


OFOTBANEN, NARVIK HAVN – VASSIJAURE, SØSTERBEKK KRYSSINGSSPOR

FAGRAPPOR GEOTEKNISK VURDERINGSRAPPORT

02A	Lagt til med nytt kapittel 8 på ressuroptimalisering samt implementert BN merknader	14.05.2024	JAJE	CHKS	TTR
01A	Revidert iht. BN merknader	08.04.2024	CHKS	JAJE	TTR
00A	Første utgave	23.02.2024	SIFA/CHKS	JAJE	TTR
Rev.	Revisjonen gjelder	Dato	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av
Tittel: Ofofbanen, Narvik havn - Vassijaure Søsterbekk kryssingsspor Fagrappor Geoteknisk vurderingsrapport		Ant. sider	Fritekst 1d		
		44 + 2	Fritekst 2d		
			Fritekst 3d		
			Produsent	NIRAS Norge AS	
		Prod. dok. nr.			
Erstatning for					
Erstattet av					
Prosjekt: 60069310 Parsell: Søsterbekk kryssingsspor		Dokument nr.			Rev.
		UOB-00-A-10018			02A
		Dokument nr.			Rev.

REVISJONSHISTORIKK

Tabell 0.1 Oversikt over dokumentets revisjoner.

Rev.nr.	Kapittel	Oppdatering
00A	Alle	Første utgave
01A	4.2 og 10	Revidert iht. BN Merknader
02A	4.2.1 og 8	Lagt til med nytt kapittel 8 på ressursoptimalisering samt implementert BN merknader

INNHOLDSFORTEGNELSE

REVISJONSHISTORIKK	2
INNHOLDSFORTEGNELSE	3
VEDLEGG	5
1 INNLEDNING.....	6
1.1 PROSJEKTBEKRIVELSE.....	6
1.2 RAPPORTENS OMFANG	7
1.3 ANVENDT LINJELAST	7
2 TOPOGRAFI OG GRUNNFORHOLD.....	8
2.1 OMRÅDEBESKRIVELSE OG TOPOGRAFI	8
2.2 KVARTÆRGEOLOGI	9
2.3 MARIN GRENSE	9
2.4 BERGGRUNN	10
2.5 GRUNNUNDERSØKELSER	11
2.6 TELEFARLIGHET.....	12
2.7 HYDROLOGISKE FORHOLD.....	13
2.7.1 <i>Piezometer</i>	13
2.7.2 <i>Flom</i>	13
3 FARESONEEVALUERING - OMRÅDESTABILITET	14
4 GRUNNLAG	15
4.1 GEOTEKNISK DATAGRUNNLAG	15
4.2 MYNDIGHETSKRAV/SIKKERHETSPRINSIPPER/FORUTSETNINGER.....	15
4.2.1 <i>Overordnet</i>	15
4.2.2 <i>Laster og tilhørende partialkoeffisienter</i>	18
4.2.3 <i>Materialfaktorer</i>	19
4.2.4 <i>Setningskrav</i>	21
4.2.4.1 <i>Setningskrav for nyetablert spor</i>	21
4.2.4.2 <i>Setningskrav eksisterende bane (vedlikeholdsgrenser)</i>	23
4.2.4.3 <i>Setningskrav for veg</i>	23
4.2.5 <i>Maksimalt tillate skråningshelninger</i>	25
4.2.6 <i>Dimensjonerende brukstid</i>	27
4.2.7 <i>Kvalitetssystem</i>	27
5 BEREGNINGSPRINSIPPER.....	28
5.1 STABILITET	28
5.1.1 <i>Lokalstabilitet</i>	28
6 MATERIALPARAMETERE	29
6.1 MATERIALPARAMETERE FOR LØSMASSER.....	29
7 GEOTEKNISKE VURDERINGER/FUNDAMENTERINGSFORHOLD	30
7.1 SEISMISK PÅKJENNING	30
7.1.1 <i>Aktuelle seismiske parametere</i>	30
7.1.1.1 <i>Grunnakselerasjon</i>	30
7.1.1.2 <i>Seismisk grunntype</i>	30
7.1.2 <i>Seismisk analysemetode</i>	30
7.2 TELEFARLIGHET.....	30
7.3 SETNINGER	31
7.4 STABILITET	31
7.4.1 <i>Stabiliserende tiltak</i>	31
7.5 LØSMASSESKJÆRINGER.....	32
7.5.1 <i>Erosjonssikring</i>	32
7.5.2 <i>Rensk av berg</i>	33
7.6 FYLLINGSARBEIDER	33
7.6.1 <i>Fyllingsunderkant</i>	33

7.6.2	<i>Sprengstein</i>	35
8	ANLEGGSGENNOMFØRING	36
8.1	ETABLERING AV FYLLING	36
8.2	ETABLERING AV LØSMASSESJÆRINGER.....	36
8.3	GRØFTEARBEIDER	36
9	RESSURSOPTIMALISERING	37
9.1	ANLEGGSPHASE	38
9.1.1	<i>Materialer</i>	38
9.1.1.1	Materialoptimalisering	38
9.1.1.2	Bevaring av eksisterende konstruksjoner	39
9.1.1.3	Lokal bruk av rivningsmaterialer ved anlegget	39
9.1.1.4	Mulighet for ombrukte og resirkulerte materialer	39
9.1.1.5	Prefabrikkerte løsninger	39
9.1.1.6	Bruk av midlertidige materialer	39
9.1.2	<i>Masser</i>	39
9.1.2.1	Cut and fill-optimalisering	39
9.1.2.2	Gjenvunnet eller resirkulert fyllmasse og bærelag	39
9.1.3	<i>Avfall</i>	40
9.1.4	<i>Energi</i>	41
9.1.5	<i>Vann</i>	41
9.1.6	<i>Klimagassutslipp</i>	41
9.2	DRIFTSFASE	41
9.2.1	<i>Materialer</i>	41
9.2.1.1	Holdbarhet og lavt vedlikeholdsbehov	41
9.2.1.2	Tilrettelegging for demontering og fleksibilitet	42
9.2.2	<i>Avfall</i>	42
9.2.3	<i>Energi</i>	42
9.2.4	<i>Vann</i>	42
9.2.5	<i>Klimagassutslipp</i>	42
10	VIDERE ARBEID	43
11	REFERANSER	44

VEDLEGG

Vedlegg A – Stabilitetsberegninger

1 INNLEDNING

1.1 Prosjektbeskrivelse

Ofotbanen er 43 km lang og er per i dag Norges nordligste jernbanestrekning og strekker seg fra Narvik til Riksgrensen. All trafikk på Ofotbanen går via Sverige, se Figur 1.1. Ofotbanen er landets tyngste trafikkerte bane der malmtogene fra gruvene ved Kiruna utgjør hoveddelen av trafikken. I tillegg er banen viktig for varetransport mellom Sør- og Nord-Norge. Dagens jernbane er karakterisert som bratt og kurvete og flere steder skjærer banen inn i bratte fjellskråninger, noe som vanskeliggjør kurveutretting og sporomlegginger.



Figur 1.1: Geografisk plassering av Ofotbanen.

Jernbanedirektoratet gjennomførte en kapasitetsanalyse i 2020 hvor de så på kapasiteten på Ofotbanen med prognose for trafikk i 2040 med innspill fra Trafikverket og Bane NOR. Dette for å belyse om kapasiteten er høy nok med dagens infrastruktur for å håndtere prognosen for trafikk i 2040. Resultatet fra analysen viser at det må utføres kapasitetstiltak på deler av strekningen, spesielt mellom Rombak og Riksgrensen. NIRAS fikk derfor i oppdrag fra Bane NOR i 2023 å utrede for kapasitetsøkende tiltak på strekningen Rombak til Riksgrensen. Fra denne utredningen (MIP-00-A-05388) ble flere tiltak anbefalt for å øke kapasiteten, et av disse tiltakene var et kryssingsspor på Søsterbekk.



Figur 1.2: Oversiktskart Ofotbanen, Narvik Havn til Riksgrensen – Ortofoto med plassering av Søsterbekk, hentet fra Bane NORs banekart.

1.2 Rapportens omfang

Denne rapporten omhandler geotekniske vurderinger relatert til etablering av nytt Søsterbekk kryssingsspor. Rapporten inngår som en del av Teknisk hovedplan rapport (UOB-00-A-10004). Teknisk hovedplan skal sikre et gjennomtenkt, gjennomarbeidet og gjennomførbart prosjekt som etterlever prosjektet sine prosjektmål. Mål og forutsetninger er hentet fra Bane NORs avtale med Jernbanedirektoratet, effektpakke E13B og skal være førende for alle vurderinger, prosjektering og leveranser fra NIRAS.

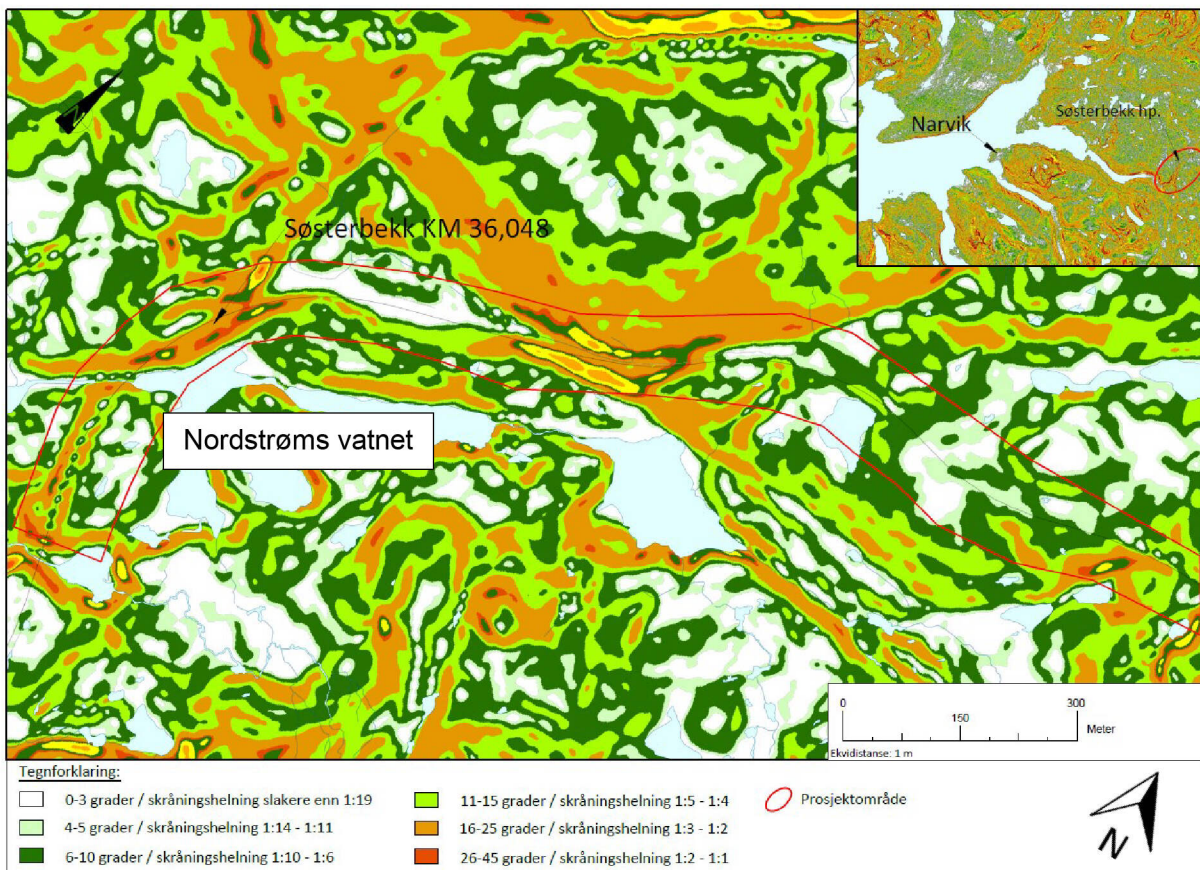
1.3 Anvendt linjelast

Ved geoteknisk prosjektering er det for jernbanens stabilitet, inkludert midlertidig oppstøtting av denne, lagt til grunn en karakteristisk linjelast lik $Q_k = 160 \text{ kN/m}$. Denne linjelasten er iht. konkurransegrunnlaget (Avrop_2 - D1 Oppdragsbeskrivelse UOH - Aug 2018_v 2.3 INTERN) og er mer konservativ en krav gitt i lastmodell for Ofotbanen med referanse TRV kap. 525-5 kap. 3.5 [1].

2 TOPOGRAFI OG GRUNNFORHOLD

2.1 Områdebeskrivelse og topografi

Søsterbekk stasjon ligger 456 meter over havet i et område med dyrket mark og skogareal hvor det er spredt hyttebebyggelse som til dels ligger tett på jernbanen. Planområdet ligger i et småkupert høyfjellandskap med løvskog, bekker og små vann. Generelt er terrenget på strekningen veldig ulendt med mange bratte partier og flere elver og vann. Søsterbekk holdeplass befinner seg i et bratt terreng, med helning på 1:3-1:2 (Figur 2.1). Stasjonen er plassert mellom Nordstrøms vatnet på kote +437 i øst og et lite platå på kote +500 i vest. Prosjektområdet ligger i et terreng med varierende bratthet på 1:6 – 1:2 (Figur 2.1). Nordvest for sporet finnes et høydedrag som har helning på 1:3-1:2.



Figur 2.1 Bratthetskart som viser terrengets helning i grader.

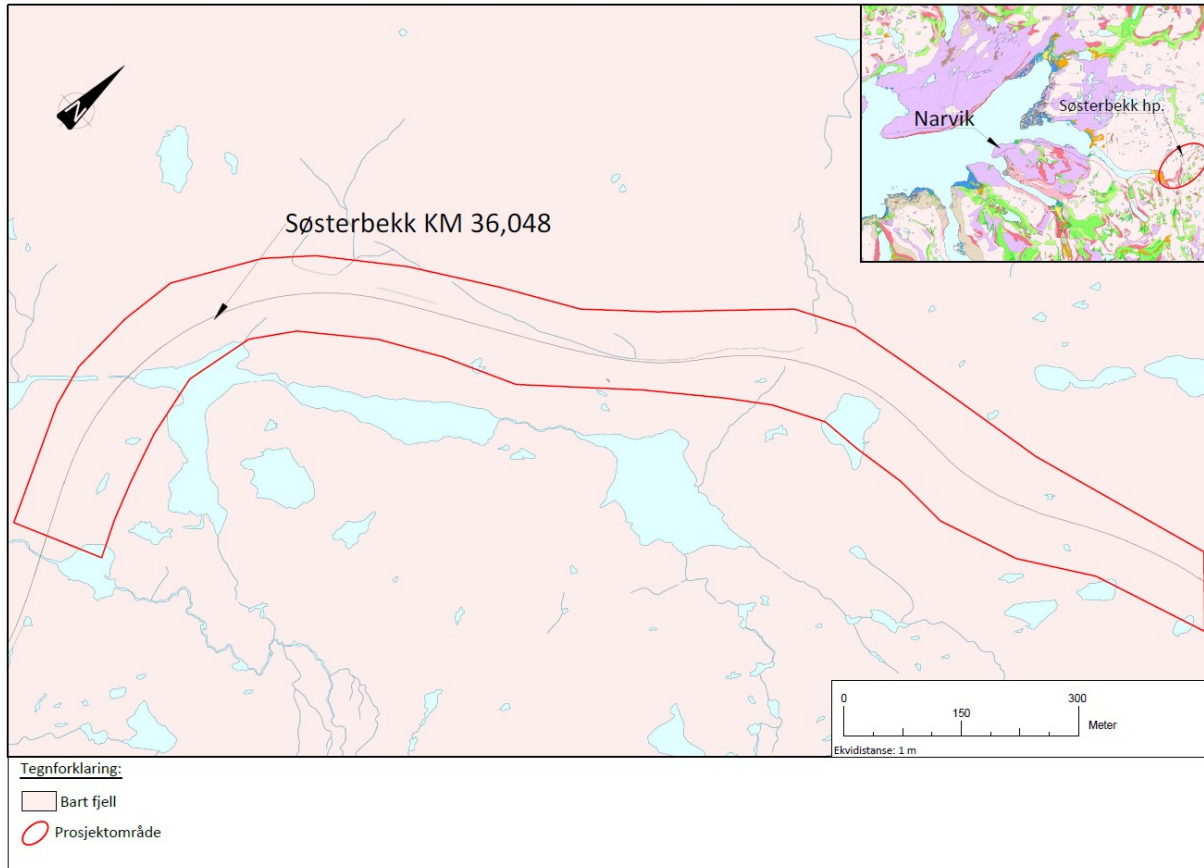
2.2 Kwartærgeologi

NGU sitt kvartærgeologiske kart indikerer at prosjektområdet for Søsterbekk hovedsakelig ligger helhetlig på bart fjell (Figur 2.2). NGU definerer «Bart fjell» slik:

Bart fjell:

Bart fjell betyr at mer enn 50% av arealet er fjell/berg og det stort sett mangler løsmasser.

Kwartærgeologiske kart kan gi en indikasjon på hvilke løsmasser en kan forvente å treffe på, men gir begrenset informasjon om lagdeling og mektighet.



Figur 2.2 NGUs Løsmassekart for Søsterbekk, kilde: www.ngu.no.

2.3 Marin grense

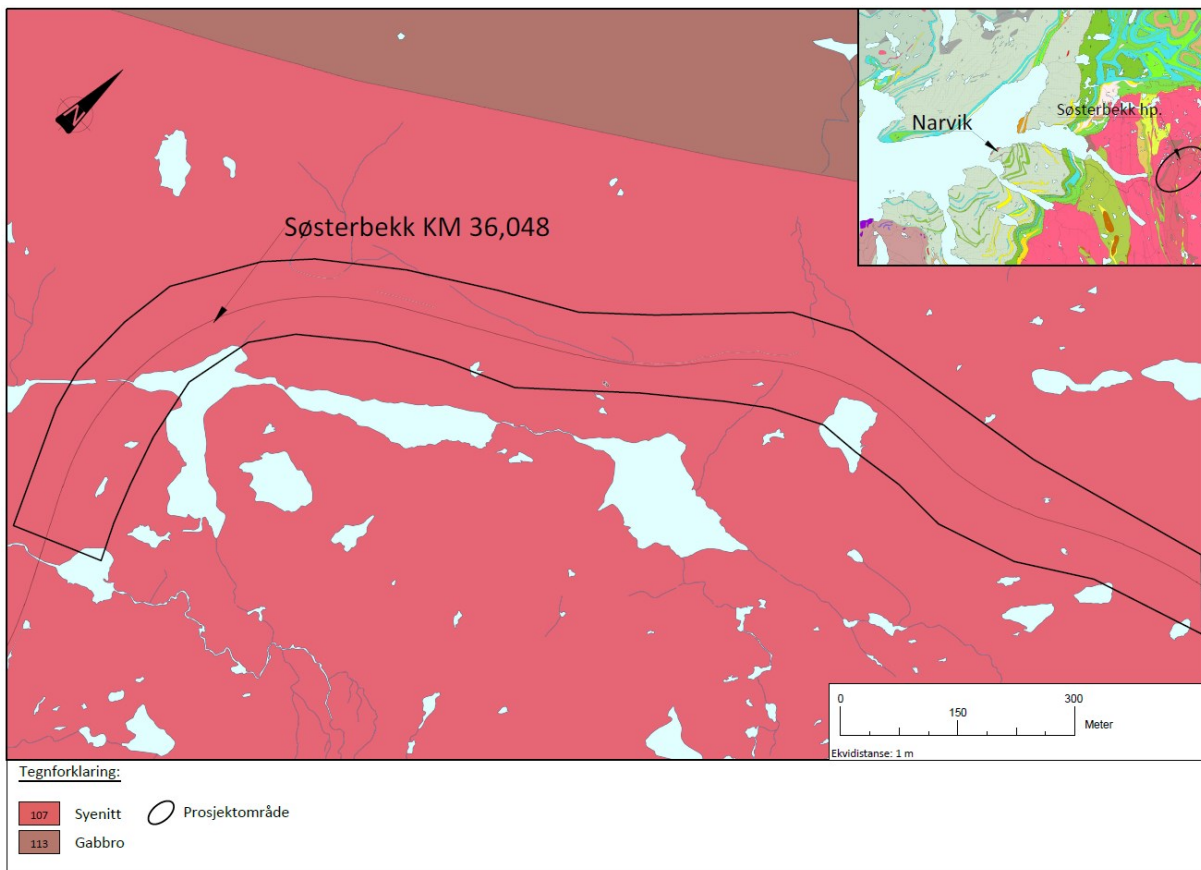
Prosjektområdet ligger helhetlig over marin grense. Stasjonen befinner seg på kote +456, og den nærmeste marine grensen er på ca kote +100.

2.4 Berggrunn

Prosjektområdet ligger i det nordlige grunnfjellsområdet i Norge og består av prekambriske bergarter, i all hovedsak av harde granitter og gneiser, men også partier med gabbro og andre mørke bergarter. Bergartene i prosjektområdet ved Søsterbekk består av gabbro og syenitt (Figur 2.3), bergarten har stedvis forvitrede glatte overflater langs sprekkeplan. På befaring (22-24 November 2023) ble det observert sporadiske sprekkesett som kan føre til avløste blokker.

Bergartene i området vurderes å ha en relativ høy styrke og det forventes ikke forekomst sulfidholdige- og potensielt syredannende bergarter.

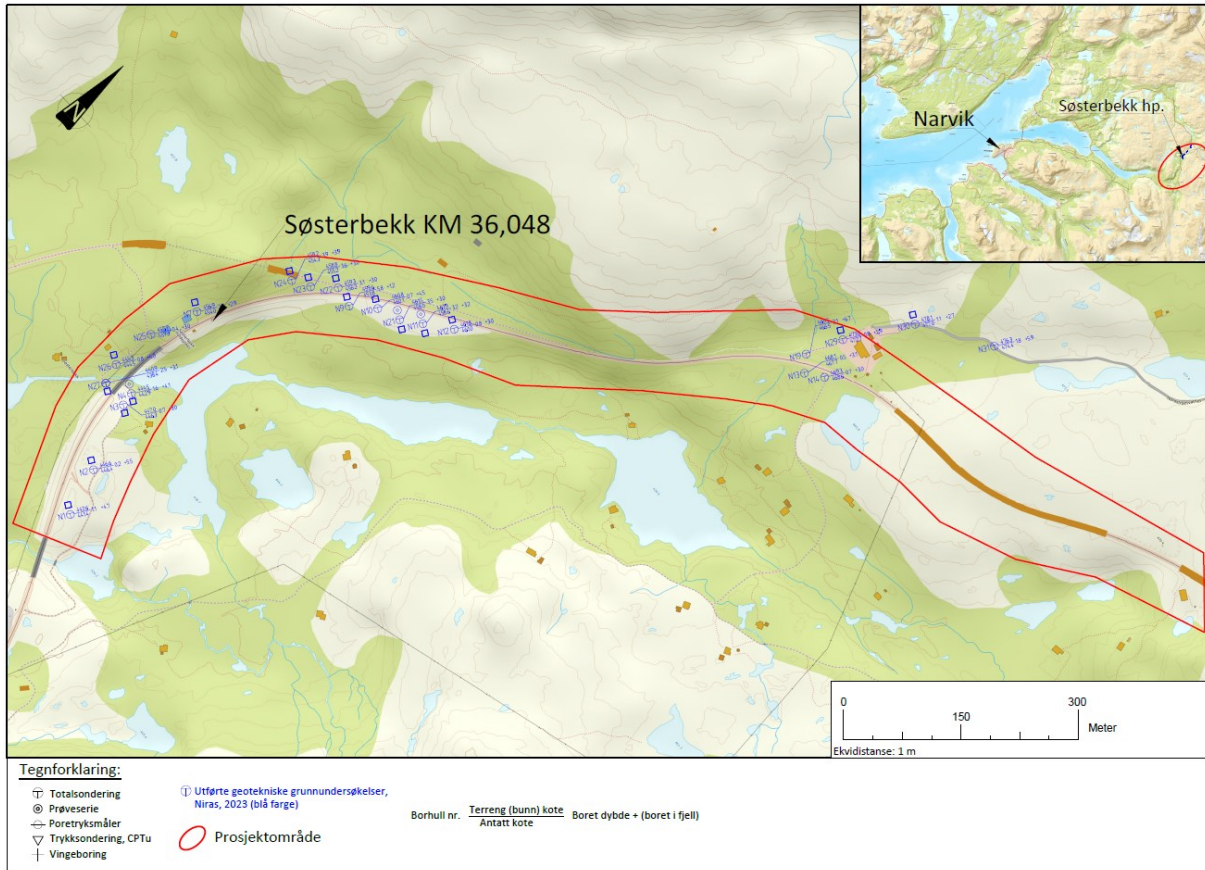
Ytterligere informasjon fremgår av ingeniørgeologisk fagrapport UOB-00-A-10022 [2].



Figur 2.3 NGUs Berggrunnskart for Søsterbekk, kilde: www.ngu.no.

2.5 Grunnundersøkelser

Følgende beskrivelse av grunnforhold baserer seg på data tilgjengelig på nett (NGU, flybilder, NADAG) og i BN sine arkiver samt gjennomført ingeniørgeologisk kartlegging av berg i dagen d. 6. november 2023 og prosjektspesifikke geotekniske grunnundersøkelser gjennomført i perioden 22. – 26. november 2023 (Figur 2.4). Befaring og grunnundersøkelser ble gjennomført i en periode med vanskelige værforhold og en god del snø på bakken. Videre gjenværende grunnundersøkelser må gjennomføres på sommerhalvåret.



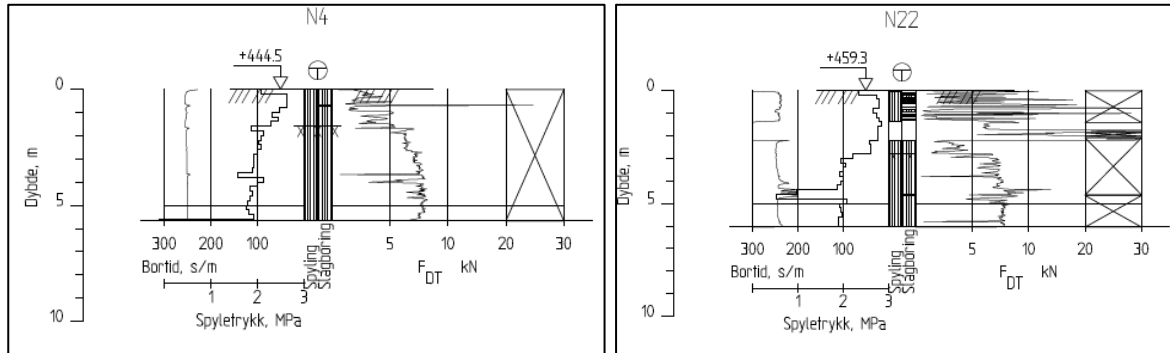
Figur 2.4 Utførte grunnundersøkelser for Søsterbekk den 22-26 November 2023.

En samlet oversikt over gjennomførte grunnundersøkelser kommer frem av geoteknisk datarapport UOB-00-A-10106 [3].

Gjennomførte totalsondringer (28 stk.) (Figur 2.5) har påvist løsmassemekthet varierende mellom 0,3 - 4 m og størst mektighet i området umiddelbart rundt dagens holdeplass. Det ble også optak av totalt 3 poseprøver fra 3 prøveserier.

Prøvetaking fra 0–1 m dybde i punkt N4, N11 og N21 viser at topplaget i de aktuelle punktene består av et grusig, sandig, siltig og et grusig, sandig materiale i borpunktene. Det er observert røtter i punkt N4 og topplaget er noe humusholdig eller humusblandet. Topplaget kan også bestå av fyllmasser i flere borpunkt.

Totalsonderingene indikerer at grunnen ellers består 0,5–4 m antatte friksjonsmasser med innhold av stein og blokk over antatt berg. På bakgrunn av totalsonderingene kan det ikke utelukkes tynne, svakere lag bl.a. i punkt N22, N23 og N24. I punkt N21 og N22 kan det være forvitningsmateriale eller sedimentære bergarter. Basert på totalsonderingene kan det også være forvitningsmateriale over berg i andre borpunkt. Det er boret i berg eller antatt berg i samtlige 26 borpunkt. Dybde til antatt berg eller berg varierer mellom ca. 0,3 og 3,9 m i borpunktene.



Figur 2.5 To eksempler av totalsonderinger i området som representerer grunnforholdene rundt Søsterbekk.

2.6 Telefarlighet

Tabell 2.1 gir en samlet oversikt over prøvebeskrivelser og telefarlighet som er kartlagt i forbindelse med tidligere utført geotekniske grunnundersøkelsene i prosjektområdet [3].

Tabell 2.1 Telefarlighet i område ved Søsterbekk.

Borpunkt	Dybde	Telegruppe	Beskrivelse
N4	0,5	T2	Grusig, sandig, siltig materiale noe humusholdig, røtter
N11	0,5	T2	Grusig, sandig materiale humusblandet
N21	0,5	T2	Grusig, sandig materiale noe humusholdig

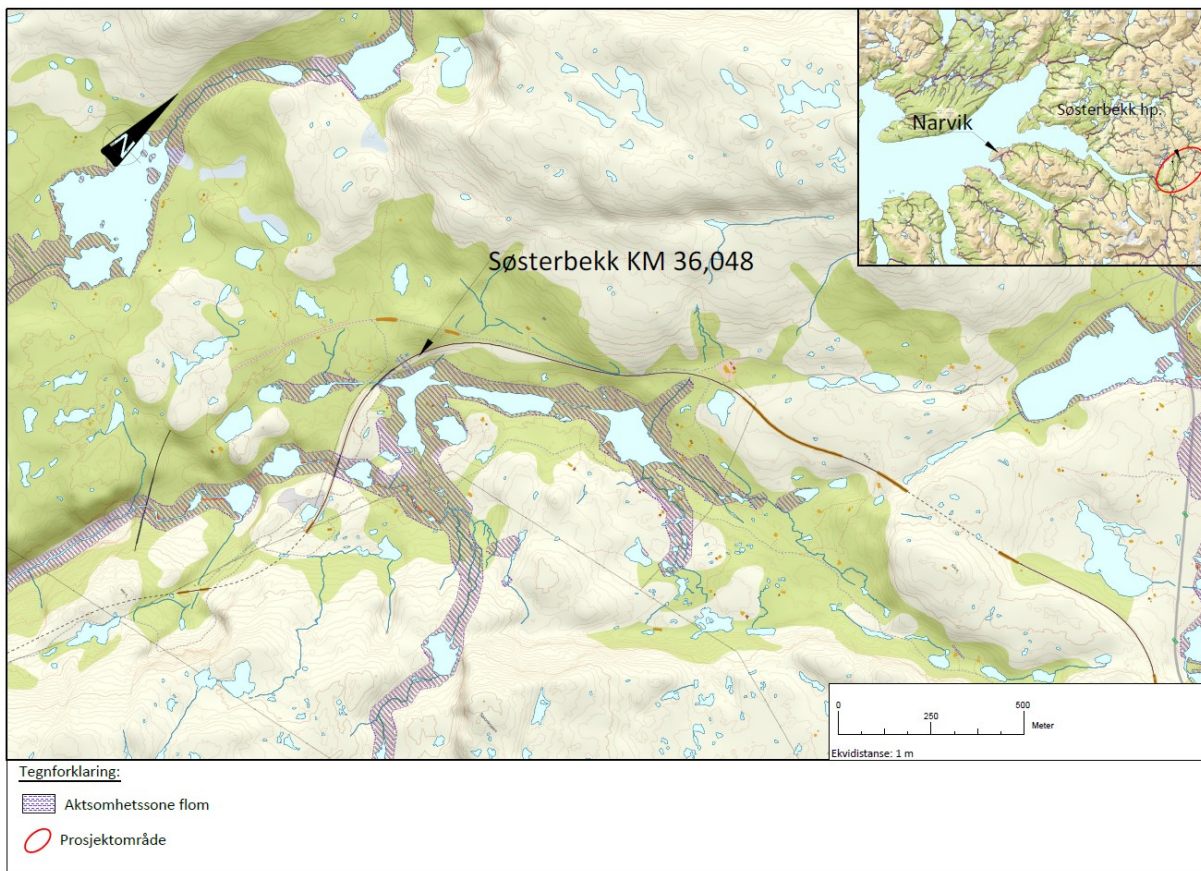
2.7 Hydrologiske forhold

2.7.1 Piezometer

Det er ikke installert poretrykksmålere i utførte grunnundersøkelser.

2.7.2 Flom

I området rundt Søsterbekk er det pr. i dag ikke utarbeidet egne beregninger for flomvannstand eller flomsoner jf. NVE sine kartdata [4]. NVE sine kart over aktsomhetssoner legges til grunn for prosjektet og videre anbefalinger senere i rapporten. For aktsomhets-soner i dette området vises det til Figur 2.6. Aktsomhetssonen i området knytter seg til et antall innsjøer omkring Søsterbekk med tilhørende sidevassdrag. Sannsynligvis er risikoen for flom begrenset, dette vurderes nærmere i neste fase av prosjektet.



Figur 2.6 Kartutsnitt som viser aktsomhetssoner for flom i området. Kilde: NVE Atlas [3].

3 FARESONEEVALUERING - OMRÅDESTABILITET

Sammenstillingen av områdestabilitet blir vurdert ut fra NVE veileder 1/2019 [5] prosedyre steg 1-2

Prosedyresteg 1 består av å undersøke om det finnes tidligere registrerte faresoner (kvikkleiresoner) i området. NGUs kart over marin grense viser at den marine grensen i området rundt Narvik kommune ligger på ca. 100 m over havet. Området Søsterbekk og Fagerlia ligger på rundt 450 moh. som er et godt stykke over marin grense. Det vil derfor ikke være forekomster av kvikkleire.

I følge veilederens prosedyre steg 2 angis det at "Dersom planlagte tiltak ligger over marin grense, er de ikke utsatt for områdeskredfase". Planlagte tiltak og tiltaksområdet som helhet ligger over marin grense (100 moh) og videre utredning av områdestabilitet iht. prosedyren i NVE veileder 1/2019 er ikke nødvendig. Utredning avsluttes med dette på prosedyre steg 2.

4 GRUNNLAG

4.1 Geoteknisk datagrunnlag

Som grunnlag for å kunne ta geotekniske vurderinger er det benyttet følgende dokumenter/rapporter:

Det er ikke utført tidligere feltundersøkelser i området.

Tabell 4.1 Dokumenter/rapporter som er benyttet i geotekniske vurderinger.

Nr.	Tegning/dokument	Tittel, Utarbeidet av: Årstall
[3]	UOB-00-A-10106	Søsterbekk Geoteknisk datarapport, NIRAS Norge AS: 2024

Oppsummering av tidligere utførte grunnundersøkelser:

[3] Den geotekniske datarapporten inkluderer supplerende grunnundersøkelser som er utført i forbindelse med dette prosjektet. Mesta AS har utført geotekniske feltundersøkelser langs Ofofbanen nær Søsterbekken Stasjon. Grunnundersøkelsene ble utført 22. – 24. november 2023, og omfatter 26 totalsonderinger, 3 prøveserier med opptak av totalt 3 poseprøver. Laboratorieundersøkelsene inkluderer rutineundersøkelse på pose, kombianalyse og humusinnhold. Prøvene blir beskrevet som grusig, sandig og siltig materiale.

4.2 Myndighetskrav/sikkerhetsprinsipper/forutsetninger

4.2.1 Overordnet

Gjeldende norsk regelverk og Bane NORs tekniske regelverk [1] legges til grunn for den geotekniske prosjektering i prosjektet.

Byggteknisk forskrift (TEK17) [6] til Plan- og bygningsloven (PBL) stiller krav til sikkerhet mot flom og stormflo (§7.2), sikkerhet mot skred (§7.3) og konstruksjonssikkerhet (§10.2).

Ved prosjektering vurderes generelt at følgende forutsetninger må legges til grunn for etablering av ny jernbane:

- Sikkerhetsklasse **F2** for flom og stormflo (TEK17, PBL) [6], [7].
- Sikkerhetsklasse **S1** for skred (TEK17, PBL) [6], [7].
- Geoteknisk kategori **1 - 2** (Eurokode 7) [8].
- Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse **CC3/RC3** (Eurokode 0) [9].
- Utvidet prosjekterings- og utførelseskontroll (**UKK3/PKK3**) (Eurokode 0) [9].
- Seismisk klasse **III** (Eurokode 8 – Del 1/2) [10], [11].
- Seismisk grunntype **A** (Eurokode 8 – Del 1) [10].
- Dimensjonerende brukstid på **100 år**.

Ny veg:

- Konsekvensklasse/pålitelighetsklasse **CC2/RC2** (Eurokode 0) [9].
- Utvidet prosjekterings- og utførelseskontroll (**UKK2/PKK2**) (Eurokode 0) [9].
- Seismisk klasse **II** (Eurokode 8 – Del 1/2) [10], [11].

Stabilitet knyttet til utgraving samt konstruksjonsmessig integritet for midlertidige og permanente støttekonstruksjoner og permanent fundamentering, forutsettes ivaretatt ved prosjektering etter Eurokode-systemet (NS-EN), Teknisk regelverk og Statens vegvesen sine håndbøker. Bruer og konstruksjoner må i henhold til Bane NOR sitt Tekniske regelverk [1], del 501-4, kap. 5 godkjennes av *Teknologi og regelverk* før bygging igangsettes.

Sikkerhetsklasse for flom og stormflo:

Planlagte byggverk i disse områdene plasseres i **sikkerhetsklasse F2**. I henhold til beskrivelsen i TEK17 omfatter F2 de fleste byggverk beregnet for personopphold. De økonomiske konsekvensene ved skader på byggverket kan være store, men kritiske samfunnsfunksjoner settes ikke ut av spill. Største nominelle årlige sannsynlighet for F2 er 1/200.

Sikkerhetsklasse for skred:

TRV 520-8 kap. 8.3 [12] stiller krav til at sikkerhet mot skred fra sideterreng vurderes iht. Byggteknisk forskrift (TEK17) §7-3.

Ny jernbane utenfor stasjonsområder henføres til sikkerhetsklasse mot skred S1 jfr. TRV 520-8 kap. 8.3 [12]

Derfor vurderes planlagte tiltak plassert i sikkerhetsklasse for skred **Sikkerhetsklasse S1**.

Geoteknisk kategori:

For delene av prosjektet gjelder følgende inndeling:

- Små og relativt simple konstruksjoner som medfører minimal risiko og som utføres uten utgraving under grunnvannsnivået plasseres i **geoteknisk kategori 1**. Forutsatt planum over grunnvannsnivå kan denne kategorien eksempelvis omfatte utgraving for VA-anlegg og direktefundamentering.
- Konvensjonelle typer konstruksjoner og fundamenter uten unormale risikoer eller vanskelige grunn- eller belastningsforhold plasseres i **geotekniske kategori 2**. Dette omfatter eksempelvis sålefundamentering, pelefundamentering, vegger og andre støttekonstruksjoner som holder igjen jord eller vann, utgravinger, brupilarer og landkar samt fyllinger og jordarbeider.

Ovenstående inndeling på geoteknisk kategori tar utgangspunkt i beskrivelsene i NS-EN 1997-1 [8] kap. 2.1 pkt. 14-21 og Teknisk regelverk [1] del 520-8, kap. 2.2.1 TRV:08147.

Konsekvensklasse spor:

Teknisk regelverk [1], del 520-8, kap. 2 angir at «konsekvensen av en skade i permanenttilstanden som berører bane i drift og som vurderes som stor/svært alvorlig og defineres til konsekvensklasse 3 (CC3). Dette vil omfatte de fleste jernbanefyllinger unntatt de som kan plasseres i CC2.»

Fyllingene kan henføres til CC2 dersom de er lavere enn 3 meter. I prosjektet vil fyllingene på det meste være 4 – 6 meter. Midlertidige konstruksjoner som ikke påvirker spor i drift henføres til CC2. Skade med mulig konsekvens for bane i drift vurderes som svært alvorlig og defineres til enhver tid til **konsekvensklasse 3 (CC3)**. Konsekvensklasse av spor i prosjektet henføres derfor til **CC3**.

Konsekvensklasse veg:

Konsekvensklasse for veg settes til **CC2** ettersom det vil være driftsveger som gir tilgang på vedlikehold og drift av jernbane. Driftsvegen forventes å ha en relativt lav ÅDT < 100.

Pålitelighetsklasse:

Pålitelighetsklasse settes lik konsekvensklasse, aktuell pålitelighetsklasse for prosjektet blir da **Pålitelighetsklasse 3 (RC3)** for spor og **RC2** for veg. (RC3) omfatter vanligvis bl.a. grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller samt veg- og jernbanebruer.

Kontrollklasse:

Pålitelighetsklasse 3 (RC 3) medfører krav om utvidet prosjekterings- og utførelseskontroll, prosjektet henføres derfor til **PKK3/UKK3**. PKK3/UKK3 stiller krav til at utført kontroll bekrefter gjennomført egenkontroll og intern systematisk kontroll samt at arbeidet/prosjekteringen kontrolleres i ett omfang som gir tillit til at arbeidet er tilstrekkelig utført.

For veg fører RC2 til I prosjekterings- og utførelseskontrollklasse 2 (**PKK2/UKK2**). Det stilles her krav til at kontroll som minimum dokumenterer at det er utført systematisk intern kontroll.

Det vises til nærmere beskrivelse i NS-EN 1990 [9] kap. NA.A1.3.1(903) Prosjekteringskontroll samt kap. NA.A1.3.1(904) Utførelseskontroll.

Seismisk klasse:

Seismisk klasse til andre byggverk og (geotekniske) konstruksjoner velges i henhold til Tabell NA.4(902) i NS-EN 1998-1 [10]. For tilfeller uten klare retningslinjer for valg av seismisk klasse i henhold til Tabell NA.4(902) settes seismisk klasse lik konsekvensklasse (se merknad til Tabell 4.3 i NS-EN 1998-1). Dersom bortfall av en konstruksjon påvirker stabiliteten til en konstruksjon med høyere seismisk klasse velges tilsvarende høyere seismisk klasse også for denne konstruksjon. Prosjektet plasseres i **seismisk klasse III** basert på konsekvensklasse. Veg settes til **seismisk klasse II** foruten de områdene hvor den kan ha influens på spor i drift.

I henhold til Tabell NA.3.2(909) i NS-EN 1998-1 ligger spissverdien for berggrunnens akselerasjon i Narvik kommune (1806) på a_{gR} (PGA) = 0,30 m/s² (gjeldende for en returperiode på 475 år). Seismisk grunntype velges i henhold til Tabell NA.3.1 NS-EN 1998-1 [10]. Grunntypen for prosjektet settes lik A.

Dimensjonerende brukstid:

Viser til beskrivelse i kap.4.2.6.

4.2.2 Laster og tilhørende partialkoeffisienter

Stabilitet av geotekniske konstruksjoner der styrken av jord er dominerende vil bli behandlet i grensetilstand GEO i henhold til NS-EN 1997-1 [8].

Dimensjoneringsmetode 3 benyttes for alt annen geoteknisk dimensjonering enn peler. For peler benyttes metode 2 jf. NS-EN 1997-1 [8], NA.2.4.7.3.4.1.

For dimensjoneringsmetode 3 benyttes følgende partialfaktorer:

Påvirkning/lastvirkning: A1 (konstruksjonslaster) & A2 (Geotekniske laster)

*Grunnens styrke
(Materialparameter):* M2

Motstand: R3

Merknad: For analyser av skråningsstabilitet skal påvirkninger på grunnen (eksempelvis konstruksjonslaster og trafikklaster) behandles som geotekniske påvirkninger ved å bruke lastfaktor fra sett A2.

Partialfaktor for lastvirkning γ_F fastlegges av NS-EN 1997-1 [8] tabell NA.A.3:

Påvirkning			Sett	
			A1	A2
Permanent	Ugunstig	γ_G	Verdiene γ_G og γ_Q bestemmes for Tabell NA.A1.2(B) i NS-EN 1990 [9]	Verdiene γ_G og γ_Q bestemmes for Tabell NA.A1.2(C) i NS-EN 1990 [9]
	Gunstig			
Variable	Ugunstig	γ_Q		
	Gunstig			

Merknad: det benyttes ikke KFI på Sett A2.

For geotekniske laster benyttes Sett C og i henhold til NA.A1.2 (C) gir det følgende faktorer:

Påvirkning			Sett	
				A2
Permanent	Ugunstig	γ_G		1
	Gunstig			1
Variable	Ugunstig	γ_Q		1,3
	Gunstig			0

Dimensjonerende last fastlegges med grunnlag i NS-EN 1990 [9].

Last på spor

Last på spor på Ofotbanen defineres i henhold til Teknisk Regelverk [1] del 525-5, kapittel 3.5. Alfafaktor settes lik $\alpha = 1,0$.

For jernbanetrafikk benyttes lastfaktor $\gamma_Q = 1.30$, hvis ugunstig (0 hvis gunstig). Partialkoeffisient iht. Tabell NA.A2.4(C) i NS-EN 1990, ref. [9], sett C. Ved geoteknisk prosjektering er det for jernbanens stabilitet, inkludert midlertidig oppstøtting av denne, lagt til grunn en karakteristisk linjelast lik $Q_k = 160$ kN/m. Denne linjelasten er iht. konkurransegrunnlaget (Avrop_2 - D1 Oppdragsbeskrivelse UOH - Aug 2018_v 2.3 INTERN) og er mer konservativ en krav gitt i TRV kap. 525-5 kap. 3.5 [1].

Påregnet alfafaktor, kombinasjonsfaktor og lastfaktor gir dette følgende regningsmessige flatelaster:

Last på spor, fordelt over 2,5 m bredde: 83.2 kN/m²

Last på veg

For vegtrafikk fra kjøretøyer benyttes lastfaktor $\gamma_Q = 1.30$, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).
Partialkoeffisient iht. Tabell NA.A2.4(B) i NS-EN 1990, ref. [9]. Trafikklast for veg iht. krav 1.4.5 – 1 i SVV Håndbok N200 [13]. Som karakteristisk trafikklast på veg er 15 kN/m^2 benyttet i hele vegens bredde.

Påregnet lastfaktor gir dette følgende regningsmessige flatelaster:

Veg og vendehammer, hele vegens bredde: $19,5 \text{ kN/m}^2$

Bruksgrensetilstander (SLS)

Alle partialkoeffisienter settes lik 1,0 i bruksgrensetilstander jf. NS-EN 1997 [8].

4.2.3 Materialfaktorer

Bane

Krav til materialfaktor for underbygning av spor med hensyn til stabilitet av naturlig terreng og for fylling, løsmasseskjæring og fjellskjæring er gitt i Teknisk Regelverk del 520-8 kap. 2.1, ref. [1].
Materialfaktor for ulike situasjoner er gitt i Figur 4.1.

Tabell: Partialfaktor γ_M ved stabilitets- og bæreevneberegninger med ADP-metoden				
Analysetype	Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
		Seigt	Nøytralt	Sprøtt
Totalspenningsanalyse, ADP-metoden	CC1 Mindre alvorlig	1,40	1,40	1,40
	CC2 Alvorlig	1,40	1,40	1,50
	CC3 Meget alvorlig	1,40	1,50	1,60

Tabell: Partialfaktor γ_M ved stabilitets- og bæreevneberegninger med effektivspenningsmetoden				
Analysetype	Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
		Seigt	Nøytralt	Sprøtt
Effektivspenningsanalyse, $\alpha\phi$ -metoden	CC1 Mindre alvorlig	1,25	1,30	1,40
	CC2 Alvorlig	1,30	1,40	1,50
	CC3 Meget alvorlig	1,40	1,50	1,60

Figur 4.1 Utklipp av Bane NORs tabeller for valg av materialkoeffisient jf. Teknisk Regelverk del 520-8 kap. 2.1, TRV:01975, ref. [1].

For prosjektet legges det til grunn en konsekvensklasse 3 (CC3), følgende materialfaktorer (γ_m) gjør seg gjeldende basert på løsmassene bruddet går gjennom:

Brudd i masser med seig bruddmekanisme – $\gamma_m \geq 1.4$

For midlertidige arbeider uten konsekvens for spor i drift skal følgende materialfaktorer anvendes for konsekvensklasse 2 (CC2):

Brudd i masser med seig bruddmekanisme – $\gamma_m \geq 1.3$

Veg

Krav til materialfaktor for underbygning av veg med hensyn til stabilitet av naturlig terreng og for fylling, løsmasseskjæring og fjellskjæring er gitt i N200 [13], krav 1.4.2 – 1. Materialfaktor for ulike situasjoner er gitt i Figur 4.2.

Tabell 1.4.2—1 — Partialfaktorer for $\gamma_{M,\phi}$ og $\gamma_{M,c}$ ved effektivspenningsanalyser

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25	1,3	1,4
CC2 Alvorlig	1,3	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

Åpne tabell i eget vindu

Tabell 1.4.2—2 — Partialfaktorer for $\gamma_{M,cu}$ ved totalspenninganalyser

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,4 ^a	1,4 ^a	1,4
CC2 Alvorlig	1,4 ^a	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

^a NS-EN 1997-1 krever at $\gamma_{M,cu} \geq 1,4$ ved totalspenninganalyser

Figur 4.2 Utklipp av N200 veiledende tabell for valg av materialkoeffisient, krav 1.4.2 – 1.

For prosjektet legges det til grunn en konsekvensklasse 2 (CC2) for veg, følgende materialfaktorer (γ_m) gjør seg gjeldende basert på løsmassene observert i området.

Brudd i masser med seig bruddmekanisme – $\gamma_m \geq 1,3$

Andre tiltak (uten mulig konsekvens for bane eller veg)

Tabell NA.A.2 i EC7 [8] stiller et generelt krav til materialfaktor på $\gamma_{M,\phi} \geq 1,25$. Der eventuelt svikt ikke kan ha konsekvens for veg eller bane kan disse materialfaktorer anvendes.

4.2.4 Setningskrav

4.2.4.1 Setningskrav for nyetablert spor

Grenseverdier for setninger gjeldende for K0 baner (dvs. baner med strekningshastighet ≥ 145 km/t) er gitt i Teknisk Regelverk [1] del 520-7, kap. 2 og 3. Teknisk Regelverk inneholder ikke særskilte setningskrav for baner med lavere strekningshastighet. På strekningen ved stasjonsområdet er hastigheten på eksisterende spor 80km/t, mens strekningene i både sør og nord går over til 90 km/t. Dimensjonerende hastigheter for kryssingsspor alternativ er 60 km/t.

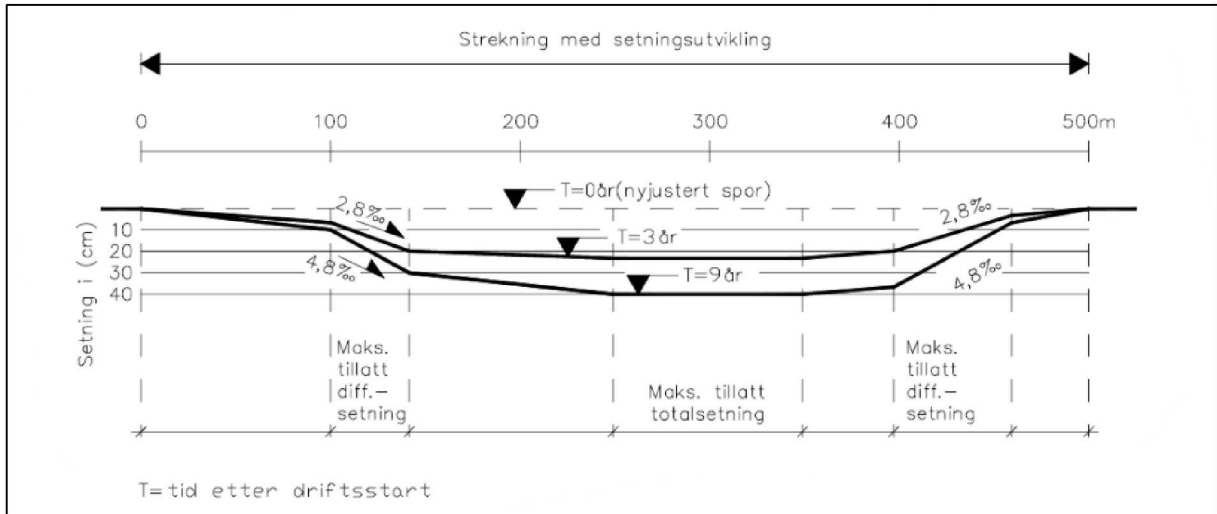
Fra dato for ibruktaking av nyetablert K0 jernbane gjelder setningskravene gitt i Tabell 4.2. Figur 4.3 og Figur 4.4 gir en visuell illustrasjon av setningskravene i hhv. ett lengde- og tverrprofil.

For ytterligere informasjon henvises det til Teknisk regelverk [1] del 520 – 7 kap. 3.

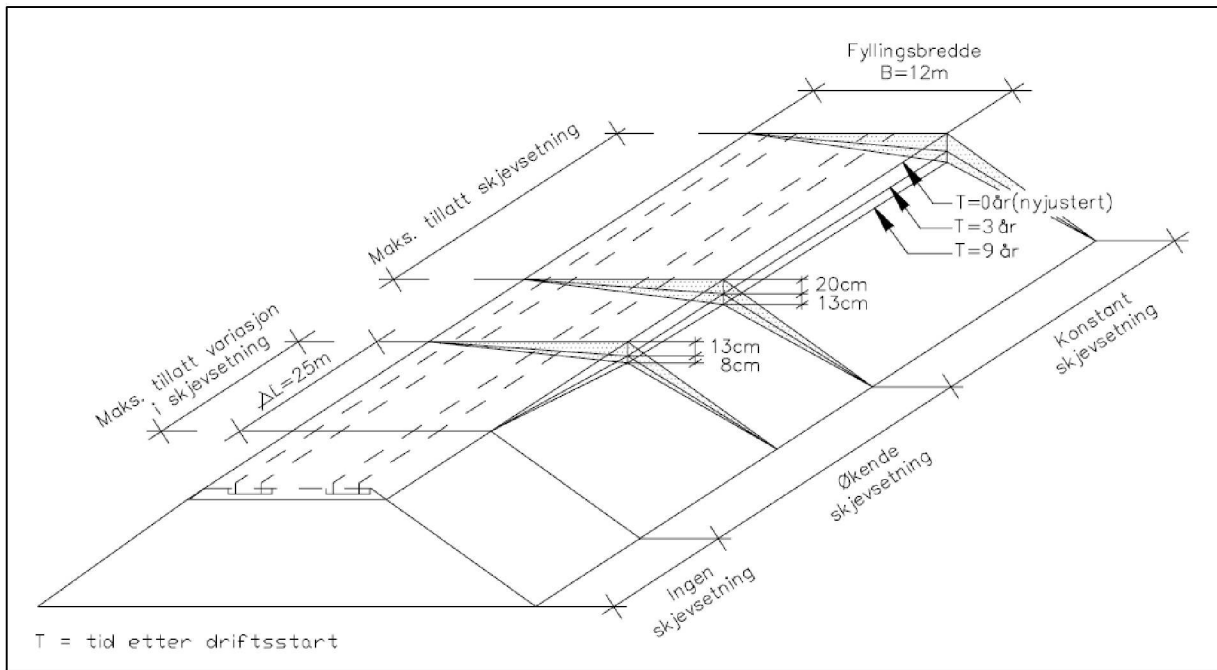
Tabell 4.2 Tillatte setninger for banelegemet i driftsfasen. Tabell gjengitt fra tabell gitt i teknisk regelverk, ID: TRV: 01939 [1].

Type setninger		Største tillatte setning i driftsfasen		Avstand mellom tverrprofiler *
		3 første driftsår	9 første driftsår	
Setning i enkeltprofil	Midlere setning	24 cm	40 cm	-
	Skjevsetning	17 ‰	28 ‰	-
Setningsforskjeller mellom naboprofiler	Differanssetning (helning)	2,8 ‰	4,8 ‰	25 m
		2,2 ‰	3,6 ‰	50 m
		1,4 ‰	2,3 ‰	100 m
	Vindskjevhet (variasjon i skjevsetning per 25 meter)	10 ‰	17 ‰	25 m
		7,5 ‰	12,5 ‰	50 m
		5 ‰	8 ‰	100 m

*) Setningskravene for differanssetning og vindskjevhet avhenger av avstanden mellom profiler som vurderes. Strengere krav til differanssetning og vindskjevhet mellom naboprofiler dess lengre avstand mellom beregningsseksjoner.



Figur 4.3 Lengdeprofil av parti med utvikling av maksimalt tillatte setninger og differansesetninger i driftsperioden. Bilde hentet fra teknisk regelverk del 520-7 kap. 3.6.1.



Figur 4.4 Eksempel på parti med utvikling av maksimalt tillatte skjevsetninger i driftsperioden. Figur og tekst hentet fra teknisk regelverk del 520-7 kap. 3.6.2.

4.2.4.2 Setningskrav eksisterende bane (vedlikeholdsgrenser)

For vurdering av setninger for eksisterende spor skal krav i TRV:05045 legges til grunn. Kvalitetsklasse for eksisterende spor er i dag Q4 basert på fartsgrensene ved banen som er mellom 60 km/t og 70 km/t for prosjektområdet.

Vedlikeholdsgrenser og umiddelbar grenser gjeldende Q4 baner fremgår fra Tabell 4.3. Med «umiddelbar» menes det at togdriftsmessige tiltak er nødvendig inntil feil er rettet (for eksempel nedsatt hastighet).

Radien til planlagt spor varierer fra 300 til 20000, radien spiller inn på aktuelle vedlikeholdsgrenser for hhv. Vindskjevhet og Horisontal beliggenhet. Det er ingen radier i størrelsesorden 750 – 1000 for planlagt spor.

Tabell 4.3 Vedlikeholdsgrenser for Q4 baner.

Vedlikehold av:	Grense for tiltak:	Umiddelbar grense
Avvik i sporvidde	+20/-8 mm*	+35/-9 mm
Ujevnheter i høyde	+/- 19 mm	+/- 28 mm
Ujevnheter i overhøyde	+/- 13 mm	+/- 13 mm
Vindskjevhet – 2 m målebasis (R≥400)	+/- 10 mm	+/- 14 mm
(R<400)	+/- 10 mm	+/- 12 mm
Pilhøyde	+/- 11 mm	+/- 22 mm
Vertikal beliggenhet	+50/-75 mm	+50/-75 mm
Horisontal beliggenhet (R>1000)	40 mm	60 mm
(500<R≤750)	30 mm	30 mm
(350<R≤500)	20 mm	20 mm
(R≤350)	15 mm	15 mm
Plattform (TRV:05057 [12])		
Avvik i horisontal beliggenhet (mm)	Nyjustert spor +20/-10 Vedlikeholdsgrense: +20/-15	
Avvik i vertikal beliggenhet (mm)	Nyjustert spor +20/-20 Vedlikeholdsgrense +50/-75	

*) Iht. TRV:05027 [1] og særskilte krav til avvik i sporvidde for Ofotbanen.

4.2.4.3 Setningskrav for veg

Grenseverdier for setninger av veg er gitt i SVV Håndbok N200 [13], se Figur 4.5. Det blir dimensjonert for landbruksbilveger med fartsnivå under 60 km/t, som vil si dimensjonerende fartsgrense fra tabellene under er 50-80 km/t.

Tillatt tverfallsavvik (setninger på tvers) fremgår av SVV Håndbok N200, krav 1.5.3 – 1 (Figur 4.6).

Dimensjonerende fartsgrense (km/t)	Tillatt totalsetning (cm)
≤ 40	50
50 – 80	45
90 – 110	40

Figur 4.5 Utklipp av tabell 1.5.1 – 1, SVV Håndbok N200.

Dimensjonerende fartsgrense (km/t)	Tillatt tverrfallsavvik (prosentpoeng)
≤ 40	1,2
50 - 80	1,1
90 - 110	1,0

Figur 4.6 Utklipp av tabell 1.5.3 – 1, SVV Håndbok N200.

4.2.5 Maksimalt tillate skråningshelninger

Teknisk regelverk [1] og Statens Vegvesen håndbok N200 [13] inneholder krav og anbefalinger til maksimale skråningshelninger. Krav og anbefalinger som gjengis i det følgende gjelder alene for løsmasseskjæringer- og fyllinger langs/for henholdsvis bane og veg i den permanente situasjon. I tilfeller der krav fra flere ulike regelverk gjør seg gjeldende, må strengeste krav legges til grunn.

Bane

I henhold til Teknisk regelverk [1] del 520-6, kap. 4 TRV:00893 skal skråningshelningen til løsmasseskjæringer i ulike løsmassetyper ikke overstige verdiene gjengitt i Tabell 4.4. Dette er et formelt krav.

Tabell 4.4 Maksimal tillatt skråningshelning for løsmasseskjæringer. Tabell gjengitt etter tabell i Teknisk regelverk [1] del 520-6, kap. 4 TRV:00893.

Tabell: Største tillatte skråningshelning ved ulike jordarter

Grunnforhold, jordart	Stein	Grus, grov sand	Fin sand/silt		Leire
			Tørr	Lagdelt, vannmettet	
Største helning	1:1,25	1:1,5	1:2	Vurderes spesielt	1:2

I tillegg gis det i Teknisk regelverk [1] del 520-8, kap. 3.1 anbefalinger om maksimal skråningshelning til banefyllinger av ulike typer fyllmasser. Anbefalingene er gjengitt i Tabell 4.5. Anbefalingene er ikke formelle krav.

Tabell 4.5 Maksimal anbefalt skråningshelning for banefyllinger. Tabell gjengitt etter tabell i Teknisk regelverk [5] del 520-8, kap. 3.1.

Tabell: Veiledende fyllingsgeometri

Maks. fyllingshelning	Sprengstein, H (m)	Grus, sand, H (m)	Leire/silt, H (m)
1 : 1,5	0 - 15	0 - 5	-
1 : 1,75	> 15	5 - 10	-
1 : 2	-	> 10	0 - 5
1 : 2,5	-	-	5 - 10
1 : 3	-	-	> 10

Veg

I henhold til Statens Vegvesen håndbok N200 [13] krav 1.240 skal skråningshelningen til løsmasseskjæringer i ulike løsmassetyper ikke overstige verdiene gjengitt i Tabell 4.6. Dette er et formelt krav.

Tabell 4.6 Maksimal tillatt skråningshelning for løsmasseskjæringer. Tabell gjengitt etter tabell 1.11.1 – 1 i Statens Vegvesen håndbok N200 krav 1.11.1 – 2.

Grunnforhold	Største skråningshelning (H:L)	
	Uten sikringstiltak	Med sikringstiltak (overflatetiltak)
Stein	1:1,5	1:1,5
Grus	1:2	1:1,5
Sand $C_u > 5$	1:2	1:1,5
Finsand, silt	tørr	1:3
	lagdelt	<u>a</u>
	vannmettet	<u>a</u>
Leire	1:3 <u>b</u>	1:2 <u>b</u>
Morene	1:2,5 <u>c</u>	1:2 <u>c</u>
	lagdeling og grunnvannsuttrekk	<u>d</u>

a Ved lagdelt og/eller vannmettet finsand/silt vurderes skråningshelning spesielt. Profilene vurderes og dokumenteres i sammenheng med sikringstiltak.

b Tilstrekkelig sikkerhet mot dyperegående glidninger undersøkes og dokumenteres.

c En brattere helning kan aksepteres dersom masser, lagdeling og vannuttrekk tilsier at det vil være stabilt. En slik vurdering dokumenteres.

d Ved lagdeling og grunnvannsuttrekk vurderes og dokumenteres behovet for sikringstiltak spesielt.

I henhold til Statens Vegvesen håndbok N200 krav 1.254 skal skråningshelningen for vegfyllinger av ulike typer fyllmasser ikke overstige verdiene gjengitt i Tabell 4.7. Dette er et formelt krav.

Tabell 4.7 Maksimal tillatt skråningshelning for vegfyllinger. Tabell gjengitt etter Statens Vegvesen håndbok N200 krav 1.12.1 – 1.

Materialer	Største skråningshelning
Stein	1: 1,5 <u>a</u>
Grus	1:1,5
Sand	1:2
Finsand/silt	1:3
Leire	Se Figur 1.13
Morene	1:2 <u>b</u>

a Fylling av sprengt stein kan legges ut med helning inntil 1:1,25. Dette forutsetter lagvis utlegging og stein med egnet form og størrelse i skråningsflaten.

b Slakere helning vurderes ut fra korngradering og finstoffinnhold.

4.2.6 Dimensjonerende brukstid

Det forutsettes dimensjonerende brukstid på 100 år for spor-bærende konstruksjoner samt tilstøtende konstruksjoner der brudd kan ha konsekvens for jernbanen jf. Teknisk Regelverk [1] del 525-4, kap. 1.

4.2.7 Kvalitetssystem

NS-EN 1990, ref. [9], krever at ved prosjektering av konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2 skal et kvalitetssystem benyttes, og at dette systemet skal tilfredsstillere NS-EN ISO 9000-serien for konstruksjoner i pålitelighetsklasse 4. NIRAS Norge AS sitt system tilfredsstiller sistnevnte, og kravet er ivaretatt.

5 BEREGNINGSPRINSIPPER

Det forutsettes at all prosjektering gjennomføres i henhold til gjeldende eurokoder inklusive NA samt Bane NOR sitt tekniske regelverk og Statens Vegvesen sine håndbøker der disse har gyldighet og anviser strengere krav enn standardene.

Følgende delkapitler gir en innføring i valgte beregningsmetodikker for stabilitetsberegninger.

5.1 Stabilitet

Stabilitetsberegninger utføres i programmet SLIDE2 med metode JANBU. Anvendt versjon er «Slide2 Modeler 2D Limit Equilibrium Analysis for Slopes Build 9.007 64 bit». Programmet SLIDE2 klarer å søke frem både sirkulære og ikke-sirkulære (optimaliserte, sammensatte) brudd.

Effektivspenningsanalyser utføres i alle tilfeller som $\alpha\phi$ -reduksjon.

5.1.1 Lokalstabilitet

For lokalstabilitetsproblemer gjelder krav til materialefaktor som angitt i kap. 4.2.3.

Der tilstrekkelig lokalstabilitet ikke har blitt oppnådd for kryssingsspor og veier har stabiliserende tiltak blitt vurdert. Krav til skråningshelning for bane fremgår av kap. 4.2.5.

6 MATERIALPARAMETERE

6.1 Materialparametere for løsmasser

Materialparameterne benyttet under stabilitetsberegning av de ulike snittene er gjengitt i Tabell 6.1. Benyttede materialparametre er basert på erfaringsverdier som fremgår av Statens vegvesen sin håndbok V220 kap. 2.6.2 [14].

Tilførte masser

Tabell 6.1 – Materialparametre for tilførte masser (masser som tilføres som en del av anleggsarbeidene).

Beskrivelse	Tyngdetetthet γ/γ'	Attraksjon a	Friksjonsvinkel Φ	Udrenert skjærstyrke S_u
[-]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[kPa]
Sprengstein, komprimert	19/9	5 [c'=4.5 kPa]	42	Ikke relevant

V220 kap. 3.6.2 tabell 3.6.2-1 [14] gjengir at en attraksjon på 10 kPa kan anvendes for sprengstein. Det er her konservativt antatt en attraksjon på 5 svarende til en effektiv kohesjon på 4.5 kPa.

7 GEOTEKNISKE VURDERINGER/FUNDAMENTERINGSFORHOLD

7.1 Seismisk påkjenning

7.1.1 Aktuelle seismiske parametere

7.1.1.1 Grunnakselerasjon

I henhold til Tabell NA.3.2(901) i NS-EN 1998-1 ligger spissverdien for berggrunnens akselerasjon i Narvik kommune (1806) på a_{gR} (PGA) = 0,30 m/s² (gjeldende for en returperiode på 475 år).

7.1.1.2 Seismisk grunntype

Seismisk grunntype velges i henhold til Tabell NA.3.1 NS-EN 1998-1 [10].

Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjoner henføres til seismisk grunntype A jfr. tabell NA.3.1 i NS-EN 1998-1 [10].

Fyllingene i prosjektet henføres derfor til **seismisk grunntype A**.

7.1.2 Seismisk analysemetode

Følgende parametere er aktuelle for vurdering av seismisk påkjenning:

Parameter	Verdi	Beskrivelse
Seismisk grunnakselerasjon (a)	0.3 m/s ²	Jfr. tabell NA.3.2(901) i NS-EN 1998-1
Seismisk faktor (g)	1.4	Jfr. Tabell NA.2(903) i NS-EN 1998-2 og seismisk klasse III.
Elastisk responsspektrum	1	Basert på grunntype A, verdi fra Tabell 3.3 i NS-EN 1998-1
agS	0.42 m/s ²	Beregning: $agS = a * g * S$

Ved agS mindre enn 0.5 m/s² havner man innenfor utelatelseskriteriene gitt i NS-EN 1998-1 NA.3.2.1(5) [10]. Det stilles derfor ikke krav til videre seismisk analyse for de geotekniske problemstillingene i prosjektet.

7.2 Telefarlighet

Det er kun påvist materiale i telefarlighetsklasse 2 (T2) i området, se kap. 2.6.

Det er derfor anbefalt å dimensjonere vegen sin underbygning for telefarlighetsklasse T2 og bæreevnegruppe 4. Der vegen etableres på fylling av sprengstein og/eller på dypsprengte masser kan det dimensjoneres iht. T1/bæreevnegruppe 1 eller T1/bæreevnegruppe 3 (avhengig av gradering til de sprengte masser).

7.3 Setninger

Når det gjelder planlagte fyllingen skal det ikke være risiko for setninger utenom de som erfaringsmessig opptrer i innbygde masser. Erfaringsmessig vil setningspotensialet i velkomprimerte masser av god kvalitet ligge rundt 0,5-1,0 % av den samlede innbyggingshøyde og forløpe i løpet av det første halvåret.

Fyllingene i prosjektet forventes å være 4 – 6 meter høye. For eksempel vil det da for en 6 m innbyggingshøyde bli snakk om rundt 3-6 cm setninger. Viser til kap. 2.3.2.3 i V221, ref. [15].

Det forventes at setninger i de intakte morenemassene inn under planlagt fylling vil forløpe i takt med anleggsarbeidene og derfor være uten betydning for tiltakene. Setninger inn under eksisterende bane i drift må vurderes nærmere i videre planfaser.

7.4 Stabilitet

Basert på spormodell for nytt tiltak har blitt valgt ut et enkelt snitt for analyse av lokalstabilitet for nyetablert sporfylling. Stabilitetsanalysene fremgår av Vedlegg A. En sammenstilling av resultatene fremkommer av Tabell 7.1.

Tabell 7.1 Resultat fra utførte stabilitetsanalyser i Slide2.

Vedlegg	Tilstand	Last	SF*	Kommentar
[-]	[-]	[kN/m ²]	[-]	[-]
Stabilitet av fylling				
A1	Effektiv	Spor: 83.2	1.66	Brudd fra fylling. Skråningshelning 1:1.5
A2	Effektiv	Spor: 83.2	1.86	Brudd fra fylling. Skråningshelning 1:2
<i>*Grønn tekst indikerer situasjoner som lever opp til sikkerhetskravet på $F_c\phi \geq 1,40$ (CC3)</i>				
<i>Rød tekst indikerer situasjoner som ikke lever opp til kravet på $F_c\phi \geq 1,40$ (CC4)</i>				

7.4.1 Stabiliserende tiltak

Basert på stabilitetsberegningene kan sprengsteinsfyllingen etableres med helning 1:1.5 og krav gjeldende $F_c\phi \geq 1,40$ (CC3) er ivaretatt. Slakere helning kan fritt anvendes.

7.5 Løsmasseskjæringer

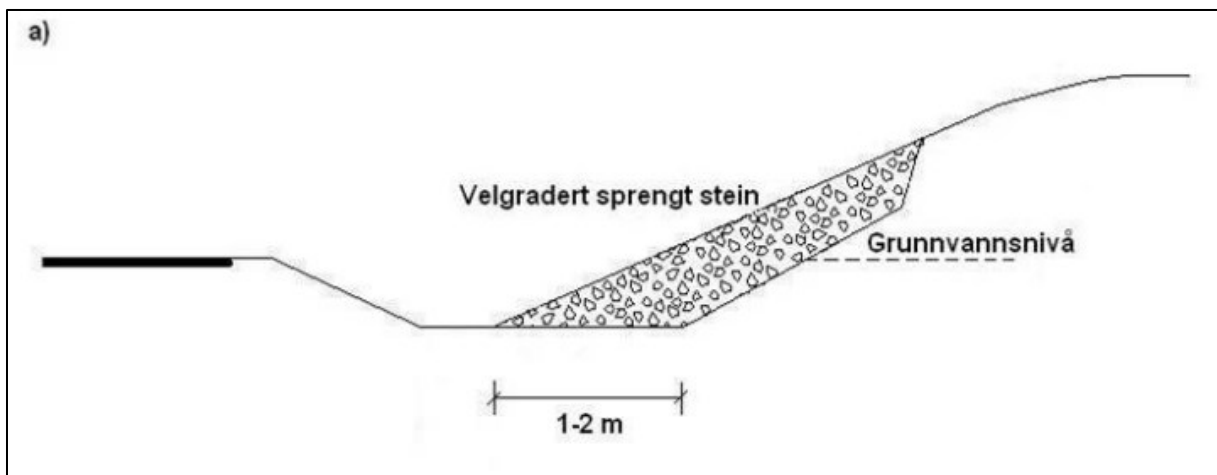
Langs vegen inn til Haugfjell fra E10 vil det bli behov for å anlegge en del løsmasseskjæringer ved omlegging og opprusting av vegen, videre vil det bli behov for enkelte løsmasseskjæringer bak bergskjæringstopp.

Løsmasseskjæringer i området henføres til GK2.

Permanente løsmasseskjæringer i området skal hovedsakelig etableres med helning 1:2, det fortutsettes friksjonsmasser i skjæringen. Ved funn av silt/leire må det gjøres en særskilt vurdering, massetyper vil bli verifisert i forbindelse med gravearbeidene.

Dersom løsmasseskjæringer med helning 1:2 blir uhensiktsmessig kan skjæringene etableres med helning 1:1.5 dersom følgende gjør seg gjeldende:

- Øverste 0.5 m i skjæringen masseutskiftes med samfengt sprengstein. Bunn av masseutskifting forutsettes å være min. 1 m bred (se Figur 7.1).



Figur 7.1 Utklipp av V221 kap. 3.2.3.7 - Masseutskifting figur 3-1-16 [15] som indikerer masseutskifting med sprengstein og anbefaling av 1 - 2 m bred utskiftet sone i bunn.

7.5.1 Erosjonssikring

Det vil bli behov for å sikre løsmasseskjæringene mot erosjon i permanent fase. Erosjonssikring kan eksempelvis utføres som sprøytesåing eller masseutskifting med sprengstein.

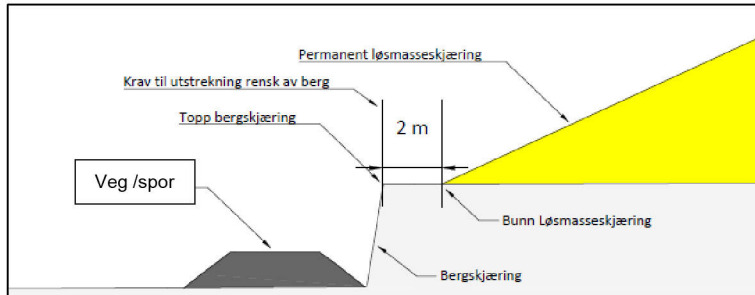
Ved fare for større mengde overflatevann bør det også etableres en avskjærende terrenggrøft 0.5 m bak skjæringstopp.

Valgt løsning for permanent erosjonssikring fastsettes etter utgraving, stedlige forhold kan ha innvirkning på gjennomførbarheten.

7.5.2 Rensk av berg

Der det er løsmasseskjæringer over bergskjæringer gjelder følgende krav til mengde berg som forutsettes rensket mellom topp bergskjæring og bunn løsmasseskjæring, se illustrasjon av kravene i Figur 7.2:

- Permanent løsmasseskjæring mot veg/spor – 2 meter renskes



Figur 7.2 Illustrasjon av konsept rundt krav til rensk av bergflate

7.6 Fyllingsarbeider

Fyllingsarbeidene i området henføres til GK2.

Sprengsteinsfyllingene i området forutsettes etablert med minimum skråningshelning 1:2, slakere skråningshelning kan benyttes. Det forutsettes benyttet sprengstein av god kvalitet, se krav til sprengstein i 7.6.2.

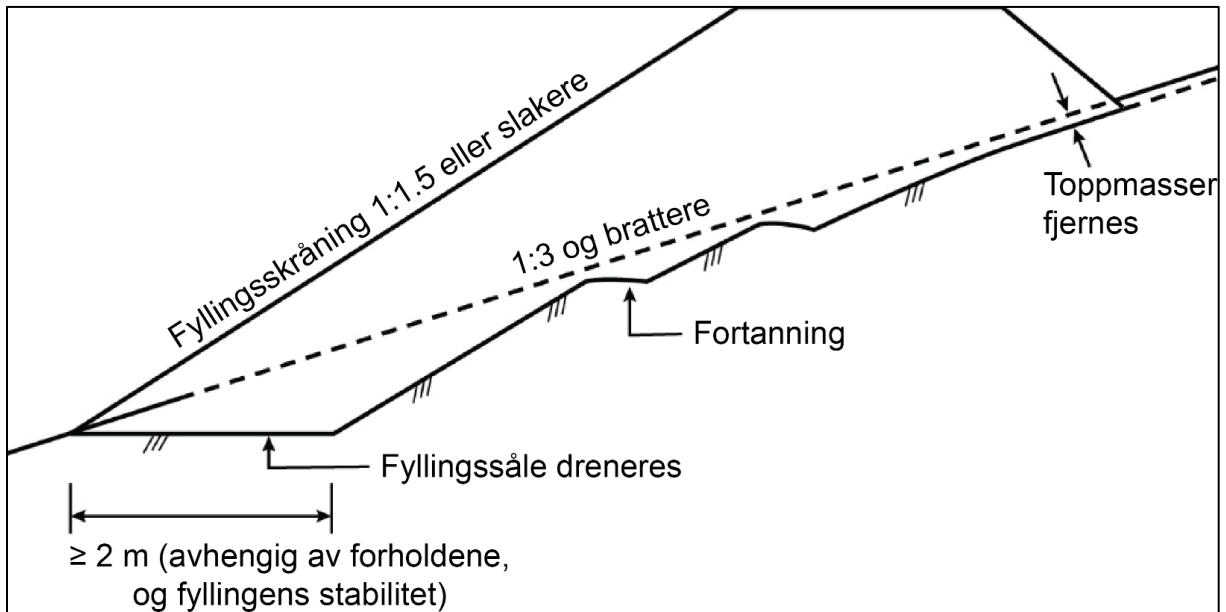
7.6.1 Fyllingsunderkant

En seksjon på 2 meter langs fyllingens såle forutsettes masseutskiftet med sprengstein/dypprengt. Dette gjelder både der fyllingen etableres på løsmasser (se Figur 7.3) og berg (se Figur 7.4). Der hvor terreng heller mer enn 1:3 forutsettes det utført fortanning for å sikre en stabil fylling, jfr. krav gitt i N200 [13].

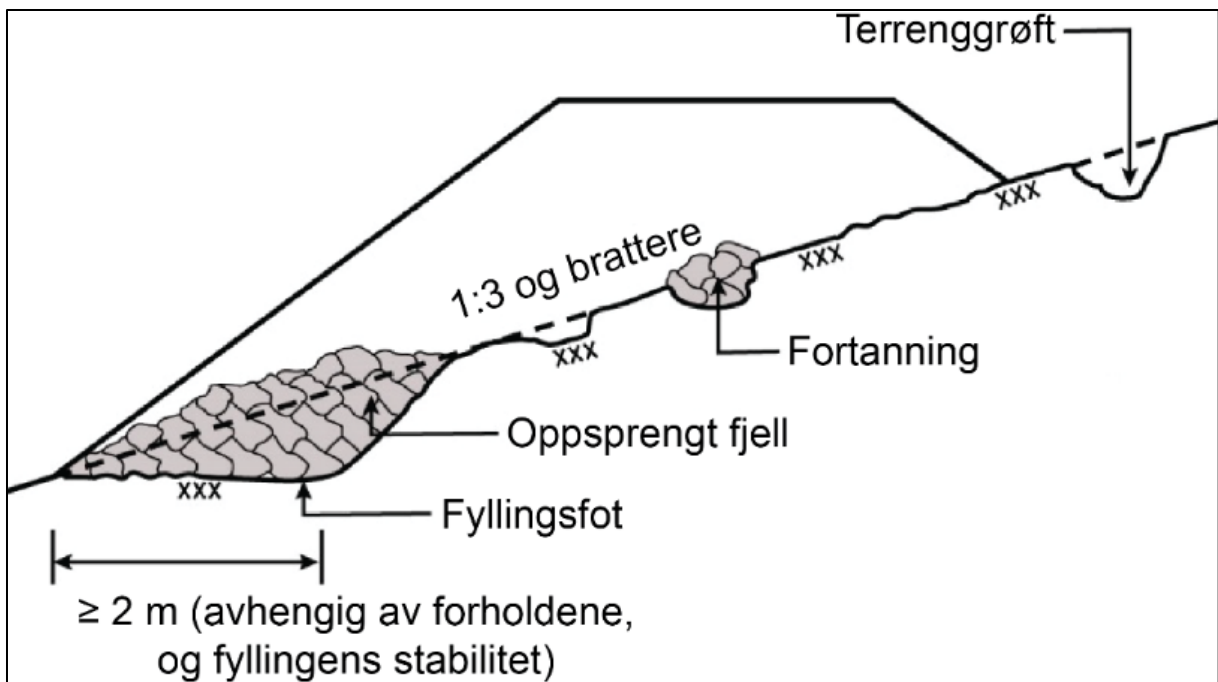
Innen sprengsteinsmasser legges ut forutsettes fyllingssålen rensket for matjord, organiskholdige masser og bløte masser.

Videre forutsettes stein/blokk som bygger mer enn halve lagtykkelsen (f.eks. større blokker) i første lag i fyllingen fjernet eller pigget ned. Dersom massene skal anvendes som del av fyllingen skal krav gitt i 7.6.2 etterfølges.

Dersom fyllingens underkant består av berg forutsettes det sprengt ut en terrenggrøft på oppsiden av fyllingen (se krav i Figur 7.4), dette er for å lede overflatevann bort fra fyllingen.



Figur 7.3 Krav til fortanning og sikker fyllingsfot ved hellende terreng (>1:3) for fyllinger etablert på løsmasser



Figur 7.4 Krav til fortanning og sikker fyllingsfot ved hellende terreng (>1:3) for fyllinger etablert på berg. Krav til drenggrøft/terrenggrøft også indikert.

7.6.2 Sprengstein

Sprengsteinsmassene som benyttes i prosjektet forutsettes bygget opp og komprimert etter føringene gitt i NS 3458 [16]. For å få til en stabil fyllingsfot forutsettes det lagt ut større stein/blokk langs tå av fylling for å skape ett stabilt underlag. Hensikten med blokkene blir å motvirke erosjon/overflateutglidninger av fyllingsfoten.

Krav til utlegging og komprimering fremgår av NS3458 [16]. Det forutsettes fulgt kravene gjeldende for «normal komprimering».

Entreprenøren kan fritt velge komprimeringsutstyr/prosedyre så lenge disse tilfredsstillt krav gitt i NS3458 [16]. Komprimeringsutstyr, prosedyre og opplegg for dokumentasjon/kontroll skal framlegges før oppstart.

I forbindelse med utlegging og komprimering må følgende ivaretas for å sikre en god komprimering:

- Steinstørrelsen i fyllingen skal ikke overstige 2/3 av lagtykkelsen.
- Massene skal være velgradert og innenfor telefarlighetsgruppe T1
- Benyttede sprengsteinsmasser skal ikke inneholde humus, snø, is eller teleklumper.
- Massene benyttet i sprengsteinsfyllingen skal etterleve krav gitt i N200 [13] og NS3458 [16].
- Finstoffinnholdet (< 20 µm) skal ikke overstige 3%

8 ANLEGGSGENNOMFØRING

8.1 Etablering av fylling

Innen fyllingsmassene legges ut fortusettes underkant av fyllingen rensket for organisk materiale, snø, is og tele.

Videre forutsettes fyllingen bygget opp og komprimert iht. føringer gitt i NS3458 [16], det forutsettes fulgt krav gjeldende for «normal komprimering». Krav til stein fremgår fra 0.

8.2 Etablering av løsmasseskjæringer

Permanente løsmasseskjæringer i området skal etableres med helning 1:2, det forutsettes friksjonsmasser i skjæringen. Ved funn av silt/leire må det gjøres en særskilt vurdering, massetypen vil bli verifisert i forbindelse med gravearbeidene.

Ved etablering av løsmasseskjæringer bak en bergskjæringstopp skal berg renskes for løsmasser over en bredde på minimum 2 meter.

Dersom løsmasseskjæringer med helning 1:2 blir uhensiktsmessig kan skjæringene etableres med helning 1:1.5 dersom følgende gjør seg gjeldende:

- Øverste 0.5 m i skjæringen masseutskiftes med samfengt sprengstein. Hensikten med sprengsteinen er erosjonssikring. Bunn av masseutskifting skal være min. 1 meter bred (se Figur 7.1).

Dersom det graves ut skråninger med helning 1:1.5 skal de graves ut seksjonsvis i maks. 5 meter seksjoner. Sprengstein skal være lagt ut på forrige seksjon innen neste seksjon graves ut.

Det skal etableres erosjonssikring i tilstrekkelig omfang. Erosjonssikring kan eksempelvis etableres som diagonale pukkfylte drengrofter umiddelbart bakom skråningstopp.

8.3 Grøftarbeider

Alle grøftarbeider forutsettes planlagt og gjennomført iht. RVO veileder for grøftarbeid [17]. For grøftarbeider der RVO sin veileder stiller krav om «vurdering av person med nødvendig geoteknisk kompetanse» må RIG kontaktes.

9 RESSURSOPTIMALISERING

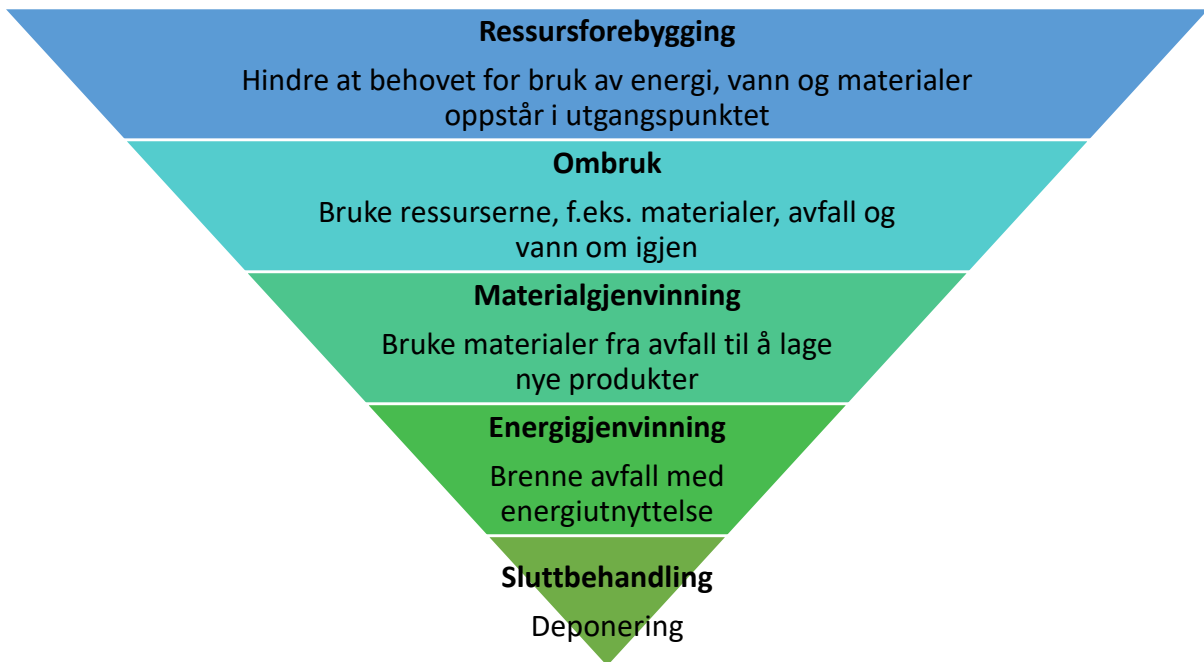
Som et ledd i å sikre en mest mulig optimal prosjektering fra et ressursperspektiv, redegjøres det i dette kapitlet for den påvirkning geoteknikk har med tanke på ressursbruk og hvordan denne kan optimaliseres, både i driftsfase og anleggsfase. Med ressurser menes:

- Materialer
- Avfall
- Energi
- Vann
- Klimagassutslipp

Dette kapitlet svarer dermed ut flere av kriteriene som stilles i bærekraftssertifiseringen BREEAM Infrastructure som er å finne i kapittel 7 Ressurser:

- 7.1 Resurseffektivitet
- 7.2 Reduksjon i klimagassutslipp i hele livsløpet
- 7.3 Redusert miljøpåvirkning fra byggeprodukter
- 7.4 Sirkulær bruk av byggeprodukter
- 7.5 Ansvarlig innkjøp av byggeprodukter
- 7.6 Avfallshåndtering i anleggsfasen
- 7.7 Energi
- 7.8 Vann

Ved ressursoptimalisering bør prinsippene i «ressurshierarkiet» tillempes, som vist i Figur 9.1. Ressurshierarkiet er en utvidelse av avfallshierarkiet som ligger til grunn i EUs rammedirektiv for avfall, og viser i hvilken rekkefølge tiltakene bør prioriteres [18]. Det aller beste er å redusere behovet for ressurser, dvs. fokus på å redusere bruk av materialer, energi, vann osv. Deretter bør ombruk av f.eks. materialer, avfall og vann vurderes. Avfall som ikke kan ombrukes bør materialgjenvinnes slik at det brukes som råvare til nye produkter. Om dette ikke er mulig bør det brennes med bruk av energien som oppstår, enten som varme eller strøm. Det siste utfallet, som er minst ønskelig, er å legge avfallet på deponi. I Norge er det forbud mot deponering av flere avfallstyper, jmf. Avfallsforskriften §9-4 [19].



Figur 9.1 Ressurshierarkiet, inspirert av avfallshierarkiet som legger rammene for EUs rammedirektiv for avfall. Målet er at ressursene behandles i de øverste delene av pyramiden.

Det vises til prosjektets ressursstyringsplan for informasjon om prosjektets retningslinjer og målsetninger for ressursoptimalisering. Kapittel 9.2 og 9.1 viser hvordan dette er implementert i prosjektet for geoteknikk¹.

9.1 Anleggsfase

Dette avsnittet beskriver hvordan ressursoptimalisering i anleggsfasen har blitt etterstrebet i prosjekteringen, og mulige tiltak som gjennomføres i anleggsfasen². En oppsummering av ressursoptimaliseringen i anleggsfase redegjøres for i prosjektets ressursstyringsplan.

9.1.1 Materialer

Dette avsnittet omhandler i all hovedsak materialer som skal brukes i den endelige konstruksjonen. Bruk av midlertidige materialer i anleggsfase adresseres i avsnitt 9.1.1.6.

Større geotekniske tiltak i prosjektet omfatter etablering av fyllinger, løsmasseskjæringer og erosjonssikring i forbindelse med etablering av nytt kryssingsspor og tilhørende driftsveger.

Utenom ovennevnte vil det også bli relevant med et mindre omfang av fundamenteringsarbeider for eksempelvis master, konstruksjoner og tekniske installasjoner. Disse mindre tiltak omhandles pr nå ikke nærmere i denne rapport. Viser til fagrapport konstruksjon «UOB-00-A-10012» for flere detalj.

Materialer for bruk i over- og underbygning til nytt spor omhandles i særskilt fagrapport sporunderbygning «UOB-00-A-10010» og behandles ikke noe videre her.

Aktuelle materialer for etablering av skjæringer, fyllinger og erosjonssikring fremkommer av Tabell 9.1. Mengdene vil bli estimert nærmere i neste fase.

Tabell 9.1 Materialer som inngår fyllinger, løsmasseskjæringer og erosjonssikring

Tiltak	Materiale
Fyllinger	Sprengstein (kan gjerne være stedlig utsprengte masser)
Løsmasseskjæring er	Krever erosjonssikring i tilstrekkelig omfang
Erosjonssikring	Sprøytesåing Kokosmatter Samfengt sprengstein (kan gjerne være stedlig utsprengte masser)

9.1.1.1 Materialoptimalisering

Det er i prosjekteringen vurdert hvorvidt det er mulighet for å redusere behovet for materialer³.

Det er forsøkt å redusere materialmengden gjennom optimalisering av plasseringen til nytt kryssingsspor og tilhørende driftsveger. Trasevalg og skråningshelninger på skjæringer/fyllinger har mye å si for mengdene som må håndteres i prosjektet, herunder både mengdene som graves ut i forbindelse med etablering av løsmasseskjæringer og mengden av sprengstein som etter hvert må tilføres i forbindelse med etablering av fyllinger.

¹ Kapitlene besvarer kriteriet 7.1.6 i BREEAM Infrastructure versjon 6.

² Dette delkapitlet bidrar til å besvare kriterium 7.1.9 i BREEAM Infrastructure versjon 6.

³ Dette avsnittet viser hvordan prinsippet «materialoptimalisering» fra kriterium 7.1.7 er ivaretatt i prosjekteringen.

9.1.1.2 Bevaring av eksisterende konstruksjoner

Mulighet for bevaring av eksisterende konstruksjoner har blitt vurdert⁴.

Potensialet vurderes foreløpig som svært liten. Muligens kan enkelte mastefundamenter eller fundamenter for tekniske installasjoner gjenbrukes. Dette må vurderes nærmere i neste fase.

9.1.1.3 Lokal bruk av rivningsmaterialer ved anlegget

Det er vurdert om det er mulighet for å bruke materialer fra riving av eksisterende anlegg⁵.

Stedlige utsprenge materialer forventes å kunne bli gjenbrukt på anlegget og inngå i eksempelvis frost- og forsterkningslag, samt som del av nye fyllinger og i erosjonssikring.

Potensialet for gjenbruk av stedlig utgravde masser fra etablering av eksempelvis løsmasseskjæringer og bergrensk er pr nå ikke avklart endelig. Massene kan trolig benyttes som tilpassingsmasser, men egner seg dårlig for fyllinger grunnet innhold av organisk materiale.

9.1.1.4 Mulighet for ombrukte og resirkulerte materialer

Valg av ombrukte komponenter eller komponenter med høy andel resirkulerte materialer er vurdert⁶.

Viser til Tabell 9.1. Eneste materialer som tenkes tilført er vanskelig resirkulerbare (frø for sprøytesåing og kokosmatter).

Det vurderes som svært krevdes om en skulle tenke seg at dagens sparsomme vegetasjonsdekke skulle graves av, ligges til side og etter hvert tilbakeføres.

9.1.1.5 Prefabrikkerte løsninger

Valg av prefabrikkerte løsninger kan være gunstig fra et miljøperspektiv, da det kan redusere avfallsmengder, transportbehov og energibehov i forbindelse med et anleggsprosjekt⁷.

Ikke aktuelt

9.1.1.6 Bruk av midlertidige materialer

I forbindelse med etablering grøftearbeider kan det bli aktuelt med bruk av grøftekasser. Dette som et alternativ til å etablere slake grøfteskrånninger. Plan for etablering av grøfter og geotekniske vurderinger relatert til disse arbeider detaljeres ut i neste fase.

9.1.2 Masser

9.1.2.1 Cut and fill-optimalisering

Det er i prosjekteringen gjort en vurdering av hvordan en optimal balanse mellom graving og fylling av masser for å redusere behovet for transport av masser⁸.

Viser til kapittel 9.1.1.1 ovenfor.

9.1.2.2 Gjenvunnet eller resirkulert fyllmasse og bærelag

Viser til kapittel 9.1.1.3 ovenfor.

⁴ Dette avsnittet besvarer kriteriet 7.4.7 i BREEAM Infrastructure versjon 6.

⁵ Dette avsnittet besvarer kriteriet 7.4.8 i BREEAM Infrastructure versjon 6.

⁶ Dette avsnittet besvarer kriteriet 7.4.12 i BREEAM Infrastructure versjon 6.

⁷ Dette avsnittet viser hvordan prinsippet «bygging utenfor lokaliteten» fra kriterium 7.1.7 er ivaretatt i prosjekteringen.

⁸ Dette avsnittet besvarer kriteriet 7.4.9 og 7.4.14 i BREEAM Infrastructure versjon 6.

9.1.3 Avfall

I dette avsnittet beskrives den type avfall som oppstår i anleggsfasen og hvordan den kan reduseres eller håndteres på best mulig måte. Mulighet for avfallseffektive innkjøp, f.eks. i form av redusert behov for emballasje, er også vurdert⁹, se nedstående Tabell 9.2.

Tabell 9.2 Avfallstype og reduserende tiltak i prosjektet relatert til geoteknikk

Avfallstype	Tiltak for å redusere avfall
Emballasje for frø til sprøytesåing	Uklart hvordan slags emballasje de ulike leverandører på sprøytesåing mottar frøblandinger i. Det antas å være snakk om store sekker tilsvarende de som du får med korn fra Felleskjøpet. Om det er tilfellet vil det være lite potensial for optimalisering.
Emballasje for kokosmatter	Se eksempel på emballasje av Figur 9.2. Mulig at det finnes leverandører som ikke benytter store mengder plastikk for surring.



Figur 9.2 Eksempel på emballasje for kokosmatter fra <https://www.log.no/produkt/kokos-matte-08-x-30m/>

⁹ Dette avsnittet viser hvordan prinsippene «Ombruk og gjenvinning» og «Avfallseffektive innkjøp» fra kriterium 7.1.7 er ivaretatt i prosjekteringen, samt kriterium 7.6.4 (som oppsummeres i ressursstyringsplanen).

9.1.4 Energi

Potensial for reduksjon av energiforbruket i anleggsfase har blitt vurdert¹⁰.

Det finnes ett potensiale for reduksjon av energiforbruk ved å ikke la anleggsmaskiner gå på tomgang, det vil også redusere energiforbruket om arbeidsprosessene optimaliseres slik at maskineri kan utføre en jobb tilnærmet uavbrutt uten behov for å transportere maskineriet frem og tilbake.

Tilsvarende vil et redusert omfang av massetransport i prosjektet være gunstig. Dette kan sees i sammenheng med punktet på optimalisering av linjeføring og skråningshelninger på skjæringer/fyllinger.

I det omfang at det kan finnes kortreiste og/eller lokalt produserte alternativer til kokosmatter vil dette ha en gunstig effekt ift. energiforbruk som går på transport.

9.1.5 Vann

Potensial for reduksjon av vannforbruket i anleggsfase har blitt vurdert¹¹.

Sprøytesåing krever vann. Potensial for optimalisering av mengde vann må avklares med leverandør i videre fase.

9.1.6 Klimagassutslipp

I forbindelse med hovedplanfasen har det blitt gjennomført geotekniske grunnundersøkelser med geoteknisk borerigg. En slik borerigg går på diesel og medfører klimagassutslipp mens undersøkelsene utføres, men bidrar samtidig til at det sikres nødvendig underlag for optimalisering av de geotekniske tiltak i prosjektet, herunder særlig ift. innspill til linjeføring og bergflatens forløp med tanke på å oppnå massebalanse, samt ift. å kunne optimalisere skråningshelninger til planlagte løsmasseskjæringer og fyllinger.

I den kommende fasen, når tilstrekkelig informasjon om nettverkstilkoblingen er tilgjengelig, må det vurderes om det er hensiktsmessig å stille krav om bruk av elektriske maskiner. Dette vil ytterligere kunne redusere prosjektets klimagassutslipp.

9.2 Driftsfase

Dette avsnittet beskriver hvordan ressursoptimalisering i driftsfasen har blitt etterstrebet i prosjekteringen.

9.2.1 Materialer

9.2.1.1 Holdbarhet og lavt vedlikeholdsbehov

Tiltak for å sikre lengst mulig holdbarhet og lavt vedlikeholdsbehov for konstruksjon og komponenter er vurdert for prosjektets antatte levetid¹².

Steinmaterialer som inngår i løsmasseskjæringer og fyllinger forventes å ha en levetid som rekker utover dimensjonerende brukstid på 100 år som gjelder for sporbærende konstruksjoner.

Det må påregnes behov for fortløpende sporjustering og pakking av ballast gjennom jernbanens levetid (vanlig vedlikehold), tilsvarende som det også kan bli behov for stedvis utbedring av erosjonssikring som følges av at eksempelvis endrede nedbørmengder og dreinsveier endres over tid.

¹⁰ Dette avsnittet besvarer kriteriene 7.7.5 og 7.7.6 i BREEAM Infrastructure versjon 6.

¹¹ Dette avsnittet besvarer delvis kriteriene 7.8.7 og 7.8.8 i BREEAM Infrastructure versjon 6.

¹² Dette avsnittet besvarer kriteriene 7.4.3 og 7.4.4 i BREEAM Infrastructure versjon 6.

9.2.1.2 Tilrettelegging for demontering og fleksibilitet

Mulighet for tilrettelegging av fremtidig demontering er vurdert med hensyn til mulig ombruk eller resirkulering etter prosjektets levetid¹³.

Sprengsteinsmaterialer som benyttes for erosjonssikring av løsmasseskjæringer og i fyllinger vil kunne vil kunne benyttes til andre prosjekter/formål dersom kryssingsspor og/eller driftsveger en gang i fremtiden demonteres. Endret gradering og økt innhold av organisk materiale vil trolig gjøre ombruk mer og mer gunstig over tid.

9.2.2 Avfall

Med den planlagte løsningen for prosjektet vil det ikke oppstå noe form for avfall gjennom prosjektets levetid og driftsfase. Denne løsningen er designet for å minimere avfall og sikre en bærekraftig drift uten behov for avfallshåndtering.

9.2.3 Energi

Potensial for reduksjon av energiforbruket i driftsfase har blitt vurdert¹⁴.

Forespeilet løsning med etablering av høykvalitets sprengsteinsfyllinger vil medføre et minst mulig behov for vedlikehold/sporjustering gjennom kryssingssporets levetid og dermed minimere energiforbruket forbundet med slike justeringsarbeider.

9.2.4 Vann

Behov for vannforbruk i drift, herunder vedlikehold, er vurdert¹⁵.

Det vil for driftsfasen ikke være behov for vannforbruk.

9.2.5 Klimagassutslipp

Viser til ovenstående kapitler. Det er ikke identifisert andre aktiviteter som medfører klimagassutslipp i prosjektets driftsfase.

¹³ Dette avsnittet besvarer kriteriet 7.4.5 i BREEAM Infrastructure versjon 6, samt prinsippet «Demontering og fleksibilitet» fra kriterium 7.1.7.

¹⁴ Dette avsnittet besvarer kriteriet 7.7.1 og 7.7.2 i BREEAM Infrastructure versjon 6.

¹⁵ Dette avsnittet besvarer kriteriet 7.8.4 og 7.8.5 i BREEAM Infrastructure versjon 6.

10 VIDERE ARBEID

Følgende videre arbeider gjenstår:

- Føringer rundt anleggsgjennomføring må detaljeres videre ut som endel av arbeidet med teknisk detaljplan
 - Det skal utarbeides et særskilt kapittel med "plan for kontroll og oppfølging".
-

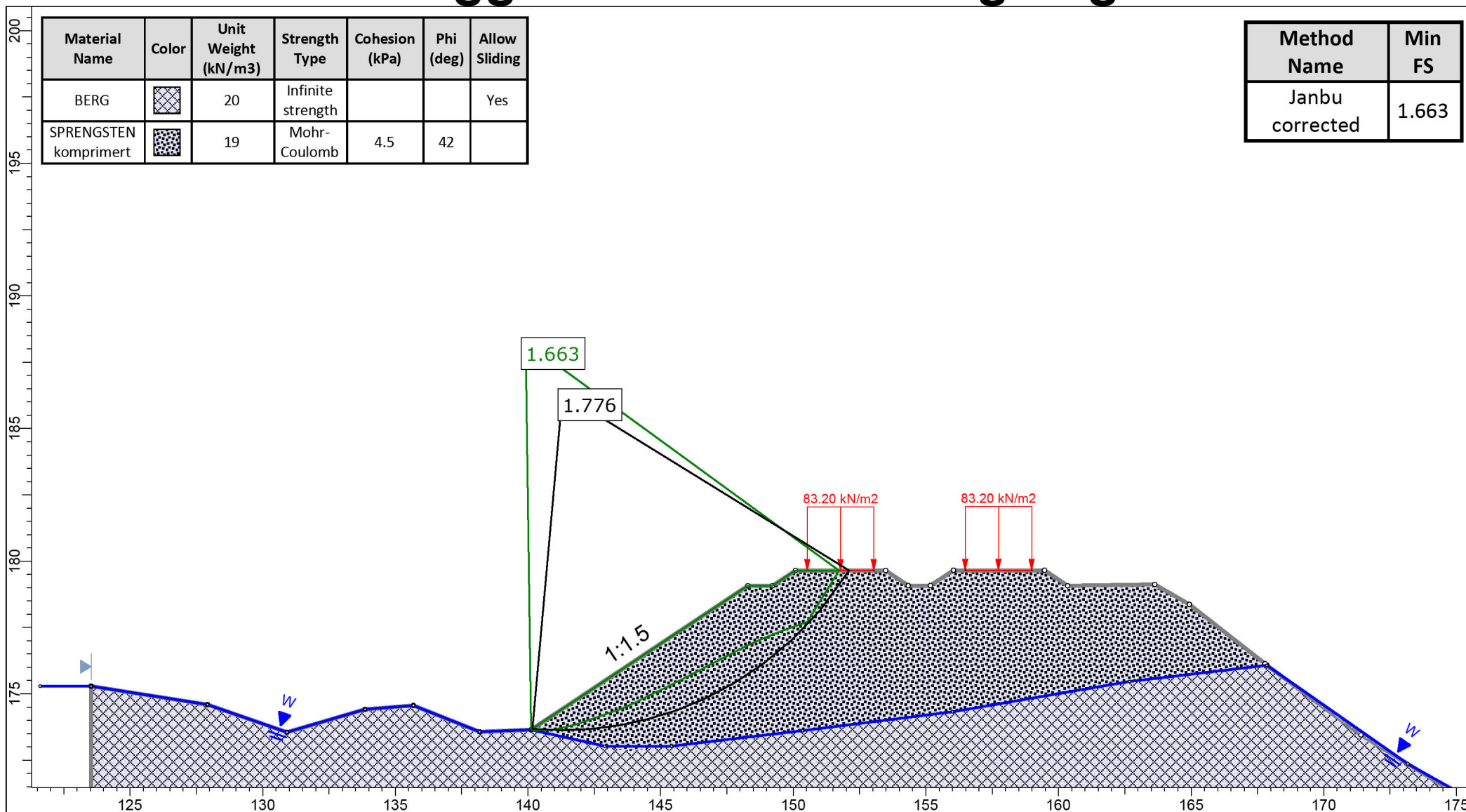
11 REFERANSER

- [1] Bane NOR, Teknisk regelverk, trv.jbv.no, 2023.
 - [2] «[UOB-00-A-10022] Ofotbanen, Narvik havn - Vassijaure, Søsterbekk kryssingssporFagrappport ingeniørgeologi,» NIRAS Norge AS, 2024.
 - [3] «[UOB-00-A-10106] Ofotbanen, Narvik havns - Vassijaure, Søsterbekken kryssingsspor - Geoteknisk datarappport,» NIRAS Norge AS, 2024.
 - [4] NVE kartgrunnlag, <https://kartkatalog.nve.no/#kart>.
 - [5] Veileder 1/2019 - Sikkerhet mot kvikkleireskred, NVE, 2020.
 - [6] Veiledning om tekniske krav til byggverk (TEK 17), Kommunal og moderniseringsdepartementet, 2017.
 - [7] LOV 2008-06-27 nr. 71 - Lov om planlegging og byggesaksbehandling (Plan- og bygningsloven), Kommunal og moderniseringsdepartementet, 2008.
 - [8] Eurokode 7 NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020, Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler, Standard Norge.
 - [9] Eurokode 0 NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, Standard Norge.
 - [10] Eurokode 8 NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021, Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger, Standard Norge.
 - [11] Eurokode 8 NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014, Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer, Standard Norge.
 - [12] «Teknisk regelverk,» Bane NOR, 2023. [Internett]. Available: <https://trv.banenor.no/>.
 - [13] Håndbok N200 Vegbygging, Statens Vegvesen, 2022.
 - [14] Håndbok V220 Geoteknikk i vegbygging, Statens Vegvesen, 2022.
 - [15] Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger, Statens Vegvesen, 2014.
 - [16] NS3458 Komprimering og utførelse, Norsk Standard, 2004.
 - [17] Veileder for grøftarbeid rev 3, Regionale verneombud, 2022.
 - [18] Europalov, «Avfallsdirektivet,» [Internett]. Available: <https://europalov.no/rettsakt/avfallsdirektivet/id-2577>.
 - [19] Lovdata, «Forskrift om gjenvinning og behandling av avfall (avfallsforskriften),» [Internett]. Available: <https://lovdata.no/forskrift/2004-06-01-930/§9-4>.
 - [20] [UOB-00-A-10018] Fagrappport, geoteknisk vurderingsrapport, NIRAS Norge AS, 2024.
-

Vedlegg A - Stabilitetsberegninger

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Allow Sliding
BERG		20	Infinite strength			Yes
SPRENGSTEN komprimert		19	Mohr-Coulomb	4.5	42	



Method Name	Min FS
Janbu corrected	1.663



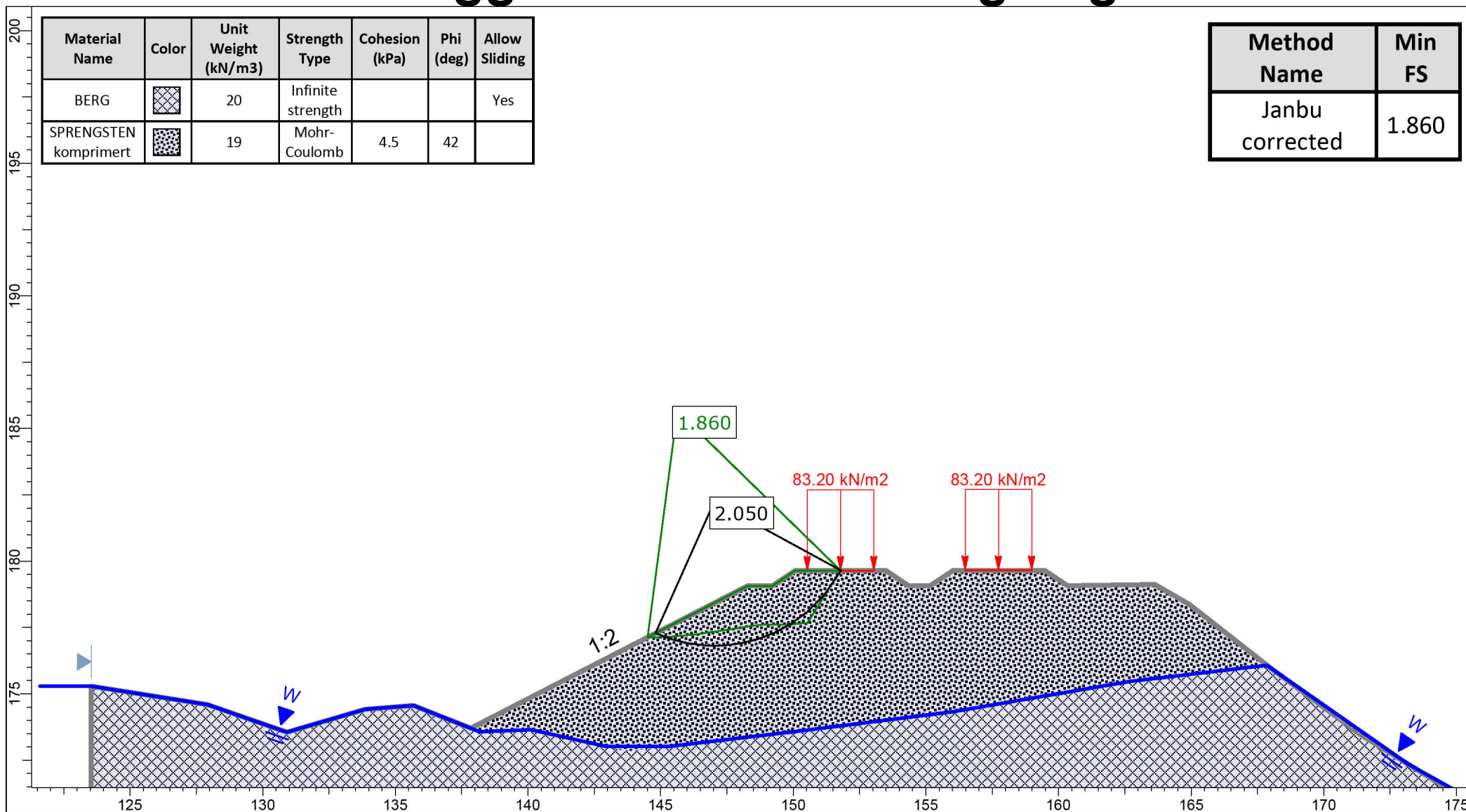
SLIDEINTERPRET 9.007

Project		41400444 Søsterbekk kryssingsspor	
Analysis Description Effektivspenningsanalyse. Last i spor 83.2 kPa. Helning av fyllingsfront 1:1.5. Iht. krav gjeldende CC3 og seig bruddmekanisme.			
Drawn By	CHKS	Scale	1:200
Date	22.02.2024	Company	Niras Norge AS
		File Name	Fylling.slmd

Vedlegg A - Stabilitetsberegninger

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Allow Sliding
BERG		20	Infinite strength			Yes
SPRENGSTEN komprimert		19	Mohr-Coulomb	4.5	42	

Method Name	Min FS
Janbu corrected	1.860



SLIDEINTERPRET 9.007

Project		41400444 Søsterbekk kryssingsspor	
Analysis Description Effektivspenningsanalyse. Last i spor 83.2 kPa. Helning av fyllingsfront 1:2. Iht. krav gjeldende CC3 og seig bruddmekanisme.			
Drawn By	CHKS	Scale	1:200
Company		Niras Norge AS	
Date	22.02.2024	File Name	Fylling.slmd