

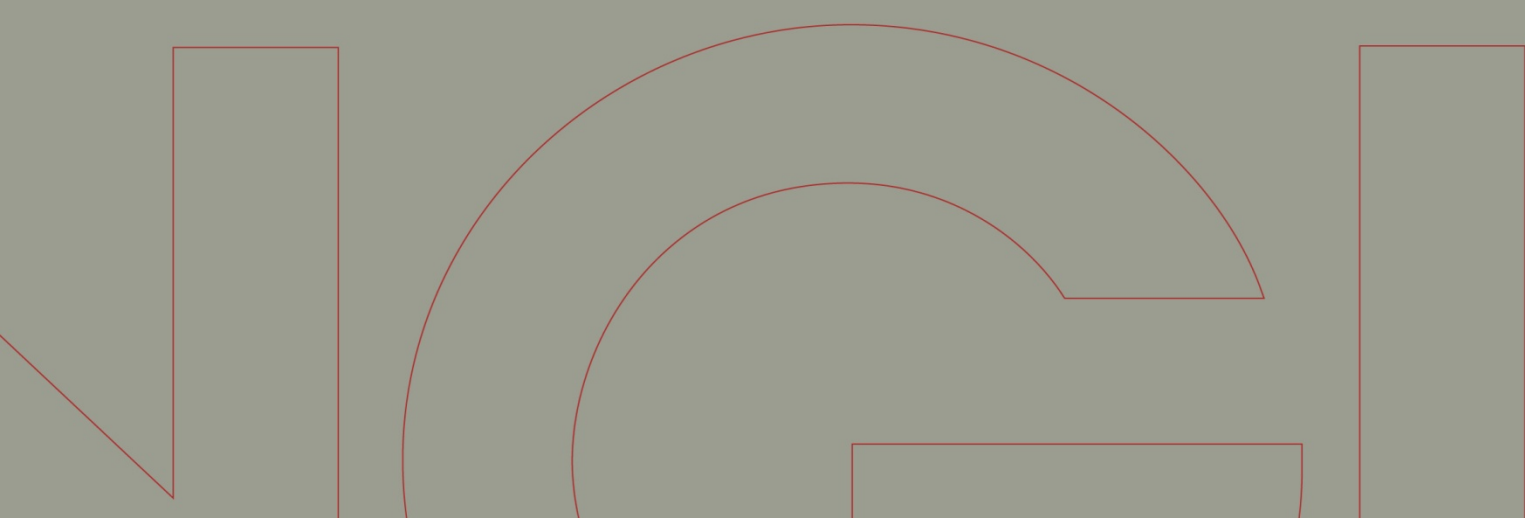


Rapport / Report

Geotekniske vurderinger vedrørende
hensettingskapasitet i Lodalen

Utredning av stabilitet og forslag til tiltak

20120690-01-R
31. oktober 2012
Rev. nr.: 0



Ved elektronisk overføring kan ikke konfidensialiteten eller autensiteten av dette dokumentet garanteres. Adressaten bør vurdere denne risikoen og ta fullt ansvar for bruk av dette dokumentet.

Dokumentet skal ikke benyttes i utdrag eller til andre formål enn det dokumentet omhandler. Dokumentet må ikke reproduseres eller leveres til tredjemann uten eiers samtykke. Dokumentet må ikke endres uten samtykke fra NGL.

Neither the confidentiality nor the integrity of this document can be guaranteed following electronic transmission. The addressee should consider this risk and take full responsibility for use of this document.

This document shall not be used in parts, or for other purposes than the document was prepared for. The document shall not be copied, in parts or in whole, or be given to a third party without the owner's consent. No changes to the document shall be made without consent from NGL.



Prosjekt

Prosjekt: Geotekniske vurderinger vedrørende hensettingskapasitet i Lodalen
Dokumenttittel: Utredning av stabilitet og forslag til tiltak
Dokumentnr.: 20120690-01-R
Dato: 31. oktober 2012
Rev. nr./rev. dato: 0

Hovedkontor:
Pb. 3930 Ullevål Stadion
0806 Oslo

Avd Trondheim:
Pb. 1230 Sluppen
7462 Trondheim

T 22 02 30 00
F 22 23 04 48

Kontonr 5096 05 01281
Org. nr 958 254 318 MVA

ngi@ngi.no
www.ngi.no

Oppdragsgiver

Oppdragsgiver: Jernbaneverket
Kontaktperson: Jarle Vaage
Kontraktreferanse: Anropsavtale ihht Rammeavtale K.004467

For NGI

Prosjektleder: Bjørn Kalsnes
Utarbeidet av: Bjørn Kalsnes, Cornelia Selzer
Kontrollert av: Håkon Heyerdahl

Sammendrag

Denne rapporten oppsummerer geotekniske vurderinger som er gjort i tilknytning til JBV's utredning for å øke hensettingskapasiteten for togsett i Lodalen. På bakgrunn av de eksisterende data er det gjort beregninger for å vurdere stabiliteten i området, det er foreslått konkrete tiltak for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet etter JBV's egne krav til skråningsstabilitet, samt foretatt kostnadsestimat for gjennomføring av disse tiltakene.

Det viktigste stabiliserende tiltaket som foreslås er forbedring av grunnens styrke ved bruk av kalk-sementstabilisering. Rapporten beskriver konkrete forslag til områder for kalk-sementstabilisering basert på dagens kunnskap om grunnen. Anslagsvis 180.000 m³ med kalk-sementstabilisering er funnet nødvendig for å oppnå tilstrekkelig stabilitetsmessig sikkerhet etter JBV's egne krav. Dette tilsvarer en gjennomsnittlig dybde på ca. 12 m for det stabiliserte området, som er estimert til å dekke et areal på ca. 15.000 m². Med det eksisterende forslag til linjevalg foreslås det også oppføring av en støttemur i ca 80 m lengde i kombinasjon med en skjæring.

Sammendrag (forts.)



Dokumentnr.: 20120690-01-R
Dato: 2012-10-31
Rev. nr.: 0
Side: 4

Før en ny fase med mer detaljert prosjektering starter, bør det foretas supplerende grunnundersøkelser for å skaffe til veie nødvendig informasjon om grunnens beskaffenhet, ikke minst leiras styrkeegenskaper, områdets poretrykksituasjon, samt bedre kartlegging av lagdeling/utbredelse av sensitiv leire.

Innhold

1	Innledning	6
2	Beskrivelse av oppgaven	6
3	Grunnforhold	7
4	Stabilitetsberegninger dagens situasjon	10
	4.1 Beregninger fra 1960-tallet	10
	4.2 Stabilitetsberegninger dagens situasjon	10
5	Forslag til tiltak	14
	5.1 Innledning	14
	5.2 Nye geotekniske grunnundersøkelser	14
	5.3 Vurdering av ulike tiltak	14
	5.4 Bruk av kalk-sementstabilisering (KS)	16
6	Stabilitetsberegninger med bruk av kalk-sementstabilisering	16
7	Kostnadsestimat	18
	7.1 Miljøundersøkelse	19
	7.2 Geoteknisk prosjektering	19
	7.3 Kalk- og sementstabilisering	19
	7.4 Støttemurer	20
8	Referanser	20

Vedlegg

- Vedlegg 1 Resultat av stabilitetsberegninger, dagens tilstand
Vedlegg 2 Resultat av stabilitetsberegninger, med kalk-sementstabilisering

Kontroll- og referanseside

1 Innledning

Norges Geotekniske Institutt, NGI, har inngått avtale med Jernbaneverket, JBV, om å utrede muligheten for å øke hensettingskapasiteten for togsett i Lodalen. NGIs oppgave er å vurdere de geotekniske aspektene som en slik eventuell økning av kapasiteten innebærer; dvs. på bakgrunn av de eksisterende data om grunnforholdene vurdere stabiliteten i området, vurdere nødvendige tiltak for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet etter JBVs egne krav til skråningsstabilitet, samt utarbeide kostnadsestimat for disse tiltakene.

Studiet som beskrives i denne rapporten er på utredningsnivå fra JBVs side. Det innebærer at resultatene som presenteres i denne rapporten ikke er egnet for detaljert prosjektering og dimensjonering. Blant annet er det fra NGIs side sterkt anbefalt at det gjennomføres en ny grunnundersøkelse i området før detaljert prosjektering igangsettes.

2 Beskrivelse av oppgaven

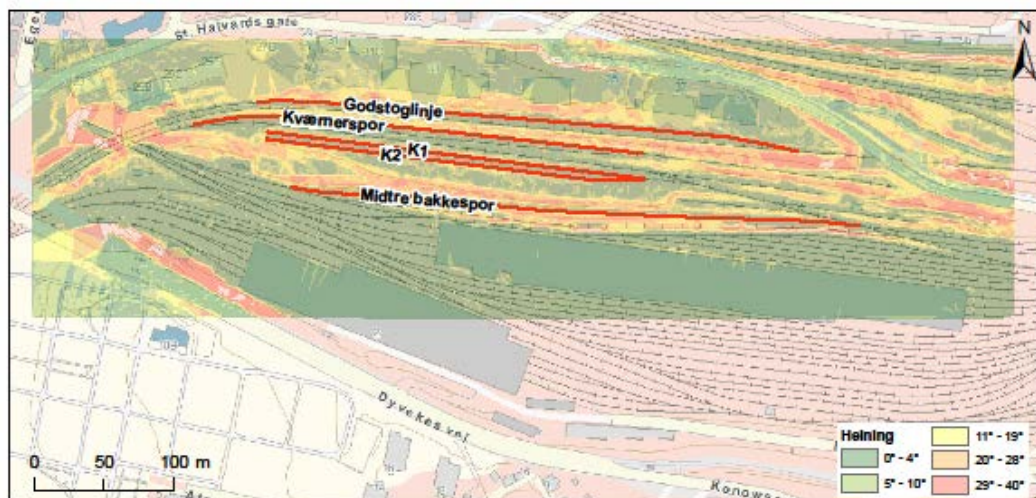
JBV trenger mer kapasitet i Lodalen for hensetting av togsett. Området er tidligere blitt utredet for dette formålet, senest på 1980-tallet, men på grunn av at det ble vurdert utilfredsstillende stabilitetsforhold ble det da ikke iverksatt utbygging. Dette var i første rekke knyttet til at det er påvist kvikkleire i området. Denne rapporten beskriver nye vurderinger foretatt for å utvide hensettingskapasiteten og forslag til stabiliserende tiltak. Grunnlaget for dagens vurderinger avviker seg fra tidligere vurderinger i første rekke på følgende momenter:

- Ny teknologi knyttet til muligheter for stabiliserende tiltak.
- Nye og forbedrede beregningsmetoder for stabilitetsvurderinger.
- Nye metoder i felt for in situ bestemmelse av styrkeparametre av leira (slike undersøkelser er foreløpig ikke gjennomført, anbefales sterkt før detaljprosjektering settes i gang).

NGIs oppgave i studiet kan deles inn i to:

1. Vurdere gjennomførbarhet for ulike tiltak, med stabilitetsvurderinger for enkelte reelle muligheter med hensyn til linjevalg og tiltak.
2. En mer detaljert vurdering, inkludert kostnadsestimat, for et konkret forslag av linjeløsninger.

Vurderingene og beregningene er foretatt på det eksisterende datagrunnlaget, det vil i hovedsak si grunnundersøkelser foretatt på 1960- og 1980-tallet. Digitale terrengdata for dagens situasjon er skaffet til veie av JBV, og er benyttet som grunnlag for vurdering av tiltak og for å utarbeide profiler for stabilitetsberegninger. Figur 2.1 viser helningskart over det aktuelle området i Lodalen. Kartet er basert på laserdata etablert ved laserskanning fra fly noen år tilbake.



Figur 2.1 Kart over det aktuelle området

3 Grunnforhold

Den følgende beskrivelse av grunnforholdene er basert på data mottatt fra JBV i august 2012. Dataene dekker undersøkelser foretatt i forbindelse med stabilitetsvurderinger for eventuell økning av hensettingskapasitet på 1960- og 1980-tallet. Det er utført flere grunnundersøkelser i området gjennom årene, men disse antas å være av mindre relevans for stabilitetsvurderingene som presenteres i denne rapporten.

Det ble foretatt flere grunnundersøkelser på 1960-tallet. Disse bestod i første rekke av boringer med prøvetaking og vingeboring over et stort område. Funn av kvikkleire i området ble godt dokumentert (Skaven-Haug og Hartmark, 1961). På 1980-tallet ble det foretatt supplerende grunnundersøkelser langs profilene Pel 24 og Pel 36 (se Figur 4.1 for lokalisering). Disse inkluderte blant annet totalt fire prøveserier med rutineundersøkelser. Boringene bekreftet målingene fra 1960-tallet, og avdekket kvikkleire i flere meters tykkelse i alle fire borpunktene, (NSB, 1984).

I forbindelse med prosjekteringen av Vognhallen ble det gjennomført en stor grunnundersøkelse nede på flata ved Vognhallen (NSB, 1985). Disse bestod blant annet av fire prøveserier i tillegg til diverse sonderinger. Resultatene antydte at det ikke er kvikkleire nede på flata, noe som bekrefter resultatene fra 1960-tallet og 1980-tallet som viser at kvikkleirelaget skjærer ut i skråningen nord for midtre bakkespor.

En kort oppsummering av grunnforholdene slik de er skissert i rapportene referert til over er gjengitt i Tabell 3.1 under.

Tabell 3.1 Oppsummering grunnforhold

Materiale	Dybder (m)	Vanninnhold (%)	Index udrenert skjærstyrke (kPa)
Tørrskorpeleire	0-2	30-40	>40
Leire	2-25	20-40	20-100
Kvikkleire	2-10	30-40	30-40
Fjell	>20	-	-

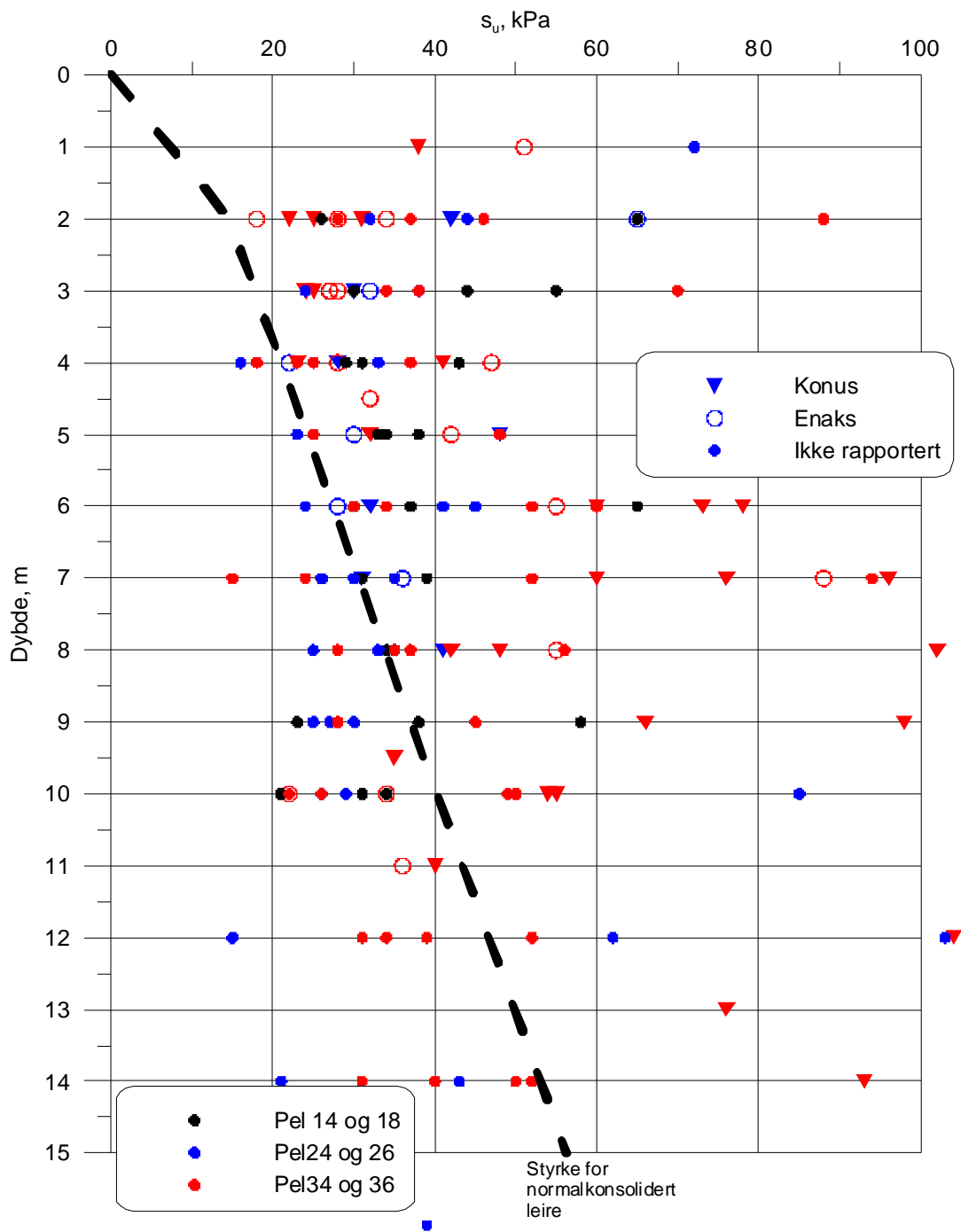
Omfanget av kvikkleire varierer noe over området. Tabell 3.2 oppsummerer funnene av kvikkleire i skråningen for et utvalg profiler.

Tabell 3.2 Oppsummering kvikkleire

Profil (pel)	Koter kvikkleirelag (bunn-topp) (m)	Undersøkelse
2	Ikke påvist	Vingeboring (VB)
12	Ikke påvist	VB
18	5-8	Prøver
20	11-14	VB
22	11-15	VB
24	9-15	VB+prøver
26	10-15	VB
30	11-16	VB+prøver
32	10-15	VB
34	12-17	VB
36	25-20	VB
38	Ikke påvist	VB

Merk at det kun i et par borer er funnet kvikkeleire under kote 10, hvilket antyder at kvikkleira skjærer ut i skråningen rett nord for Vognhallen. Dette er også bekreftet fra grunnundersøkelser nede på flata i forbindelse med prosjekteringen av Vognhallen.

Målinger av udrenerte skjærstyrker fra prøver er oppsummert i Figur 3.1. Disse er uten unntak index-styrker (konus, enaksialforsøk). For sensitive leirer som funnet i Lodalen er disse målingene erfaringsmessig svært usikre på grunn av prøveforstyrrelse, og gir vanligvis for lav målt skjærstyrke.



Figur 3.1 Oppsummering av index-styrke målinger.

4 Stabilitetsberegninger dagens situasjon

4.1 Beregninger fra 1960-tallet

Stabilitetsberegningene utført i 1964 (Skaven-Haug og Hartmark, 1964) er gjort med gjennomsnittlig udrenert skjærstyrke på $s_u = 2.5 \text{ t/m}^2$ (25 kPa). Dette er ansett å være et lavt anslag basert på de data som finnes. Tabell 4.1 angir beregnede materialfaktorer for ulike profiler for terreng fra tidlig 1960-tall.

Tabell 4.1 Beregnede materialfaktorer 1964 beregninger

Pel	Beregnet materialfaktor, γ_m
6-16	Tilfredsstillende
18	1,40
24	1,26
26	1,17
30	1,27
32	1,57
34	1,30
36	1,31

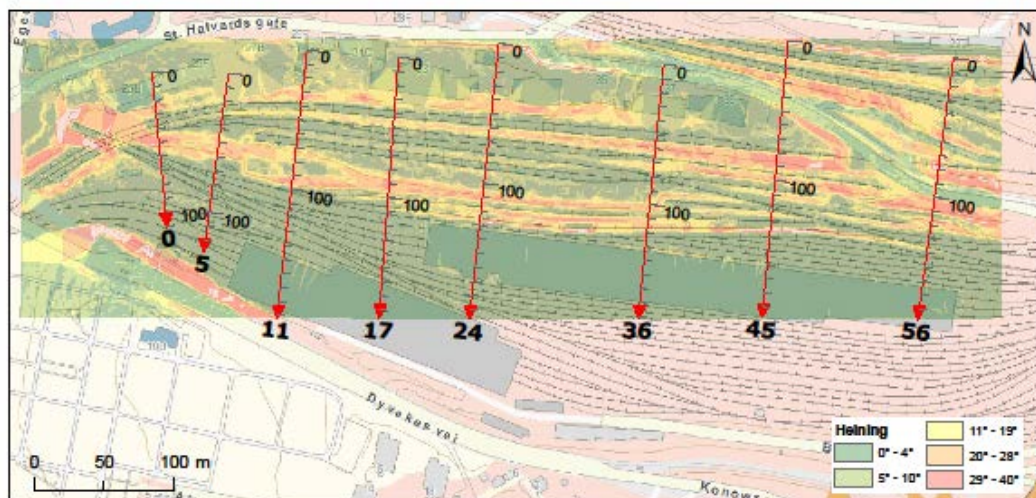
4.2 Stabilitetsberegninger dagens situasjon

4.2.1 Terrengbeskrivning og laster

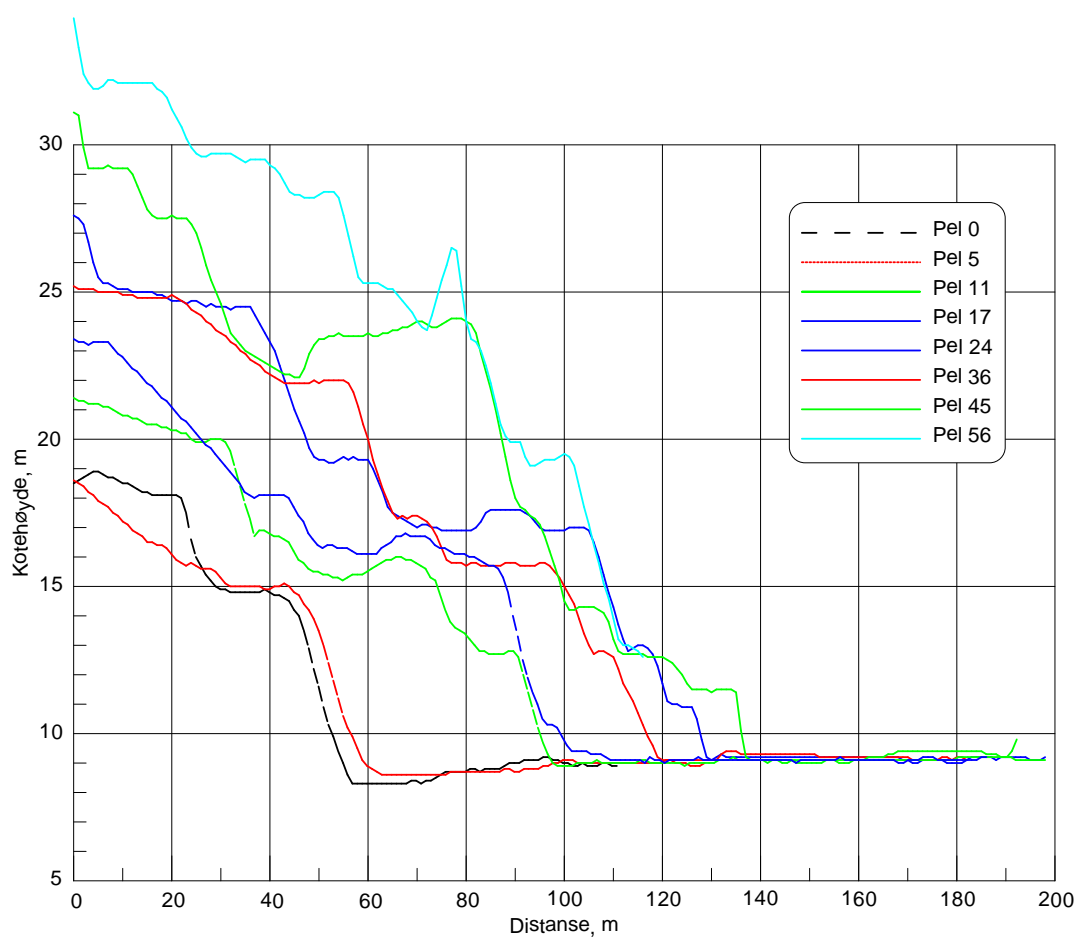
Figur 4.1 viser helningskart med profiler over det aktuelle området i Lodalen. Figur 4.2 viser noen av profilene som er skissert i kartet i Figur 4.1. Som Figur 4.2 antyder er terrenget forholdsvis homogent i lengderetning.

I beregningene er følgende laster inkludert:

- Vekt av jord med lastfaktor 1.0.
- Vertikal last fra togsett, $q = 20 \text{ kPa}$ over bredde 2.6m, med lastfaktor 1.5 (kun tatt med der den virker drivende og ikke er stabiliserende).



Figur 4.1 Helningskart med profiler

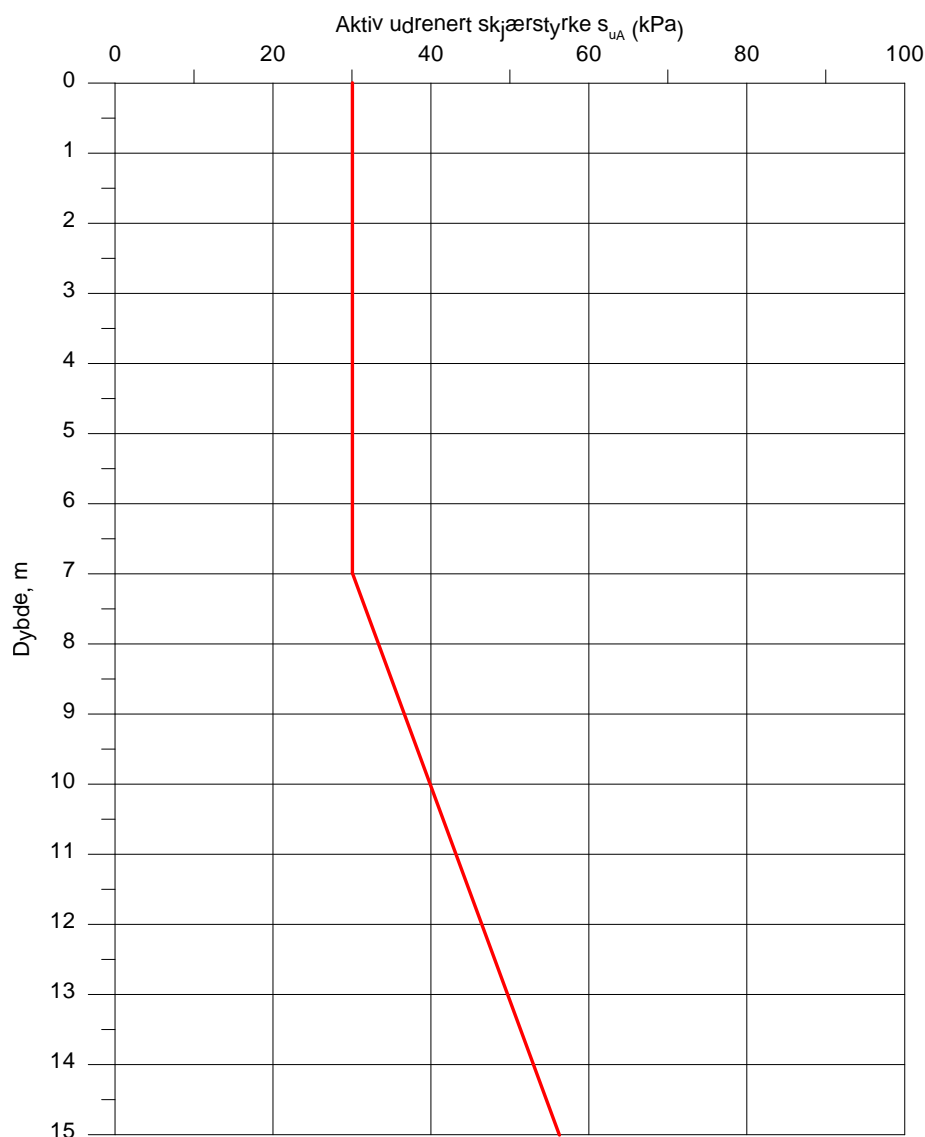


Figur 4.2 Profiler (merk ikke i målestokk vertikal/horisonal)

4.2.2 Stabilitetsberegninger

Det er foretatt stabilitetsberegninger for 8 profiler ved hjelp av beregningsprogrammet GeoSuite Stabilitet (ViaNova Geosuite, 2009). Beregningene er gjort med følgende antagelser basert på grunnundersøkelsene beskrevet i kapittel 3:

- Tørrskorpe i øvre 2 m.
- Hydrostatisk poretrykksøkning med dybden fra antatt grunnvannspeil på 2 m dybde.
- Konstant udrenert skjærstyrke, s_{uA} , til 7 m dybde, deretter normalkonsolidert styrke i henhold til Figur 4.3.
- Anisotropifaktorer $s_{uDSS} = 0.7 * s_{uA}$, $s_{uP} = 0.4 * s_{uA}$
- Øvrige materialparametre som gitt i Tabell 4.2



Figur 4.3 Udrenert styrke s_{uA} brukt i beregningene

Tabell 4.2 Materialparametre brukt i beregningene

Materiale	Total romvekt γ [kN/m ³]	Attraksjon a [kN/m ²]	Friksjonsvinkel ϕ [°]
Steinfylling (drenert)	19	0	42
Tørrskorpe	18	0	32
Leire	20	-	-
Kvikkleire	20	-	-

For steinfylling og tørrskorpe er det benyttet effektivspenningsparametre ved beregningen. For leire under tørrskorpa er det benyttet udrenerte styrkeparametre.

For steinfylling og tørrskorpe er det benyttet erfaringsverdier for romvekt og drenerte styrkeparametre. (Steinfylling brukt for oppfylling er funnet nødvendig i et par profiler, se Vedlegg 1).

Tabell 4.3 oppsummerer resultatene av stabilitetsberegningene ved bruk av last- og materialparametre som beskrevet over. Mer detaljerte presentasjoner av beregningene er gitt i Vedlegg 1. Begrepene "lokal" og "global" refererer seg til om beregningene dekker bare en del av skråningen (øvre eller nedre), eller om de dekker hele skråningen mellom godstoglinjen og flata nede ved Vognhallen. Beregnede materialfaktorer varierer i stor grad mellom 1.0 og 1.4 for de utvalgte profilene. Dette er betraktelig mindre enn kravet til materialkoeffisient på 1.6 i JBVs tekniske regelverk for skråninger med kvikkleire (JBV, 2012).

Tabell 4.3 Resultater stabilitetsberegninger, dagens tilstand

Profil	Bruddflate	Beregnet materialfaktor, γ_m	Figur Vedlegg 1
Pel 0	lokal	1,17	2
Pel 5	lokal	1,06	3
Pel 11	lokal	1,18	4
	global	1,41	
Pel 17	lokal	1,10	5
Pel 24	lokal	1,04	6
	global	1,32	
Pel 36	lokal	1,13	7
	global	1,19	
Pel 45	lokal	0,91	8
Pel 56	global	1,04	9

5 Forslag til tiltak

5.1 Innledning

Stabilitetsberegningene oppsummert i kapittel 4 viser at med dagens kunnskap om grunnforholdene tilfredsstilltes ikke JBV's krav til skråningsstabiliteten. Det kan derfor være nødvendig med tiltak. Dette kapitlet beskriver kort ulike former for stabiliserende tiltak som er vurdert i denne sammenheng. Vurderingene er gjort under følgende forutsetninger:

- Godstoglinja oppe på toppen av skråningen skal være i drift under anleggsperioden. Denne høyden danner derfor en topografisk begrensning i nord.
- Vognhallen nede på flata skal naturlig nok stå, slik at denne flata danner en topografisk begrensning i sør.
- Området mellom disse to flatene kan bearbeides med tanke på å oppnå økning av hensettingskapasiteten.
- Eksisterende linjer i området mellom flatene kan midlertidig fjernes slik at området kan tilrettelegges for nye linjer.

5.2 Nye geotekniske grunnundersøkelser

Det er som beskrevet over foretatt flere grunnundersøkelser i området. Ikke desto mindre er det relativt stor usikkerhet knyttet til styrkeangivelser av leira. Det anbefales derfor sterkt at det utføres en ny grunnundersøkelse, med påfølgende laboratorieforsøk. Supplerende undersøkelser bør inneholde følgende:

- In situ-måling av udrenert skjærstyrke ved CPTU-sonderinger.
- Prøvetaking med høy prøve kvalitet, samt avanserte styrkeforsøk i laboratorium (triaksialforsøk eller direkte skjærforsøk for vurdering av anisotropiforhold).
- Måling av poretrykksforholdene.
- Sonderinger for å finne utstrekning og mektighet av kvikkleire.
- Sonderinger for å finne dybde til fjell.

Det foreslås derfor at det foretas både totaltrykkssonderinger, trykksforsøk (CPTU), piezometerinstallasjoner, og høykvalitet prøvetaking for eksempel med bruk av blokkprøvetaker. Det foreslås at det foretas sonderinger (total og CPTU) på ca 20 lokasjoner, og (blokk)prøvetaking på 4 lokasjoner. Prøvelokasjonene bør bestemmes ut fra vurdering av sonderingsresultatene. I laboratorium bør det i tillegg til rene klassifikasjonsforsøk foretas treaksial styrkeforsøk, samt noen ødometerforsøk på utvalgte prøver for om mulig å avdekke forkonsolideringstilstanden.

5.3 Vurdering av ulike tiltak

Følgende tiltak er vurdert (med unntak av kalk-sementstabilisering er det ikke gjort beregninger):

- Terrengetilpasning/bruk av lette masser
- Utgraving med bruk av støttemurer
- Peling til fjell
- Bruk av kalk-sementstabilisering

5.3.1 *Terrengetilpasning*

Som beskrevet i kapittel 5.1 danner høyden der godstoglinjen går, og flata nede ved Vognhallen, topografiske rammer for området. Dette begrenser mulighetene for å bruke terrengetilpasning (dvs bruk av motfyllinger der vekta virker som motstand mot utglidning, og lette masser i områder der vekta virker drivende), da vekta av jorda både kan virke stabiliserende (for skråningen på oversiden) og drivende (for skråningen på nedsiden). I tillegg viser beregningene at materialfaktoren for den globale stabiliteten (dvs. hele skråningen fra godstoglinja til Vognhallen) heller ikke er tilfredsstillende. Alternativet med bruk av terrengetilpasning er derfor ikke vurdert nærmere i form av konkrete stabilitetsberegninger.

5.3.2 *Utgraving/støttemur*

En eventuell utgraving av området kan foretas på flere omfangsnivåer. Det største innebærer en utgraving av hele området sør for godstoglinjen ned til nivå med Vognhallen. Det minste alternativet omfatter å etablere noe skjæring inn i eksisterende skråning for å få plass til ett eller flere ekstra spor. Området kan imidlertid også tenkes gravet ut i flere nivåer, for eksempel ved at skråningen nord for eksisterende linje K1 og K2 graves ut i hele lengden for å få plass til ekstra hensettingsspor.

En utgraving av hele området medfører en meget stor operasjon, med behov for en støttemur på minimum 15 m høyde i mange hundre meters lengde. Med tanke på de utfordrende grunnforholdene i området, samt bebyggelsen på nordsiden av godstoglinjen, er heller ikke dette alternativet funnet å være et realistisk alternativ. Alternativet er derfor ikke studert i mer detalj.

Mindre utgravinger antas å være mulig. Behovet for utgravinger og bruk av spunt/støttemurer avhenger av forslaget til linjevalg. I dette studiet er det derfor foreslått mindre utgravinger, med bruk av støttemur og/eller spunt i østre del av området, der det er foreslått en ny linje i det som i dag er en mindre skråning.

5.3.3 *Peling til fjell*

Peling til fjell kan være hensiktsmessig for å overføre laster fra terreng ned til fast grunn. Dette kan være spesielt hensiktsmessig i tilfeller der en ytre last er dimensjonerende for stabiliteten. Dette er ikke tilfelle for Lodalen. Selv om vekta av togsett bidrar negativt til stabiliteten, er stabiliteten selv uten tog ikke tilfredsstillende. I slike tilfelle er derfor peling under toglinjene ikke et realistisk alternativ, det vil i tillegg være nødvendig med andre stabiliserende tiltak.

5.4 Bruk av kalk-sementstabilisering (KS)

Med henblikk på de momenter som er beskrevet over, er grunnforsterking funnet å være det beste alternativet. Grunnforsterking innebærer at styrken i grunnen (dvs leira for dette tilfellet) økes ved hjelp av mekaniske/kjemiske inngrep. Det mest brukte alternativet for grunnforhold som i Lodalen er bruk av kalk-sementstabilisering. Denne muligheten ble også vurdert på 1980-tallet, men forkastet, antakelig på grunn av manglende tiltro til metoden, som da var relativt lite utprøvd i Norge. Siden den tid er KS blitt en etablert metode for grunnforsterking i bløt leire.

Grunnforholdene i Lodalen ligger til rette for bruk av KS (vanninnhold, styrke av leira). Ikke desto mindre er det noen begrensninger en må ta i betraktning ved bruk av denne metoden:

- Objekter i grunnen (kabler, ledninger, rør etc) kan virke hemmende for fremdriften. Området bør derfor ryddes for slikt før stabiliseringen settes i gang.
- Injeksjon av kalk/sement i leira ved KS og omrøring av leira under innblandingen vil som regel medføre økte poretrykk i grunnen i en sone utenfor punktet der innblandingen foregår. På grunn av det økte poretrykket i grunnen og omrøringen lokalt kan stabiliteten temporært gå ned. En må derfor sørge for at arbeidet planlegges slik at det er tilstrekkelig stabilitetsmessig sikkerhet i alle faser av anleggsarbeidet. Dette kan for eksempel innebære at det kan være nødvendig med temporære motfyllinger, og at man må flytte rundt med maskinparken slik at man ikke øker poretrykket over store sammenhengende områder.
- Større KS-maskiner kan ikke operere ved terrenghelning større enn 1:10. Dessuten må kjøreledninger i høyden fjernes for at riggen skal ha tilstrekkelig armslag.

6 Stabilitetsberegninger med bruk av kalk-sementstabilisering

Stabilitetsberegninger med bruk av kalk-sementstabilisering for økning av styrke er gjennomført for de samme profilene som for dagens tilstand. Materialparametre for leira er som beskrevet i kapittel 4.1. For volumer som er behandlet med kalk-sementstabilisering er det brukt en udrenert skjærstyrke $s_{uA} = 200$ kPa, med anisotropifaktorer som for leire. Dette er standard verdier for vurderinger av dette slag.

Nødvendig omfang av kalk-sementstabilisering er funnet ved å bruke JBV's krav til minimum materialfaktor $\gamma_m = 1,60$. Resultater fra analyser av stabiliserende tiltak er vist i Vedlegg 2 og oppsummert i Tabell 6.1. Omfang av kalk-sementstabilisert sone er resultat av en optimalisering med dagens kunnskap om grunnforholdene.

Tabell 4.2 Resultater stabilitetsberegninger, med bruk av kalk-sementstabilisering

Profil		Beregnet materialfaktor, γ_m	Figur Vedlegg 2
Pel 0	lokal	1,60	2
Pel 5	lokal	1,60	3
Pel 11	lokal	1,74	4
	global	1,68	
Pel 17	global	1,60	5
Pel 24	lokal	1,68	6
	global	1,60	
Pel 36	lokal	1,62	7
	global	2,01	
Pel 45	lokal	2,20	8
	global	1,95	
Pel 56	lokal	1,66	9
	global	3,21	

Figur 6.1 viser omfanget av anbefalte tiltak basert på stabilitetsberegningene som skissert over. Nødvendig dybde av kalk-sementstabilisering varierer mellom 10 og 25 m (i gjennomsnitt ca. 20 m). Netto stabilisert areal er estimert til ca. 9000 m² av et totalareal på ca. 15.000 m² hvor tiltaket er foreslått. Dette innebærer et beregnet volum for stabilisering ved KS er ca 180.000 m³. Dette er en meget stor mengde, som anslagsvis vil kunne kreve kapasiteten til 3 rigger i et års tid.

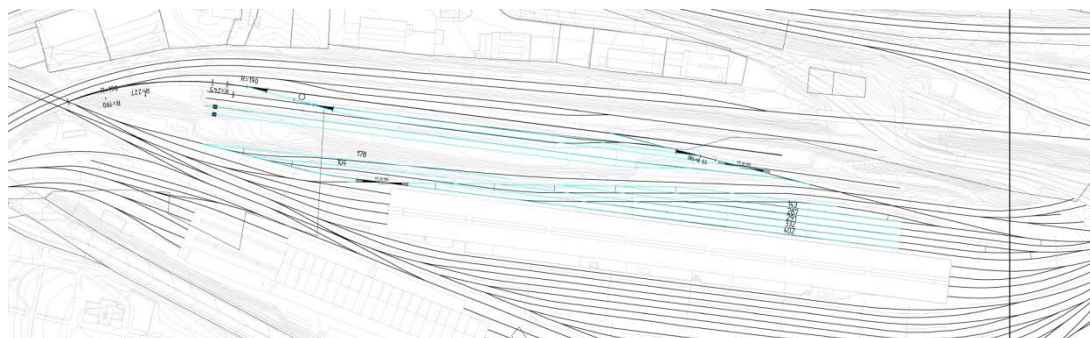
Det anbefales at det gjennom hele anleggsfasen utføres poretrykksmålinger og tett oppfølging av geotekniker.



Figur 6.1 Foreslått område av kalk-sementstabilisering og støttemur

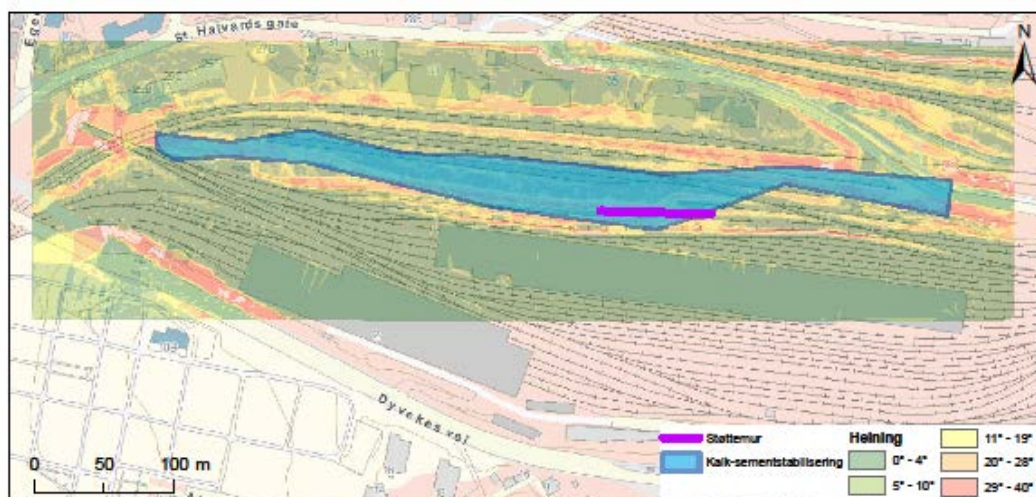
7 Kostnadsestimat

Dette foreløpige kostnadsestimatet er basert på forslaget til linjeutvidelse som skissert i Figur 7.1. Det innebærer 2 nye linjer K3 og K4 sør for de eksisterende linjene K1 og K2, samt nye linjer nede på flata nord for vognhallen.



Figur 7.1 Linjeforslag som ligger til grunn for kostnadsestimatet

Forslaget til tiltak er vist i Figur 7.2. Beregningene som ligger til grunn for forslaget er basert på tidligere grunnundersøkelser. Det foreslås at det foretas en ny runde med grunnundersøkelser for å få bedre informasjon om grunnforholdene, i første rekke for bedre styrkebestemmelse av leira i området. Dette kan føre til at omfanget av tiltak i detaljprosjekteringen kan endres ganske betraktelig i forhold til det som her er gitt, hvilket selvsagt kan ha en stor konsekvens for kostnadene relatert til tiltakene som foreslås. Det innværende forslaget til tiltak innebærer kalk-sementstabilisering i relativt store områder sør for Kværnersporet. I ett område vil det også være behov for en støttemur.



Figur 7.2 Forslag kalk-sementstabilisering og støttemurer

Kostnadene som er estimert i denne omgang dekker følgende aktiviteter:

- Geoteknisk grunnundersøkelse med laboratorieforsøk, tolking og videre prosjektering.
- Miljøgrunnundersøkelse.
- Kalk-sementstabilisering i angitt område.
- Konstruksjon av støttemur i angitt område.

Tabell 7.1 oppsummerer estimat av kostnader. Alle verdier er eks MVA.

Tabell 7.1 Estimat av kostnader knyttet til geotekniske aktiviteter

Aktivitet	Kostnadsestimat (MNOK)
Miljøundersøkelse	1.5
Geoteknisk prosjektering	3.5
Kalk-sementstabilisering	63
Støttemurer	12
TOTALT	80

7.1 Miljøundersøkelse

Kostnadsestimat for miljøundersøkelser dekker følgende aktiviteter: Feltundersøkelser, laboratorieanalyser, datarapportering, beregninger og vurderinger, samt tilstandsrapportering. Estimater er basert på at Klifs veileder TA-2553 "Helsebaserte tilstandsklasser for forurenset grunn" er fulgt, det vil si at det for det angjeldende området i Lodalen krever ca 130 målepunkter.

7.2 Geoteknisk prosjektering

Kostnadsestimatet for geoteknisk prosjektering inkluderer felt- og laboratorieundersøkelser, tolking av felt- og labdata og geoteknisk detaljprosjektering for gjennomføring av nødvendige tiltak. Estimater er basert på feltundersøkelser på i alt 20 lokasjoner og laboratorieforsøk på prøver fra 4 av disse lokasjonene. Estimater dekker også oppfølging i felt av geotekniker i forbindelse med kalk-sementstabiliseringen.

7.3 Kalk- og sementstabilisering

Kostnadsestimat for kalk- og sementstabiliseringen er basert på KS stabilisering som vist på Figur 7.2. Totalt nødvendig areal for KS stabilisering er beregnet til å være ca. 9000 m² (netto stabilisert areal innenfor et areal på 15.000 m² hvor stabiliserende tiltak foreslås). Nødvendig dybde av stabiliseringen varierer mellom 10 og 25m, og i gjennomsnitt ca. 20 m. Detaljerte stabilitetsberegninger ligger til grunn for forslaget til omfang av tiltak som beskrevet i Figur 7.2. JBV's krav om minimum materialfaktor på $\gamma_m = 1.6$ er brukt. Hvorvidt dette er nødvendig, bør diskuteres og avgjøres av JBV. For leiras udrenerte skjærfasthet er det brukt en antagelse om normalkonsoliderte forhold under 7 m dybde. Mer detaljerte

grunnundersøkelser vil gi langt bedre informasjon om de reelle styrkene i området, hvilket vil føre til oppdaterte styrkeforhold. I detaljprosjekteringen vil derfor nødvendig omfang av KS stabilisering høyst sannsynlig endre seg. Merk at kostnadene refererer til entreprisestnader, dvs. ikke inkluderer byggeledelse, brakkerigg, etc.

Det foreløpige anslag for nødvendig kalk-ementstabilisering er svært stort, hvilket vil medføre en betydelig anleggsperiode. Det vil antakelig også kreve installasjon og oppfølging av poretrykksmålere.

Det bør også nevnes at beregninger antyder at eksisterende godsvognlinje ikke har beregningsmessig tilstrekkelig sikkerhet i henhold til JBV's krav til nybygging. Kostnadsestimatet innebærer dog ikke noen tiltak for dette området.

7.4 Støttemurer

Kostnadsestimat for støttemurer, inkludert forankring, er basert på én støttemur på ca 80 m lengde som vist på Figur 7.2. Den anbefalte støttemuren er foreslått i et område der det er nødvendig med noe utgraving i den nedre skråningen for at de nye linjetraseene skal kunne bygges. Støttemuren er foreløpig ikke dimensjonert, og det er derfor knyttet en stor grad av usikkerhet til den praktiske løsningen, hvilket også medfører stor usikkerhet knyttet til kostnadsestimatet.

8 Referanser

JBV (2012). Teknisk regelverk 520: Underbygning/Prosjektering og bygging.
https://trv.jbv.no/wiki/Underbygning/Prosjektering_og_bygging

Norges Statsbaner, Geoteknisk kontor (1984)
Lodalen Driftsbanegård, nordre skråning
Stabilitetsforbedrende tiltak før legging av sporene K3 og K4
Rapport datert 07.08.1984

Norges Statsbaner, Geoteknisk kontor (1985)
Lodalen Driftsbanegård, Vognhall
Rapport datert 23.10.1985

Skaven-Haug og Hartmark (1961)
Lodalen Driftsbanegård, nordre skråning pel -3 til 60
Rapport datert 9.6.1961

Skaven-Haug og Hartmark (1964)
Lodalen Driftsbanegård, nordre skråning
Rapport datert 2.6.1964

ViaNova GeoSuite AB (2009)
GeoSuite. GS Stability. Version 5.0.5.



Vedlegg 1 - Resultater av stabilitetsberegninger, dagens tilstand

Innhold

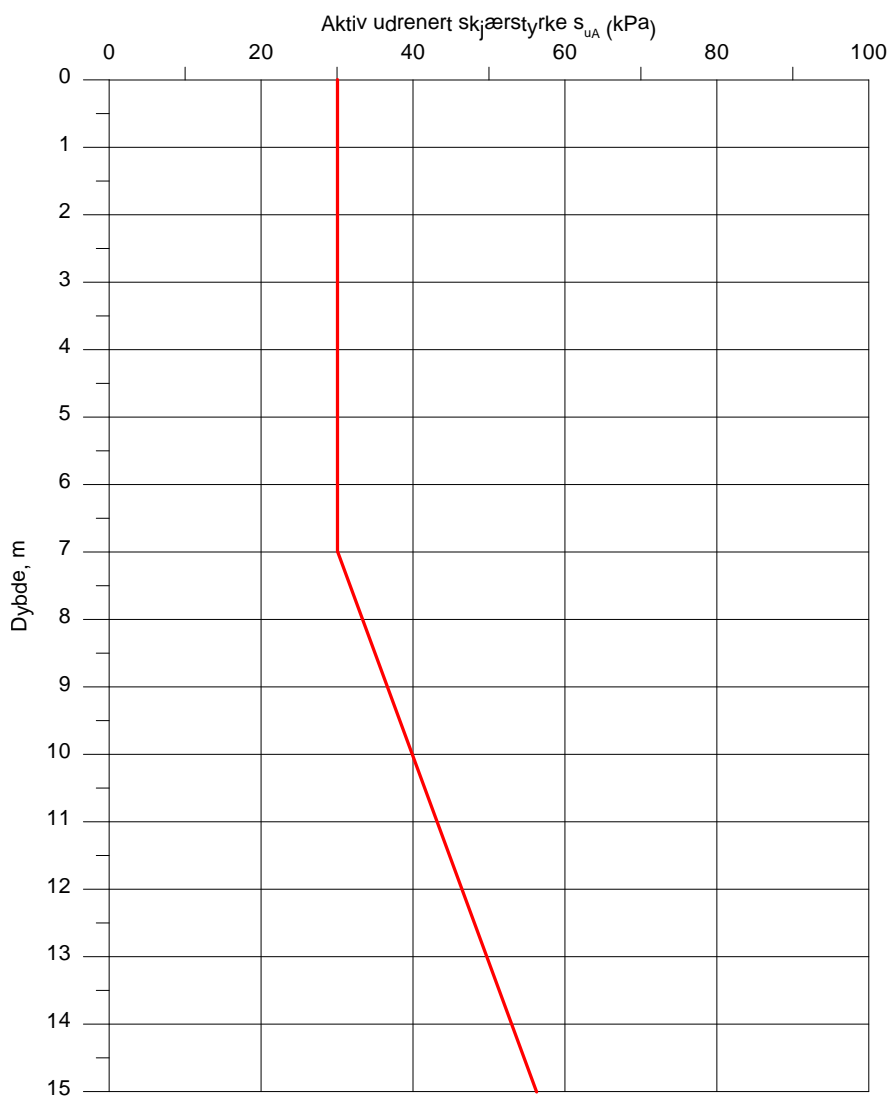
1 Stabilitetsberegninger

2

1 Stabilitetsberegninger

Det er foretatt stabilitetsberegninger for 8 profiler ved hjelp av beregningsprogrammet GeoSuite Stabilitet. Beregningene er gjort med følgende antagelser:

- Tørrskorpe i øvre 2m.
- Hydrostatisk poretrykksøkning med dybden fra grunnvannspeil på 2m dybde.
- Konstant udrenert skjærstyrke, s_{uA} , til 7 m dybde, deretter normalkonsolidert styrke i henhold til Figur 1.
- Anisotropifaktorer $s_{uDSS} = 0.7*s_{uA}$, $s_{uP} = 0.4*s_{uA}$
- Øvrige materialparametre som gitt i Tabell 1.



Figur 1 Udrenert styrke s_{uA} brukt i beregningene

Tabell 1 Materialparametre brukt i beregningene

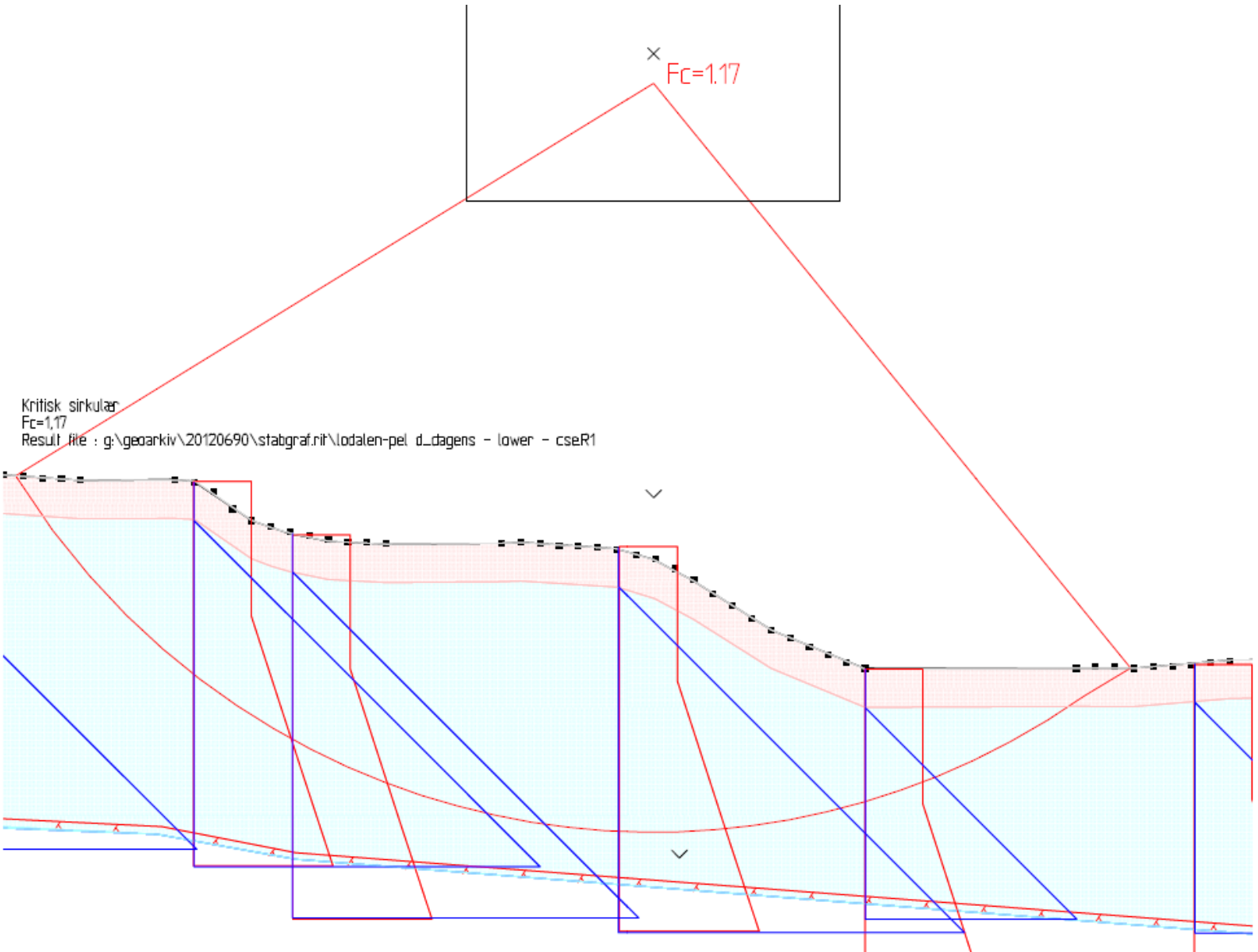
Materiale	Total romvekt γ [kN/m³]	Attraksjon a [kN/m²]	Friksjonsvinkel ϕ [°]
Steinfylling (drenert)	19	0	42
Tørrskorpe	18	0	32
Leire	20	-	-
Kvikkleire	20	-	-

For steinfylling og tørrskorpe er det benyttet erfaringsverdier.

Tabell 2 oppsummerer resultatene fra beregningene. Figur 2 til 9 viser resultatene av beregningene for de aktuelle profilene.

Tabell 2 Resultater stabilitetsberegninger, dagens tilstand

Profil		Beregnet materialfaktor, γ_m	Figur Vedlegg 1
Pel 0	lokal	1,17	2
Pel 5	lokal	1,06	3
Pel 11	lokal	1,18	4
	global	1,41	
Pel 17	lokal	1,10	5
Pel 24	lokal	1,04	6
	global	1,32	
Pel 36	lokal	1,13	7
	global	1,19	
Pel 45	lokal	0,91	8
Pel 56	global	1,04	9



Geotekniske vurderinger vedrørende hensettingskapasitet i Lodalen

Pel 0 – Dagens tilstand – Beregnet materialfaktor

Rapportnr.
20120690

Figurnr.
2

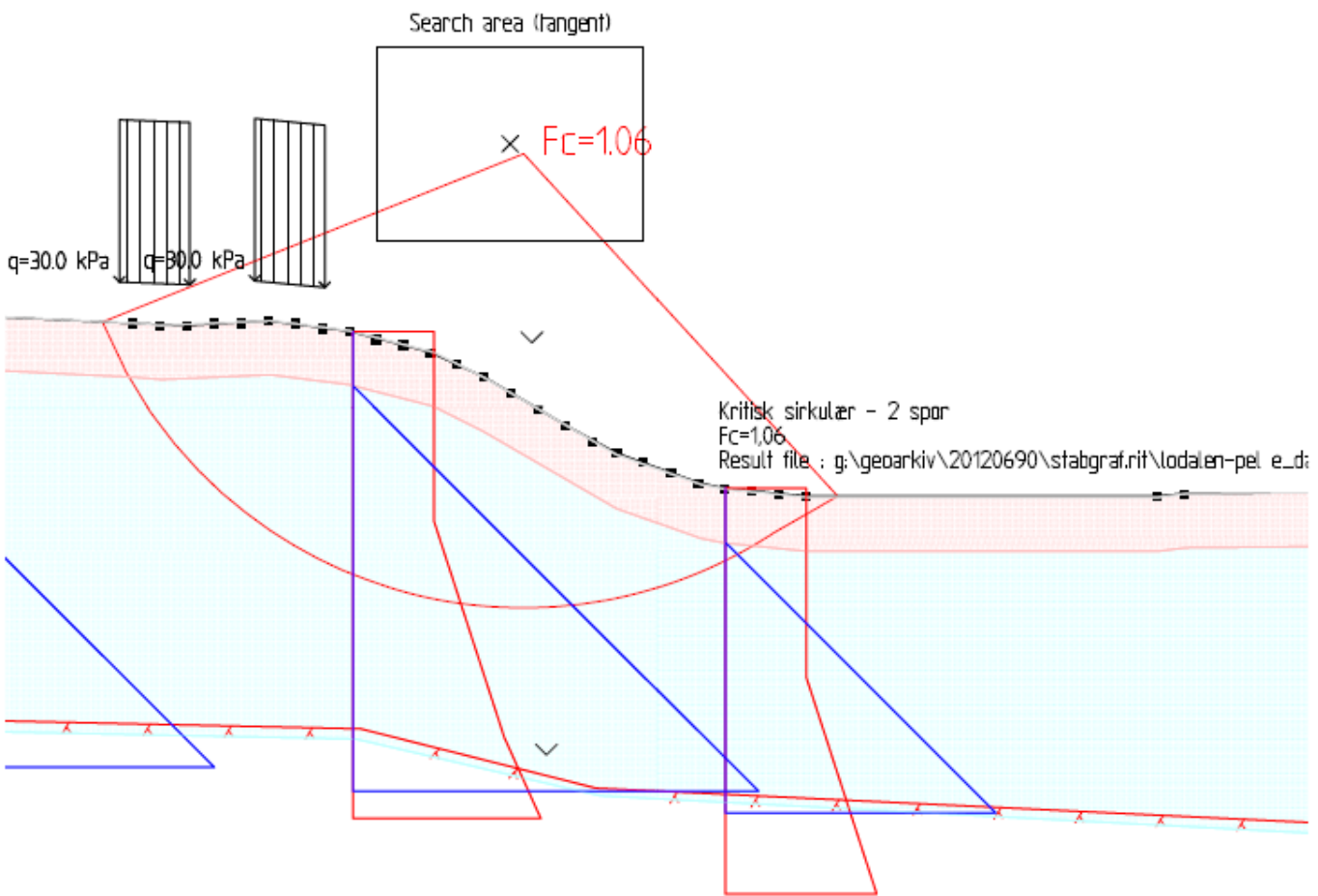
Tegner
CSe

Dato
2012-10-31

Kontrollert

Godkjent





Geotekniske vurderinger vedrørende hensettingskapasitet i Lodalen

Pel 5 – Dagens tilstand – Beregnet materialfaktor

Rapportnr.
20120690

Figurnr.
3

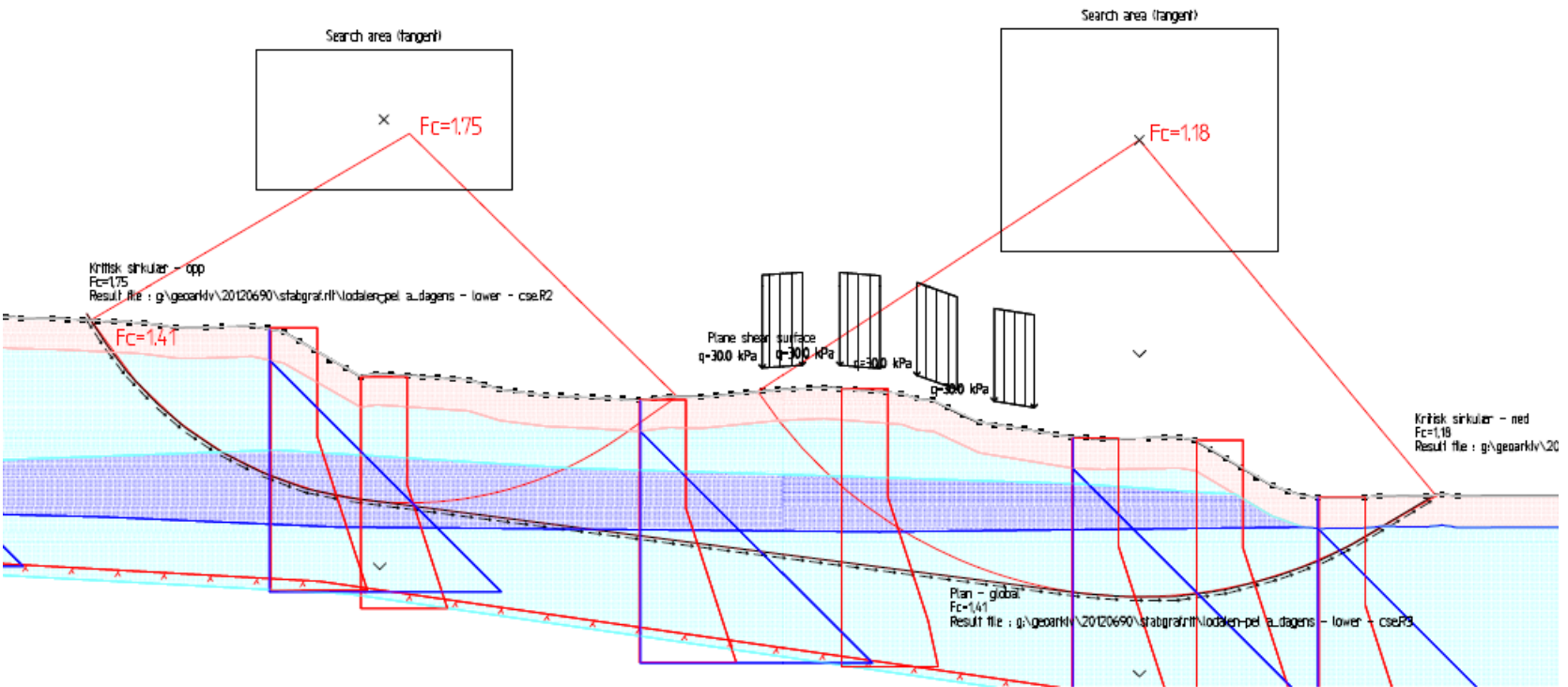
Tegner
CSe

Dato
2012-10-31

Kontrollert


Godkjent

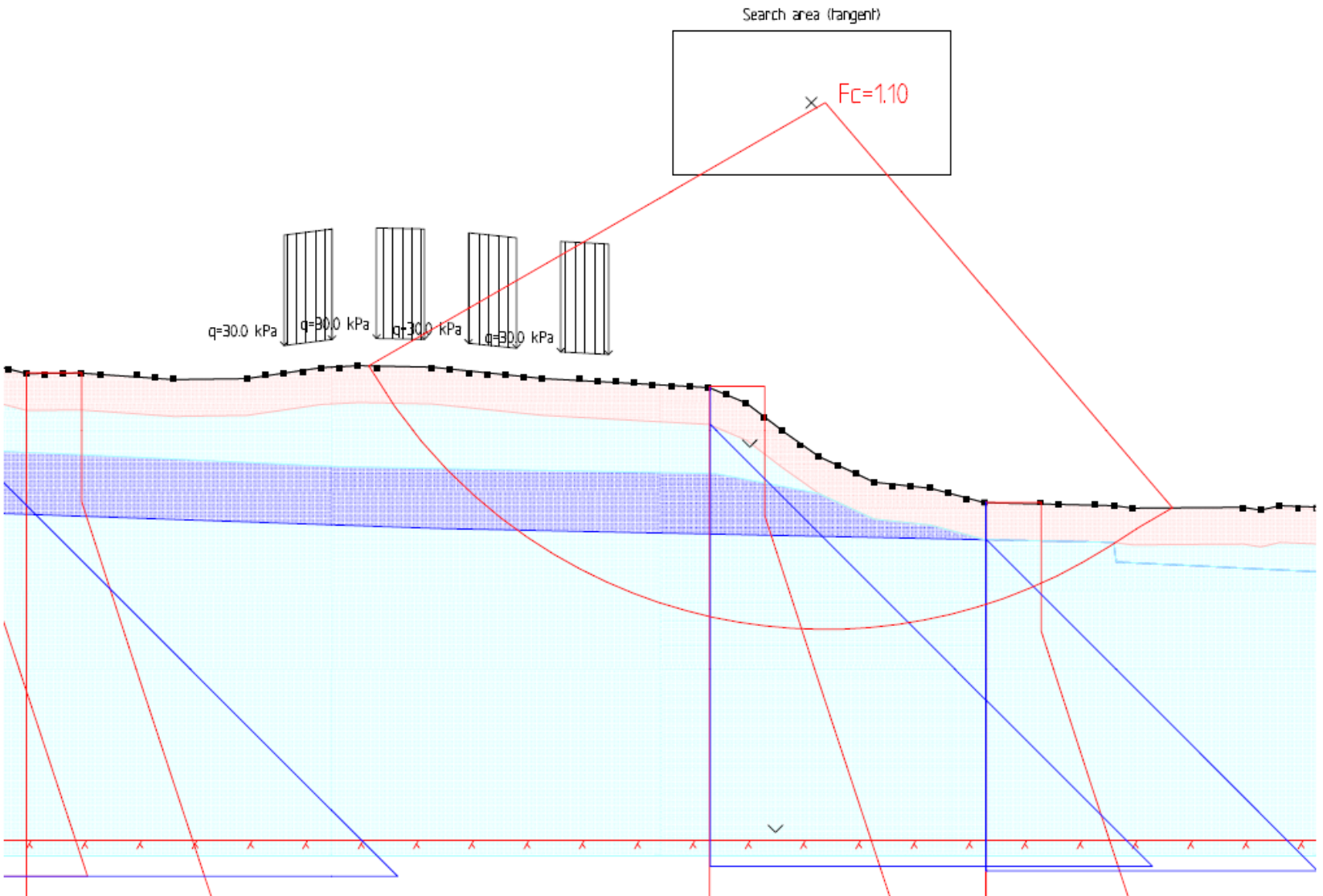




Geotekniske vurderinger vedrørende hensettingskapasitet i Lodalen

Pel 11 – Dagens tilstand – Beregnet materialfaktor

Rapportnr. 20120690	Dato 2012-10-31	
Tegner CSe	Figurnr. 4	
Kontrollert		
Godkjent		



Geotekniske vurderinger vedrørende hensettingskapasitet i Lodalen

Pel 17 – Dagens tilstand – Beregnet materialfaktor

Rapportnr.
20120690

Figurnr.
5

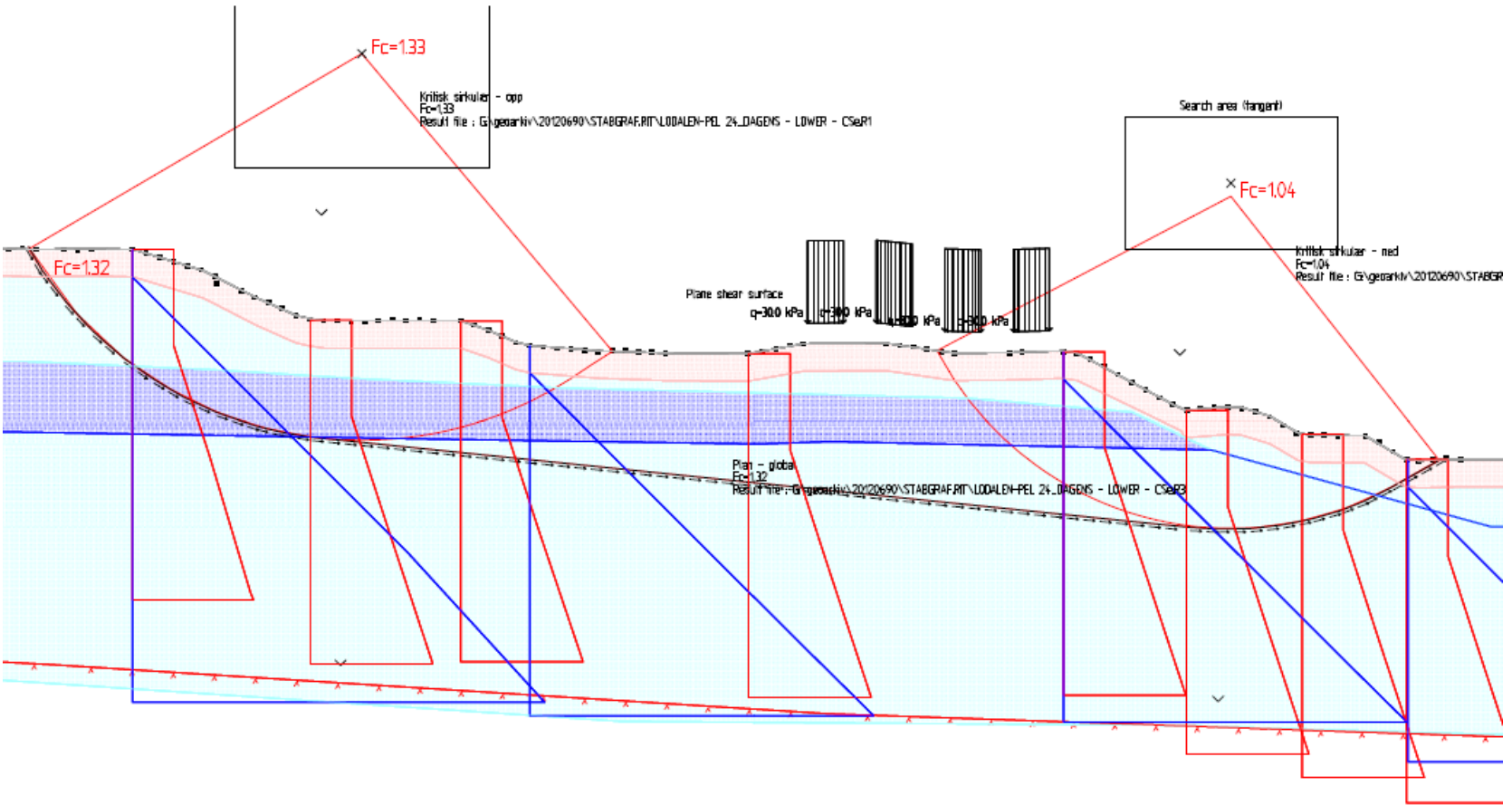
Tegner
CSe

Dato
2012-10-31

Kontrollert

Godkjent



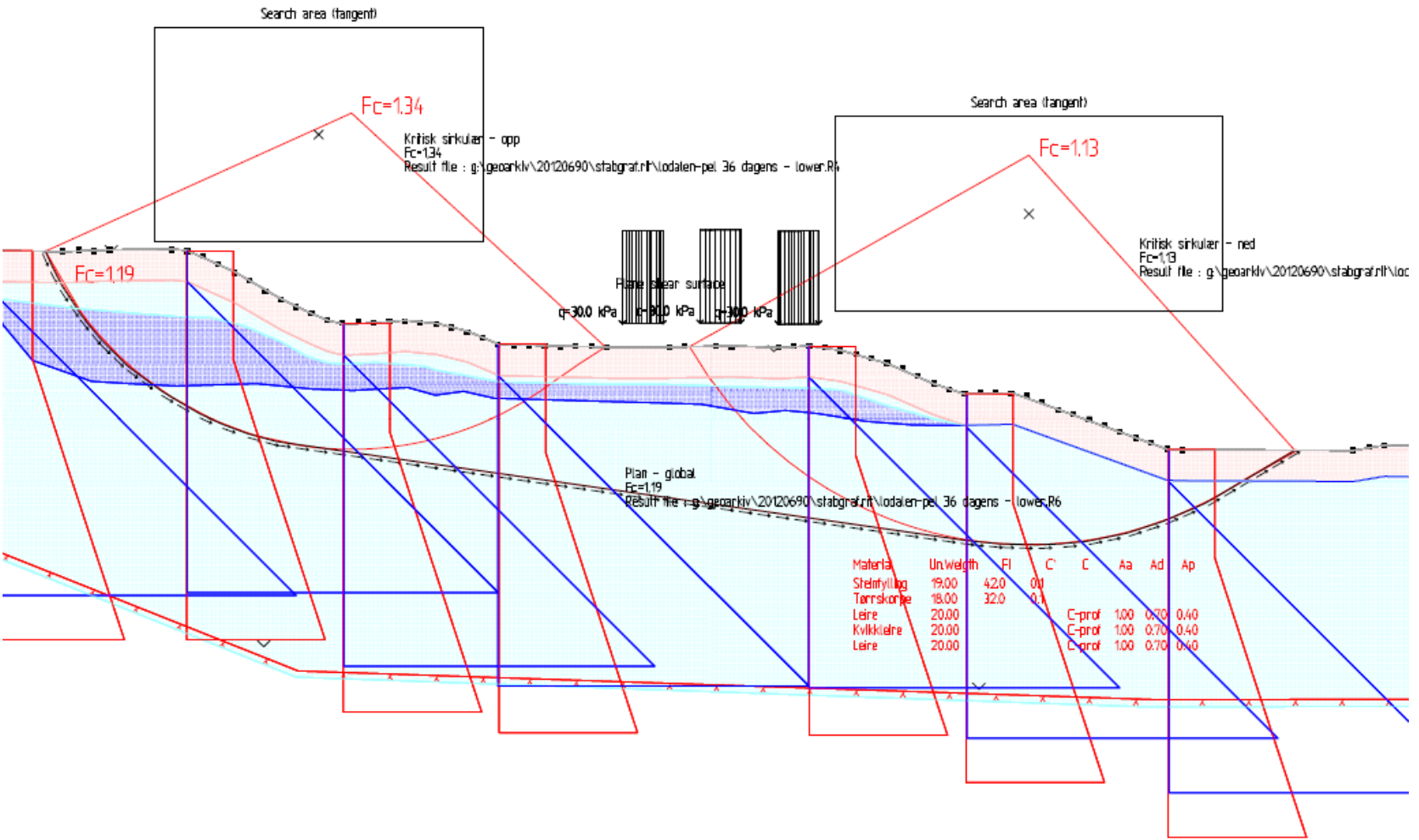


Geotekniske vurderinger vedrørende hensettingskapasitet i Lodalen

Pel 24 – Dagens tilstand – Beregnet materialfaktor

Rapportnr. 20120690	Dato 2012-10-31
Tegner CSe	Figurnr. 6
Kontrollert	
Godkjent	





Geotekniske vurderinger vedrørende hensettingskapasitet i Lodalen

Pel 36 – Dagens tilstand – Beregnet materialfaktor

Rapportnr.
20120690

Figurnr.
7

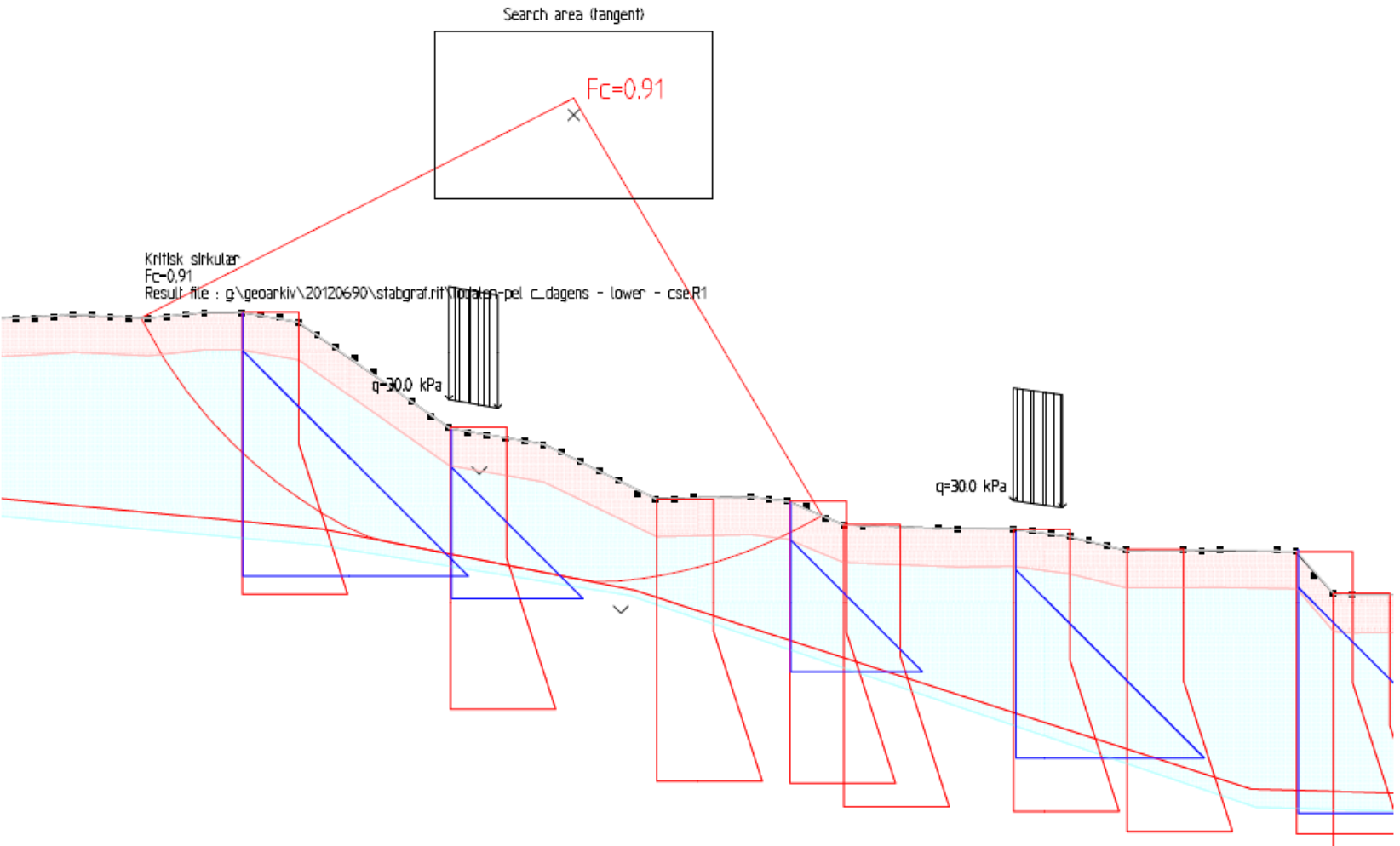
Tegner
CSe

Dato
2012-10-31

Kontrollert

Godkjent





Geotekniske vurderinger vedrørende hensettingskapasitet i Lodalen

Pel 45 – Dagens tilstand – Beregnet materialfaktor

Rapportnr.
20120690

Figurnr.
8

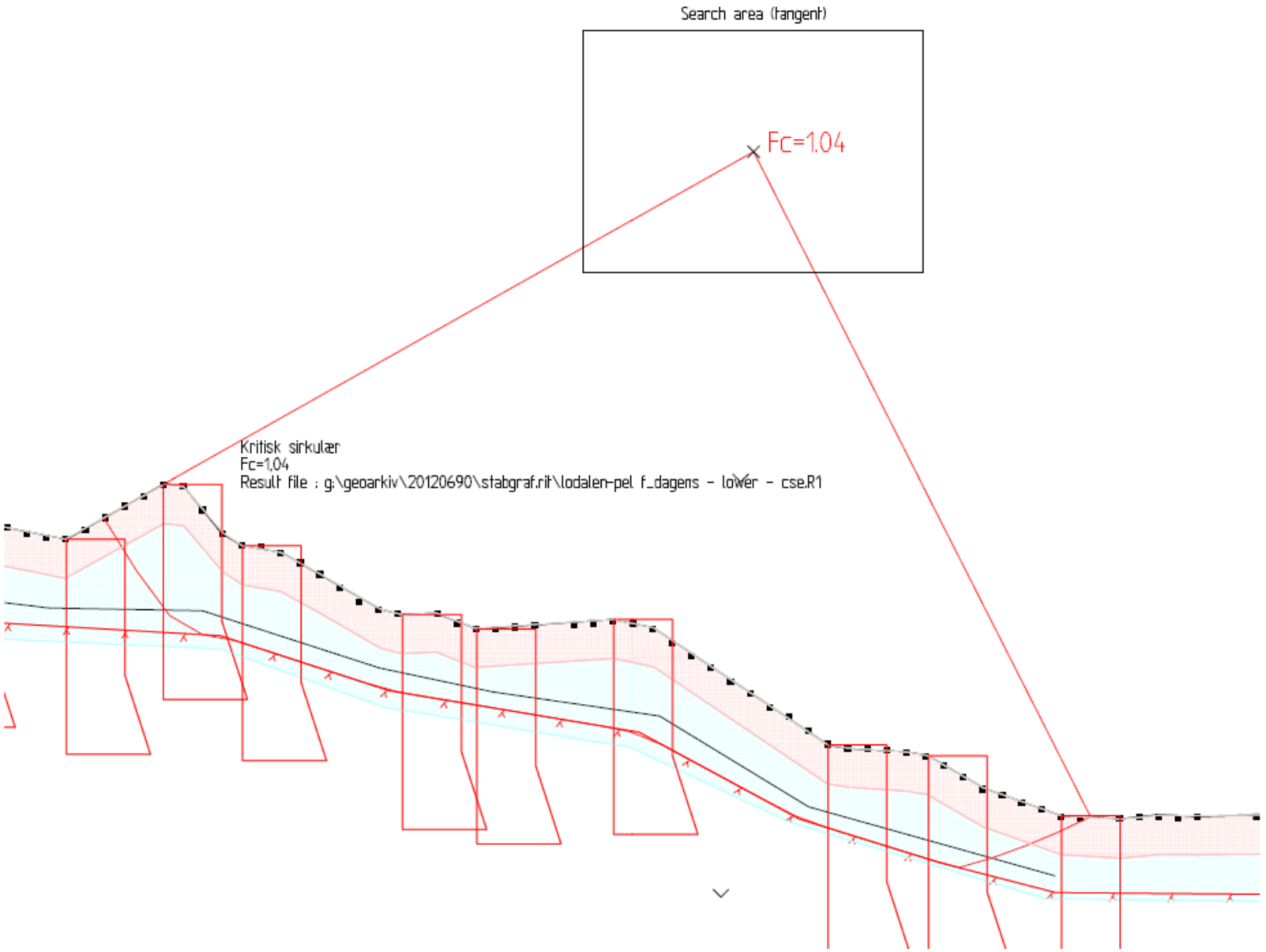
Tegner
CSe

Dato
2012-10-31

Kontrollert

Godkjent





Geotekniske vurderinger vedrørende hensettingskapasitet i Lodalen

Pel 56 – Dagens tilstand – Beregnet materialfaktor

Rapportnr. 20120690	Figurnr. 9
Tegner CSe	Dato 2012-10-31
Kontrollert	
Godkjent	



Vedlegg 2 - Resultater av stabilitetsberegninger, med kalk- sementstabilisering

Innhold

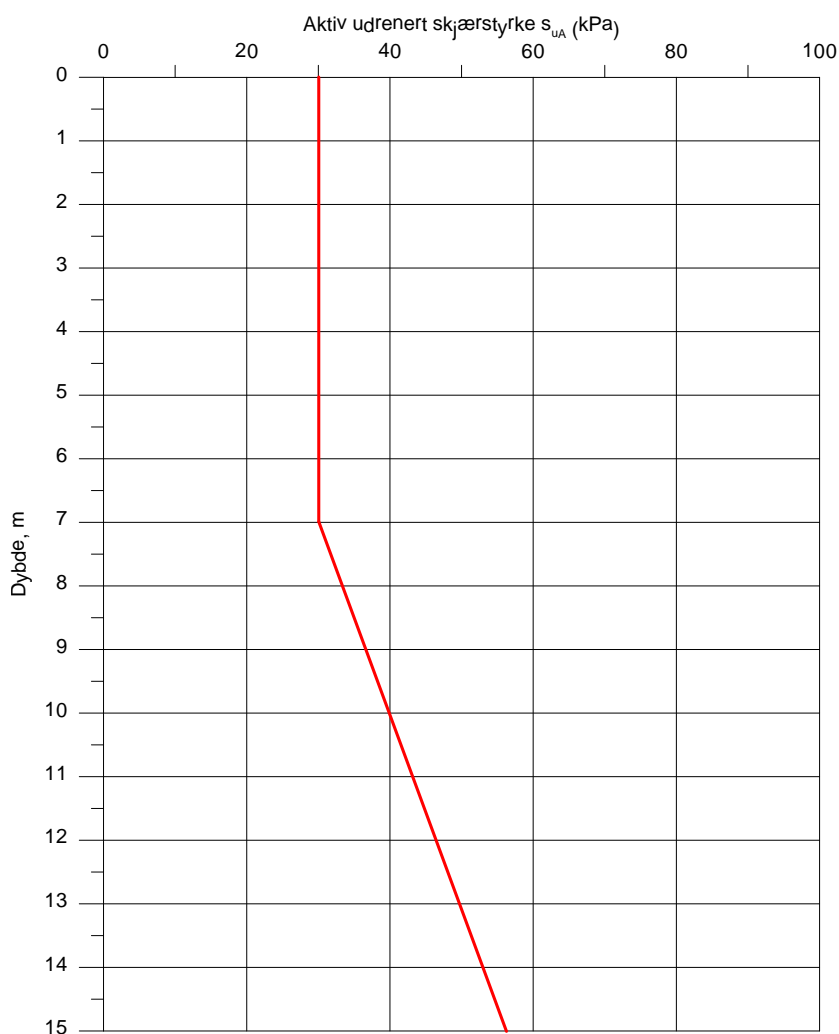
1 Stabilitetsberegninger

2

1 Stabilitetsberegninger

Det er foretatt stabilitetsberegninger for 8 profiler ved hjelp av beregningsprogrammet GeoSuite Stabilitet. Beregningene er gjort med følgende antagelser:

- Tørrskorpe i øvre 2m.
- Hydrostatisk poretrykksøkning med dybden fra grunnvannspeil på 2m dybde.
- For leira konstant udrenert skjærstyrke, s_{uA} , til 7 m dybde, deretter normalkonsolidert styrke i henhold til Figur 1.
- For kalk-sementstabilisert volum, $s_{uA} = 200$ kPa
- Anisotropifaktorer $s_{uDSS} = 0.7 * s_{uA}$, $s_{uP} = 0.4 * s_{uA}$
- Øvrige materialparametre som gitt i Tabell 1.



Figur 1 Udrenert styrke s_{uA} i leira brukt i beregningene

Tabell 1 Materialparametre brukt i beregningene

Materiale	Total romvekt γ [kN/m ³]	Attraksjon a [kN/m ²]	Friksjonsvinkel ϕ [°]
Steinfylling (drenert)	19	0	42
Tørrskorpe	18	0	32
Leire	20	-	-
Kvikkleire	20	-	-

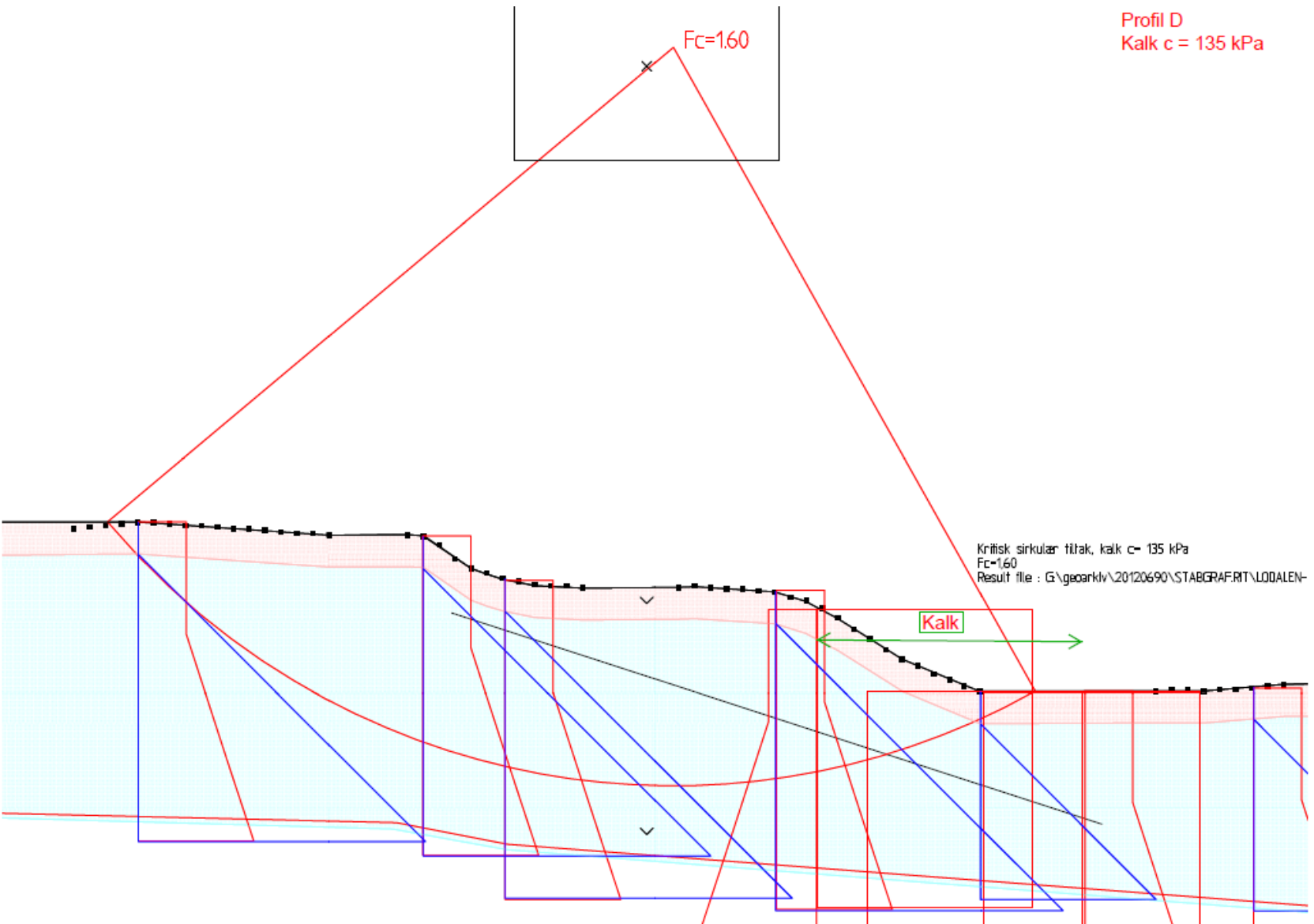
For steinfylling og tørrskorpe er det benyttet erfaringsverdier.

Tabell 2 oppsummerer resultatene fra beregningene. Figur 2 til 9 viser resultatene av beregningene for de aktuelle profilene. Merk at for Pel 45 og 56 er det ikke foretatt stabilitetsberegninger for å komme fram til optimalt omfang av kalk-
 sementstabilisering. Dette anslaget er estimert på bakgrunn av resultatene fra de andre profilene.

*Tabell 2 Resultater stabilitetsberegninger, med kalk-
 sementstabilisering*

Profil		Beregnet materialfaktor, γ_m	Figur
Pel 0	lokal	1,60	2
Pel 5	lokal	1,60	3
Pel 11	lokal	1,74	4
	global	1,68	
Pel 17	global	1,60	5
Pel 24	lokal	1,68	6
	global	1,60	
Pel 36	lokal	1,62	7
	global	2,01	
Pel 45	lokal	2,20	8
	global	1,95	
Pel 56	lokal	1,66	9
	global	3,21	

Profil D
Kalk c = 135 kPa



Geotekniske vurderinger vedrørende hensettingskapasitet i Lodalen

Pe1 0 – Med tiltak – Beregnet materialfaktor

Rapportnr.
20120690

Figurnr.
2

Tegner
CSe

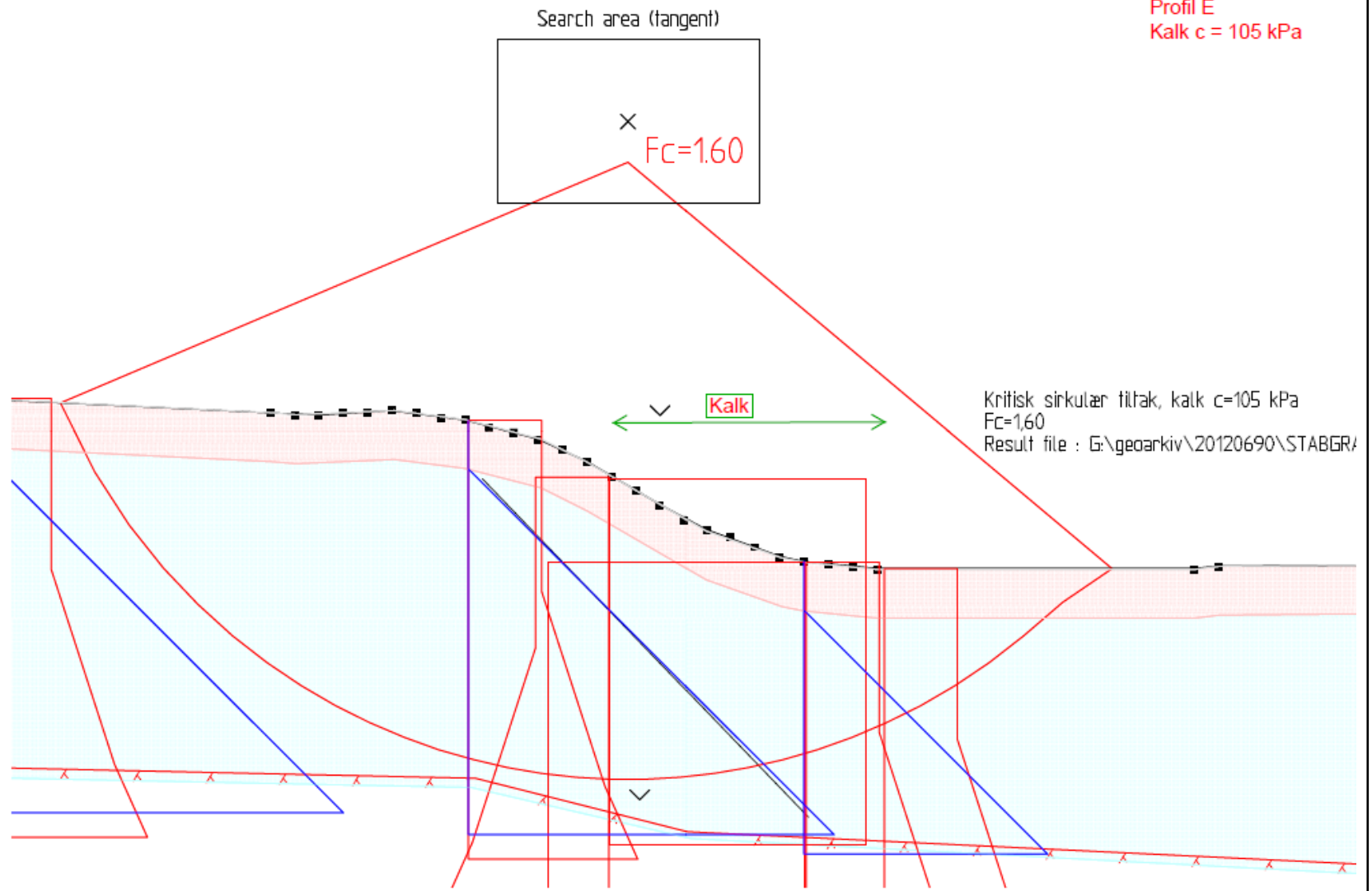
Dato
2012-10-31

Kontrollert

Godkjent



Profil E
Kalk c = 105 kPa

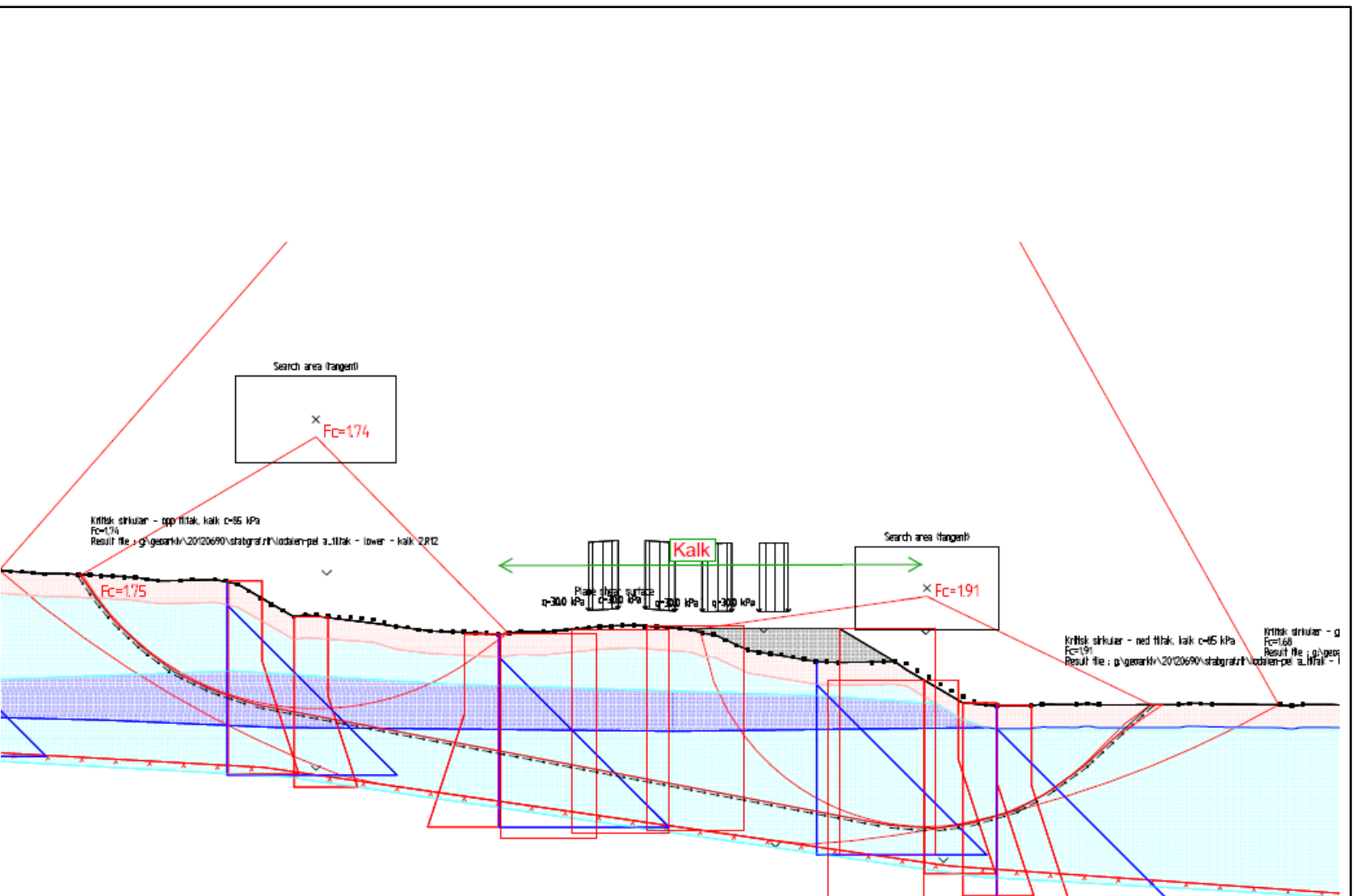


Geotekniske vurderinger vedrørende hensettingskapasitet i Lodalen

Pel 5 – Med tiltak – Beregnet materialfaktor

Rapportnr. 20120690	Figurnr. 3
Tegner CSe	Dato 2012-10-31
Kontrollert	
Godkjent	



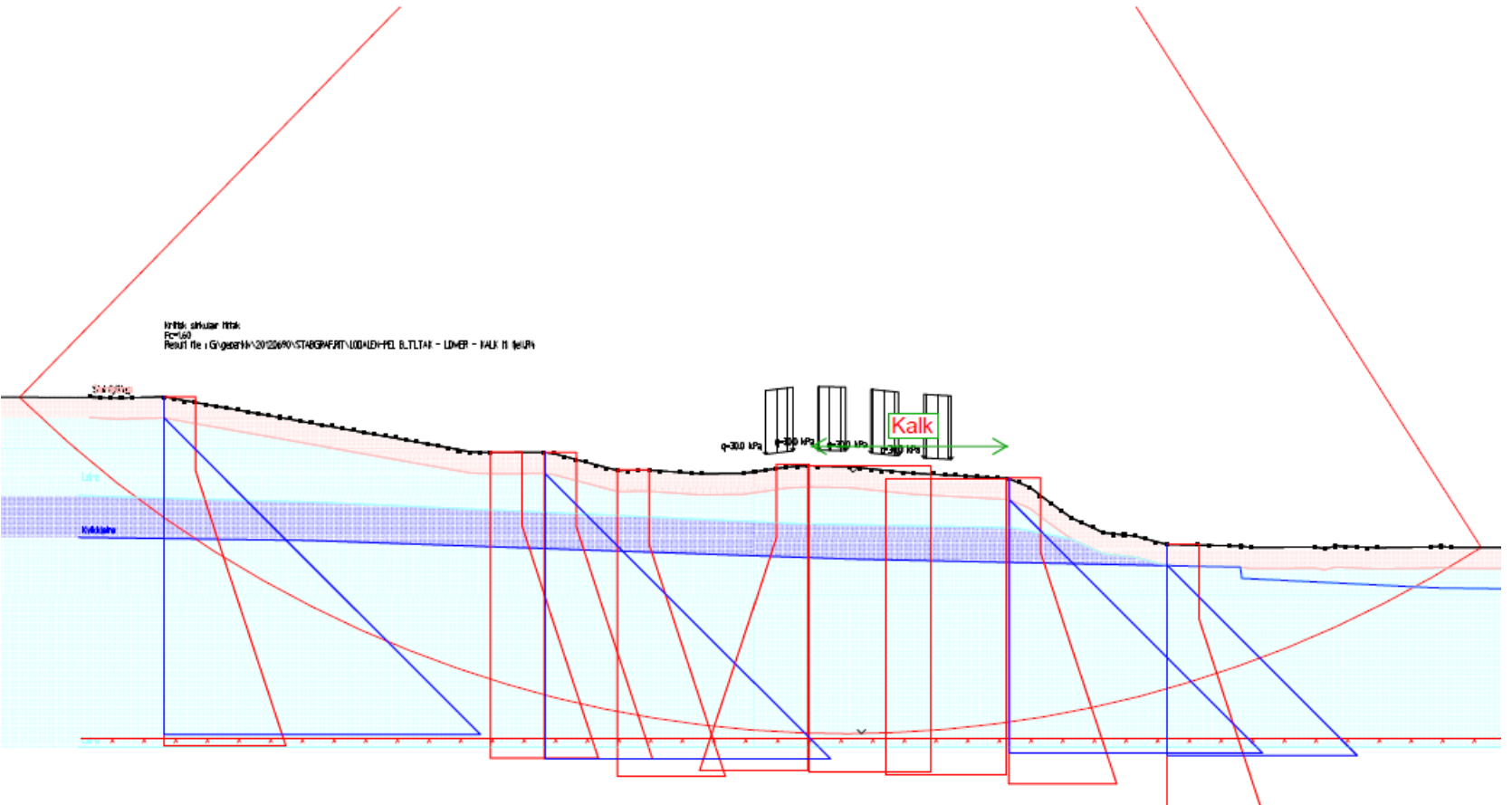


Geotekniske vurderinger vedrørende hensettingskapasitet i Lodalen

Pel 11 – Med tiltak – Beregnet materialfaktor

Rapportnr. 20120690	Dato 2012-10-31
Tegner CSe	Figurnr. 4
Kontrollert	
Godkjent	



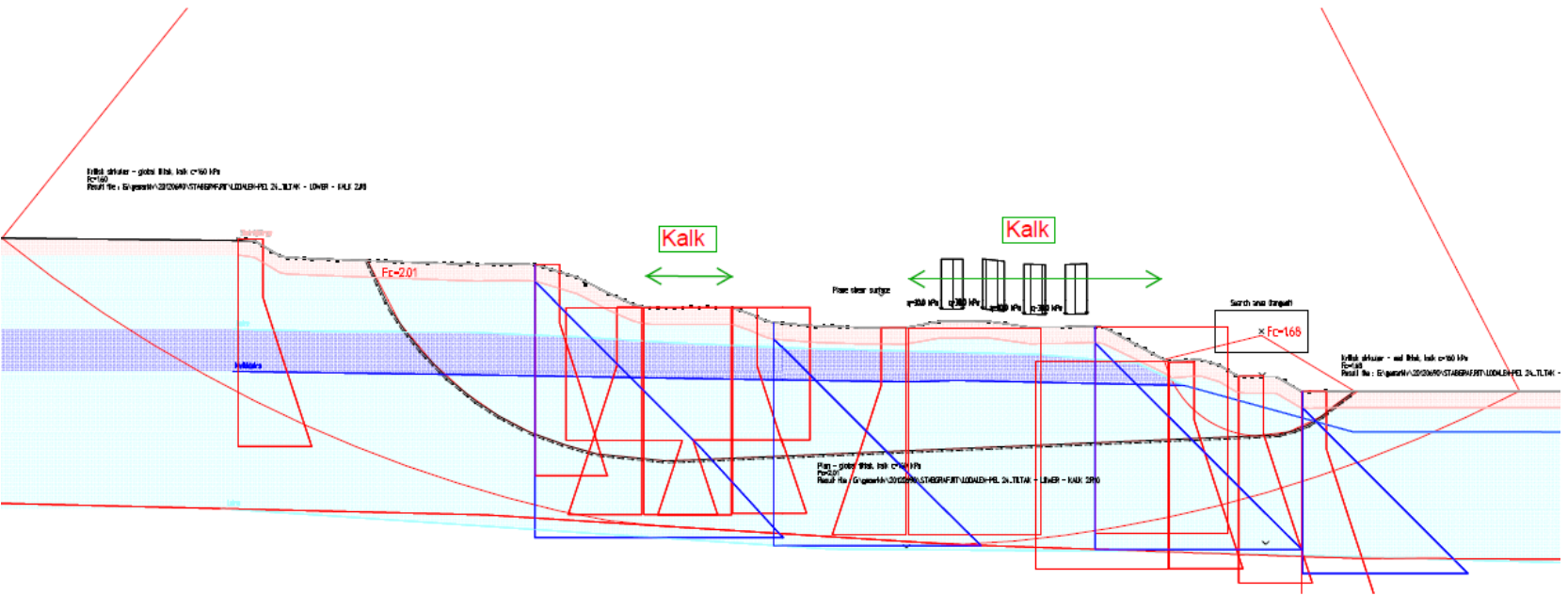


Geotekniske vurderinger vedrørende hensettingskapasitet i Lodalen

Pel 17 – Med tiltak – Beregnet materialfaktor

Rapportnr. 20120690	Figurnr. 5
Tegner CSe	Dato 2012-10-31
Kontrollert	
Godkjent	



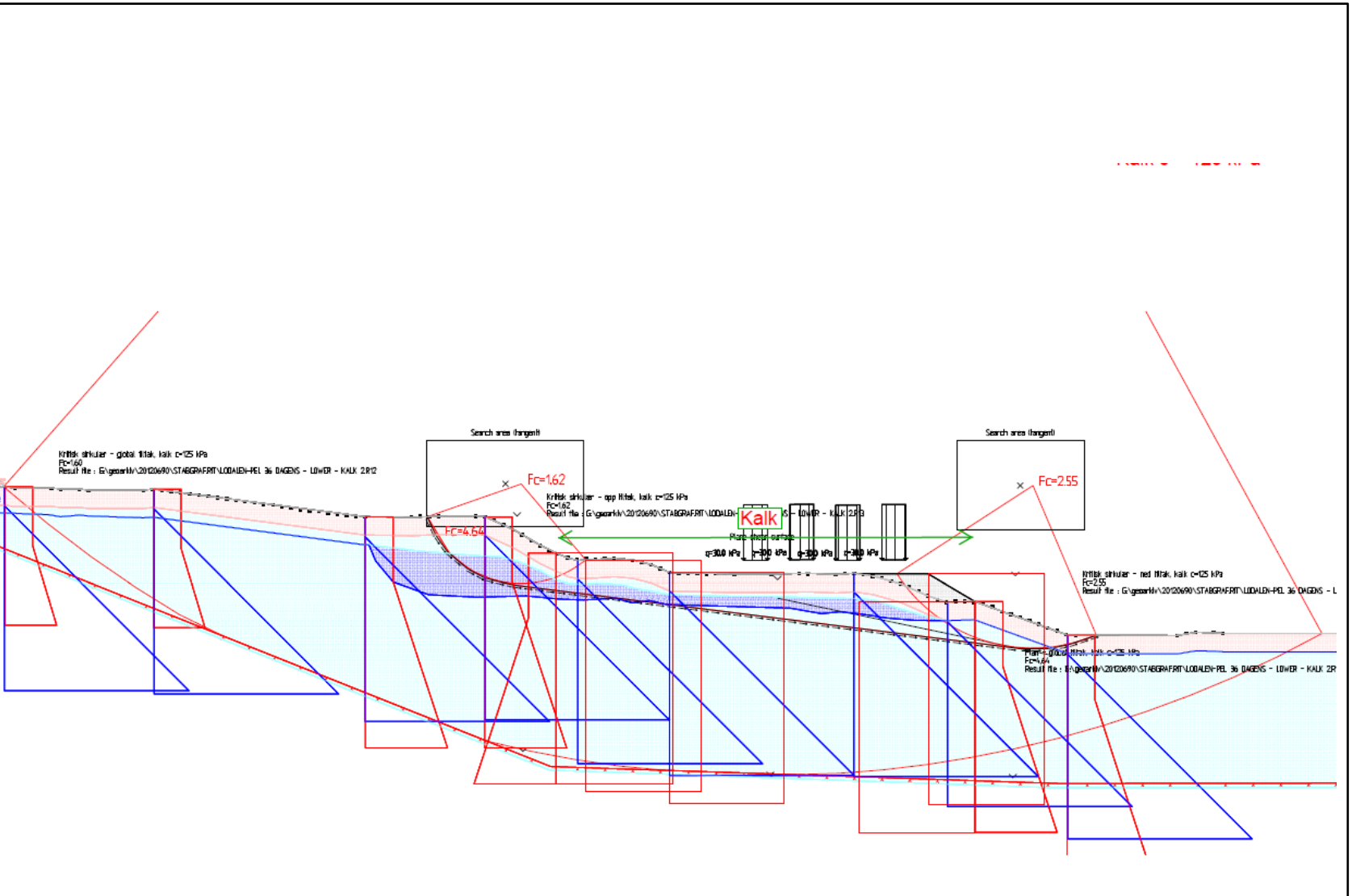


Geotekniske vurderinger vedrørende hensettingskapasitet i Lodalen

Pel 24 – Med tiltak – Beregnet materialfaktor

Rapportnr. 20120690	Figurnr. 6
Tegner CSe	Dato 2012-10-31
Kontrollert	
Godkjent	



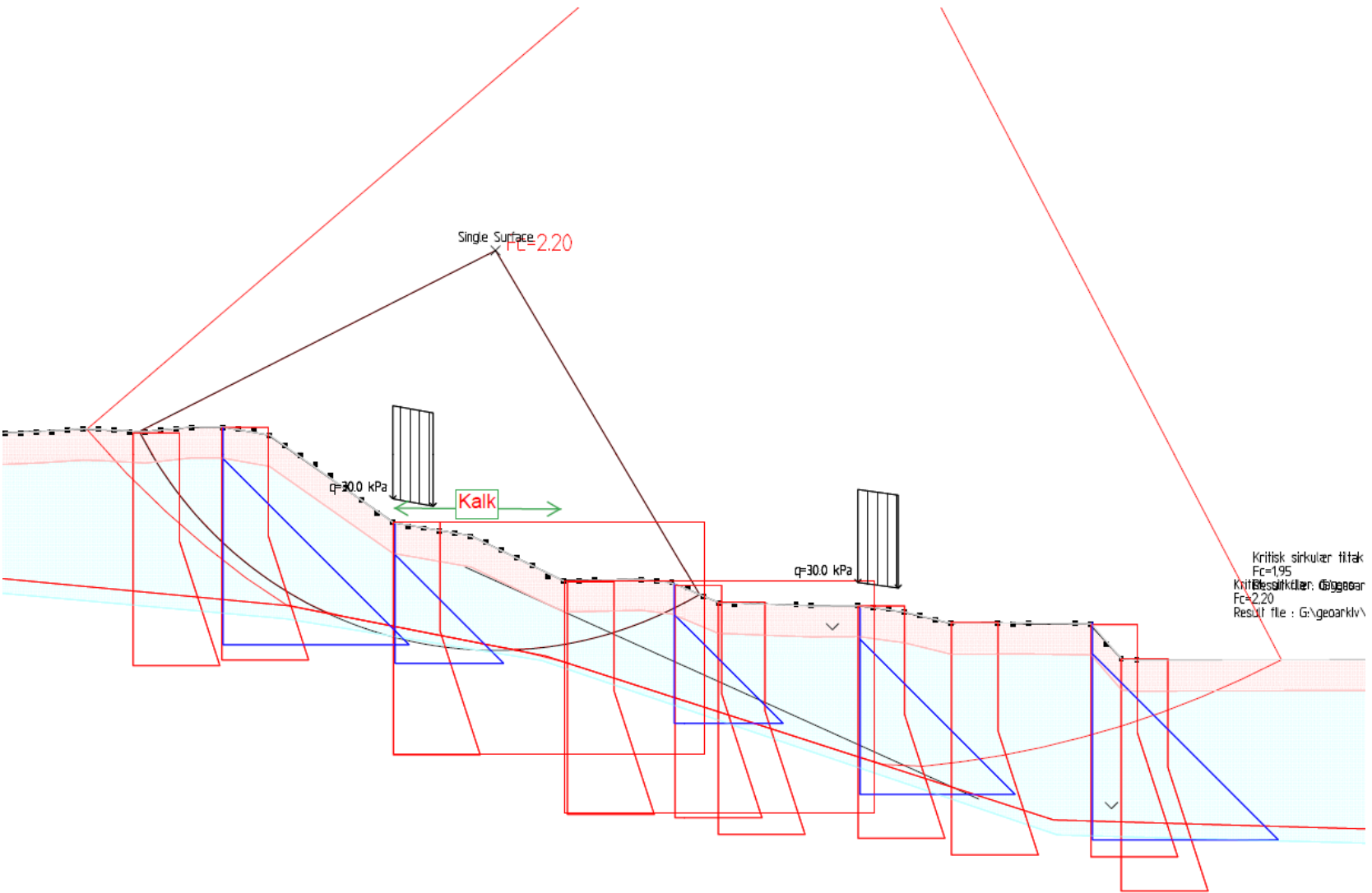


Geotekniske vurderinger vedrørende hensettingskapasitet i Lodalen

Pel 36 – Med tiltak – Beregnet materialfaktor

Rapportnr. 20120690	Figurnr. 7
Tegner CSe	Dato 2012-10-31
Kontrollert	
Godkjent	





Geotekniske vurderinger vedrørende hensettingskapasitet i Lodalen

Pel 45 – Med tiltak – Beregnet materialfaktor

Rapportnr.
20120690

Figurnr.
8

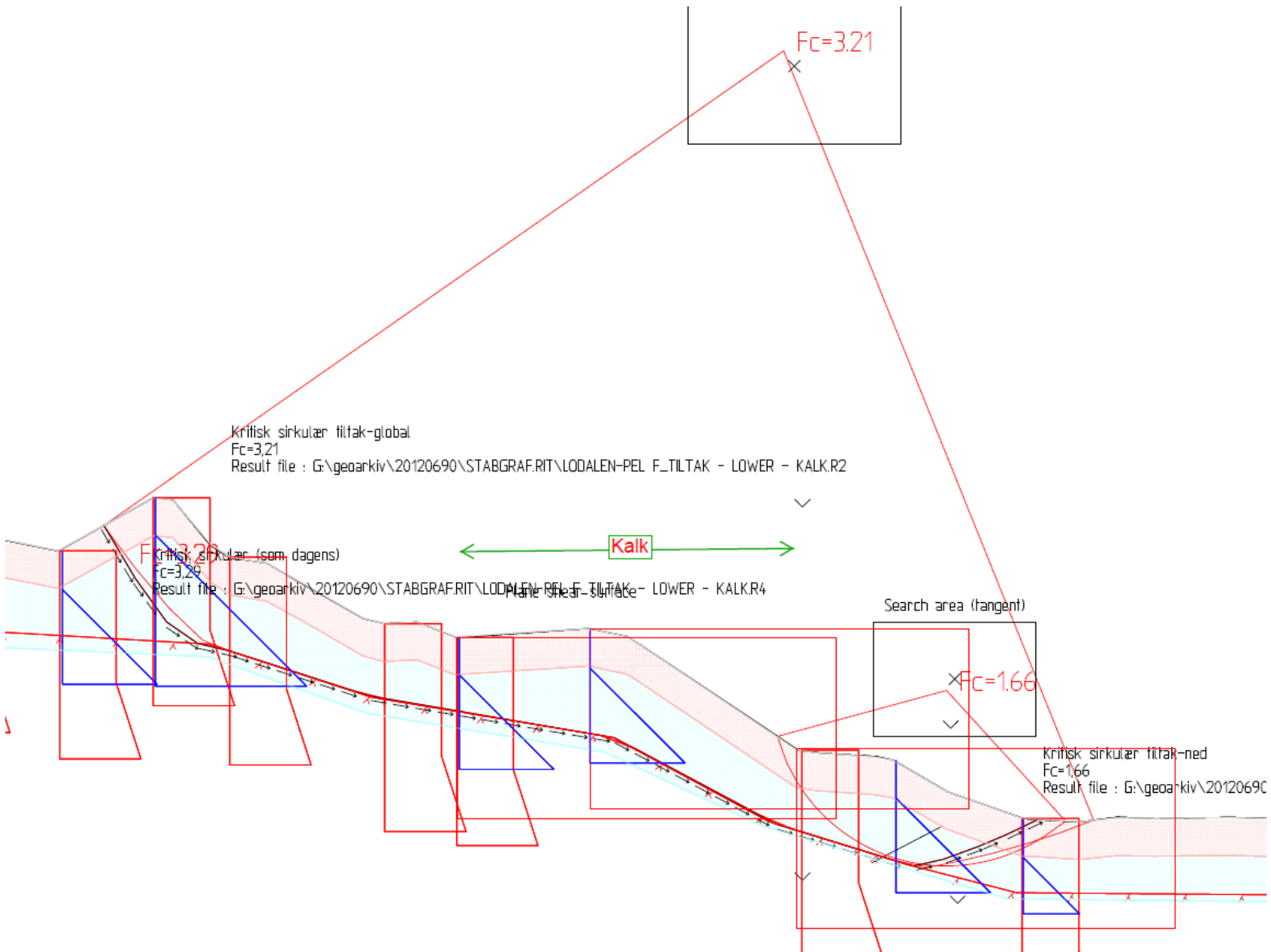
Tegner
CSe

Dato
2012-10-31

Kontrollert

Godkjent





Geotekniske vurderinger vedrørende hensettingskapasitet i Lodalen

Pel 56 – Med tiltak – Beregnet materialfaktor

Rapportnr. 20120690	Figurnr. 9
Tegner CSe	Dato 2012-10-31
Kontrollert	
Godkjent	



Kontroll- og referanseside/ Review and reference page



Dokumentinformasjon/Document information												
Dokumenttittel/Document title Utredning av stabilitet og forslag til tiltak					Dokumentnr./Document No. 20120690-01-R							
Dokumenttype/Type of document Rapport/Report		Distribusjon/Distribution Begrenset/Limited			Dato/Date 31. oktober 2012			Rev.nr.&dato/Rev.No.&date 0				
Oppdragsgiver/Client Jernbaneverket												
Emneord/Keywords Kvikk, stabilitet, kalk-sement												
Stedfesting/Geographical information												
Land, fylke/Country, County Oslo					Havområde/Offshore area							
Kommune/Municipality Oslo					Felt navn/Field name							
Sted/Location Lodalen					Sted/Location							
Kartblad/Map 1914 IV Oslo					Felt, blokknr./Field, Block No.							
UTM-koordinater/UTM-coordinates Sone 32 N6642208 E599318												
Dokumentkontroll/Document control												
Kvalitetssikring i henhold til/Quality assurance according to NS-EN ISO9001												
Rev./ Rev.	Revisjonsgrunnlag/Reason for revision				Egen- kontroll/ Self review av/by:		Sidemanns- kontroll/ Colleague review av/by:		Uavhengig kontroll/ Independent review av/by:		Tverrfaglig kontroll/ Inter- disciplinary review av/by:	
0	Originaldokument				BGK		HHe					
					CSe							
Dokument godkjent for utsendelse/ Document approved for release					Dato/Date 31. oktober 2012			Sign. Prosjektleder/Project Manager Bjørn Kalsnes				

NGI (Norges Geotekniske Institutt) er et internasjonalt ledende senter for forskning og rådgivning innen geofagene. Vi utvikler optimale løsninger for samfunnet, og tilbyr ekspertise om jord, berg og snø og deres påvirkning på miljøet, konstruksjoner og anlegg.

Vi arbeider i følgende markeder: olje, gass og energi, bygg, anlegg og samferdsel, naturskade og miljøteknologi. NGI er en privat stiftelse med kontor og laboratorier i Oslo, avdelingskontor i Trondheim og datterselskap i Houston, Texas, USA.

NGI ble utnevnt til "Senter for fremragende forskning" (SFF) i 2002 og leder "International Centre for Geohazards" (ICG).

www.ngi.no

NGI (Norwegian Geotechnical Institute) is a leading international centre for research and consulting in the geosciences. NGI develops optimum solutions for society, and offers expertise on the behaviour of soil, rock and snow and their interaction with the natural and built environment.

NGI works within the oil, gas and energy, building and construction, transportation, natural hazards and environment sectors. NGI is a private foundation with office and laboratory in Oslo, branch office in Trondheim and daughter company in Houston, Texas, USA.

NGI was awarded Centre of Excellence status in 2002 and leads the International Centre for Geohazards (ICG).

www.ngi.no



Hovedkontor/Main office:
PO Box 3930 Ullevål Stadion
NO-0806 Oslo
Norway

Besøksadresse/Street address:
Sognsveien 72, NO-0855 Oslo

Avd Trondheim/Trondheim office:
PO Box 1230 Pirsenteret
NO-7462 Trondheim
Norway

Besøksadresse/Street address:
Pirsenteret, Havnegata 9, NO-7010 Trondheim

T: (+47) 22 02 30 00
F: (+47) 22 23 04 48

ngi@ngi.no
www.ngi.no

Kontonr 5096 05 01281 /IBAN NO26 5096 0501 281
Org. nr./Company No.: 958 254 318 MVA

BSI EN ISO 9001
Sertifisert av/Certified by BSI, Reg. No. FS 32989

