

Miklagard Properties

► Flomvurdering for Miklagard golfbane

ifm. bygging av Miklagard golfhotell

Oppdragsnr.: 5202755 Dokumentnr.: - Versjon: J03 Dato: 2020-05-08



Oppdragsgiver: Miklagard Properties
Oppdragsgivers kontaktperson: Morten Skjølaas
Rådgiver: Norconsult AS, Vestfjordgaten 4, NO-1338 Sandvika
Oppdragsleder: Daniel Kidane
Fagansvarlig: Henrik Opaker
Andre nøkkelpersoner: Gunnar Fiskum

J03	2020-05-08	For bruk under detaljprosjektering	Gunnar Fiskum	Henrik Opaker	Daniel Kidane
E02	2020-05-04	For kontroll hos Ullensaker kommune	Gunnar Fiskum	Henrik Opaker	Daniel Kidane
D01	2020-04-28	For kontroll hos oppdragsgiver	Gunnar Fiskum	Henrik Opaker	Daniel Kidane
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.

► Sammendrag

Norconsult AS er engasjert av Miklagard Properties for å vurdere flomforholdene på Miklagard golfbane i forbindelse med utbygging av et hotell på området. Vurderingen gjøres etter tilbakemelding fra Ullensaker kommune som krever en utvidet geoteknisk vurdering før det kan søkes om midlertidig brukstillatelse. Denne rapporten svarer ut kommunenes kommentarer. Rapporten er også en kortfattet beskrivelse av erosjonstiltak som skal gjennomføres på golfbanen.

Innhold

1	Bakgrunn og introduksjon	5
2	Flomberegning	7
2.1	Forutsetninger	7
2.2	Beskrivelse av nedbørfelt	7
2.3	Målestasjoner	8
2.4	Vurdering av årsmiddeltilsg	9
2.5	Sesonginndeling	10
2.6	Frekvensanalyse	10
2.7	Formelverk for små nedbørfelt	11
2.8	Den rasjonelle metode	11
3	Resultat / valg av flomstørrelse	13
3.1	Valg av flomstørrelse	13
3.2	Flomforhold i et fremtidig klima	14
4	Konsekvensvurdering	15
4.1	Hotellutbygging	15
4.2	Dammer på Miklagard golfbane	15
5	Erosjonssikring på Miklagard golfbane	17
5.1	Prinsippløsning for bekk nedstrøms hotell – dimensjonering for flom	17
5.2	Prinsippløsning for bekk nedstrøms hotell – dimensjonering for normal-/lavvannføring	18
5.3	Prinsippløsning samledammen	19
5.4	Erosjonssikring av fylling og kulvert ved nedre dam	22
6	Bilag og referanser	24
6.1	Bilag	24
6.2	Referanser	24

1 Bakgrunn og introduksjon

Norconsult AS er engasjert av Miklagard Properties for å vurdere flomforholdene på Miklagard golfbane i forbindelse med utbygging i området. Vurderingen gjøres etter tilbakemelding fra Ullensaker kommune som krever geoteknisk vurdering før det kan søkes om midlertidig brukstillatelse. Den geotekniske vurderingen skal blant annet inneholde:

- Flom-/nedbørberegning med 20- og 200 års gjentaksintervall
- Konsekvensvurdering for dammer og bekker på golfbanen
- Beskrivelse og skisser som viser hvordan erosjonssikring av bekker er planlagt gjennomført.

Miklagard Properties er utbygger og etablerer et nytt hotell ved Miklagard golfbane. Hotellet skal være ferdig i løpet av 2020. Samtidig med bygging av hotellet er det utført arbeid ved bekkene og en av dammene/kulpene på golfbanen av Miklagard golfklubb. Etter tiltakene på golfbanen er det observert synlige erosjonsskader. Denne rapporten er en kombinert flom og konsekvensvurdering som fastsetter forventende flomvannføringer og som samtidig vurderer i hvilken grad utførte og planlagte tiltak påvirker flomforholdene gjennom Miklagard golfbane. Rapporten beskriver også hvordan sikringstiltak mot erosjon kan gjennomføres.

Miklagard Golfbane og nytt hotell ligger ved Kløfta i Ullensaker kommune, mellom Jessheim og Lillestrøm. Et oversiktskart over hotellet og golfbanen er vist i Figur 1. Figur 2 og Figur 3 viser et oversiktskart med markering av påviste erosjonsskader og bilder av de markerte stedene.



Figur 1 Oversiktskart over Miklagard golfbane med markering av nytt hotell.



Figur 2 Oversiktskart med markering av påviste erosjonsskader.



Figur 3 Bilder av erosjonsskader ved nedre dam og i bekkeløpet nedstrøms hotellet.

2 Flomberegning

2.1 Forutsetninger

Flomvannføring for feltene tilknyttet Miklagard golfbane er beregnet ved bruk av beregningsmetodikkene listet opp under. Frekvensanalyse og «formelverk for små nedbørfelt» er benyttet for å vurdere flomforholdene ved golfbanen. «Den rasjonelle metode» er hovedsakelig benyttet for å vurdere hvordan flomforholdene endrer seg som følge av hotellutbyggingen.

- Frekvensanalyse på utvalgte vannmerker/målestasjoner
- Formelverk for små nedbørfelt
- Den rasjonelle metode

2.2 Beskrivelse av nedbørfelt

Flomberegning for Miklagard golfbane er utført for to nedbørfelt, totalfeltet til hele golfbanen, og lokalfeltet til bekken som renner fra det nye hotellet. Hovedbekken som renner gjennom golfbanen er en sidebekk til Hynnebekken som senere blir en del av Rømua og så Glomma. Oversiktskart som viser nedbørfeltene, er vist i Figur 4.

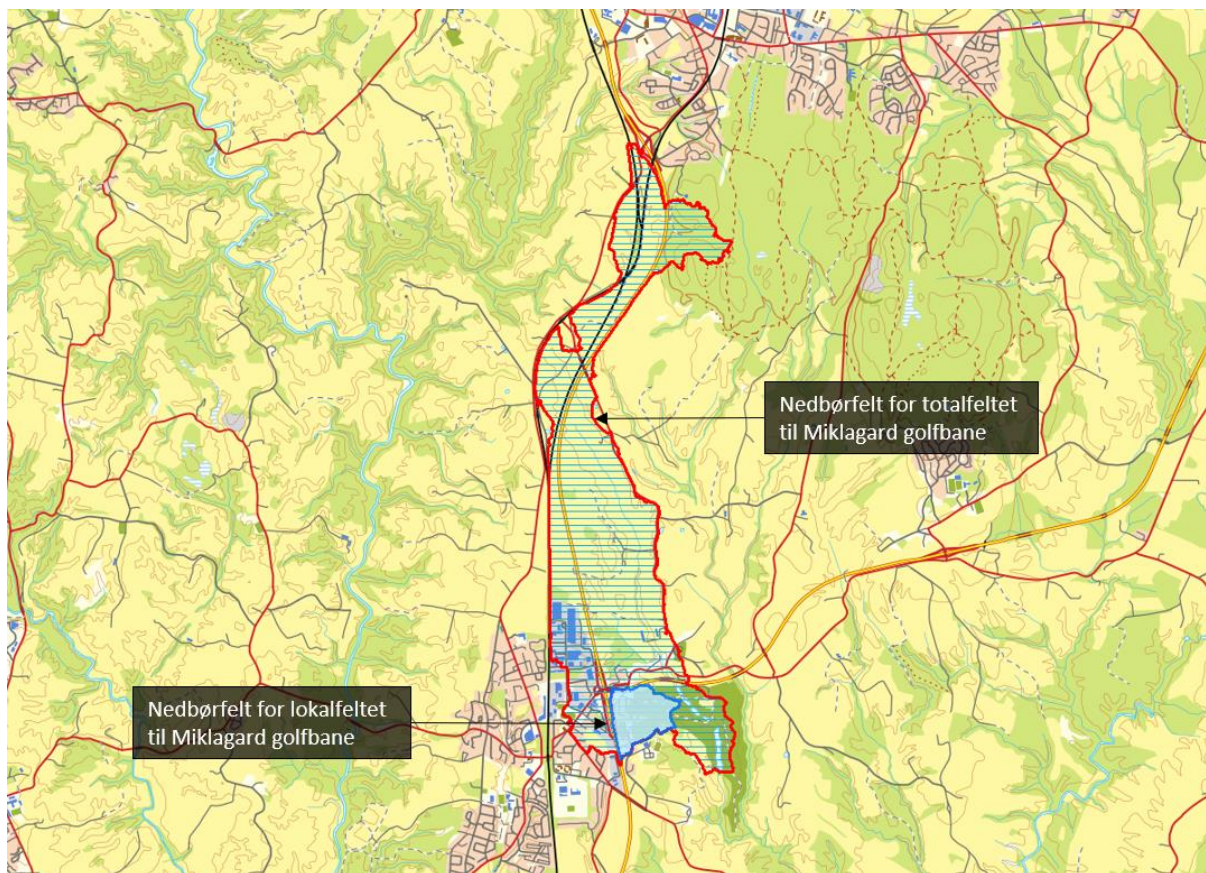
Nedbørfeltene som vurderes er forholdsvis små og har feltareal på 5.7 km² og 0.33 km². Vurderingen er gjort ved bruk av web-applikasjonen «SCLAGO Live» som baserer seg på en digital terrengmodell. Terrengmodellen har høy detaljeringsgrad, men tar ikke hensyn til overvannssystemene i området. Nedbørfeltet til totalfeltet består primært av jordbruksområder (55%), men også bebygde områder (18%) og fastmark (16%). Lokalfeltet består i større grad av fastmark (golfbanen) (60%) og skog (22%). Etter bygging av hotellet vil andelen tette flater i nedbørfeltet øke. Feltegenskaper for nedbørfeltene er vist i Tabell 1.

Ifølge NGUs løsmassekart ligger golfbanen i et område med hav- og elveavsetning, og til tross for at det ikke er registrert kvikkleire kan det ikke utelukkes at kvikkleire finnes i løsmassene. Områder nedstrøms golfbanen er registrert med stor faregrad og høy risikoklasse for kvikkleireskred.

Tabell 1 Feltegenskaper for nedbørfeltene tilknyttet Miklagard golfbane.

Nedbørfelt	Areal (km ²)	Eff. sjø %	Felthøyde, min-med-maks (moh.)	Qn ¹ (l/s/km ²)
Totalfelt Miklagard golfbane	5.74	0.67	137-161-237	25.0
Lokalfelt Miklagard golfhotell	0.33	0.01	134-160-168	25.0

¹ Fra avrenningskartet til NVE



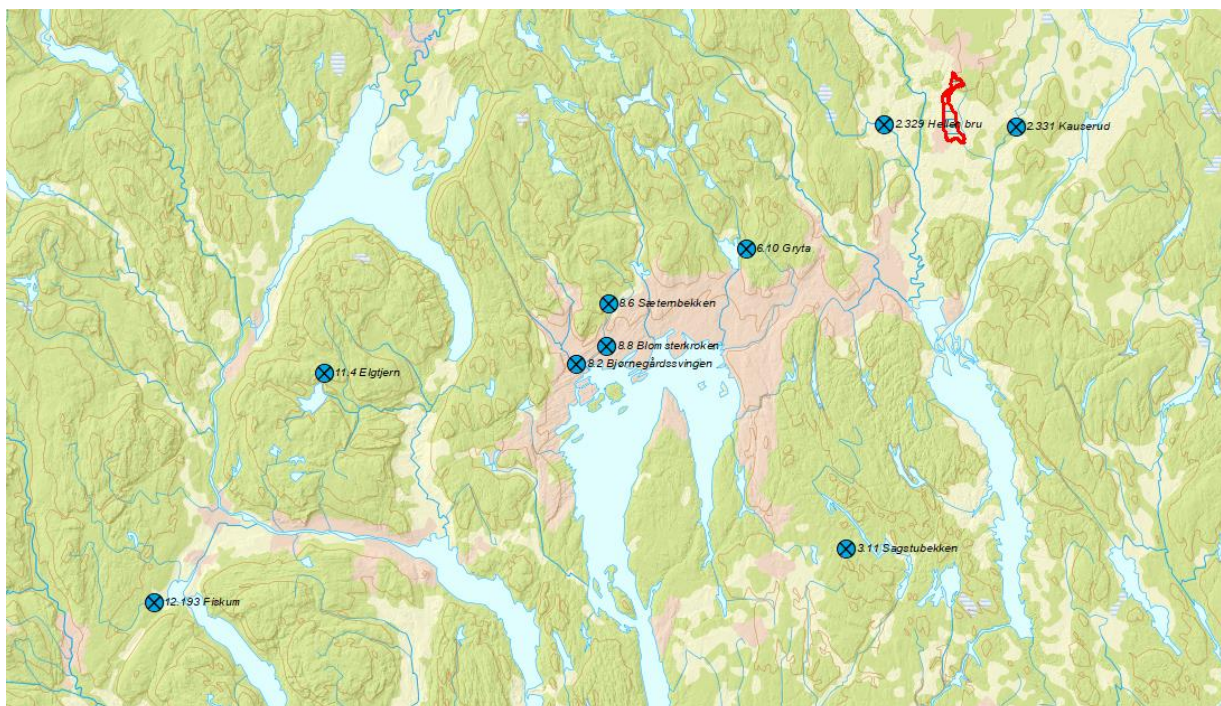
Figur 4 Oversiktskart med markering av nedbørfelt tilknyttet Miklagard golfbane.

2.3 Målestasjoner

Utvalgte vannmerker/målestasjoner i området rundt Miklagard golfbane er benyttet i en regional flomanalyse. En oversikt over stasjonene med utvalgte feltegenskaper er vist i Tabell 2. Målestasjonene er valgt ut fra geografisk nærhet og likhet med nedbørfeltet til golfbanen. Det er forsøkt å finne vannmerker med små nedbørfelt, men det er et begrenset antall vannmerker i området, og flertallet av vannmerkene har større nedbørfelt enn golfbanen. Et oversiktskart som viser plassering av vannmerkene, er vist i Tabell 2.

Tabell 2 Vannmerker/målestasjoner benyttet i flomberegningen.

Nr.	Navn	Periode	Serielengde (år)	H _{med} (moh.)	Areal (km ²)	Ase (%)	Q _n (l/s/km ²)
3.11	Sagstubekken	1952-1973	22	198	3.4	0.06	15.6
6.10	Gryta	1968-2019	52	302	7.6	0.37	20.0
8.2	Bjørnegårdsvingen	1969-2019	51	343	190.4	0.02	19.9
8.6	Sæternbekken	1972-2019	46	240	6.3	0.02	17.8
8.8	Blomsterkroken	1976-2004	29	208	22.2	0.27	19.9
11.4	Elgtjern	1975-2019	44	510	6.6	3.62	22.0
12.193	Fiskum	1977-2019	43	278	51.9	0.09	16.0
2.331	Kauserud	1971-2016	46	177	92.3	0.00	11.5
2.329	Hellen bru	1971-2001	31	301	82.1	0.34	19.2
Miklagard golfbane		-	-	160	5.74	0.67	25.0



Figur 5 Oversiktskart med markering av utvalgte vannmerker.

2.4 Vurdering av årsmiddeltilsig

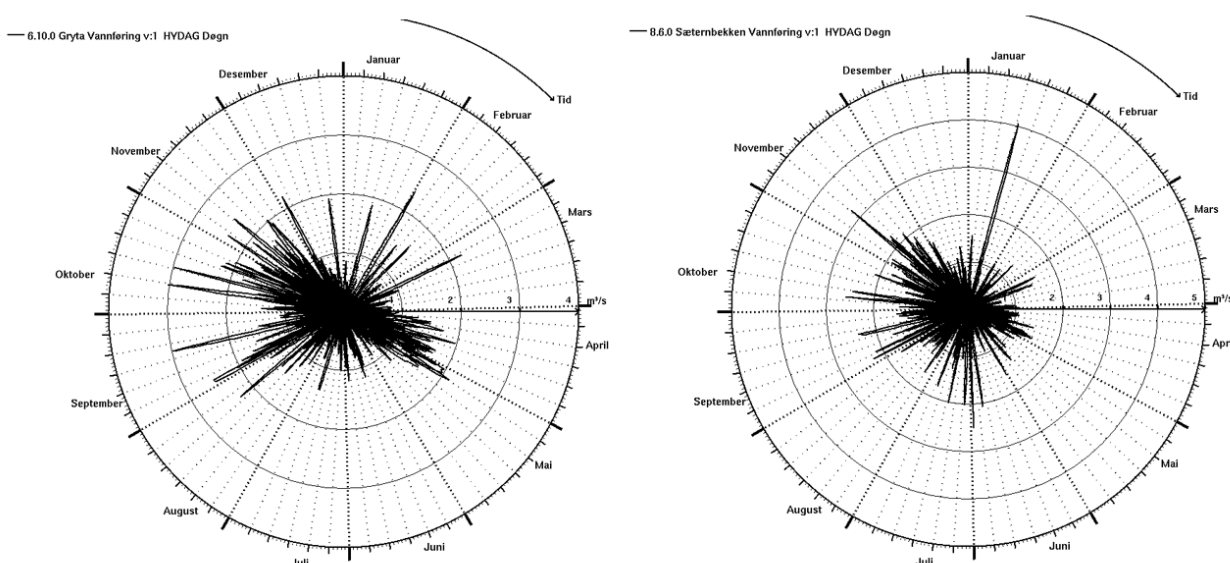
Årsavrenning/middelvannføring ved Miklagard golfbane er estimert til **25,0 l/s/km²** ved bruk av NVEs web-applikasjon NEVINA. For å kontrollere estimert verdi er vannføringen sammenlignet med målte og estimerte verdier ved vannmerkene i Tabell 2. En sammenligning mellom målt og estimert vannføring er vist i Tabell 3. Det kommer frem at avrenningskartet gir vannføringer som er både større og lavere enn hva som er målt ved vannmerkene, og det er ingen entydig trend som tilsier om estimert middelvannføring ved golfbanen er for lav eller for høy. Det påpekes at tallene ikke er direkte sammenlignbare, da dataene er fra forskjellige tidsperioder. Den generelle vurderingen er likevel at middelvannføringen beregnet med Nevina er fornuftig og er derfor benyttet i videre beregninger.

Tabell 3 Sammenligning av estimert og målt vannføring ved utvalgte vannmerker.

Nedbørfelt	Målt ved vannmerke (l/s/km ²)	Avrenningskartet (l/s/km ²)	Forhold
3.11 Sagstubekken	15.6	18.8	0.83
6.10 Gryta	20.0	20.9	0.96
8.2 Bjørnegårdssvingen	19.9	19.1	1.05
8.6 Sæternbekken	17.8	17.6	1.01
8.8 Blomsterkroken	19.9	18.3	1.09
11.4 Elgtjern	22.0	19.2	1.15
12.193 Fiskum	16.0	17.4	0.92
2.331 Kauserud	11.5	17.67	0.65
2.329 Hellen bru	19.2	18.64	1.03
Gjennomsnitt	18.0	18.6	0.96

2.5 Sesonginndeling

I flomberegninger er det vanlig å skille på ulike flomsesonger for å enklere kunne vurdere årsaken til flomhendelsene. I kystnære områder på Østlandet er det tradisjonelt sett høstflommer, knyttet til store nedbørhendelser, som er dominerende. Lenger inn i landet forekommer også flommer på våren som følge av snøsmelting. Figur 6 viser årspolarplott fra vannmerkene 6.10 Gryta og 8.6 Sæternbekken, hvor store flomhendelser er fordelt over året. Det kommer tydelig frem at både flertallet og de største flommene forekommer på høsten og tidlig på vinteren, men at også enkelte vårflokker er betydelige. Målinger fra de andre vannmerkene bekrefter samme tendens. Fordi flommene i vassdraget kan forekomme både på høsten og på våren er flomfrekvensanalyse utført på årflommer.



Figur 6 Årspolarplott for vannmerkene 6.10 Gryta og 8.6 Sæternbekken.

2.6 Frekvensanalyse

Det er utført flomfrekvensanalyse på vannmerkene som er listet opp i Tabell 2. Beregningene er gjort med NVEs programvare for ekstremverdianalyse, DAGUT, ved bruk av Gumbelfordeling. Resultater fra beregningene med presentasjon av middelflom, 20-årsflom og 200 årsflom er vist i Tabell 3.

Tabell 4 Flomfrekvensanalyse for døgnmiddelflom på utvalgte vannmerker.

Nr.	Navn	Areal (km ²)	Q _m (l/s/km ²)	Q ₂₀ (l/s/km ²)	Q ₂₀₀ (l/s/km ²)	Q ₂₀ /Q _m	Q ₂₀₀ /Q _m
3.11	Sagstube	3.4	242	444	641	1.84	2.65
6.10	Gryta	7.6	210	363	512	1.73	2.43
8.2	Bjørnegårdsvingen	190.4	229	387	540	1.69	2.36
8.6	Sæternbekken	6.3	254	446	632	1.75	2.48
8.8	Blomsterkroken	22.2	269	450	626	1.67	2.32
11.4	Elgtjern	6.6	250	469	683	1.88	2.73
12.193	Fiskum	51.9	215	399	578	1.86	2.69
2.331	Kausrud	92.3	146	296	553	2.03	3.80
2.329	Hellen bru	82.1	184	275	365	1.50	1.98
Gjennomsnitt		41.2	222	392	570	1.77	2.61

2.7 Formelverk for små nedbørfelt

I prosjektet «Naturfare – Infrastruktur, flom og skred» (NIFS) utarbeidet NVE en ligning for beregning av flomvannføringer i små og uregulerte felt. Formelen er gyldig for felt i hele landet med feltareal mindre enn 50-60 km². I formelen er flomstørrelsen i et gitt felt avhengig av feltareal, normalt årsmiddeltilslig og effektiv sjøprosent. Ved beregning av flomstørrelse ved Miklagard golfbane er disse feltegenskapene hentet fra NVEs webapplikasjon Nevina og «SCALGO Live». Det henvises til [NVE-rapport 7-2015](#) for flere detaljer knyttet til beregningsmetodikk.

Middelflommen utregnes som en momentanverdi og skaleres ved hjelp av en vekstkurve opp til 200-årsflom. Omregning fra momentanverdi til døgnverdi er gjort ved bruk av formel for $Q_{mom}/Q_{døgn}$ hentet fra NVEs retningslinjer for flomberegninger (høstverdi). Beregnet verdi for hele nedbørfeltet til golfbanen er 1,85, mens beregnet verdi for lokalfeltet til hotellet er beregnet til 2,4. Tabell 5 viser døgnverdier for middelflom, 20-årsflom og 200-årsflom beregnet med «formelverk for små nedbørfelt». Beregnede verdier for golfhotellet er større enn verdiene ved golfbanen. Fordi nedbørfeltet er mindre, er dette forventet.

Tabell 5 Døgnverdier for middelflom, 20-årsflom og 200-årsflom beregnet med «formelverk for små nedbørfelt».

Nedbørfelt	Middelvannføring (l/s/km ²)	Middelflom (l/s/km ²)	20-årsflom (l/s/km ²)	200-årsflom (l/s/km ²)
Totalfelt Miklagard golfbane	25.0	272	469	758
Lokalfelt Miklagard golfhotell	25.0	369	634	1018

Som en kontroll på presisjonen til formelverket er det også gjort en kontroll med vannmerkene som er lagt til grunn i frekvensanalysen. Vannmerkene med feltareal som er utenfor gyldighetsintervallet er ikke inkludert. En sammenligning av flomvannføring (Q_m og Q_{200}) beregnet med «formelverk for små nedbørfelt» og med frekvensanalyse er vist i Tabell 6. «Formelverk for små nedbørfelt» gir middelflomverdier som er lavere enn hva som er estimert med frekvensanalyse. Det kan være en indikasjon på at formelverket underestimerer flomverdier for små nedbørfelt ved lave gjentaksintervall i dette området. Hvis beregningsøvelsen gjentas på flom med 200-års gjentaksintervall er avviket mellom frekvensanalyse og formelverket betydelig mindre (4%). Det er derfor konkludert at formelverket er mer presist for større gjentaksintervall i dette området.

Tabell 6 Sammenligning av flomverdier beregnet med «formelverk for små nedbørfelt» og frekvensanalyse for middelflom og 200-årsflom (l/s/km²). 200-årsflom er gitt i parentes.

Nr.	Navn	Frekvensanalyse (l/s/km ²)	Formelverk for små nedbørfelt (l/s/km ²)	Frekvensanalyse/ NIFS
3.11	Sagstubekken	242 (641)	200 (577)	1.21 (1.11)
6.10	Gryta	210 (512)	225 (634)	0.94 (0.80)
8.6	Sæternbekken	254 (632)	217 (617)	1.17 (1.02)
8.8	Blomsterkroken	269 (626)	211 (595)	1.28 (1.05)
11.4	Elgtjern	250 (683)	219 (644)	1.14 (1.06)
12.193	Fiskum	215 (578)	168 (484)	1.27 (1.19)
Gjennomsnitt		240 (612)	207 (592)	1.17 (1.04)

2.8 Den rasjonelle metode

For å regne avrenning fra lokalfeltet til det nye hotellet, og for å vurdere påvirkningen fra utbyggingen er det gjort en flomvurdering ved bruk av «den rasjonale metode». Den rasjonale metode anbefales for felt mindre enn 2-5 km² og gir kulminasjonsvannføring ved formelen gitt under. Vannføring Q , er avrenning i l/s, «C» er avrenningsfaktor, «i» er nedbørintensitet (l/s*ha), og «A» er feltareal (ha). Fordi totalfeltet til golfbanen har større feltareal enn hva

formelverket er designet for er metodikken bare benyttet for lokalfeltet til hotellet. Avrenningsfaktoren «C» varierer fra 0,9 i urbane strøk til 0,2 i skogsområder. En oversikt over avrenningsfaktorer og arealfordeling i nedbørfeltet før og etter utbygging er vist i Tabell 7.

- $Q = C \times i \times A$

Tabell 7 Avrenningsfaktor C benyttet ved beregning av flomstørrelse.

Terrengtype	Areal før utbygging (m ²)	Areal etter utbygging (m ²)	Avrenningsfaktor (C)
Fastmark (golfbane)	200000	188000	0.25
Skog	82900	82900	0.40
Tette flater	50400	62400	0.75
sum	333300	333300	0.47

Formel for kritisk varighet (i) er hentet fra håndbok N200 (statens vegvesen) og gjengitt under. L er feltlengden, H er feltets høydedifferanse i meter, og Ase er effektiv sjøprosent. Kritisk varighet er beregnet til i overkant av 90 minutter.

- $T_c = 0,6 L H^{0,5} + 3000 A_{se}$

Nedbørverdier (IVF-kurve) er hentet fra målestasjon SN4781 Gardermoen sør, som har måledata i tidsrommet 1967-2010. Nedbørverdiene ligger vedlagt i Bilag 3.

Ved Miklagard golfhotell skal det etableres både fordrøyningsmagasin og regnbed som skal håndtere overvann på egen tomt. Systemet dimensjoneres for å dempe flomtopper, men ved ekstremflommer som har større gjentaksintervall enn 20 år må det forventes at flomvannføring renner på overflaten. Rambøll har tidligere beregnet at ett 200-årsregn med varighet 15 minutter og klimafaktor 1,5 vil gi en vannføring på 426 l/s for hotelltomten. Det er forventet at denne vannføringen vil fordele seg mellom overløpet til fordrøyningsmagasinet og avrenning på terreng. Fordi beregningen av flomvannføring gjøres for et nedbørfelt som er større enn bare hotellområdet er ikke de flomreducerende tiltakene inkludert i denne flomberegningen.

Flomverdier beregnet med «den rasjonelle metode» for lokalfeltet til Miklagard golfhotell er presentert i Tabell 8 og Tabell 9. Beregningene er gjort for tre ulike gjentaksintervall; middelflom, 20-årsflom og 200-årsflom, før og etter utbygging. Omregning fra kulminasjonsverdi til døgnerverdi er gjort ved bruk av nedbørfeltets areal (0,33 km²) og momentanfaktor (2,4). Flomverdiene etter utbygging er beregnet å være 5% større enn før utbygging uten at planlagte tiltak er inkludert i beregningene. Dermed må flomverdiene for middelflom og 20-årsflom anses som konservative.

Tabell 8 Før hotellutbygging.

Gjentaksintervall	Kulminasjonsverdi (l/s)	Døgnerverdi (l/s/km ²)
Middelflom (Q _m)	350.8	443
20-årsflom (Q ₂₀)	533.4	673
200-årsflom (Q ₂₀₀)	696.7	880

Tabell 9 Etter hotellutbygging.

Gjentaksintervall	Kulminasjonsverdi (l/s)	Døgnerverdi (l/s/km ²)
Middelflom (Q _m)	368.2	465
20-årsflom (Q ₂₀)	559.9	707
200-årsflom (Q ₂₀₀)	731.3	923

3 Resultat / valg av flomstørrelse

3.1 Valg av flomstørrelse

Flomstørrelser ved Miklagard golfbane er vurdert ved bruk av frekvensanalyse, «formelverk for små nedbørfelt» og med «den rasjonelle metode». Resultater fra beregningene med spesifikke døgnverdier for ulike gjentak intervall er sammenlignet i Tabell 10.

For frekvensanalysen er det valgt å oppgi høyeste, laveste og gjennomsnittlige flomverdi estimert ved de mest representative vannmerkene. Den generelle vurderingen tilsier at kvaliteten er god og at forskjellene mellom vannmerkene er forholdsvis små. Noe ulike vannføringer må forventes da nedbørfeltene også har ulike feltegenskaper.

Bruk av «formelverk for små nedbørfelt» gir en flomvannføring ved Golfbanen som ligger i øvre sjikt eller høyere enn målinger fra vannmerkene, spesielt for større gjentakintervall (Q_{200}). Samtidig tilsier kontrollberegninger gjort på nedbørfeltene til vannmerkene at formelverket gir noe lave flomverdier og trolig underestimerer noe for små nedbørfelt ved lavere gjentakintervall. Verdiene gitt i parentes (Tabell 10) er flomverdier som er beregnet for lokalfeltet til Miklagard golfhotell.

For flomverdier beregnet med «den rasjonelle metode» er det valgt å oppgi døgnverdier for lokalfeltet til Miklagard golfhotell etter utbygging. Metodikken gir flomvannføringer som er større enn de andre beregningsmetodene når gjentakintervallene er lave. For større gjentakintervall er flomverdiene lavere enn hva som er beregnet med «formelverk for små nedbørfelt».

Tabell 10 Døgnmiddelverdier beregnet med frekvensanalyse, «formelverk for små nedbørfelt» og den rasjonelle metode.

Gjentaksintervall	Frekvensanalyse (l/s/km ²)	Formelverk for små nedbørfelt (l/s/km ²)	Rasjonelle metode (l/s/km ²)
Q_m	146 - <u>222</u> - 269	272 (369)	465
Q_{20}	275 - <u>392</u> - 469	469 (634)	707
Q_{200}	365 - <u>570</u> - 683	758 (1018)	923

Tabell 11 er en oversikt over valgte kulminasjonsverdier ved forskjellige gjentakintervaller for Miklagard golfbane. Tabellen viser også kulminasjonsverdiene som ble beregnet med «Formelverk for små nedbørfelt» og med flomfrekvensanalyse. Verdiene for flomfrekvensanalyse er basert på middelverdien for døgnstilig fra alle de mest representative vannmerkene og multiplisert med kulminasjonsfaktor på 1,85. Valgt verdi er det største estimatet ved hvert gjentakintervall.

Tabell 9 viser en oversikt over valgte kulminasjonsverdier beregnet for lokalfeltet til Miklagard golfhotell. I tillegg viser oversikten kulminasjonsverdier beregnet med «formelverk for små nedbørfelt» og «den rasjonelle metode». Den største av flomverdiene er lagt til grunn.

Tabell 11 Beregnede kulminasjonsverdier for flom ved Miklagard golfbane.

Gjentaksintervall	Formelverk for små nedbørfelt (m ³ /s)	Frekvensanalyse (m ³ /s)	Valgt verdi (m ³ /s)
Q_m	2.9	2.4	2.9
20 år	5.0	4.2	5.0
200 år	8.0	6.1	8.0

Tabell 12 Beregnede kulminasjonsverdier for lokalfelt tilknyttet Miklagard golfhotell.

Gjentaksintervall	Formelverk for små nedbørfelt (l/s)	Den rasjonelle metode (l/s)	Valgt verdi (l/s)
Qm	301	368	368
20 år	517	560	560
200 år	830	731	830

3.2 Flomforhold i et fremtidig klima

Klimaframskrivninger for Norge tilsier at temperatur og nedbørforhold vil endre seg i fremtiden. På Østlandet er det forventet økt tendens av høst/vinterflommer for nedbørfelt som ligger mindre enn 100 km fra kysten. NVE anbefaler minst 20% klimapåslag for alle nedbørfelt i regionen med feltareal mindre enn 100 km², eventuelt andre mindre nedbørfelt som reagerer raskt på nedbør. Klimapåslag er anbefalt av NVE ved prosjektering i tilknytning til vassdrag. For Miklagard golfbane er det vurdert både 20% og 40% klimapåslag. På grunn av lite nedbørfelt og fordi feltet vil respondere raskt på styrtregn, er en konservativ klimafaktor anbefalt. Kulminasjonsvannføring for ulike gjentaksintervall med og uten klimapåslag er presentert i Tabell 13 og Tabell 14.

Tabell 13 Flomverdier (kulminasjonsverdi) ved Miklagard golfbane, med og uten klimapåslag.

Gjentaksintervall	Døgntilsig (l/s/km ²)	Tilsig (m ³ /s)	Tilsig med 20% klimapåslag (m ³ /s)	Tilsig med 40% klimapåslag (m ³ /s)
Qm	272	2.9	3.5	4.0
20 år	469	5.0	6.0	7.0
200 år	757	8.0	9.7	11.3

Tabell 14 Flomverdier (kulminasjonsverdi) ved Miklagard golfhotell, med og uten klimapåslag.

Gjentaksintervall	Døgntilsig (l/s/km ²)	Tilsig (l/s)	Tilsig med 20% klimapåslag (l/s)	Tilsig med 40% klimapåslag (l/s)
Qm	465	368	442	515
20 år	707	560	672	784
200 år	1048	830	996	1162

4 Konsekvensvurdering

4.1 Hotellutbygging

For å vurdere hvordan utbyggingen av nytt hotell påvirker flomforholdene i vassdraget, er det gjort en flomberegning for nedbørfeltet tilknyttet bekken som renner fra hotellet. Beregningen er utført med «den rasjonelle metode» og sammenligner flomvannføring i nedbørfeltet før og etter utbygging. Situasjonen etter utbygging er forventet å ha større andel tette flater, og dermed noe raskere avrenning sammenlignet med situasjonen før utbygging.

Resultater fra beregningene med kulminasjonsvannføring før og etter utbygging er sammenlignet i Tabell 15. **Beregningene tilsier at utførte tiltak fører til en økning i maksimal flomvannføring på ca. 5%.**

Beregningene tar ikke hensyn til flomdempende tiltak som er planlagt på hotelltomten. Det er forventet at fordrøyningsstanker og regnbed vil bidra til å dempe flomtopper med gjentakintervall som er mindre enn 20 år. For større flomhendelser vil kapasiteten til disse tiltakene ha for liten kapasitet og flomvannet vil i større grad renne på overflaten.

Det vurderes at utbyggingen av hotellet vil ha neglisjerbar påvirkning på de totale flomforholdene til vassdraget som renner gjennom golfbanen. Flomvannføring fra lokalfeltet til hotellet utgjør ca. 10% av vannføringen som vil renne gjennom golfbanen og byggingen av hotellet øker denne andelen med ca. 5%. Samtidig må det forventes at bygging av hotellet, hvor flomvannet i større grad ledes til bekkeløpet nedstrøms hotellet, vil føre til større lokal flomvannføring. Ved større flomhendelser må det forventes at erosjonsskader kan oppstå hvis bekkeløpet ikke utformes for å håndtere beregnede vannføringer. Det er ingen byggverk på den nevnte strekningen og derfor ingen krav i TEK17 som tilsier at erosjonssikringstiltak må utføres. Norconsult foreslår å dimensjonere bekken for minimum å håndtere en 20-årsflom.

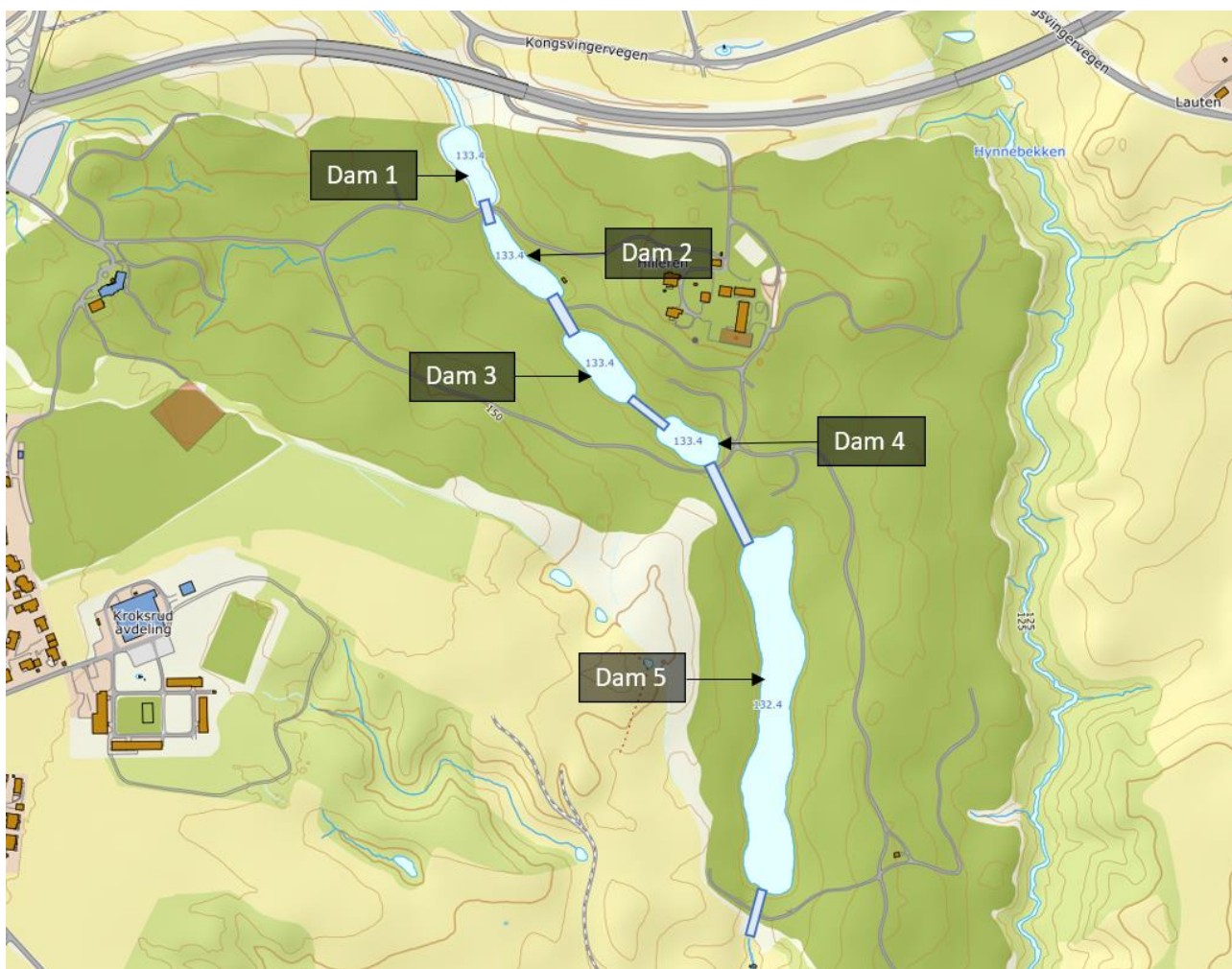
Tabell 15 Flomverdier beregnet med «den rasjonelle metode» før og etter bygging av nytt hotell.

Gjentaksintervall	Før hotellbygning (l/s)	Etter hotellbygning (l/s)	Forhold
Middelflom (Q_m)	351	368	0.95
20-årsflom (Q_{20})	533	560	0.95
200-årsflom (Q_{200})	697	731	0.95

4.2 Dammer på Miklagard golfbane

Miklagard golfbane har etablert fem mindre dammer/kulper som utnyttes til vanning av anlegget. Et oversiktskart som viser dammenes/kulpenes plassering, er vist i Figur 7. Dammene/kulpene ligger i serie og er adskilt av større fyllinger med ukjent oppbygning. Vannføring gjennom fyllingene skjer via kulverter med ukjente dimensjoner og nivåer. Vannspeilet i de fire øverste dammene/kulpene har tilnærmet samme nivå, mens nederste dam, som også er den største, ligger noe lavere. Fra den nederste dammen ledes vannet tilbake til det opprinnelige bekkeløpet.

Fyllingene mellom dammene/kulpene har oppdemmende effekt og etablering av fyllingene har ført til at vann kan magasineres i dammene. De kan derfor regnes som damkonstruksjoner i henhold til NVEs definisjon.



Figur 7 Oversiktskart med markering av dammene/kulpena.

5 Erosjonssikring på Miklagard golfbane

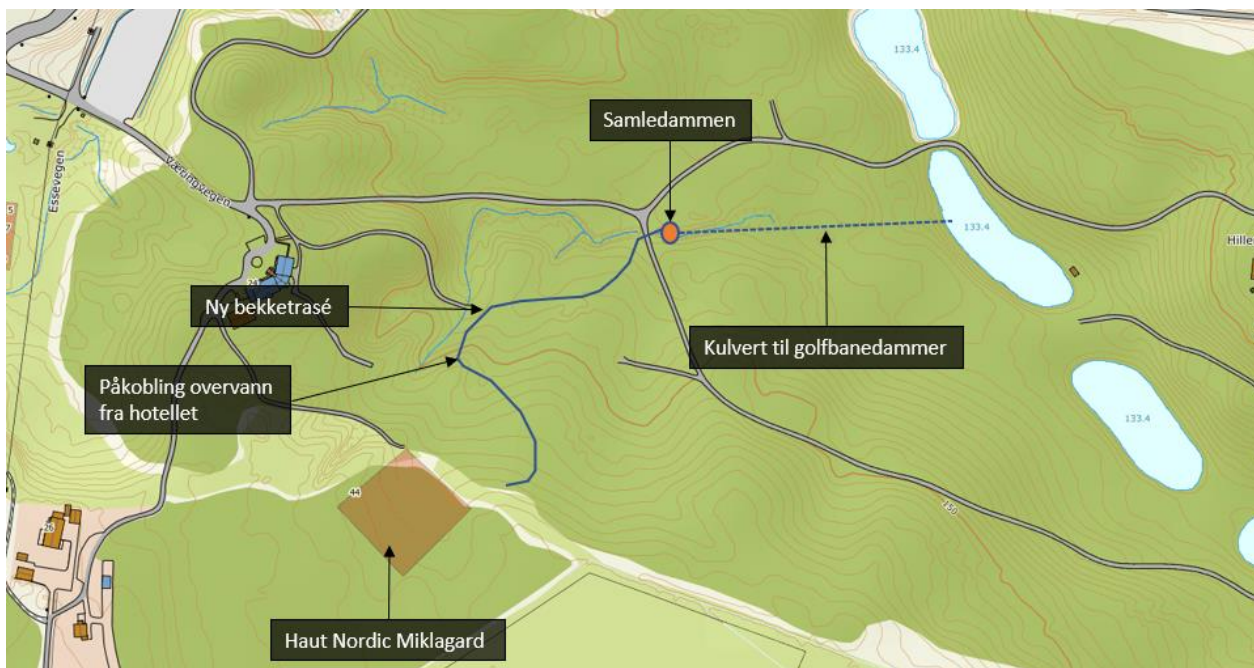
5.1 Prinsipløsning for bekk nedstrøms hotell – dimensjonering for flom

På strekningen mellom det nye hotellet og dammene på golfbanen er det påbegynt et arbeid med et bekkeløp som både renner i dagen, og som er lagt i kulverter på deler av strekningen. Bekken har sitt opphav på et høybrekk nord-vest for det nye hotellet og renner derfra mot lavbrekket som ligger rett nord for hotellet. Deler av overflateavrenning fra hotellområdet tilføres bekken i dette lavbrekket. Arbeidet med bekken har stoppet opp, og kraftige regnskylt har ført til synlige erosjonsskader både i selve bekkeløpet og på områdene rundt. Et oversiktskart over etablert bekketrasé er vist i Figur 8, mens bilder av bekken er vist i Figur 10 og Figur 12.

Naturlig vannføring til øvre del av bekken er svært begrenset, og et pumpesystem vil derfor tilføre vann i normalsituasjon. I så måte blir bekken å regne som et fonteneanlegg, og flom-/erosjonsproblematikk er ikke forventet i øvre del av bekken. Behov for erosjonssikring er derfor planlagt fra samme sted som hotellområdet overvann tilføres bekken (prosjektet ledning fra hotellet).

Norconsult foreslår å dimensjonere bekkeløpet for å håndtere en flom med minimum 20-års gjentaksintervall inkludert et klimapåslag på 40% klimapåslag (ca. 0,80 m³/s). Denne vurderingen anses som konservativ. Utførte beregninger er gjort med Mannings-formel og gir et minimumstverrsnitt som er nødvendig for at flomvannføring ikke skal renne ut av bekken. Det er forutsatt at elvebunnen har en grunnbredde på 0,5 meter og at friksjonsforholdene i bekken tilsvarer et Manningstall (M) på 33. Helningen til sideskråningene er anbefalt til minimum 1:1,5, men tilpasninger på stedet er mulig hvis skråningene etableres med stabile steinstørrelser. Bekken har et ujevnt fall hvor gjennomsnittlig helning er 0,055 og maksimal helning er opp mot 0,1. I en slik situasjon må bekken være minimum 0.6 meter dyp og ha et tverrsnitt på ca. 0,6 m² hvis sideskråningene er slake. Hvis brattere sideskråninger benyttes må bekkeløpet være noe dypere eventuelt bredere. Vannhastighetene er forventet å være ca. 1,5 m/s, og det er anbefalt at stabile masser benyttes i bekkeløpet. Nødvendig steinstørrelse er beregnet med Robinsons-formel slik at D50 er 0.1 meter i de slake partiene om 0,2 meter i de bratte partiene. Det er en generell anbefaling om å øke steinstørrelsen med 20%. Se prinsipløsning for hvordan bekkeløpet kan utformes i Figur 11 og Figur 13. Det påpekes at løsningene er eksempler og at lokale tilpasninger kan være nødvendig. VSO consulting har bistått med geologiske og geotekniske undersøkelser og utarbeidet er notat som beskriver erosjonssikring. Det henvises til dette notatet for mer detaljert beskrivelse av foreslått løsning.

For å hindre erosjonsskader på golfbanen er det forventet at normal revegetering vil være tilstrekkelig. Geonett, hamp og lignede løsninger for å skape ytterligere heft i grunnen er blitt vurdert, men på grunn av slak helning og begrenset vannføring er det ikke ansett som en hensiktsmessig løsning.



Figur 8 Oversiktskart over etablert bekketrasé.

5.2 Prinsipløsning for bekk nedstrøms hotell – dimensjonering for normal-/lavvannføring

Naturlig tilsig til bekken er lavt, og det må derfor forventes at bekken kan bli tørrlagt i lengre perioder hvis ikke pumpe-systemet er i drift. For å ivareta strømning i bekken burde djupålen være smalere og dypere enn bunnbredden. Som et tiltak for å opprettholde vann i bekken er det anbefalt å etablere mindre steinterskler som kan danne flate vannspeil. På disse stedene, hvor strømningshastigheten blir lav, vil et tettesjikt (for eksempel, leire) bidra til å bevare vannspeilet og hindre infiltrasjon til grunnen. Norby maskin utarbeider arbeidstegninger i forbindelse med detaljprosjektering av bekkeløpet.

5.3 Prinsipløsning samledammen

Bekken som renner fra hotellet, krysser gjennom en mindre gangveg og renner ut i en felles dam med flere andre kulverter (samledammen). Fra samledammen renner vannet videre i kulvert til golfbanedammene. Et oversiktskart som markerer bekken, samledammen og videre kulvert er vist i Figur 8, mens et bilde av samledammen er vist i Figur 9. Samledammen fremstår rotete med flere inngående kulverter og bare en utgående, og som en del av arbeidet skal dammen oppgraderes.

Planlagt løsning er å steinsette sideskråningene med stabile steinstørrelser og revegetere områdene rundt. Inngående kulverter kommer fra oppstrøms bekkeløp, hotellområdet og mindre lokale nedbørfelt. Inngående kulverter tilpasses slik at de har gode innløpsforhold. Det gjøres en kapasitetsberegning på utgående kulvert for å sikre at kulverten kan håndtere dimensjonerende vannføring. Videre er det foreslått å etablere en inntakskonstruksjon med rist og for å sikre utgående utgående kulvert mot tilstopping. Norby maskin utarbeider arbeidstegninger i forbindelse med detaljprosjektering av samledammen. Drift og vedlikehold (FDV) må forventes av dammen for å sikre god avledningskapasitet.

Følgende arbeid må gjøres:

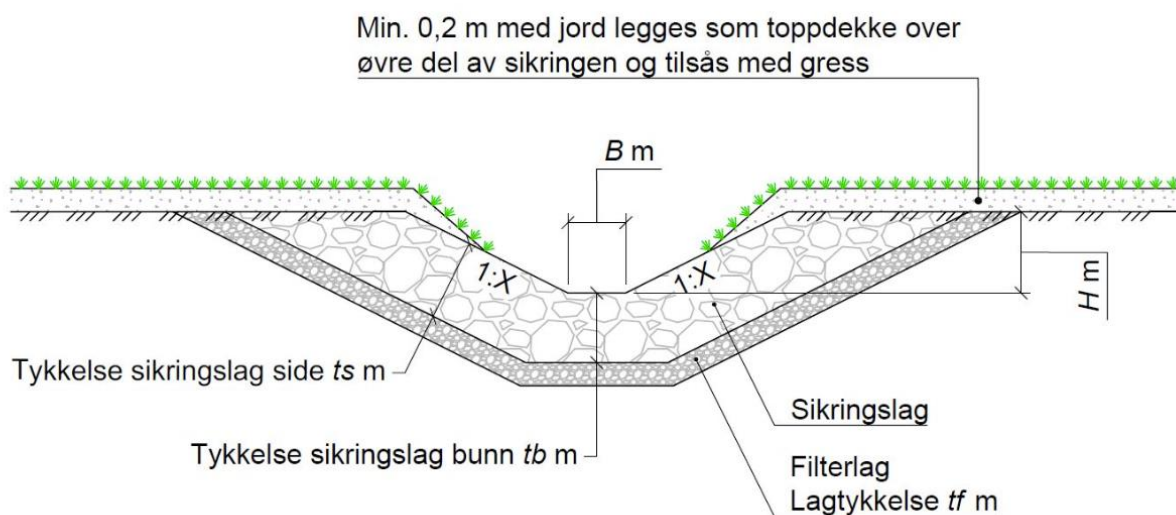
- Fastsette dimensjoneringskrav til utgående kulvert evt. kapasitetsberegning
- Oppmåling av utgående kulvert



Figur 9 Samledammen.



Figur 10 Påbegynt bekkeløp mellom nytt hotell og dammer på golfbanen.



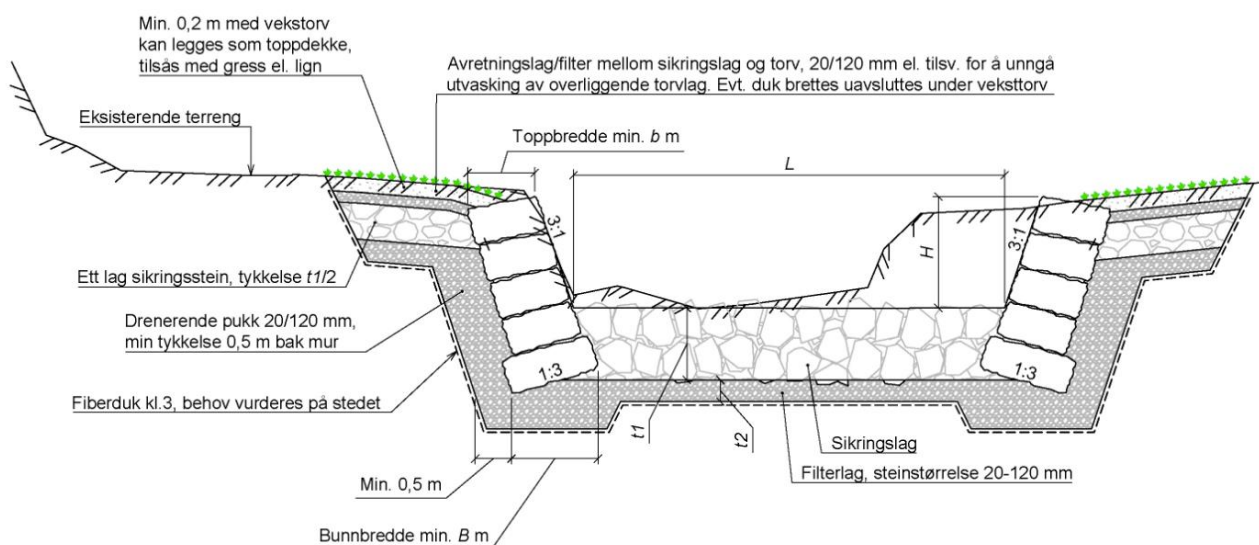
EROSJONSSIKRING AVSKJÆRENDE GRØFT/SIDETILSIG

Sikring av bunn og sider

Figur 11 Eksempel på hvordan bekkeløpet kan utformes med slake sideskråninger.



Figur 12 Påbegynt bekkeløp mellom nytt hotell og dammer på golfbanen.



Figur 13 Eksempel på hvordan bekkeløpet kan utformes med bratte sideskråninger / sidesikring.

5.4 Erosjonssikring av fylling og kulvert ved nedre dam

I forbindelse med rehabilitering av utløpet fra nederste golfbanedam ble det etablert nye overløpskummer og lagt nye kulverter gjennom fyllingen. Det har i ettertid blitt observert erosjonsskader tilknyttet kulvertene, spesielt på nedstrøms side hvor kulvertutløpet nå henger i luften (se Figur 14). Mindre erosjon er også observert på toppen av fyllingen. Det er utført enkle kapasitetsberegninger for kulvertene gjennom fyllingen og konkludert med at maksimal avledningskapasitet er ca. 3 m³/s. Dimensjoneringskrav til avledningskapasitet kan vurderes som en del av detaljprosjekteringen. Hva som er nødvendig avledningskapasitet, må ses i sammenheng med dempingskapasiteten i øvrige golfbane-dammer. Denne kapasiteten er betydningsfull.

For å stanse videre utgraving bør det gjennomføres «strakstiltak» på nedstrøms side av fyllingen. Stabile masser skal etterfylles slik at kulvertene blir understøttet. Videre skal kulvertene forlenges slik at utløpet ligger lavere og lenger ned i bekken. En prinsippsskisse med planlagte tiltak er vist i Figur 15. Avløpet fra kulvertene vil på den måten renne slakt ut i bekken, i trygg avstand fra fyllingen. Utløpet fra kulvertene skal ha gode utløpsforhold slik at endringene ikke begrenser avløpskapasiteten gjennom fyllingen. VSO consulting har bistått med geologiske og geotekniske undersøkelser og utarbeidet et notat som beskriver nødvendig erosjonssikring. Det henvises til dette notatet for mer detaljert beskrivelse av foreslått løsning. Skråningen nedstrøms dammen blir betydelig slakere etter planlagte tiltak og for å ytterligere sikre fyllingen mot erosjon er det planlagt å revegetere både på toppen og nedstrøms side.

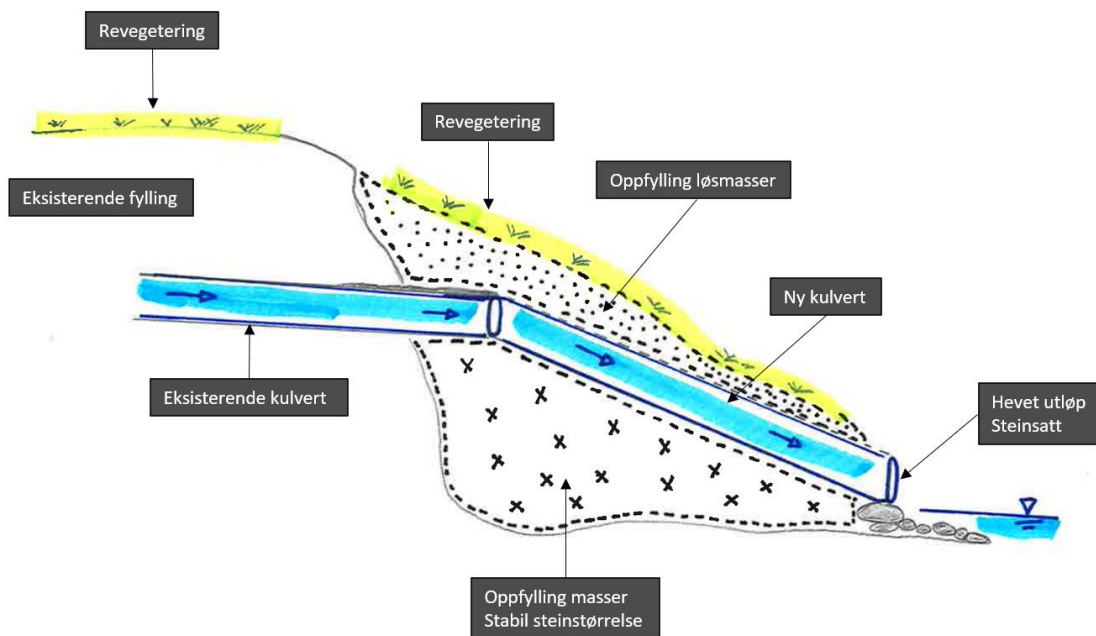
Bekkeløpet direkte nedstrøms fyllingen, vist i Figur 16, ryddes for kvist og oppsamlede løsmasser.

For å etablere en mer driftssikker løsning er det planlagt å bytte ut eksisterende overløpskummer med hvirvelkammer. Norby maskin detaljprosjekterer løsningen basert på innspill fra Norconsult.

På sikt kan det vurderes om fyllingen bør klassifiseres og rehabiliteres i henhold til damsikkerhetsforskriften med de krav som medfølger.



Figur 14 Utløp fra nedre dam hvor kulverter nå henger i luften.



Figur 15 Prinsipløsning for erosjonssikring ved nedre dam.



Figur 16 Bekkeløp nedstrøms fylling ryddes ifm. erosjonssikring.

6 Bilag og referanser

6.1 Bilag

1. Lavvannskart fra NEVINA
2. Frekvenskurver fra utvalgte vannmerker
3. Nedbørverdier
4. Geoteknisk undersøkelse av VSO

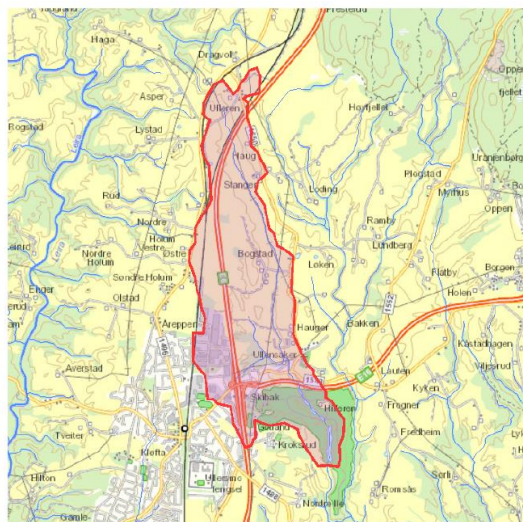
6.2 Referanser

1. NVE (2011). *Retningslinjer for flomberegninger*. NVE-rapport 4-2011.
2. NVE (2015). *Veileder for flomberegning i små uregulerte felt*. NVE-rapport 7-2015
3. NVE (2016). *Klimaendring og framtidige flommer i Norge*. NVE-rapport 81-2016.

Bilag 1 – Lavvannskart fra Nevina

Oppdragsgiver: Miklagard Properties

Oppdragsnr.: 5202755



Norges
vassdrags- og
energidirektorat

Kartbakgrunn: Statens Kartverk
Kartdatum: EUREF89 WGS84
Projeksjon: UTM 33N
Beregn.punkt: 286996 E
6665639 N

Nedbørfeltgrenser, feltparametere og lavvannsindeks er automatisk generert og kan inneholde feil. Resultatene må kvalitetssikres.

Lavvannindekser

Vassdragsnr.: 002.D2Z
Kommune.: Ullensaker
Fylke.: Viken
Vassdrag.: Rømua

Feltparametere

Areal (A)	4.5 km ²
Effektiv sjø (A _{SE})	0.67 %
Elvleengde (E _L)	4.9 km
Elvegradient (E _G)	4.0 m/km
Elvegradient ₁₀₈₅ (E _{G,1085})	5.9 m/km
Helning	2.6 °
Dreneringstetthet (D _T)	1.4 km ⁻¹
Feltleengde (F _L)	5.0 km

Feltparametere Tilløp

Effektiv sjø – Tilløp (A _{AE-T})	0.2 %
Feltleengde – Tilløp (F _{F-T})	4.6 km

Arealklasse

Bre (A _{BRE})	0 %
Myr (A _{MYR})	0 %
Leire (A _{LEIRE})	74.2 %
Skog (A _{SKOG})	8.9 %
Sjø (A _{SJO})	0.8 %
Snau fjell (A _{SF})	0 %

Hypsografisk kurve

Høyde _{MIN}	137 m
Høyde _{MAX}	175 m

Lavvannsindeks

Alminnelig lavvannføring	0.7 l/s*km ²
5-persentil (år)	0.7 l/s*km ²
5-persentil sommer (1/5-30/9)	0.4 l/s*km ²
5-persentil vinter (1/10-30/4)	1.2 l/s*km ²
Base flow	8.50 l/s*km ²
Base flow index (BFI)	0.34 -

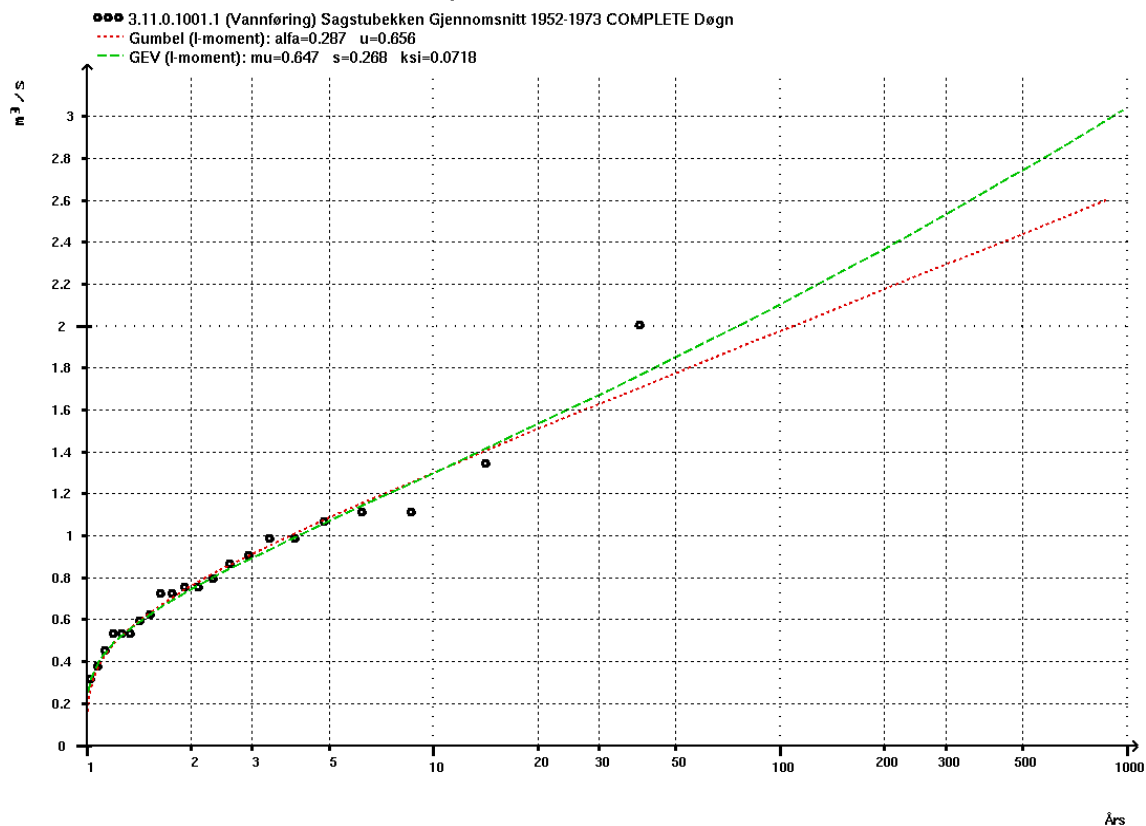
Klima- /hydrologiske parametere

Klimaregion	Ost	-
Lavvannsperiode	Sommer	-
Avrenning 1961-90 (Q _N)	25.0	l/s*km ²
Sommernedbør	349	mm
Vinternedbør	382	mm
Årstemperatur	4.3	°C
Sommertemperatur	12.6	°C
Vintertemperatur	-1.7	°C
Temperatur juli	15.2	°C
Temperatur august	14.2	°C

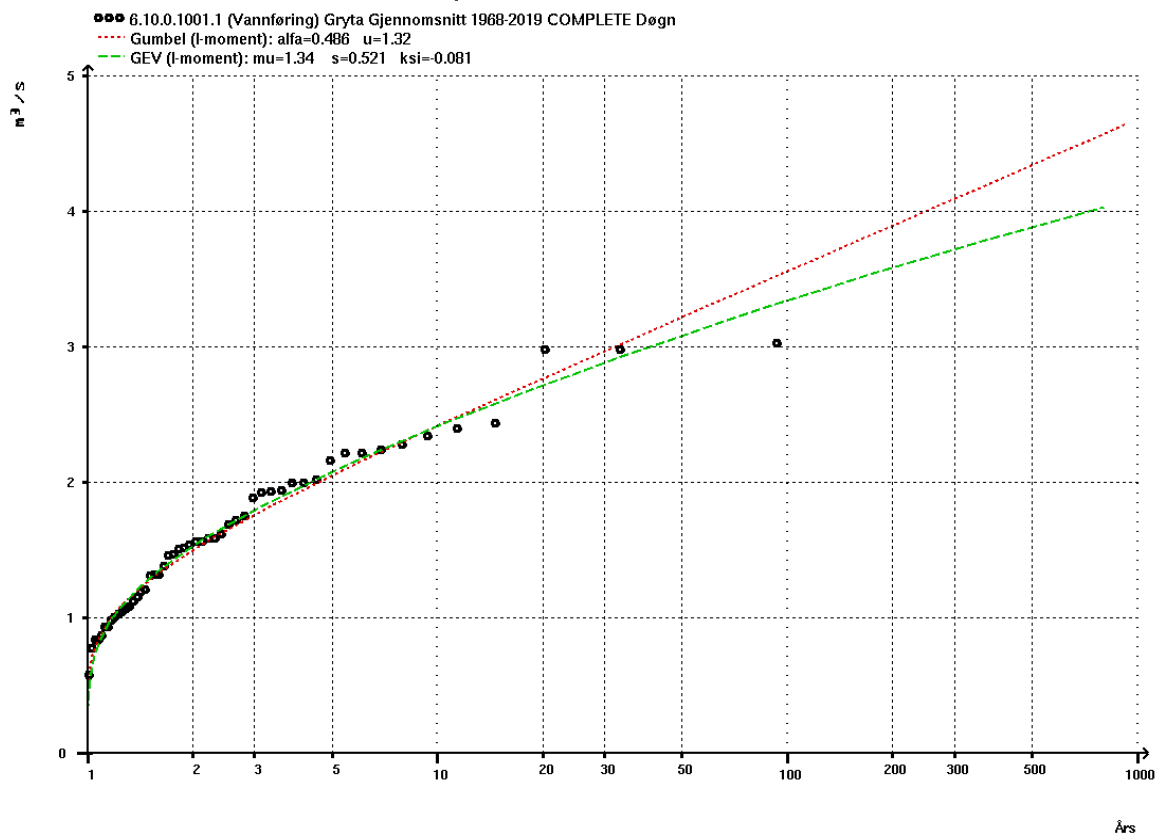
Oppdragsgiver: Miklagard Properties

Oppdragsnr.: 5202755

Maksimumsanalyse



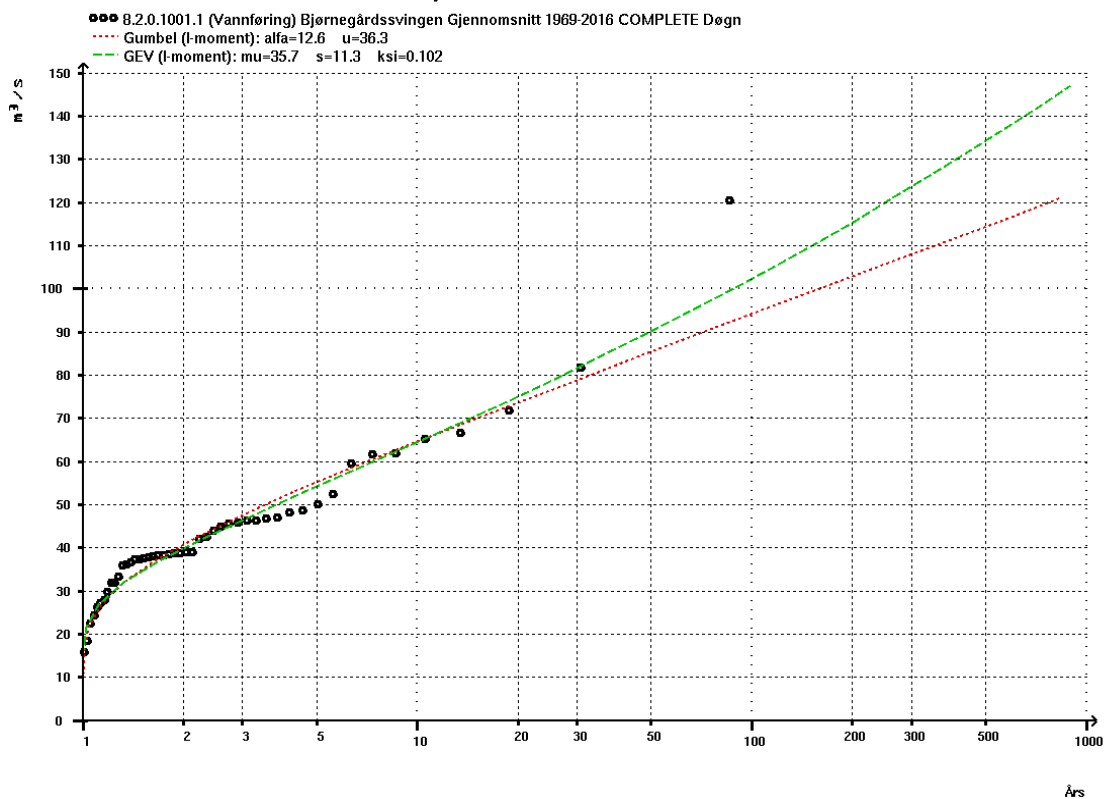
Maksimumsanalyse



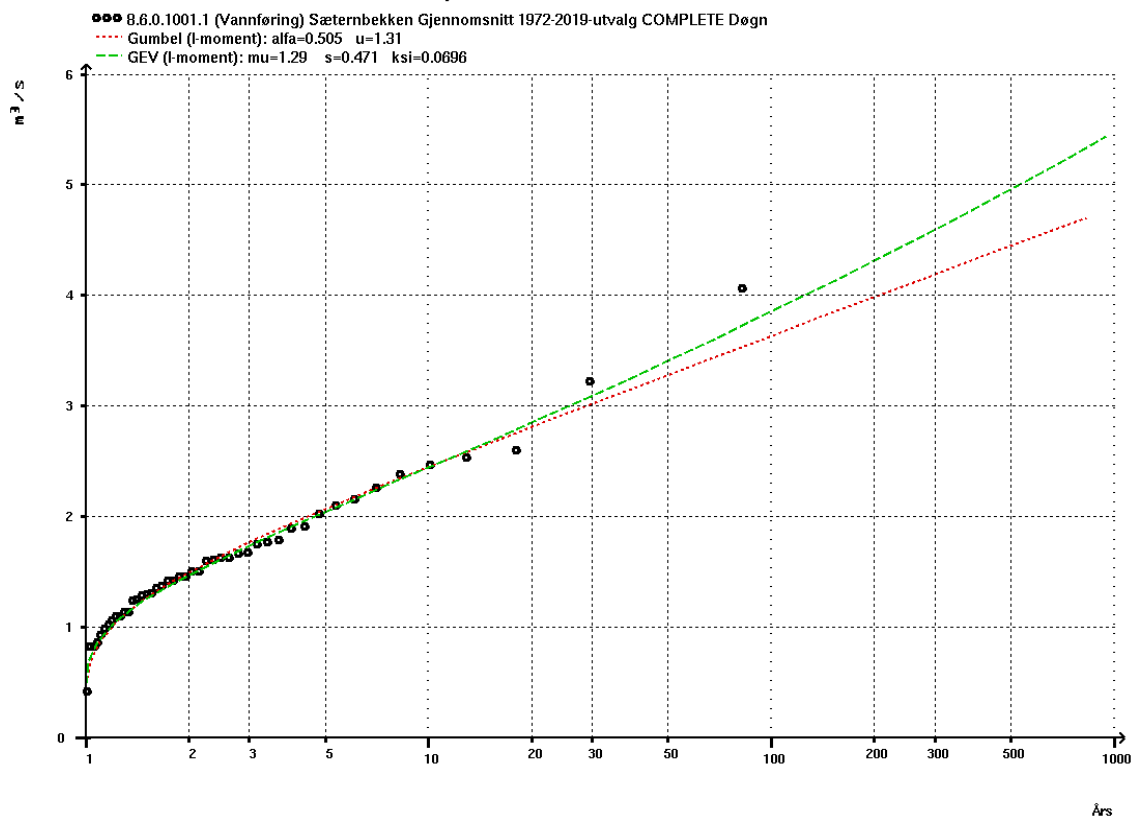
Oppdragsgiver: Miklagard Properties

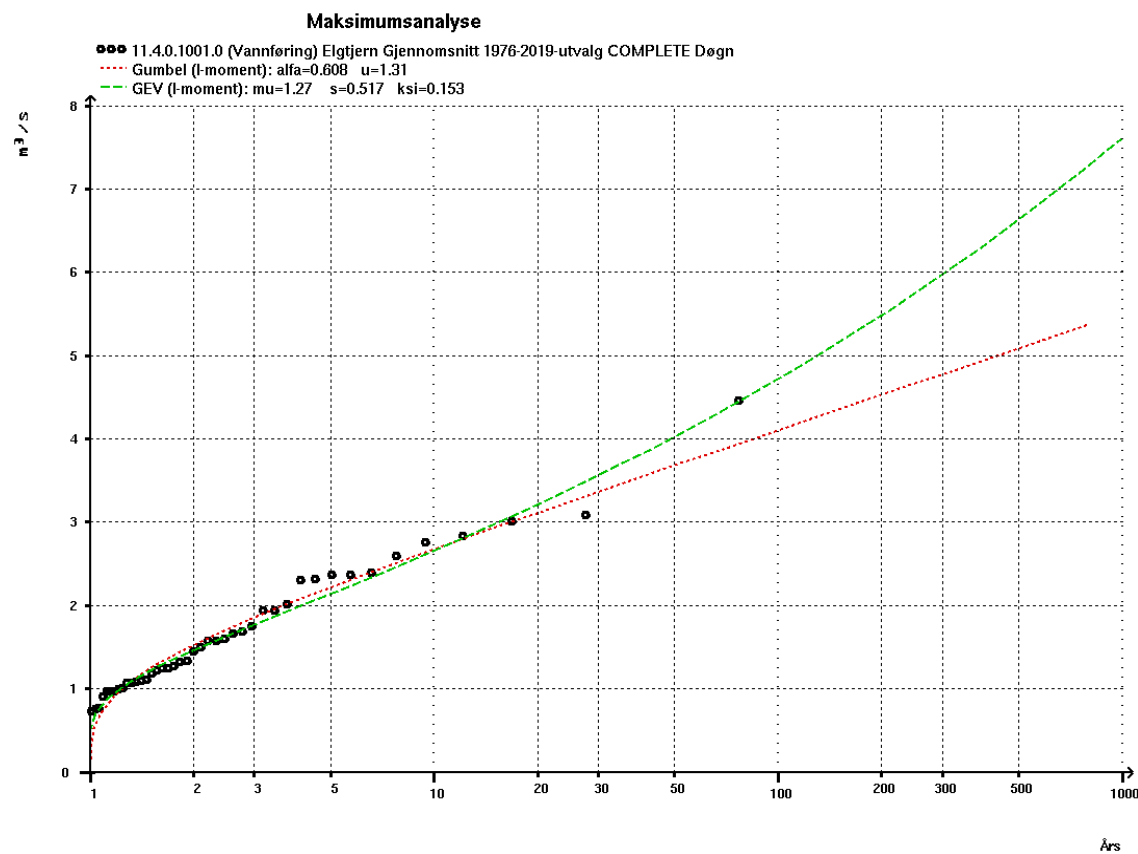
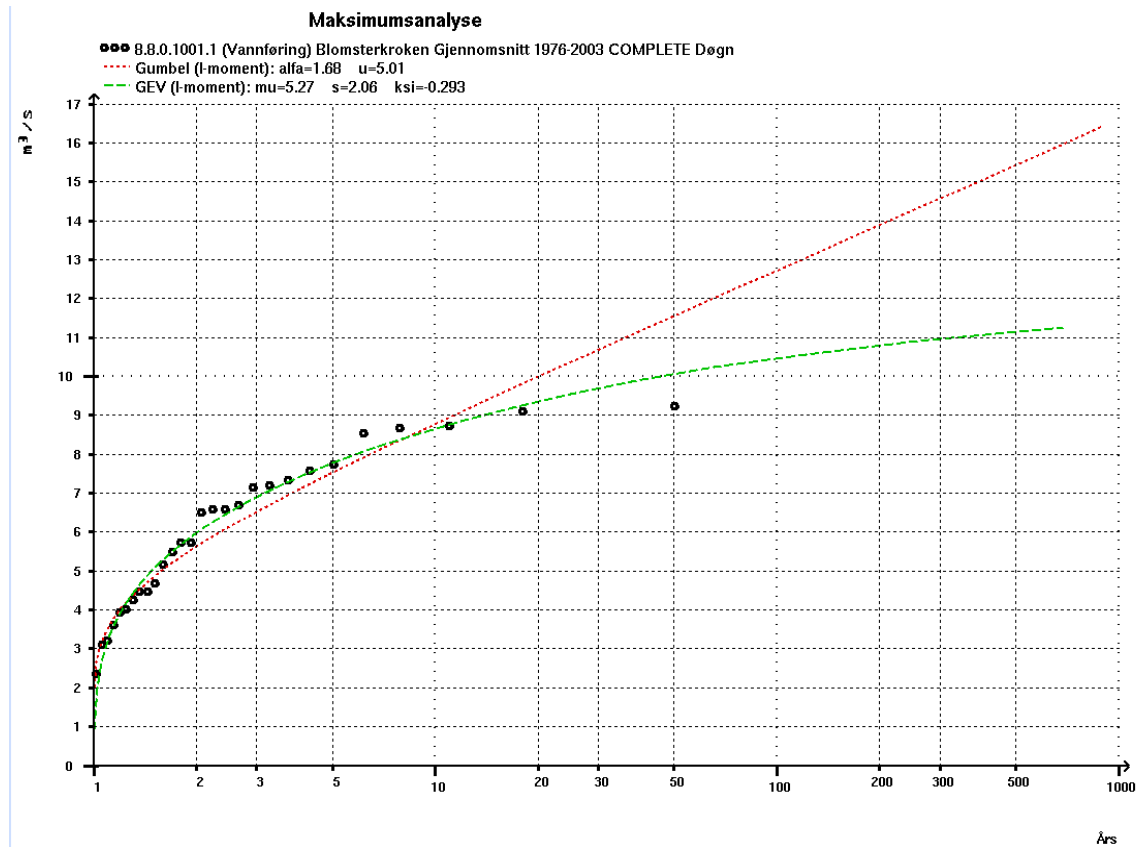
Oppdragsnr.: 5202755

Maksimumsanalyse



Maksimumsanalyse

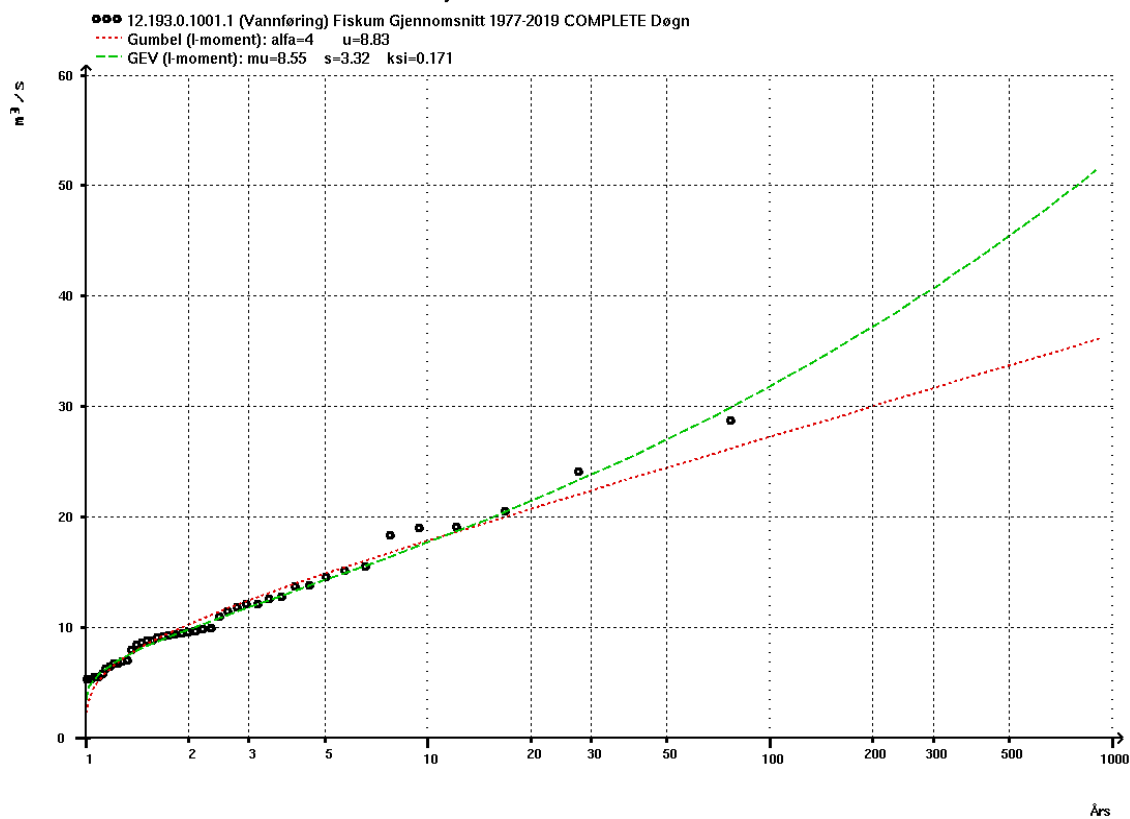




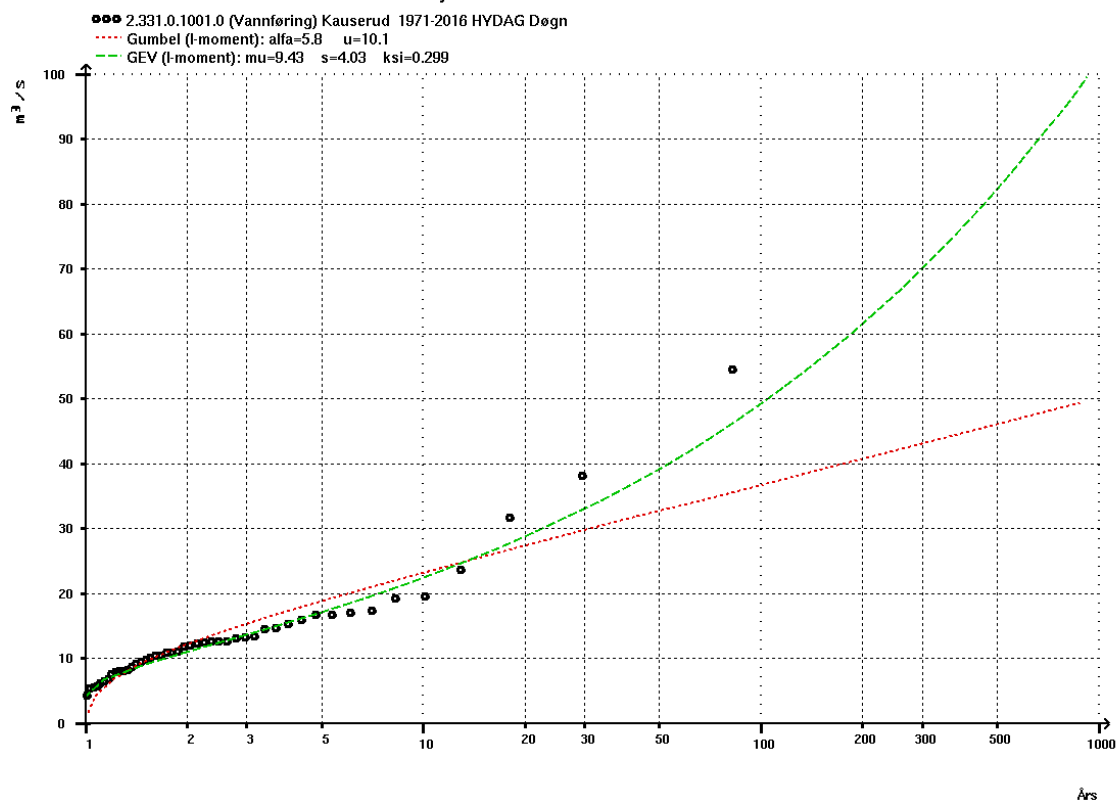
Oppdragsgiver: Miklagard Properties

Oppdragsnr.: 5202755

Maksimumsanalyse

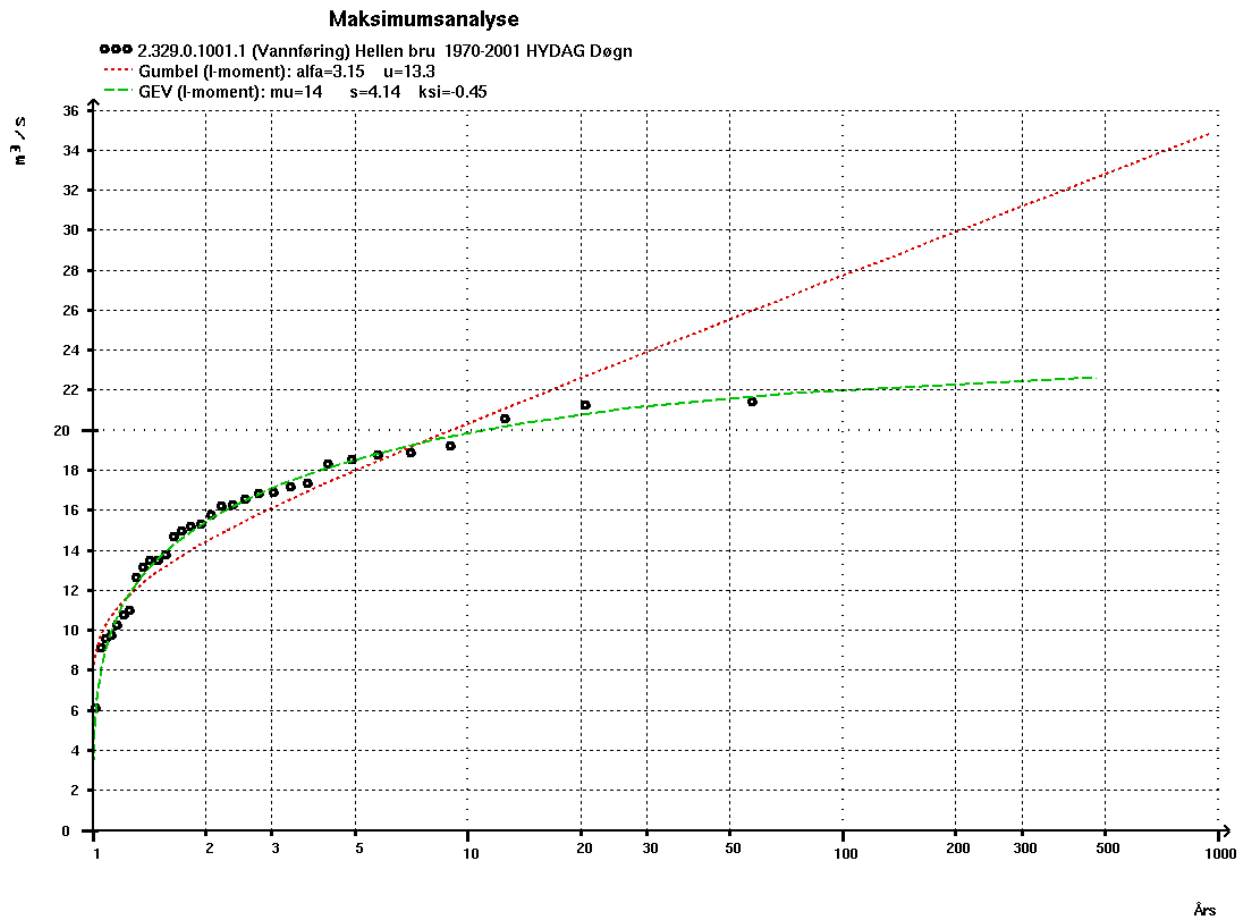


Maksimumsanalyse



Oppdragsgiver: Miklagard Properties

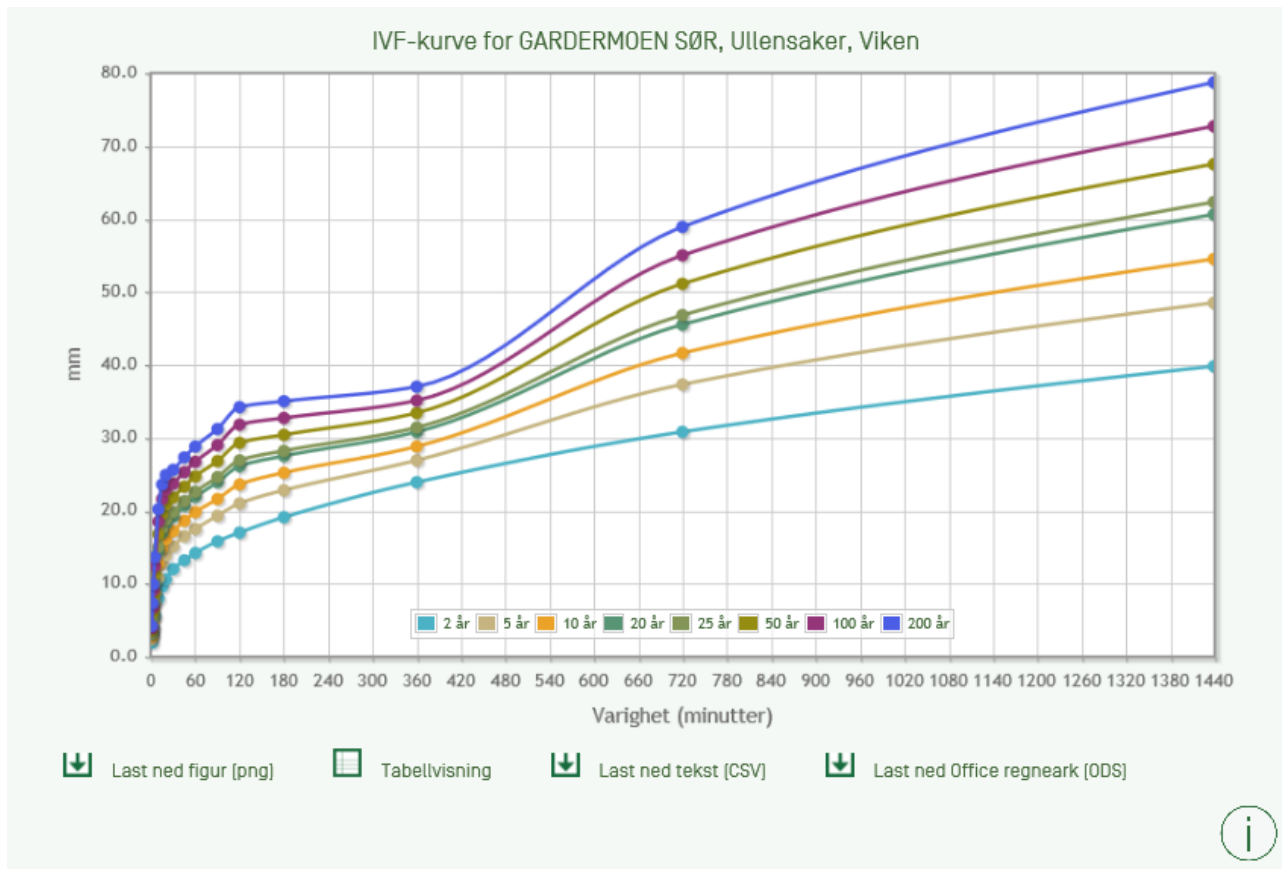
Oppdragsnr.: 5202755



Bilag 3 – Målte nedbørverdier

Oppdragsgiver: Miklagard Properties

Oppdragsnr.: 5202755



Returverdi for nedbør [mm]

RETURPERIODE (ÅR)	VARIGHET [MINUTTER]															
	1	2	3	5	10	15	20	30	45	60	90	120	180	360	720	1440
2	1.8	3.0	3.9	5.5	7.9	9.5	10.5	11.9	13.1	14.1	15.7	16.9	19.0	23.8	30.7	39.7
5	2.3	3.9	5.3	7.3	10.7	12.7	13.8	15.0	16.4	17.4	19.2	20.9	22.7	26.8	37.2	48.4
10	2.7	4.6	6.2	8.8	12.6	14.8	16.0	17.1	18.5	19.7	21.5	23.5	25.1	28.7	41.5	54.4
20	3.0	5.2	7.0	9.7	14.4	16.9	18.1	19.1	20.6	21.8	23.8	26.0	27.4	30.7	45.4	60.5
25	3.1	5.4	7.3	10.1	14.9	17.5	18.7	19.7	21.2	22.5	24.5	26.8	28.1	31.3	46.7	62.2
50	3.5	6.0	8.2	11.2	16.7	19.5	20.8	21.7	23.2	24.6	26.7	29.2	30.3	33.3	51.0	67.4
100	3.8	6.6	9.0	12.3	18.4	21.5	22.8	23.6	25.2	26.6	28.9	31.7	32.6	35.0	54.9	72.6
200	4.1	7.2	9.8	13.5	20.1	23.5	24.8	25.5	27.2	28.7	31.1	34.1	34.9	36.9	58.8	78.6

Bilag 4 – Geoteknisk vurdering

Oppdragsgiver: **Miklagard Properties**

Oppdragsnr.: **5202755**

Norconsult 

Morten Skjølaas <morten@howpartners.no>

Jessheim, 8.mai 2019

Prosjekt

Erosjon sikring Miklagard Golfbane, Utgave 2

Prosjekt nr.

20147

Laget av

Gudjon Örn / Gudjonorn@vso.is

1

Innledning

VSO Consulting er engasjert av Miklagard Properties (kontaktperson: Morten Skjølaas <morten@howpartners.no>) til å prosjektere forslag til erosjonssikring av bekk som fører inn i golfanlegget.

Dette notat gjelder prosjektering av steinstørrelser for erosjonsikring.

Det er to forskjellige saker som bør vurderes.

1. Steinstørrelser/erosjonsikring av bunn og sider av bekken
2. Erosjonsikring rundt utløper, nedenfor kulverter..

2 Prosjektering av erosjonssikring, bunn og side av bekke drag

Ved prosjektering av erosjonssikring i kvikkleireområder bør veileder fra NVE «Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein» [2] følges. Dimensjonering av steinstørrelse og lagtykkelse utføres i henhold til kapittel 2 og 4 i veilederen.

Siden det må utføres erosjonssikring til å konservere dagens sikkerhet mot skred er den mest aktuelle og realistisk tiltak enkel plastring av skråningskanten; «Sideplastring», samt bunnsikring

Varig muligheter finnes ved dimensjonering av steinstørrelse samt tykkelse, den som er mest aktuelt i denne tilfelle er følgende formel ([2]: side 78, kapittel 4.6 - Bunn og sidesikring), Den kan brukes for elver med fall opp til to prosent (1:50) og sideskrånninger slakere enn 1:1,5.:

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

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

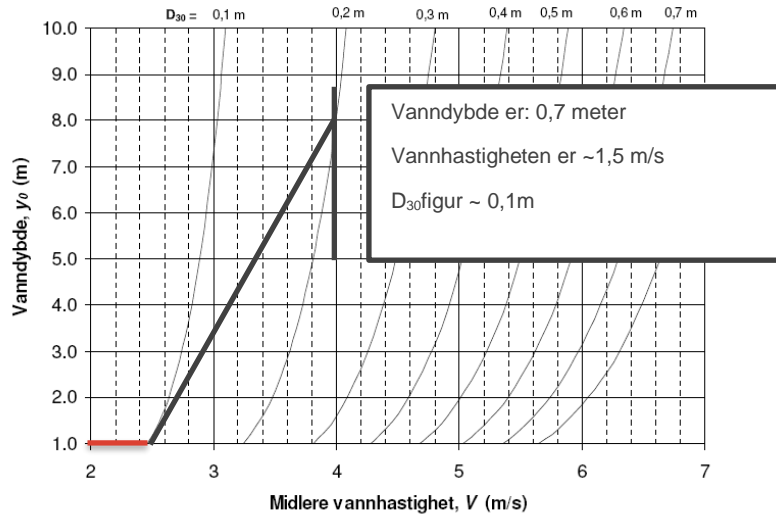
Her er:

- D_{30} = stabil steinstørrelse (m)
- S_f = sikkerhetsfaktor (-)
- C_s = stabilitetskoeffisient (-)
- C_V = koeffisient for vertikal hastighetsfordeling (-)
- C_t = koeffisient for sikringstykkelse (-)
- y_0 = vanddybde 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)

Følgende forutsetninger kan brukes ved dimensjonering av erosjonssikring

- Vannhastigheten er ~ 1,0-1,5 m/s
- Vanddybde er : 0,5-0,7 meter
- Helling lengdeprofil av vassdraget er slak; Helling bekkeløp:
 - Gjennomsnitt: 0,055
 - Maks: 0,1
- Skråningshelling a kanten er 1:1,5, men tilpasninger kan gjøres så lenge sideskrånningene er stabile, på noe steder finne vertikal tørrmur mot bekken. Den bør vurderes særskilt
- Elven/flommveien er relativt rett og ben uten noe drastiske kurver, relativt til bredden av bekken ~5m, og kritisk radius er ca 100m. dvs R/W ~ 20

Formale 4.16 kan løses på grafisk måte med noe tilpasninger, se grafen her på neste side. Med noen forutsetninger (f.eks. S_f settes til 1,1, romvekt av sprengstein er estimert til 2600 kg/m³, osv.)



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

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

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)

- D_{30_figur} er estimert til 0,1m
- C_{θ} settes til 1,5 på grunn av skråningshelling 1:1,5 til 1:2
- $C_{R/W}$ settes til 1,25 på grunn av $R/W \sim 20$

Derfor kan D_{30} beregnes til 18,75cm, $D_{30} = 20\text{cm}$ blir valgt.

Steinstørrelse	Kriteria	Dimensjon
D_{30}		0,2 m
D_{50}	$D_{50} = D_{30} * 1,2$	0,25 m
D_{15}	$D_{15} = D_{50} * 0,6 \text{ til } 0,9$	0,15 m
D_{85}	$D_{85} = D_{50} * 1,2 \text{ til } 1,5$	0,35 m
D_{max}	$D_{max} = D_{50} * 2$	0,5 m

Erosjonssikring skal utføres med ensgradert sprengstein, steine størrelsen settes til: D_{30} til 200mm, D_{50} til 250mm og D_{maks} til 500mm.

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

- $t_{min} > 300 \text{ mm}$
- $t_{min} > 1,5 \times D_{50}$

Minstetykkelsen på 300 mm er ikke tilstrekkelig, det anbefales at tykkelse blir sett til 1,5 x D₅₀ ~ 400mm.

Det er behov særskilt filterlag (for eksempel kult 0-100mm) eller duk for separasjon. Det er avhengig av hvo mye terrengforming er nødvendig.

Fiberduk, av klasse 2 (se bilde her nedenfor), for separasjon og grunnforsterkning er anbefalt mellom stedlige masser og filterlaget. Hvis erosjonssikringen plasseres direkte på duken må duken være i klasse 3.

Undergrunn	Trafikk-mengde, ÅDT	Maks. steinstørrelse mot duken, mm			
		D _{Maks} ≤ 63	63 < D _{Maks} ≤ 200	200 < D _{Maks} ≤ 500	D _{Maks} > 500
Meget bløt c _u ≤ 25 kPa	> 500	3	4	5	5
	≤ 500	3	4	4	5
Bløt/middels c _u > 25 kPa	> 500	2	3	3	4
	≤ 500	2	2	3	3

Bilde Valg av bruksklasse av fiberduk, avhengig av bruksområde. Kilde: Statens Vegvesen Håndbok N200.

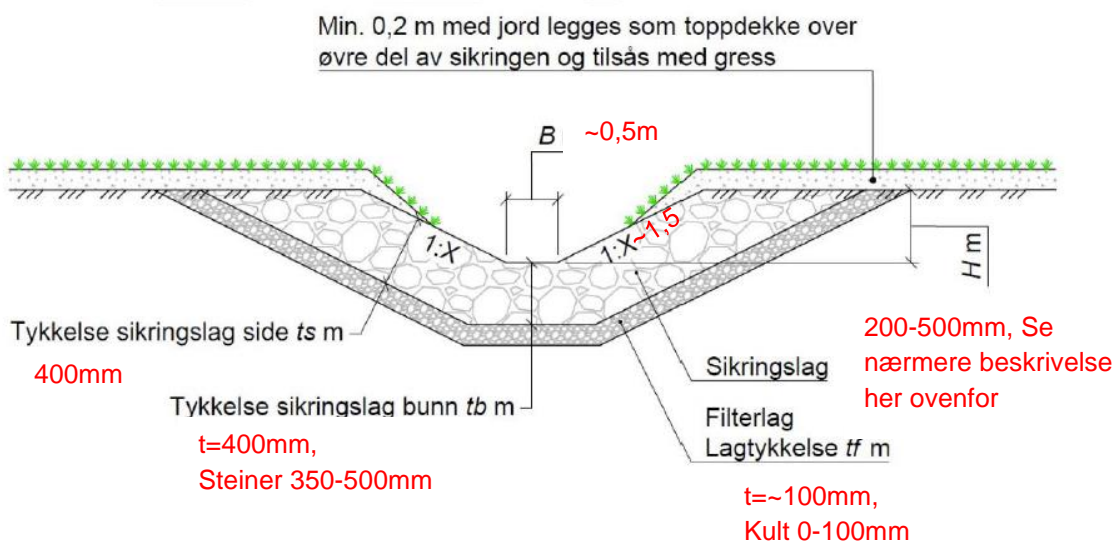
Det er også viktig å beholde opprinnelig vegetasjon og da spesielt ivareta de eksisterende gress. Gress/vegetasjon i overflaten av skråningskanten bør ikke fjernes. Plastringen legges ovenpå eksisterende terreng hvis mulig. Gravning/fjerning av eksisterende masser anbefales ikke og bør minimiseres.

Grave- og terrengarbeider i området skal utføres på en slik måte at stabilitetsforholdene i anleggsperioden ikke forverres.

Skråning er planlagt med skråningshelning maksimalt 1:1,5.

Hverken skråningen eller plastringen skal komprimeres.

For sikring av bunnen av bakkedraget bør vannhastigheten settes til 1,25 V. Men med hensikt å forenkle utførelse, holder vi samme steinstørrelser, men setter krav om at i bunnen brukes så mest av øvre delen av dimensjon kravene, Dvs steiner mellom 350-500mm.



2.1 Steinestørrelse med Robinssons formel

Det finnes annet formula for estimering av dimensjonering av erosjonssikring, steinstørrelse

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

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

Her er:

D_{50} = steinstørrelse (m)

S_0 = bunnhelling (-)

q = enhetsvannføring (m²/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 %.

Helning bekkeløp/lengdeprofil:

Gjennomsnitt: 0,055

Maks: 0,1

Enhetsvannføring

Vannføring: 784 l/s

Gjennomsnittlig bredde av bekkedraget er ~0,75m, (bunnbredde 0,5, toppen er ca 1,5

Derfor settes q til ca 1 m²/sek

D_{50} beregnes til 0,18-0,3m etter Robinssonss formelen som stemmer fint med forrige konklusjon om D_{50} ~0,25m

3 Erosjonssikring av fylling og kulvert ved nedre dam

Det henvises igjen til veileder fra NVE «Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein» [2] følges. Dimensjonering av steinestørrelse ved utløper henvises til kapittel «4.8 Sikring av kulvertutløp»

Forutsetninger:

- **Vannføring:** Overløpet (kummene) blir dimensjonerende og har en kapasitet på maksimalt $1,5 \text{ m}^3/\text{s} + 1,5 \text{ m}^3/\text{s} = 3 \text{ m}^3/\text{s}$ (2stk $\varnothing 600\text{mm}$ rør)
- **Kulverter;** 2stk 600mm ledninger (nevnt på prosjekteringsmøte)
- **Fall/Helning** utløp til bekk = 3m høydeforskjell over 25 meter = 0,11
- **Vannhastigheten** er ~ 8-9 m/s

Dagens situasjon, slik den er vist på bilden her nedenfor:



Formula, 4.25 i kapitel «4.8.2 Plastring ved utløpet»

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

Her er:

D_{50} = steinstørrelse (m)

D = kulvertdiameter (m).

Q = dimensjonerende vannføring (m³/s)

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

D_{50} beregnes til ~ 0,75m ($D \sim 0,55$ m, $Q \sim 1,5$ m³/sek, og $TW \sim 0,22$)

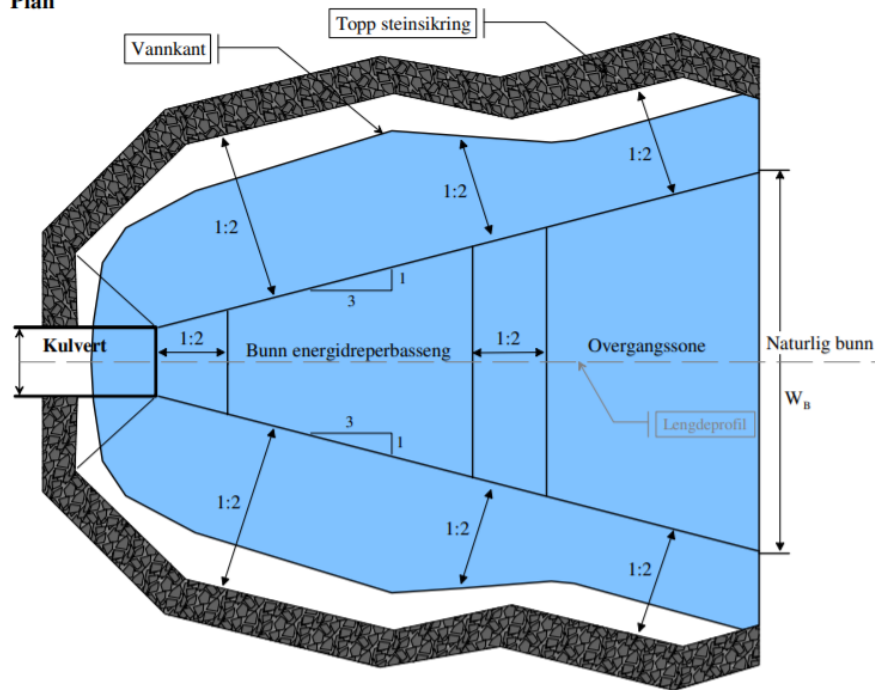
Steinstørrelse	Kriteria	Dimensjon
D_{\min} (D_{15})	$D_{15} = D_{50} * 0,6$ til $0,9$	0,45 m
D_{50}	$D_{50} = D_{30} * 1,2$	0,75 m
D_{\max}	$D_{\max} = D_{50} * 2$	1,5 m

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. Men i dette tilfelle har vi såpass stor vannhastighet at det anbefales å ha basseng foran utløpene.

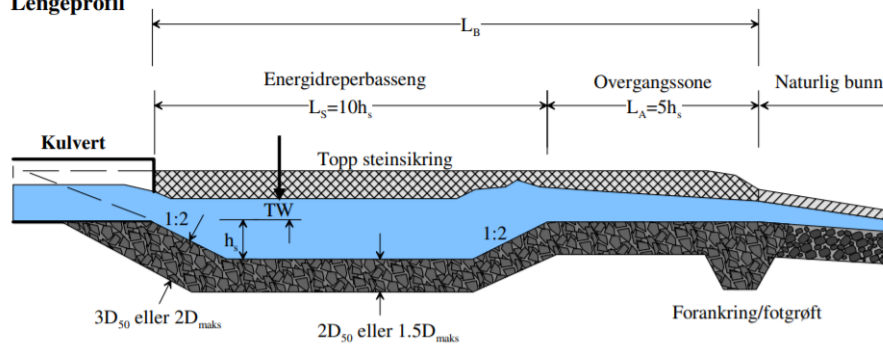
På neste side er typisk plantegning samt lengdprofil i utløper gitt. Det anbefales å disse prinsippsnitter følges. Tykkelse av plastringen er ~1,5m, og total lengde av plastringen er 8-10m og bassengen må være 5-7m lang.

Plan og lengdesnitt av kulvert og energidreperbasseng er vist her nedenfor

Plan



Lengdeprofil



4 Konklusjon

I veilederen for dimensjonering av erosjonssikringer av stein fra NVE ([2]: side 60, kapitel 4.2.3 - Detaljprosjektering) finnes følgende sjekklister for detaljprosjektering av erosjonssikring:

- ✓ Datainnsamling, inkludert gjennomgang av det som ble gjort ifm. forprosjekteringen.
- ✓ Flomberegning og 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.

VSO Consulting har fulgt overnevnt sjekklister og tatt hensyn til prosjekteringsgrunnlag presentert i NVE standarder [1] og [2].

Dette notat gjelder «Bestemme nødvendig steinstørrelse», «Bestemme sikringens tykkelse» samt «Bestemme utforming av filter»

Geoteknisk vurdering av grunnforhold og sammendrag har blitt utført av VSO Consulting i særskilt notat datert: 4 mai 2020. Området er definert som sprøbrudds-/kvikkleire område men områdestabilitet er vurdert tilstrekkelig i ovennevnt notat.

For å oppfylle reguleringsbestemmelser må bakkedraget erosjonssikres. Konklusjon er dermed at erosjon er vurdert og ivaretatt i.h.t. [1] og at områdestabilitet er tilfredsstillende.

Med vennlig hilsen,

Guðjón Örn Björnsson.

Guðjón Örn Björnsson

VSO Consulting

Referanser:

[1] Sikkerhet mot kvikkleireskred. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper (NVE 7/2014).

[2] Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein. NVE. Veileder 4/2009.