



Statens vegvesen

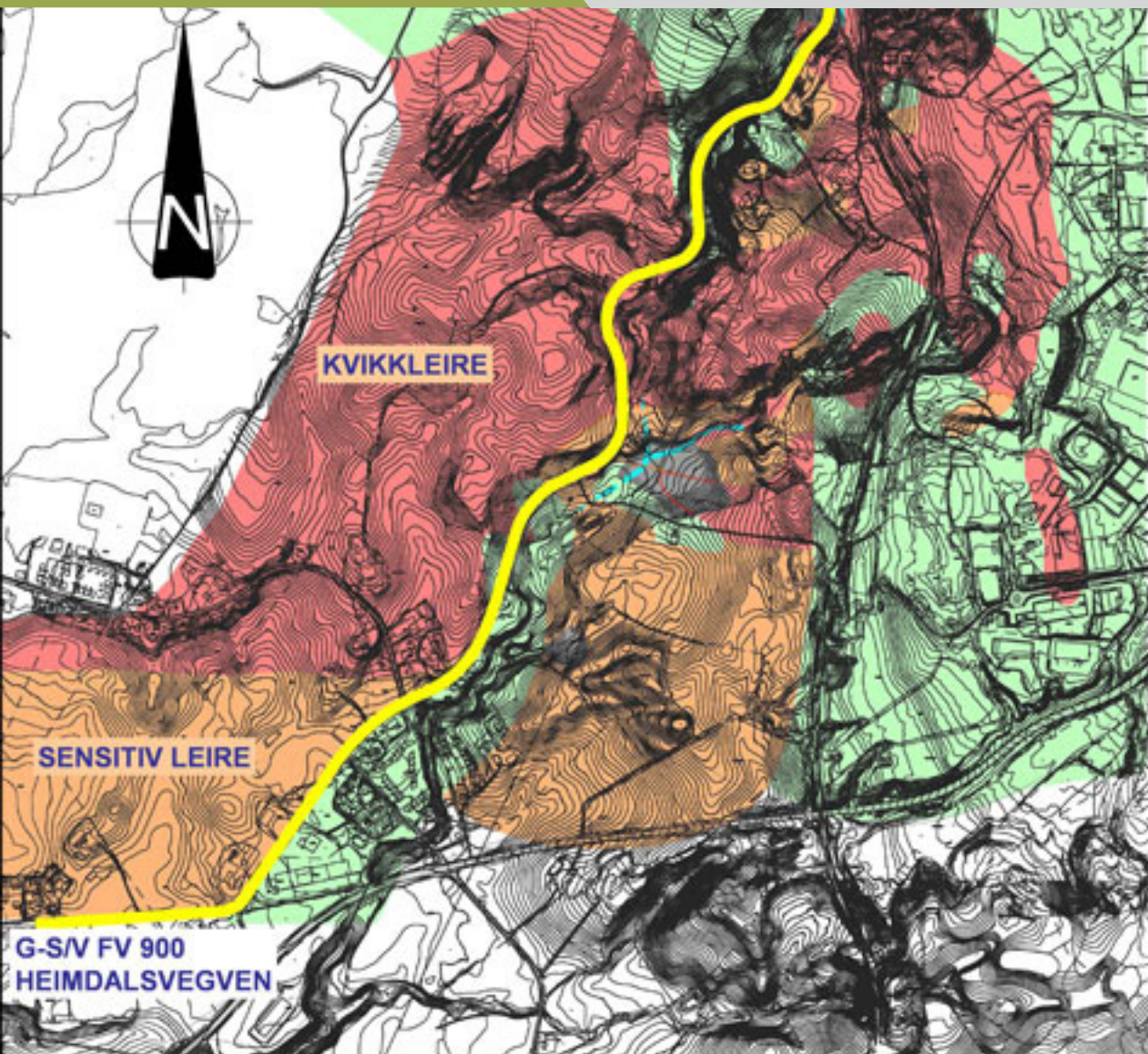
Geoteknikk

Vurderingsrapport: Gang -og sykkelveg Heimdalsvegen

Oppdrag

Ressursavdelinga

Nr. 2010072821-002



Region midt
Ressursavdelinga
Berg- og geoteknikkseksjonen
2010-03-28



Statens vegvesen

Oppdragsrapport

Nr. 2010072821-002

Labsysnr.

Region midt
Ressursavdelinga
Berg- og geoteknikkseksjonen

Geoteknikk

Vurderingsrapport:Gang -og sykkelveg Heimdalsvegen

www.vegvesen.no

Vurderingsrapport:: Gang -og sykkelveg langs Heimdalsvegen Fv 900
E6 Jaktøyen-Sandmoen

UTM-sone	Euref89 Ø-N	Oppdragsgiver:	Antall sider:
33	7030375 - 265527	Plan -og prosjektering v/ Ivar Berg	8
		Dato:	Antall vedlegg:
		2010-03-28	25
Kommune nr.	Kommune	Utarbeidet av (navn, sign.)	Antall tegninger:
1601	TRONDHEIM	Vikas Thakur	
Papirarkivnummer		Seksjonsleder (navn, sign.)	Kontrollert
Ud867Ar2		Per Olav Berg	Svein Hove
Sammendrag			

Statens vegvesen Region midt lager reguleringsplan for gang- og sykkelvegen langs Fv. 900 Klett-Heimdal, vegen bærer navnet Heimdalsvegen og ligger i Trondheim kommune. Denne planen er en del av hovedprosjekt E6 Jaktøyen-Tønsdag. Heimdalsvegen går gjennom kvikkleireområdet som har skredrisiko klasse 4 og høy faregrad ifølge den nasjonale skredda-tabasen. Statens vegvesen er pålagt å utrede områdestabiliteten langs gang- og sykkelvegen. Grunnundersøkelser, kvikkleireområdestabilitet og tiltak, samt utføre en uavhengig tredjepartskontroll er hovedmålene i dette oppdraget.

Emneord:

omådestabilitet, kvikkleire, grunnundersøkelser

Distribusjonsliste	Antall	Distribusjonsliste	Antall
Plan -og prosjekteringseksjonen	3		
Berg -og geoteknikkseksjonen	2		

GEOTEKNISK PROSJEKTKLASSE

Vurdering av		Prosjekt klasse
Vanskelig-hetsgrad	Skade-konsekvens	
Lav <input type="checkbox"/>	Mindre alvorlig <input type="checkbox"/>	3
Middels <input type="checkbox"/>	Alvorlig <input type="checkbox"/>	
Høy <input checked="" type="checkbox"/>	Meget alvorlig <input checked="" type="checkbox"/>	

Skade-konsekvens	Vanskelighetsgrad		
	Lav	Middels	Høy
Mindre alvorlig	1	1	2
Alvorlig	1	2	2
Meget alvorlig	2	2	3

Prosjektklassen er fastsatt av			
	Enhet/Navn	Sign.	Dato
Geoteknisk prosjekterende	Berg- og geoteknikkseksjonen v/ Vikas Thakur	Vikas Thakur <small>Digitalt signert av Vikas Thakur DN: cn=Vikas Thakur, o=The Norwegian Public Roads Administration, ou=Road and Soil Mechanics Division, email=vikas.thakur@vegvesen.no, c=NO Date: 2010.12.23 09:55:34 +0100</small>	2010.12.23
Oppdragsgiver	Plan- og prosjekteringseksjonen v/Ivar Berg		

Kommentarer til valg av geoteknisk prosjektklasse

PROSJEKTKONTROLL

Prosjektkontroll i henhold til NS 3480			
	Enhet/Navn	Sign.	Dato
Gjennomlesning/ Helhetsvurdering	Berg-og geoteknikk / Eivind Juvik		2010.12.23
Teknisk prosjektkontroll etter prosjektklasse 2			
Teknisk prosjektkontroll etter prosjektklasse 3			
Godkjent			

Geoteknisk prosjektklasse	Kontroll av prosjekteringen
1	<u>Enkel kontroll.</u> Kontrollen utføres av den person som har utført prosjekteringen.
2	<u>Vanlig kontroll.</u> Kontrollen utføres av en annen geoteknisk kyndig person enn den som har utført prosjekteringen.
3	<u>Skjerpet kontroll.</u> I tillegg til <u>vanlig kontroll</u> også kontroll av en person eller organisasjon som er uavhengig av den geotekniske prosjekterende.

INNHOLDSFORTEGNELSE

INNHOLDSFORTEGNELSE	3
VEDLEGGSOVERSIKT	3
1 INNLEDNING/ORIENTERING	5
2 GRUNNUNDERSØKELSER.....	5
3 GRUNN- OG FUNDAMENTERINGSFORHOLD	6
3.1 Sikkerhetskrav og geoteknisk prosjektklasse	6
3.2 Grunnforhold og inputparametere	8
3.3 Stabilitetsvurdering i følge Hb016	10
4 Geoteknisk vurdering	11
4.1 Stabilitetsberegning	11
4.1.1 Profil 1-500	12
4.1.2 Profil 500-1010	13
4.1.3 Profil 1010-1560	14
4.1.4 Profil 1560-1800	17
4.1.5 Profil 1800-2500	19
4.1.6 Profil 2500-3380	21
4.1.7 Sammendrag	25
4.2 Setningsforhold	26
5 Sammendrag og konklusjon	26
6 Videre arbeid	27
7 HMS – FORHOLD	28
8 REFERANSER	28

VEDLEGGSOVERSIKT

Bilag 1: Tegningsforklaring (for geotekniske kart og profiler)

Tegn.	V-01	: Oversiktskart	1:50 000
	V-02	: Kvikkleiresoner langs Heimdalsvegen	1: 1000
	V-03	: Oversikt over snittene mellom profil 0-750	1:2000
	V-04	: Oversikt over snittene mellom profil 750-1250	1:2000
	V-05	: Oversikt over snittene mellom profil 1250-2330	1:2000
	V-06	: Oversikt over snittene mellom profil 2330-3380	1:2000
	V-07	: Snitt K1: Dagens tilstand og etter vegbygging	1:800
	V-08	: Snitt K2: Dagens tilstand og etter vegbygging	1:1000
	V-09	: Snitt K3: Dagens tilstand	1:1000
	V-10A	: Snitt K3: Etter tiltak A	1:1000
	V-10B	: Snitt K3: Etter tiltak B	1:1000
	V-10C	: Snitt K3: Etter tiltak C	1:1000
	V-11	: Snitt K5: Dagens tilstand og etter tiltak	1:700

V-12	: Snitt K7A: Dagens tilstand	1:1000
V-13	: Snitt K7A: Etter tiltak	1:1000
V-14A	: Snitt K8: Dagens tilstand	1:450
V-14B	: Snitt K8: Etter vegbygging	1:450
V-14C	: Snitt K8: Etter tiltak	1:450
V-15	: Snitt K9: Dagens tilstand	1:900
V-16	: Snitt K9: Etter tiltak	1:900
V-17	: Snitt K11: Dagens tilstand	1:1000
V-18	: Snitt K11: Etter tiltak	1:1000
V-19	: Snitt K12: Dagens tilstand	1:750
V-20	: Snitt K12: Etter tiltak	1:750
V-21	: Snitt K13: Dagens tilstand	1:700
V-22	: Snitt K13: Etter tiltak	1:700
V-23	: Snitt K14: Dagens tilstand	1:700
V-24	: Snitt K14: Etter tiltak	1:700
V-25	: Snitt K18: Dagens tilstand	1:600
V-26	: Snitt K18: Etter tiltak	1:600
V-27	: Snitt K21: Dagens tilstand	1:600
V-28A	: Snitt K21: Etter tiltak, kun skjæring	1:600
V-28B	: Snitt K21: Etter tiltak, skjæring og motfylling	1:600
V-29	: Snitt K22: Dagens tilstand	1:600
V-30	: Snitt K22: Etter vegbygging	1:600
V-31	: Snitt K23: Dagens tilstand	1:500
V-32	: Snitt K23: Etter vegbygging	1:500
V-33	: Terreng forbedring profil 750-1250	1:2000
V-34	: Terreng forbedring profil 1250-2330	1:2000
V-35	: Terreng forbedring profil 2330-3380	1:2000

1 INNLEDNING/ORIENTERING

Statens vegvesen Region midt planlegger reguleringsplan for gang- og sykkelvegen langs Fv. 900 Klett-Heimdalen. Veggen bærer navnet Heimdalsvegen og ligger i Trondheim kommune. Denne planen er en del av hovedprosjektet E6 Jaktøyen-Tonstad. Heimdalsvegen går gjennom et kvikkleireområde som har skredrisiko klasse 4 og høy faregrad ifølge den nasjonale skreddatabasen. Det ligger en bekk søra langs eksisteringsvegen. Statens vegvesen er pålagt å utrede områdestabiliteten langs gang- og sykkelvegen. Hovedmålene i dette oppdraget er grunnundersøkelser, kvikkleireområdestabilitet og tiltak, samt å utføre en uavhengig tredjepartskontroll.

Denne rapporten gir en oversikt over geotekniske vurderinger for reguleringsplanen. Det vises til oversiktkart tegning nr. V-01 i målestokk 1:50 000.

2 GRUNNUNDERSØKELSER

Det er utført 16 totalsonderinger, 26 dreietrykkssonderinger, 6 CPTU og 6 prøvetakinger. Rapport Ud867Ar1 inneholder alle resultat fra grunnundersøkelsene. Alle nye undersøkelser er utført sommeren 2009 av Berg- og geoteknikkseksjonen hos Statens vegvesen Region midt. Formålet med undersøkelsene er å fremskaffe tilstrekkelig informasjon om grunnforholdene for å vurdere områdestabiliteten. Det finnes ca 30 gamle geotekniske rapporter i området, se tabell 2.1. Disse rapportene inneholder mange opplysninger om eksisterende grunnforhold i området, dette i form av: grunnundersøkelser, laboratorieundersøkelser, grunnforhold, områdestabilitetsberegninger, poretrykksmålinger, skråningsstabilitet og anbefalinger til sikring av skråninger og dalbunn.

Tabell 2.1 Gamle rapporter fra området

Nr	Oppdrag	År	Tittel	Utført av
1	Ud 240A	1986	Tomt for vegsentral på Heggstad	Statens vegvesen
2	Ud 458A	1987	E6/Rv 65 Klett	Statens vegvesen
3	R.179	1970	Heimdalen pumpestasjon	Trondheim kommune
4	R.351	1974	Avløpsledn. Heggstadmyr, nord-vest for pumpest.	Trondheim kommune
5	R.408	1976	Adkomstveg boligfelt Heggstadtrøen	Trondheim kommune
6	R.477	1977	Tomt B-1 Heggstadmyra	Trondheim kommune
7	R.492	1978	Boligtomt Heggstadtrøen	Trondheim kommune
8	R.585-2	1982	Reguleringsplan Heggstadmoen	Trondheim kommune
9	R.588	1981	Kulflata pumpestasjon	Trondheim kommune
10	R.756	1990	R 756 Heimdalsvegen, sig av vegbanen	Trondheim kommune
11	R.756-2	1990	R 756 Heimdalsvegen, sig av vegbanen	Trondheim kommune
12	R.757	1992	R. 757 Heggstad-området Vurdering av stab.	Trondheim kommune
13	R.757-2	1994	Heggstad-området Vurdering av områdestab.	Trondheim kommune
14	R.770	1989	Skred Lersbakken	Trondheim kommune
15	R.927	1994	Katteskogen 64-66	Trondheim kommune

16	R.1035	1997	Heimdalsvegen 55, utrasing	Trondheim kommune
17	O.595	1967	Oustmyrene, Heimdal	Kummeneje/Rambøll
18	O.795	1970	Kattem – Oust	Kummeneje/Rambøll
19	O.1114	1970	BP bensinstasjon, Klett	Kummeneje/Rambøll
20	O.6735	1988	Lersbakken boligfelt	Kummeneje/Rambøll
21	O.7062	1988	Kvikkleirekartlegging, Kattem	Kummeneje/Rambøll
22	O.7287	1989	Ras, Heimdalsvegen	Kummeneje/Rambøll
23	O.7287-2	1989	Supplerende geotekniske undersøkelser, ras	Kummeneje/Rambøll
24	O.7438	1989	Skred, Lersbakken	Kummeneje/Rambøll
25	11818	1997	Hegstad søndre, GNR 20 BNR 5	Kummeneje/Rambøll
26	12428-06	2000	Planovergangsnering, tiltak Støren – Trondheim	Kummeneje/Rambøll
27	12486	1998	Parkeringsanlegg Sio, Gaustadbekkdalen	Kummeneje/Rambøll
28	12690	1998	Statoil-stasjon, Klett, ras mot Søra	Kummeneje/Rambøll
29	NGI.84050	1988	Kvikkleirekartlegging	NGI
30	6080607-1/4	2009	Heggstadmoen avfallsfylling	Rambøll

3 GRUNN- OG FUNDAMENTERINGSFORHOLD

3.1 Sikkerhetskrav og geoteknisk prosjektklasse

Partialfaktoren, γ_M , sikrer et tilstrekkelig lavt spenningsnivå i undergrunnen til å gi en sikkerhet mot brudd. Ved å anvende partialfaktoren som forholdet mellom karakteristisk styrke og opptredende spenning, blir denne:

$\gamma_M = \frac{X_k}{X_d}$ eller $\gamma_M = \frac{\tan \varphi'}{\tan \varphi'_d}$ og $\gamma_M = \frac{c'}{c'_d}$ for effektivverdier, og $\gamma_M = \frac{c_u}{c_{u,d}}$ for udrenerte verdier.

Med samme verdi for γ_M for $\tan \varphi'$ og c' kan vi for effektivspenningsanalyser benytte:

$$\tau = c' + \sigma \cdot \tan \varphi' = (\sigma + a) \cdot \tan \varphi' \quad \text{og} \quad \tau_d = (\sigma + a) \cdot \frac{\tan \varphi'}{\gamma_M} = (\sigma + a) \cdot \tan \varphi'_d \quad \text{hvor} \quad c' = a \cdot \tan \varphi'$$

X_k er den karakteristiske verdien for materialeegenskaper

γ_M er partialfaktor for materialeegenskaper, og skal ta hensyn til muligheter for at materialeegenskapene avviker ugunstig fra den karakteristiske verdien og til modellusikkerheten

For kontroll av bruddgrensetilstanden er det i NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Tabell NA.A.2 angitt minimumsverdier for γ_M som vist i tabell 3.1.1.

Tabell 3.1.1 Minimumsverdier for γ_M i henhold til NS-EN 1997-1:2004+Na:2008

Jordparameter	Symbol	Verdi ^b
Friksjonsvinkel ^a	$\gamma_{\varphi'}$	1,25
Effektiv kohesjon	γ_c'	1,25
Udrenert skjærfasthet	γ_{cu}	1,4
Enaksial fasthet	γ_{qu}	1,4
Tyngdetetthet	γ_{γ}	1,0
^a Denne faktoren gjelder for $\tan \varphi'$ ^b Hvor det er mer ugunstig skal karakteristisk fasthet av jord multipliseres med partialfaktor		

Omfang av kontroll i byggefasen er i utgangspunktet definert etter valgt prosjektklasse og følgende tabell 3.1.2 etter NS-EN 1990:2002+NA:2008. I henhold til NS3480 og ut fra en vurdering av skadekonsekvens og vanskelighetsgrad er geoteknisk prosjektklasse satt til konsekvensklasse CC3 (ref. Hb016). Skjema for valg av geoteknisk prosjektklasse er vist på side 2 i rapporten.

Tabell 3.1.2 Definisjon av konsekvensklasser

Konsekvens-klasse	Beskrivelse	Eksempel på bygg og anlegg
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, <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 menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv, og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus

Tabell 3.1.3 Partialfaktorer for γ_M ved effektivspennings- og totalspenningsanalyser

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

^a NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 krever at $\gamma_M \geq 1,4$ ved totalspenningsanalyser

^b Partialfaktoren som er brukt som krav ved effektivspennings- og totalspenningsanalysene i denne rapporten.

Ut fra prosjektklassen samt en vurdering av skadekonsekvens og bruddmekanisme er nødvendige materialfaktor, γ_M satt til 1,6 for både totalspenningsanalyse (c_u) og for effektivspenningsanalyse ($a\phi$), se tabell 3.1.3.

3.2 Grunnforhold og inputparametere

Felt og laboratorieundersøkelser er utført, og basert på resultatene fra disse grunnundersøkelsene er det følgende grunnforhold i området:

- Stor utstrekning av dyp leire (ned til 50 m)
- Området har mye sensitive og kvikke leire (se V-02)
- Kvikkleira er noen plasser overkonsolidert, da med konsolideringsforhold 2-3
- Området har tidligere vært utsatt for ras
- Indeksparametere brukt til stabilitetsberegninger (sensitiv leire, kvikkleire og vanlig leire) presenteres i tabell 3.2.1
- Aktive c_u -profiler er beregnet etter tolkning av de nye CPTU-ene, nye labresultater og gamle undersøkelser. Parametrene framgår av tabell 3.2.2. Det er valgt å bruke konservative c_u -profiler i vurderingene.

Tabell 3.2.1 Indeksparametere fra leire i området (i følge de nye og gamle undersøkelsene)

	Tørreskorpe (og rasmasse)	Vanlig leire	Sensitiv- og kvikk leire
Romvekt (γ)	19,5-20,7 kN/m ³	19,5-21 kN/m ³	19,5-20,0 kN/m ³
Vanninnhold (w)	10-20%	20-35%	25-38%
Plastisitetsindeks (I_p)	--	6-12%	10-15%
Aktiv udrenert skjærstyrke (c_{uA})	50-60 kPa	50-110 kPa	20-60 kPa
Sensitivitet (S_t)	--	<10	15-160
Friksjonsvinkel ($\tan \phi$)	0,55	0,50 0,6 (fast leire)	0,45
Attraksjon (a)	0 kPa	10 kPa	5 kPa

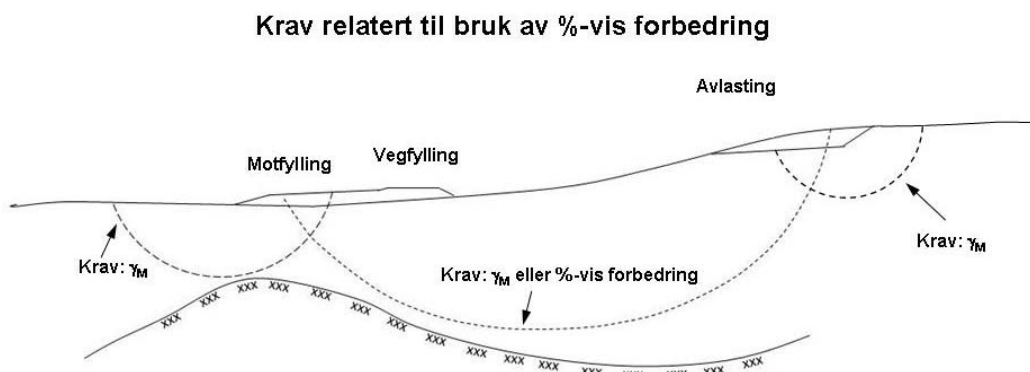
Tabell 3.2.2 c_{uA} -profiler i ulike tverrprofiler

Snitt	Dybde (m)	c_{uA} Profil
K1 og K2	0-5	15 kPa + 2,5 kPa/m. Dybde (m)
	5-20	30 kPa + 2 kPa/m. Dybde (m)
	20-50	50 kPa + 3 kPa/m. Dybde (m) (maks aktiv $c_u = 110$ kPa)
K3	0-15	20 kPa + 2 kPa/m. Dybde (m)
	15-50	50 kPa + 3 kPa/m. Dybde (m)
K5	0-5	60 kPa
	5-35	30 kPa + 3 kPa/m. Dybde (m)
K7A	0-8	30 + 2,5 kPa/m. Dybde (m)
	8-40	30 + 3 kPa/m. Dybde (m) (maks aktiv $c_u = 120$ kPa)
K8	0-5	60 kPa
	5-30	40 + 3 kPa/m. Dybde (m) (maks aktiv $c_u = 120$ kPa)
K9	0-4	50 kPa
	4-8	50 kPa – 5 kPa/m. Dybde (m)
	8-50	30 kPa + 3 kPa/m. Dybde (m)
K11	1) 0-15	15 kPa + 3 kPa/m. Dybde (m)
	1) 15-30	25 kPa + 1 kPa/m. Dybde (m)
	1) 30-45	70 kPa + 3 kPa/m. Dybde (m)
	2) 0-1	50 kPa
	2) 1-11	15 kPa + 3 kPa/m. Dybde (m)
	2) 11-23	25 kPa + 1 kPa/m. Dybde (m)
	2) 23-40	70 kPa + 3 kPa/m. Dybde (m)
	3) 0-25	15 kPa + 3 kPa/m. Dybde (m)
K12	1) 0-3	50 kPa
	1) 3-13	20 kPa + 2 kPa/m. Dybde (m)
	1) 13-28	60 kPa + 3 kPa/m. Dybde (m)
	2) 0-1	50 kPa
	2) 1-21	60 kPa + 3 kPa/m. Dybde (m)
K13	1) 0-4	20 kPa + 3 kPa/m. Dybde (m)
	1) 4-19	20 kPa + 2 kPa/m. Dybde (m)
	1) 19-29	70 kPa + 3 kPa/m. Dybde (m)
	2) 0-20	20 kPa + 3 kPa/m. Dybde (m)
	3) 0-1	50 kPa
	3) 1-4	30 kPa + 3 kPa/m. Dybde (m)
	3) 4-12	20 kPa + 2 kPa/m. Dybde (m)
	3) 12-30	70 kPa + 1,66 kPa/m. Dybde (m)
K14	0-7	50-60 kPa
	7-22	25 kPa + 2,5 kPa/m. Dybde (m)
	22-40	70 kPa + 3,5 kPa/m. Dybde (m)
K18	0-7	70 kPa
	7-17	70 kPa – 3 kPa/m. Dybde (m)
K21	0-35	50 kPa + 3 kPa/m. Dybde (m)
K22	0-4	50 kPa + 2,5 kPa/m. Dybde (m)
	4-6,5	30 kPa + 1,5 kPa/m. Dybde (m)
	6,5-20	60 kPa + 1,65 kPa/m Dybde (m)
K23	0-4	50 kPa + 2,5 kPa/m. Dybde (m)
	4-12,5	30 kPa + 1,5 kPa/m. Dybde (m)
	12,5-20	60 kPa + 1,65 kPa/m Dybde (m)

3.3 Stabilitetsvurdering i følge Hb016

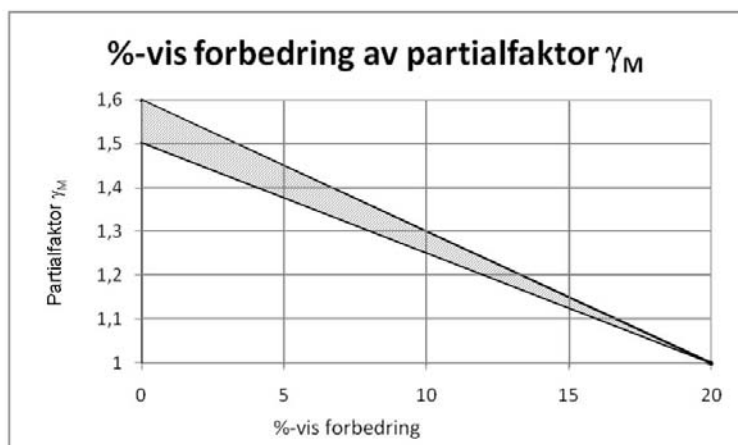
Sikkerheten for et hvert konstruksjonselement i et vegprosjekt skal tilfredsstillende kravet som er vist i tabell 3.1.3. I en situasjon, med beregningsmessig labil likevekt for eksisterende terrengforhold på totalspenningsbasis (områdestabilitet), der det er teknisk umulig å tilfredsstillende minimumskravet med stabilitetsforbedrende tiltak, vil unntaksvis tiltak som fører til en prosentvis forbedring av γ_M på 20 % også kunne aksepteres.

Prosentvis forbedring kan ikke benyttes lokalt for konstruksjoner eller konstruktive tiltak. Ethvert konstruksjonselement inkludert evt. motfyllinger er i denne sammenheng å anse som konstruktive tiltak. Unntatt er forhold der konstruksjonen (vegfylling og eventuell motfylling) virker stabiliserende, tiltak som kun medfører avlastning av eksisterende terreng og løsninger med lettere masser som gir full lastkompensasjon eller stabiliserende avlastning. I slike tilfeller må lokalstabiliteten for motfyllingen eller avlastingen ivaretas med gjeldende krav til partialfaktor for materialfasthet se illustrasjon i figur 3.2.1.



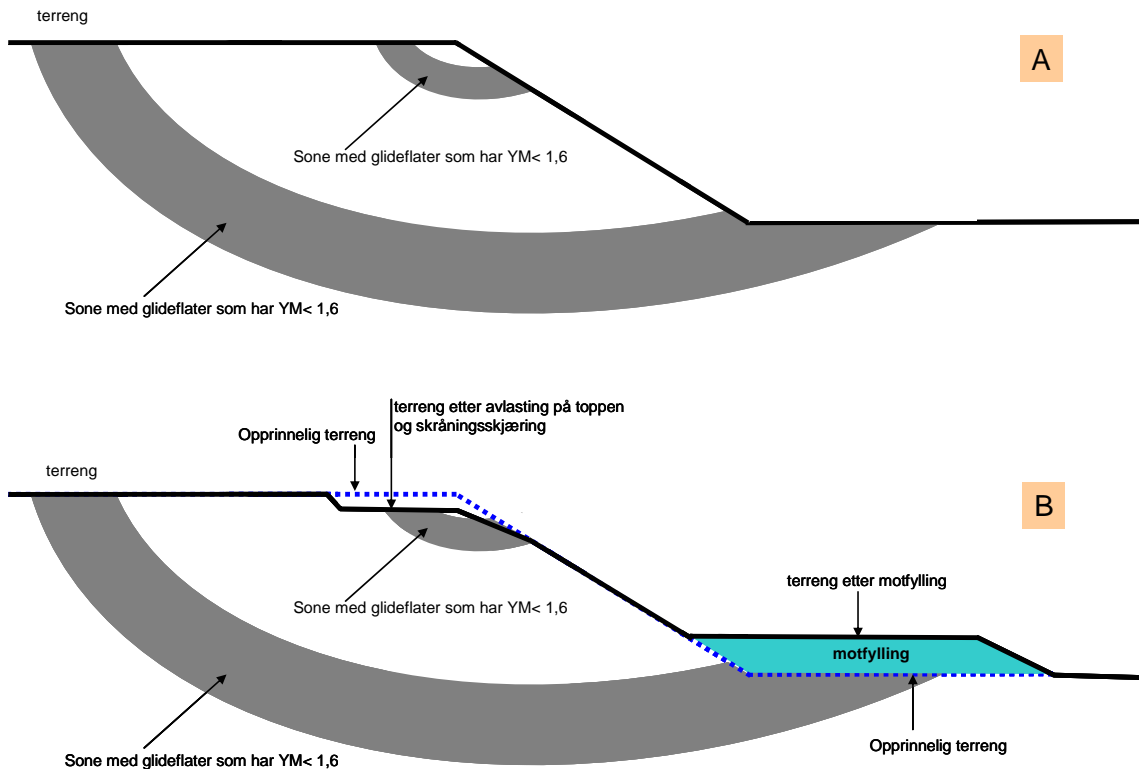
Figur 3.2.1. Illustrasjon av prosentvis forbedring og krav til materialfaktor (γ_M). (Hb016)

For potensielle glideflater hvor beregningsmessig sikkerhet er noe bedre enn labil, kan prosentvis beregningsmessig forbedring benyttes ved lineær skalering fra 20 %, som vist på Figur 3.3.2, avhengig av normalkrav til partialfaktor. Når prosentvis forbedring benyttes skal mulige utløsende skredårsaker vurderes og sikringstiltak iverksettes (eksempelvis ved erosjonssikring).



Figur 3.3.2 Prosentvis forbedring av stabilitetsforhold ved totalspenningsanalyser (ref. Hb016)

Vi understreker at terrengforbedring må utføres i alle glideflater som har en partialfaktor lavere enn kravet, ikke kun for den kritiske glideflaten i skråningen. Dette er vist i Figur 3.3.3. Figuren viser at nødvendige tiltak f.eks. motfylling, skjæring og avlastning må dekke hele sonen som har partialfaktor lavere enn 1,6 (i dette eksempelet). Tiltaket må også ta hensyn til kravet som framgår i Figur 3.3.1.



Figur 3.3.3 Prinsipp om terrengforbedring

4 Geoteknisk vurdering

Geotekniske vurderinger for Fv 900 Klett-Heimdal er utført etter detaljerte grunnundersøkelser og i samsvar med Hb016. Vi har utført områdestabilitetsberegninger i denne rapporten. Vedleggene V-03 til V-06 viser oversikt over snittene som er beregnet i denne rapporten.

4.1 Stabilitetsberegning

I beregningene er det tatt hensyn til at leire er et anisotrop materiale, det vil si at skjærstyrken varierer med glideflatens helning. I beregningene er følgende anisotrope forhold benyttet:

$$c_{uDSS} = 0,7 \times c_{uA} \text{ (styrke for den plane delen av glideflaten)}$$

$$c_{uP} = 0,4 \times c_{uA} \text{ (passiv styrke der glideflaten har negativ helning i forhold til horisontalplanet)}$$

Stabilitetsberegninger er utført for femten forskjellige snitt i kvikkleireområdene. Resultatene fra disse snittene er presentert i rapporten.

Til stabilitetsvurderingene er dataprogrammet GeoSuite Stabilitet brukt. Effektivspenningsanalyser og c_u -baserte totalspenningsanalyser er alle blitt utført med GeoSuite (etter den klassiske grenselikevektmetoden).

Finkornige jordarter (fin silt, leire) analyseres vanligvis på totalspenningsbasis eller med udrenert effektivspenningsanalyse for relativt hurtige lastendringer, mens det benyttes effektivspenningsanalyse for drenerte (langvarige) forhold.

Tabell 4.1. viser beregnede sikkerhetsfaktorer for utførte stabilitetsanalyser i GeoSuite; korttids udrenert c_u -analyse og langtids drenert $a\phi$ -analyse. Tabellen viser bare kritiske γ_m i forskjellige profiler. Det er viktig å nevne her at oppnådde kritiske glideflater i et profil før og etter tiltak ikke er de samme på grunn av endringer i terrenget.

I de tilfellene hvor det ikke er mulig å oppnå tilstrekkelig sikkerhet for de lokale glideflatene, er det brukt prosentvis forbedring etter Hb016. Prosentvis forbedring kan benyttes for lokale glideflater dersom konstruksjonen virker stabiliserende, noe som er tilfellet på denne strekningen.

4.1.1 Profil 1-500

Snitt K1: V-07

Snitt K2: V-08

Profil 1-500 ligger på kvikk og sensitiv leire. Gang- og sykkelvegen medfører her ubetydelige inngrep i terrenget. Søra er lagt i rør og gjenfylt i profil 130-300. Mellom profil 300-500 er det planlagt en liten skjæring på venstre side. Naturlig skråningshøyde opp fra veggen er 10-12 m med helning 1:2-1:8 på store deler av strekningen.

Korttids - og langtidsstabilitetsberegning er utført for to snitt: K1 og K2. Jordparameterne som er brukt i analysene framgår av tabell 3.2.1 og 3.2.2. I følge de gamle rapportene ligger grunnvannsnivået i området ca. 2 m under terrengnivå. Resultatene fra disse profilene er presentert i tabell 4.1 og tegning V-07 og V-08.

K1

Den kritiske sikkerhetsfaktoren basert på effektivspenningsanalyse ($a\phi$ -analyse) i snitt K1 er 5,54, mens sikkerhetsfaktoren basert på udrenert totalspenningsanalyse (c_u -analyse) er 2,28. Planlagte fyllinger langs denne strekningen har nesten ubetydelig påvirkning på områdestabiliteten før og etter vegbygging, både i $a\phi$ - og c_u -analysen.

En skråning som ligger ca. 100 m til venstre for senterlinjen på dette profilet viser at den kritiske korttidsstabilitetsfaktoren er 1,42, men vegbyggingen har ingen påvirkning på denne skråningen.

K2

Den kritiske sikkerhetsfaktoren for snitt K2 funnet ved $a\phi$ -analyse er 2,85 og ved c_u -analyse blir partialfaktoren lik 1,21. Den kritiske glideflaten ligger ca. 300 m ut fra senterlinjen på høyre side. Ingen skjæring eller fylling er planlagt her, derfor er det mest aktuelt å ta hensyn til $a\phi$ -analysen. Vi konkluderer med at dette snittet har tilstrekkelig sikkerhetsfaktor i tråd med Hb016.

Både snitt K1 og K2 ligger på relativ flat mark, det er derfor ingen fare for et lokalbrudd som kan påvirke skråningsstabiliteten.

Det er planlagt skjæring mellom profil 330-410. Skjæringen er planlagt med helning 1:1,5 og skjæringshøyde opp til 4 m. Denne vil ikke være stabil mot sig eller utglidninger, ref. Hb018. Utslaking av skjæringen til helning 1:2-1:3 eller andre stabiliserende tiltak vil bli nødvendig. Heving av traseen kan også være et alternativ.

Vi mener at områdestabiliteten på denne strekningen har tilstrekkelig sikkerhet etter Hb016 for å bygge gang- og sykkelvegen. Samtidig anbefaler vi at området vurderes med tanke på erosjon og at nødvendige tiltak utføres.

4.1.2 Profil 500-1010

Snitt K3: V-09, V-10A, V-10B og V-10C

Det er planlagt skjæring på vestsiden av veglinjen mellom 560-630 og 900-1010. Naturlig skråningshøyde opp fra vegen er ca 10-15 m med helning fra 1:2 (profil 1000) til 1:5 (profil 600). Skjæringen er planlagt med helning 1:1,5 og skjæringshøyde opp til 5 m. Denne vil ikke være stabil mot sig eller utglidninger, ref. Hb018. Utslaking av skjæringen til helning 1:2-1:3 eller andre stabiliserende tiltak vil være nødvendig. Justering av traseen (utvidelse på motsatt side) eller evt. heving er andre alternativer. En 2,5 m høy fylling er planlagt mellom profil 950-1010.

Gamle undersøkelser (vist i rapport R-756 (1990)) og de nye undersøkelsene viser gode grunnforhold på østsiden av veglinjen. Det er ikke påvist kvikkleire i de nye borpunktene 6 og 8, men det kan være bløt leire i dybde 3-10 m.

Korttids- og langtids stabilitetsberegninger er utført i snitt K3 som ligger på denne strekningen. Jordparameterne benyttet i analysene framgår av tabell 3.2.1 og 3.2.2. I følge de gamle rapportene ligger grunnvannsnivået i dette området ca. 2 m under terrengnivå. Resultater fra disse beregningene presenteres i tabell 4.1 samt på tegning V-09, V-10A, V-10B og V-10C.

Stabilitetsberegninger for dagens tilstand viser at sikkerhetsfaktoren i området er 1,30 globalt og 1,15 lokalt i den drenerte analysen ($a\phi$). Korttidsstabilitetsberegningen (med planlagt

vegbygging) viser at sikkerhetsfaktoren er lavere enn 1,0 under vegen. Dette betyr at verken lokalstabiliteten eller områdestabiliteten er tilstrekkelig etter Hb016.

Dagens sikkerhetsfaktor i skråningens høyre side er 1,98 ($a\phi$), som er tilstrekkelig ifølge Hb016.

Alle våre beregninger konkluderer med at det trengs tiltak for å øke dagens sikkerhetsfaktorer under vegen og i skråningen på vegens venstre side. Vi har benyttet oss av terrengforbedring etter Hb016 i nevnte skråning.

På oversiden av vegen er skråningen avlastet med en skjæring på ca 1,5 m. I bekken er det lagt ut en motfylling på ca 2,5 m. Vi har brukt terrengforbedring i alle glideflater med sikkerhetsfaktor lavere enn 1,6.

Tre forskjellige tiltak ble undersøkt, og stabilitetsberegninger etter tiltak C (prosentvis forbedring) viser at den globale sikkerhetsfaktoren i området vil bli 1,19 i udrenert tilstand, se tegning V-10A, V-10B og V-10C. I drenert tilstand ($a\phi$) ender den globale sikkerhetsfaktoren på 1,71. De lokale sikkerhetsfaktorene er marginale. Vi mener at disse lokale sikkerhetsfaktorene er konservative fordi vi har brukt lavere C_u og friksjonsvinkel under eksisterende veg enn det som er brukt i vegfyllinger i følge Hb016. Motfyllingen i bekken har også forbedret sikkerhetsfaktoren i skråningens høyre side, se tegning V-10C.

Vi har valgt å kontrollere beregningene i GeoSuite ved å utføre noen globale stabilitetsberegninger i et annet beregningsprogram kalt Plaxis. Ved bruk av endelig elementmetode i Plaxis oppnår man resultater i samsvar med GeoSuite (Thakur, Nordal og Hove 2010, Rahel Wasta 2010).

Vi mener at denne strekningen oppnår tilstrekkelig sikkerhetsfaktor etter Hb016 for å bygge gang- og sykkelvegen, samtidig anbefaler vi:

- (1) Utslaking av skjæringen mellom profil 500 - 950 til helning 1:2-1:3
- (2) Ca. 1,5 m skjæring i skråningen på oppsiden av vegen, og ca. 2,5 m fylling i hele bekken mellom profil 950-1010.

Området må vurderes mot erosjon og de nødvendige tiltak må utføres.

4.1.3 Profil 1010-1560

Snitt K5: V-11

Snitt K7A: V-12 - V-13

Snitt K8: V-14A - V-14C

De nye undersøkelser og Rapport 756 (1990) viser at grunnforholdene mellom profil 1000-1300 ikke er spesielt dårlig. Grunnen består av et ca 3 m tykt og meget fast tørrskorpelag på toppen. Videre er det fast og lite sensitiv leire ned til ca. 8 m under terrengoverflaten der det går over til middels fast og noe mer sensitiv leire. Rapporten anbefaler at skråningen dreneres og støttes opp for å forhindre videre nedsynking samtidig vil det redusere risikoen for direkte utglidning av vegen. Det presenteres to alternativer i denne rapporten: alternativ 1 er å legge Søra i rør og legge ut en fylling i dalen; alternativ 2 er en kombinasjon av drenering og støttefylling med stein.

Det er planlagt vegfylling i skråningen mellom profil 1120-1300. Planlagt fylling er mellom 0,5 og 2,0 m høy, på middels fast leire. Det finnes ikke kvikkleire i grunnen der hvor fyllingen er planlagt, men det kan oppstå lokalbrudd pga. selve fyllingen.

Korttids- og langtids stabilitetsberegninger er utført i tre snitt: K5, K7A, og K8. Jordparameterne benyttet i analysene framgår av tabell 3.2.1 og 3.2.2. I følge de gamle rapportene ligger grunnvannsnivået i dette området ca. 2 m under terrengnivå. Resultater fra disse beregningene presenteres i tabell 4.1 og tegning V-11 til V-14C.

K5

Den kritiske sikkerhetsfaktoren basert på effektivspenningsanalyse ($a\phi$ -analyse) er i snitt K5 lik 1,53 og basert på udrenert totalspenningsanalyse (c_u -analyse) lik 1,2.

Skråningen som ligger ca. 80 m til høyre for senterlinjen viser seg å ha en sikkerhetsfaktor lik 1,56 i dagens tilstand ($a\phi$ -analyse).

Etter alle beregninger konkluderer vi med at det er nødvendig å øke dagens sikkerhetsfaktorer med noen tiltak under vegen og i skråningen på venstre side. Det er benyttet terrengforbedring etter Hb016 i skråningen. Ca 2,5 m fylling i bekken er anbefalt. Det er her viktig å gjenta at vi har benyttet terrengforbedring i alle glideflater med sikkerhetsfaktor lavere enn 1,6.

Stabilitetsberegninger etter tiltak (prosentvis forbedring) viser at den kritiske sikkerhetsfaktoren i området blir 1,35 i udrenert tilstand (c_u -analyse) og 1,91 i drenert tilstand ($a\phi$).

K7A

Resultatene for snitt K7A presenteres i tegning V-12 og V-13. Den globale kritiske sikkerhetsfaktoren basert på effektivspenningsanalyse ($a\phi$ -analyse) er i snitt K7A lik 1,91. Basert på udrenert totalspenningsanalyse (c_u -analyse) etter vegbygging, er den globale kritiske sikkerhetsfaktoren lavere enn 1. Den globale kritiske glideflaten som for c_u -analysen til snitt K7A viser at glideflaten går under kvikkleirelaget. Dette på grunn av at det bløte/sensitive leirelaget som ligger under kvikkleira ikke har like høy skjærstyrke som kvikkleira.

Den lokale kritiske glideflaten (glideflate som ligger under veg, ref. Hb016) i c_u -analysen av snitt K7A, har en sikkerhet mot brudd på 1,44. I dagens tilstand ved $a\phi$ -analyse oppnår skråningen en tilstrekkelig sikkerhetsfaktor, men ved c_u -analyse etter den planlagte vegbyggingen, viser det seg at vi får for lav sikkerhetsfaktor.

Udrenert tilstand etter tiltakene viser noe marginale sikkerhetsfaktorer, samtidig viser drenert tilstand en meget god sikkerhetsfaktor. Vi kan akseptere så lave sikkerhetsfaktorer fordi de fyllingene og skjæringene som her er planlagt, er så små at det vil være usannsynlig at vi får udrenert tilstand.

I tråd med vår c_u -analyse konkluderer vi med at noen tiltak er nødvendige før vegbygging på denne strekningen. Sikkerhetsfaktoren til skråningen som står under og på venstre side av vegen må økes. Vi har brukt terrengforbedring etter Hb016. Minimum 3,0 m skjæring i skråningen og gjennomsnittlig minimum 5,0 m motfylling i hele bekken er nødvendig. Det er også her brukt terrengforbedring i alle glideflater som har hatt en sikkerhetsfaktor lavere enn 1,6. Stabilitetsberegninger etter tiltak viser at den kritiske sikkerhetsfaktoren i området ender på 1,18 i udrenert tilstand (c_u -analyse) og 1,67 i skråningen ved drenert ($a\phi$) situasjon, se vedlagt tegning V-13. Global udrenert sikkerhet er for lav (1,18), men den har gjennomgått tilstrekkelig prosentvis forbedring.

Dette er et stort inngrep i terrenget, og kommer av dagens konservative praksis. Ved å foreta avanserte beregninger som tar hensyn til 3D-effekten samt en kombinasjon av drenert og udrenert tilstand, kan resultatet av en slik beregning være et mindre inngrep i terrenget som likevel oppnår tilstrekkelige sikkerhetsfaktorer.

Erfaringer viser at kvikkleireskred ofte starter med et initialbrudd som deretter medfører et stort skred pga. den progressive bruddmekanismen. Det er derfor viktig å sikre områder hvor initialskred kan forekomme. Det er planlagt en mindre fylling for utslaking av helningen til vegfyllingen. Belastningen på løssmassene er ubetydelig så en global udrenert tilstand vil ikke oppstå. Men initialbrudd kan forekomme og man må derfor sjekke den lokale stabiliteten under vegen og langs bekken. Det er kun erosjon i bekken som kan føre til et lokalt og eventuelt globalt brudd. Derfor vil vi sikre bekken slik at initialbrudd kan unngås. Vår beregning viser at vegfyllingsskråningen har en sikkerhetsfaktor lik 1,44 før tiltaket. Derfor anbefaler vi å bruke en 2,5 m høy motfylling i bekken, det samme som i K5 og i K8, for å sikre lokalområdet.

K8

Det er også utført stabilitetsberegninger i snitt K8. I følge rapport 770 (1989) av Trondheim kommune, ligger den planlagte fyllingen på en ca. 5 m tykk tørrskorpe som ligger over middels fast leire. Rapport 7438 (1989) utarbeidet av Rambøll viser at området til høyre for veglinjen består av kvikk og sensitiv leire, men det er ikke planlagt å legge fylling over kvikkleireområdet. En lokal fylling er derimot planlagt mellom 1400-1450 (snitt K8). Det er viktig å ha tilstrekkelig korttids sikkerhetsfaktor i lokalområdet hvor fyllingen er planlagt.

Resultatene for snitt K8 presenteres i tegning V-14A – V-14C. Den globale kritiske sikkerhetsfaktoren basert på effektivspenningsanalyse ($a\phi$ -analyse) i snitt K8 er funnet å være

1,68. Den udrenerte totalspenningsanalysen (c_u -analyse) før vegbygging gir en global kritisk sikkerhetsfaktor lik 0,9. Den globale kritiske glideflaten fra c_u -analysen viser at glideflaten går igjennom kvikkleirelaget. Den lokale kritiske glideflaten (glideflate som ligger under veg) vist i snitt K8, har en sikkerhet mot brudd på 1,52 (c_u -analyse). Den planlagte fyllingen, som også vil virke som en motfylling til lokalskråningen under vegen, hjelper til å øke sikkerhetsfaktorene i området. I vår $\alpha\phi$ -analyse har sikkerhetsfaktoren økt fra 1,68 til 1,87 og i følge c_u -analysen har sikkerhetsfaktorene økt fra 0,90 til 0,95 på grunn av den planlagte vegfyllingen. Dette betyr at den planlagte fyllingen forbedrer områdestabiliteten, se vedlagte tegninger V-14A – V-14C.

I tråd med vår c_u -analyse konkluderer vi også her med at noen tiltak er nødvendige før vegbygging på denne strekningen. Sikkerhetsfaktorene til skråningen som ligger under og på venstre side av vegen må økes. Vi har brukt prosentvis forbedring etter Hb016. Utslaking av vegskråningen (til helning 1:2) og gjennomsnittlig minimum 2,5 m motfylling i hele bekken er nødvendig for å få økt den globale stabiliteten til 1,2. Utslaking av vegfyllingen øker den lokale sikkerhetsfaktoren fra 1,54 til 2,0. Det er her brukt terrengforbedring i alle glideflater som har hatt en sikkerhetsfaktor lavere enn 1,6. Stabilitetsberegninger etter tiltak viser at den kritiske sikkerhetsfaktoren i området ender på 1,20 i udrenert tilstand (c_u -analyse) og 2,44 i skråningen, se vedlagte tegninger V-14A – V-14C.

Etter tiltakene oppnår denne strekningen tilstrekkelig høy sikkerhetsfaktor etter Hb016 til å bygge gang- og sykkelvegen. Samtidig anbefaler vi en ca. 1,5 m dyp skjæring på toppen av skråningen mellom profil 1400-1500, samt en ca. 2,5 m høy fylling i bekken mellom profil 1010-1560. Området må vurderes mot erosjon og de nødvendige tiltak fra denne vurderingen må også utføres.

4.1.4 Profil 1560-1800

Snitt K9: V-15 - V-16

Snitt K11: V-17 – V-18

Undergrunnen på denne strekningen består hovedsakelig av marin leire. På toppen fins et tørrskorpelag med tykkelse 3-5 m i høytliggende områder og langs ryggen. Langs elva Søra derimot, og ned i erosjonsdalene er mektigheten av tørrskorpelaget betydelig mindre, eller helt fraværende. De gamle og nye grunnundersøkelsene viser at leire, som enten er kvikk eller sensitiv, ligger fra 7 m og ned til 25-30 m i de fleste borpunkt. Boringene nede i dalbunnen tyder på fast leire. Poretrykksmålingene fra området viser at grunnvannsnivået ligger ca 3-3,5 m under terreng, og poretrykket er hydrostatisk.

Rapport 757-2 (1994) har tidligere utført ca. 12 forskjellige stabilitetsberegninger av forskjellige snitt på denne strekningen.

Det er planlagt en liten skjæring mellom profil 1500-1800. Skjæringen er planlagt med helning 1:1,5 og skjæringshøyde opp til 10 m. Denne vil ikke være stabil mot sig eller utglidninger, ref. Hb018. Utslaking av skjæringen til helning 1:2-1:3 eller andre stabiliserende tiltak vil bli nødvendig.

Korttids- og langtidsstabilitetsberegninger er utført i to snitt: K9 og K11. Jordparameterne benyttet i analysene framgår av tabell 3.2.1 og 3.2.2. Resultatene fra disse beregningene presenteres i tabell 4.1 og V-15 til V-18.

K9

Den kritiske sikkerhetsfaktoren for snitt K9 basert på våre beregninger av dagens tilstand, gjort i en effektivspenningsanalyse ($a\phi$ -analyse) ble funnet å være 1,41. Basert på udrenert totalspenningsanalyse (c_u -analyse) ble sikkerhetsfaktoren lik 0,86. Skråningen som ligger til høyre for senterlinjen viser seg å ha en sikkerhetsfaktor lik 1,28, også dette i dagens tilstand ($a\phi$ -analyse). Den lokale gildeflaten under vegen har etter våre beregninger en sikkerhetsfaktor lik 1,63 ($a\phi$ -analyse). Den planlagte fyllingen er av så liten art at det mest aktuelle er å basere seg på resultatene fra $a\phi$ -analysen.

Resultatene fra våre beregninger konkluderer med at det trengs tiltak for å øke dagens sikkerhetsfaktorer under vegen og i skråningen på venstre side. Det er benyttet terrengforbedring etter Hb016 i skråningen. Ca 2,5 m motfylling i bekken er anbefalt. Vi har her brukt terrengforbedring i alle glideflater med en sikkerhetsfaktor lavere enn 1,6. Stabilitetsberegninger etter tiltak viser at den kritiske sikkerhetsfaktoren lokalt blir 2,37 i udrenert tilstand (c_u). Global sikkerhetsfaktor i skråningen til venstre for senterlinjen blir 1,55 i drenert tilstand ($a\phi$). Den kritiske sikkerhetsfaktoren i skråningen til venstre for senterlinjen er fortsatt lavere enn 1,0 i udrenert tilstand (c_u), men vi mener at c_u -analysen ikke er aktuell her. Det er planlagt en mindre fylling for å slake ut vegfyllingens helning. Belastningen på løssmassene er ubetydelig så en global udrenert tilstand vil ikke oppstå. Men initialbrudd kan forekomme og man må derfor sjekke den lokale stabiliteten under vegen og langs bekken. Det er kun erosjon i bekken som kan føre til et lokalt og eventuelt globalt brudd.

K11

Resultatene fra snitt K11 presenteres i tegning V-17 og V-18. Den globale kritiske sikkerhetsfaktoren til dagens tilstand basert på effektivspenningsanalyse ($a\phi$ -analyse), er i snitt K11 lik 1,26. Snittets lokale kritiske glideflate (en glideflate som ligger under veg, ref. Hb016) har en sikkerhet mot brudd på 0,71 ved c_u -analyse, og 1,30 ved $a\phi$ -analyse. Beregninger i dagens tilstand ved udrenert totalspenningsanalyse (c_u -analyse), viser at den globale kritiske sikkerhetsfaktoren er lavere enn 1,0 (0,55).

I tråd med vår c_u -analyse konkluderer vi med at noen tiltak er nødvendige før vegbygging på denne strekningen. Sikkerhetsfaktorene til skråningen som står under og på venstre side av vegen må økes. Vi har brukt terrengforbedringskrav etter Hb016, og ca 2,5 m motfylling i bekken er anbefalt. Det er viktig å gjenta at vi også her har brukt terrengforbedring i alle glideflater som har en sikkerhetsfaktor lavere enn 1,6. Stabilitetsberegninger etter tiltak viser at den kritiske sikkerhetsfaktoren lokalt i området i drenert tilstand ($a\phi$) blir 1,74 og i skråningen til venstre for senterlinjen lik 1,33 (globalt). Stabilitetsberegninger etter tiltak viser at den kritiske sikkerhetsfaktoren i skråningen til venstre for senterlinjen fortsatt er lavere enn 1,0 i udrenert tilstand (c_u), men vi mener at c_u -analysen ikke er aktuell her. Det er planlagt en mindre fylling for å slake ut vegfyllingens helning. Belastningen på løssmassene er ubetydelig så en global udrenert tilstand vil ikke oppstå. Men initialbrudd kan forekomme og man må derfor

sjekke den lokale stabiliteten under vegen og langs bekken. Det er kun erosjon i bekken som kan føre til et lokalt og eventuelt globalt brudd.

Udrenert tilstand etter våre tiltak viser noe marginale sikkerhetsfaktorer, samtidig viser den drenerte tilstanden meget gode sikkerhetsfaktorer. Vi kan akseptere så lave sikkerhetsfaktorer i udrenert tilstand fordi de fyllinger og skjæringer som er planlagt på strekningen er så små at det vil være usannsynlig å oppnå en udrenert tilstand. Den reelle sikkerhetsfaktoren ligger mellom de to kalkuleerte sikkerhetsfaktorene (mellom udrenert og drenert) og tiltaket er derfor tilstrekkelig.

Inngrepet i terrenget kommer av dagens konservative praksis. Som nevnt i K7A kan man ved å foreta avanserte beregninger som tar hensyn til 3D-effekten, samt en kombinasjon av drenert og udrenert tilstand, få et resultat som gir et mindre inngrep i terrenget med tilstrekkelige sikkerhetsfaktorer.

4.1.5 Profil 1800-2500

Snitt K12: V19- V20

Snitt K13: V21- V22

Snitt K14: V23- V24

Denne strekningen er preget av høye og bratte skråninger ned mot bekken Søra. Det er dannet lokale erosjonsdaler og raviner flere steder i skråningene. De nye og gamle undersøkelsene viser kvikkleire i stort sett hele den undersøkte strekningen. Størst mektighet er det på vestsiden av vegen, der boringer tyder på kvikkleire helt ned til 25-30 m under terreng. På østsiden av vegen er mektigheten noe mindre med utbredelse ned til ca. 15-20 m. Kvikkleira ligger generelt høyere enn dalbunnen på begge sider av vegen. På østsiden av vegen ligger den som et lag i skråningen med helning ned mot dalen. Rapport 0757 og 0757-2 (1993) utarbeidet av Trondheim kommune anbefaler at bekken må sikres mot videre erosjon og at området må vurderes nærmere med tanke på stabilitet og fare for kvikkleireskred.

Det er planlagt store fyllinger langs eksisterende veg, ca. 5 m høye og med en høydeforskjell på ca. 10-11 m. Det er viktig å nevne at den planlagte fyllingen på vestsiden er med på øke skråningens globale stabilitet vest for veglinjen, såfremt at fyllingen kan bygges uten at et lokalt brudd oppstår. Rapport 0757 og 0757-2 utarbeidet av Trondheim kommune og Rambøll (2009) inneholder meget grundige geotekniske vurderinger av området, derfor har vi kun utført stabilitetsberegning av tre profil på strekningen. Profilene er de meste kritiske og resultatene er representative for hele strekningen.

Korttids- og langtids stabilitetsberegninger er utført for tre snitt: K12, K13, og K14. Jordparameterne benyttet i analysene framgår av tabell 3.2.1 og 3.2.2. I følge de gamle rapportene ligger grunnvannsnivået i dette området ca. 3 m under terrengnivå. Resultater fra disse beregningene presenteres i tabell 4.1 og tegning V-19 til V-24.

K12

Den kritiske sikkerhetsfaktoren i dagens tilstand basert på effektivspenningsanalyse ($\alpha\phi$ -analyse) er i snitt K12 lik 1,05, og basert på udrenert totalspenningsanalyse (c_u -analyse) lik 0,73. Skråningen til høyre for senterlinjen viser seg å ha en sikkerhetsfaktor lik 0,99 ($\alpha\phi$ -analyse).

Med våre beregninger konkluderer vi med at det er nødvendig å øke dagens sikkerhetsfaktorer med noen tiltak under vegen og i skråningen på venstre side. Det er benyttet terrengforbedring etter Hb016 i skråningen. Ca. 5 m fylling i bekken og ca. 2 m skjæring i skråningen til venstre for senterlinjen er anbefalt. Igjen har vi brukt terrengforbedring i alle glideflater som har en sikkerhetsfaktor lavere enn 1,6.

Stabilitetsberegninger etter tiltak (prosentvis forbedring) viser at den kritiske sikkerhetsfaktoren i området har steget til 1,42 globalt og 1,61 lokalt i udrenert tilstand (c_u -analyse) og i drenert tilstand ($\alpha\phi$) vil skråningen vest for senterlinjen få en sikkerhetsfaktor lik 2,26. Skråningen til høyre for senterlinjen vil etter tiltaket få kritisk sikkerhetsfaktor lik 1,74 ved udrenert tilstand (c_u -analyse) og 1,50 ved drenert $\alpha\phi$ -analyse.

K13

For snitt K13 viser våre beregninger at den kritiske sikkerhetsfaktoren basert på effektivspenningsanalyse ($\alpha\phi$) er lik 1,14. Basert på udrenert totalspenningsanalyse (c_u -analyse) er sikkerhetsfaktoren lik 0,82. Skråningen som ligger til høyre for senterlinjen viser seg å ha en sikkerhetsfaktor lik 0,99 ($\alpha\phi$ -analyse).

Etter våre beregninger konkluderer vi med at det vil være nødvendig å øke dagens sikkerhetsfaktorer ved å utføre noen tiltak under vegen og i skråningen på venstre side. Det er benyttet prosentvis forbedring etter Hb016 i skråningen. For å oppfylle kravene anbefales det ca. 5 m fylling i bekken og ca. 2 m skjæring i skråningen som ligger til venstre for senterlinjen. Det er også her brukt terrengforbedring i alle glideflater som har en sikkerhetsfaktor lavere enn 1,6.

Stabilitetsberegninger etter tiltak i snitt K13 viser at den kritiske sikkerhetsfaktoren lokalt i området vil være 1,44 i udrenert tilstand (c_u -analyse) den kritiske sikkerhetsfaktoren globalt i området vil være 1,26 i udrenert tilstand (c_u -analyse), og 1,70 i drenert tilstand ($\alpha\phi$) i skråningen til venstre for senterlinjen.

K14

Stabilitetsberegninger for skråningen vest for senterlinjen i snitt K14 før tiltak viser at sikkerhetsfaktoren i drenert analyse er meget lav, bare 1,27. I den udrenerte analysen (c_u -analyse) blir sikkerhetsfaktoren 0,99. Skråningen på østsiden av veglinjen har også lav sikkerhetsfaktor: 0,92 basert på c_u -analyse og 1,20 basert på ($\alpha\phi$) drenert analyse.

Med den planlagte fyllingen blir sikkerhetsfaktoren for skråningen i vest 1,07 i følge vår c_u -analyse. Det betyr at området fortsatt har for lav sikkerhet og stabiliserende tiltak må utføres før vegbyggingen starter. Her er det vanskelig å oppfylle kravet om tilstrekkelig sikkerhetsfaktor lik 1,6, vi benytter derfor kravet i Hb016 om 20 % terrengforbedring som tiltak.

Vi anbefaler å fylle opp dalen med stein og avlaste skråningstoppen med en ca. 2 m skjæring, se tegning V-24. Totalt sett gir dette mer enn 20 % terrengforbedring i området. Ny områdestabilitetsfaktor etter forbedringen (motfyllingen) blir, basert på en udrenert c_u -analyse, lik 1,24. Denne verdien øker til 1,51 etter den anbefalte skjæringen. Langtidssikkerhetsfaktor etter terrengforbedringen blir 1,25 lokalt og 1,87 globalt. Den nye sikkerhetsfaktoren er akseptabel i følge prosentvis forbedringskonseptet til Hb016.

Vi anbefaler at motfyllingen i dalen utføres trinnvis for å unngå lokalbrudd. Anleggskontroll og poreovertrykkkontroll er viktig i byggfasen. Detaljert dimensjonering av motfyllingen og avlastningen på topp må utføres i byggplansnivået.

4.1.6 Profil 2500-3380

K18: V-25 og V-26

K21: V-27 og V-28

K22: V-29 og V-30

K23: V-31 og V-32

I følge rapportene R.1035 (1997), R.408 (1976) og R.492 (1978) av Trondheim Kommune, og de nye undersøkelsene, består løsmassene i profil 3200-3380 av en 3-5 m tykk tørrskorpe som ligger over middels fast leire på flere plasser. Noen borpunkt viser også at området har sensitiv og kvikk leire langs vegen fra 7-10 m dybde og nedover. På vestsiden av veglinjen er det påvist ca 3 m bløt masse under tørrskorpa.

Det er planlagt lokale skjæringer og små fyllinger mellom profil 2500-3380. Skjæringen er planlagt med helning 1:1,5 og med skjæringshøyde på opptil 10 m i profil 2730, ca. 4 m i profil 3100 og ca. 10 m i profil 3280. Profil 2700-2900 viser at det ligger et kvikt og sensitivt leirelag i ca. 15 m dybde. Grunnvannsnivået ligger ca 3 m under overflata på hele strekningen. Naturlig skråningshøyde opp fra vegen er ca. 10-20 m med helning på omtrent 1:2 (med lokalt brattere partier). De planlagte skjæringene vil ikke være stabile, ref. Hb018, og det vil være praktisk å gjennomføre utslaking av skjæringene der inngrepene er størst. Vi anbefaler at skjæringene ikke bare utføres på skråningsfot, som det er planlagt mellom 2700-3350, men at utslakingen utføres på hele skråningen.

Korttids- og langtids stabilitetsberegninger er utført i tre snitt: K18, K21 K22, og K23. Jordparameterne som er brukt i analysene er vist i tabell 3.2.1 og 3.2.2. I følge de gamle rapportene ligger grunnvannsnivået også i dette området ca. 3 m under terrengnivået. Resultatene for disse profilene er presentert i tabell 4.1 og V-25 til V-30.

K18

Undersøkelsene rundt snitt K18 viser at området har 3-5 m tørrskorpe. De viser ingen kvikkleire under eksisterende veg, men det forekommer i skråningen, se V-25. Planlagt skjæring gjennom tørrskorpa i området er minimal, derfor er det mest aktuelt å bruke effektivspenningsanalyse (drenert tilstand) for snittene.

Den kritiske sikkerhetsfaktoren basert på effektivspenningsanalyse ($a\phi$ -analyse) er i snitt K18 lik 1,46 i skråningen til venstre for vegen og 1,53 i skråningen i høyre for vegen. Basert på udrenert totalspenningsanalyse (c_u -analyse) er sikkerhetsfaktoren mellom 0,9-1,01. De planlagte fyllinger og skjæringer er ubetydlige, så det er mest aktuelt å bruke effektivspenningsanalyser (drenert tilstand) for snittene. Den kritiske sikkerhetsfaktoren basert på effektivspenningsanalyse er 1,46 globalt og 1,22 lokalt i snitt K18, noe som er tilstrekkelig i følge NVE's krav men utilstrekkelig i følge Hb016. Vi har brukt konservative parametere i beregningene, og mener at sikkerhetsfaktorene vil øke dersom vi tar hensyn til 3D-effekten.

Etter alle beregninger konkluderer vi med at det er nødvendig å øke dagens sikkerhetsfaktorer med noen tiltak under vegen og i skråningen på venstre side. Det er benyttet terrengforbedring etter Hb016 i skråningen. Ca 1,5 m avlasting i den venstre skråningen er anbefalt. Avlastingen skal hjelpe til å øke områdesikkerheten, men den vil også redusere sannsynligheten for skred pga. overflateerosjon. Det er viktig å gjenta at vi har brukt terrengforbedring i alle glideflater som har en sikkerhetsfaktor lavere enn 1,6.

Stabilitetsberegninger etter tiltak viser at den kritiske sikkerhetsfaktoren i området er 1,01 i udrenert tilstand (c_u -analyse) og 1,55 i drenert tilstand ($a\phi$) i skråningen.

K21

De kritiske sikkerhetsfaktorene, basert på effektivspenningsanalyse ($a\phi$ -analyse), er i snitt K21 lik 1,61 (globalt) og 1,23 (lokalt) i skråningen til venstre for vegen, og 1,39 i skråningen til høyre for vegen. Basert på udrenert totalspenningsanalyse (c_u -analyse) er sikkerhetsfaktorene mellom 1,31-1,58. De planlagte fyllingene er ubetydelige, så det er aktuelt å bruke effektivspenningsanalyser (drenert) for snittene. Den kritiske sikkerhetsfaktoren i venstre skråning, basert på effektivspenningsanalyse, er 1,23 i snitt K21, noe som er utilstrekkelig. Vi har brukt konservative parametere i beregningene, og mener at sikkerhetsfaktorene vil øke dersom vi tar hensyn til 3D-effekten.

Etter alle beregninger konkluderer vi med at det er nødvendig å øke dagens sikkerhetsfaktorer med noen tiltak under vegen og i skråningen på venstre side. Det er benyttet terrengforbedring etter Hb016 i skråningen. Ca 1,5 m avlasting i den venstre skråningen er anbefalt. Avlastingen skal hjelpe til å øke områdesikkerheten, men den vil også redusere sannsynligheten for skred pga. overflateerosjon. Det er viktig å gjenta at vi har brukt prosentvis forbedring i alle glideflater som har en sikkerhetsfaktor lavere enn 1,6.

Stabilitetsberegninger etter tiltak viser at den lokale sikkerhetsfaktoren i området er 1,36 i udrenert tilstand (c_u -analyse) og 1,14 i drenert tilstand ($a\phi$) i skråningen, og den globale sikkerhetsfaktoren i området er 1,36 i udrenert tilstand (c_u -analyse) og 1,35 i drenert tilstand ($a\phi$) i skråningen.

Vi har også gjort en beregning med en 1,5 m høy motfylling i tillegg til skjæringen (prosentvis forbedring), som vist i V-28(b). Motfyllingen øker den lokale sikkerhetsfaktoren til 1,59 i udrenert tilstand (c_u -analyse) og 1,35 i drenert tilstand ($a\phi$), og den globale sikkerhetsfaktoren til 1,47 i udrenert tilstand (c_u -analyse) og 1,89 i drenert tilstand ($a\phi$).

K22

Resultatene for snitt K22 er presentert i V-29 og V-30. Den globale kritiske sikkerhetsfaktoren for vegbygging, basert på effektivspenningsanalyse ($a\phi$ -analyse), i snitt K22 er 1,07 i høyre skråning og 1,44 globalt og 1,12 lokalt i venstre skråning. Basert på udrenert totalspenningsanalyse (c_u -analyse) er den globale kritiske sikkerhetsfaktoren 1,16 i venstre skråning og 1,0 i høyre skråning.

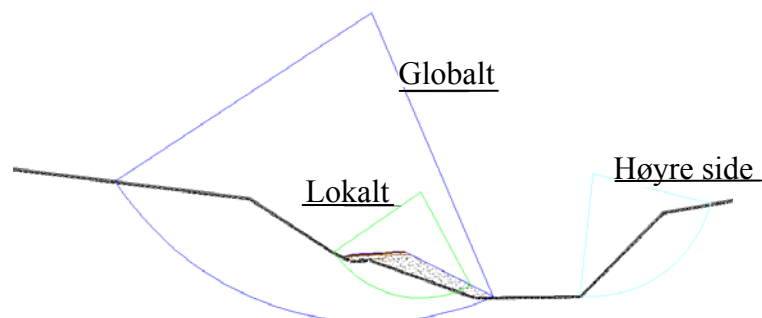
Det er planlagt ca. 1 m høy fylling i snittet. Den globale kritiske sikkerhetsfaktoren basert på effektivspenningsanalyse ($a\phi$ -analyse) etter den planlagte vegbyggingen i snitt K22 er 1,11 i høyre skråningen, og 1,54 lokalt og 1,60 globalt i venstre skråningen. Basert på udrenert totalspenningsanalyse (c_u -analyse), etter vegbygging, er den globale sikkerhetsfaktoren rundt 1,19 i venstre skråning og rundt 1,02 i høyre skråning (med en ny glideflate). Dette viser at den planlagte fyllingen øker langtidsområdestabiliteten. Vi også mener at resultater fra c_u -analysene er for konservative fordi den planlagte fyllingen ikke kan føre til udrenert tilstand i hele skråningen. Den kritiske sikkerhetsfaktoren basert på effektivspenningsanalyse (drenert tilstand) og c_u -analyse viser at områdestabiliteten er utilstrekkelig i følge Hb016 og NVEs krav. Vi anbefaler at nødvendige tiltak blir utført på venstre av denne strekningen. Støttemur er et alternativ, se vedlegg V-35. I tillegg kan man også vurdere å heve veglinjen med 1-2 m.

K23

Resultatene for snitt K23 er presentert i V-31 og V-32. Den globale kritiske sikkerhetsfaktoren basert på effektivspenningsanalyse ($a\phi$ -analyse) i snitt K23 er 1,00 i høyre skråning og ca. 1,99 globalt og 2,43 lokalt i venstre skråning. Basert på udrenert totalspenningsanalyse (c_u -analyse), før vegbygging, er den globale kritiske sikkerhetsfaktoren 1,27 i venstre skråning og 0,97 i høyre skråning. Det er planlagt en fylling på under 1 m høyde i snittet. Den globale kritiske sikkerhetsfaktoren, basert på effektivspenningsanalyse ($a\phi$ -analyse), etter den planlagte vegbyggingen i snitt K22 er 1,00 i høyre skråning og 2,16 i venstre skråning. Basert på udrenert totalspenningsanalyse (c_u -analyse), etter vegbygging, er den globale kritiske sikkerhetsfaktoren 1,34 i venstre skråning og 0,98 i høyre skråning. Dette viser at den planlagte fyllingen øker langtidsområdestabiliteten, men høyre skråningen er kritisk mot stabiliteten. I dag er denne skråningen står i felten, dette betyr at vi har bruk konservative verdier i våres beregninger. Vi mener også at resultater fra c_u -analysene er for konservative ettersom den planlagte fyllingen ikke kan gi udrenert tilstand i hele skråningen.

Den kritiske sikkerhetsfaktoren basert på effektivspenningsanalyse (drenert tilstand) og c_u -analyse viser at områdestabiliteten er utilstrekkelig i følge Hb016 og NVEs krav. Vi anbefaler at nødvendige tiltak blir utført på venstre og høyre av denne strekningen. Støttemur er et alternativ, se vedlegg V35. Støttemur skal brukes i profilene 2700-2750, 2830-2900, 2960-3000, 3100-3150, 3210-3240 og 3260-3380. I tillegg kan man også vurdere å heve veglinjen med 1-2 m.

4.1.7 Sammendrag



Figur 4.1.7.1 Tabellforklaring

Tabell 4.1^T Beregnede sikkerhetsfaktorer for utførte stabilitetsanalyser i GeoSuite. Korttids udrenert c_u -analyse og langtids drenert ϕ -analyse.

Sitt	Beskrivelse	Beregnet sikkerhetsfaktor, γ_m						Ref.	Merknad
		ϕ -analyse, drenert			c_u -analyse, udrenert				
		Globalt	Lokalt ^K	Høyre side	Globalt	Lokalt ^K	Høyre side ^H		
K1	Dagens tilstand	3,86	5,54		1,42	2,28		V-07	Vegfyllingen har ingen eller liten påvirkning på dagens sikkerhetsfaktor
K2	Dagens tilstand	3,67	2,85		1,43	1,21		V-08	Lokal sirkel ligger 300m fra veien
K3	Dagens tilstand	1,30	1,15	1,98	0,86	1,11	0,88	V-09	
	Etter tiltak ^A	1,53	1,14	1,19	1,05	0,95	0,87	V-10A	A) Motfylling av halve bekken, B) Motfylling av halve bekken med ekstra motfylling, C) Motfylling av hele bekken med ekstra motfylling
	B	1,58	1,22	1,19	1,09	1,00	0,87	V-10B	
C	1,71	1,23	1,53	1,19	1,04	0,95	V-10C		
K5	Dagens tilstand	1,53		1,56	1,20			V-11	Motfylling
	Etter tiltak	1,91		1,56	1,35				
K7A	Dagens tilstand	1,98	1,91		0,95	1,44		V-12	
	Etter tiltak	1,67	2,67		1,18	1,45		V-13	Lokal sirkel i c_u -analysen har flyttet seg lenger opp i skråningen pga. motfyllingen
K8	Dagens tilstand	1,68	1,81		0,91	1,52		V-14A	* ikke samme glideflaten ¹ etter vegbygging
		1,87 ¹	1,44 ¹		0,95 ¹	1,68 ¹		V-14B	
	Etter tiltak	2,44	2,47		1,20	1,99		V-14C	
K9	Dagens tilstand	1,41	1,63	1,28	0,86	1,17	0,85	V-15	
	Etter tiltak	1,56	1,55	1,62	0,88	1,25	0,90	V-16	b glideflaten går ikke under veien
K11	Dagens tilstand	1,26*	1,30	1,51	0,55	0,71	0,56	V-17	* ikke samme glideflaten Forklaring av de lave verdiene er vist i 4.1.4.
	Etter tiltak	1,33*	1,74	1,59	0,56	0,60	0,55	V-18	
K12	Dagens tilstand		1,05	0,99	0,73		1,46	V-19	¹ etter vegbygging
	Etter tiltak	2,26	2,92	1,50	1,42	1,61	1,74	V-20	

Snitt	Beskrivelse	a ϕ -analyse, drenert			c _u -analyse, udrenert			Ref.	Merknad
		Globalt	Lokalt ^K	Høyre side	Globalt	Lokalt ^K	Høyre side ^H	Tegning	
K13	Dagens tilstand	1,14	0,96	0,99	0,82	1,19	0,83	V-21	
	Etter tiltak	1,73	1,70	1,32	1,26	1,44	0,98	V-22	Lokal sikkerhetsfaktor over 1,4
K14	Dagens tilstand	1,27 ₁₎	1,19 ₁₎	1,20	0,99 ₁₎		0,92	V-23	1) før vegbygging * Etter vegbygging
	Etter tiltak	1,87	1,25	1,28	1,51*	1,24 ₁₎	1,28*	V-24	1) Etter tilleggsutfylling av bekk * Etter 1,5 m avlastning på toppen i tillegg til 1)
K18	Dagens tilstand	1,46	1,22	1,53	1,16	0,90	1,01	V-25	I c _u global er glideflaten under kvikkleira
	Etter tiltak	1,55	1,61	1,51	1,01	1,91	1,10	V-26	
K21	Dagens tilstand	1,61	1,23*	1,39	1,33	1,31	1,58	V-27	* ikke samme glideflaten
	Etter tiltak 1	1,35	1,14	1,38	1,36	1,42	1,57	V-28	- Kun skjæring
	Etter tiltak 2	1,89	1,35*	1,38	1,47	1,59	1,57		- Skjæring og utfylling
K22	Dagens tilstand	1,44	1,12	1,07	1,16	1,17	1,0	V-29	
	Etter vegbygging	1,60	1,54	1,1	1,19	1,18	1,02	V-30	
K23	Dagens tilstand	1,99	2,43	1,00*	1,27	1,46	0,97*	V-31	*Høyre skråning er kritisk mot stabiliteten
	Etter vegbygging	2,16	2,52	0,98*	1,34	1,63	0,98*	V-32	*Høyre skråning er kritisk mot stabiliteten

^T Tabellen viser bare kritiske γ_m i forskjellige profiler.

^K Når beregnet γ_m er lavere enn 1,6, kan den økes ved utslaking av vegfylling eller utfyllingshelninger.

^H Skråningen får ingen direkte påvirkninger fra vegbygging.

4.2 Setningsforhold

Mellom profil 0-1800 og 2350-3380 blir det få spenningsendringer pga. størrelsen på de planlagte skjæringene og fyllingene. Eventuelle setninger blir også antatt å være små. Det kan derimot oppstå setninger mellom profil 1800-2350 på grunn av den store fyllingen som er planlagt der, men dette er setninger innenfor kravene Hb018 stiller.

5 Sammendrag og konklusjon

Geotekniske vurderinger i rapporten viser at det lar seg gjøre å bygge planlagt gang- og sykkelveg hvis nødvendig erosjons- og stabiliseringstiltak blir utført.

Profil 0-500

Denne strekningen har tilstrekkelig sikkerhetsfaktor i følge Hb016 for å bygge gang- og sykkelvegen, samtidig, anbefaler vi at området vurderes mot erosjon og at nødvendige tiltak må utføres. Områdestabilitetsberegningene viser at området har tilstrekkelig sikkerhetsfaktor.

Profil 500-1010

Denne strekningen har tilstrekkelig sikkerhetsfaktor i følge Hb016 for å bygge gang- og sykkelvegen, samtidig, anbefaler vi at:

- (1) Utslaking av skjæringen mellom profil 500 - 950 til helning 1:2-1:3
- (2) Ca. 1,5 m skjæring på skråningen, og ca. 2,5 m fylling i bekken mellom profil 950-1010.

Området må vurderes mot erosjon og nødvendige tiltak må utføres.

Profil 1010-1560

Denne strekningen har tilstrekkelig sikkerhetsfaktor i følge Hb016 for å bygge gang- og sykkelvegen, samtidig, anbefaler vi ca. 1,5 m skjæring på skråningen mellom 1400-1500, og ca. 2,5 m fylling i bekken mellom profil 1010-1560. Området må vurderes mot erosjon og nødvendige tiltak må utføres å sikre lokale brudd.

Profil 1560-1800

Det er benyttet terrengforbedring etter Hb016 i skråningen. Ca. 2,5 m motfylling i bekken er anbefalt.

Profil 1800-2500

Denne strekningen har utilstrekkelig sikkerhetsfaktor i følge Hb016 for å bygge gang- og sykkelvegen uten nødvendig tiltak. Minst 2-3 m skjæring i skråningen og gjennomsnittlig 4,5-5 m motfylling i hele bekken mellom profil 1800-2250 er nødvendig. Området må vurderes mot erosjon og nødvendige tiltak må utføres. Dette er et veldig stort inngrep i terrenget som kommer av dagens konservative praksis. Avanserte beregninger hvor man tar hensyn til for eksempel 3D-effekt og en kombinasjon av drenert og udrenert tilstand, kan gi forbedret sikkerhetsfaktor og et mindre inngrep i terrenget.

Profil 2500-3380

Denne strekningen har utilstrekkelig sikkerhetsfaktor i følge Hb016 for å bygge gang- og sykkelvegen, Vi anbefaler ca. 1,5 m skjæring i skråningen. Støttemur skal brukes i profilene 2700-2750, 2830-2900, 2960-3000, 3100-3150, 3210-3240 og 3260-3380.

Følgende hovedpunkt må tas hensyn til i byggingsplannivå:

- 1 Måling av grunnvannsnivå og poretrykkskontroll
- 2 Detaljert dimensjonering av motfyllinger og skjæringer
- 3 Steinplastring langs Søra-bekken og delvis legge bekken i rør
- 4 Terrengforbedring i følge V-33, V-34, og V-35
- 5 Utslaking av skråningene (1:2-1:3) langs vegen
- 6 Erosjonstiltak i hele området
- 7 Støttemur skal brukes i profilene 2700-2750, 2830-2900, 2960-3000, 3100-3150, 3210-3240 og 3260-3380, se tegninger V-33 til V-35

6 Videre arbeid

Detaljert dimensjonering av støttemurer, avlasting og motfylling må utføres i byggfasen. Hele området må sikres mot erosjon også der det ikke bygges veg.

7 HMS – FORHOLD

Dette skal beskrives i neste vurderingsrapport.

8 REFERANSER

Ud867Ar1 (2010): Fv. 900 Klett—Heimdal: Datarapport.

Ud867 AN01 (2000): Forprosjekt: Geoteknisk vurdering Fv 900 Klett Heimdal.

Statens vegvesen (2010): Geoteknikk i vegbygging. Håndbok 016.

Statens vegvesen (2005): Vegbygging. Håndbok 018.

Statens vegvesen (2008): Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger. Håndbok 274.

GeoSuite Stabilitet (2010): GeoSuite Toolbox.

Thakur V, Nordal S og Hove S (2010): Short term slope stability calculation according to Eurocode 7. 7th NUMGE conference Trondheim, Norway.

Rahel Wasta (2010): Plaxisberegninger Fv 900 Klett-Heimdal. Sommerjobb rapport.



Statens vegvesen