

Oppdragsgiver: **Møre og Romsdal fylkeskommune**
Oppdragsnr.: **52206596** Dokumentnr.: **HYD_n01**

Til: Møre og Romsdal fylkeskommune
Fra: Norconsult
Dato 2023-06-05

► Flomvurdering brukryssing Fv64 Bådalen-Vebenstad

Norconsult har på oppdrag fra Møre og Romsdal fylkeskommune, utført en flomvurdering for ny gang- og sykkelvegbru i Bådalen mellom Vebenstad og Ba langs fylkesveg 64 i Averøy kommune, Møre og Romsdal.

Brua krysser Bådalselva like før utløpet i Bafjorden. Gang- og sykkelvegbrua skal ligge like på nordsiden av eksisterende vegbru.

Statens vegvesens håndbok N400 stiller generelt krav til fri høyde over vassdrag, tilsvarende minst 0,5 m over beregnet vannstand for 200-årsflom. Eksisterende vegbru tilfredsstiller ikke dette generelle kravet. (Eksisterende vegbru har underkant som varierer fra ca. 2,3 til 2,8 moh. ifølge mottatt skanning.) Vegdirektoratet har etter fravikelsessøknad godkjent at ny gang- og sykkelbru kan bygges med samme fri høyde som eksisterende vegbru. Bru og fylling må erosjonssikres for dimensjonerende flom (200-årsflom inkludert klimapåslag). Nødvendige dimensjoner for erosjonssikringen er vurdert i rapporten.

Skred AS gjorde en flomvurdering av Bådalsbrua i forbindelse med forprosjektet i 2018 [1]. Der ble det gjort en beregning av 200-årsflom, en 1D vannlinjeberegning og en vurdering av erosjonssikring.

Det er nå gjort en oppdatert vurdering av 200-årsflommen, en 2D vannlinjeberegning og en vurdering av nødvendige dimensjoner for erosjonssikringen ved ny gang- og sykkelvegbru. Det er også gjort en vurdering av erosjonssikring for eksisterende vegbru.

Beregning av 200-årsflom

Nedbørfeltet og flomregime

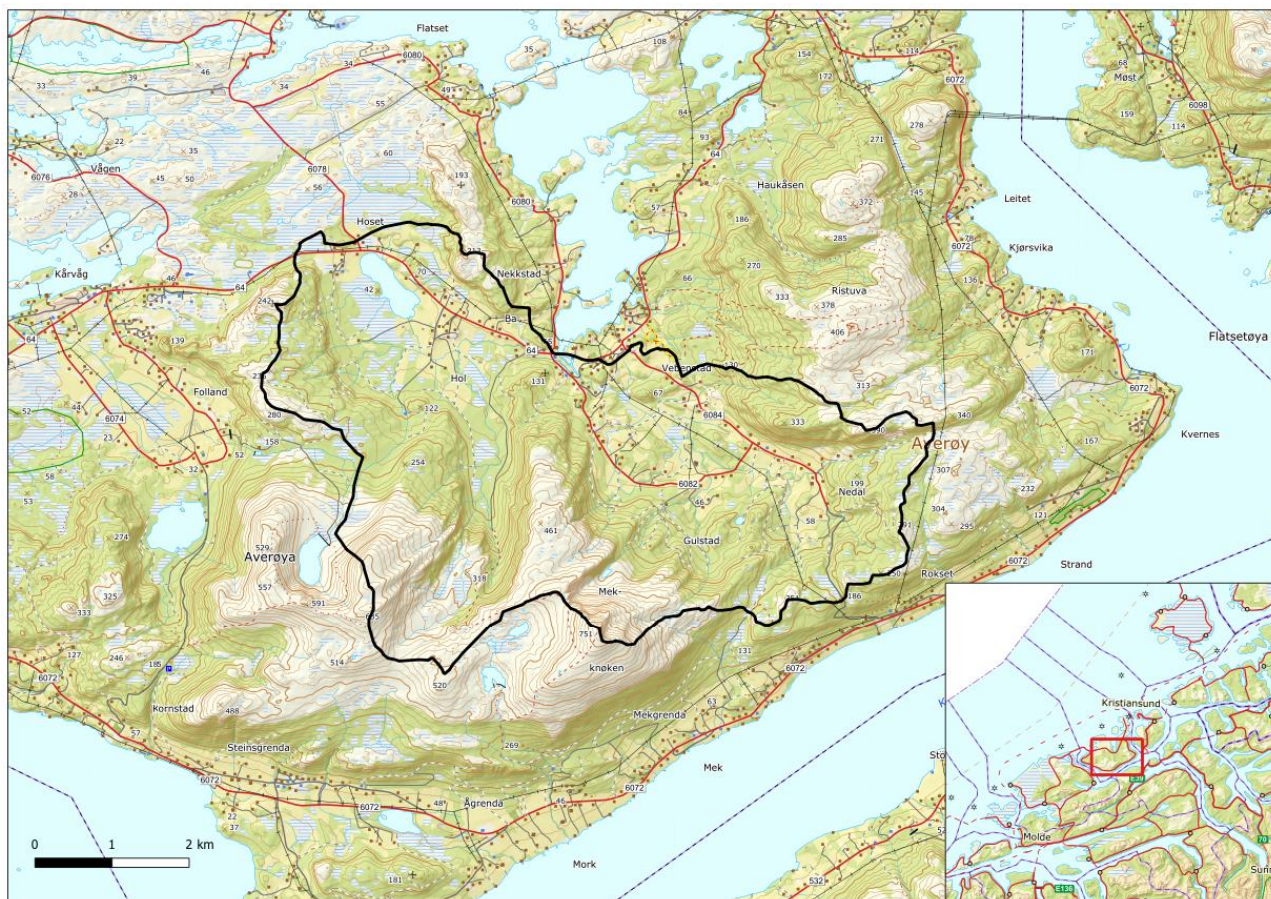
Nedbørfeltarealet er beregnet i Nevina til 28,7 km² (Figur 1). Feltet består hovedsakelig av skog (57 %), dyrket mark (14 %) og snaufjell (9 %). Nøkkeldata for nedbørfeltet er gitt i Tabell 1.

Nedbørfeltet er lite og relativt bratt. Området domineres av regnflommer, og flommer kan forekomme hele året. Nedbørfeltet består av feltene til Bådalselva og Holselva som har samløp omtrent 300 m oppstrøms brua. Nedbørfeltene til Holselva og Bådalselva er ca. like store og relativt bratte. Hosetvatnet er den største innsjøen i nedbørfeltet, men den vil i liten grad bidra til flomdemping, da kun en mindre del av nedbørfeltet til Holselva drenerer til vannet. Det er vurdert som sannsynlig at flom i de to elvene kan kulminere omtrent samtidig.

Effektiv sjøandel er noe mindre nå, sammenliknet med det som ble benyttet i 2018 (0,2 %). Effektiv sjøandel er kontrollert med innsjødatabasen i NVE Atlas, og stemmer overens med det Nevina gir nå.

Tabell 1 Nøkkeldata nedbørfelt.

	Areal (km ²)	Eff.sjøandel (%)	Skog (%)	Snaufjell (%)	Høyde (min-med-maks)	Normaltilsig (l/(s*km ²))	Elvelengde (km)
Bådalselva	28,7	0,09	57	9	1-140-745	51,7	6,2

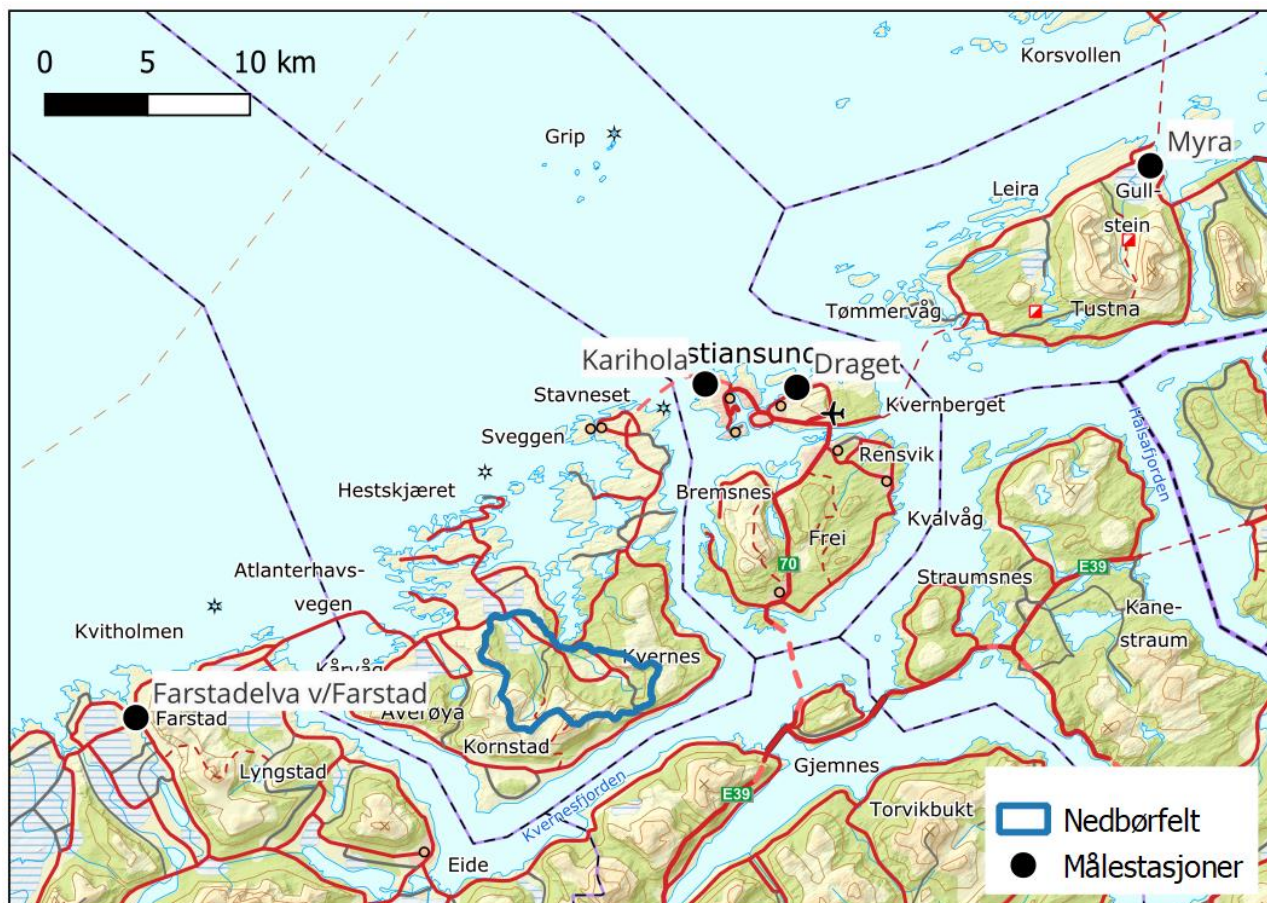


Figur 1 Nedbørfelt til Båtdalselva ved ny bru, markert med sort.

Beregning av flomstørrelse

Flomfrekvensanalyse

Det er gjort en oppdatert flomfrekvensanalyse ved målestasjonene som ble benyttet i forprosjektet. Beliggenheten til målestasjonene er vist i Figur 2. Målestasjonene er vist i Tabell 2. Verdier er hentet fra Hysop og NVEs seriekart. Middellavrenningen (Q_N) har nylig blitt oppdatert for perioden 1991-2020. I tabellen er både verdier for perioden 1961-1990 og 1991-2020 vist. Verdiene er hentet fra Hysop og NVEs temakart. Q_N obs. er basert på måleseriene ved hver stasjon. Beregningsfeltet er inkludert i tabellen for sammenlikning.



Figur 2 Oversiktskart med beliggenheten til målestasjonene.

Kurvekvaliteten til målestasjonene er angitt i NVEs database Hydra II til å være meget dårlig for Farstadelva og dårlig for Myra. Kvaliteten til Kariholstiansund og Draget er ukjent (ikke angitt).

Farstadelva har et nedbørfelt som likner på feltet til Bådalselva med tanke på størrelse, høyder og snaufjellprosent. Målestasjonen har også den lengste serien av de valgte stasjonene, men usikkerheten vil være betydelig, da kurvekvaliteten er vurdert som meget dårlig.

Kariholstiansund og Draget har nedbørfelt som er svært mye mindre og mer urbane enn feltet til Bådalselva.

Myra har nedbørfelt som er litt mindre enn Bådalselva, og mye høyere andel snaufjell. Ved Myra har de to største registrerte flommene inntruffet etter forprosjektet ble utført, i september og oktober 2021 (registrert døgnvannføring var i overkant av 18 m³/s ved begge hendelsene).

Tabell 2 Utvalgte målestasjoner benyttet i analysen.

Målestasjon	Felt-areal (km ²)	Serie (år)	År (Manglende dager (%))	Eff. sjøandel (%)	Skog (%)	Snau-fjell (%)	Høyde (min-med-maks)	Q _N (61-90) (l/(s*km ²))	Q _N (91-20) (l/(s*km ²))	Q _N obs. (l/(s*km ²))
107.3 Farstadelva	24,2	1965-2020	55 (0 %)	2,79	19,9	13,9	11-56-794	45,4	66,1	46,3
110.1 Karihola	0,29	1973-2002	29 (18 %)	0	3	0	8-25-44	42,6	48,1	25,7
110.2 Draget	0,16	1973-2016	43 (16 %)	0	11	0	10-30-60	43,6	47,6	41,2
114.1 Myra	16,5	1988-2020	33 (0 %)	0,01	39,1	42,1	30-212-891	47,0	56,4	56,1
Beregningsfelt										
Bådalselva ved ny bru	28,7			0,09	57,3	9,1	1-140-745	51,7		

I henhold til Tabell 2 gir det nye avrenningskartet for perioden 1991-2020 litt høyere verdier enn 1961-1990, mens observert middelvrenning ved målestasjonene er noe lavere enn verdiene fra avrenningskartet. Nevina gir middelvrenning på 51,7 l/(s*km²) for nedbørfeltet til Bådalselva ved den nye brua. Dette virker realistisk basert på middelvrenningen ved de vurderte målestasjonene.

Tabell 3 viser resultater fra den oppdaterte flomfrekvensanalysen.

Tabell 3 Frekvensanalyse på årsflommer (døgnmiddel), med ulike fordelingsfunksjoner. Valgt fordeling er fremhevet med kursiv.

Målestasjon	Q _M (l/(s*km ²))	Q ₂₀₀ /Q _M			
		Gumbel, L-moment	GEV, L-moment	Gumbel, bayesiansk	GEV, bayesiansk
107.3 Farstadelva	280	2,20	1,82	2,31	1,93
110.1 Karihola	300	2,44	2,02	2,68	2,29
110.2 Draget	460	2,43	2,41	2,50	2,48
114.1 Myra	670	2,03	2,06	2,01	2,22
Middel	430	Alle: 2,24, Valgte fordelinger: 2,18			

Tabell 4 sammenlikner resultatet fra den oppdaterte flomfrekvensanalysen med resultatet fra forprosjektet.

Tabell 4 Sammenlikning flomfrekvensanalyse fra forprosjektet og nå (døgnflommer).

Målestasjon	Q _M (l/(s*km ²))		Q ₂₀₀ (l/(s*km ²))		Fordeling	
	Forprosjektet	Nå	Forprosjektet	Nå	Forprosjektet	Nå
107.3 Farstadelva	281	280	545	500	Gumbel (mom)	GEV (L-mom)
110.1 Karihola	350	300	910	730	Gamma (mom)	Gumbel (L-mom)
110.2 Draget	420	460	1151	1110	GEV (mom)	Gumbel (L-mom)
114.1 Myra	654	670	1275	1350	Gumbel (l-mom)	Gumbel (L-mom)
Middel	426	430	970	926		

Flomfrekvensanalysen indikerer at middelflommen bør ligge rundt 300-600 l/(s*km²) og forholdstallet Q_{200}/Q_M rundt 2,2. Målestasjonene har som nevnt betydelig usikkerhet som bør hensyntas ved endelig valg av flomverdier.

Kulminasjonsfaktor er beregnet med NVEs formel for vår- og høstflommer. NVEs formel for høst er normalt gyldig for regnflommer, men kan gi noe for lave verdier for de minste feltene. Formel for vårfloer er gyldig der snøsmelteflommer er dominerende. Formlene gir forholdstall $Q_{mom}/Q_{døgn}$ på 1,43 og 1,79 for henholdsvis vår- og høstflom. For Bådalselva som er dominert av regnflommer, er det vurdert som naturlig å benytte forholdstallet gitt av formelen for høstflommer. Dette gir kulminasjonsverdi for middelflom rundt 540 – 1100 l/(s*km²). Med forholdstall Q_{200}/Q_M på ca. 2,2 indikerer flomfrekvensanalysen at kulminasjonsverdi for 200-årsflom bør ligge et sted mellom 1200 – 2400 l/(s*km²).

$$\text{Vårflom: } Q_{mom}/Q_{døgn} = 1,72 - 0,17 \cdot \log A - 0,125 \cdot A_{SE}^{0,5}$$

$$\text{Høstflom: } Q_{mom}/Q_{døgn} = 2,29 - 0,29 \cdot \log A - 0,270 \cdot A_{SE}^{0,5}$$

Nasjonalt formelverk

NVE har utviklet nasjonalt formelverk for små nedbørfelt, der felt med størrelse 0,2-52 km² inngår i datagrunnlaget. Med denne formelen beregnes middelflommen, som videre oppskaleres til aktuelt gjentaksintervall. Detaljer om formelverket finnes i NVE-rapport 7-2015. Med denne metodikken beregnes middelflommen (kulminasjonsverdi) i Bådalselva til 863 l/(s*km²) (24,8 m³/s). 200-årsflommen beregnes til 64,3 m³/s og 200-årsflom inkludert 40 % klimapåslag til 90,0 m³/s. Resultatet, samt øvre og nedre konfidensintervall er vist i Tabell 5.

Tabell 5 Flomverdier beregnet med NIFS (kulminasjonsverdier).

	Middelflom, kulminasjonsverdi		Q_{200}/Q_M	Q_{200}		$Q_{200+40\% \text{ klimapåslag}}$
	l/(s*km ²)	m ³ /s		l/(s*km ²)	m ³ /s	
Flomverdi	863	24,8	2,6	2240	64,3	90
Flom usikkerhet (97,5 %)	1526	43,8			129	
Flom usikkerhet (2,5 %)	487	14,0			32,1	

Nedbør-avløpsmodell (PQRUT)

I forprosjektet ble det gjort en beregning med nedbør-avløpsmodellen PQRUT. Det vises til rapporten [1] for detaljer. Det ble konkludert med at PQRUT underestimerte flomverdiene i mindre felt, og at det var mye usikkerhet knyttet til valg av dimensjonerende nedbør. Det er derfor ikke gjort en ny beregning med PQRUT.

Endelig valg av flomstørrelse og klimapåslag

Tabell 6 oppsummerer flomverdier fra de ulike metodikkene.

Flomfrekvensanalyse ved nærliggende målestasjoner indikerer at 200-årsflom (kulminasjonsverdi) bør ligge et sted mellom 1200-2400 l/(s*km²). Kurvekvaliteten ved målestasjonene er dårlig, og det er derfor stor usikkerhet knyttet til vurderingen.

Nasjonalt formelverk gir 200-årsflom på ca. 2240 l/(s*km²). Formelverket gir et større forholdstall mellom Q_{200}/Q_M enn frekvensanalysen, men formelverket er vurdert som mer robust.

Det velges på dette grunnlaget å legge til grunn en 200-årsflom (kulminasjonsverdi) på 64 m³/s (2240 l/(s*km²)).

For å ta hensyn til fremtidige endringer i klimaet har Norsk klimaservicesenter utarbeidet klimaprofiler for ulike deler av landet. I klimaprofilen for Møre og Romsdal er det forventet at episoder med kraftig nedbør øker vesentlig både i intensitet og hyppighet i alle årstider. Nedbørmengden for døgn med kraftig nedbør forventes å øke med cirka 30 %. For varigheter kortere enn ett døgn, er det indikasjoner på enda større økning. Klimaservicesenteret anbefaler at det benyttes klimapåslag på 20 % eller 40 % for alle nedbørfelt i Møre og Romsdal, avhengig av plassering og flomsesong. Det er valgt å benytte et klimapåslag på 40 %.

Statens vegvesens håndbok N200 (2022) angir også klimapåslaget som skal benyttes for nedbørfelt i Møre og Romsdal til 1,4 (tabell 2.3.1-1 i kapittel 2.3.1). I tillegg angis en sikkerhetsfaktor som skal benyttes for anlegg med levetid over 50 år, basert på anleggets sikkerhetsklasse (tabell 2.3.1-2). Sikkerhetsklassen bestemmes fra trafikkmengden og omkjøringsmuligheter iht. tabell 2.2.1-1. Den nye gang- og sykkelvegen har ikke krav om sikkerhetsfaktor på flomvannføringen. Eksisterende vegbru har en ÅDT på 2800, ifølge Statens vegvesens Vegkart og tilhører dermed sikkerhetsklasse V2 med krav om sikkerhetspåslag på 10 % i tillegg til klimapåslaget.

Tabell 6 Flomstørrelser (200-årsflom, kulminasjonsverdier) med ulike metodikker og valgt flomverdi.

	Spesifikk flomverdi l/(s*km ²)	Absolutt flomverdi m ³ /s
Flomfrekvensanalyse	1200-2400	34-69
Nasjonalt formelverk (NIFS)	2240	64
PQRUT (forprosjektet)	1916	55
Valgt flomverdi	2240	64
Valgt flomverdi + 40% klimapåslag	3136	90
Flomverdi + 40 % klimapåslag + 10 % sikkerhetsfaktor	3450	99

Havnivå

Det er gjort vannlinjeberegninger for følgende situasjoner:

- 200-års flomvannføring i Bådalselva inkludert 40 % klimapåslag + fremtidig 1-års stormflo
- 200-års flomvannføring i Bådalselva inkludert 40 % klimapåslag + middelvannstand (kote 0) i sjøen

Høyeste vannstand ved brua kontrolleres også mot 200-års stormflo inkludert klimaendringer.

Stormflonivåene er hentet fra Kartverkets tjeneste «Se havnivå», og vist i Tabell 7. DSBs rapport for Havnivåstigning og stormflo [2] anbefaler å benytte et klimapåslag på ca. 74 cm for Averøy kommune. Dette tilsvarer tallene fra utslippsscenario RCP8.5 for årene 2081-2100 og framskrivningens øvre del (95-percentilen).

Tabell 7 Stormflonivåer ved Bafjorden.

Gjentaksintervall	Dagens verdi (moh.)	Inkludert hensyn til klimaendringer (moh.)
1-års stormflo	1,43	2,17
200-års stormflo	1,87	2,61

Beregning av 200-års flomvannstand

Hydraulisk modell

Beregning av 200-års flomvannstand med klimapåslag gjøres på grunnlag av beregnet flomvannføring. For å kunne gjøre om vannføring til vannstand må flomvannføringen rutes gjennom en hydraulisk modell. I denne analysen er programvaren HEC-RAS (versjon 6.3) benyttet. Det er benyttet en to-dimensjonal (2D) modell da dette kan gi noe mer detaljert informasjon om vannhastigheter, enn en en-dimensjonal (1D) modell.

Høydemodellen i beregningen er hentet fra www.hoydedata.no der det foreligger en skanning over området fra 2016 med tetthet på 2 pkt./m², høyder i NN2000. Høydemodellen er supplert med innmålinger gjort av Sogn oppmåling i 2022 (tidligere en del av Norconsult). Det er mottatt noen punktinnmålinger av deler av elvebunnen, samt skanning av eksisterende brukonstruksjon og terrenget.

Beregningsmeshet er satt til en oppløsning på 1 m x 1 m i området med eksisterende og ny bru, og grovere lengre unna. Manningstall er satt til 33 i elva, og ellers som vist i Tabell 8.

Øvre grensebetingelse er flomvannføring. Nedre grensebetingelse er satt til angitt havnivå. Det er gjort en beregning med 200-årsflom med fremtidig 1-års stormflo, samt en beregning med 200-årsflom med middelvannstand i sjøen (0 moh.). Beregningsstrekningen er satt fra ca. 400 m oppstrøms brua til ca. 800 m nedstrøms brua.

Tabell 8 Benyttede manningstall i modellen.

Område	Mannings n (s/m ^{1/3})	Mannings M (m ^{1/3} /s)
Bebyggd	0,03	33
Ferskvann	0,03	33
Fulldyrka jord	0,035	29
Hav	0,03	33
Innmarksbeite	0,035	29
Myr	0,05	20
Overflatedyrka jord	0,035	29
Samferdsel	0,02	50
Skog	0,08	13
Åpen fastmark	0,035	29

Resultater fra vannlinjeberegningen

Vannstanden ved 200-årsflom og 1-års stormflo er beregnet til ca. 2,2 moh. i området ved den nye brua. Maksimal hastighet i området ved ny og eksisterende bru er beregnet til ca. 3,3 m/s i beregningen med fremtidig 200-årsflom og 1-års stormflo.

Erosjonssikringen bør dimensjoneres for 200-årsflom kombinert med middelvannstand, da dette gir de største hastighetene ved brua. Maksimalhastigheten i området er omtrent 6,5 m/s. Karakteristisk hastighet er omtrent 5 m/s. Vannstanden varierer fra ca. 2 moh. oppstrøms eksisterende bru, til ca. 0,4 moh. nedstrøms ny gangbru.

Det er gjort en sensitivitetsanalyse av beregningen for 200-årsflom kombinert med middelvannstand for å se hvor stor påvirkning endringer i vannføring og manningstall har på vannhastigheten og vannstanden. 20 % økning i vannføringen (fra 90 m³/s til 108 m³/s) gir maksimal vannhastighet på 7,1 m/s og karakteristisk vannhastighet på ca. 5,3 m/s. Vannstanden øker med i underkant av 0,2 m.

20 % økning i manningstallene gir maksimal vannhastighet på ca. 6,2 m/s og tilnærmet ingen endring i karakteristisk hastighet. Endringen i vannstanden blir svært liten, rundt 0-5 cm.

Erosjonssikring ny gangbru

Erosjonssikringen dimensjoneres i henhold til beregningen med 200-årsflom kombinert med middelvannstand i sjøen da dette er mest konservativt.

Det er gjort beregninger av stabil steinstørrelse ved bruk av Barkdolls formel for landkar og Maynords formel for sikring av bunn og sideskråninger.

Det er forutsatt at steinens tetthet er 2600 kg/m^3 , og dette bør verifiseres. Videre forutsetter alle beregnede steinstørrelser at det benyttes sprengstein. Rund elvestein har lavere stabilitet enn sprengstein, og dersom rund elvestein skal benyttes må man oppdimensjonere steinstørrelsene.

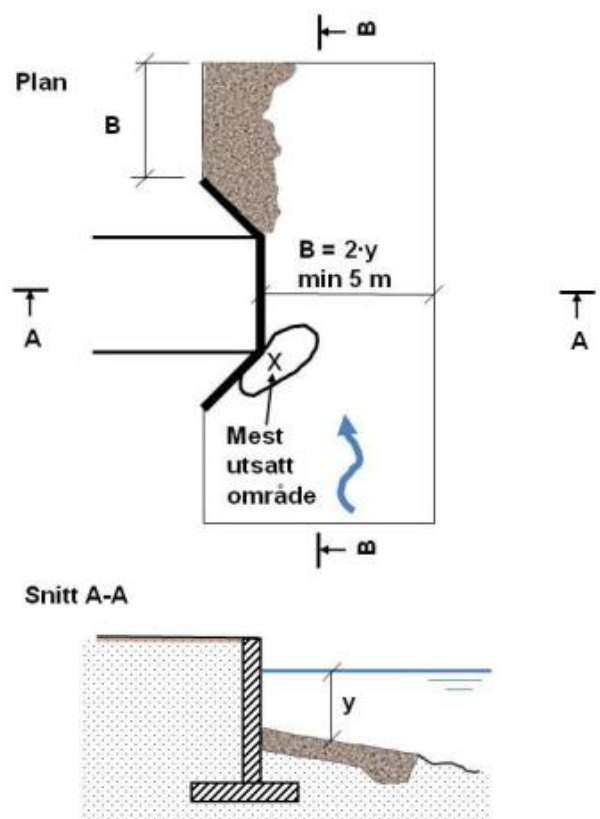
Stabil steinstørrelse for sikring ved landkar (Barkdolls formel)

Stabil steinstørrelse er funnet ved bruk av Barkdolls formel for landkar med vertikal frontvegg [3]. Basert på vannhastigheter og vanndybder fra vannlinjeberegningen, er karakteristisk hastighet satt til 5 m/s og vanndybden lik 2 m. Dette gir $D_{50} = 0,90 \text{ m}$ for landkar med vertikal frontvegg.

Tykkelsen på sikringen bør minst være lik den største av $2 \cdot D_{50}$ eller D_{maks} . Ved plassering i vann anbefales det i veilederen at tykkelsen økes med 50 %. Årsaken til denne anbefalingen er at det kan være vanskelig å ha kontroll på tykkelsen til sikringslaget under vann, dersom man har beskjedne steinstørrelser. I dette tilfellet er steinstørrelsene såpass store, at det ikke bør være en utfordring å ha kontroll på sikringstykkelsen. Det er derfor vurdert at det ikke er behov for å øke tykkelsen med 50 %.

Bredden, B, på sikringen skal være $2 \cdot \text{vanndybden}$ eller minst 5 m som vist på Figur 3. $2 \cdot \text{vanndybden}$ tilsvarer ca. 4 m, så iht. veilederen bør det sikres i en bredde på 5 m.

Det er ønskelig å ikke gjøre for store inngrep under eksisterende bru, som ligger like oppstrøms ny bru. Det er vurdert som tilstrekkelig med erosjonssikring under brua og nedstrøms brua (5 m nedstrøms iht. anbefalingene i veilederen), slik at man unngår store inngrep under eksisterende vegbru.



Figur 3 Prinsippskisse for sikring rundt landkar med vertikal front. Figur fra [4]

Stabil steinstørrelse for sikring av bunn og sideskråning (Maynords formel)

Det er også gjort en beregning av stabil steinstørrelse for bunn- og sidesikringen ved bruk av Maynords formel. Det er antatt kantet (sprengt) stein. Det er regnet med gjennomsnittshastighet i elva lik 5 m/s fra vannlinjeberegningen, og dimensjonerende hastighet, U , lik 1,15 ganger gjennomsnittshastigheten iht. anbefalingene i veilederen. Vanndybde er satt lik 2 m i midt av elveløpet og 1,6 m i et punkt som ligger 20 % opp skråningen. Det er gjort en beregning der horisontalkomponent på skråningen er antatt lik 1,5 og en beregning der den er antatt lik 2.

Maynords formel gir $D_{30}=0,74$ m for bunnen. Dette tilsvarer omtrent $0,9 \text{ m} < D_{50} < 1,05$ m for bunnen. For sideskråningene blir $D_{30}=1,15$ m for helning 1:1,5 og $D_{30}=0,9$ m for helning 1:2. Dette tilsvarer omtrent $1,4 \text{ m} < D_{50} < 1,6$ m for sideskråningene med helning 1:1,5 og $1,05 \text{ m} < D_{50} < 1,25$ m for sideskråningene med helning 1:2.

Tykkelsen bør minst være lik den største av 300 mm, D_{maks} og $1,5 \cdot D_{50}$. D_{maks} er typisk $< 2 \cdot D_{50}$ (basert på en gradering der $1,5 < D_{85}/D_{15} < 2,5$). Med D_{50} omtrent lik 1,0 m tilsier dette at tykkelsen minst bør være 2 m for bunnsikringen, og 2,2 m for sidesikring med helning 1:2 eller 3,0 m for sidesikring med helning 1:1,5.

Konklusjon steinstørrelser

Med D50 = 1,0 m for bunnsikringen får man steinstørrelser som vist i Tabell 9. Steinstørrelser for sidesikring med helning 1:2 og helning 1:1,5 er også vist i tabellen, med D50=1,1 m for helning 1:2 og D50=1,5 m for helning 1:1,5. Tykkelsen ved plassering i vann bør være ca. 3 m i henhold til veilederen, men hvis man har god kontroll på tykkelsen til sikringslaget ved utlegging, er det vurdert tilstrekkelig med en tykkelse på ca. 2 m. Steinstørrelsene og tykkelsen til sikringslaget blir ca. 30-40 % større med helning 1:1,5 sammenliknet med helning 1:2. Tykkelsen for sikring av sideskråningen bør være ca. 2,2 m med helning 1:2, og ca. 3 m med helning 1:1,5. Bredden for sikring av landkarene bør være minst 5 m, men det anbefales å legge erosjonssikringen under hele den nye gangbrua, da elveløpet like oppstrøms ny bru, under eksisterende vegbru, er relativt smalt (ca. 15 m målt mellom landkarene, og ca. 10 m målt på elveløpets dypeste del). Det kan også være en mulighet å bare legge erosjonssikring i en bredde på 5 m målt fra hvert landkar, men det vil da være nødvendig med en fotgrøft for å hindre undergraving av sikringsfoten. Dette vil medføre at det må graves enda dypere i elva ved avslutningen av erosjonssikringen.

Tabell 9 viser foreslåtte steinstørrelser for erosjonssikringen med D50=1,0 m.

Tabell 9 Steinstørrelser for erosjonssikringen beregnet med Maynords formel.

Sikring	D15 (m)	D30 (m)	D50 (m)	D85 (m)	Dmaks (m)
Bunn	0,7	0,75	1,0	1,3-1,5	< 2,0
Sideskråning med helning 1:2	0,8	0,9	1,1	1,4-1,7	<2,2
Sideskråning med helning 1:1,5	1,0	1,15	1,5	2,0-2,3	<3,0

I en løsning med erosjonssikring i hele elveløpet ved ny bru, bør man generelt sikre at det er vandringsmuligheter for fisk, for eksempel ved å sikre at det er et dypløp gjennom sikringen (stein som ligger ca. 30 cm lavere enn sikringen ellers). I dette tilfellet ligger eksisterende bunnivå lavere enn middel lavvann iht. «Se havnivå», slik at det vil være vandringsmuligheter for fisk uten et dypløp gjennom sikringen, forutsatt at erosjonssikringen ikke legges høyere enn dagens nivå i elva.

Filter

Det er gjort en vurdering av nødvendig tykkelse og steinstørrelser for filterlaget basert på krav til permeabilitet, grenseflatestabilitet og indre stabilitet for grusfilter iht. veilederen [3].

Det er antatt at underlaget hovedsakelig består av sand, silt og noe grus, med Dmaks=50 mm, og Dmin=0,1 mm.

Filterlaget er foreslått med Dmaks=0,4 m og Dmin=0,1 m. Iht. veilederen bør filterlaget minst være 150 til 400 mm tykt, men ikke mindre enn 4*D50f. Det tilsvarer 690 mm for foreslått filterlag. Hvis filteret plasseres under vann, bør tykkelsen økes med 50 %, dvs. tykkelsen på filterlaget bør være ca. 1 m.

Et alternativ til grusfilter kan være et filter av geotekstil. Et tekstilfilter vil ofte være en billigere løsning enn et grusfilter, men det har også betydelige ulemper. Blant annet er det vanskelig å plassere i vann, og tekstilfilteret kan lett bli skadet av anleggstrafikk eller når sikringen plasseres. I tilfeller med grov sikringsstein kan det i tillegg være nødvendig med et grusfilter mellom duk og sikring [3]. Det anbefales derfor ikke å benytte filter av geotekstil i dette tilfellet.

Erosjonssikring eksisterende vegbru

For erosjonssikring av eksisterende vegbru bør det iht. Statens vegvesens håndbok N200 benyttes en sikkerhetsfaktor på 1,1 ved beregning av dimensjonerende vannføring. Det er derfor gjort en vannlinjeberegning med vannføring lik 99 m³/s i elva. Dette gir maksimal hastighet rundt 6,8 m/s ved brua, og karakteristisk hastighet på ca. 5,2 m/s. Vandybden er omtrent 2,1 m. Dette gir $D_{30}=0,77$ m og $0,9 \text{ m} < D_{50} < 1,1 \text{ m}$ med Maynords formel for bunnsikring. Det er regnet med sidehelning 1:2 basert på skann av eksisterende terreng. Maynords formel for sidesikring gir $D_{30}=0,9$ m og $1,1 \text{ m} < D_{50} < 1,3 \text{ m}$. Barkdolls formel for vertikalt landkar gir steinstørrelse $D_{50}=0,95$ m. Basert på beregningene med Maynords formel bør det benyttes $D_{50}=1,2$ m ved fundamentene.

Fullstendig erosjonssikring under eksisterende vegbru vil medføre omfattende arbeid, inkludert mye graving i elveløpet under brua.

Siden det skal erosjonssikres like på nedsiden av brua, ved den nye gang- og sykkelvegbrua, vil dette kunne bidra til å sikre vegbrua mot erosjon, dersom det legges erosjonssikring i hele elveløpet under den nye brua. Ved å sikre hele elveløpet under gangbrua, vil bunnvået nedstrøms vegbrua låses, og man vil dermed begrense hvor mye bunnen under eksisterende vegbru kan senke seg.

Under vegbrua må det imidlertid utføres tilbakefylling med stein der fundamentene i dag er undergravd.

Usikkerheter

Beregning av flomvannføring vil alltid være beheftet med usikkerhet. Usikkerheten er søkt minimert ved å benytte flere ulike metoder for beregning av flomstørrelsen. Usikkerheten er størst i bestemmelsen av kulminasjonsflommens størrelse. En sensitivetsanalyse med 20 % økt vannføring gir 0,2 m økning i vannstand og noe høyere hastigheter. Dette ga igjen ca. 15 cm større stabil steinstørrelse. Det er også usikkerheter knyttet til beregning av stabil steinstørrelse. Det er også kontrollert sensitivitet med hensyn på manningstall i den hydrauliske modellen. En 20 % økning i manningstall medførte små endringer i vannstand og vannhastigheter, og modellen er derfor vurdert som lite sensitiv med tanke på manningstall.

Terrengdata kartlagt med luftbåren laser har de senere år gitt tilgang på betydelig bedre terrengdata for Norge enn det som var tilfellet for bare 10 år siden. Laserkartlagte data har likevel også sine begrensninger, blant annet kan ikke tradisjonell rød laser kartlegge terreng under vannflaten, og vegetasjon og løvverk vil redusere antallet registrerte punkt på reell terrengoverflate. Det er mottatt noen få punktinmålinger for deler av elvebunnen og dybden i elva er justert i henhold til dette. Innmålingen er relativt grov, og det vil likevel være en viss usikkerhet knyttet til bunnen i elveløpet. Det er også noe vegetasjon langs bekkeløpet som vil medføre usikkerhet i terrengmodellen.

Den hydrauliske beregningen forholder seg til terrenget slik det var på skanningstidspunktet. Eventuell erosjon/sedimentasjon i vassdraget i tiden etter skanning, eller det som oppstår under en flomhendelse, samt forhold knyttet til tilstopping, is eller grunnforhold/skred, er ikke hensyntatt i beregningen.

Oppsummering av erosjonssikring i henhold til veileder

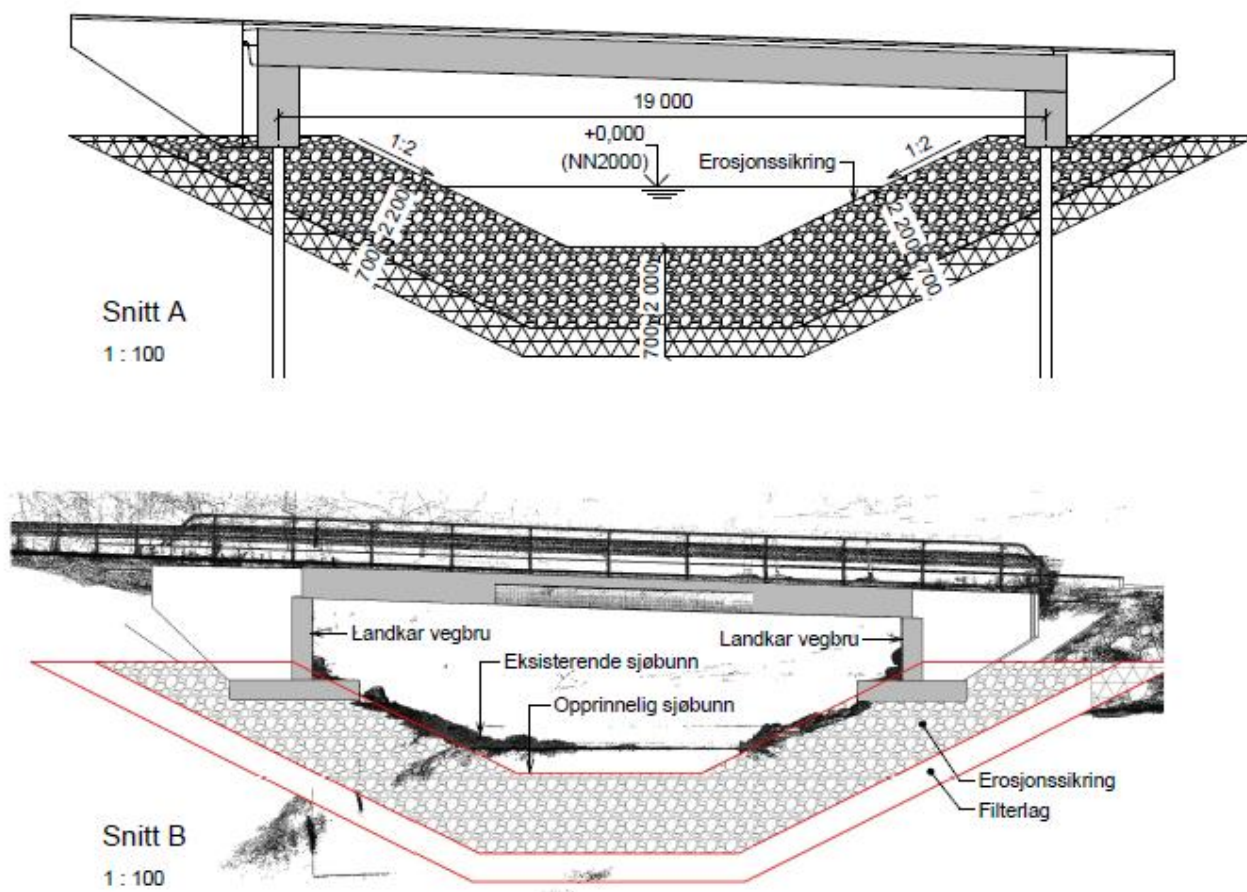
Det er gjort en beregning av 200-årsflom i Bådalselva for å vurdere nødvendig dimensjoner på erosjonssikring av ny bru. 200-års flomvannstand inkludert 40 % klimapåslag ble beregnet til 90 m³/s.

I henhold til anbefalingene i NVEs «Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein» [3] bør ny bru erosjonssikres med et sikringslag med D_{50} omtrent lik 1,0 m for bunnsikringen og 1,1 m for sidesikringen gitt at helning på skråningen tilsvarer 1:2. Dette gir $D_{maks} < 2$ m for bunnsikringen, og $D_{maks} < 2,2$ m for sidesikringen. Tykkelsen på sikringslaget bør være ca. 3 m ved plassering i vann iht. veilederen, men har

man god kontroll på sikringslagets tykkelse ved utlegging, er det vurdert tilstrekkelig med en tykkelse på minst 2,0 m for bunnsikringen og ca. 2,2 m for sidesikringen. Ved landkarene bør bredden på erosjonsslaget være minst 5 m, men det anbefales at sikringen legges over hele elveløpet, da dette vil bidra til å stabilisere bunnen også under eksisterende vegbru.

Filterlaget er foreslått med $D_{maks} = 0,4$ m og $D_{min} = 0,1$ m, og bør være ca. 1 m tykt iht. veilederen, eller minst 0,7 m om man har god kontroll på filterlagets tykkelse ved utlegging.

Dette gir en total tykkelse på erosjonssikringen på 2,7-2,9 m som vist i Figur 4. Tykkelsen medfører utfordringer med tanke på grunnforholdene og eksisterende bru. Tykkelsen vil medføre at man kommer ned i sand og siltige masser. Dette vil gjøre det svært krevende å bygge. Muligens kommer man også ned i kvikkleira, som også er uønsket. Tykkelsen tilsier også at man må grave dypere enn erosjonssikringen under eksisterende bru. Dette er uønsket blant annet med tanke på stabiliteten til fundamentene ved eksisterende bru.



Figur 4 Skisse av erosjonssikring ved brua, iht. anbefalingene i NVEs veileder [3].

Det er derfor gjort en vurdering av alternative løsninger for erosjonssikringen. Dette er beskrevet videre i kapitlene under.

Alternativ erosjonssikring

Betongmadrass

En løsning med betongmadrass ble vurdert, men det ble valgt å ikke gå videre med dette alternativet. Tradisjonelle betongmadrasser er som en sekk av et plastmateriale som legges ut på bunnen og deretter pumpes fulle av uarmert betong. Tykkelsen er typisk i størrelse 30-40 cm. Løsningen er lite brukt i vassdrag i Norge, men brukt i havner. I USA har det vært brukt til erosjonssikring ved landkar, se Figur 5.

Fordelen med betongmadrass vil i dette tilfellet være en betydelig reduksjon av tykkelsen på sikringen, men totalt sett vurderes ulempene med løsningen som større enn fordelene. En av ulempene er relatert til forankring av madrassen. Man må grave ned endene og beskytte dem med vanlig erosjonssikring av grus eller stein. Hvis man får vann innunder endene, vil det undergrave hele madrassen og potensielt bryte den ned. Holdbarheten er også et stort usikkerhetsmoment. Sekken består av et glassfiberforsterket plaststoff som er solid og slitesterkt i starten, men som brytes ned og forvitrer i sollys. Ved nedbryting går stoffet i oppløsning og blir til mindre partikler som spres i vannet. Hvis sekken svikter, enten på grunn av forvitring i sollys eller undergraving av madrassen, vil man sitte igjen med løse betongbiter som har liten erosjonsmotstand. Generelt er det også et miljøaspekt blant annet med tanke på plastmaterialet som vil være vanskelig å få opp igjen når man nærmer seg enden av levetiden, og med tanke på bruk av betong og evt. betongsøl ved bygging. Utseende vurderes også negativt. Det er mulig man kan legge naturlig substrat oppå madrassen, men det kan evt. forsvinne igjen ved flom. Hvis madrassen er nokså glatt, kan dette øke hastigheten i elva, noe som også er uønsket. Når madrassen er ny, er den helt tett. Dette kan gi problemer med oppbygging av poretrykk.

På bakgrunn av dette er ikke alternativet med betongmadrass utredet nærmere.



Figur 5 Eksempel på bruk av betongmadrass som erosjonssikring ved landkar. Fra [5].

Plastring av stein med betongpåstøp

Et annet alternativ som vurderes som mer aktuelt enn betongmadrass, er plastring av stein med betongpåstøp, som vist i Figur 6. Man vil da legge et lag med stein med størrelse $D_{50}=1,0-1,1$ m, og støpe ut med betong mellom steinene, opp til ca. 0,3 m under topp plastring. I tillegg må man ha et filterlag som bør være minst 300-400 mm tykt. Filterlaget kan ha $D_{min}-D_{maks}$ lik 20-120 mm. Totalt gir dette en tykkelse på omtrent 1,3-1,4 m. I grensesnittet mot erosjonssikringen under eksisterende bru, kan tykkelsen på sikringslaget (stein og betong) tilpasses på stedet, slik at man ikke må grave dypere enn den tilstøtende erosjonssikringen under eksisterende bru. Filterlaget bør være minst 300 mm tykt også inn mot eksisterende erosjonssikring. Tykkelsen på sikringslaget bør økes lengre nedstrøms, til man oppnår anbefalt tykkelse.



Figur 6 Plastring med betongfuging. Foto fra NVE [6]

Grunnundersøkelsene antyder at det er blant annet er siltig sand, siltig leire, og fast sand i området. Kornfordelingen og hvor permeable de ulike massene er, er noe usikkert. Men basert på grunnundersøkelsene som er gjort i området, antas det at det vil være noe gjennomstrømning gjennom massene på oppstrøms og nedstrøms side av erosjonssikringen, og at det ikke vil bli noe stort problem med oppbygging av poretrykk. Plastringen med betongfugingen vil dessuten ikke være helt tett, det vil sannsynligvis bli noen sprekker, slik at det ikke vurderes som nødvendig å støpe dreneringsrør inn i betongen.

Sammenliknet med tradisjonell erosjonssikring med stein som anbefalt i NVEs veileder, er fordelene med denne løsningen med plastring og betongfuging at man kan redusere tykkelsen noe da ekstra stabilitet oppnås ved hjelp av betongen. Sammenliknet med alternativet med betongmadrass, er utseende noe mer naturlig. Overflaten vil typisk også være ruere enn en betongmadrass, noe som gjør at naturlig substrat kan legge seg på overflaten (men også her kan det vaskes bort igjen ved flom). Tele og bevegelser i grunnen kan gi utfordringer på sikt, og igjen har man miljøaspektet med tanke på bruk av betong og evt. betongsøl ved bygging. I løpet av bruas levetid må det nok påregnes at betongen kan sprekke opp, og muligens vaskes ut over tid. Det kan bli behov for rehabilitering av erosjonssikringen i løpet av bruas prosjekterte levetid.

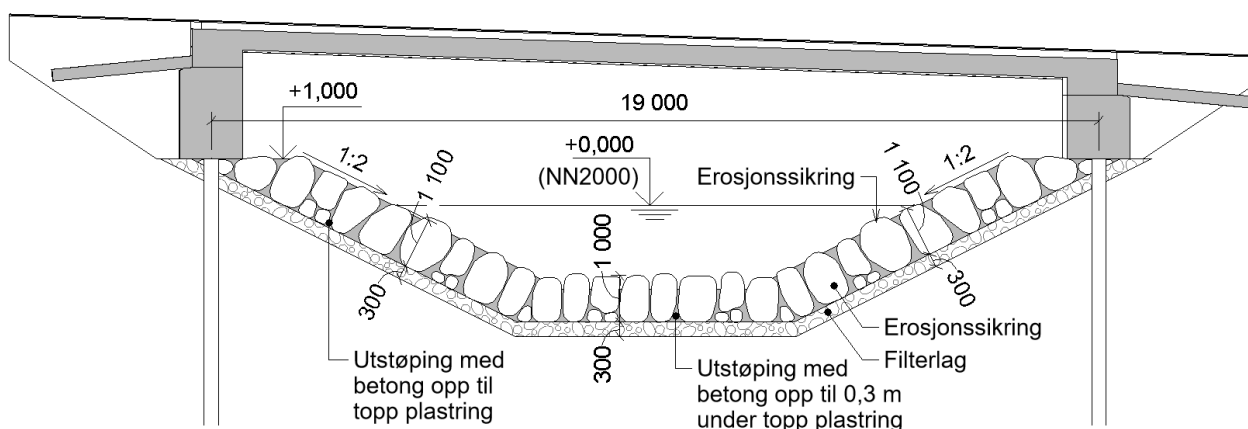
Totalt sett vurderes dette likevel som en bedre løsning enn betongmadrass, og bedre enn sikring med stein med total tykkelse på 2,7-2,9 m, med tanke på grunnforholdene og stabiliteten til eksisterende bru.

Figur 7 viser en skisse av erosjonssikringen. Siden det er noe usikkerhet knyttet til utformingen (tykkelse og nivå) på den eksisterende erosjonssikringen under eksisterende bru, bør tykkelsen på den nye

erosjonssikringen tilpasses på stedet, i overgangen mellom gammel og ny erosjonssikring, og økes lengre nedstrøms.

Nivå på topp av erosjonssikringen under den nye gangbrua bør legges på samme nivå som opprinnelig topp av erosjonssikringen under eksisterende bru. Basert på skanningen av terrenget under eksisterende bru, ser det ut som bunnen har hevet seg noe, sammenliknet med de gamle brutegningene. Men samtidig er det noe usikkerhet knyttet til de gamle brutegningene og hvilket nivå den eksisterende erosjonssikringen faktisk gikk opp til. Nivå på ny erosjonssikring må derfor tilpasses på stedet, når man begynner å grave, og ser hvilket nivå eksisterende erosjonssikring går opp til. Hvis man legger topp av ny erosjonssikring på nivå med dagens bunn i elveløpet under eksisterende bru, vil bunnivået låses på dette nivået. Dette er dumt med tanke på bruas allerede begrensede kapasitet (tilfredsstillende ikke krav til fribord). Hvis man legger topp på nivå med opprinnelig erosjonssikring, kan massene som har lagt seg oppå eksisterende erosjonssikring vaskes bort ved flom, slik at man kommer ned igjen til opprinnelig bunnivå. Ulempen er at man må grave litt dypere, men man kan tilpasse gravedypet inn mot eksisterende erosjonssikring til det som er praktisk mulig.

Det er også noe usikkerhet knyttet til hvor langt nedstrøms eksisterende bru, det eksisterende erosjonssikringslaget strekker seg. Basert på de gamle brutegningene ser det ut som massene er skiftet ut med sprengstein til omtrent 5 m nedstrøms brufundamentene, men dette er som nevnt noe usikkert. Ved anlegging av erosjonssikring for ny gangbru, bør eksisterende erosjonssikring skiftes ut fra og med minimum oppstrøms side av den nye gangbrua. Den nye erosjonssikringen bør strekke seg omtrent 5 m på nedstrøms side, målt fra nedstrøms side av den nye gangbrua.



Figur 7 Skisse av foreslått erosjonssikring med plastring med betongfuging.

Oppsummering

Erosjonssikring av den nye gangbrua, prosjektert med stein iht. anbefalingene fra NVEs veileder vil være utfordrende å få til i praksis med tanke på grunnforholdene og eksisterende bru, fordi tykkelsen på 2,7-2,9 m medfører at man kommer ned til sand og siltige masser og man må grave så dypt at man kan komme til å påvirke stabiliteten til eksisterende vegbru som ligger like oppstrøms den nye gangbrua.

Det anbefales derfor i stedet å erosjonssikre den nye gangbrua med et lag stein med steinstørrelse omtrent lik D50=1,0-1,1 m med betongfuging mellom steinene. Man bør ha et filterlag under sikringslaget som er minst 0,3 m tykt, med Dmin-Dmaks lik 20-120 mm. I overgangen mot eksisterende erosjonssikring under eksisterende vegbru, kan tykkelsen på sikringslaget tilpasses på stedet, slik at total tykkelse på filter- og sikringslag ikke medfører at man må grave dypere enn eksisterende erosjonssikring. Tykkelsen på sikringslaget bør så økes videre nedstrøms til man når anbefalt tykkelse på rundt 1,1 m.

Ved eksisterende vegbru må det utføres tilbakefylling med stein der fundamentene i dag er undergravd.

Referanser

- [1] Skred AS, «Flomvurdering av 15-1462 Bådalsbrua,» (2018, doknr. 17295-01-1).
- [2] DSB - Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap, «Havnivåstigning og stormflo - samfunnssikkerhet i kommunal planlegging,» 2016.
- [3] NVE, Lars Jenssen, Einar Tesaker, «Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein,» 2009.
- [4] Statens vegvesen, «Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger Veiledning Håndbok V221,» 2014.
- [5] National Highway Institute, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, «Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures: Experience, Selection, and Design Guidance - Third Edition, Volume 2, Hydraulic Engineering Circular No. 23, Publication No. FHWA-NHI-09-112,» September 2009.
- [6] NVE, «Modul F1.200: Mulige tiltak mot erosjon,» 05 06 2020. [Internett]. Available: <https://www.nve.no/moduler/modul-f1-200-mulige-tiltak-mot-erosjon/>.

D03	2023-06-05	Lagt inn kommentar til steinstørrelse filterlag og mulig behov for rehabilitering	Kathrine Albjerk Hamran	Henrik Opaker	Miriam Kvalsvik
D02	2023-03-31	Revisjon - alternativ erosjonssikring	Kathrine Albjerk Hamran	Henrik Opaker	Miriam Kvalsvik
D01	2023-02-28	For gjennomgang hos oppdragsgiver	Kathrine Albjerk Hamran	Henrik Opaker	Miriam Kvalsvik
Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som dokumentet omhandler. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.