_{50} fra formel (4.21) (cm)	18	25	41	60	74

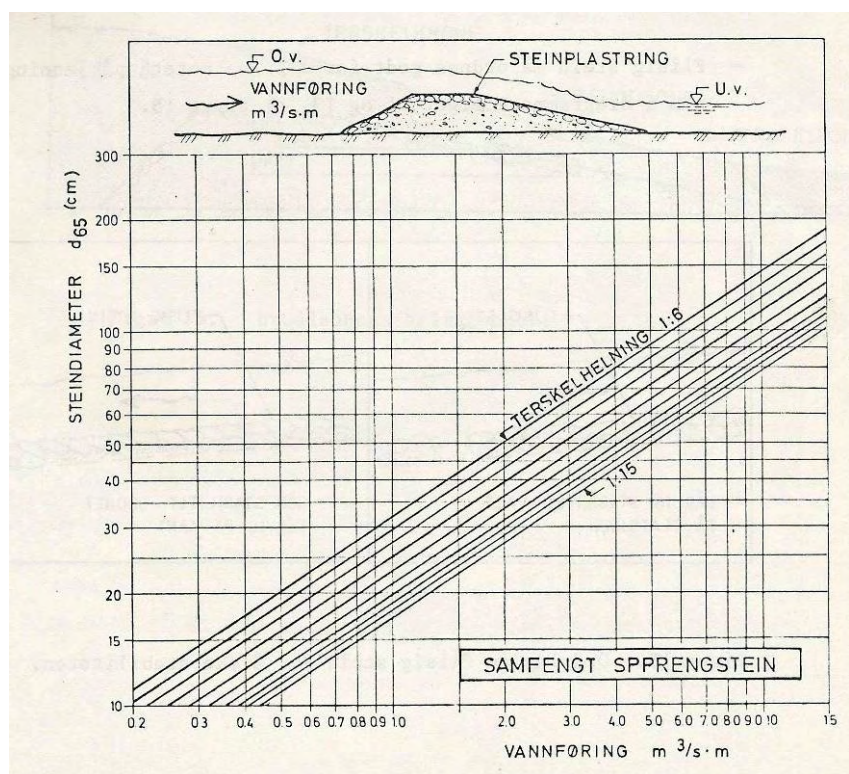
Helling 1:6 = 0,167

Enhetsvannføring q (m ³ /s/m)	1	2	5	10	15
D_{50} fra Figur 91 (cm)	32	51	93	150	195
D_{50} fra formel (4.22) (cm)	29	41	67	97	121

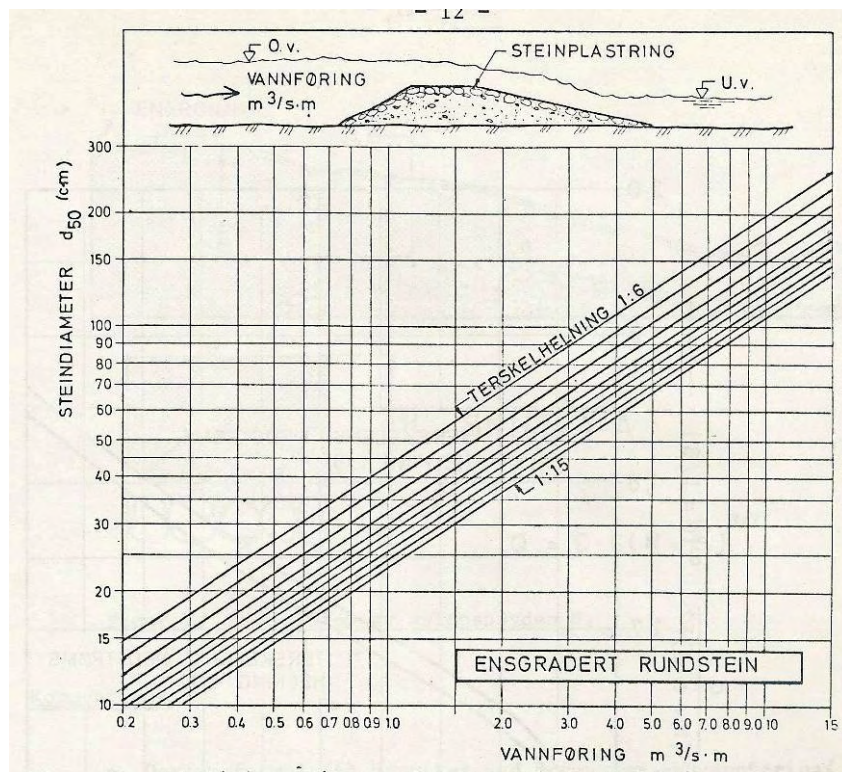
Tabell 11 Sammenligning av kritiske steinstørrelse fra Figur 91 og formlene i avsnitt 4.7.1



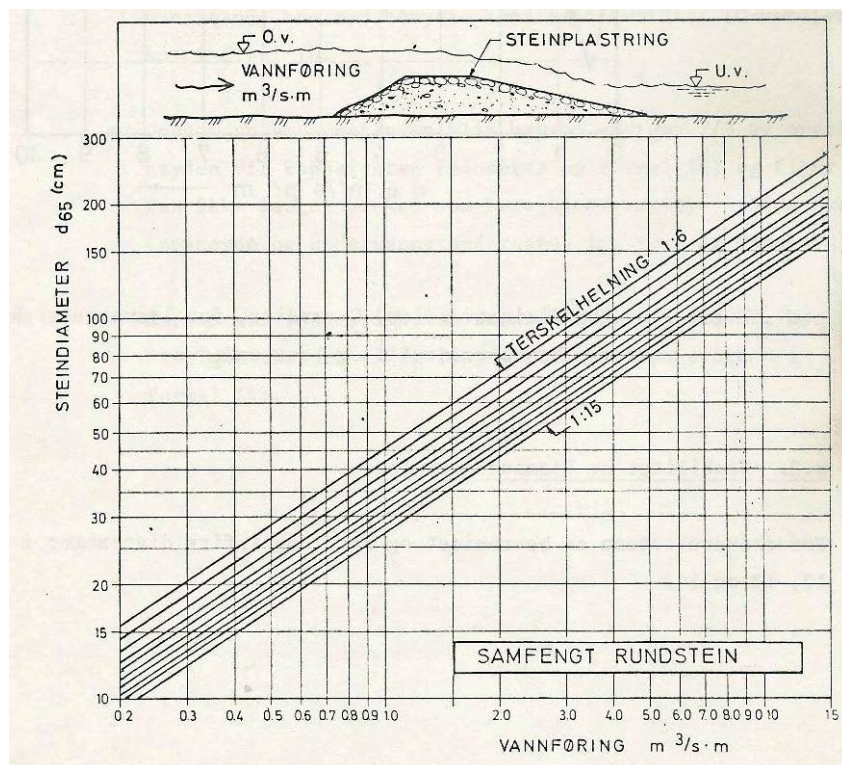
Figur 91 Terskelkurve for ensgradert sprengstein (VHL 1969; SINTEF 1982)



Figur 92 Terskelkurve for samfengt sprengstein (VHL 1969; SINTEF 1982)



Figur 93 Terskelkurve for ensgradert rundstein (VHL 1969; SINTEF 1982)



Figur 94 Terskelkurve for samfengt rundstein (VHL 1969; SINTEF 1982)

4.13.4 Terskler med høyt undervann

Høyt undervann reduserer påkjenningen på nedstrøms skråning. Som allerede nevnt i avsnitt 4.13.3, kan størst påkjenning på nedstrøms skråning normalt ventes i en sone 0,8 – 1,2 m under toppen av terskelen. Om undervannet står i høyde med terskelkrona vil denne sonen være under vann, og terskelen kan da tåle ca. 40 % høyere vannføring enn ved lavere undervann. Står undervannet 50 cm høyere enn terskelkrona kan den tåle 70 % høyere vannføring.

Det er viktig å undersøke undervannets beliggenhet ved alle større flommer for dette kriteriet, slik at terskelen ikke får skade ved lavere vannføringer enn dimensjonerende flom, fordi undervannet synker raskt ved minkende flommer.

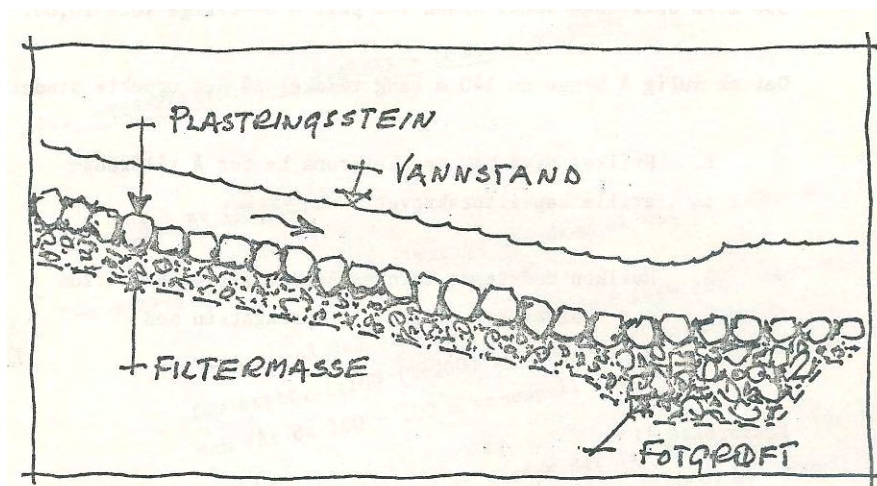
4.13.5 Sikring av terskelfoten

Terskelfoten, der nedstrøms skråning møter elvebunnen, må sikres omhyggelig. Her dannes ofte vannstandssprang og valser som kan gi negative (oppadrettede) krefter på plastring og filtermasser.

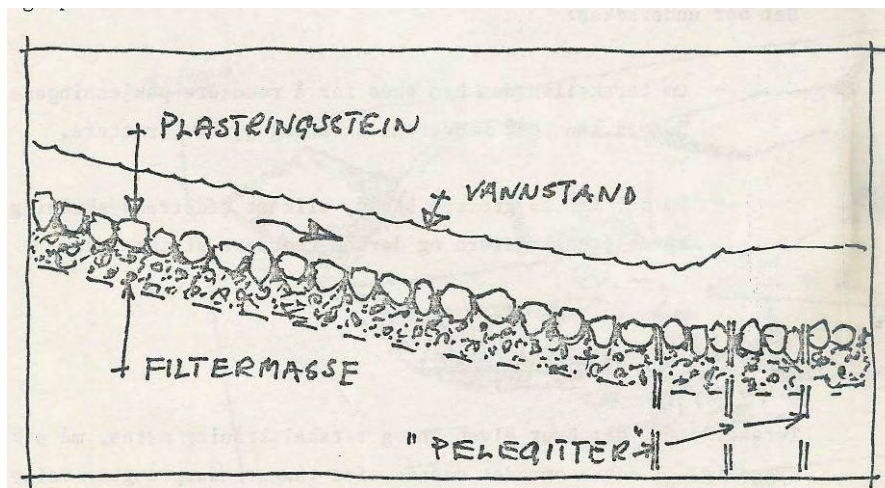
Situasjonen ved terskelfoten avhenger mye av hvor høyt vannstanden står, dvs. hvor bratt og trangt elveløpet nedstrøms er. I de fleste tilfeller der bunnen består av eroderbart materiale vil den få erosjonsangrep og over tid utvikle en energidrepende kulp, som til slutt stopper angrepet. Men dette forlenger skråningen, så sikringslaget på skråningen må enten føres ned langt under naturlig bunnivå til stabilt erosjonsdyp, eller føres utover langs bunnen, slik at det ikke oppstår erosjon.

Nedstrøms foten av terskelen bør det være et horisontalt utløpsparti som er minst $15 D_{50}$ langt, og som sikres på samme måte som nedstrøms skråning. Stabiliteten til elvebunnen videre nedover vurderes på vanlig måte.

Figur 95 og 96 viser to måter å sikre foten på fra norsk praksis. Som alternativ til å føre dekklaget nedover, kan en anlegge en energidreper nedenfor terskelfoten.



Figur 95 av terskelfoten med fylt fotgrøft (SINTEF 1982)



Figur 96 Sikring av terskelfoten med pælegitter (SINTEF 1982)

4.13.6 Flankesikring

Ved store vannføringer vil en terskel ofte føre vannstrømmen inn mot og over tidligere uberørt område ved flankene. Dette må hindres, enten ved opphøyede diker eller vingemurer, eller ved å føre toppbeskyttelsen langt nok innover terrenget på begge sider. Flankesikringen dimensjoneres på samme måte som terskelen, men i sideskråning må steinstørrelsen økes (se Figur 60).

4.14 Buner

Buner er utstikkere som brukes for å beskytte elvebredden mot erosjon. Mellom bunene blir vannhastigheten redusert. Strømmen konsentreres rundt spissen av bunen, slik at hastigheten øker. Ved bunespissen dannes det vanligvis en erosjonsgrop. Buner er generelt beskrevet i avsnitt 3.5.10.

Ved planlegging må man avgjøre hvor lange bunene skal være, avstanden mellom dem, retningen i forhold til elva og bunens lengdeprofil. Bunen og bunnen rundt må sikres mot erosjon.

4.14.1 Strømforhold omkring buner

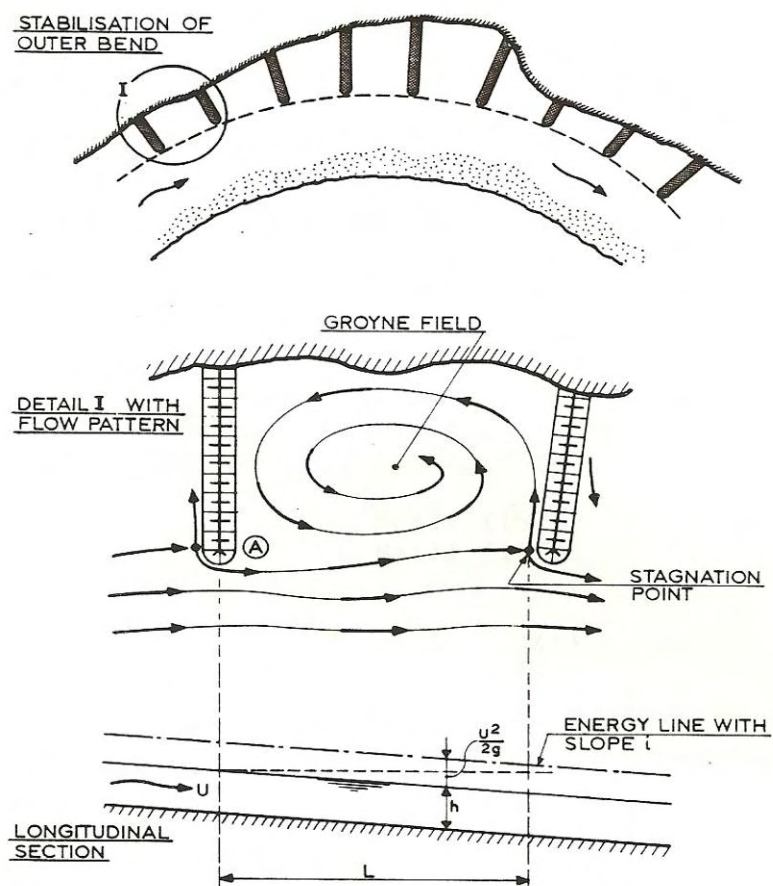
Buner bygges oftest på strekninger med underkritisk strømning, se avsnitt 3.6. Strømforholdene domineres av at oppstrømssiden fanger og stuver opp strømmen nesten til energinivået, dvs. null hastighet. Rundt spissen oppstår et område med sterk lokal strømkonsentrasjon der vannhastigheten øker sterkt, mens vannflaten synker omtrent med hastighetshøyden over en kort strekning.

Strøm- og avleiringsforholdene omkring buner avhenger derfor av utformingen av spissen eller hodet av konstruksjonene, avstanden mellom dem og i betydelig grad av vinkelen med strandlinjen. En nedoverrettet bune vil gi mer markert rolige forhold enn en bune i rett vinkel. Noen buner bygges med knekket akse, men det vanligste er rett akse.

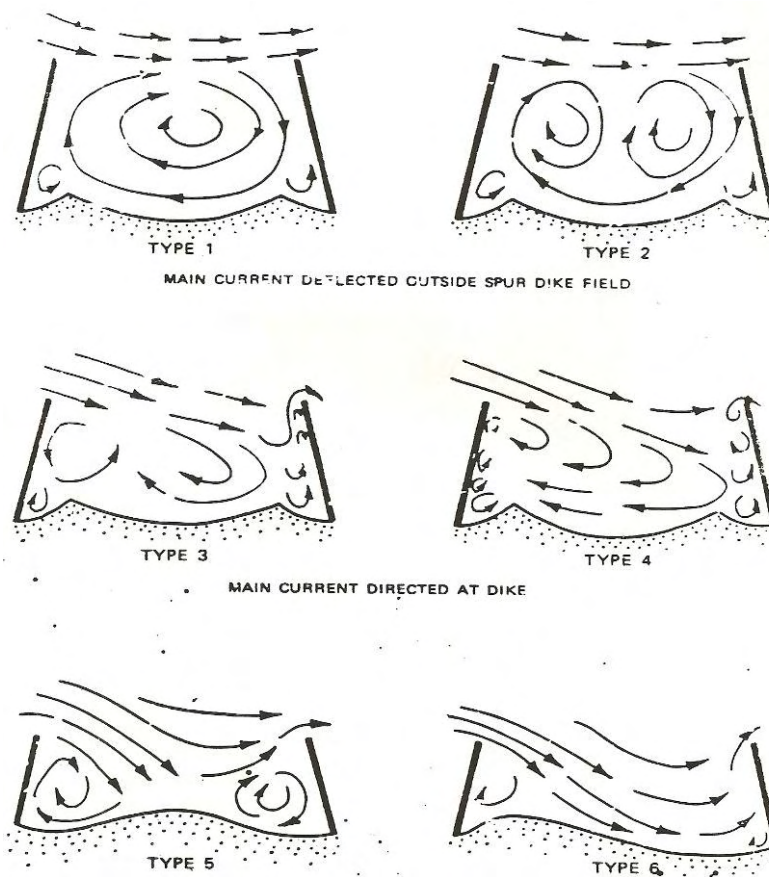
En bune løfter altså vannstanden på oppstrømssiden og senker den nedstrøms, slik at vannflaten lokalt, ev. mellom to buner, får redusert helling S , og mindre vannhastighet V , enn i elveløpet for øvrig (Figur 97). Dette forenklete bildet kompliseres av at det dannes lokale virvler.

Figur 98, gjengitt fra Kristiansen (1989), side 6, viser det horisontale strømbildet mellom buner med økende avstand. For erosjonsbeskyttelse er 4 og 5 mest aktuelle. Type 6 har egentlig for stor avstand til å gi effektiv erosjonsbeskyttelse.

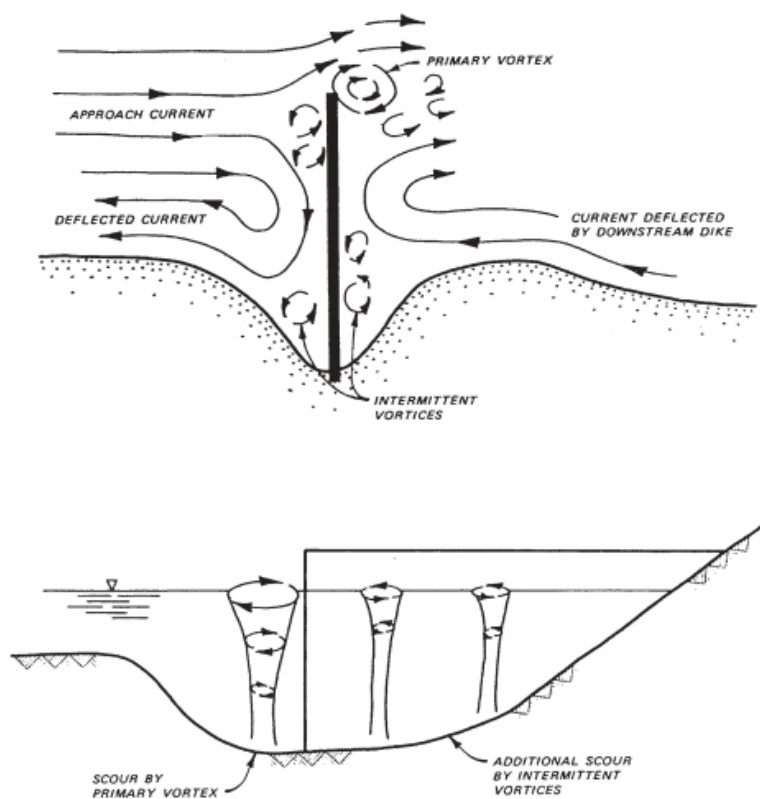
Figur 99 (Barkdoll 2007) viser i detalj horisontale og vertikale strømmer omkring en bue. Figur 100 viser erosjon og avlagring rundt buner. Figur 102 fra Kristiansen (1989), viser foto av modellforsøk med buner i kurve.



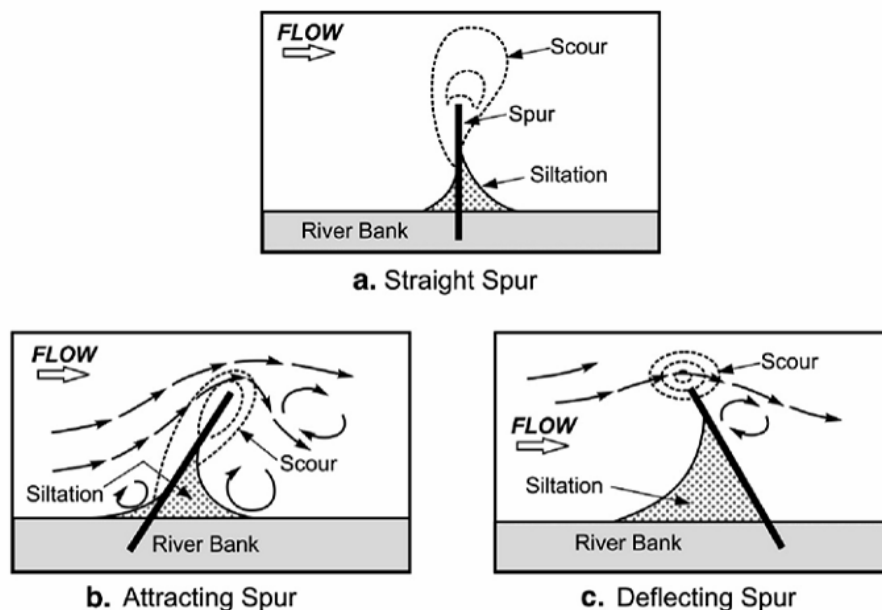
Figur 97 Buner i sving (Jansen 1979)



Figur 98 Horizontal strømning mellom buner med økende avstand



Figur 99 Detaljert strømning rundt buner (Barkdoll 2007)



Figur 100 Strømning og erosjon ved buner (Barkdoll 2007)

4.14.2 Lengden og retning av buner

Som generell regel anbefales bunelengden, fra elvebredden til bunespiss, $L < 25\%$ av bredden av elva. Så stor innsnevring medfører imidlertid ulemper med utstrakt erosjon omkring spissen av bunene, og i noen tilfeller erosjonsproblem på motstående elvebredd. Bunelengden bør derfor begrenses til 10 - 20 % av bredden, avhengig av forholdene.

I yttersving bør bunene være kortere. Kristiansen (1989) foreslår 5 til 15 % av bredden for kurver der radius er fem ganger bredden av elva.

Buner kan utformes slik at de peker oppstrøms, vinkelrett ut fra bredden eller nedstrøms (Figur 100). Buner som peker nedstrøms gir roligere strømforhold og minst erosjon ved bunespissen. Buner som peker oppstrøms gir bedre masseavlagring oppstrøms. Generelt anbefaler vi å plassere bunen vinkelrett på bredden. Det er den enkleste og mest økonomiske løsningen. Spesielle forhold kan tilsi en annen vinkel.

4.14.3 Avstanden mellom buner

I litteraturen finnes varierende anbefaling av avstand mellom buner. De fleste tar hensyn til bunens lengde. Unntaket er en formel som er foreslått av Faraday (1983).

$$L_x = \frac{CM^2 y^{1,33}}{2g} \quad (4.33)$$

Her er:

L_x = avstanden mellom bunene (m)

$C \approx 0,6$ (-)

M = Manningstallet ($m^{1/3}/s$)

y = midlere vanndyp (m)

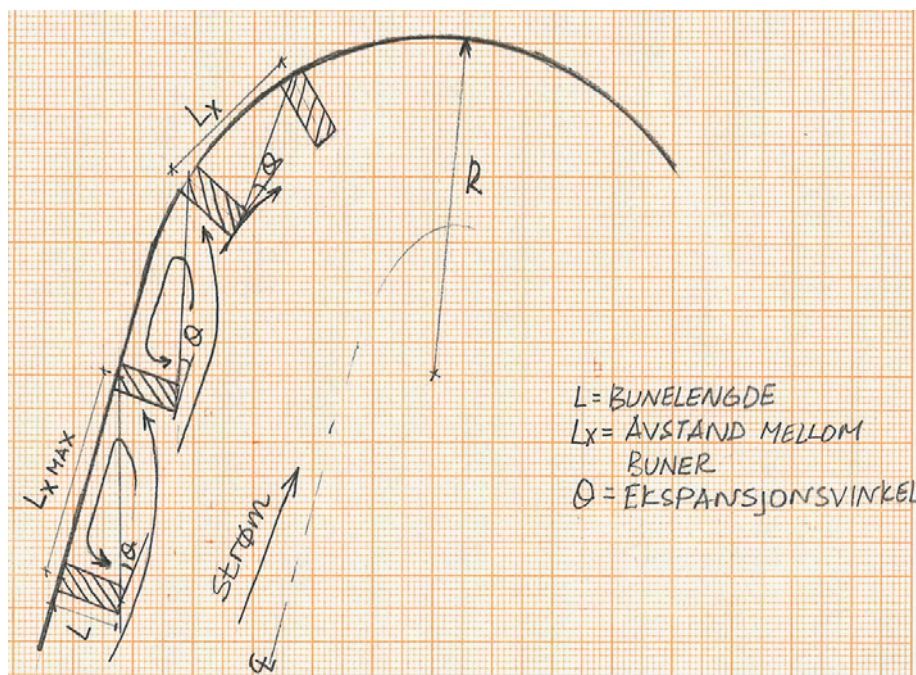
g = tyngdens akselerasjon ($9,81 m/s^2$)

Talell 12 (Barkdoll 2007) kan brukes som rettledning for valg av forholdet avstand / bunelengde (L_x/L). Tabellen anbefaler 4 - 6 som forhold for rette strekninger, 1 - 3 for yttersving og 2 - 2,5 for innersving.

Modellforsøk ved VHL (Kristiansen 1989) konkluderte med at disse verdiene er svært konservative for norske forhold, sannsynligvis fordi de er utviklet for elver med hovedsakelig finkornig sand i bunn og elvebredder. Kristiansen (1989) konkluderer med at på rette strekninger vil buner med horisontal topp og bratt front med helling 1:3 og boneavstand på 10 bunelengder, gi 50 % hastighetsreduksjon ved elvebredden. For skrå buner der toppflaten heller 1:6, anbefales 5 - 7,5 bunelengder. Om 50 % hastighetsreduksjon vil være tilstrekkelig må vurderes ut fra sammensetningen av elvebredden.

Også for buner i yttersving (med radius ca. 5 ganger elvas bredde) anbefaler Kristiansen (1989) større avstander enn vist i Tabell 12, nemlig 7,5 - 10 for fronthelling 1:3 og ikke større enn 5 for helling 1:6.

Flere andre forfattere foreslår å bestemme avstanden mellom buner ut fra hvordan strømmingen ekspanderer etter å ha passert spissen av bunen, se f.eks. Lagasse (2001). Man antar en ekspansjonsvinkel $\theta = 17^\circ$, og bestemmer hvor strømmen vil treffe elvebredden. Neste bone plasseres rett oppstrøms treffpunktet, slik at den hindrer hovedstrømmen å erodere bredden. På rette strekninger blir avstanden mellom bunene 3,3 ganger lengden. I en sving vil avstanden avhenge av radius. Figur 101 viser prinsippet.



Figur 101 Plassering av buner basert på hvordan strømmingen ekspanderer

For sving med markert dypål blir vannstrømmen konsentrert mot yttersiden av kurven, og buner får stor betydning for strømforholdene. Avstanden mellom bunene bør være kortere enn i sving med flat bunn. Kristiansen (1989) foreslår at avstanden bør være 3 til 5 ganger lengden. Fordi det er dypt, så må fronten av bunen være så bratt som praktisk mulig, Kristiansen (1989) foreslår 1:2.

Reference	Spacing to length ratio	Comments
Acheson (1968)	3-4	depends on curvature and slope
Ahmad (1951)	4.3 5	straight channels curved channels
Copeland (1983)	2-3	concave banks
Grant (1948)	3	concave banks
Neil (1973)	1.5 2.0 2.5	concave banks straight banks convex banks
Maza Alvarez (1989)	5.1-6.3 2.5-4	straight channels curved channels
Neill (1973)	2 4	if fewer than 2 dikes if 2 or more dikes
Richardson et al. (1990)	2-6	depends on flow and dike characteristics
Strom (1962)	3-5	
Suzuki et al. (1987)	< 4	straight channels
United Nations (1953)	1 2-2.5	concave banks convex banks

Tabell 12 Anbefalinger for avstanden mellom buner (Barkdoll 2007)

4.14.4 Bunens høyde og lengdeprofil

Toppen av bunen bør alltid ha noe fall ut mot elva. En bune planlagt med helt horisontal topp kan fort få setninger eller skader som fører til et lavt parti der strømmen konsentreres. På den måten kan det oppstå ytterligere skader.

Buner bør ikke være høyere enn elvebredden. Under flom vil vann bli ledet på innsiden av bunen og det kan føre til erosjon av elvebredden og bunens landfeste. Hvis dimensjonerende vannstand er høyere enn elvebredden bør bunen avsluttes i nivå med bredden.

Hvis elvebredden er høy nok bør bunen føres over dimensjonerende flomvannstand og utformes slik at den ikke overtoppes nær elvebredden. Når buner som peker nedstrøms overtoppes rettes vannstrømmen mot bredden. Ved å la bunen peke oppstrøms rettes strømmen fra vannet som renner over bunen, mot hovedløpet.

4.14.5 Erosjon omkring buner

Virvlene omkring bunespissen forårsaker lokalerosjon dersom naturlig bunn er eroderbar. Fronten av bunene må føres dypere enn maksimal erosjonsdybde.

Dybden av erosjonsgropa, dersom den får utvikle seg fritt, avhenger delvis av bunnmaterialet, men har også en fysisk begrensning bestemt av at gropa til slutt skjermer for seg selv.

Formler for erosjonsdybde og utstrekning av erosjonsgropa kommer hovedsakelig fra modellforsøk. Prototypverdier er vanskelige å skaffe, fordi gropa som utvikles under en flom, delvis fylles igjen etter som flommen avtar. Metoder for beregning av erosjonsdyp ved utstikkere finnes f.eks. i *Evaluating scour at bridges* (Richardson and Davis 1995) og *Bridge scour and stream instability countermeasures* (Lagasse 2001). Metodene bygger på erfaringer fra finsand, for norske elver vil de vanligvis gi for stort erosjonsdyp.

Figur 100 viser erosjon ved buner med ulik vinkel. Erosjonsgropen likner den vi får ved et landkar, se f.eks. Figur 81.

4.14.6 Erosjonssikring av buner

Bunen, landfestet og bunnen utenfor bunen må sikres mot erosjon. Nødvendig steinstørrelse kan beregnes med formel (4.16), med hastighetskoeffisienten $C_v = 1,25$, eller som for brukar.

Sikringen føres under største erosjonsdyp, som er summen av lokalerosjon og generell bunnsenking. Alternativt kan man legge ut en steinranke i foten av bunen (se avsnitt 4.6.11). Ranken må inneholde tilstrekkelig stein til å beskytte erosjonsgropen som dannes.



Figur 102 Modellforsøk med buner, en bue øverst, to buner nederst

Referanseliste

- Abt, S. R. and T. L. Johnson (1991). "Riprap design for overtopping flow." Journal of Hydraulic Engineering **117**(8): 959-972.
- Barkdoll, B. D., Ettema, Robert, Melville, Bruce W., (2007). Countermeasures to protect bridge abutments from scour. NCHRP Report 587. Washington D.C., Transportation Research Board.
- Biedenbarn, D. S., Elliott, Charles M., Watson, Chester C. (1997). The WES stream investigation and streambank stabilization handbook. Vicksburg, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station.
- Breusers, H. N. C. and A. J. Raudkivi (1991). Scouring. Rotterdam, A. A. Balkema.
- Brown, S. A., Clyde, E.S. (1989). Design of riprap revetment. Georgetown Pike, Federal Highway Administration.
- Bunte, K., Abt, S. R., (2001). Sampling Surface and Subsurface Particle-Size Distributions in Wadable Gravel- and Cobble-Bed Streams for Analyses in Sediment Transport, Hydraulics and Streambed Monitoring, United States Department of Agriculture, Rocky Mountain Research Station.
- Chow, W. T. (1973). Open-Channel Hydraulics. Singapore, McGraw-Hill.
- CIRIA, CUR, et al. (2007). The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering.
- Direktoratet for naturforvaltning (2002). Slipp fisken fram. Fiskens vandringsmulighet gjennom kulverter og stikkrenner, Håndbok 22-2002. Oslo, Direktoratet for naturforvaltning.
- Drageset, T.-A. (2004). Flomberegning for Måna ved Rjukan (016.HZ). Oslo, NVE.
- Escarameia, M. (1998). River and channel revetments. A design manual. London, Thomas Telford Publications.
- Faraday, R. V. and F. G. Charlton (1983). Hydraulic factors in bridge design. Wallingford.
- Fergus, T. (1998). Alternativ erosjonssikring - metoder og litteratur. Oslo, NVE.
- Gullaksen, O. (2008). Erosjonshull i Gaula - effekter av forbygninger på elvas fluvialgeomorfologi. Geografisk institutt, NTNU. Trondheim, NTNU. **Master**.
- HEC (2008). HEC-RAS River Analysis System, Hydraulic Reference Manual, Version 4. Davis, CA, Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineers.
- Hoerner, S., F. (1965). Fluid - Dynamic Drag.
- Holmqvist, E. (2009). Flomberegning for Middøla, 016.H1Z. Oppdragsrapport A. Oslo, Norges vassdrags- og energidirektorat.
- Jansen, P. (1979). Principles of river engineering. London, Pitman.
- Kristiansen, Ø., Dahl, T.E. (1989). Bruk av buner som erosjonsbeskyttelse i elver. Trondheim, SINTEF.
- Lagasse, P. F., Clopper, P.E. Zevenbergen, L.W., Ruff, J.F. (2006). Riprap Design Criteria, Recommended Specifications, and Quality Control. National Cooperative Highway Research Program. Washington, Transportation Research Board.
- Lagasse, P. F., Clopper, P.E., Zevenbergen, L.W., Girard, L.G., (2007). Countermeasures to protect bridge piers from scour. NCHRP Report 593. Washington, Transportation Research Board.
- Lagasse, P. F., Zevenbergen, L.W., Schall, J.D., Clopper, P.E. (2001). Bridge scour and stream instability countermeasures
- Fork Collins, Federal Highway Administration.
- Lang, H.-J., Huder, J., Amann, P., Puzrin, A. M. (2007). Bodenmechanik und Grundbau, Springer.
- Lawson, T. V. e. a. (1979). Mean fluid forces and moments on rectangular prisms: surface-mounted structures in turbulent shear flow. ESDU data items. London, ESDU.
- Lothe, A. E., et al, (2000). Norsk Molohåndbok. Trondheim, SINTEF.

- Lysne, D. K. (1965). Stabilitetsundersøkelser av kanal-plastringer. Trondheim, Vassdrags- og havnelaboratoriet.
- May, R. W. P., Ackers, J. C., Kirby, A. M. (2002). Manual on scour at bridges and other hydraulic structures. London, Construction Industry Research and Information Association.
- Maynard, S. R. (1996). "Toe-Scour Estimation in Stabilized Bendways." Journal of Hydraulic Engineering **122**(8): 5.
- Maynard, S. T. (1993). "U.S. Army Corps of Engineers Riprap Design for Flood Channels." Transportation Research Record(1420): 14 - 22.
- Naudascher, E. (1991). Hydrodynamic Forces. Rotterdam, Balkema.
- Norsk standard (2008). Beskrivelsestekster for bygg, anlegg og installasjoner. Del 1: Fellesbestemmelser. Oslo, Standard norge. **NS 3420-1: 2008**.
- NVE (2003). Retningslinjer for laster og dimensjonering til §§ 4-1 og §§ 4-2 i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg. NVE. Oslo.
- NVE (2007). Retningslinjer for fyllingsdammer. NVE. Oslo.
- NVE (2008). Planlegging og utbygging i fareområder langs vassdrag. NVE. Oslo.
- Reistad, K. S. (2008). Hydraulisk beregning av Middøla ved Middøla bru. Oppdragsrapport. I. Oslo, Norges vassdrags- og energidirektorat.
- Richardson, E. V. and S. R. Davis (1995). Evaluating Scour at Bridges (HEC-18). Washington, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
- Robinson, K. M., C. E. Rice, et al. (1993). Stability of rock chutes. First Int. Conference on Water Resources, San Antonio, Texas, ASCE.
- Rosgren, D. (1996). Applied River Morphology, Wildland Hydrology.
- Sæterbø, E., Fergus, T., Hoseth, K. (2009). Vassdragshåndboka, Tapir forlag.
- Sæterbø, E., Syvertsen, L., Tesaker, E. (1998). Vassdragshåndboka, Tapir forlag.
- Sæther, B. (1999). Vannlinjeberegninger og vurdering av nødvendige sikringstiltak ved bygging av ny bru over Namsen ved Horka. Oppdragsrapport. Trondheim, Norges vassdrags. og energidirektorat.
- Schiechtl, H. M., Stern, R. (1997). Water Bioengineering Techniques for Watercourse Bank and Shoreline Protection. Oxford, Blackwell Science.
- Simons, D. B., Li, Ruh-Ming (1982). Bank Erosion on Regulated Rivers. Gravel-Bed Rivers. R. D. Hey, Bathurst, J. C., Thorne, C. R., John Wiley & Sons.
- SINTEF (1982). Terskler i vassdrag. Trondheim, SINTEF.
- Statens vegvesen (2006). Geoteknikk i vegbygging [Geotechnics for road construction]. Oslo, Norway, Statens vegvesen, Teknologiavdelingen.
- Thompson, P. R., Kilgore, R. T. (2006). Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels, Hydraulic Engineering Circular Number 14. Arlington, Federal Highway Administration.
- US Soil Conservation Service (1977). Design of open channels. Washington, US Soil Conservation Service.
- USACE (1991). Hydraulic design of flood control channels. Washington, U.S. Army Corps of Engineers.
- VHL (1969). Løsmasseterskler. Trondheim, Vassdrags- og havnelaboratoriet.
- Wittler, R. J. and S. R. Abt (1990). The Influence of Uniformity on Riprap Stability. National Conference on Hydraulic Engineering 90, San Diego, ASCE.

Vedlegg 1: Eksempler

Innholdsfortegnelse for vedlegg 1

Introduksjon til eksempel 1 til 5 om beregning av sidesikring i Stjørdalselv ved Ystines

Eksempel 1: Maynords metode, fullstendig beregning

Eksempel 2: Maynords metode, bruk av kurver

Eksempel 3: Escarameias metode

Eksempel 4: Shields' formel

Eksempel 5: HEC-11

Eksempel 1 til 5: Sammenlikning og vurdering

Eksempel 6: Liadalselva, dimensjonering av plastring for en bratt elv

Eksempel 7: Energidreperbasseng ved kulvertutløp

Eksempel 8: Plastring ved kulvertutløp

Eksempel 9: Beregning av erosjonsdyp i kurve ved Ystines.

Eksempel 10: Oppbygging av et grusfilter ved Ystines

Eksempel 11: Oppbygging av geotekstilfilter ved Ystines

Eksempel 12: Sikring av landkarene ved Middøla bro

Eksempel 13: Sikring av bropilarer for Horka bro over Namsen

Introduksjon til eksempel 1 til 5 om beregning av sidesikring i Stjørdalselv ved Ystines

Eksempel 1 til 5 viser beregning av sidesikring med ulike metoder. Først beskrives området som skal sikres. Deretter beregnes steinstørrelse og sikringstykkelse med ulike metoder:

1. Maynords metode, fullstendig beregning
2. Maynords metode, bruk av kurver
3. Escameias metode
4. Metoden beskrevet i HEC-11
5. Shields' formel

Eksempelene tar utgangspunkt i kartlegging av sikringstiltak i Stjørdalselv i Nord-Trøndelag, som viser at eksisterende sikring A 253 Berri og Ystines, er i dårlig forfatning og bør utbedres. Se utdrag fra *Stjørdalselva. Erosjon, stabilitet og sikring* (E. Witczak og M. Johnsen, NVE-rapport 12/2007).

Sikringen ligger langs ytre bredd nedstrøms en krapp sving i elva. Sikringen fra utløpet av kurven og ca. 400 m nedstrøms beskrives som kraftig belastet. Dette stemmer med avsnitt 4.6.8 som beskriver at det er breddene nedstrøms kurven som er mest utsatt.

Figur V – 1 viser kartutsnitt av strekningen som skal sikres, og Figur V - 2 viser bilder fra strekningen og Figur V - 3 viser tidligere forslag til sikring. Figur V - 4 viser kart med tverrprofil fra flomsonekartlegging.

Flomberegning

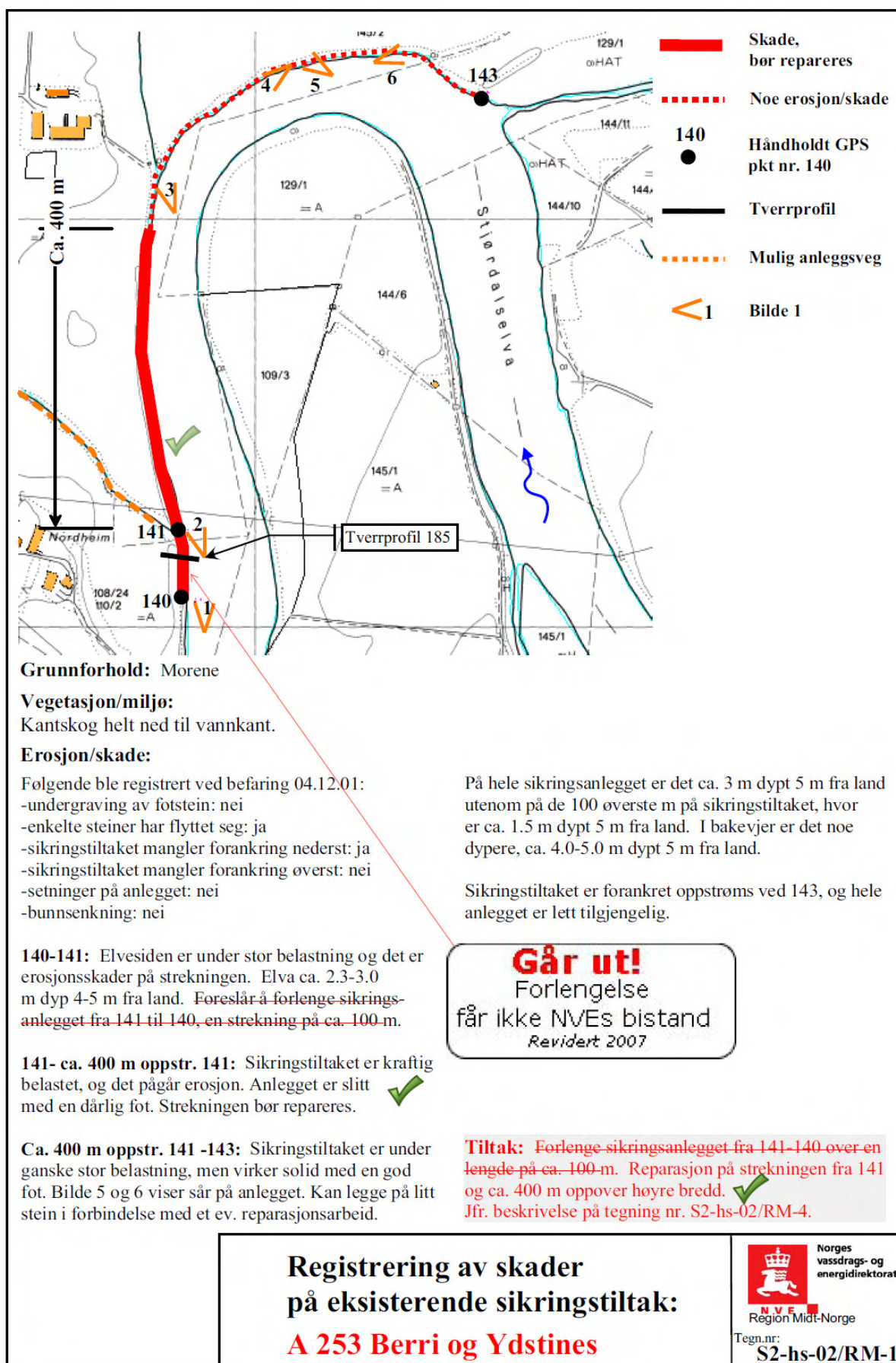
Strekningen omfattes av *Flomsonekart, delprosjekt Hell* (B.Sæther og C.K.Larsen, NVE-rapport 2/2004), og vi bruker flomberegningene og de hydrauliske beregningene derfra, se Tabell V-1. Vi velger å dimensjonere sikringen for $Q_{200} = 1730 \text{ m}^3/\text{s}$.

Hydraulisk beregning

Vi trenger hydrauliske parametre som vannhastighet og vanndybde for å beregne steinstørrelse, og bruker resultatene fra flomsonekartleggingen. Det er tre tverrprofil på strekningen (se Figur V - 4). Vi bruker data fra tverrprofil 21 fordi det er smalest, dypest og har bratte sideskråninger (Figur V - 5).

Gjentaksintervall	Vannføring	Gjennomsnittlig vannhastighet V	Største vanndybde y_{maks}
(år)	(m^3/s)	(m/s)	(m)
50	1380	2,6	9,8
100	1550	2,7	10,2
200	1730	2,8	10,5
500	1970	3,0	11,0

Tabell V - 1 Resultat fra flomberegning og hydraulisk beregning



Figur V - 1 Oversikt over strekningen som skal sikres



Bilde 3



Bilde 4

Registrering av skader på eksisterende sikringstiltak:

A 253 Berri og Ydstines



Region Midt-Norge

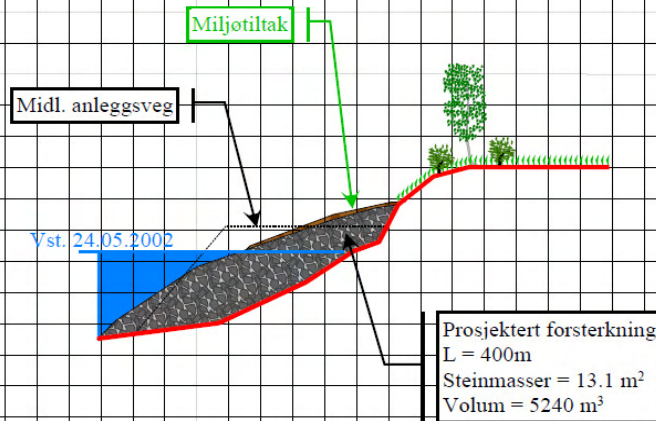
Tegn.nr:
S2-hs-02/RM-3

Figur V - 2 Bilder av eksisterende sikring

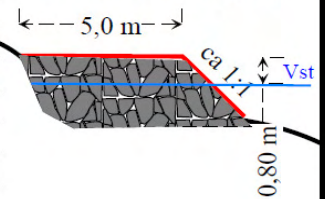
Prinsippskisse:

Målestokk = 1:200

Tverrprofil 185



Prinsipper for etablering av midlertidig anleggsveg



Steinmasser:

Tv. profil 185

beskriver strekningen 141-140, ca. 100 m, hvor anlegget skal forlenges. (Forlengelse går ut)

Tverrprofilen beskriver og strekningen fra 141 og ca. 400 m oppover høyre bredd, hvor anlegget skal repareres.

Total steinmengde

for sikringsarbeidet blir da:

$$5240 \cdot 1,1 = 5764$$

$$S = 5770 \text{ m}^3$$



Terrengarbeid/miljø
 $5\text{m} \cdot 0,2 \cdot 400 \cdot 1,1 = 440 \text{ m}^3$
 $\cdot 60 \text{ kr/m}^3$

Går ut!
 Forlengelse
 får ikke NVEs bistand
 Revidert 2007

Erosjonsvern, teknisk beskrivelse:

Sikringstiltaket forlenges over en lengde på ca. 100 m, mellom ~~140-141~~, og repareres fra 141 og ca. 400 m oppover høyre bredd. Anleggsveien vil gå fra E14, avkjørsel mot Nordheim gård, forbi gården, og videre på jordbruksveg ned mot elva ved 141. Se kart.

Steinutlegging vil foregå på tradisjonell måte at man først kjører ut nødvendige steinmengder som en midlertidig vegfylling langs elvebredden mot foten av skråningen. Vegfyllingen skal være ca. 5 m bred og ligge ca. 0.8 m over elvas vannstand. Steinen plasseres både som erosjonssikring og som stabiliserende fotfylling. Etterpå formes steinfyllingen slik som vist på prinsippskissene over.

Filtervirkningen i steinfyllingen ivaretas ved å benytte godt samfengte masser med fraksjoner fra 0 mm til maksimal steinstørrelse (d_{100}) under 700 mm og midlere steinstørrelse (d_{mid}) omkring 300 mm.

Kostnadsoverslag

Oppgaver	Pris kr
B Riggering	21 600
Drift og Administrasjon	40 320
Kryssing av jernbane/vakt	0
F Løsmasser	17 280
G Stein (5800 m ³)	580 000
K Terrengarbeid/miljø	26 400
Planting av busker	25 000
Diverse uforsett (10%)	56 850
Sum eks. mva.	767 450
25% mva.	191 862.5
Beregnet kostnad inkl. mva.	959 312.5
Avrundet kr	960 000

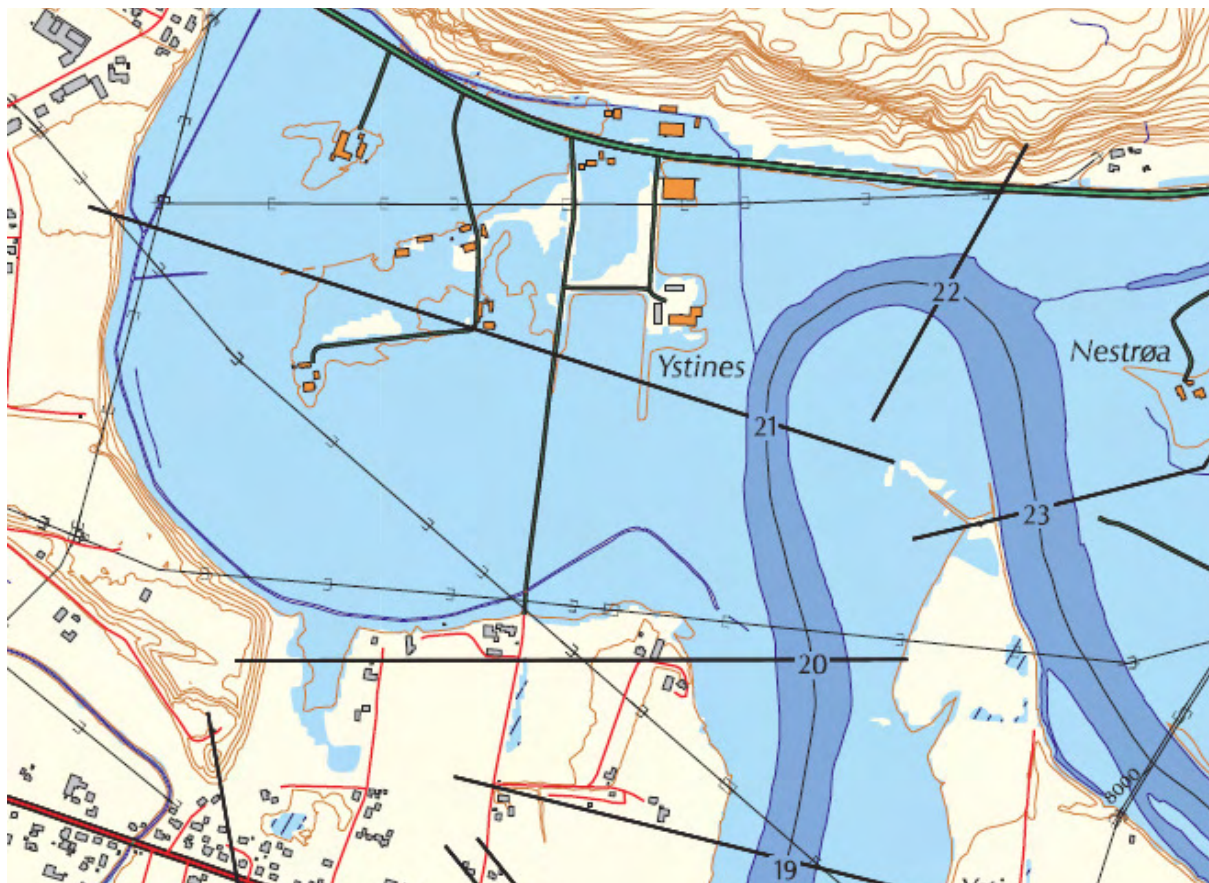
Revidert 2007



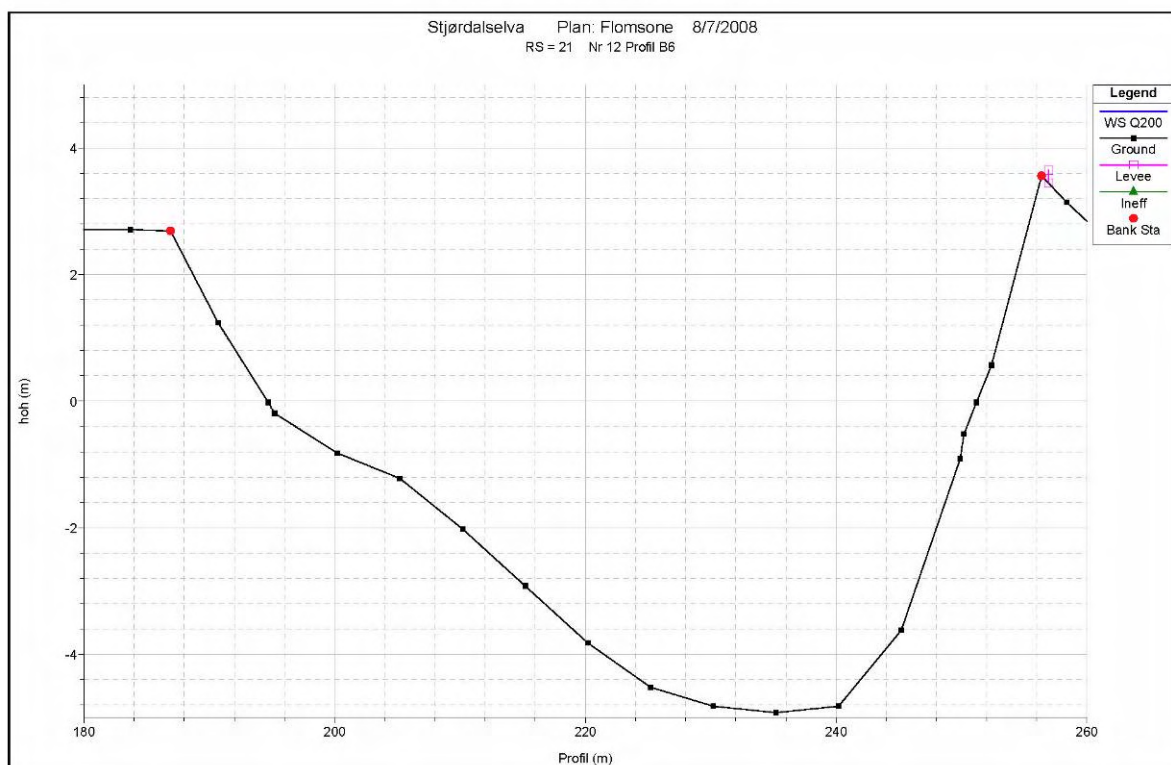
Beskrivelse av reparasjonsarbeid
 på eksisterende sikringstiltak:
A 253 Berri og Ydstines

Norges
 vassdrags- og
 energidirektorat
NVE
 Region Midt-Norge
 Tegn.nr:
S2-hs-02/RM-5

Figur V - 3 Forslag til reparasjon av eksisterende sikring



Figur V - 4 Ystines, kart med plassering av tverrprofil. Vannet strømmer mot venstre.



Figur V - 5 Tverrprofil nummer 21

Eksempel 1: Maynords metode, fullstendig beregning

Maynords metode er egnet for dimensjonering av bunn og sidesikring under vanlige forhold, i elver som er slakere enn 1:50. Metoden er beskrevet i detalj i avsnitt 4.6.

I dette eksemplet brukes Maynords metode for dimensjonering av sidesikring for Ystines. Inngangsdata og beregninger er vist i tabellen på neste side. Under er noen kommentarer til beregningene. Eksempel 2 viser en forenklet beregning basert på Maynords metode.

Vanndybden y_o

For sidesikring skal man bruke dybde og hastighet for et punkt 20 % av dybden opp på sikringen, vi forenkler litt og setter $y_o = 0,8 y_{maks} = 8,4 \text{ m}$.

Radius, R/W

Relativ radius, dvs. kurveradius delt på bredden av hovedløpet, bestemmer vannhastighet i yttersvingen. Vi måler på kartet og finner radius, $R = 200 \text{ m}$ (til hovedløpets senterlinje) og bredden av hovedløpet, $W = 75 \text{ m}$, som gir relativ radius $R/W = 2,7$.

Vannhastighet, U

For sidesikring skal vi bruke dybdemiddelhastigheten målt 20 % av dybden opp på skråningen, dvs. $U = U_{ss}$. Forholdet mellom U_{ss} og V finner vi fra Figur 57. $R/W = 2,7$ gir $U_{ss}/V = 1,5$. $U_{ss} = 1,5 V = 1,5 \cdot 2,8 = 4,2 \text{ m/s}$. Den krappe kurven fører altså til 50 % hastighetsøkning.

Koeffisient for sikringstykkelse, C_t

Vi antar vanlig minimumstykkelse på sikringen, dvs. den største av $t = D_{maks}$ og $t = 1,5 D_{50}$. Det gir ingen tykkelseskorreksjon, dvs. $C_t = 1$. Hadde vi brukt tykkere sikring hadde C_t blitt mindre enn en, som betyr at vi kunne greid oss med mindre steinstørrelse.

Koeffisient for skråningshelling, K_l

Sikring som ligger i en bratt skråning er mindre stabil enn om den ligger flatt. Ved Ystines heller elvebreddene ca. 1:1,5, som gir $K_l = 0,7$ (Figur 56). Bredden er bratt, og utsettes for stor belastning. Hvis mulig bør den gjøres slakere. For skråninger slakere enn 1:4 er det ingen stabilitetsreduksjon, dvs. $K_l = 1$.

Steinens egenvekt

Foreløpig vet vi ikke hvilket brudd steinen vil bli tatt fra, og da er det vanlig å anta $\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$. Tettheten bør kontrolleres når steinbruddet er valgt.

Sikkerhetsfaktoren, S_f

Med sikkerhetsfaktor, S_f , lik 1 må vi forvente noe skade på sikringen. Maynord anbefaler S_f , lik 1,1 som minimum. For Ystines har vi både en skikkelig flomberegning og en god hydraulisk beregning. Vi velger derfor $S_f = 1,1$.

Stabil steinstørrelse, D_{30}

Ved hjelp av Maynords formel finner vi $D_{30} > 0,42 \text{ m}$, og velger $D_{30} = 0,45 \text{ m}$.

Maynords metode, fullstendig beregning

Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Kommentar
Vannhastighet	V	2,8	m/s	Gjennomsnittshastigheten ($V = Q/A$)
Vannndybde	y_o	8,4	m	Dybde 20 % opp på sidesikringen, se Figur 53.
Bredde av hovedløp	W	75	m	Målt på kart
Radius	R	200	m	Målt på kart
Sideskråning (1:n)	n	1,5	-	Bør ikke være brattere enn 1:1,5.
Sikkerhetsfaktor	S_f	1,1	-	Vi velger $S_f = 1,1$, som er minste anbefalte verdi.
Beregn R/W	R/W	2,7	-	Radius delt på bredde av hovedløp (relativ radius).
Stabilitetskoeffisient	C_s	0,3	-	Vi bruker bruddstein, som gir $C_s = 0,3$ (avsnitt 4.6.1).
Koeffisient for vertikal hastighetsfordeling	C_v	1,2	-	Avhenger av R/W , fra Figur 54.
Koeffisient for sikringstykkelse	C_t	1	-	Sikringstykkelsen er lik den største av D_{maks} eller $1,5 D_{50}$. (Avsnitt 4.6.1).
Hastighetskorreksjon for yttersving	U_{ss}/V	1,5	-	U_{ss}/V bestemmes vha. Figur 57
Lokal hastighet midlet over dybden	U_{ss}	4,2	m/s	$U_{ss} = 1,5 V$
Spesifikk tetthet	s	2,6	-	Tetthet = 2600 kg/m ³
Koeffisient for skråningshelling	K_I	0,7	-	For skråningshelling 1:1,5, $K_I = 0,7$, se Figur 56.
Beregn minste D_{30}	D_{30}	0,42	m	Formel (4.16) $D_{30} = S_f C_s C_v C_t y_o \left[\left(\frac{1}{s-1} \right)^{0,5} \frac{U}{\sqrt{K_I g y_o}} \right]^{2,5}$
Velg D_{30}	D_{30}	0,45	m	Runder opp til 0,45 m
¹ Bestem D_{50}	D_{50}	0,55	m	$D_{50} = 1,2 D_{30}$
¹ Bestem D_{15}	D_{15}	0,30	m	$D_{15} = 0,6$ til $0,9 D_{50}$
¹ Bestem D_{85}	D_{85}	0,80	m	$D_{85} = 1,3$ til $1,5 D_{50}$
¹ Bestem D_{maks}	D_{maks}	1,10	m	$D_{maks} = 1,5 D_{50}$, $D_{maks} < 2 D_{50}$
Bestem t	t	1,10	m	$t_{\min} \geq 300 \text{ mm}$, $t_{\min} \geq D_{maks}$ og $t_{\min} \geq 1,5 D_{50}$.

¹Basert på gradering der $1,5 < D_{85}/D_{15} < 2,5$, som er ensgradert i forhold til norsk praksis. Man kan velge videre korngradering, men det anbefales at $D_{85}/D_{15} < 7$.

Eksempel 2: Maynords metode, bruk av kurver

For å forenkle beregning med Maynords metode, har vi laget kurver for stabil steinstørrelse. Kurvene forutsetter at sikringen består av sprengt stein med tetthet $\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$, at den har minstetykkelse $t > 1,5 D_{50}$ og $t > D_{maks}$, at elvas fall er mindre enn 2 % og at sikkerhetsfaktoren $S_f = 1,1$. Metoden er beskrevet i avsnitt 4.6.6.

I dette eksemplet brukes kurvene for dimensjonering av sidesikringen for Ystines. Inngangsdata og beregninger er vist i tabellen under. Resultatet blir det samme som i eksempel 1.

Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Kommentar
Vannhastighet	V	2,8	m/s	Gjennomsnittshastigheten ($V = Q/A$).
Vanndybde	y_o	8,4	m	Dybde 20 % opp på sidesikringen, se Figur 53.
Bredde av hovedløp	W	75	m	Målt på kart.
Radius	R	200	m	Målt på kart.
Sideskråning (1:n)	n	1,5	-	Bør ikke være brattere enn 1:1,5.
Finn C_θ	C_θ	1,51	-	Korreksjonsfaktor for sideskråning, fra Figur 60.
Beregn R/W	R/W	2,7	-	Radius delt på bredde av hovedløp (relativ radius).
Finn $C_{R/W}$	$C_{R/W}$	3,5	-	Faktor for hastighetsøkning i kurve, fra Figur 59.
Beregn karakteristisk vannhastighet	V_{kar}	2,8	m/s	For sidesikring er $V_{kar} = V$
Finn D_{30_figur}	D_{30_figur}	0,08	m	Fra Figur 58 vha. V_{kar} og y_o
Beregn minste D_{30}	D_{30}	0,42	m	$D_{30} = C_\theta C_{R/W} D_{30_figur}$
Velg D_{30}	D_{30}	0,45		Runder opp til 0,45 m
¹ Bestem D_{50}	D_{50}	0,55	m	$D_{50} = 1,2 D_{30}$
¹ Bestem D_{15}	D_{15}	0,30	m	$D_{15} = 0,6 \text{ til } 0,9 D_{50}$
¹ Bestem D_{85}	D_{85}	0,80	m	$D_{85} = 1,3 \text{ til } 1,5 D_{50}$
¹ Bestem D_{maks}	D_{maks}	1,10	m	$D_{maks} = 1,5 D_{50}$, $D_{maks} < 2 D_{50}$
Bestem t	t	1,10	m	$t_{\min} \geq 300 \text{ mm}$, $t_{\min} \geq D_{maks}$ og $t_{\min} \geq 1,5 D_{50}$.

¹Basert på gradering der $1,5 < D_{85}/D_{15} < 2,5$, som er ensgradert i forhold til norsk praksis. Man kan velge en videre korngradering, men det anbefales at $D_{85}/D_{15} < 7$.

Eksempel 3: Escarameias metode

Escarameias metode beskrives i avsnitt 2.7.3. Den bruker punkthastigheten rett over bunnen til å beregne stabil steinstørrelse. Metoden er spesiell, fordi den i tillegg tar hensyn til hvor turbulent strømmingen er.

Dette eksemplet viser Escarameias metode brukt til dimensjonering av sidesikring ved Ystines. Tabellen under viser inngangsverdier og beregninger.

For å beregne punkthastigheten finner vi først dybdemiddelhastigheten, U_{ss} , på samme måte som i de to foregående eksempel. U_{ss} multipliseres med en reduksjonsfaktor for å gi punkthastigheten, u_b . Vi må bruke Maynords framgangsmåte for å bestemme U_{ss} , fordi Escarameia ikke beskriver hastighetsfordeling i kurver.

Escarameia beskriver heller ikke hvordan vi tar hensyn til at steinen ligger i en bratt skråning. Vi bruker derfor samme korreksjonsfaktor som i eksempel 2, $C_\theta = 1,51$.

Steinstørrelsen som Escarameias formel gir, D_n , er nominell steinstørrelse, dvs. sidekanten til en kube med samme vekt som steinen. Den må regnes om til vanlig siktestørrelse.

Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Kommentar
Vannhastighet	V	2,8	m/s	Gjennomsnittshastigheten ($V = Q/A$).
Bredde av hovedløp	W	75	m	Målt på kart.
Radius	R	200	m	Målt på kart.
Sideskråning (1:n)	n	1,5	-	Bør ikke være brattere enn 1:1,5.
Beregn R/W	R/W	2,7	-	Radius delt på bredde av hovedløp (relativ radius).
Hastighetskorreksjon for yttersving	U_{ss}/V	1,5	-	U_{ss}/V bestemmes vha. Figur 57.
Lokal hastighet midlet over dybden	U_{ss}	4,2	m/s	$U_{ss} = 1,5 V$
Hastigheten 10 % av dybden over bunnen	u_b	3,4	m/s	Antar $u_b = (0,74 + 0,90)/2 = 0,82 U_{ss}$, se avsnitt 2.7.1.
Turbulensintensitet	TI	0,2	-	Fra Tabell 3 side 19.
Koeffisient for turbulensintensitet	C_t	2,26	-	$C_t = 12,3TI - 0,2$, se avsnitt 2.7.3
Spesifikk tetthet	s	2,6	-	Tetthet = 2600 kg/m ³
Finn C_θ	C_θ	1,51	-	Korreksjonsfaktor for sideskråning, fra Figur 60.
Beregn minste D_{n50} (D_n er sidekanten til en kube)	D_{n50}	0,83	m	$D_{n50} = C_t \frac{u_b^2}{2g(s-1)}$, formel (2.22)
Regn om til vanlig siktestørrelse	D_{50}'	0,99	m	$D = D_n/0,84$, se avsnitt 2.7.3.
Korriger for sideskråning	D_{50}	1,5	m	Korreksjon for sideskråning, $D_{50} = C_\theta D_{50}'$
Velg D_{50}	D_{50}	1,5	m	Beholder beregnet verdi.
Bestem D_{30}	D_{30}	1,2	m	$D_{30} = 0,8 D_{50}$ (for sammenlikning)

Eksempel 4: Shields' formel

Shields' formel, som beskrives i avsnitt 2.6, bruker skjærspenning for å beregne stabil steinstørrelse. Dette eksemplet viser Shields' formel brukt til dimensjonering av sidesikring ved Ystines. Tabellen under viser inngangsverdier og beregninger.

Gjennomsnittlig skjærspenning for hovedløpet, τ_m , finner vi fra HEC-RAS modellen som ble brukt ifm. flomsonekartleggingen. Den må vi øke for å ta hensyn til at vi skal sikre yttersiden av en krapp kurve. I tillegg må vi ta hensyn til at sikringen ligger i en bratt sideskråning. Til slutt multipliserer vi med en faktor på 1,1 for å ta hensyn til at Shields' formel med $C = 0,05$, representerer bruddgrensen. Vi bør ha større sikkerhet enn det.

Shields' formel gir ca. halvparten så stor diameter som Maynords metode og knapt 15 % av Escameias verdi.

Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Kommentar
Skjærspenning	τ_m	44	N/m ²	Gjennomsnitt for hovedløpet.
Bredde av hovedløp	W	75	m	Se Figur 53
Radius	R	200	m	Radius for kurve, se Figur 53.
Beregn R/W	R/W	2,7	-	Radius delt på bredde av hovedløp (relativ radius).
Korreksjon for kurve	τ/τ_m	1,9		Funksjon av R/W , fra Figur 15
Effektiv skjærspenning	τ	84	N/m ²	Skjærspenning mot yttersving
Tetthet	ρ_s	2600	kg/m ³	Tetthet for stein
Finn C_θ	C_θ	1,51	-	Korreksjonsfaktor for sideskråning, fra Figur 60.
Beregn D_{50}' vha. Shields' formel	D_{50}'	0,11	m	$D_{50}' = \frac{\tau}{0,05g(\rho_s - \rho)}$ formel (2.12).
Korriger for sideskråning	D_{50}''	0,17	m	Korreksjon for sideskråning, $D_{50}'' = C_\theta D_{50}'$
Multipliser med sikkerhetsfaktor	D_{50}	0,19	m	Sikkerhetsfaktor $D_{50} = 1,1D_{50}''$
Velg D_{50}	D_{50}	0,20	m	Runder opp fra 0,19 m
Bestem D_{30}	D_{30}	0,16	m	$D_{30} = 0,8 D_{50}$ (for sammenlikning)

Eksempel 5: HEC-11

Metoden fra HEC-11, som beskrives i avsnitt 2.7.2, bygger på Shields' formel, men bruker hastighet, ikke skjærspenning, for å beregne stabil steinstørrelse. Dette eksemplet viser HEC-11 brukt til dimensjonering av sidesikring ved Ystines. Tabellen under viser inngangsverdier og beregninger.

Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Kommentar
Vannhastighet	V_{ch}	2,8	m/s	Gjennomsnittshastighet i hovedløpet
Gjennomsnittlig vanndybde	y_{ch}	7,8	m	Fra vannlinjeberegning med HEC-RAS.
Bredde av hovedløp	W	75	m	Målt på kart.
Radius	R	200	m	Målt på kart.
Beregn R/W	R/W	2,7	-	Radius delt på bredde av hovedløpet (relativ radius).
Stabilitetsfaktor	SF	2,0	-	$SF = 2,0$. Tabell 2 side 17.
Breddens helling, 1:1,5	θ	33,7°	grader	Målt fra kartet, sideskråning 1:1,5, dvs. $\theta = 33,7^\circ$.
Rasvinkel	φ	42°	grader	Figur 7, avsnitt 2.7.2.
Spesifikk tetthet	s	2,6	-	Tetthet 2600 kg/m ³ .
Korreksjonsfaktor for s forskjellig fra 2,65	C_{sg}	1,05	-	$C_{sg} = 2,12 / (s - 1)^{1,5}$, formel (2.1.9).
Korreksjon for SF forskjellig fra 1,2	C_{sf}	2,15	-	$C_{sf} = (\frac{SF}{1,2})^{1,5}$, formel (2.20).
Beregn minste D_{50}	D_{50}	0,25	m	$D_{50} = 0,00594 C_{sg} C_{sf} \frac{V_{ch}^3}{\sqrt{y_{ch}} \left[1 - \frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \varphi} \right]^{0,75}}$ formel (2.12).
Velg D_{50}	D_{50}	0,25	m	Beholder beregnet verdi
Bestem D_{30}	D_{30}	0,20	m	$D_{30} = 0,8 D_{50}$ (for sammenlikning)

Eksempel 1 til 5: Sammenlikning og vurdering

De ulike metodene gir veldig forskjellig steinstørrelse. Shields' formel gir $D_{50} = 0,19$ m, Escarameias metode gir $D_{50} = 1,5$ m. Maynords metode, som vi anbefaler, ligger ca. midt mellom; $D_{50} = 0,50$ m. Tabell V - 2 sammenstiller resultatene.

En årsak til de store forskjellene er måten formlene håndterer virkningen av den krappe kurven. Tabellen viser D_{50} beregnet for samme tverrsnitt og vannføring, men på en rett strekning. Da blir forskjellene mye mindre; $0,10 \text{ m} < D_{50} < 0,15 \text{ m}$.

For Escarameias metode får den krappe kurven stor betydning. Punkthastigheten ved bunnen blir mer enn dobbelt så stor som på en rett strekning, det gir nesten fem ganger så stor stein. I tillegg dobles nesten steinstørrelsen pga. turbulenskorreksjonen. Escarameias formel ble utviklet på rette strekninger med vannhastighet mindre enn 1,1 m/s.

Shields' kurve gir liten stein, både i kurven og på rettstrekningen. En årsak er sannsynligvis at når vi velger $C = 0,05$ aksepterer vi samtidig at en god del av sikringsmaterialet beveger seg (Figur 6). I tillegg vet vi lite om grunnlaget for Figur 15, som vi brukte til å øke skjærspenning pga. kurven. Den kommer fra en relativt gammel publisasjon og blir sjelden referert til.

HEC-11 gir og relativt løse anvisninger for hvor mye steinstørrelsen bør øke i en kuve. Virkningen av kurven inkluderes i SF sammen med is og drivgods (Tabell 2 side 17).

Maynard har den mest systematiske fremgangsmåten for å ta hensyn til virkningen av kurver, og gir, sannsynligvis, riktigst resultat.

	Maynard	Escarameia	Shields	HEC-11
Beregnet D_{50} (m)	0,50	1,50	0,19	0,25
D_{50} uten kurve (m)	0,15	0,14	0,10	0,12

Tabell V - 2 Sammenstilling av resultat for Ystines

Eksempel 6: Liadalselva, dimensjonering av plastring for en bratt elv

Generelt

Liadalselva ligger i Ørsta kommune i Møre og Romsdal. Den renner ut i Ørstafjorden ca. 8 km nord vest for Ørsta tettsted. Den renner gjennom et boligfelt, under riksvei E39 og gjennom et fabrikkområde, før den når fjorden.

14. og 15. august i 2003 kom det en kraftig flom. Den førte til store materielle skader og evakuering av boligfeltet. Etter det sikret NVE elva fra broen over E39 og opp til øvre del av boligfeltet. Strekningen fra E39 til fjorden hadde NVE sikret i 1976.

Dette eksemplet, som viser beregning av erosjonssikring for bratte elver, og tar utgangspunkt i NVEs *Tiltak i vassdrag. Flaumskade august 2003 – Liadalselva* og befaring i oktober 2008.



Figur V – 6 Liadalselva

Flom og hydrologi

Nedslagsfeltet er 10,3 km², bratt og med spesifikk avrenning 82 l/s/km².

NVE har vurdert at en flom innebærer fare for tap av menneskeliv, slik at tiltaket skal dimensjoneres for en 1000-års flom. NVE har og beregnet $Q_{1000} = 68 \text{ m}^3/\text{s}$.

Elvas geometri

Elveløpet er 8 m bredt i bunnen. Breddene heller 1:1,5.

Elva ble sikret på en 300 m lang strekning, som har gjennomsnittlig fall 1:10,8. På de bratteste partiene er bunnhellingen $S_0 = 1:6,8$.

Eksisterende sikring

Sidene er plastret med stor, kantet stein med en gjennomsnittlig tykkelse på 0,75 m. Plastringen er ført minst 2 m over elvebunnen.

Bunnen er plastret med stor, kantet stein som er satt på høykant. Plastringen skal være minst en meter tykk. Større enkeltstein skal stikke ut av bunnen for å bremse farten på vannet.

Det ble og bygget en ny bro, og ved brokarene reises sideplastringen slik at den står nesten vertikalt.

Til plastringen ble det brukt stor stein fra elva. Steinen er kantet, men mer avrundet og med glattere overflate enn bruddstein.

Hydraulisk beregning

Hydraulisk beregning er nødvendig for å bestemme dybde og hastighet. I dette tilfellet er det ingen oppstuvning i elva, så vi kan anta normalstrømning. Da kan vi beregne hastighet og vanndybde vha. Mannings formel (2.13). Mannings tall er alltid vanskelig å vurdere, så vi beregner for to antagelser, $M = 20$ og $M = 30$, og finner:

	$M = 20$	$M = 30$
Vannhastighet, V (m/s)	6,9	9,1
Froudetall, Fr (-)	2,3	3,4
Vanndybde ved normalstrømning, y_n (m)	1,0	0,8
Energiniivå, $y_n + \frac{V^2}{2g}$ (m)	3,4	5,0
Forutsetninger: $Q = 68 \text{ m}^3/\text{s}$, $S_0 = 1:6,8$, $B = 8 \text{ m}$, sideskråning 1:1,5		

Tabell V - 3 Liadalselva, resultat av hydraulisk beregning

Stor vannhastighet, i området 7 – 9 m/s, betyr at sikringen må utføres meget omhyggelig. Strømningen blir overkritisk og energiniivået er mer enn 3,4 m over elvebunnen. Der elva endrer retning vil det oppstå store, stående bølger. Energiniivået gir den øvre grensen for hvor høyt slike bølger kan nå.

Dimensjonering av bunnplastring

Dimensjonering av plastring i en elv brattere enn 1:50 er beskrevet i avsnitt 4.7. Vi kan bruke Robinsons formel (4.22) eller kurvene for sikring av løsmasseterskler (avsnitt 4.13). Resultat av ulike beregninger er sammenstilt i Tabell V - 4. Merk at beregningene og kurvene gir kritisk steinstørrelse, dvs. på grensen til brudd.

Beregningsmetode	Steinstørrelse (m)
Robinsons formel for ensgradert, rauset stein, $D_{50} =$	0,79
Terskel sikret m. sprengt, ensgradert stein, Figur 91, $D_{50} =$	1,10
Terskel sikret m. sprengt, samfengt stein, Figur 92, $D_{65} =$	1,10
Terskel sikret m. ensgradert rundstein, Figur 93, $D_{50} =$	1,40
Forutsetninger: $q = 68 \text{ m}^3/\text{s} / 9,5 \text{ m} = 7,2 \text{ m}^3/\text{s/m}$, $S_0 = 1:6,8$	

Tabell V - 4 Liadalselva, steinstørrelse for bunnplastring

Vi har satt effektiv bunnbredde lik bredden ved halv vanndybde, dvs. $8 + 1,5 = 9,5 \text{ m}$.

Robinsons formel forutsetter at sikringen er minst $2 D_{50}$ tykk. De andre metodene forutsetter $t = 1,5 D_{50}$.

Resultatene over tilsier at $D_{50} = 1,1 \text{ m}$ er grensen til brudd. Vi bør øke størrelsen noe, f.eks. ca. 10 % til 1,2 m. Hvis vi bruker rund stein, så bør $D_{50} = 1,55 \text{ m}$.

Dimensjonering av sideplastring

Stein i en bratt sideskråning er mindre stabil enn stein på en flat bunn. Derfor er det nødvendig å bruke større stein til sidesikringen.

Vi har ikke gode data for å beregne hvor mye størrelsen må økes når sidesikringen utføres som ordnet plastring. I mangel av bedre metoder bruker vi korreksjonsfaktoren for vanlig sidesikring, f.eks. fra Figur 60.

I en skråning som heller 1:1,5, er stabil steinstørrelse 1,51 ganger stabil størrelse på bunnen. Sideskråningen bør derfor plastres med stein med $D_{50} = 1,51 \cdot 1,2 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$, som vil veie ca. 9 tonn hver.

Vurdering

Sikring av en elv som er så bratt og har så høy enhetsvannføring som Liadalselva, er krevende:

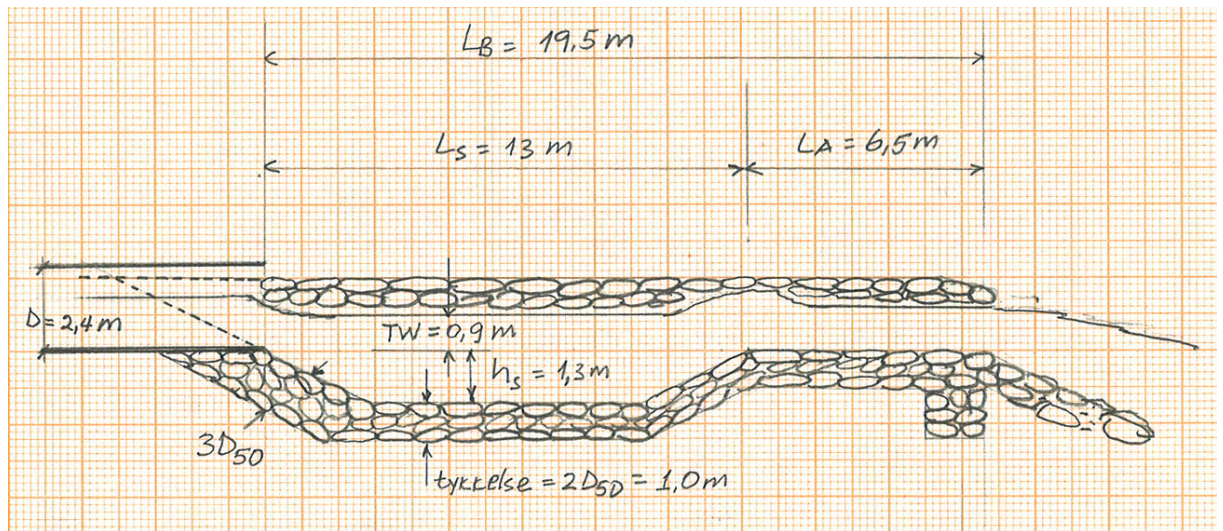
- Det er nødvendig med så stor stein at det er på grensen for det som er praktisk håndterbart.
- Når en ordnet plastring først svikter, så skjer det rask og ødelegger hele plastringen.
- Stor massetransport og avlagring av masser i løpet kan føre til en konsentrasjon av strømmen, slik at sikringen blir utsatt for en mye større belastning enn den er dimensjonert for.
- Vi har for dårlig kunnskap om hvor mye en ordnet plastring eller tørrmur tåler, særlig som sidesikring.

Beregningsmetodene som er foreslått i veilederen, resulterer i større stein enn det som ble brukt i Liadalselva. For bunnen er forskjellen moderat, men for sidene er det stor forskjell. Utført (beskrevet) $D_{50} = 0,75 \text{ m}$ i forhold til beregnet $D_{50} = 1,8 \text{ m}$.

I praksis er det ikke mulig å utføre sidesikringen med så stor stein som beregnet. For å øke stabiliteten kan man gjøre sidene slakere. Hvis hellingen reduseres til 1:2,5, er det tilstrekkelig at steinen er 10 % større enn på bunnen. Stor vannhastighet og stein som er i underkant av det som er beregningsmessig stabilt, tilsier at plastringen må utføres veldig omhyggelig.

Eksempel 7: Energidreperbasseng ved kulvertutløp

Du skal dimensjonere energidreperbasseng og steinsikring ved utløpet av en stor kulvert. Kulverten består av et betongrør med diameter $D = 2,4 \text{ m}$ og helling $1:50$. Dimensjonerende flom er $18 \text{ m}^3/\text{s}$.



Figur V - 7 Energidreperbasseng ved utløpet av kulverten, snitt

Hydraulisk beregning for kulverten

Den hydrauliske beregningen gir hastigheten i utløpet av kulverten, $V_0 = 6,2 \text{ m/s}$, og strømningsarealet, $A = 2,9 \text{ m}^2$. Ekvivalent kulvertdybde blir da $y_e = (A/2)^{1/2} = 1,2 \text{ m}$ (avsnitt 4.8.1).

Beregn nedstrøms vanndybde, TW

Ved utløpet av energidreperbassenget er elva ca. 12 m bred. Topp terskel ligger på samme nivå som kulvertutløpet. Nedstrøms bassenget faller elva $1:50$, slik at strømmingen er overkritisk. Vi antar derfor kritisk strømming over terskelen ved utløpet av bassenget

og finner nivået på undervannet vha. overløpsformelen: $TW = \left(\frac{Q}{1,7B} \right)^{2/3} = 0,9 \text{ m}$.

Bestem C_0

For $TW/y_e = 0,9/1,2 = 0,75$ er $C_0 = 1,4$ (Tabell 9, avsnitt 4.8.1).

Velg steinstørrelse og bestem bassengdybden

Vi velger $D_{50} = 300 \text{ mm}$, og finner nødvendig bassengdybde:

$$\frac{h_s}{y_e} = 0,86 \left(\frac{D_{50}}{y_e} \right)^{-0,55} \left(\frac{V_0}{\sqrt{g y_e}} \right) - C_0 = 0,86 \left(\frac{0,3}{1,2} \right)^{-0,55} \left(\frac{6,2}{\sqrt{g \cdot 1,2}} \right) - 1,4 = 1,9$$

Det gir $h_s = 2,3 \text{ m}$

Kontroll av bassengdybde

Vi kontrollerer og finner at bassengdybden, h_s , er tilstrekkelig: $\frac{h_s}{D_{50}} = \frac{2,3}{0,3} = 7,7 > 2$.

Men, $\frac{h_s}{D_{50}}$ nær 2 er bedre, fordi et grunnere basseng også blir kortere og billigere. Vi prøver derfor med større stein.

Ny beregning med større stein

Gjør en ny beregning med $D_{50} = 500$ mm og får $\frac{h_s}{y_e} = 1,1$, som gir $h_s = 1,3$ m.

Kontroll av bassengdybde og steinstørrelse

Kontrollerer og finner at relativ bassengdybde fremdeles er tilstrekkelig:

$$\frac{h_s}{D_{50}} = \frac{1,3}{0,5} = 2,6 > 2.$$

Kontrollerer om steinstørrelsen tilstrekkelig i forhold til innløpsdybden:

$$\frac{D_{50}}{y_e} = \frac{0,5}{1,2} = 0,4 > 0,1.$$

Bassengstørrelse

Bestemmer bassengets størrelse som er en funksjon av h_s (Figur 74):

- Bassenglengden, $L_s = 10h_s = 13$ m, som er større enn minstekravet $L_s > 3 D = 7,2$ m.
- Terskellengden, $L_A = 5h_s = 6,5$ m, som er større enn minstekravet $L_A > D = 2,4$ m.
- Totallengde, $L_B = L_s + L_A = 19,5$ m
- Terskelbredden (ters over elva), $W_B = D + 2/3 L_B = 15,4$ m. I praksis må bredden ved utløpet av bassenget tilpasses bredden av elva, dvs. 12 m.

Sikringstykkelse

Tykkelsen på sikringen skal minst være $2 D_{50} = 1,0$ m, men ikke mindre enn $1,5 D_{maks}$. Ved utløpet av kulverten skal tykkelsen være $3D_{50}$.

Kontroll av utløpshastigheten

Hastigheten ved utløpet av treskelen må være så lav at det ikke blir skadelig erosjon. I dette tilfellet er undervannet lavt nok til at vi får brukbar energiomvandling. Når $TW/y_e > 0,75$ har strålen tendens til å flyte gjennom bassenget og gi stor hastighet nedstrøms.

Ved nedstrøms ende av treskelen er hastigheten nær kritisk. I en elv med fall 1:50 vil hastigheten også være nær kritisk. Elvebunnen bør derfor tåle vannhastigheten fra bassenget uten at det oppstår vesentlig erosjon.

Kommentarer

Med denne beregningsmetoden formes bassenget omtrent som erosjonsgropen ved et kulvertutløp. Små sikringsstein gir mer erosjon, dvs. et dypere og lengre basseng.

Bassenget bør utformes slik at det ikke blir for dypt. Derfor anbefales $\frac{h_s}{D_{50}}$ nær, men større enn 2.

For å få god energiomvandling og for å unngå at strålen fra kulverten flyter gjennom bassenget, så bør undervannet ikke være for høyt, dvs. $TW/y_e < 0,75$. Høyden på undervannet kan kontrolleres gjennom nivået på utløpet og nivået på terskelen. Hensynet til fiskeoppgang tilsier høyt nivå på undervannet.

Eksempel 8: Plastring ved kulvertutløp

Du skal dimensjonere en enkel plastring ved utløpet av en kvadratisk betongkulvert, $B \cdot H = 1,5 \cdot 1,5 \text{ m}^2 = 2,25 \text{ m}^2$. Kulverten har et fall på 1:100 og dimensjonerende vannføring er $4 \text{ m}^3/\text{s}$.

Hydraulisk beregning

Kulverten er lang, så vi antar normalstrømning med Mannings tall, $M = 60$. Ved å bruke Mannings formel finner vi normalstrømningsdybden $y_n = 0,8 \text{ m}$. Det gir Froudetall $F_r = 1,1$, dvs. overkritisk strømning.

Beregning av kulvertdiameter.

Beregningsmetoden er laget for sirkulære kulverter, så vi trenger en ekvivalent diameter. For rektangulære kulverter bruker vi diameteren som gir samme areal som kulverten, dvs.

$$D = \sqrt{\frac{4}{\pi} A} = \sqrt{\frac{4}{\pi} 2,25} = 1,7 \text{ m} . \text{ For overkritisk strømning erstattes } D \text{ av en justert diameter, } D' = \frac{D + y_n}{2} = \frac{1,7 + 0,8}{2} = 1,3 \text{ m} .$$

Beregning av undervannsnivå

Nivået på undervannet bør være mellom 0,4 og 1,0 D . I dette tilfellet kjenner vi ikke TW så vi setter $TW = 0,4 D' = 0,5 \text{ m}$.

Beregning av stabil steinstørrelse, D_{50}

$$D_{50} = 0,2 D \left(\frac{Q}{\sqrt{g} D^{2,5}} \right)^{4/3} \left(\frac{D}{TW} \right) = 0,2 \cdot 1,3 \left(\frac{4}{\sqrt{g} 1,3^{2,5}} \right)^{4/3} \left(\frac{1,3}{0,5} \right) = 0,38 \approx 400 \text{ mm}$$

Plastringens utstrekning og tykkelse

Tabell 10 side 102 gir lengden som må plastres som funksjon av D_{50} . I dette tilfellet $7 D + 1 \text{ m} = 7 \cdot 1,3 + 1 = 10 \text{ m}$. Fra samme tabell finner vi plastringstykkelsen $t = 2 D_{50} = 800 \text{ mm}$. Figur 79 viser prinsipp for utforming av steinmatten. I praksis må sikringen tilpasses terrenget. For å gi bedre energidreping bør plastringen ha en ru overflate.

Eksempel 9: Beregning av erosjonsdyp i kurve ved Ystines.

I eksempel 1 til 5 brukte vi ulike metoder til å beregne sidesikring for Stjørdalselv ved Ystines. For å vurdere hvordan sikringsfoten skal utformes, er det nødvendig å vite hvor mye bunnen vil senke seg under flom. Hvis vi velger å beskytte sikringen ved å plassere ekstra stein langs foten, må vi vite hvor mye stein som er nødvendig (se avsnitt 4.6.11). Det avhenger av erosjonsdybden.

I avsnitt 4.6.12 beskrives to metoder for beregning av erosjonsdyp i kurve under flom; en formel og en kurve. Begge metodene gir forholdet mellom maksimal vanndybde i kurven (erosjonsdybden) og gjennomsnittsdypden på rettstrekningen oppstrøms, for breddfull elv. I dette tilfellet ønsker vi å beregne forventet erosjon i tverrprofil 21 (Figur V – 5).

Som inngangsdata bruker vi tverrprofilene (TP) som ble målt inn ifm. flomsonekartleggingen. (Se innledningen til eksempel 1 – 5.) Til å beregne gjennomsnittsdypden oppstrøms bruker vi TP 23 (Figur V -).

Beregning vha. formel (4.20)

Inngangsverdier og resultat er vist i tabellen under.

$$\frac{H_{smaks}}{H_{middel}} = 1,8 - 0,051 \left(\frac{R}{W} \right) + 0,0084 \left(\frac{W}{H_{middel}} \right)$$

Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Kommentar
Bredde av hovedløp	W	75	m	Målt på kart.
Radius	R	200	m	Senterlinje for kurve, målt på kart.
Vannstand i kurve	Z'	2,8	moh	Vannstand ved breddfull elv. Fra TP 21.
Gjennomsnittsdypden på rettstrekningen oppstrøms	H_{middel}	3,5	m	Gjennomsnittsdypde i TP 23 ved breddfull elv. Målt på Figur V - 8.
Beregn dybdeforholdet	$\frac{H_{smaks}}{H_{middel}}$	1,84	-	Forholdet mellom gjennomsnittsdypden oppstrøms og dybden i kurven, formel (4.20)
Beregn erosjonsdybden i kurven	H_{smaks}	6,4	m	Dybden fra vannspeil ved breddfull elv til maks erosjonsdyp, $1,84 \cdot 3,5 = 6,4$
Beregn bunn-nivå i kurven etter erosjon	$Z_{erosjon}$	-3,6	moh	$Z_{erosjon} = Z' - H_{smaks}$

Beregning vha. kurve i Figur 66

Kurvene i Figur 66 gir forholdet mellom største vanndybde i kurven og gjennomsnittsdypden i elva oppstrøms (breddfull elv), som funksjon av relativ kurveradius, R/W . Vi bruker kurven for *gravel bed rivers*.

Med $R/W = 2,7$ finner vi $\frac{H_{smaks}}{H_{middel}} = 2,6$. Det gir $H_{smaks} = 2,6 \cdot 3,5 = 9,1$ m. Bunnivået blir da $2,8 \text{ moh} - 9,1 \text{ m} = -6,3 \text{ moh}$.

Vi mangler dessverre sikre og enkle metoder for å beregne erosjon i kurver under flom. Spredningen av punktene i Figur 66 viser hvor usikker beregningen er. En numerisk- eller fysisk modell vil vi gi et mye sikrere resultat, men koster også vesentlig mer.

Resultatene er vist på Figur V - 8. Metoden med bruk av kurver gir størst dyp, ca. 1,4 m under eksisterende elvebunn.

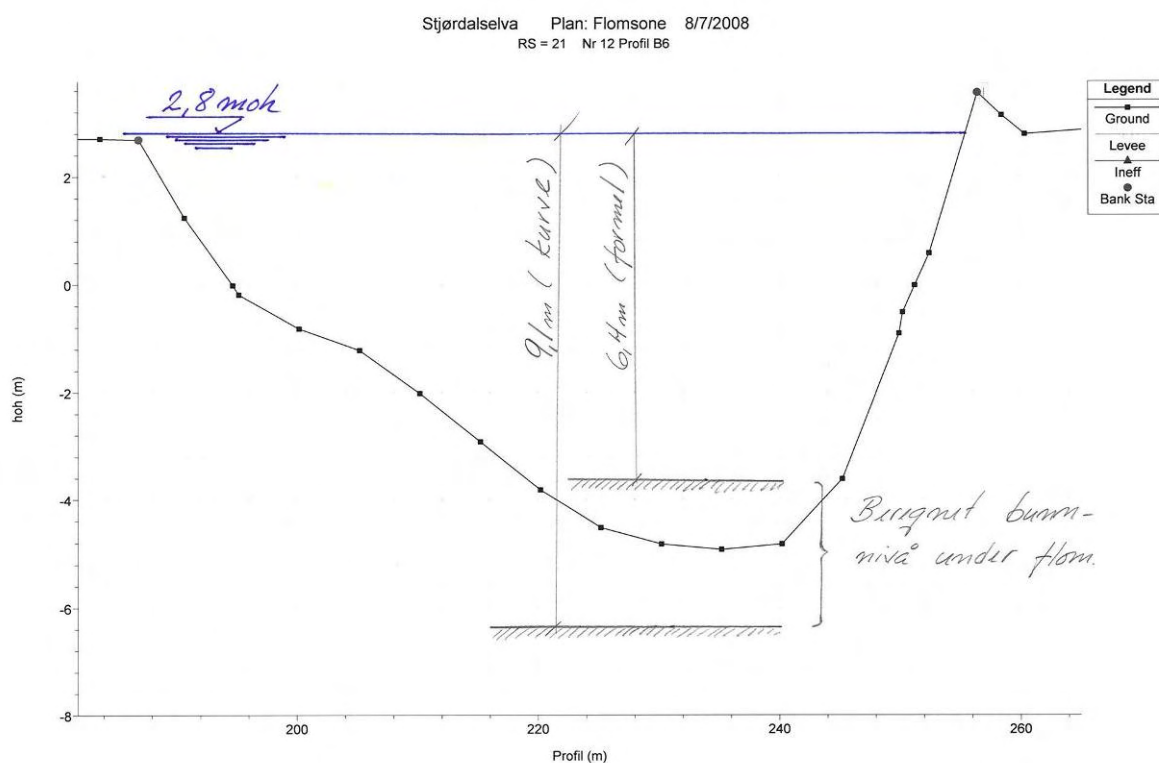
Beregning av steinranke

Hvis vi skal bruke en steinranke til å sikre mot undergraving, kan vi beregne steinvolumet vha. formel (4.19):

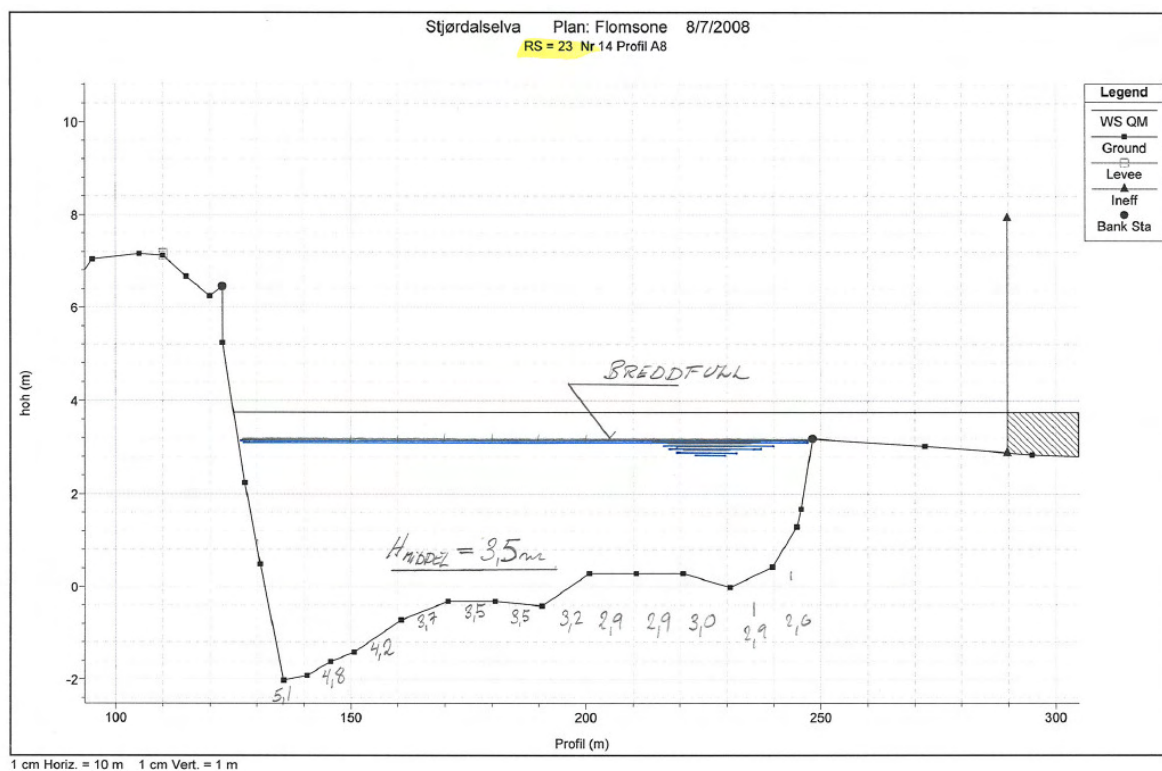
$$V_s = 1,5\sqrt{5}y_s t = 3,35y_s t$$

Hvis vi forutsetter $t = 1,1$ m (eksempel 1) og at forventet erosjonsdyp ved foten $y_s = 1,4$ m, finner vi at ranken må inneholde $V_s = 5,2$ m³ stein per løpemeter. Figur V – 10 viser prinsipp for plassering av ranken.

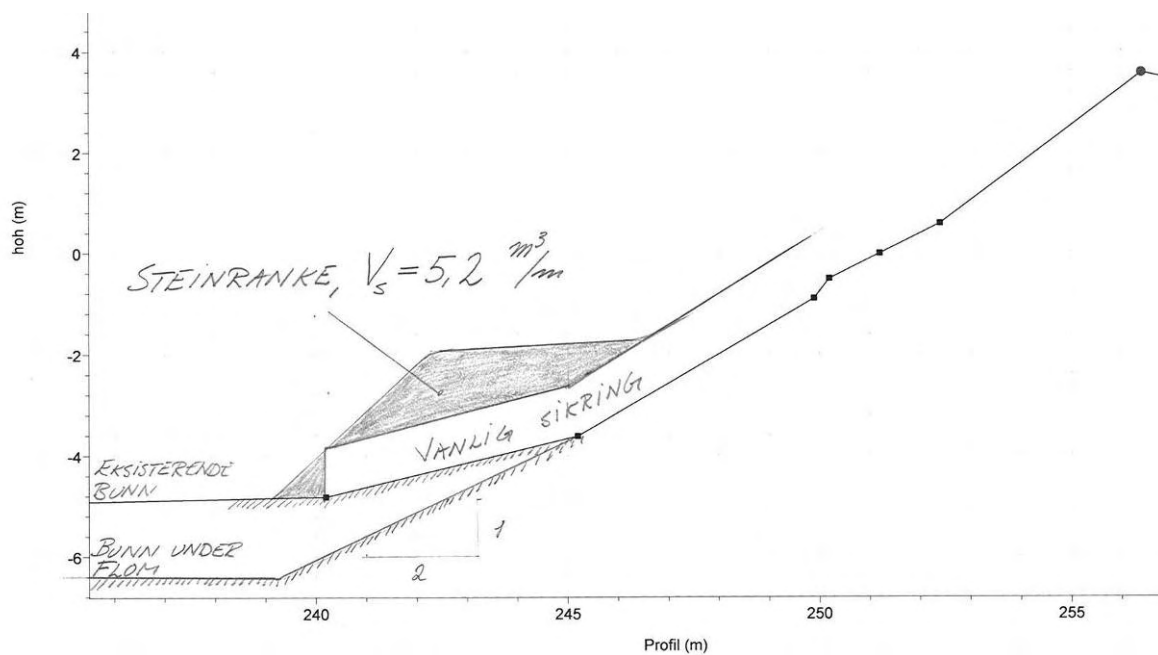
Hvis man forventer en generell senkning av elvebunnen, f.eks. forårsaket av grusuttak, må senkningen legges til erosjonsdybden før beregning av V_s .



Figur V - 8 TP21, beregnet erosjonsdyp



Figur V - 9 TP 23, beregning av gjennomsnittsdypde oppstrøms kurven



Figur V - 10 TP 21, prinsippskisse for steinranke

Eksempel 10: Oppbygging av et grusfilter ved Ystines

Dette eksemplet viser dimensjonering av et grusfilter for sikringen ved Ystines, se introduksjon til eksempel 1 til 5. Filteret skal ligge mellom grunnen og sikringen. Fra tidligere beregning av sikringen anslår vi $D_{15} = 300$ mm og $D_{85} = 800$ mm.

Eksemplet bygger på filterkravene som er beskrevet i avsnitt 4.4.

Grunnforhold

Grunnen består av silt, sand og grus. Det ble tatt to jordprøver. Prøve en, som ble tatt på høyre bredd, midt mellom tverrprofil (TP) 21 og TP 22 (Figur V - 4), bestod av silt / finsand med $D_{50} = 0,13$ mm og $C_u = D_{60}/D_{10} = 12,3$.

Prøve to, tatt midt mellom TP 20 og 21, bestod av velgradert, finkornet grus med $D_{50} = 6$ mm og $C_u = 45$. Tabell V - 5 oppsummerer data om prøvene.



Figur V – 11 Prøve 1 (venstre) og prøve 2

	Prøve 1	Prøve 2
$D_{10} =$	0,013	0.2 mm
$D_{15} =$	0,023	0.45 mm
$D_{50} =$	0,13	6 mm
$D_{60} =$	0,16	9 mm
$D_{85} =$	0,30	17 mm
$D_{90} =$	0,45	mm
$D_{maks} =$	15,0	35 mm

Tabell V - 5 Karakteristiske kornstørrelser for jordprøvene

Dimensjonering av filter for finsand (prøve 1)

Filtertechnisk er silt / finsand mest krevende, så vi bruker prøve 1 som utgangspunkt for eksemplet. Krav til filter er vist i Tabell V - 6 og i siktekurven i Figur V – 12.

Først bestemmer vi D_{15f} slik at filteret får tilstrekkelig permeabilitet. Hvis vi bruker det strengeste permeabilitetskravet finner vi at $D_{15f} > 0,12$ mm.

Deretter kontrollerer vi grenseflatestabiliteten. Filteret må ikke være så grovt at kornene i underlaget vaskes ut. Grenseflatestabilitet gir øvre grense for $D_{15f} < 1,5$ mm.

I tillegg må vi kontrollere at filterets indre stabilitet er ivaretatt, slik at de minste kornene i filteret ikke vaskes ut, dvs. $D_{60f} / D_{10f} < 10$.

De ulike kravene er vist som et område på siktekurven (Figur V – 12). Innenfor det må vi plassere filteret. Fordi sikringsmassen, som skal fungere som filter for filteret, er mye grovere, velger vi å bruke grovkornet filtermasse.

Vi velger $D_{10} = 0,8$ mm og $D_{60f}/D_{10f} = 10$. Da er graderingskurven for (fin)filteret gitt, som vist på Figur V – 12.

Nå må vi kontrollere at de samme filterkriteriene er oppfylt mellom filter og sikring. Vi ser at sikringen er åpen nok (Figur V – 12), dvs. at kravet til permeabilitet er oppfylt. Derimot oppfyller ikke sikringen filterkravet for grenseflatestabilitet. Selv om vi valgte så grovt (fin)filter som mulig, risikerer vi at det blir vasket ut gjennom sikringslaget. D_{15} for sikringen (300 mm) er for stor.

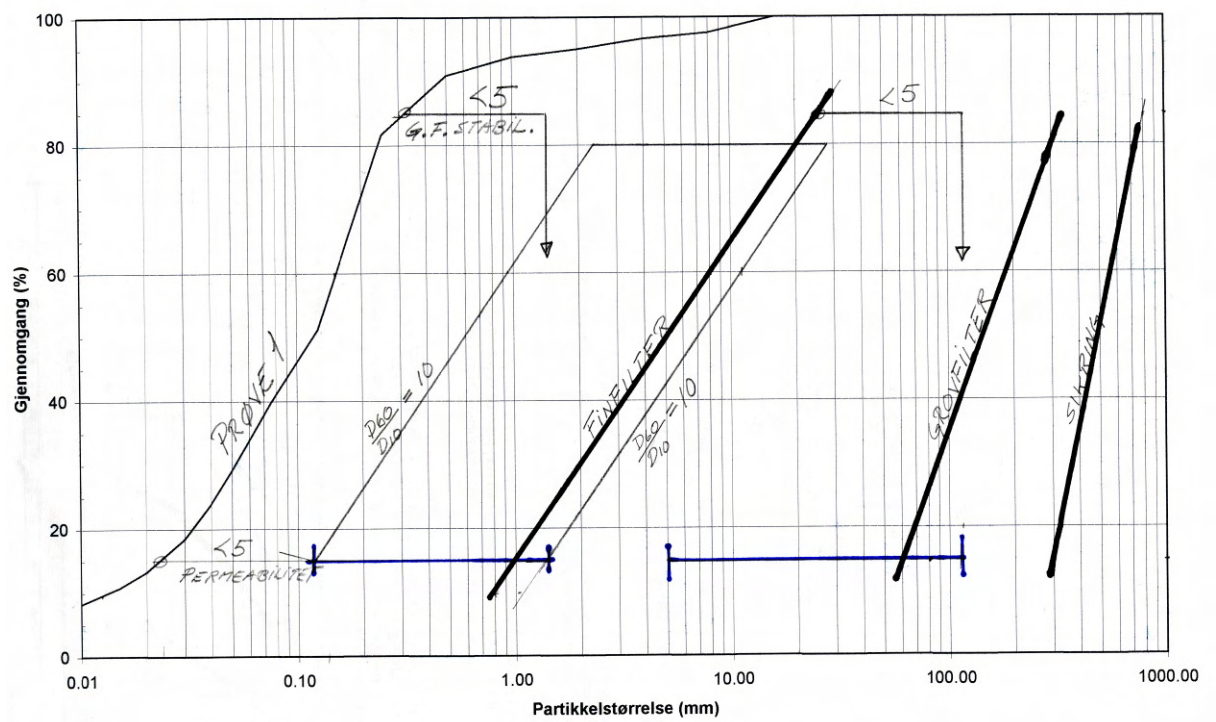
Det er derfor nødvendig med et nytt, grovere filter mellom sikringen og finfilteret. Grovfilteret dimensjoneres på samme måte som finfilteret. Det er en fordel om siktekurvene for filter og underlag er parallelle, derfor velger vi et mer ensgradert grovfilter slik at kurven blir brattere og bedre tilpasset sikringslaget. Kanskje bør vi og velge et litt mer ensgradert finfilter.

Når filteret blir bygget opp av flere lag, bør hvert lag være 100 til 200 mm tykt. Fordi sikringen består av stor stein, velger vi tykke filterlag; et 200 mm tykt grovfilter over et 200 mm tykt finfilter. Der filteret plasseres under vann økes tykkelsen av hvert lag til 300 mm.

I praksis er det vanskelig å plassere to filterlag. Filteret vil bli tykt og kreve mye masse. Deler av arbeidet må foregå i vann, så det finkornede filteret kan lett bli vasket bort. Et filter av geotekstil kan være en bedre løsning.

Krav	Underlag	Krav til filter
Permeabilitetskrav $D_{15f} > 5 D_{15b}$	$D_{15b} = 0,023$ mm	$D_{15f} > 0,12$ mm
Redusert permeabilitetskrav $D_{15f} > 1,5 D_{15b}$	$D_{15b} = 0,023$ mm	$D_{15f} > 0,035$ mm
Grenseflatestabilitet $D_{15f} < 5 D_{85b}$	$D_{85b} = 0,30$ mm	$D_{15f} < 1,5$ mm
Indre stabilitet av filteret $D_{60f}/D_{10f} < 10$		$D_{60f} \leq 8$ mm (Velger $D_{10f} = 0,8$ mm)

Tabell V - 6 Filterberegning, filterkrav basert på prøve 1



Figur V - 12 Dimensjonering av grusfilter for Ystines

Eksempel 11: Geotekstilfilter ved Ystines

Dette eksemplet viser dimensjonering av et geotekstilfilter for sikringen ved Ystines. Grunnforhold og sikring er som beskrevet i eksempel 10 (prøve 1).

Kontroll av grenseflatestabilitet

Vi tegner opp graderingskurven i kurven for filterkriterier (Figur V - 13) og ser at vi havner midt i *område II*, dvs. finkornede friksjonsjordarter som er sterkt erosjonsfarlige. Vår jordart er en blanding av silt og finsand. Tabell 8 gir største poreåpning, O_{90} , som hindrer utvasking. Vi bruker kravet for silt, $O_{90} < D_{90b}$, som betyr at vi må finne en filterduk med karakteristisk poreåpning, $O_{90} < 0,45$ mm.

Hvis vi bruker et geotekstil som oppfyller kravene til *NorGeoSpec* vil det oppfylle kravet. *NorGeoSpec* krever karakteristisk poreåpning mindre enn 0,2 eller 0,15 mm avhengig av klasse.

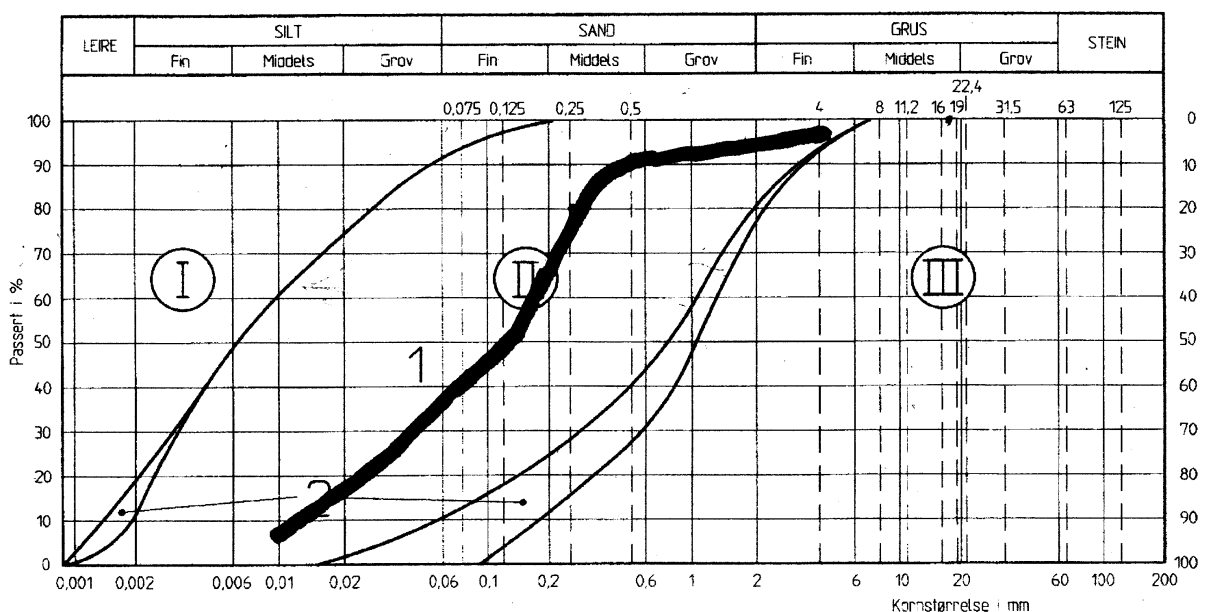
Kontroll av permeabilitet

For å hindre oppbygging av poretrykk må geotekstilet være mer permeabelt enn underlaget. Permeabiliteten til vevet og filtet geotekstil bør være hhv. 10 og 50 ganger grunnens permeabilitet.

Vi anslår grunnens permeabilitet vha. Hazens formel (2.13), $k_b = 0,01D_{10}^2$, og finner $k_b = 1,7 \cdot 10^{-6}$ m/s = 0,0017 mm/s.

Velger vi vevet duk bør permeabiliteten være minst $10 k_b = 0,017$ mm/s, og $50 k_b = 0,085$ mm/s for filtet duk.

NorGeoSpec stiller ingen minstekrav til permeabilitet, men krever at hastighetsindeksen, $VI_{H50} > 0,003$ m/s. I dette tilfellet er grunnen finkoret og lite permeabel, så det er sannsynligvis tilstrekkelig at duken oppfyller kravet til hastighetsindeks. Generelt bør man bruke produsentens datablad og kontrollere at permeabiliteten er høy nok.



Figur V - 13 Prøve 1 i forhold til filterkriterier for geotekstil

Eksempel 12: Sikring av landkarene ved Middøla bro

Generelt

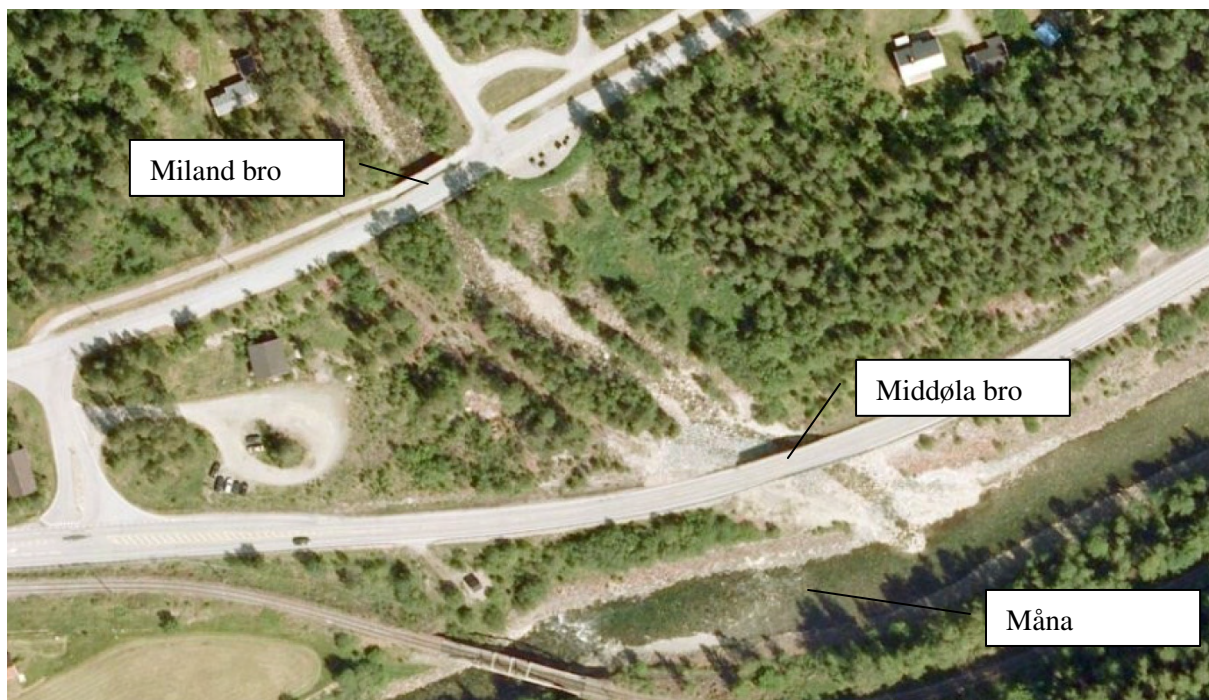
Middøla bro (Figur V – 14) ligger på riksvei 37 i Tinn kommune i Telemark, ca. 13 km øst for Rjukan. Broen krysser Middøla ca. 50 m oppstrøms sammenløpet med elven Måna. Broen ble bygget i 1990. Brospenet er ca. 20 m. Det er ikke bropilarer. Landkarene, som er sålefundamentert i elvekanten, har blitt undergravd flere ganger. I 2004 og 2007 ble vestre landkar undergravd. I juli 2008 ble østre landkar undergravd. Skadene ble utbedret ved å støpe under eller ved å pakke med pukk. Bunnen i gjennomløpet har senket seg ca. 1 m. Høsten 2008 ble det foretatt en mer omfattende sikring ved bruk av stor stein og sprøytebetong.

Middøla bro brukes som case i Statens vegvesens prosjekt *Klima og transport*, der man blant annet ser på sikring av broer mot flom og erosjon. I den forbindelse har NVE gjort flomberegning og hydraulisk beregning for Middøla.

I dette eksemplet brukes Middøla bro for å vise beregning av erosjonssikring ved brukar.



Figur V - 14 Middøla bro, Måna i bakgrunnen



Figur V - 15 Middeløla bro, oversiktsbilde

Flom og hydrologi

Middelølas nedslagsfelt er 36,9 km². Normalavrenning er 30 l/s/km². NVE har gjort to flomberegninger som er relevante. *Flomberegning for Middeløla, 016.HZ1* (Holmqvist 2009) ble gjort spesielt ifm. prosjektet *Klima og erosjon. Flomberegning for Måna ved Rjukan (016.HZ)* (Drageset 2004) omfattet Månas delfelt, og ved å skalere resultatene derfra finner vi flommene for Middeløla. Tabell V - 7 viser resultat fra begge beregningene. Vi ser at Holmqvists verdier er ca. det dobbelte av Dragesets.

I dette eksemplet velger vi å dimensjonere for en 200-års flom. Vi bruker Holmqvists beregning fordi den er ny og spesielt rettet mot Middeløla. Vi får derfor $Q_{dim} = Q_{200} = 56$ m³/s.

		Middelflom	100-års flom	200-års flom	500-års flom
Drageset	(l/s/km ²)	310	647	699	767
	(m ³ /s)	11	24	26	28
Holmqvist	(l/s/km ²)	492	1327	1523	1769
	(m ³ /s)	18	49	56	65

Tabell V - 7 Resultat av flomberegning for Middeløla

Grunnforhold

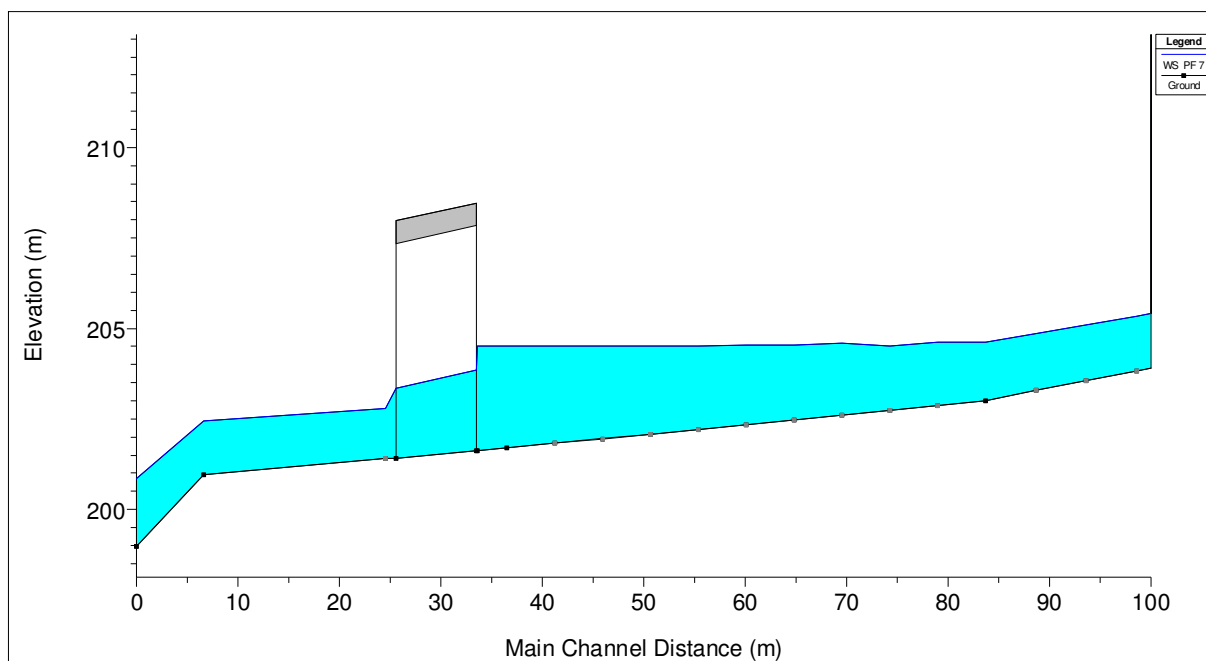
Elva og brua ligger på en stor vifte med elveavsatt masse. Det ble ikke gjort grunnundersøkelser i forbindelse med dette prosjektet. Massen vi ser i elva og på breddene har en vid korngradering, fra sand til blokk, der grus og stein dominerer. Steinene er godt rundet etter å ha blitt transportert av elva.

Elvas geometri

Broen krysser Middeløla rett oppstrøms sammenløpet med Måna. Middeløla er ca 10 m brei i området ved broen og har fall $S_0 = 1/36$.

Der den bratte og masseførende Middøla møter Måna, har den lagt opp en ør av stein, grus og blokk. Ca. 20 m nedstrøms broen har øren en avslutning som virker for bratt til å være naturlig ($S_0 = 1/3,3$). Det kan skyldes at masse har blitt fjernet for å hindre at øren blir så stor at den presser Måna over mot motsatt bredd. Den bratte avslutningen kan føre til tilbakegraving. Figur V – 16 viser lengdeprofil av elven og vannlinjen for Q_{200} .

Bunn og bredder både oppstrøms og nedstrøms broen, viser tegn til pågående erosjon.



Figur V - 16 Lengdeprofil av Middøla med vannlinje for Q_{200}

Hydraulisk beregning

NVE (Reistad 2008) har satt opp en HEC-RAS modell og beregnet vannstand og vannhastighet. Figur V – 16 viser vannlinjen for Q_{200} . I utgangspunktet er elven så bratt at strømmingen er overkritisk ($Fr > 1$), men gjennomløpet er så trangt at det hever vannstanden oppstrøms broen slik at vannspeilet blir nesten horisontalt. I det vannet passerer gjennomløpet akselererer det slik at vannstanden synker. Tabell V - 8 viser vannhastighet og vanndybde fra HEC-RAS beregningene.

Sted	Vannhastighet (m/s)	Maks dybde (m)	Gjennomsnitts- dybde (m)	Froudetall (-)
18 m nedstrøms broen	4,2		1,3	1,2
Rett nedstrøms broen	5,4	1,4	1,0	1,7
I gjennomløpet	4,5	1,9	1,4	1,0
Rett oppstrøms broen	2,1	2,9	2,4	0,4

Tabell V - 8 Middøla bro, resultat fra vannlinjeberegningen

Steinstørrelse for sikring av landkar

Sikring av landkar er beskrevet i avsnitt 4.11. For $Fr < 0,8$ beregnes steinstørrelsen vha. formel (4.29), og for $Fr > 0,8$ brukes formel (4.30).

Først bruker vi Froudetallet til å bestemme hvilken formel vi skal bruke. Deretter beregner vi steinstørrelse ut fra vannhastighet og dybde. I beregningene bruker vi maksimaldybden, selv om vi egentlig skal bruke vanndybden ved foten av landkaret. Ved Middøla er elvebunnen flat og gjennomløpet lite, så forskjellen blir ikke stor. Maksimaldybden er enklere å finne fra HEC-RAS beregningene og gir resultat som er på den sikre siden.

I beregningen skal vi bruke hastigheten ved foten av landkaret. I dette tilfellet er den lik hastigheten i gjennomløpet, som vi har funnet fra HEC-RAS beregningen (Tabell V - 8).

Beregningen, som er vist i tabellen på slutten av eksemplet, gir $D_{50} = 0,8$ m. Det er så stor stein at sikringen må utføres som en plastring. Tykkelsen, t , skal være den største av $2 D_{50}$ eller D_{maks} . Med en ensgradert plastring er det $t = 2 D_{50} = 1,6$ m som blir dimensjonerende.

Som kontroll kan vi bruke Maynords metode (avsnitt 4.6) for beregning av bunnsikring. Hvis vi setter karakteristisk hastighet til 1,25 ganger hastigheten i gjennomløpet (avsnitt 4.6.1), får vi $V_{kar} = 5,6$ m/s. Fra Figur 58 finner vi $D_{30} = 0,67$ m. Det stemmer bra med $D_{50} = 0,8$ m. Merk at vi nå brukte Maynords metode utenfor området den er ment for.

Sikringens utstrekning og utforming

Broen innsnevrer strømningsverrsnittet så mye at hastigheten i hele gjennomløpet blir unaturlig høy. Gjennomløpet blir utsatt for innsnevringserosjon i tillegg til lokal erosjon forårsaket av virvler nær landkarene. Derfor er det nødvendig å sikre hele gjennomløpet, ikke bare landkarene. Løsningen i Figur 88 er et godt utgangspunkt, men må tilpasses forholdene på stedet.

Sikringen bygges opp med to lag ensgradert stein med $D = 800$ mm. Under sikringen bør det ligge et filter av et åpent (permeabelt) men sterkt geotekstil. Det kan være nødvendig å beskytte geotekstilet med et lag grus før plassering av plastringssteinen. Topp sikring bør ha samme nivå som eksisterende elvebunn. I praksis vil det være vanskelig å få plassert to lag med 800 mm stein under broen når sikringen skal utføres etter at brodekket er bygget.

På grunn av problem med bunnsenking og erosjon, bør sikringen føres godt oppstrøms broen og tilpasses terrenget. På nedstrøms side må det sikres mot undergraving. Der må avslutningen sees i sammenheng med hvilken løsning man velger for å sikre det bratte partiet ca. 15 til 20 m nedstrøms broen. Skal sikringen rundt broen holde, er det helt nødvendig at partiet nedstrøms er stabilt. Hvis ikke vil bunnsenking som beveger seg oppstrøms undergrave sikringen ved broen.

Sikring ved landkar

Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Kommentar
Vanndybde	y	1,9	m	Ved foten av landkaret. Her satt lik største dybde i gjennomløpet.
Innrykk	L_i	0	m	Avstand fra hovedløp til fot landkar
Innrykksforholdet	IF	0	-	$IF = L_i/y$
Karakteristisk hastighet	V_{kar}	4,5		Hastigheten ved foten av landkaret.
Tyngdens akselerasjon	g	9,81	m/s ²	
Spesifikk tetthet	s	2,6	-	Vanlig å anta 2,6. Bør måles.
Froudetallet	Fr	1,0	-	$Fr = \frac{V_{kar}}{\sqrt{gy}}$ Bruker $y = 1,9$ m
Hvis $Fr < 0,8$:				
Formfaktoren	K	*	-	$K = 0,89$ for kjegleformet landkar $K = 1,02$ for landkar med vertikal frontvegg.
Beregn D_{50}	D_{50}	*	m	$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(s-1)} \frac{V_{kar}^2}{gy}$
Hvis $Fr > 0,8$:				
Formfaktoren	K	0,69	-	$K = 0,61$ for kjegleformet landkar $K = 0,69$ for landkar med vertikal frontvegg.
Beregn D_{50}	D_{50}	0,83	m	$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(s-1)} \left[\frac{V_{kar}^2}{gy} \right]^{0,14}$
For begge tilfelle:				
Bestem D_{15}	D_{15}	0,7	m	Sikringen utføres som ensgradert plastring.
Bestem D_{85}	D_{85}	0,9	m	Som over.
Bestem D_{maks}	D_{maks}	1,0	m	Som over.
Bestem t	t	1,6	m	$t_{\min} \geq 300 \text{ mm}$, $t_{\min} \geq D_{maks}$ og $t_{\min} \geq 2D_{50}$ Pluss 50 % ved plassering under vann.
Bestem utstrekning				Se Figur 88.
Bestem bunnivå				Topp sikring i samme høyde som eksisterende bunn.

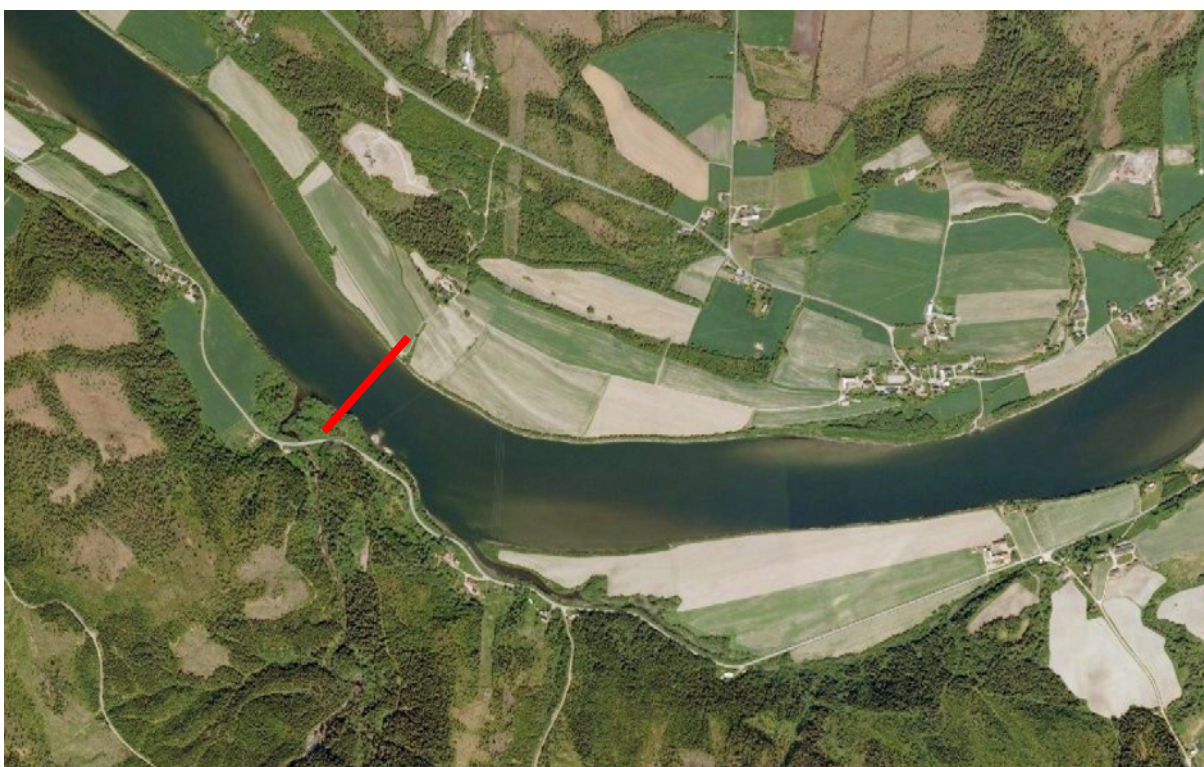
Eksempel 13: Sikring av bropilarer for Horka bro over Namsen

Generelt

I forbindelse med planlegging av ny bro over Namsen ved Horka (Overhalla, Nord-Trøndelag), gjorde NVE flomberegninger og hydrauliske beregninger, og gav anbefalinger om erosjonssikring rundt broen. NVEs oppdragsrapport (Sæther 1999) er brukt som grunnlag for dette eksemplet.

Broen skal krysse Namsen som vist på Figur V- 17 (elva renner mot venstre). Den er 216 m lang og har tre spenn.

Isganger er et problem i Namsen. Dimensjonering for is var et viktig moment i NVEs vurdering, men er ikke tatt med i dette eksemplet.



Figur V - 17 Bro over Namsen, oversiktsbilde

Bunnforhold

Det er fjell i venstre del av profilet (sett med strømmen). I midtre og høyre del er fjellet dekket av elveavsatt materiale, antagelig sand og grus. I eksemplet er det ikke tatt hensyn til at den venstre pilaren kan bli stående på fjell.

Utforming av pilarene

Pga. belastning fra is er de to pilarene planlagt som skivepilarer av betong med skrå oppstrøms front. Fronten er spiss og skal helle 60° fra horisontalt, slik at drivende is blir presset opp og knekker av sin egen tyngde. Bropilarene er 1,4 m brede og 10 meter lange. Fundamentplaten er 8 m brede og 13 m lange. Bunnivået er – 2 til – 4 moh.

Flom og hydrologi

Nedbørfeltet er 6100 km². Middelflommen er beregnet til $Q_{mid} = 1720 \text{ m}^3/\text{s}$ og 500-års flommen er $Q_{500} = 5300 \text{ m}^3/\text{s}$. Fordi NVE brukte 500-års flommen som dimensjonerende, er $Q_{dim} = Q_{500}$ i dette eksemplet.

Hydraulisk beregning

NVE gjorde vannlinjeberegning for strekningen ved broen (Sæther 1999). For Q_{500} blir vannstanden ved broen + 4,9 moh. og gjennomsnittshastigheten i gjennomløpet $V = 3,5 \text{ m/s}$.

Steinstørrelse for sikring rundt bro Pilar

Sikring av bro Pilar er beskrevet i avsnitt 4.10. Beregningene er vist i tabellen i slutten av dette eksemplet.

Først må vi bestemme lokal hastighet rett oppstrøms pilarene. Den finner vi ved å multiplisere gjennomsnittshastigheten, $V = 3,5 \text{ m/s}$, med en korreksjonsfaktor, K_v , som avhenger av hvor pilaren er plassert. K_v er størst for pilarer nær yttersving ($K_v = 1,7$) og minst i innersving ($K_v = 1,0$). Broen ligger i en kurve med stor radius, og pilarene er plassert ca. 60 m fra bredden. Vi velger derfor $K_v = 1,3$ (pilar i hovedløpet). Lokal hastighet blir da $V_{lokal} = 1,3 \cdot 3,5 = 4,6 \text{ m/s}$

For pilarer med spiss nese er formfaktoren $K_f = 2,3$. Vi kan nå beregne nødvendig steinstørrelse vha. formel (2.27):

$$D_{50} = K_f \frac{0,692 V_{lokal}^2}{2g(s-1)}$$

Hvis vi antar $s = 2,6$ blir $D_{50} = 1,1 \text{ m}$

En sikring med så stor stein må i praksis utføres som en ordnet plastring.

Sikringens utstrekning og utforming

Sikringslaget skal være 3 $D_{50} = 3,3 \text{ m}$ tykt. Toppen av sikringslaget plasseres i flukt med eksisterende elvebunn. Hvis sikringen plasseres under vann bør tykkelsen økes med 50%.

Sikringen skal føres minst to ganger bredden av pilaren, dvs. 2,8 m, ut til alle sider. Hvis pilaren ikke er parallell med strømrretningen, settes pilarbredden lik bredden normalt på strømrretningen. I dette tilfellet er pilarene lange. Det kan gi stort effektiv bredde hvis strømrretningen kommer skjevt på pilaren. I praksis er det vanskelig å planlegge slik at pilarene blir helt parallelle med strømrretningen, særlig når broen ligger i en kurve. Hvis vi antar at pilaren er vridd 15° i forhold til strømrretningen, så blir effektiv bredde: - $a = 1,4 \text{ m} + 10 \text{ m} \cdot \sin 15^\circ = 4 \text{ m}$. Det bør derfor sikres 8 m til alle sider av pilaren.

Under sikringen bør det plasseres et filter av geotekstil. Det kan være nødvendig å beskytte geotekstilet med et lag grus før plassering av plastringssteinen.

Andre forhold

I sin vurdering (Sæther 1999) fant NVE at belastning fra is var dimensjonerende for sikring rundt pilarene. I elver med isganger bør isens betydning alltid vurderes ifm. dimensjonering av erosjonssikring.

Utsrekning av sikring rundt brokar og bro Pilarer som veilederen angir, skal være tilstrekkelig til å beskytte broen. Hvis man bare sikrer minimumsområdet som veilederen

foreslår, må man forvente erosjon utenfor området som er sikret. Hvis det ikke er akseptabelt, må et større område sikres.

Dyp fundamentering er et alternativ til sikring med stein rundt bropilarene. Uten sikring vil det danne seg en erosjonsgrop ved hver pilar. Gropen vil bli anslagsvis 3 til 5 m dyp. Hvis pilaren fundamenteres tilstrekkelig dypt vil den ikke bli skadet.

Man bør også vurdere elvebunnens stabilitet under flom. Ved dimensjonerende flom er gjennomsnittshastigheten 3,5 m/s. Det betyr at stein mindre enn ca. 100 mm vil være ustabil. Hvis materialet i bunnen er finere, så må vi forvente at bunnen senker seg mens flommen pågår.

Det er viktig å vurdere faren for langsiktig bunnsenking, særlig ifm. så kostbare konstruksjoner som broer. I enkelte elver i Trøndelag, f.eks. Gaula, har bunnen senket seg flere meter på noen tiår. Bunnsenking kan undergrave både erosjonssikring og brofundament. Ved fare for bunnsenking bør man vurdere å plassere alle fundament så dypt at de er tilpasset fremtidig nivå på elvebunnen. Det kan også være behov for å sikre hele profilet, f.eks. med en flatterskel (Figur 82).

Sikring ved bro Pilar

Parameter	Symbol	Verdi	Enhet	Kommentar
Vannhastighet	V	3,5	m/s	Gjennomsnittshastigheten ($V = Q/A$)
Anslå hastighets- koeffisienten	K_v	1,3	-	Innersving eller ved bredden på rett strekning, $K_v = 1$. I hovedløpet, $K_v = 1,3$. I hovedstrømmen nær ytersving, $K_v = 1,7$
Beregn lokal hastighet	V_{lokal}	4,6	m/s	Hastighet rett oppstrøms pilaren $V_{lokal} = K_v V$
Bestem formfaktoren	K_f	2,3	-	$K_f = 2,3$ for bro Pilar med rund eller spisset nese. $K_f = 2,9$ for bro Pilar med butt nese.
Spesifikk tetthet	s	2,6	-	Vanlig å anta 2,6. Bør måles.
Tyngdens akselerasjon	g	9,81	m/s ²	
Beregn D_{50}	D_{50}	1,1	m	$D_{50} = K_f \frac{0,692V_{lokal}^2}{2g(s-1)}$
Bestem D_{15}	D_{15}	0,9	m	Sikringen utføres som ensgradert plastring.
Bestem D_{85}	D_{85}	1,3	m	Som over.
Bestem D_{maks}	D_{maks}	1,4	m	Som over.
Bestem t	t	3,3	m	$t_{min} \geq 300 \text{ mm}$, $t_{min} \geq D_{maks}$ og $t_{min} \geq 3D_{50}$ Pluss 50 % ved plassering under vann.
Bestem utstrekning til hver side	$2a$	(2,8) 8	m	Minste utstrekning fra pilar er 2 ganger projisert bredde. Husk korreksjon for skjevstrømning.
Bestem bunnivå			-	Topp sikring i samme høyde som eksisterende bunn (Figur 83).

Denne serien utgis av Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE)

Utgitt i Veilederserien i 2009

- Nr. 1 Linn Silje Undem og Kjell Thorsen: Veileder i utforming av konsesjonssøknad for fjernvarmeanlegg (30 s.)
- Nr. 2 Veileder for lokale energiutredninger. Revidert utgave av NVE veileder nr 1 2005
Korrigert 25. august 2009 (side 37 og 38) (40 s.)
- Nr. 3 Auen Korbøl, NVE, Dag Kjellebold, NVE, Odd-Kristian Selboe, DN: Kartlegging og dokumentasjon av biologisk mangfold ved bygging av småkraftverk (1-10 MW)
Mal for utarbeidelse av rapport –revidert utgave (22 s.)
- Nr. 4 Lars Jenssen, NTNU, Einar Tesaker, Tesaker vann AS: Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein (181 s.)