

Oppdragsgiver
Møre og Romsdal Fylkeskommune

Dokument type
Geoteknisk vurderingsrapport

Dato
20.10.2025

Forprosjekt Finnøybrua

Geoteknisk vurdering for reguleringsplan



Forprosjekt Finnøybrua

Geoteknisk vurdering for reguleringsplan

Oppdragsnavn **Forprosjekt Finnøybrua**
Prosjekt nr. **1350060191**
Mottaker **Møre og Romsdal Fylkeskommune**
Dokument type **Vurderingsrapport**
Versjon **01**
Dato **30.09.2025**
Utført av **Haakon Kulberg og Synne Rødal**
Kontrollert av **Bård A. Gjengstø**
Godkjent av **Kristian Husby**
Beskrivelse **Geoteknisk vurderingsrapport for reguleringsplan**

Rambøll
Kobbegate 2
PB 9420 Torgarden
N-7493 Trondheim

T +47 73 84 10 00
<https://no.ramboll.com>

Revisjonsoversikt

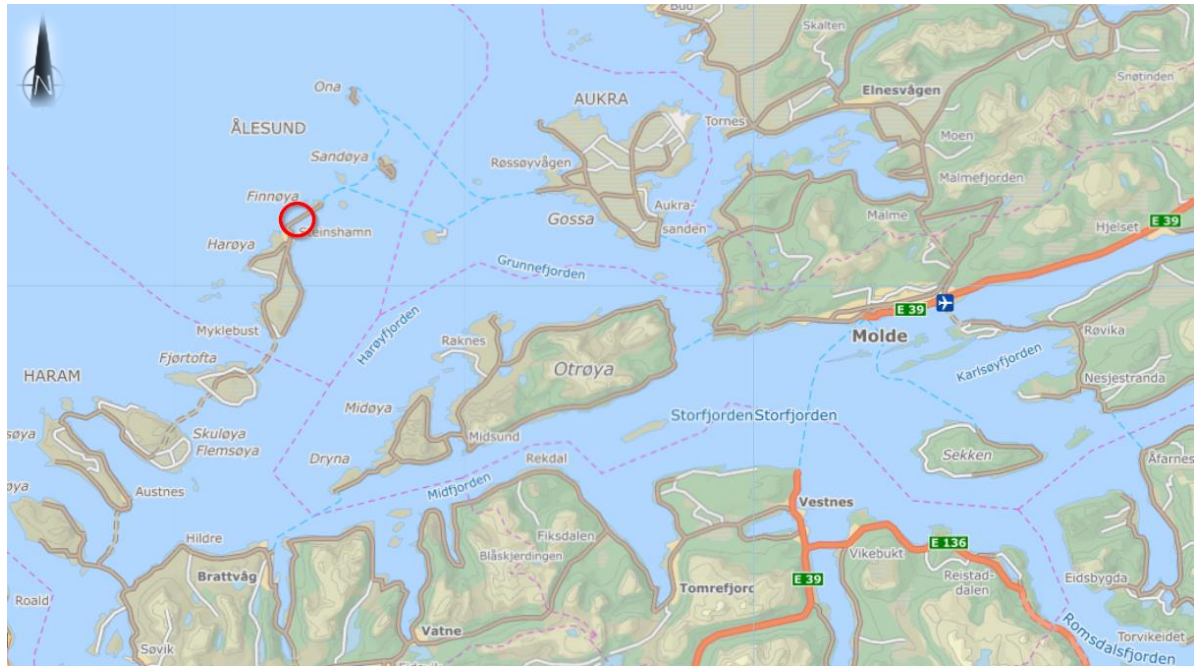
Rev.	Dato	Endringsbeskrivelse	Utarb.	Kontr.	Godkj.
00	13.05.2025	Rapport utarbeidet	HKUL/SYRO	BAGJ	KRHU
01	30.09.2025	Revisjon av figur 3 og justert tekst i rapport	HKUL	BAGJ	KRHU
02	20.10.2025	Revidert kapittel 2	HKUL	BAGJ	KRHU

Innholdsfortegnelse

1.	Bakgrunn	2
2.	Utførte undersøkelser	4
3.	Grunnforhold	5
3.1	Kvartærgeologi	5
3.2	Løsmasser	5
4.	Grunnlag for geoteknisk prosjektering	6
4.1	Myndighetskrav	6
4.2	Geoteknisk kategori	6
4.3	Konsekvens- og pålitelighetsklasse (CC/RC)	6
4.4	Prosjekterings- og utførelsesklasse (PKK/UKK)	6
4.5	Grunntype	7
4.6	Flom- og skredfare	7
5.	Geotekniske vurderinger	8
5.1	Prosjekteringsforutsetninger	8
5.2	Laster	8
5.3	Fyllingsarbeider	8
5.4	Setninger	9
5.5	Fundamentering	9
5.6	Stabilitet	10
5.7	Stabilitet av fylling	11
6.	Videre arbeider	12
	Referanser	13
	Tegning	13
	Vedlegg	13

1. Bakgrunn

Møre- og Romsdal Fylkeskommune planlegger en ny bru mellom Finnøya og Harøya i Ålesund kommune som skal erstatte den gamle brua på stedet. I forbindelse med den nye brua må det utarbeides ny reguleringsplan for dette området. Rambøll Norge AS er engasjert for å bistå fylkeskommunen med utarbeidelse av ny reguleringsplan og forprosjekt for den nye brua, se figur 1 og figur 2.



Figur 1. Oversiktskart over områdene rundt Finnøybrua. Kartkilde: kart.finn.no

Dagens Finnøybru er en fritt opplagt platebru i ett spenn som ble bygget i 1972. Brua har store korrosjonsskader i dag og må derfor skiftes ut. Brua ligger i sundet mellom Harøya og Finnøya ytterst på Nordøyvegen, se figur 2.



Figur 2. Dagens fylkesveg mellom Harøya og Finnøya med Finnøybrua ca midt i sundet mellom øyene. Kilde: Prosjektet

2. Utførte undersøkelser

Innledningsvis ble det utført sjøbunnskartlegging på begge sider av dagens fylkesveg mellom Harøya og Finnøya. Område hvor det er utført sjøbunnskartleggingen er vist under i figur 3.



Figur 3. Område hvor det er utført sjøbunnskartlegging mellom Harøya og Finnøya. Kartkilde Kartverket

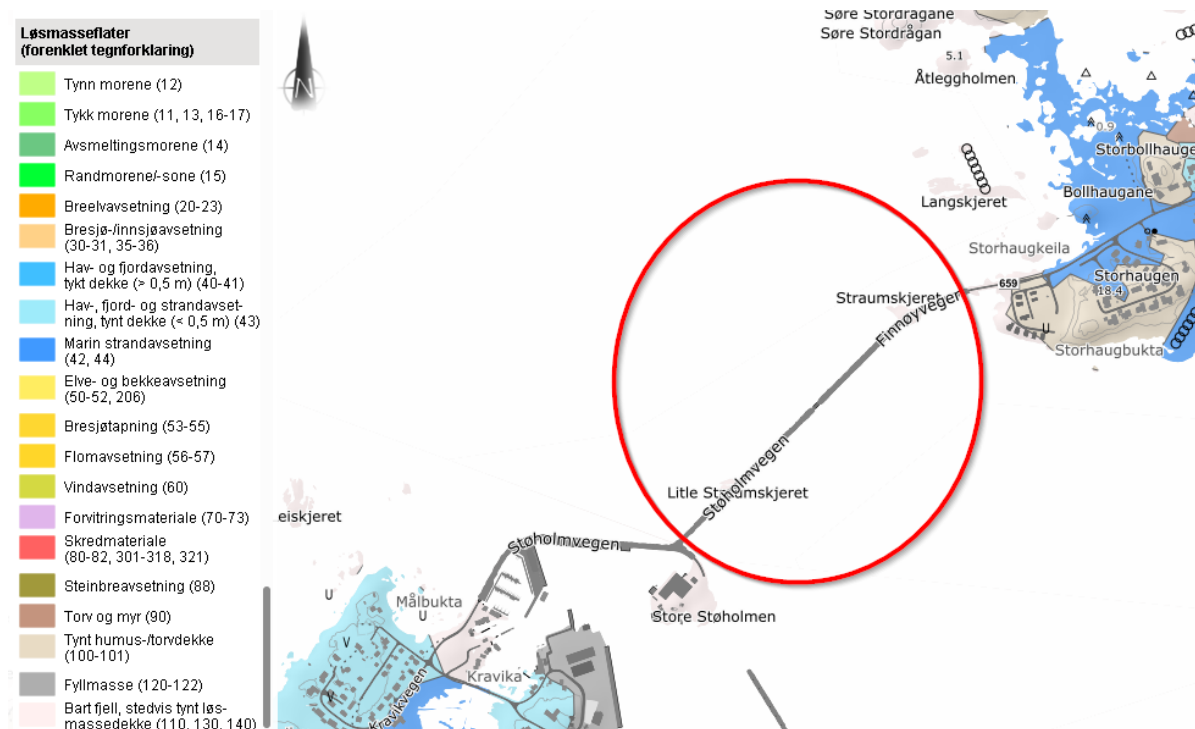
Det ble i 2021 utført grunnundersøkelser i senterlinje veg på begge sider av eksisterende bru. Det ble utført 3 totalsonderinger på hver side av brua, totalt 6 sonderinger, med kartlegging av dybde til berg. Resultatene herfra er presentert i egen datarapport [1] og tatt hensyn til i vurderingene i denne rapporten.

I forbindelse med de nye arbeidene med vurdering av broløsning og fyllinger for ny bro og - midlertidig bro, er det utført supplerende grunnundersøkelser. Det er utført 26 totalsonderinger, 3 trykksunderinger med poretrykksmålinger og tatt opp 2 prøveserier. Resultatene er presentert i egen rapport [2] og tatt med i vurderingene i denne rapporten.

3. Grunnforhold

3.1 Kvartærgeologi

I figur 4 er vist et utsnitt fra kvartærgeologisk kart over området. Finnøya og nordre del av Harøya ligger så lavt at marin grense ikke er vist i kartet, men sørenden av Harøya ligger høyere og der ligger marin grense rundt kote +50.



Figur 4. Utsnitt fra kvartærgeologisk kart i sundet mellom Harøya og Finnøya. Kartkilde: www.ngu.no

Kvartærgeologisk kart viser at nordenden av Harøya har et løsmassedekke av "Hav-, fjord- og strandavsetninger, tynt dekke", "Marine strandavsetninger", "Fyllmasser" og "Bart fjell med stedvis tynt løsmassedekke". I sørenden av Finnøya består løsmassedekket av "Marine strandavsetninger", "Fyllmasser" og "Bart fjell med stedvis tynt løsmassedekke".

3.2 Løsmasser

Sonderingene på begge sider av planlagt fylling mellom Harøya og Finnøya viser at løsmassene her består av friksjonsmasser. Broarkivet til Statens vegvesen viser at Finnøybrua ble bygget i 1972 og det antas at det samme gjelder for fyllingene på begge sider. På befaring ble det observert at fyllingene består av samfengt sprengstein, men sonderingene viser at løsmassene under fyllingene består av sand over morene/grove masser over berg.

Det var vanskelig å få opp løsmasseprøver, selv ved bruk av sandfanger, men grunnborer klarte å få opp prøver av toppmassene i borpunkt 19 og 20. Disse viste at massene her besto av noe grusig- og siltig sand i toppen over sand. Prøvene som ble mistet tyder på innhold av grus og skjell videre i dybden. Under sandlaget måtte det brukes spyling, slag og økt rotasjon for å komme ned, og det tyder på meget faste løsmasser, sannsynligvis morenemasser eller mer grusige masser.

4. Grunnlag for geoteknisk prosjektering

4.1 Myndighetskrav

De geotekniske vurderingene for prosjektet er underlagt følgende regelverk:

- Vegnormal N200 "Vegbygging" [3]
- Vegnormal N400 "Bruprosjektering" [4]
- Vegnormal N-V220 "Geoteknikk i vegbygging" [5]
- Håndbok V221 "Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger" [6]
- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode 0 [7]
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020. Eurokode 7 [8]
- NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021. Eurokode 8 [9]
- NVEs retningslinjer nr. 2/2011 "Flaum og skredfare i arealplanar" [10]
- Håndbok R762 "Prosesskode 2" [11]

4.2 Geoteknisk kategori

Geoteknisk kategori skal velges ut fra kompleksitet og risiko i henhold til N200 kapittel 1.1.1 og Eurokode 7. Anleggs- og fundamenteringsarbeidene for Finnøybrua omfatter sålefundamentering, pelefundamentering, fyllinger, jordarbeider og utgravinger. Det forventes ikke unormale risikoer eller vanskelige grunnforhold. I henhold til kapittel 2.1 i Eurokode 7 velges derfor **geoteknisk kategori 2**.

Fyllingshøyden blir ca 20 meter høy og sjøbunnen er relativt jevn, se vedlegg 1. Med henvisning til N200 avsnitt 1.1.1-3 mener vi derfor at fyllinga ikke ligger i geoteknisk kategori 3, men i **geoteknisk kategori 2**.

4.3 Konsekvens- og pålitelighetsklasse (CC/RC)

ÅDT for dagens veg er oppgitt å være ca 500 i 2023 basert på skjønn. I henhold til tabell 1.1.1-1 i N-V220 tilsier dette konsekvensklasse CC1, men fordi det ikke er noen omkjøringsmuligheter vurderes det at arbeidene med vegfyllingene ligger i **konsekvensklasse CC2** på grunn av lav ÅDT.

Både permanent bro og midlertidig bro vurderes i henhold til Vegnormal N400 og Eurokode 0 å ligge i **konsekvensklasse CC3**. Dette vil også gjelde for bæreevne- og stabilitetsberegningene som utføres for brufundamentene.

Statens Vegvesens håndbok N200 oppgir i kapittel 1 Tabell 1.1.3-1 at for konsekvensklasse CC2 skal det normalt velges pålitelighetsklasse RC2, og for konsekvensklasse CC3 skal det normalt velges pålitelighetsklasse RC3. Derfor velges **pålitelighetsklasse RC2** for fyllingsarbeidene og **pålitelighetsklasse RC3** for arbeider som berører broene eller brofundamentene.

4.4 Prosjekterings- og utførelsesklasse (PKK/UKK)

Prosjekteringskontrollklasse skal velges i henhold til tabell 1.2.1-1 i N200, og denne sier at for geoteknisk kategori 2 og pålitelighetsklasse RC2 havner arbeidene i **prosjekteringskontrollklasse PKK2** mens for geoteknisk kategori 2 og pålitelighetsklasse 3 havner arbeidene i **prosjekteringskontrollklasse PKK3**.

Under punkt 1.2.3 i N200 er det presisert at for geotekniske arbeider skal "Utvidet kontroll PKK3 gjennomføres fra og med oppstart reguleringsplan til og med byggefasen". Siden denne rapporten gjelder ny reguleringsplan, er det derfor relevant å kontrollere de forholdene som er nevnt i rapporten som krever PKK3-kontroll. Beregninger for arbeider som havner i PKK2 er derfor ikke tatt med i denne rapporten.

Både for PKK2 og PKK3 kreves egenkontroll, intern systematisk kontroll og utvidet kontroll. Utvidet kontroll i prosjekterings- og utførelseskontrollklasse PKK2/UKK2 kan begrenses til en kontroll av at egenkontroll og intern systematisk kontroll er gjennomført og dokumentert mens prosjekterings- og utførelseskontroll i klasse PKK3/UKK3 skal utføres som en faglig kontroll.

4.5 Grunntype

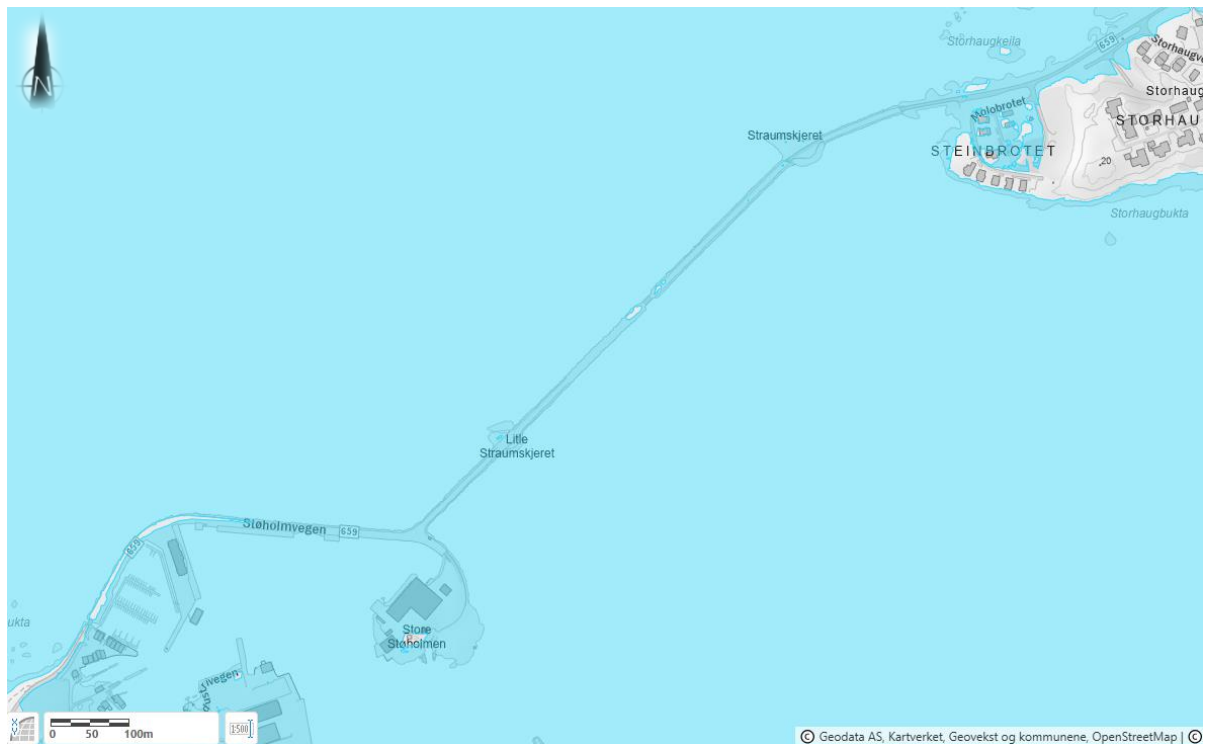
Grunntyper bestemmes i henhold til Eurokode 8 tabell NA3.1.

Både den permanente brua og den midlertidige brua blir liggende på sprengsteinsfylling som er inntil ca. 22 meter høy. Den permanente brua er planlagt fundamentert på stålrørspeler mens den midlertidige brua blir direktefundamentert på betongplater.

Løsmassene på stedet passer godt med "Avleiringer av svært fast sand eller grus eller stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden" og det vurderes derfor at grunntypen her er **grunntype B**. Grunntypen må verifiseres og behov for seismisk dimensjonering må vurderes i detaljprosjekteringen.

4.6 Flom- og skredfare

I henhold til NVEAtlas vil store deler av fylkesveg 659 på begge sider av Finnøybrua være utsatt for oversvømmelse ved en 200-års stormflissituasjon i år 2100, se figur 5. Dagens 200-års stormflo er oppgitt av kartverket å ligge på ca kote +1,9 (NN2000). Forventet havstigning frem til år 2100 er beregnet til ca. 0,77 meter noe som betyr at dimensjonerende 200-års stormflo i år 2100 vil være på ca. kote +2,7 (NN2000). Dette er mer detaljert beskrevet i hydrologisk notat [12].



Figur 5. Aktsomhetsområder for flom (blå skravur) (Kartkilde: Atlas.nve.no)

Det er ikke markert aktsomhetsområde for snøskred, steinsprang eller jord- og flomskred dette området.

Det ligger heller ingen kvikkleiresoner i dette området og det er ingen informasjon om at det er påtruffet sprøbruddmateriale i grunnundersøkelser i dette området. Vurdering av områdestabilitet er derfor ikke aktuelt.

5. Geotekniske vurderinger

5.1 Prosjekteringsforutsetninger

I henhold til vegnormal N400 ligger både permanent- og midlertidig bro i konsekvensklasse CC3 som følgelig gir kontrollklasse PKK3. De planlagte vegfyllingene vil i all hovedsak bestå av samfengt sprengstein. Samfengt sprengstein vurderes å ha en seig bruddoppførsel og i henhold til tabell 1.4.2-1 i N200 blir krav til partialfaktor da $\gamma_m \geq 1,4$.

Kvaliteten til sprengsteinsmassene eller hvor disse kommer fra er ikke kjent. Det er derfor valgt å ta høyde for at disse kan bestå av varierende kvalitet med en del finstoff og med lav komprimering. Parameterne i sandlaget er konservativt tolket ut fra Cptu-sonderingen i borpunkt 20, se vedlegg 2. Løsmasseparameterne i morenemassene er vurdert ut fra totalsonderingene og erfaringsverdier fra Statens vegvesen [5]. I tabell 1 er løsmasseparameterne som er brukt i beregningene vist.

Tabell 1 Løsmasseparametere brukt i de geotekniske beregningene.

Materiale	Tyngdetetthet [kN/m ³]	Friksjonsvinkel [°]	Attraksjon [kPa]
Sprengsteinsfylling	19	40	1,2
Sand	19	36	5
Morene	20	38	10

5.2 Laster

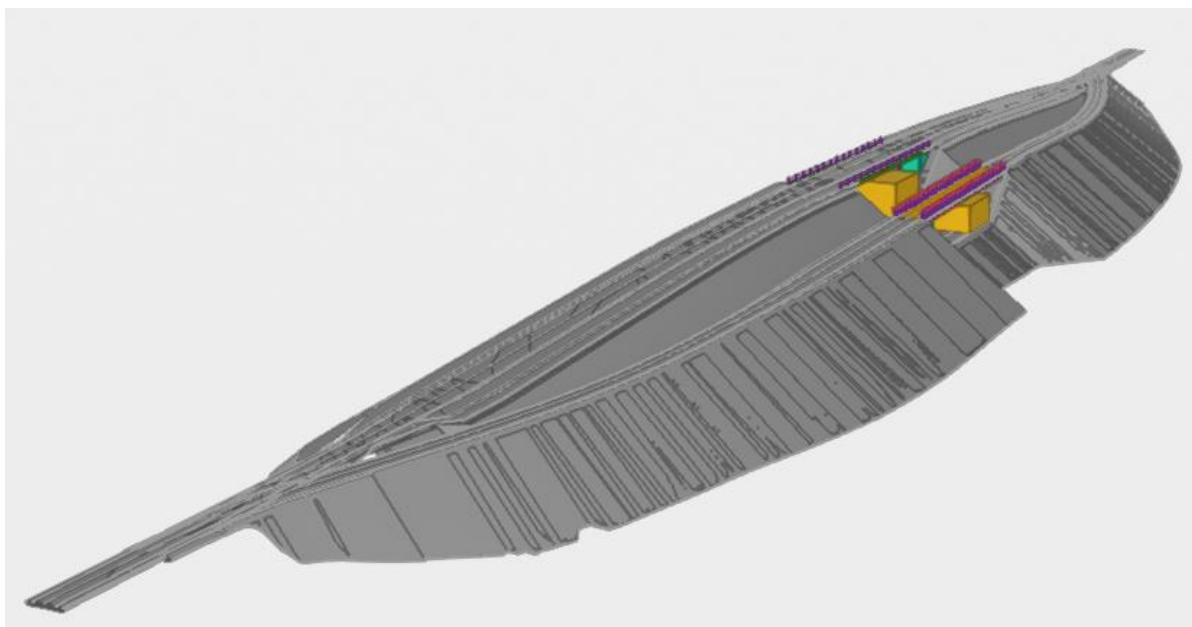
Karakteristiske laster på ny veg i stabilitetsberegningene er satt til 15 kPa mens karakteristisk last i gang- og sykkel felt er satt til 10 kPa i henhold til N200. I stabilitetsberegningene er det lagt på en lastkoeffisient på $\gamma_q = 1,3$.

Lastene fra midlertidig bro er beregnet av konstruksjonsavdelingen i henhold til gjeldende regelverk. Inklusiv trafikklast har dette resultert i vertikallast fra bro på 1.725 kN og en horisontallast på 618 kN på fundamentene i hver ende av broa. I tillegg kommer last fra vegoverbygningen (1 meter).

5.3 Fyllingsarbeider

En forutsetning i prosjektet er at dagens senterlinje for vegen ikke skal endres som følge av arbeidene med ny bro. Siden ny bro må heves med ca 3 meter i forhold til dagens bro, betyr det at fyllingsutslag vil slå ut på begge sider av dagens vegfylling. Det er laget et notat som beskriver oppbygging og geometri til ny vegfylling [13]. I mesteparten av fyllinga planlegges det å fylle opp med samfengte sprengsteinsmasser (0-600mm). Det må lages avtrappinger for plastringen på begge sider av fyllingen. Avtrappingene må avrettes med et 0,8 meter tykt filterlag av stein med fraksjon 120-300 mm. Plastringslaget blir minimum 2,3 meter tykt ut mot storhavet (nordvest) og her må det brukes blokk med W50 = 4 tonn. På innsiden av fyllinga, mot sørøst blir plastringslaget minimum 1,8 meter tykt og det må legges plastringsblokk med minimum størrelse W50 = 2 tonn.

I bunnen av fyllinga må det legges tåfyllinger for å beskytte mot undergraving av fyllinga. Totalsonderingene har vist at fyllinga stort sett vil bli liggende på mellom ca 1-5 meter sand hele veien mellom Harøya og Finnøya. Tåfylling vil sannsynligvis bare være nødvendig på yttersiden av fyllinga (mot nordvest) og på innersiden (mot sørøst) der det ikke ligger noen fylling for midlertidig veg og bro. Ny bro og midlertidig bro er vist sammen med fylling i anleggsperioden i figur 6.



Figur 6. Nye Finnøybrua og midlertidig bro sett fra Harøya mot Finnøya. Kartkilde: Prosjektet

Det er avgjørende for sikkerheten at fyllingsarbeidene kontrolleres med undervannskamera, multistråleekkolodd eller undervannsscannere. Overheng som oppdages underveis i fyllingsarbeidene, må sprenges ned kontrollert eller slakes ut på annen kontrollert måte, så raskt som mulig for å ikke utgjøre noen fare for arbeidene høyere opp.

5.4 Setninger

Det må forventes egensetninger i fyllingene som vil pågå en tid etter utlegging siden fyllingene er så høye. Totalt antas det at setningene vil bli i størrelsesorden 1-2% av fyllingshøydene. Erfaringsmessig forventes konsolideringstiden for høye sjøfyllinger å vare i 2-3 år, men meste-parten av setningene forventes å være unnagjort i løpet av 0,5-1 år. Fyllingene må ligge gjennom minimum 1-2 stormer før finavretting utføres.

5.5 Fundamentering

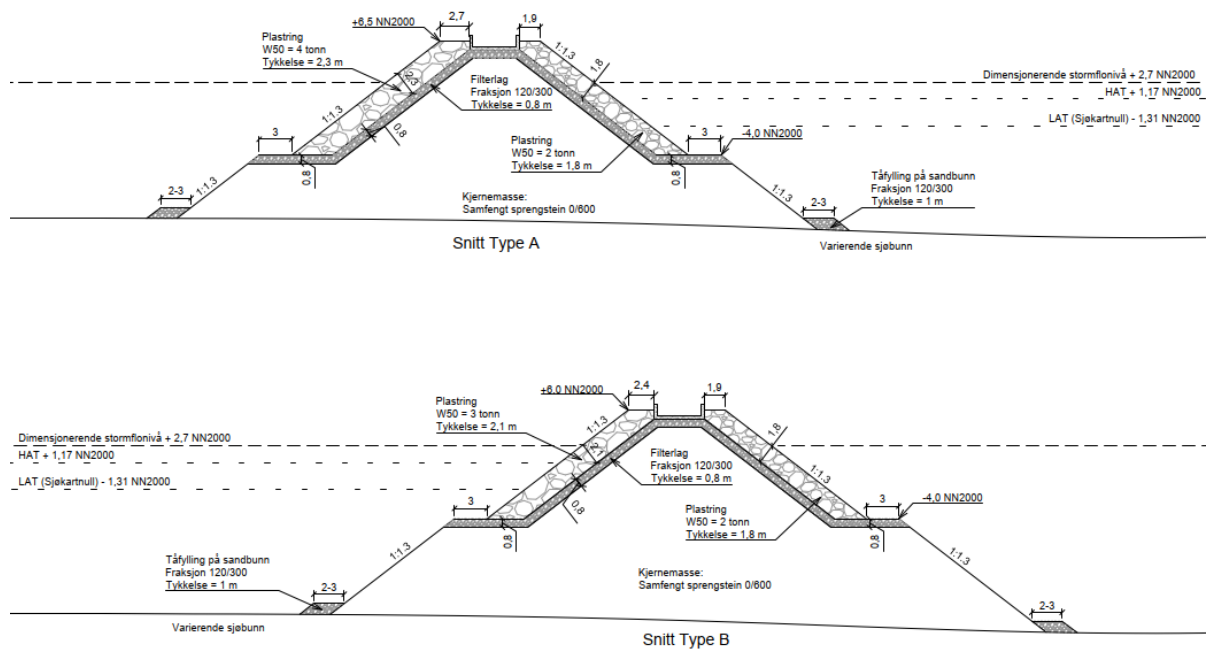
Ny permanent bro vil bli fundamentert på spissbærende stålrørspeler gjennom sprengsteinsfylling til berg. Det er foreløpig anbefalt borede stålrørspeler da vi ikke kjenner kvaliteten eller størrelsen på blokkene i eksisterende sprengsteinsfylling. Det er sannsynligvis enklest å installere pelene fra lekter, siden pelene blir stående i skråningen mellom landkar og seilingsleia. Foreløpig er det vurdert at pelene får dimensjon $\varnothing=1016\text{mm}$ og de må fylles med armert betong. I henhold til prosesskoden [11] må pelene bores minimum 2 meter inn i godt berg i fullt tverrsnitt. Pelene er ikke detaljprosjektert i denne fasen da peleløsningen ikke har betydning for reguleringsplanen. Pelene må prosjekteres i neste planfase når permanent bro er prosjektert, og lastene er bestemt.

Midlertidig bro er forutsatt direktefundamentert på en støpt betongplate i hver ende. Beregninger viser at en støpt betongplate med dimensjoner 6*7 meter vil være tilstrekkelig, se vedlegg 3. Minimumsavstand fra betongplata til skråning ned mot seilingsleia er beregnet til 5 meter. Mot yttersiden i sør er det viktig at betongplata ligger innenfor plastringslaget.

5.6 Stabilitet

Det er utført egen prosjektering for planlagt fylling for å bestemme dimensjonerende bølgehøyde og nødvendig sikring for fylkesvegen. Resultatene her er presentert i egen rapport [13] og danner grunnlag for geometrien til ny fylling, se figur 7.

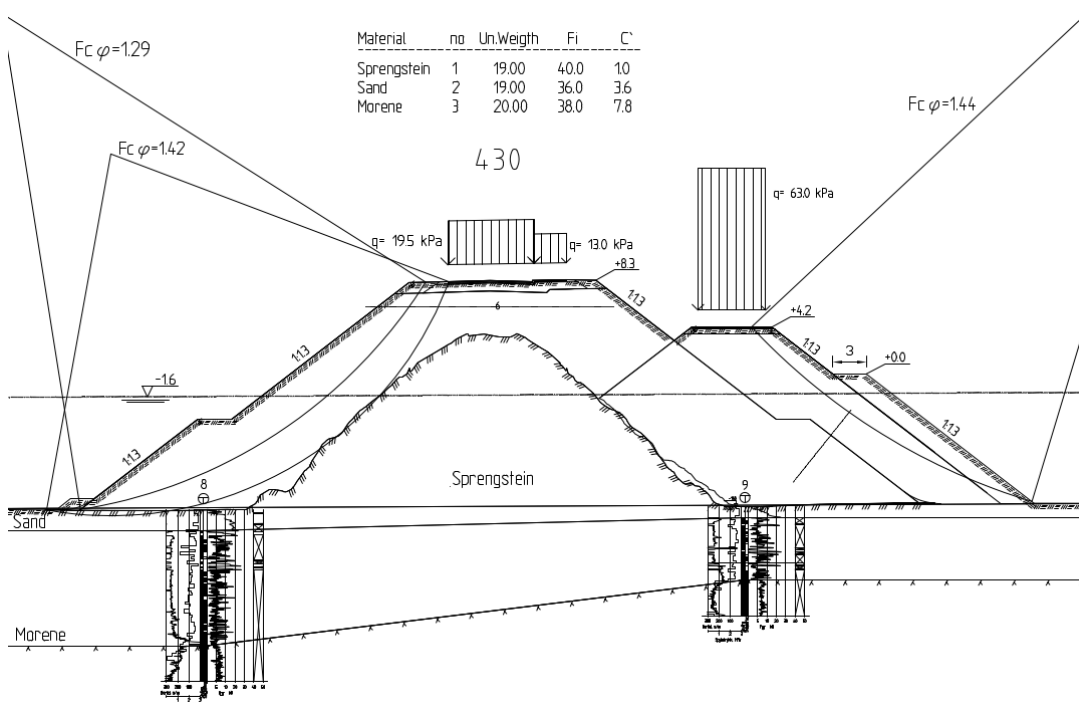
På grunn av kravet til vertikal klaring er brua hevet noe i forhold til høydene beregnet for ny fylkesvegfylling. Dette har medført at vegbanen over brua ligger på ca kote +8,3.



Figur 7. Geometri for fremtidig hovedfylling hentet fra eget notat [13].

5.7 Stabilitet av fylling

Stabilitetsberegninger av de høyeste delene av fyllingene er vist i tegning 10 og figur 8 der beregnet sikkerhet mot utglidning i fyllingene er oppgitt.



Figur 8. Stabilitetsberegninger i profil 430 der fyllingene er høyest. Kilde: Prosjektet

Beregningene viser at overflatestabiliteten til fyllingene med utforming i henhold til vegvesenets regelverk med overflatehelning på 1:1,3 har en sikkerhet som ligger rundt $\gamma_m \sim 1,3$. Disse overflateglidningene vurderes som lite realistiske for sprengsteinsfyllinger. Det vurderes derfor at overflatestabiliteten ikke er relevant for vurderingene av stabiliteten til sprengsteinsfyllingene.

I beregningen vises også glideflater som går gjennom fyllingene og ned i den originale sjøbunnen, og dette er glideflater som er relevante for stabiliteten til fyllingene. Beregningene viser at dype glideflater har en sikkerhet på $\gamma_m > 1,4$. Stabiliteten er dermed god nok både for hovedfyllinga og midlertidig fylling, se resultater i tabell 2.

Tabell 2. Resultater fra stabilitetsberegningene ved nordgående portal.

	Sikkerhetsfaktor	
Beregningsprofil	Effektivspenning (lang sikt)	Tegningsnummer
Profil 430, stabilitet mot nordvest	1,42	10
Profil 430, stabilitet mot sørøst (midlertidig fylling)	1,44	10

Beregningene viser at ved fundamentene for midlertidig bro vil det blir stor påkjenning på sprengsteinsfyllinga fra brolastene, som reduserer stabiliteten lokalt. For å sikre stabiliteten her må det derfor etableres motfyllinger på kote 0,0 som strekker seg minimum 2,5 meter horisontalt ut fra fyllinga. Deretter fortsetter motfyllingene med helning 1:1,3 til de treffer sjøbunnen. Dette tiltaket vil sikre at stabiliteten ved de midlertidige brofundamentene også tilfredsstiller kravet på $\gamma_m \geq 1,4$.

I beregningene er opprinnelig sandlag antatt helt upåvirket av fyllingene og ligger under fyllingene med samme mektighet som er dokumentert i sonderingene. Dette vurderes som konservativt, da deler av skjellsandlaget trolig vil virvles opp eller fortrenses når fyllingene legges ut. Men siden det er usikkert i hvor stor grad sandlaget påvirkes av fyllingsarbeidene, er det valgt å modellere fyllingene på denne måten.

6. Videre arbeider

Det gjenstår noen avklaringer rundt hvordan plastringen på innsiden av fyllinga (sørøst) skal utføres i forhold til fylling for midlertidig bro. Her må det hensyntas hva som skal fjernes av midlertidig fylling når Finnøybrua er ferdig. Det er muligheter for å justere motfyllingene mot brofundamentene slik at dette blir optimalt i forhold til en helhetlig løsning. Dette må avklares og tas med i detaljeringen i neste planfase.

I neste fase bør midlertidig fylling optimaliseres i forhold til permanent fylling. Her kan det være mulig å spare fyllingsvolum ved å samkjøre fyllingsplanene, trafikkavviklingen og ønsket etterbruk av midlertidig fylling.

Referanser

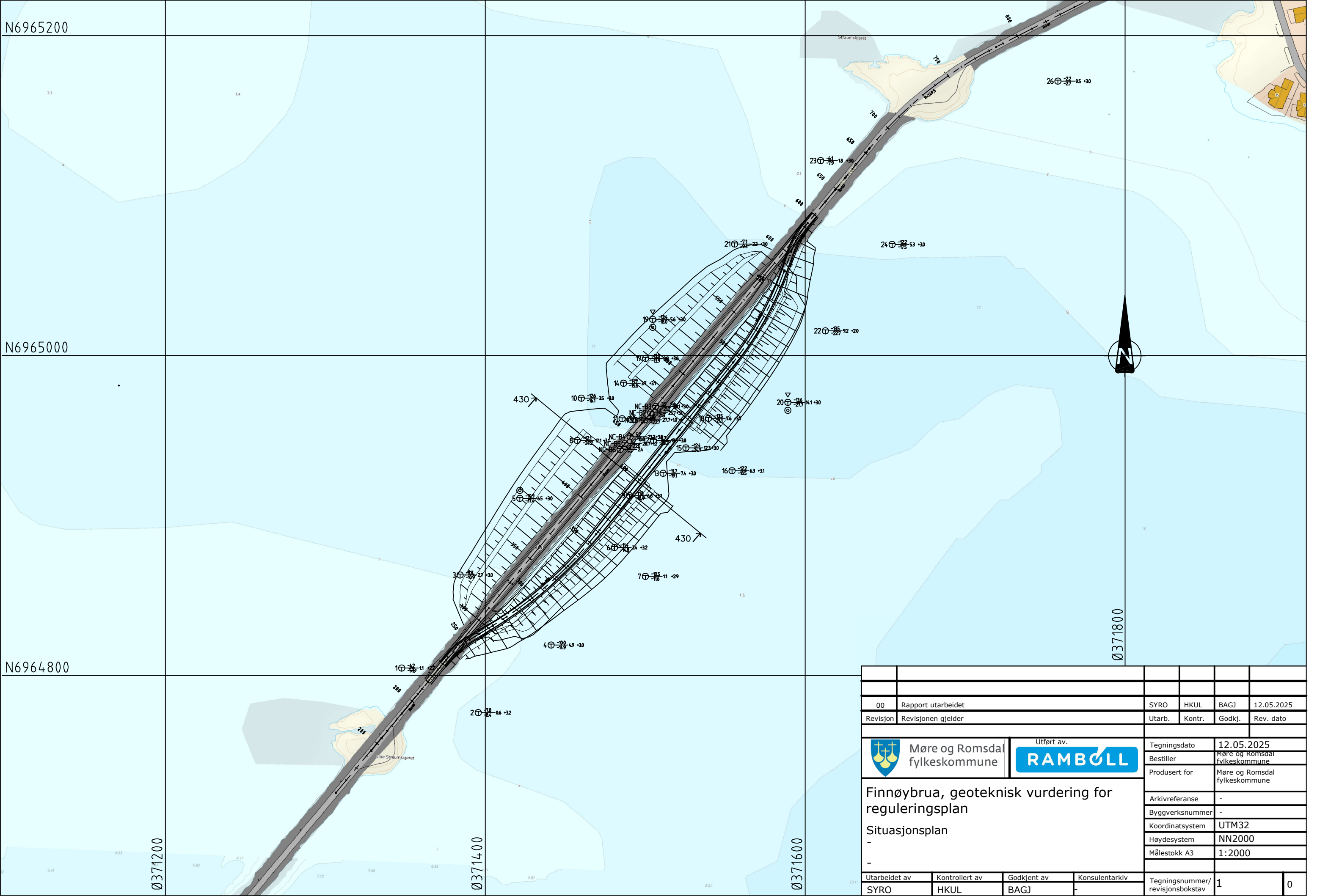
- [1] Norconsult AS, «Oppdragsnummer 52106700, rapportnummer -RIG-R01 Fv 528 15-1022 Finnøybrua. Geoteknisk datarapport,» 2021.12.21.
- [2] ERA Geo, «Oppdragsnummer 24352A, dokumentnummer -RIG01 Finnøybrua. Geoteknisk datarapport,» 2024.12.17.
- [3] Statens vegvesen, «Vegnormal N200 Vegbygging,» 2024.
- [4] Statens vegvesen, «Vegnormal N400 Bruprosjektering,» 2024.
- [5] Statens vegvesen, «Vegnormal N-V220 Geoteknikk i vegbygging,» 2025.
- [6] Statens vegvesen, «Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skrånninger,» 2014.
- [7] Standard Norge, «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode 0. Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner,» 2016.05.01.
- [8] Standard Norge, «NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020. Eurokode 7. Geoteknisk prosjektering. Del 1. Allmenne regler,» 2020.12.18.
- [9] Standard Norge, «NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021. Eurokode 8. Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Almenne regler, seismiske laster og regler for bygninger,» 2021.06.30.
- [10] NVE, «NVEs retningslinjer nr. 2/2011 Flaum og skredfare i arealplanar,» 2014.05.22.
- [11] Statens vegvesen, «Håndbok R762 Prosesskode 2,» 2018.
- [12] Rambøll Norge AS, «Prosjektnummer 1350060191 Tidevann og stormflohøyder ved Finnøybrua,» 2025.05.08.
- [13] Norconsult AS, «Oppdrag 52502015, dokumentnummer KYST 01 Ny utforming av molo Harøy - Finnøy,» 2025-04-01.

Tegning

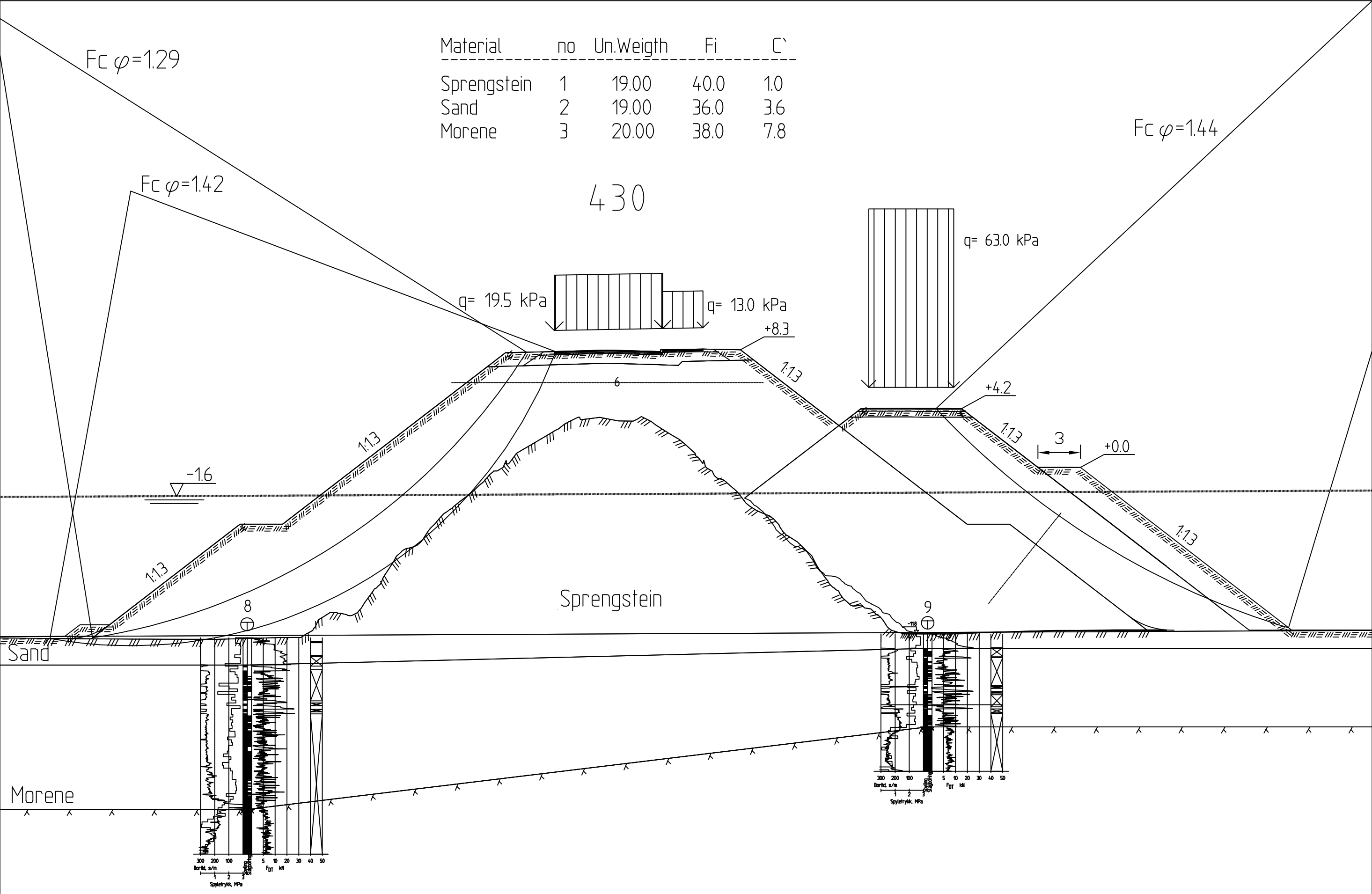
1	Situasjonsplan	Målestokk: 1:2000
10	Stabilitetsberegning, profil 430	Målestokk 1:250

Vedlegg

Vedlegg 1	CPTU-sondering og tolking av løsmasseparametere
Vedlegg 2	Bæreevneberegninger for direktefundamentering av midlertidig bro



00	Rapport utarbeidet	SYRO	HKUL	BAGJ	12.05.2025
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb.	Kontr.	Godkj.	Rev. dato
Møre og Romsdal fylkeskommune Utført av. 		Tegningsdato		12.05.2025	
Finnøybrua, geoteknisk vurdering for reguleringsplan Situasjonsplan - -		Bestiller		Møre og Romsdal fylkeskommune	
		Produsert for		Møre og Romsdal fylkeskommune	
		Arkivreferanse		-	
		Byggverksnummer		-	
		Koordinatsystem		UTM32	
		Høydesystem		NN2000	
		Målestokk A3		1:2000	
Utarbeidet av		Kontrollert av		Godkjent av	
SYRO		HKUL		BAGJ	
		Konsulentarkiv		Tegningsnummer/ revisjonsbokstav	
				1	
				0	

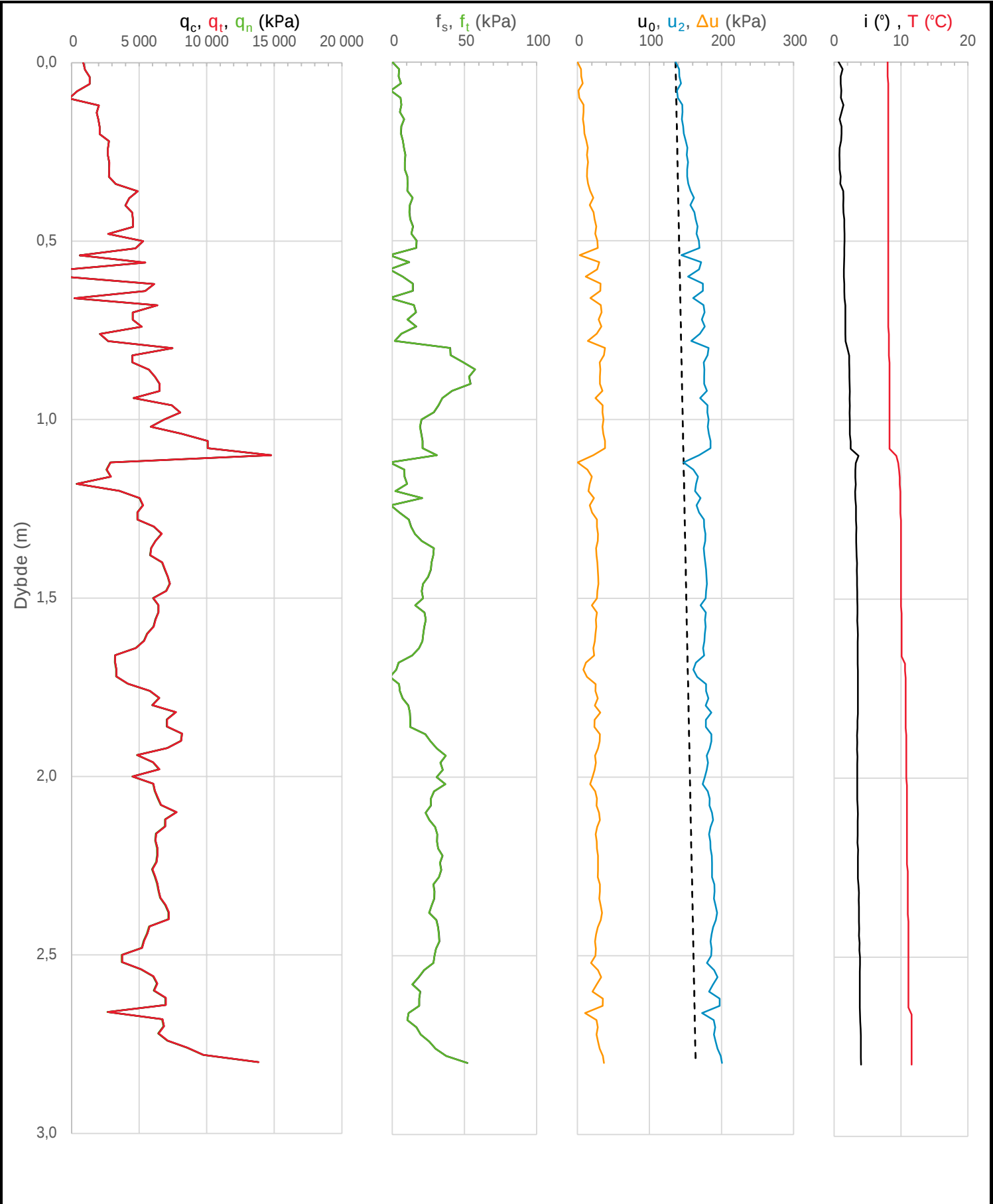


			RAMBOLL			OPPDRAG Finnøybrua		INNHold STABILITETSBEREGNING		OPPDRAG NR. 1350060191	MÅLESTOKK 1:250	BLAD NR. 01	AV 01
00	07.05.2025	Utarbeidet	SYRO	BAGJ	HKUL	OPPDRAGSGIVER Møre og Romsdal fylkeskommune		Profil 430		TEGNING NR. 10			
REV.	DATO	ENDRING	TEGN	KONTR	GODKJ					REV. 00			
TEGNINGSSTATUS			Rambøll Norge AS P.b. 9420 Torgarden 7493 Trondheim TLF: 73 84 10 00 www.ramboll.no										

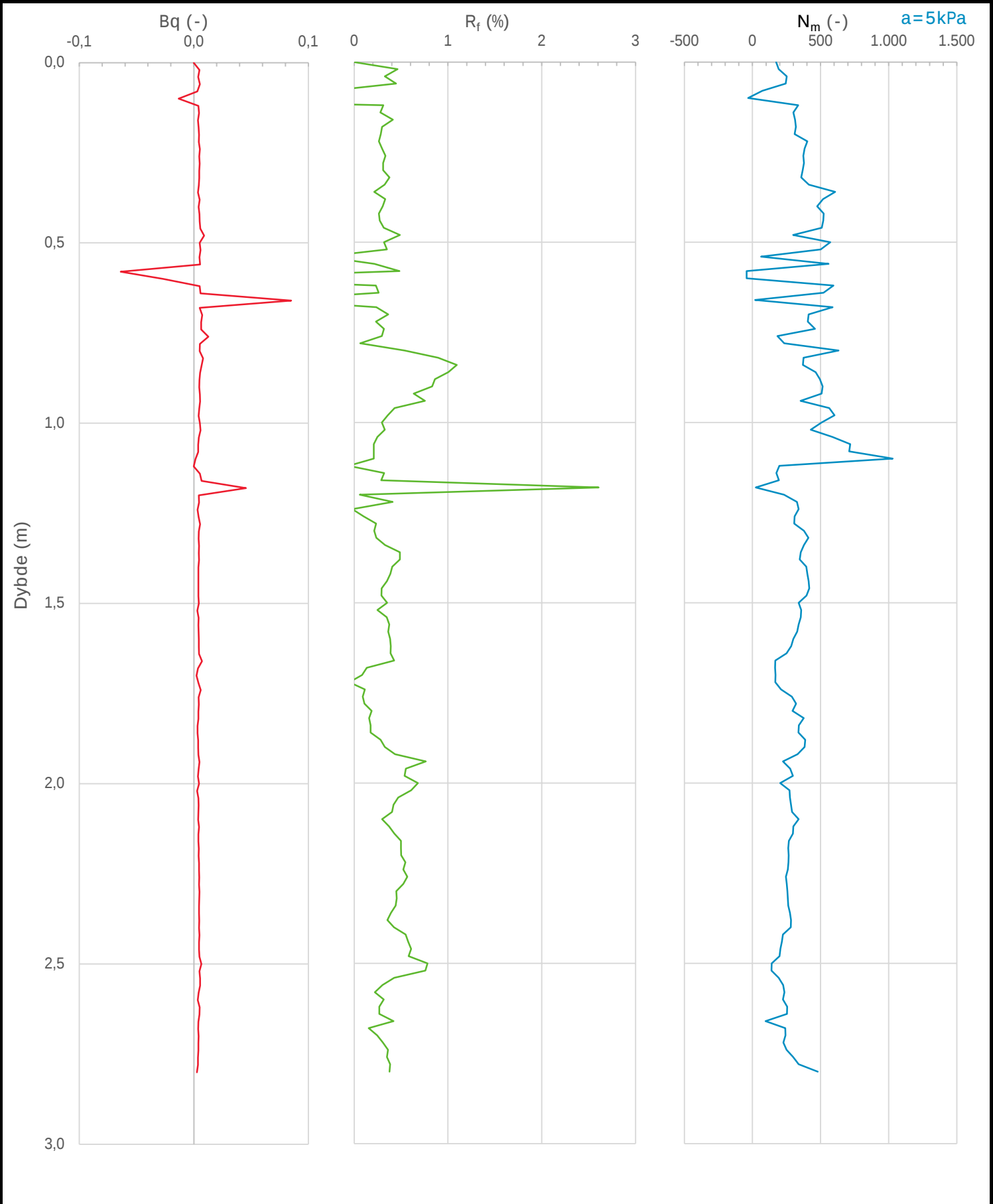
1350060191 G-rap-001.docx
Geoteknisk vurdering for reguleringsplan

Vedlegg 1
CPTU-sondering og tolking av
løsmasseparametere

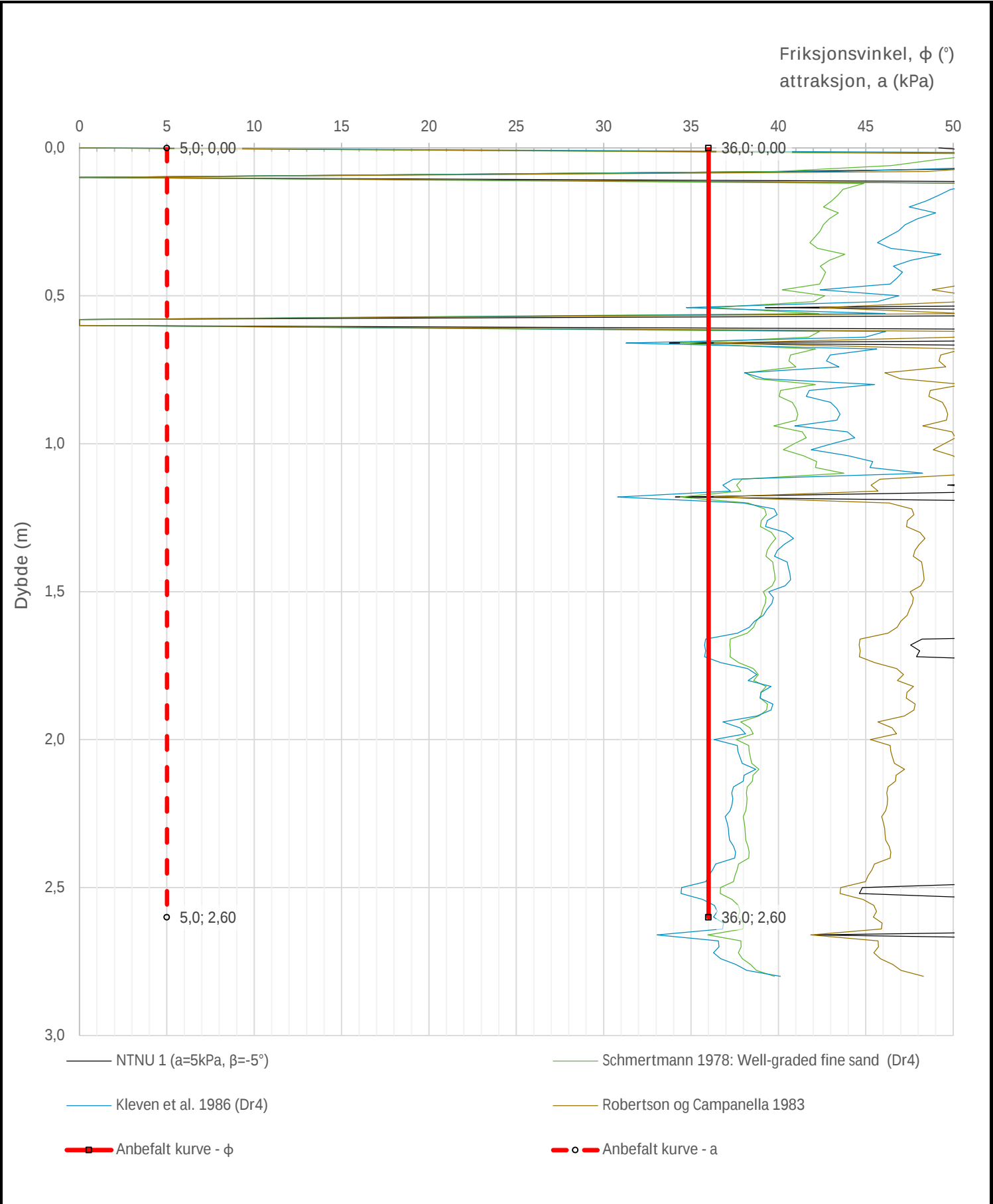
Sonde og utførelse						
Sondennummer	5748		Boreleder		Kristoffer	
Type sonde	Nova		Temperaturendring (°C)		3,6	
Kalibreringsdato	03.10.2023		Maks helning (°)		4,0	
Dato sondering	29.11.2024		Maks avstand målinger (m)		0,02	
Filtertype						
Kalibreringsdata						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
Maksimal last (MPa)	50		0,5		2	
Måleområde (MPa)	50		0,5		2	
Skaleringsfaktor	1253		3996		3565	
Oppløsning 2 ¹² bit (kPa)	-		-		-	
Oppløsning 2 ¹⁸ bit (kPa)	0,6089		0,0095		0,0214	
Arealforhold	0,8570		0,0000			
Maks ubelastet temp. effekt (kPa)	15,822		0,2		0,818	
Temperaturområde (°C)	35					
Nullpunktskontroll						
	NA		NB		NC	
Registrert før sondering (kPa)	7532,7		119,7		386,8	
Registrert etter sondering (kPa)	-17,6		-2,1		-9,1	
Avvik under sondering(kPa)	17,6		2,1		9,1	
Maksimal temperatureffekt (kPa)	1,6		0,0		0,1	
Maksverdi under sondering (kPa)	14769,1		57,4		200,8	
Vurdering av anvendelsesklasse ihht. ISO 22476-1:2012						
	Spissmotstand		Sidefriksjon		Poretrykk	
	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)	(kPa)	(%)
Samlet nøyaktighet (kPa)	19,8	0,1	2,1	3,7	9,2	4,6
Tillatt nøyaktighet klasse 1	35	5	5	10	10	2
Tillatt nøyaktighet klasse 2	100	5	15	15	25	3
Tillatt nøyaktighet klasse 3	200	5	25	15	50	5
Tillatt nøyaktighet klasse 4	500	5	50	20		
Anvendelsesklasse	1	1	1	1	1	3
Anvendelsesklasse måleintervall	1					
Anvendelsesklasse	1					
Måleverdier under kapasitet/krav						
Spissmotstand	Sidefriksjon		Poretrykk		Helning	
OK	OK		OK		OK	
Kommentarer:						
Prosjekt			Prosjektnummer: 1350060191		Borhull	
Finnøybrua						
Innhold					Sondennummer	
Dokumentasjon av utstyr og målenøyaktighet					5748	
	Utført		Kontrollert		Godkjent	
	HKUL		SYRO		BAGJ	
	Avdeling		Dato sondering		Revisjon	
Geoteknikk Midt og Nord		29.11.2024		Rev. dato		Anvend.klasse
						1
						Figur
						1



Prosjekt				Prosjektnummer: 1350060191	Borhull
Finnøybrua					
Innhold				Sondennummer	
Måledata og korrigerte måleverdier				5748	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	HKUL	SYRO	BAGJ	1	
	Avdeling	Dato sondering	Revisjon	Figur	
Geoteknikk Midt og Nord		29.11.2024	Rev. dato	2	



Prosjekt			Prosjektnummer: 1350060191		Borhull
Finnøybrua					
Innhold				Sondenummer	
Avledede dimensjonsløse forhold				5748	
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	HKUL	SYRO	BAGJ	1	
	Avdeling	Dato sondering	Revisjon	Figur	
	Geoteknikk Midt og Nord	29.11.2024	Rev. dato	3	



Prosjekt			Prosjektnummer: 1350060191		Borhull
Finnøybrua					
Innhold					Sondennummer
Tolkning av friksjonsvinkel og attraksjon					5748
	Utført	Kontrollert	Godkjent	Anvend.klasse	
	HKUL	SYRO	BAGJ	1	
	Avdeling	Dato sondering	Revisjon	Figur	
Geoteknikk Midt og Nord		29.11.2024	Rev. dato	4	

1350060191 G-rap-001.docx

Geoteknisk vurdering for reguleringsplan

Vedlegg 2

Bæreevneberegning for direkte- fundamentering av midlertidig bro

P.nr.: 1350060191
 Prosjekt: Finnøybrua
 Beregning: Midlertidig brofundament, stabilitet mot seilingsleia

DRENERT BÆREEVNE ETTER JANBU'S METODE

Korreksjon for skrått terreng etter Døssland

Laster

	Vertikallast	$P_v(\text{kN})=$	2523,00	Overlagring	$p'(\text{kN/m}^2)=$	49,8
B-retning:	Laterallast	$P_h(\text{kN})=$	618,00	Moment	$M(\text{kNm})=$	494,40
L-retning:	Longitudinallast	$P_h(\text{kN})=$	0,00	Moment	$M(\text{kNm})=$	0,00

Geometri

Bredde	$B(\text{m})=$	6,00
Lengde	$L(\text{m})=$	7,00
Areal	$A(\text{m}^2)=$	42,0
Terrenghelning front	$\beta(^{\circ})=$	37,6
Dybde	$d(\text{m})=$	0,80
Kantavstand	$l(\text{m})=$	5,0

Jordparametre:

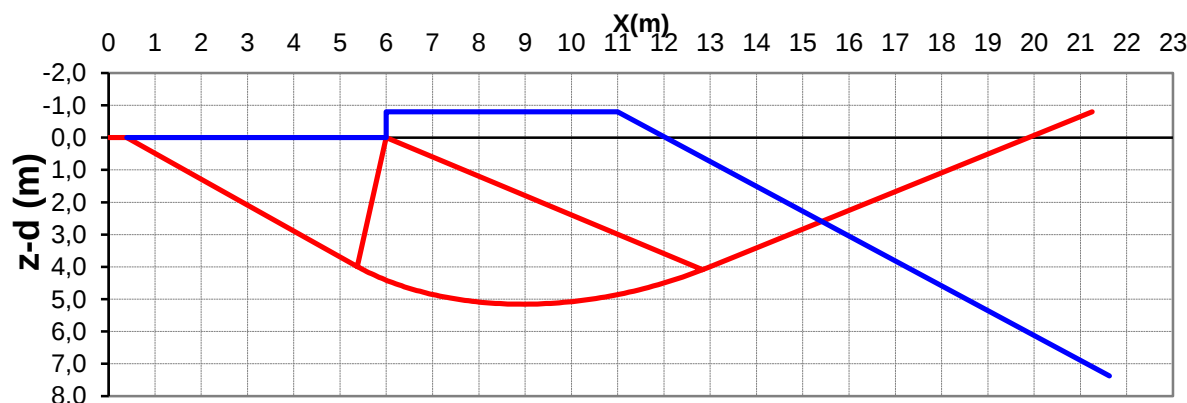
Friksjon	$\text{tg}\varphi=$	0,84
Attraksjon	$a(\text{kN/m}^2)=$	0
Tyngd.tetth.	$\gamma_a'(\text{kN/m}^3)=$	19,0 over
Tyngd.tetth.	$\gamma_b'(\text{kN/m}^3)=$	9,0 under

Beregninger

Effektivt fundament areal:	$B_0(\text{m})=$	5,61	$q_v(\text{kN/m}^2)=$	64,3	Fugefriksjon	$\mu_B=$	0,245
	$L_0(\text{m})=$	7,00	$t_B(\text{kN/m}^2)=$	15,7		$\mu_L=$	0,000
	$A_0(\text{m}^2)=$	39,3	$t_L(\text{kN/m}^2)=$	0,0			
	$B_0/B=$	0,93					
	$e/B=$	0,03			Korreksjon	$f_{\beta p}=$	0,09
					Korreksjon	$f_{\beta \gamma}=$	0,05
					Korreksjon	$f_{\beta a}=$	0,58
Iterasjon:	B-retning						
r	tg φ	N_q	N_{γ}	σ_v	γ_m	q_v	$f_{\beta a}$
0,3867	0,633	14,23	12,25	89,8	1,32	64,3	0,44
0,4070	0,602	12,31	9,70	75,7	1,39	64,3	0,45
0,4284	0,572	10,71	7,75	64,3	1,47	64,3	0,47
0,4499	0,545	9,43	6,30	55,5	1,54	64,3	0,49
0,4723	0,519	8,35	5,16	48,2	1,62	64,3	0,51

Forklaring

r =	ruhet	t =	skjærspenning	$z_{\max}=$	5,16
tg φ =	mobilisert friksjon	q_v =	normalspenning	$l_{\max}=$	19,48
N_q =	bæreevnefaktor	σ_v =	bæreevne		
N_{γ} =	bæreevnefaktor	γ_m =	materialkoeffisient		



P.nr.: 1350060191
 Prosjekt: Finnøybrua
 Beregning: Midlertidig brofundament, stabilitet mot sørøst

DRENERT BÆREEVNE ETTER JANBU'S METODE

Korreksjon for skrått terreng etter Døssland

Laster

	Vertikallast	$P_v(\text{kN})=$	2523,00	Overlagring	$p'(\text{kN/m}^2)=$	15,2
B-retning:	Laterallast	$P_h(\text{kN})=$	10,00	Moment	$M(\text{kNm})=$	8,00
L-retning:	Longitudinallast	$P_h(\text{kN})=$	0,00	Moment	$M(\text{kNm})=$	0,00

Geometri

Bredde	$B(\text{m})=$	7,00
Lengde	$L(\text{m})=$	6,00
Areal	$A(\text{m}^2)=$	42,0
Terrenghelning front	$\beta(^{\circ})=$	37,6
Dybde	$d(\text{m})=$	0,80
Kantavstand	$l(\text{m})=$	0,0

Jordparametre:

Friksjon	$\text{tg}\varphi=$	0,84
Attraksjon	$a(\text{kN/m}^2)=$	5
Tyngd.tetth.	$\gamma_a'(\text{kN/m}^3)=$	19,0 over
Tyngd.tetth.	$\gamma_b'(\text{kN/m}^3)=$	9,0 under

Beregninger

Effektivt fundament areal:	$B_0(\text{m})=$	6,99	$q_v(\text{kN/m}^2)=$	60,1	Fugefriksjon		
	$L_0(\text{m})=$	6,00	$t_B(\text{kN/m}^2)=$	0,2	$\mu_B=$	0,004	
	$A_0(\text{m}^2)=$	42,0	$t_L(\text{kN/m}^2)=$	0,0	$\mu_L=$	0,000	
	$B_0/B=$	1,00					
	$e/B=$	0,00			Korreksjon	$f_{\beta p}=$	0,09
					Korreksjon	$f_{\beta \gamma}=$	0,05
					Korreksjon	$f_{\beta a}=$	0,58
Iterasjon:	B-retning						
r	tg ρ	N_q	N_γ	σ_v	γ_m	q_v	$f_{\beta a}$
0,0068	0,537	14,98	15,43	81,4	1,56	60,1	0,49
0,0072	0,510	13,13	12,81	69,7	1,65	60,1	0,51
0,0076	0,484	11,58	10,72	60,1	1,73	60,1	0,53
0,0079	0,461	10,33	9,10	52,5	1,82	60,1	0,55
0,0083	0,439	9,27	7,78	46,2	1,91	60,1	0,56

Forklaring

r =	ruhet	t =	skjærspenning	$z_{\max}=$	9,60
tg φ =	mobilisert friksjon	q_v =	normalspenning	$l_{\max}=$	30,70
N_q =	bæreevnefaktor	σ_v =	bæreevne		
N_{γ} =	bæreevnefaktor	γ_m =	materialkoeffisient		

