

Oppdragsgiver

Statens Vegvesen Region Nord

Rapporttype

Geoteknisk vurderingsrapport

2013-09-17

E6 NORDNES-MANNDAL

GEOTEKNISK BEREGNINGSRAPPORT

PÅHUGGSOMRÅDE ØST

**E6 NORDNES-MANN DAL
PÅHUGGSOMRÅDE ØST**

Oppdragsnr.: 6130006
Oppdragsnavn: E6 Nordnes – Mann dal
Dokument nr.: G-rap-002 påhuggsområde øst
Filnavn: G-rap-002 påhuggsområde øst.docx

Revisjon	0			
Dato	2013-09-17			
Utarbeidet av	Marit B. Pedersen (MBP) Odd Arne Rye (OAR) Even Øiseth (EOH) Øystein Dale (ODE)			
Kontrollert av	Odd Arne Rye (OAR) Even Øiseth (EOH)			
Godkjent av	Inger Johanne Søreide (IJM)			
Beskrivelse	geoteknikk			

1. REVISJONSOVERSIKT

Revisjon	Dato	Revisjonen gjelder

SAMMENDRAG

Rambøll har oppdrag for Statens Vegvesen Region Nord med geoteknisk vurdering for deler av byggeplan for prosjektet E6 Nordnes-Manndalen i Kåfjord i Troms. Rambøll avd. Geo og Miljø sin prosjektering omfatter bare deler av den totale parsellen, resterende prosjekteres av Statens Vegvesen.

Denne rapporten omhandler geotekniske vurderinger i området ved påhugg øst og løsmassekulverten, profil 6240-6330. Det er utført vurderinger av stabilitet mot nord, i forbindelse med utgraving for løsmassetunellen. Her er det beregnet jordnaglet skråning, dels midlertidig og dels permanent. For den permanente delen benyttes mur som forblending.

Muren rundt portalen utføres i hovedsak armert, og går mot nord over i forblending foran jernagling.

I tillegg til vurderinger beskrevet i denne rapporten har Rambøll Geo og Miljø utført vurderinger for og i tilknytning til ny bru over Manndalselva, profil ca 6340-6560. Vurderinger og beregninger i tilknytning til brua er beskrevet i vår rapport *G-rap-003 Ny bru over Manndalselva* av 6.9.2013.

INNHOOLD

1.	REVISJONSOVERSIKT	3
2.	INNLEDNING.....	7
2.1	Geoteknisk prosjektklasse og materialkoeffisienter	7
2.2	Generelle forutsetninger som gjelder for hele parsellen	8
3.	PROSJEKTERINGSGRUNNLAG.....	8
3.1	Regelverk og referanser	8
3.2	Terreng og vegplan	8
3.3	Utførte undersøkelser og grunnforhold	8
3.4	Veglinje og profilnummerering	9
4.	STABILITET MOT NORD.....	9
4.1	Beregninger jordnagling	9
4.1.1	Forutsetninger	9
4.1.2	Beregninger jordnagling	10
5.	MURER VED PORTAL.....	10
5.1	Bæreevne for forblendingsmurer	11
5.1.1	Frontmurer ved jordarmerte skråninger	11
5.1.2	Forblendingsmurer foran naglet skråning	12
5.2	Uarmert mur over tunneltak	12
5.3	Totalstabilitet jordarmert fylling	12
5.4	Internstabilitet jordarmert fylling	13

FIGUROVERSIKT

Figur 1: Definisjon av konsekvensklasse /1/	7
Figur 2: Partialfaktorer /1/	7
Figur 3: Utskrift fra Plaxis. Sikkerhetsfaktor $M_{sf} = 1,46$. Kraft i stag (kun løsmasser): $F = F_{stag_karakteristisk}$ per m*stagavstand*lastfaktor = $52,2 \text{ kN/m} * 1,5 \text{ m} * 1,35 = 105,7 \text{ kN/stag}$	10
Figur 4: Dimensjonerende bæreevne forblendingsmur - armert	11
Figur 5: Dimensjonerende bæreevne forblendingsmur – foran jordnagling	12
Figur 6: Kontroll totalstabilitet mur, utskrift fra Plaxis	13
Figur 7: Jordarmering med forblendingsmur av stein rundt portal. Utskrift fra ReSlope. 14	

VEDLAGTE TEGNINGER

Tegninsnr.:	Tegningsnavn:	Målestokk:
V201	Jordnaglet skråning. Plan, snitt og oppriss	1:200
V202	Armert mur. Plan og snitt	1:200

2. INNLEDNING

Rambøll har oppdrag for Statens Vegvesen Region Nord med geoteknisk vurdering for deler av byggeplan for prosjektet E6 Nordnes-Manndalen i Kåfjord i Troms. Denne rapporten omhandler vurderinger for området ved påhugg øst, profil 6240-6330.

I tillegg til vurderinger beskrevet i denne rapporten har Rambøll utført geotekniske vurderinger for og i tilknytning til ny bru over Manndalselva, profil ca 6340-6560. Vurderinger og beregninger i tilknytning til brua er beskrevet i vår rapport *G-rap-003 Bru over Manndalsevla* av 6.9.2013.

Resterende geotekniske vurderinger for parsellen utføres av Statens Vegvesen og omtales i deres rapporter.

2.1 Geoteknisk prosjektklasse og materialkoeffisienter

Prosjektering er utført i henhold til Eurocode 7 /1/ og Statens Vegvesens Håndbok 016 /2/.

For dette prosjektet vurderes konsekvensklassen til generelt å ligge i CC2, iht. figur 1.

Konsekvensklasse	Beskrivelse	Eksempel på bygg og anlegg
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskelig, <i>eller svært store</i> økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks en konserthall)
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskelig, betydelig økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelig (f.eks et kontorbygg)
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskelig, og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks lagerbygninger), drivhus.

Figur 1: Definisjon av konsekvensklasse /1/.

I henhold til Håndbok 016 /2/ er partialfaktor valgt ut fra tabell under. For CC2 er partialfaktor valgt til $\gamma_M \geq 1,4$.

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

*NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 krever at $\gamma_M \geq 1,4$ ved totalspenningsanalyse

Figur 2: Partialfaktorer /1/.

2.2 Generelle forutsetninger som gjelder for hele parsellen

Noen generelle momenter som gjelder for hele parsellen:

- Alle planerings og fyllingsarbeider utføres i samsvar med Statens Vegvesens Håndbøker og Prosesskoder.
- All matjord og humusholdige masser skal fjernes før oppfylling utføres.
- All torv/myr i områder for vegfylling skal masseutskiftes.
- Ved skjæringer i både fjell og løsmasser kan det stedvis påregnes at vann renner frem i kontaktflaten mellom materialene. Silt/finsand masser og bløt leire med silt-/finsandlag blir ofte sterkt oppbløtt i utgravinger. Behov for, og omfang av, midlertidige og permanente tiltak for å hindre oppbløttingsproblemer (drenering, filterbelastning og lignende) vil variere lokalt, og kan ikke angis nå, men må vurderes på stedet.
- Generelt krav til sikkerhetsfaktor for stabilitet er $F=1,4$, jfr. Statens vegvesens Håndbok 016.

3. PROSJEKTERINGSGRUNNLAG

3.1 Regelverk og referanser

- /1/ NS-EN 1997-1:2004 + NA:2008 (Eurocode 7)
/2/ Håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging (Statens Vegvesen, 2010)
/3/ *G-rap-001, Datarapport fra grunnundersøkelse, E6 Nordnes - Manndal, Grunnundersøkelser pr 6227-7153, oppdrag nr. 6130006 (Rambøll, 7.6.2013)*

3.2 Terreng og vegplan

Vegen går i fjelltunnel frem til ca profil 6250 og går der over i en portal/betongtunnel frem til ca profil 6300. Fv332 krysser i dag traséen i dette området og blir midlertidig berørt i anleggsperioden, men reetableres når portalen er støpt. Frem mot ny bru over Manndalselva vil vegen ligge i skjæring frem til ca profil 6335, før den går over på fylling frem til brua som starter ved profil 6350.

Terrenget i området faller mot øst og Manndalselva. I området hvor fjelltunnelen avsluttes ligger terrenget i dag på ca kote +35 - +40. Elvebredden ligger på ca kote +1.

3.3 Utførte undersøkelser og grunnforhold

Store deler av grunnundersøkelsene som er utført på parsellen, ble utført av Statens Vegvesen i løpet av reguleringsplanarbeidet. Rambøll har i tillegg utført supplerende geotekniske grunnundersøkelser vinteren 2013. Komplette relevante grunnundersøkelser (inkludert boringer utført av Rambøll og boringer utført av SVV i reguleringsplanarbeidet) er rapportert i Rambølls *G-rap-001, Datarapport fra grunnundersøkelse, E6 Nordnes - Manndal, Grunnundersøkelser pr 6227-7153, oppdrag nr. 6130006* – datert 7.6.2013 /3/.

Det er utført totalsondering med fjellkontroll i 29 punkt og fjellkontrollboring i 3 punkt ved østre påhugg og frem mot planlagte bru over Manndalselva. Det er tatt opp til sammen 18 representative prøver (poseprøver) i 3 punkt i dette området.

Dybder til fjell varierer i de undersøkte punktene fra 5,5-16,5 m. Bergflata er relativt uregelmessig, men faller generelt mot øst.

Løsmassene ved påhugg øst består hovedsakelig av fast morene med en del stein og blokk, og sonderingene er i hovedsak utført med slag og/eller spyling for å komme ned. Fra ca profil 6290 og mot elva viser noen sonderinger et sandlag i toppen, registrert med inntil ca 3,5 m tykkelse.

For grundigere beskrivelse av grunnforholdene vises det til datarapporten i oppdraget /3/.

3.4 Veglinje og profilnummerering

I denne rapporten refereres det til samme veglinje som i geoteknisk datarapport /3/ som er omtalt i kapittel 3.3 i denne rapport.

4. STABILITET MOT NORD

Vegen går i fjelltunell frem til ca profil 6250, og går deretter over i løsmassetunell frem til ca profil 6300. Over denne løsmassetunellen krysser i dag Fv332. For etablering av løsmassetunellen skal derfor fylkesvegen midlertidig graves bort, for så å reetableres etter at tunellen er ferdigstilt.

I mottatte grunnlag for vegen, er graveskråningen mot nord lagt til 1:1,5, og mot sør på 1:1,8.

Da det finnes både bolighus og en låve nord for løsmassetunellen, har Rambøll utført vurdering av stabilitet av utgravingen mot nord. I mottatte grunnlag går utslaget av graveskråningene nokså nært de nevnte bygningene.

For profil ca 6250-6300 vil utgravingen være midlertidig, og fylles over etter at tunellen er etablert. For profil ca 6300 (tunnelåpningen) til ca 6325 skal det være mur som støtter opp skråningen.

Det er ikke utført noen vurderinger for utgravingen sør for portalen, da det mot sør evt vil være mulig å slake ut graveskråningen ved behov. Det finnes ikke bebyggelse nært utgravingen sør for tunellen.

4.1 Beregninger jordnagling

Prosjektet løsning er med inntil 7 m høy mur. Over muren er det skjæring med helning 1:1,5 for midlertidig skjæring og varierende omkring 1: 1,2 for permanent skjæring. På grunn av bygninger over skjæringen har det vært viktig å kunne begrense utgraving bak mur også i byggeperioden. Jordnagling er valgt da skråningen kan sikres etter hvert som skråningen graves ut.

4.1.1 Forutsetninger

Grunnundersøkelsene viser ikke noen klar lagdeling og det er for beregninger antatt at massene som skal støttes opp er friksjonsmasser med noe attraksjon, morene nederst og sand/grus øverst. Som en representativ friksjonsvinkel er valgt $\phi = 38^\circ$ og attraksjon 5 kPa som for morene.

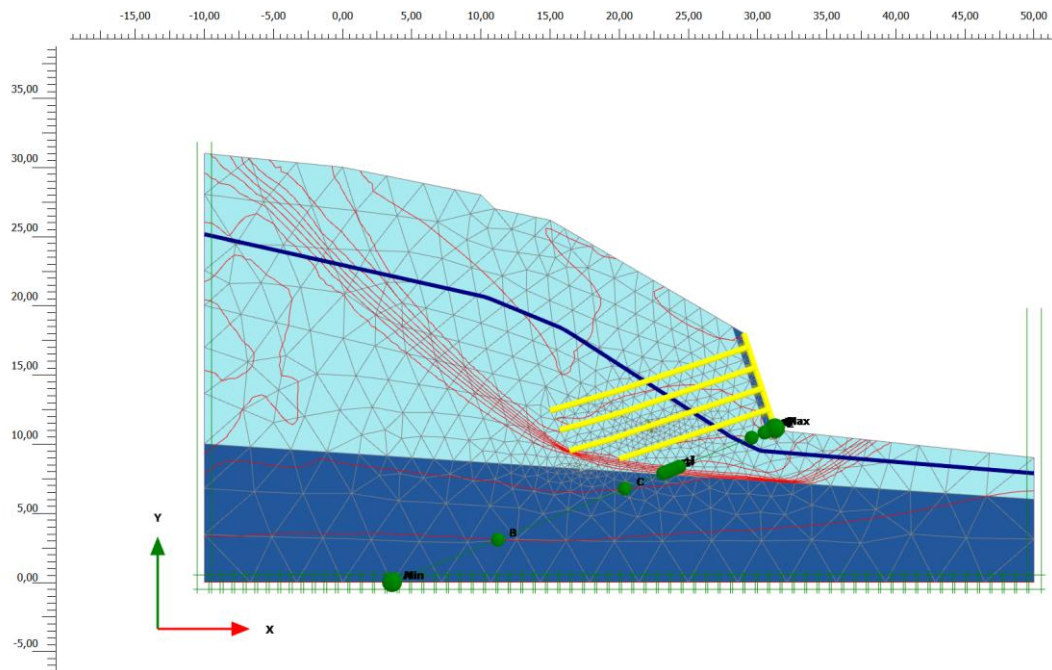
Flere av stagene vil treffe fjell og noen steder skal det graves helt til fjell. Stag vil derfor kunne treffe fjell før prosjektert lengde er oppnådd. Minimums forankringslengde i fjell er angitt på tegning (3 m). Der nederste stegrad kan gå i fjell velges stag med noe større kapasitet for nederste stegrad.

Minste armeringslende i løsmasser er 15 m, mens minste forankringslende for stag i fjell er 3 m. Stag for permanent konstruksjon skal ha dobbel korrosjonsbeskyttelse, dvs epoxybelegg på stålet i tillegg til injeksjonsmørtel.

Internstabilitet er sikret ved at stagene forankres bak mest kritiske skjærflate (med lavest sikkerhetsfaktor) beregnet uten stag for de ulike stagnivåene.

4.1.2 Beregninger jordnagling

Plaxis er benyttet for å kontrollere totalstabilitet i forhold til forankringslengder og at valgte stagkapasiteter er tilstrekkelig, samt for å vurdere hvordan et enkelt stag i fjell vil påvirke fordeling av krefter mellom stagene.



Figur 3: Utskrift fra Plaxis. Sikkerhetsfaktor $M_{sf} = 1,46$. Kraft i stag (kun løsmasser): $F = F_{stag_karakteristisk} \text{ per m} \cdot \text{stagavstand} \cdot \text{lastfaktor} = 52,2 \text{ kN/m} \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 1,35 = 105,7 \text{ kN/stag}$.

Med stag kun i løsmasser er dimensjonerende last per stag 105,7 kN (se figurtekst over). Ved ett stag i fjell vil dette ta mye større del av lasten: $137,5 \text{ kN/m} \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 1,35 = 278,4 \text{ kN/stag}$. Usikkerhet omkring lastfordeling tilsier at dimensjon for nederste stag inn i fjell bør økes.

Kapasitet av forankring i løsmasser og fjell er også beregnet separat ved hjelp av et regneark for å kunne vurdere at forankringen er trukket tilstrekkelig bak mest kritiske skjærflate.

Vedlagte tegning V201 viser beregnet plan, snitt og oppriss for jordarmering.

5. MURER VED PORTAL

Muren rundt tunellportalen utføres i hovedsak som armert tørrmur. Nord for portalen vil muren etter hvert gå over til å bli en forblending foran jordnaglet skråning.

Jordnagling bak forblendingsmur vil bøye av fra linjen for forblendingsmuren slik at det gradvis blir større avstand mellom fronten og skråning, og fortsetter som midlertidig oppstøtting av graveskråning over fjellskjæring for tunnelportal. Stein med dybde 1,0 m benyttes så lenge det er plass mellom mur og jordvegg. Jordarmering benyttes inntil det ikke er plass for armeringslengder større enn 1,5 m. Det vil si at armeringen føres inn mot fjell inntil avstand mellom fjell og forblendingsmur er mindre enn 1,5 m.

5.1 Bæreevne for forblendingsmurer

Forblendingsmurer foran naglet skråning og frontmurene ved jordarmering forutsettes ikke å skulle oppta horisontalkrefter. Bare vertikallasten fra murens egenvekt skal overføres til grunnen under. Med en helning på 3:1 eller slakere vil alltid vektresultanten komme bak cl i fundamentsteinen slik at effektiv bredde B_0 blir = murtykkelsen B . Krav til sikkerhet mot velting og glidning blir alltid oppfylt.

Såletrykket blir = murhøyden x murens romvekt

Murene blir enten fundamentert på fjell, på morene eller på sprengsteinsfylling. Det er forutsatt at uk mur ligger minst 1,0 m under terrengnivået ved muren.

Følgende jordartsparametere er benyttet ved beregningene:

	<i>Romvekt</i> <i>kN/m³</i>	<i>Attraksjon</i> <i>kPa</i>	<i>Friksjonsvinkel</i>	
			<i>tg φ</i>	<i>tg ρ</i>
Steinfylling	19.0	0	0.90	0.643
Morene	21.0	5	0.78	0.558

Romvekt av mur er antatt = 23 kN/m³.

5.1.1 Frontmurer ved jordarmerte skråninger

Forutsatt murtykkelse er 1,0 m.

Dimensjonerende bæreevne for varierende grunnforhold og helning foran muren er gitt i tabellen nedenfor. Maksimal murhøyde, dvs den murhøyde som gir såletrykk = bæreevnen, er også angitt.

Alternativ med helning foran er bare regnet for grunnvannstand ved uk mur, da muren i dette tilfelle står oppe i en skråning i drenerende masser.

Undergrunn	Nivå gr.vst.	Helning foran mur	Teoretisk bæreevne kPa	Ca maks høyde fra uk mur uten fundamentutvidelse
Steinfylling	I terreng	0	366	>15 m
Steinfylling	uk mur	0	615	>> 15 m
Morene	I terreng	0	316	13.7 m
Morene	uk mur	0	483	>15 m
Steinfylling	uk mur	1:4	355	ca 15 m
Morene	uk mur	1:4	279	12.1 m
Steinfylling	uk mur	1:3	284	12.3 m
Morene	uk mur	1:3	223	9.7 m

Figur 4: Dimensjonerende bæreevne forblendingsmur - armert

Maksimal planlagt høyde for mur fundamentert på løsmasser er ca 8,5 m. Dvs at alle murer har tilfredsstillende bæreevne.

5.1.2 Forblendingsmurer foran naglet skråning

Forutsatt murtykkelse er 0,6 m.

Dimensjonerende bæreevne for varierende grunnforhold og helning foran muren er gitt i tabellen nedenfor. Maksimal murhøyde, dvs den murhøyde som gir såletrykk = bæreevnen, er også angitt.

Alternativ med helning foran er bare regnet for grunnvannstand ved uk mur, da muren i dette tilfelle står oppe i en skråning i drenerende masser.

Undergrunn	Nivå gr.vst.	Helning foran mur	Teoretisk bæreevne kPa	Ca maks høyde fra uk mur uten fundamentutvidelse
Steinfylling	I terreng	0	309	13.5 m
Steinfylling	uk mur	0	559	>15 m
Morene	I terreng	0	283	12.3 m
Morene	uk mur	0	451	>15 m
Steinfylling	uk mur	1:4	322	14.0 m
Morene	uk mur	1:4	260	11.3 m
Steinfylling	uk mur	1:3	258	11.2 m
Morene	uk mur	1:3	208	9.0 m

Figur 5: Dimensjonerende bæreevne forblendingsmur – foran jordnagling

Maksimal planlagt høyde for mur fundamentert på løsmasser er ca 7,0 m. Dvs at alle murer har tilfredsstillende bæreevne.

5.2 Uarmert mur over tunneltak

Muren blir fundamentert på betongtunneltaket, evt på et avrettingslag som er forutsatt å ha dimensjonerende friksjon $\tan \rho = 0.64$, dvs pukk uten finstoff eller tilsvarende. Planene viser en 1,0 m murblokk over terrenget bak muren og 1 m horisontalt terreng bak muren inntil en skråning med helning 1:1.5 (eller slakere) i 5.5 m høyde og 1:2.7 videre oppover. I cl (profil A) er høyden fra betongtaket til ok terreng bak muren i overkant av 1 m. Høyden tiltar svakt ut mot sidene av tunneltaket. Utenfor tunnelsidene skal det brukes armert mur, og maksimal høyde av den uarmerte muren blir derfor bare 2 blokk høyder opptil terrenget bak + en frittliggende blokk over, dvs totalt ca 3 m.

Sikkerheten mot glidning og velting er kontrollert med et regneark som regner jordtrykk fra terrenget bak vha Colombs kraftlikevektsmetode, og kontrollerer effektiv bredde B_0 og mobilisert ruhet iht Håndbok 016 /2/.

I regnemodellen må skråningsfot ligge ved bakkant mur, og det horisontale parti +

1:1.5-skråningen er modellert som en jevn skråning med helning 1:1.65. Det er forutsatt sprengstein el. tilsvarende med $\tan \rho = 0.64$ i all fylling bak muren, og en terrenglast på $5 \times 1.3 = 6.5$ kPa.

Maksimal stabil høyde (fra uk mur til terreng bak) før sikkerheten mot glidning og/eller velting blir for liten er da knapt 4 meter for en mur med tykkelse 1 m og helning 3:1 blir da ca 3.8 m.

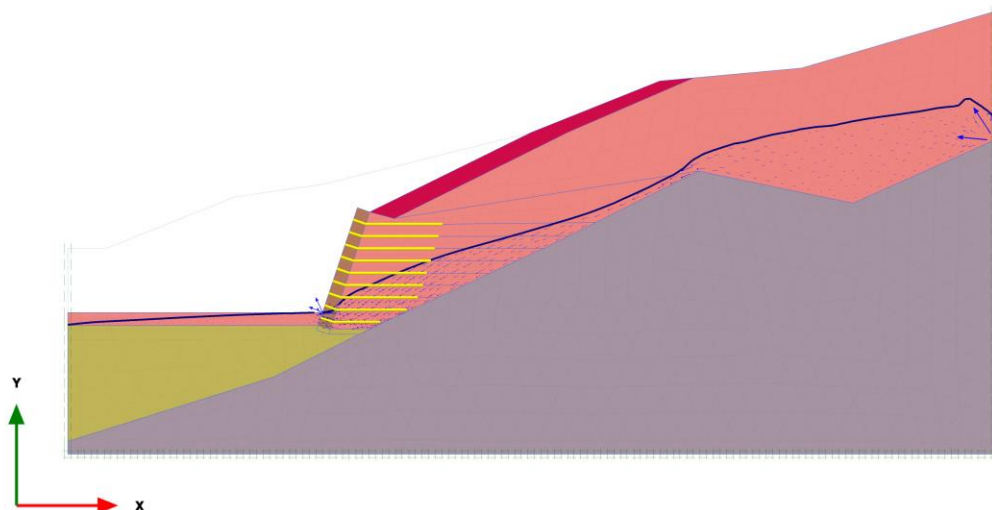
Dvs at den aktuelle mur med maks 2 m tilsvarende høyde har god sikkerhet.

5.3 Totalstabilitet jordarmert fylling

Totalstabilitet for skråninger oppstøttet av murkonstruksjoner blir i prinsippet ivaretatt av mur- og forankrings-dimensjoneringene. På grunn av den spesielle geometrien med hellende fjell under/bak muren og mulig grunnvann oppe i steinfyllingen bak forankringssonen (dersom det

brukes tunnelstein uten krav til maksimalt finstoffinnhold), er totalstabiliteten kontrollert ved en Plaxis-beregning i det kritiske profil A-A.

En illustrasjon av modellen med beregnet grunnvannstand og strømning er vist nedenfor, figur 6.



Figur 6: Kontroll totalstabilitet mur, utskrift fra Plaxis

Nettene er avsluttet noe foran fjelloverflaten slik at de ikke «henger seg fast». Nettene er ikke gitt begrensning i styrke, men beregnede strekk-krefter er ikke spesielt store. (Modellen har ikke interfaces mellom nett og jord og er ikke egnet for beregning av krefter i nettene). Mur, nett og fylling er lagt inn med en fase for hvert nett.

Det er forutsatt samme permeabilitet i armeringssonen som i fyllingen bak, dvs at armeringssonen er «tettet» etter langtids innvasking av finstoff fra sprengsteinfyllingen bak. Men muren er antatt å ha større permeabilitet enn fyllingen.

Forutsatt styrke er $c=1$ kPa, $\varphi = 42^\circ$ i steinfyllingen, og $c=3.9$ kPa, $\varphi = 38^\circ$ i original morene.

Lengden av armeringsnettene i modellen er 6 m fra bakkant mur, dvs 1 m kortere enn i den nå prosjekterte konstruksjonen.

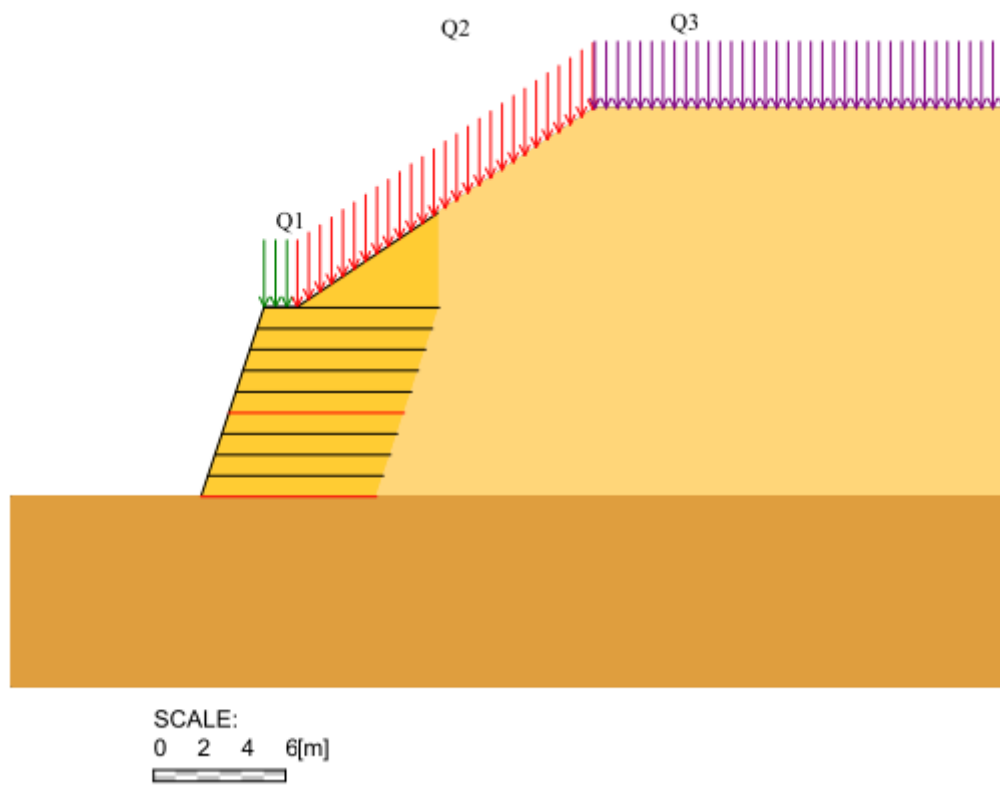
I utgangspunktet skal all fyllmasse være drenerende. For dette tilfelle, dvs uten grunnvann i fyllingen og $\approx$ horisontal grunnvannstand omtrent i nivå med uk mur er beregnet sikkerhetsfaktor $M_{sf} = 1.70$.

For den grunnvanns-situasjon som er vist på skissen er beregnet sikkerhetsfaktor $M_{sf} = 1.45$.

Dvs at totalstabiliteten er tilfredsstillende selv om det etter lang tid skulle bygge seg opp en grunnvannstand oppe i fyllingen.

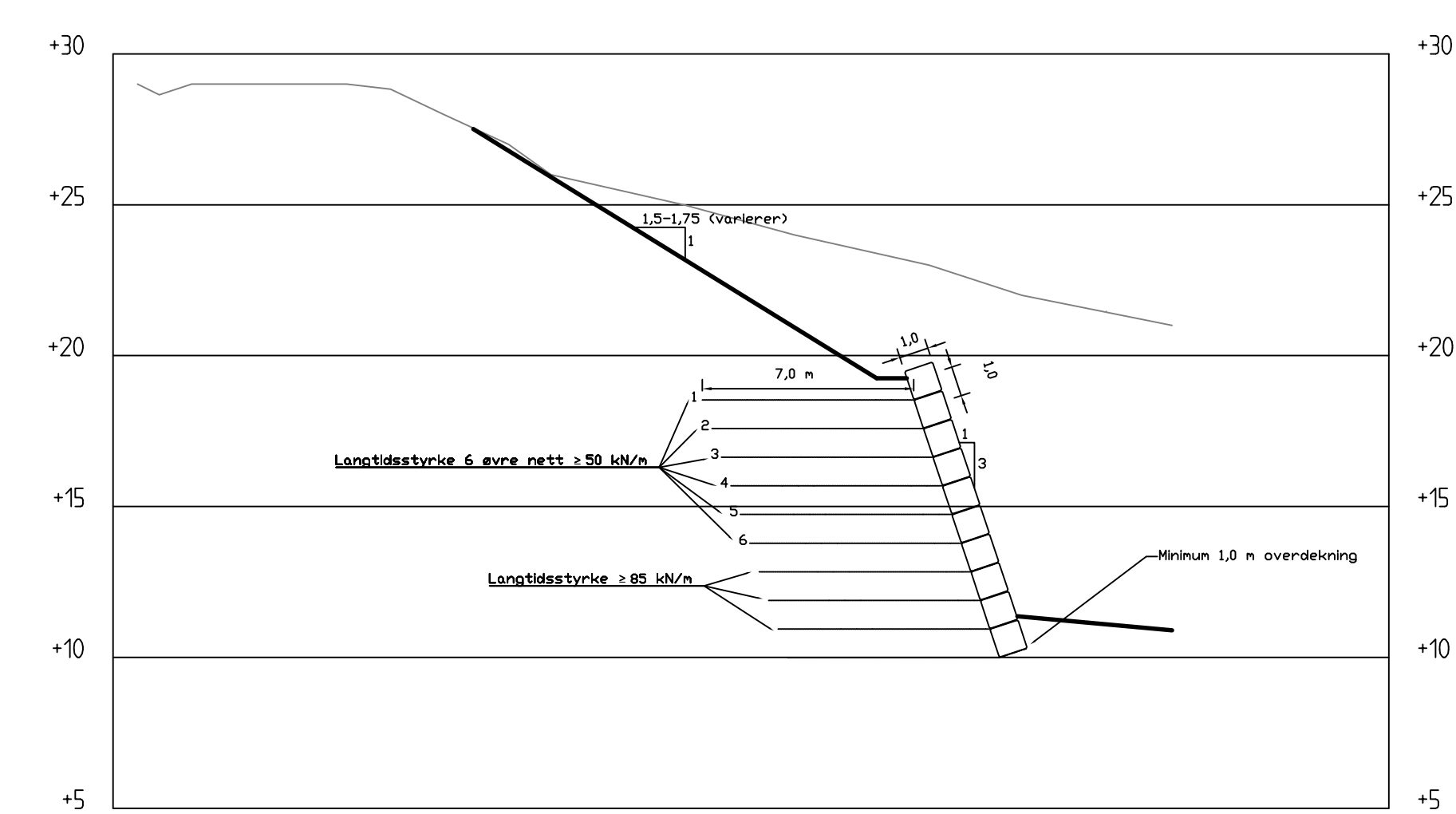
5.4 Internstabilitet jordarmert fylling

Jordarmert fylling er beregnet med programmet ReSlope (4.0) fra Adama Engineering. Muren forblendes med stein som angitt. Det er forutsatt fylling med knuste friksjonsmasser/sprengt stein. Nødvendig armeringslengde er minimum 7,0 m og angitt armeringsstyrke forutsetter armeringslag med lagavstand 0,95 m, det vil si mellom hvert lag med steinblokker i muren.

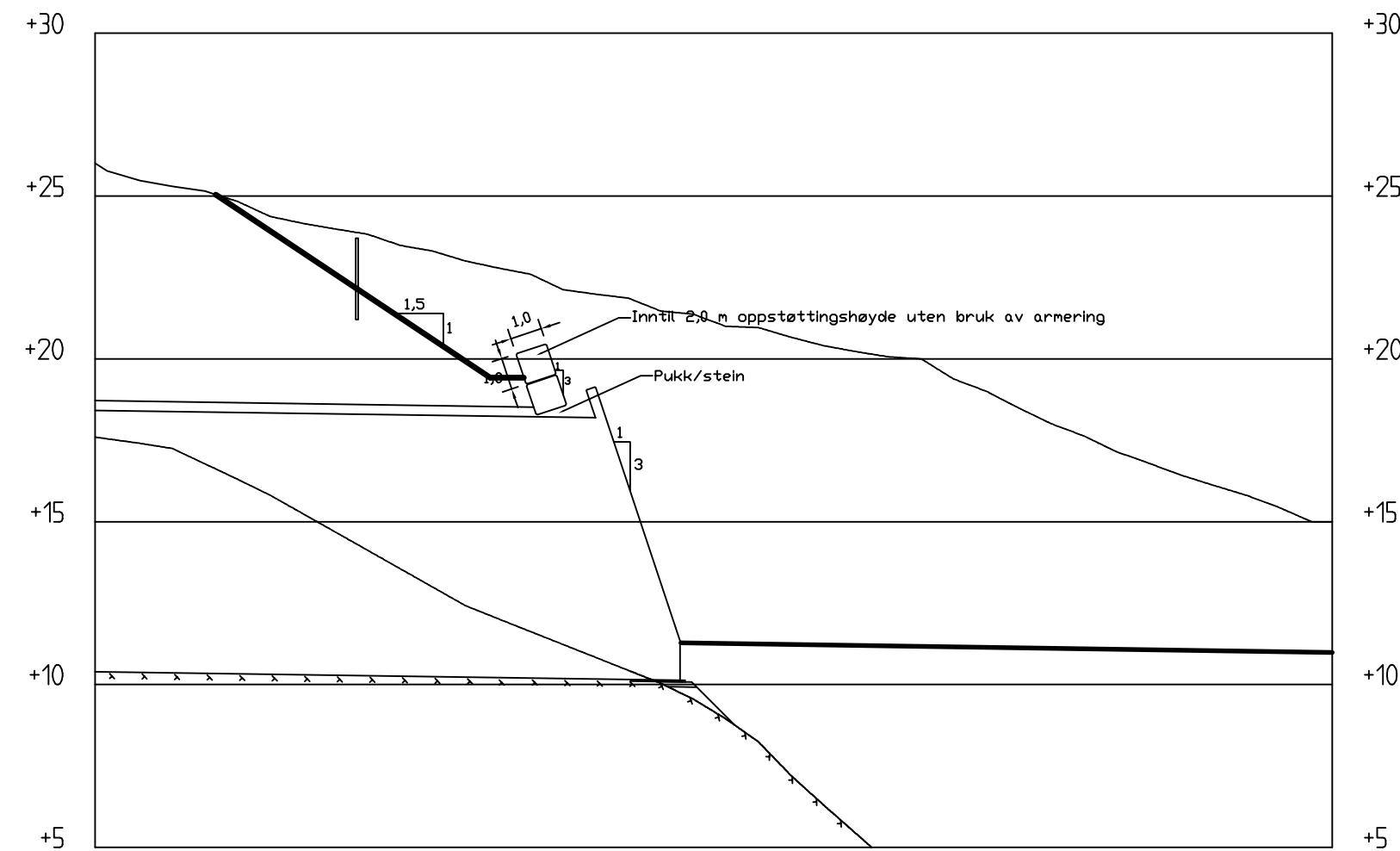


Figur 7: Jordarmering med forblendingsmur av stein rundt portal. Utskrift fra ReSlope.

Vedlagte tegning V202 viser snitt og plan over armert mur.



Profil B-B
1 : 200



Profil B2-B2
1 : 200

MERKNADER:

ARMERT TØRRMUR:

Fronthelning 3:1.
Blokkstørrelse 1,0 x 1,0 m.
Minimum overdekning 1,0 m.
Fundamenteres på sprengstein/pukk.

ARMERING:

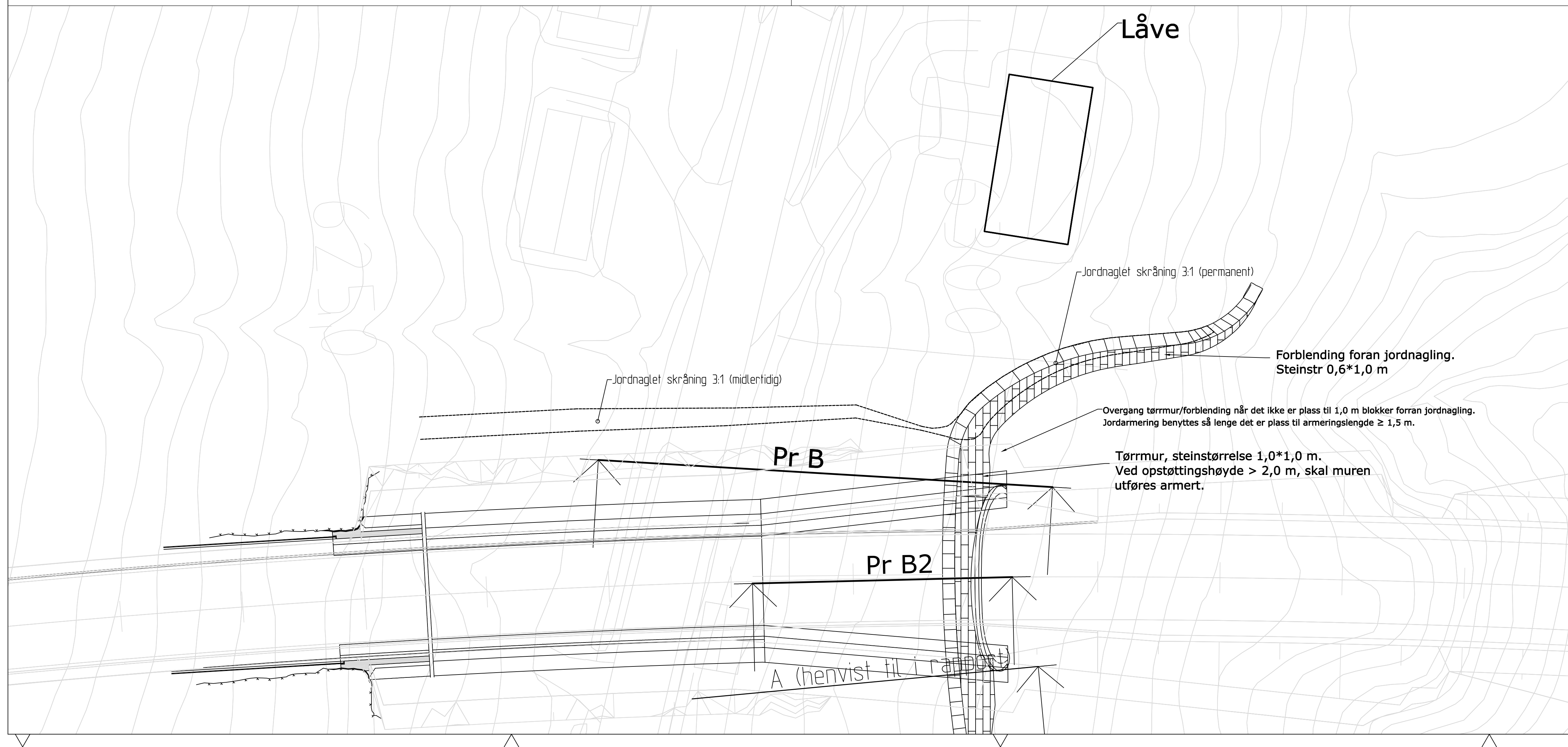
Det benyttes jordarming med lengde 7,0 m bak mur for mur med oppstøttingshøyde $\geq 2,0$ m.

Langlids karakteristisk strekkstyrke for armering de 6 øvre nett >50 kN/m, derunder >85 kN/m

Jordarming legges inn mellom hvert steinskift på muren (c/c ca 0,95 m) og føres frem til 5 cm fra front mur.

FORBLENDESMUR FORAN JORDNAGLING:

Fronthelning 3:1.
Blokkstørrelse 0,6 x 1,0 m.
Minimum overdekning 1,0 m.
Fundamenteres på sprengstein/pukk.



Revisjonen gjelder	Utlagt	Kontrollert	Godkjent	Rev. dato
 Statens vegvesen E6 Indre Nordnes - Skardalen	Tegningsdato 17.9.2013		Bestiller Region nord	
Portat øst, Manndalen		Prosjektnummer 6130006		
Armert mur		Påfø-nummer		
Plan og snitt		Arkivnummer		
		Byggesaksnummer		
		Målestokk A1		1:200
Utlagt av MBP	Kontrollert av EOH	Godkjent av LJM	Konsulentarkiv	Tegningsnummer/ revisjonsbokstav V202
				0