

# FAGRAPPORT FROGNER KRYSSINGSPOR GEOTEKNIKK

01B	Første utgave	23.05.2012	SHO	ARU	LWP	
Rev.	Revisjonen gjelder	Dato	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. Av	
<b>HOVEDBANEN (LILLESTRØM – EIDSVOLL)</b>  <b>FROGNER KRYSSINGSSPOR</b>		Ant. sider, inkl vedlegg	Fritekst 1d	Detaljplan		
		<b>57</b>	Fritekst 2d			
			Fritekst 3d			
			Produsent	Atkins		
		Prod. dok. nr.				
		Erstatning for				
Erstattet av						
Prosjekt: <b>Frogner Kryssingsspor</b> Parsell: <b>Frogner</b>		Dokument nr. <b>URH-40-V-11919</b>			Rev. <b>01B</b>	
 <b>Jernbaneverket</b>		Dokument nr.			Rev.	

## INNHOLDSFORTEGNELSE

<b>1. INNLEDNING.....</b>	<b>3</b>
<b>2. PROSJEKTBEKRIVELSE.....</b>	<b>3</b>
<b>3. GRUNNLAG .....</b>	<b>5</b>
<b>4. GRUNNFORHOLD .....</b>	<b>6</b>
4.1 OVERSIKT GRUNNFORHOLD .....	6
4.2 KVIKKLEIRE OG SKREDHISTORIKK .....	8
<b>5. UTREDNING FARESONE.....</b>	<b>8</b>
5.1 INNLEDNING.....	8
5.2 METODIKK AVGRENSNING .....	8
5.3 BEGRENSNING UTBREDELSE AV PROGRESSIVE BRUDD .....	9
<b>6. BAKGRUNN STABILITETSBEREGNINGER .....</b>	<b>9</b>
6.1 JORDMODELL OG GENERELLE PARAMETRE.....	9
6.2 TEKNISKE KRAV .....	10
<b>7. STABILITETSFORHOLD – NORD FOR FROGNER BRU .....</b>	<b>11</b>
7.1 GRUNNFORHOLD OG VALG AV PARAMETRE.....	11
7.2 RESULTATER FRA BEREGNINGER.....	12
7.3 BEHOV AV SIKRINGSTILTAK .....	13
<b>8. STABILITETSFORHOLD – SØR FOR FROGNER BRU.....</b>	<b>13</b>
8.1 GRUNNFORHOLD OG VALG AV PARAMETRE.....	13
8.2 RESULTATER FRA BEREGNINGER.....	16
8.3 BEHOV AV SIKRINGSTILTAK .....	17
<b>9. KONKLUSJON.....</b>	<b>19</b>
<b>10. VEDLEGG.....</b>	<b>19</b>

## 1. INNLEDNING

Atkins har på oppdrag av Jernbaneverket utført grunnundersøkelser og en stabilitetsutredning for Frogner kryssingsspor og nytt stasjonsområde i Sørums kommun. Foreliggende fagrapport omhandler eksisterende og endrede stabilitetsforhold ifm planlagt nytt kryssingsspor. Geotekniske sikringstiltak foreslås der det er nødvendig av stabilitetsmessige årsaker.

Foreliggende rapport er et viktig innspill til Sørums kommunes reguleringsplan for området. Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) har fremmet en innsigelse til reguleringsplanen i et brev datert 05.09.2011 med en konklusjon der NVE mener at man "ikke [har dokumentert] at områdestabiliteten er tilstrekkelig". Krav til sikkerhetsnivå og utredningsomfang har også blitt omhandlet på møte mellom Jernbaneverket, Atkins (rådgiver) og NVE 16. mars 2012. Formålet med foreliggende rapport er å dokumentere at tilstrekkelig sikkerhetsnivå blir ivaretatt i prosjektet.

Rapportens inndeling:

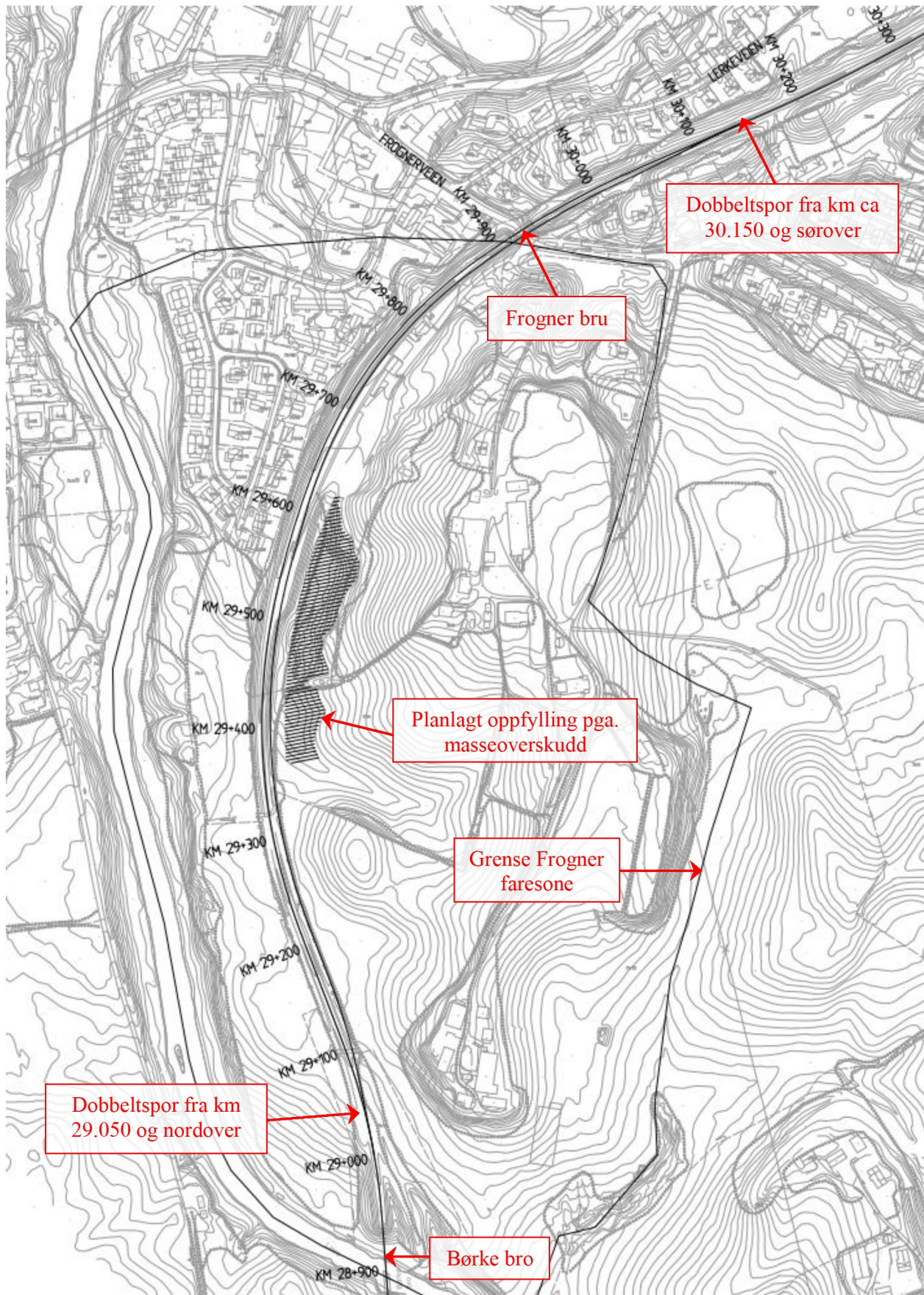
Kapittel	Innhold	Tilhørende vedlegg	
1	Innledning		
2	Prosjektbeskrivelse	1	
3	Grunnlag		
4	Oversikt grunnforhold		
5	Utredning faresone	2	
6	Bakgrunn stabilitetsberegninger	Beskrivelse av metodikk og parametre	
7	Stabilitetsforhold nord for Frogner bru	Resultat fra beregninger, diskusjon og behov av sikringstiltak	3
8	Stabilitetsforhold sør for Frogner bru		4
9	Konklusjon	-	5

Det har tidligere blitt gjennomført en stabilitetsutredning for nytt stasjonsområdet ved Melvoll, se rapport URH-40-V-11918, rev 05B, datert 11.04.2012.

## 2. PROSJEKTBEKRIVELSE

Prosjektområdet ligger i Sørums kommun. Eksisterende jernbane ble bygget på 1850-tallet og har idag enkeltspor foruten ved eksisterende stasjon der det er dobbeltspor mellom km ca 29.500 og ca 29.900. Det nye kryssingsspoet planlegges mellom km ca 29.050, ca 100 m nord for Børke bro, og ca 30.150, ca 200 m sør for planlagt stasjonsområde. Se oversiktskart i Figur 1.

En oppfylling planlegges sør for eksisterende Frogner stasjon pga. masseoverskudd, se figuren.



Figur 1 – Oversiktskart Frogner kryssingsspor

### 3. GRUNNLAG

Atkins har utført grunnundersøkelser innenfor prosjektet i to omganger, den første i perioden april til juli 2011, og den andre i perioden november til desember 2011. Det har blitt foretatt sonderinger, prøvetaking, laboratorieundersøkelser og grunnvannsmålinger. Et oversiktskart over borpunkter vises i Vedlegg 1. For fullstendig redegjørelse for utførte felt- og laboratorieundersøkelser, se "Datarapport – Grunnundersøkelser Frogner stasjon og kryssingsspor", utarbeidet av Atkins, datert 22.01.2012 [ref /A/], samt i en to-delt rapport "Frogner stasjon – Grunnundersøkelser, Datarapport", ref.nr 121805-1/2, utarbeidet av Multiconsult AS, datert 15.7.2011/20.7.2011 [ref /B/].

Følgende grunnlag har blitt brukt i (ref.nr.):

- /1/ Tidligere undersøkelser "Grunnundersøkelser for omlegging av Rv. 170 Mo – Hval", utarbeidet av Statens Vegvesen, Veglaboratoriet, datert 01.11.1972;
- /2/ Tidligere utredning "Foreløpig redegjørelser om grunn- og fundamenteringsforhold for omlegging av Rv. 170 Mo – Hval", utarbeidet av Statens Vegvesen Veglaboratoriet Geoteknisk seksjon, datert 26.10.1970;
- /3/ Tidligere utredning "Tilleggsrapport om nødvendige sikringstiltak ved profil 1250 – 1450 (NSB 13,63), Omlegging av Rv 170 Mo – Hval", utarbeidet av Statens Vegvesen Veglaboratoriet Geoteknisk seksjon, datert 18.03.1971;
- /4/ Tidligere undersøkelser og vurdering "Grunnundersøkelser – Datarapport" og "Vurdering av rasfare og tiltak for å stanse videre utrasing", daterte 07.12.2000, utarbeidet av Norges Geotekniske Institutt;
- /5/ Diverse tegninger fra grunnundersøkelser, vedlegg til rapport C750A nr, datert 20.07.1987;
- /6/ Tidligere undersøkelse "Vedr: Prosjektert boligfelt ved Frogner", utarbeidet av Haukelid A/S, datert 04.02.1976;
- /7/ Tidligere undersøkelser og vurdering "Datarapport med utførte grunnundersøkelser" og "Vurdering av fare for videre rasutvikling of forebyggende tiltak", daterte 03.12.2000 og 06.12.2000, utarbeidet av Norges Geotekniske Institutt;
- /8/ Tidligere undersøkelser og vurdering "Grunnundersøkelser – Datarapport" og "Vurdering av fare og tiltak for å stanse videre utrasing", daterte 29.05.2001, utarbeidet av Norges Geotekniske Institutt;
- /9/ Tidligere utredning "Risiko for kvikkleireskred, Sørums kommun", utarbeidet av Norges Geotekniske Institutt, dato 13.01.2009;
- /10/ Tidligere utredning "Program for økt sikkerhet mot leirskred – Evaluering av risiko for kvikkleireskred Sørums kommun", utarbeidet av Norges Geotekniske Institutt, dato 03.03.2005.
- /11/ Vedlegg "Förslag till metodik för att ta hänsyn till sekundära skred", fra forskningsrapport "Vägbyggande med hänsyn till omgivningens stabilitet", opprettet av Vägverket Region Väst og Statens Geotekniska Institut, datert 29.05.2008;
- /12/ Tidligere grunnundersøkelse "Grunnundersøkelser for skoletomt ved Frogner skole", utarbeidet av Haukelid A/S, datert 15.04.1971.
- /13/ Tidligere undersøkelser "Frognerveien i Sørums kommun – Grunnundersøkelser og geoteknisk datarapport", utarbeidet av Noteby AS/Multiconsult, datert 07.10.1999;
- /14/ Tidligere undersøkelse og vurdering "Stabilitetsvurdering, Frogner Kirkegård, Frogner i Sørums kommun, Akershus", utarbeidet av Golder Associates, datert 31.03.2011;
- /15/ Tidligere undersøkelse "Grunnundersøkelser for Frogner idrettspark" og tegninger 3507-1, 02 og prøveanalyse, utarbeidet av Veglaboratoriet, datert 15.02.1989;
- /16/ Tidligere undersøkelse "Vedr: Frogner barneskole, Sørums kommun – Grunnundersøkelser", utarbeidet av Siv.Ing. Per Øivind Fredheim, datert 07.06.2002;

- /17/ Tidligere undersøkelse ”Vedr: Frogner skole, Sørums kommun, Nytt tilbygg – Grunnundersøkelser”, utarbeidet av Ingeniørfirmaet Haukelid A/S, datert 27.09.1988;
- /18/ Tidligere undersøkelse ”Grunnundersøkelse for utvidelse av Frogner skole – Sørums kommun”, utarbeidet av Siv.Ing. Kaare Flaate, datert 06.06.1969;
- /19/ Tidligere undersøkelse ”Nytt vannledningsanlegg – Frognerveien – Leirud”, utarbeidet av Multiconsult, datert 27.01.2004;
- /20/ Tidligere undersøkelse ”Vedr: Frogner sentrum Eiendom 73/5 mfl”, utarbeidet av Siv.Ing. Per Øivind Fredheim, datert 08.09.2010;
- /21/ Tidligere undersøkelse ”Frogner stasjon-innfartsparkering”, utarbeidet av Statens Vegvesen, region øst, datert 03.15.2010;
- /22/ Diverse tegninger fra grunnundersøkelser, utarbeidet av Haukelid A/S, daterte 17.07.1991;
- /23/ Tidligere undersøkelser ”Datarapport, Grunnundersøkelser, Frogner stasjon, Sørums kommun”, dato 27.03.1996, utarbeidet av NVK Terraplan AS;
- /24/ Tidligere undersøkelser ”Hovedbanen ved Frogner undergang ved Jernbanebru over Leira”, utarbeidet av GeoSem, dato 29.08.2007;
- /25/ Tidligere utredning ”Kvikkleiresoner – Sørums kommun”, utarbeidet av Løvlien Georåd, dato 06.03.2007;
- /26/ Tidligere utredning ”Rv.170 v/Frogner, Trafotransport”, utarbeidet av Statens Vegvesen, dato 18.01.1973;
- /27/ Tidligere utredning ”Setning i banelegemet på Frogner stasjon, Hovedbanen” utarbeidet av Rosenlund, dato 29.01.1930;
- /28/ Tidligere utredning ”Vedrørende tungtransport fra Frogner stasjon” utarbeidet av NSB, dato 24.08.1973;
- /29/ Diverse tegninger og dokumenter:, dato 05.03.86, Haukelid A/S.
- /30/ E-post fra Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), datert 22.03.2012.

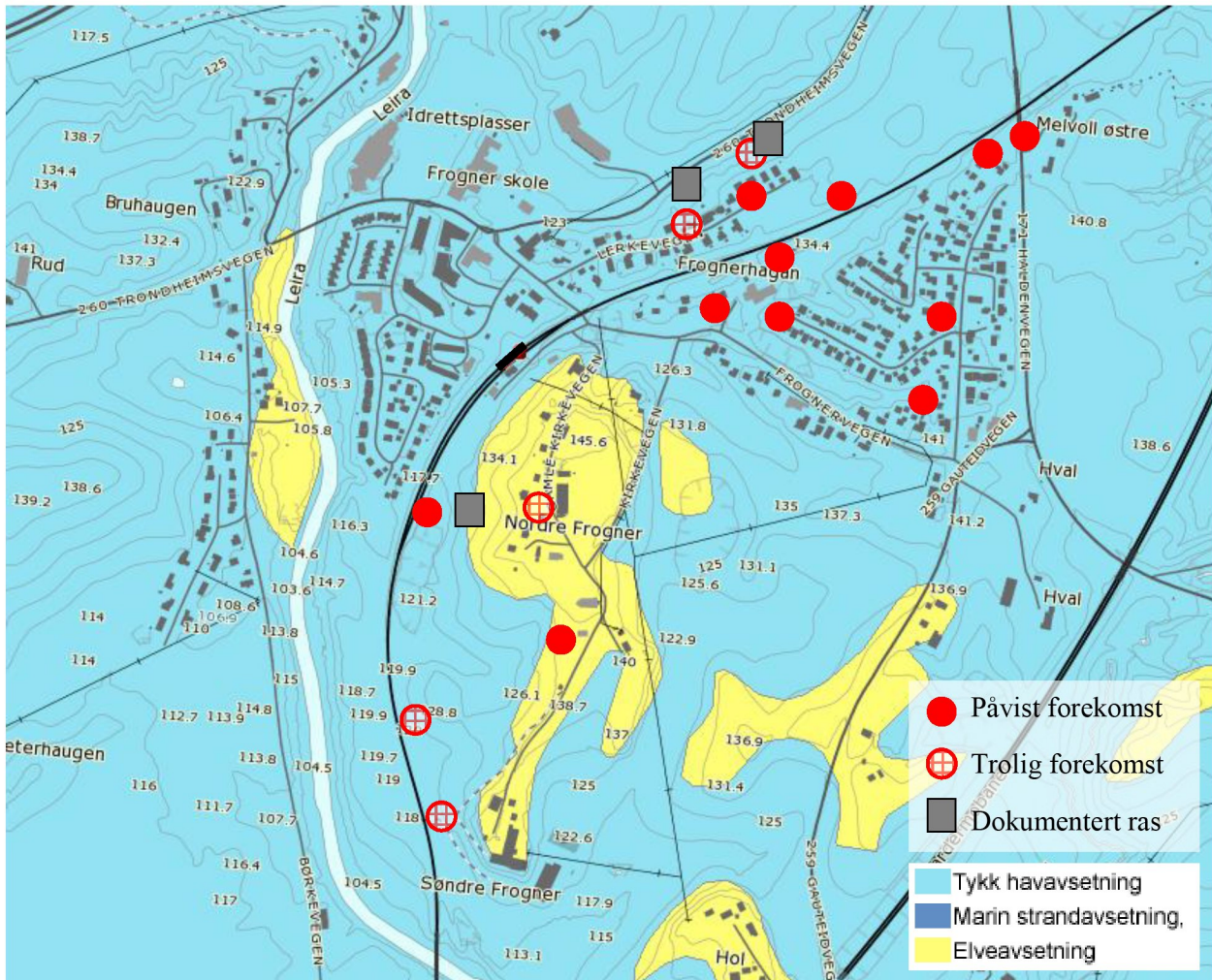
## 4. GRUNNFORHOLD

### 4.1 Oversikt grunnforhold

I sør går jernbanen fra et nivå omtrent med kote +115 m over havnivå (moh) til nivå omtrent +124 moh ved eksisterende Frogner stasjonsområde. I sør går jernbanen gjennom terreng med åkerjord med et høydeområde øst for jernbanen, og elven Leira vest for jernbanen med kote ca +104 moh. Ved stasjonsområdet finnes bratte skråninger ned til boligstrøket i sentrale Frogner. Lengre østover, ved Frogner kirkegård, ligger terreng på nivå med kote ca +140-145 moh. Omtrent fra bru over Frogneveien og nordover går jernbanen i en skjæring med løsmasserygger på begge sider av jernbanen. Jernbanen har nivå fra ca +125 til ca +134 moh, mens terrenget har nivå opp til ca +140 moh vest for jernbanen og ca +135 moh øst for jernbanen. Løsmasseryggen vest for jernbanen avgrenses av Trondheimsvegen som ligger omlag 100 m vest for jernbanen på kote ca +122 moh. På høydeområdet ligger et boligstrøk (Lerkevegen).

Området ligger hovedsakelig på mektige marine avsetninger fra perioden i slutten av siste istid. Disse marine avsetninger består hovedsakelig av leire med noe eller høyt siltinnhold og noe sand. Opprinnelig har troligvis disse avsetningene vært overlagret med elveavsetninger innholdene noe større fraksjoner, hovedsakelig sand. På grunn av landhevingen har løsmassene delvis erodert og rast bort, dette har skapt et typisk ravinelandskap med noen gjenstående høydeområdet. Nivå på opprinnelig terrengnivå er noe usikker, men utfra topografisk og kvartærgeologiske kart er nivået konservativt antatt til kote +143 moh. Dette overensstemmer også vel med utførte ødometerforsøk,

ref /B/. Et kvartærgeologisk kart vises i Figur 2. De marine leiravsetningene er på grunn av dette hovedsaklig overkonsolidert. Overkonsoliderings-graden øker med synkende terrengnivå og er som størst ved Leira der den anslagsvis er omtrent 2 – 4. Dette overensstemmer også med utførte ødometerforsøk, ref /A/. På grunn av den forskjellige overkonsolideringen varierer også ofte leiravsetningens skjærstyrker med terrengnivå.



**Figur 2: Kvartærgeologisk oversiktskart med påvist forekomst og trolig forekomst av kvikkleire. Kartleggingen er basert på geotekniske sonderinger, prøvetakinger og in-situ vingebooring. Kartet baseres på enkelte borrhuller hvorfor utstrekningen av sprøbruddmaterialer er usikker og kan derfor finnes andre steder (kart fra [www.skrednett.no](http://www.skrednett.no)).**

Leiren nord for Frogner bru (over Frognervegen) er hovedsaklig middels fast med skjærfastheter rundt 30 – 50 kPa i toppen med en generell økning med ca 3 kPa/m mot dybden fra ca 5 – 10 m under terreng. De øverste 2 – 4 m er tørrskorpe. Oppmålt poretrykk ved planlagt stasjonsområde motsvarer en grunnvannstand på ca 2 – 3 m under terrengnivå, og er utfra erfaring fra nærliggende områder dypere i høydeområdene.

Leirens skjærfasthet sør for Frogner bru varierer med terrengnivå og grunnundersøkelser, men er generelt høyere på lavere terrengnivåer, og varierer mellom 50 og 70 kPa nær elven Leira. Opp mot høydeområdet øst for jernbanestrekningen er skjærfastheten mellom 40 og 60 kPa. Også her øker skjærfastheten med ca 3 kPa/m mot dybden. Oppmålt poretrykk varierer men motsvarer

hovedsaklig en grunnvannstand ca 1 – 4 m under terrenget langs jernbanen. Grunnvannstandens dybde øker mot høydeområdet og er her omtrent på 5 – 10 m eller mer.

Dybde til fjell er meget stor og har i ref /1/ blitt målt med seismiske refraksjonsmålinger til over 50 m fra terrengnivå ved Haldenvegens bru over jernbanen. I et borpunkt ca 100 m nord for Frogner kirke ble faste masser påtruffet på ca 55 m dybde.

## 4.2 Kvikkleire og skredhistorikk

Figur 2 viser også en sammenstilling over hvor det gjennom prøvetaking er påvist forekomst av kvikkleire eller andre løsmassematerialer med sprøbruddegenskaper. Figuren viser også hvor det utfra sonderingsanalyser trolig finnes kvikkleire/sprøbruddmateriale. Det er dokumentert flere ras/utglidninger i Frogner, se Figur 2. I forbindelse med tre av disse ble det utført grunnundersøkelser og sikringstiltak for å stanse evt. videre rasutvikling (ref /4/, /7/, /8/).

Raset vest for Frogner kirke (ref /4/) år 2000 ble utløst under en periode med ekstrem nedbørmengde. Raset var ca 4 – 5 m dypt og skjedde i en skråning med ca 1:5 m hellning. Grunnundersøkelser som ble gjennomførte etter raset viste at raset ikke berørte leire med kvikke egenskaper som låg 3 – 5 m under glideflaten. Etterfølgende stabilitetsberegninger viste en beregnet sikkerhetsfaktor på 1,08 – 1,15 for en situasjon før raset. Glideflaten i beregningene var derimot ca 30 m dyp. Det ble gjennomført sikringstiltak med oppfylling av steinmasser i nedkanten av raset som beregningsmessige økte sikkerhetsnivået med ca 12 – 15 %.

Raset ble sannsynligvis utløst av uvanlig høyt poretrykk som minsker jordens effektivspenning og skjærstyrke, høyst sannsynligvis kombinert med indre erosjon. Det ble observert at det rann en del vann gjennom rasområdet.

## 5. UTREDNING FARESONE

### 5.1 Innledning

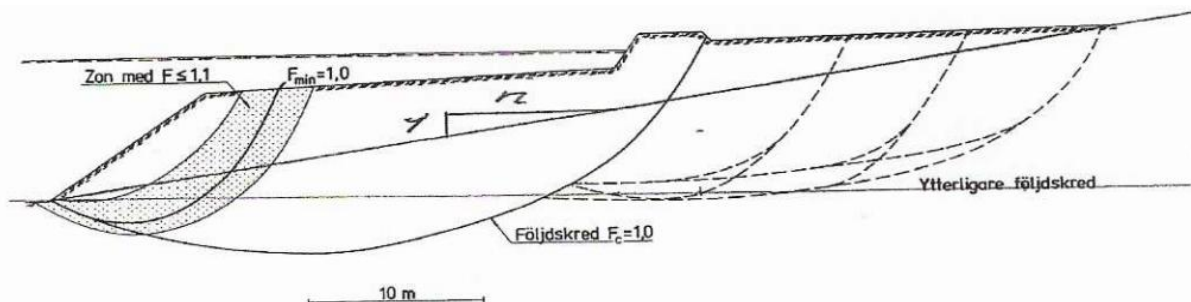
Prosjektområdet ligger innenfor faresone nr 63 Frogner, se kart i Figur 1. Faresonen er klassifisert med ”lav faregrad”, dvs. lav sannsynligheten for skred, se [www.skrednett.no](http://www.skrednett.no) og ref /10/. Faregraden er evaluert på grunnlag av topografiske forhold og antatt informasjon av grunnforhold og hydrogeologiske forhold.

I forbindelse med utbygging av nytt kryssingsspor utføres her en analyse over utbredelse av evt. progressive skred fra faresonens østre del, dvs. øst for høydeområdet der Frogner kirke ligger.

### 5.2 Metodikk avgrensning

Analysen har blitt utført utfra prinsippet at et progressivt brudd begrenses av en glideflate med hellning på 1:15 fra et evt. initialskred, se Figur 3. Dette er basert på tidligere utredninger, forskning og erfaringer fra dokumenterte kvikkleireskred, ref /11/. Dette er også godkjent av NVE, ref /30/.





Figur 3: Prinsipp på maksimal utbredelse av progressivt brudd der  $\eta \leq \text{ca } 15$ , fra ref /11/

### 5.3 Begrensning utbredelse av progressive brudd

Ut fra antagelsen at et initialskred skjer et sted i en skråning øst for høydeområdet har en topografisk studie blitt gjennomført for å analysere maksimal utbredelse av progressive brudd mot jernbanen. Vedlegg 2 viser er oversikt over den maksimale utredelsen innenfor faresonen.

Analysen viser at ingen progressive brudd er mulig fra den østre delen av faresonen som kan påvirke jernbanen. Planlagte tiltak for kryssingssporet vil ikke påvirke stabilitetsforhold, poretrykk- eller erosjonsforhold ved høydeområdet eller øst for høydeområdet.

## 6. BAKGRUNN STABILITETSBEREGNINGER

### 6.1 Jordmodell og generelle parametre

Alle stabilitetsberegninger er utført med dataprogrammet Slope/W som bruker limit equilibrium metoden, dvs. grenselikevektsmetoden og lamellemetoden. Beregningene baseres på Morgenstern-Price metode. Alle analyser er utført med udrenert jordoppførsel og ADP-metoden, dvs. anisotrope styrkeegenskaper. Forholdet mellom aktiv, direkte og passiv skjærfasthet på leire er antatt til  $s_{uD} = 0,7 s_{uA}$  og  $s_{uD} = 0,4 s_{uA}$ . For alle snitt beregnes sikkerhetsfaktor med sirkulærsylindriske glideflater.

Leirens udrenerte skjærfasthet er valgt ut fra laboratorieundersøkelser, vingeboing, CPTU-sondering samt ut fra empiriske korrelasjoner som antas variere med overkonsolideringsgrad, OCR:

$$s_{uA} = 0,3 \times p'_0 \times OCR^{0,65}$$

der  $OCR = p'_c / p'_0$

$p'_0$  = overlagringstrykk (kPa)

$p'_c$  = forkonsolideringstrykk (kPa), fra ødometerforsøk eller opprinnelig terrengnivå

På grunn av løsmassenes sprøbruddegenskaper har det stedvis vært utfordringer med måling av udrenert skjærstyrke. Prøvetaking og vingeboing i kvikkleire har vist store forstyrrelser med lave nivåer på skjærstyrker. Det har her derfor blitt lagt stor vekt på empiriske korrelasjoner. I leire uten sprøbruddegenskaper har grunnundersøkelser derimot gitt relativt god overensstemmelse med empiriske korrelasjoner.

Følgende parametre er brukt på jordarter (hvis ikke annet gis av laboratorieundersøkelser):

Jordart	Romvekt (kN/m <sup>3</sup> )	Kohesion c' (kPa)	Friksjonsvinkel $\phi'$ (°)	Effektivspennings- analyse (kPa / °)
Oppfyllingsmasser	20	0	45	- " -
Tørrskorpe/silt/sand	20	0	35	- " -
Leire	20	s <sub>u</sub> -profil/ADP	0	c' = 0 / $\phi'$ = 30

**Tabell 1: Parametre for stabilitetsberegninger**

Jordlagsgeometri og parametre for skjærfasthet gis i vedlegg for respektive beregningsnitt. Ettersom dybde til faste jordlag er til stor del ukjent så er dette antatt etter beste skjønn med. Dette utgjør uansett en usikkerhet i beregningene. Last fra trafikk og bygninger har meget liten effekt og er derfor ikke tatt hensyn til i de fleste snitt, det er derimot utført kontrollberegninger i utvalgte snitt.

## 6.2 Tekniske krav

Prosjektets tekniske krav baseres i hovedsak på Jernbaneverkets Teknisk regelverk, se <https://trv.jbv.no>. Veiledende krav på materialfaktor/sikkerhetsfaktor mot utglidninger, skred og ras er satt til følgende ved bruk av ADP-analyse:

Skadekonsekvens	Bruddmekanisme		
	Seigt	Nøytralt	Sprøtt
Mindre alvorlig	1,2	1,3	1,4
Alvorlig	1,3	1,4	1,5
Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

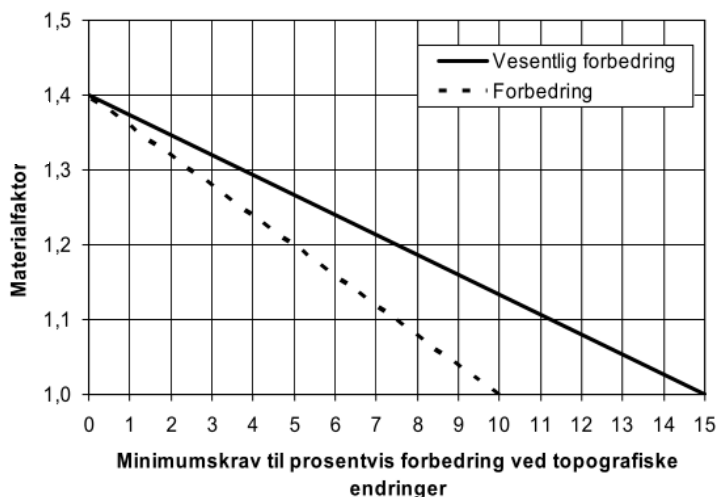
**Tabell 2: Veiledende krav på sikkerhetsnivå iht. Teknisk regelverk**

Skadekonsekvensklasse betraktes som "meget alvorlig". Avhengig av type bruddmekanisme er veiledende krav på sikkerhetsnivå (sikkerhetsfaktor) 1,4 – 1,6.

Norges Vassdrags- og energidirektorat (NVE) stiller også krav på sikkerhet mot skred innenfor området med kvikkleireavlagringer og er gitt i NVEs retningslinjer 2:2011 "Flom- og skredfare i arealplaner", og veileder "Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper". Følgende sikkerhetskrav gjelder (tiltakskategori K3):

- Absolutt sikkerhetsnivå, materialfaktor/sikkerhetsfaktor (SF) = 1,4, eller
- Relativ forbedring av sikkerhetsnivå, dvs. prosentvis forbedring ved topografiske endringer, se Figur 5 nedenfor.

Da Frogner faresone har blitt klassifisert med lav faregrad så gjelder "forbedring" iht. Figur 4.



Figur 4: Krav på relative forbedring ved topografiske endringer (fra NVEs retningslinjer)

## 7. STABILITETSFORHOLD – NORD FOR FROGNER BRU

### 7.1 Grunnforhold og valg av parametre

Et oversiktskart over beregningsnittene vises i Figur 5, og beregningsresultater i Vedlegg 3. Nedenfor redegjøres for valg av aktiv udrenert skjærstyrker ( $s_{uA}$ ) for hvert beregningsnitt. Grunnlag for valg vises i hvert snitt i Vedlegg 3.

#### 30.280

Terrenget ved Lerkevegen ligger på kote ca +138-139 moh med en skråning ned mot jernbanen med kote ca +130. Skjærstyrker er valgt basert på vingeboringer, laboratorieundersøkelser og CPTU-sondering samt empiri og er 35 kPa økende mot dybden med 3 kPa/m ved høydeområdet, og omtrent 50+3 kPa/m ved jernbanen. Her planlegges ikke vesentlige tiltak eller endringer av terrenget.

#### 30.175

Terrenget ved Lerkevegen ligger på kote ca +138 med en forholdsvis bratt (ca 1:2) og høy (ca 10 m) skråning ned til jernbanen på kote ca +129. Skjærstyrker er valgt på basis av vingeboringer, laboratorieundersøkelser og CPTU-sondering samt empiri. Ved høydeområdet er det valgt  $s_{uA} = 30$  kPa under tørrskorpelaget med en økning på +3 kPa/m, og ved jernbanen noe høyere på grunn av en større overkonsolideringsgrad, 50+3 kPa/m. Kvikkleiren ligger på kotenivå omtrent +120 moh. Her planlegges drøyt 1 m utgraving i skråningsfoten pga. baksing av eksisterende spor.

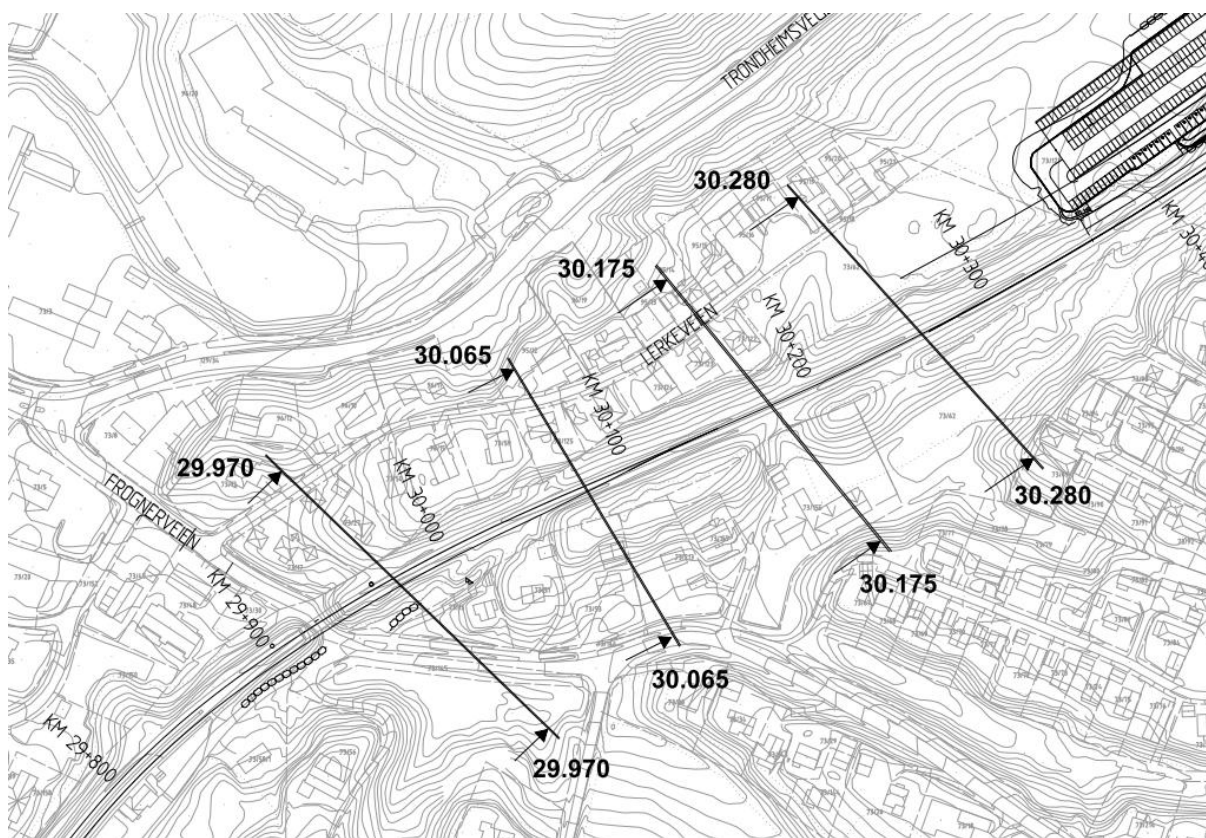
#### 30.065

Lerkevegen ligger her på kote ca +134 og jernbanen på ca +128. Skjærfasthet  $s_{uA}$  er valgt til 40 kPa ned til ca 5 – 7 m dybde, deretter +3 kPa/m, og ved jernbanen om lag 45+3 kPa/m. Her planlegges ca 1 m utgraving i skråningsfoten mot høydeområdet Lerkevegen og utgraving for plassering av en driftsveg øst for jernbanespetet.

#### 29.970

Lerkevegen ligger her på kote ca +130 som stiger mot nord, og jernbanen på ca +127 som ligger nære toppen på en mindre skråning med høyde 5 – 7 m mot øst. Leirens skjærfasthet er på basis av

laboratorieundersøkelser, vingeboringer, CPTU-sonderinger og empiri valgt til 50 kPa de øverste ca 10 m, deretter +3 kPa/m. En oppfylling øst for jernbanen planlegges for plassering av en driftsveg.



Figur 5: Oversiktskart beregninger nord for Frogner bru

## 7.2 Resultater fra beregninger

Samtlige beregningsnitt vises i Vedlegg 3. Tabell 3 gir en oppsummering av de forskjellige snittene. Det skal bemerkes at alle sikkerhetsfaktorer baseres på sirkulærsylindriske glideflater og kan derfor skille noe seg fra beregninger i rapport URH-40-V-11918.

Snitt	Totalspennings-analyse	Effektivspennings-analyse	Merknad
30.280	1,4	1,5	Lokalstabilitet
	1,9	2,9	Områdestabilitet
30.175	1,4	2,4	Dype glideflater
	→ 1,2	1,6	Grunne glideflater
30.065	1,9	2,3	Lokalstabilitet
	-	-	Områdestabilitet, ikke relevant
29.970	1,4	1,7	Lokalstabilitet
	1,8	3,8	Områdestabilitet

Tabell 3: Eksisterende forhold

Snitt	Totalspenningsanalyse		Effektivspennings- analyse	Merknad
	SF	Endringer ift eks.*		
30.280	-	-	-	Ikke relevant †
30.175	1,4	≈ 0 %	2,4	Dype glideflater
	→ 1,1	- 13 %	1,2-1,3	Grunne glideflater
30.065	1,6	- 16 %	2,0	Lokalstabilitet
	-	-	-	Ikke relevant, se Tabell 3
29.970	1,5	+ 8 %	2,5	Lokalstabilitet
	1,8	≈ 0 %	3,9	Områdestabilitet

\* I forhold til Tabell 3.

† Ikke relevant, ingen topografiske endringer, beregninger gir samme resultater som eksisterende

#### Tabell 4: Planlagte forhold

### 7.3 Behov av sikringstiltak

Snitt 30.280, 30.065 og 29.970 viser både for eksisterende og planlagte forhold tilstrekkelig sikkerhetsnivå. Snitt 30.175 derimot viser lavt sikkerhetsnivå pga. skråningshøyden og er for eksisterende forhold omtrent 1,2 og etter planlagt tiltak omtrent 1,1. Dette på grunn av behov for utgraving for baksing, dvs. sideveis flytting, av eksisterende spor av sporgeometriske årsaker.

Det kreves derfor geoteknisk sikringstiltak i snitt 30.175. Overslagsberegninger har blitt utført i beregningsprogrammet Slope/W som viser at en spuntkonstruksjon med stagforankring med løsmassestag øker sikkerhetsnivået i skråningen til 1,4 (en økning med 25 %). Spunten plasseres i skråningen sånn at evt. glideflater ovenfor spunten har tilstrekkelig sikkerhetsnivå, dvs. 1,4. Beregningen vises i Vedlegg 3, snitt 30.175.

## 8. STABILITETSFORHOLD – SØR FOR FROGNER BRU

### 8.1 Grunnforhold og valg av parametre

Et oversiktskart over beregningsnitt vises i Figur 6. I Vedlegg 4 finnes samtlige resultater i disse snittene. Nedenfor redegjøres for valg av i aktiv udrenert skjærstyrker ( $s_{uA}$ ) for hvert beregningsnitt. Grunnlag for valg vises i hvert snitt i Vedlegg 4.

#### Snitt 28.880 og 28.880T

Jernbanen går i snitt 28.800 på en voll med en ca 5 – 10 m høy skråning vest for jernbanen. Sporet ligger på kotenivå ca +126-127 moh. Øst for jernbanen finnes et høydeområde. Skjærfastheten, basert på nærliggende laboratorieundersøkelser og empiri, er tolket til 50+3 kPa/m. Et forsiktig valg har blitt gjort pga. at konus og enaks trykkforsøk viser lavere verdier enn empiri. Det planlegges en mindre oppfylling øst for eksisterende spor for plassering av nytt dobbeltspor.

#### Snitt 29.740

Jernbanen og eksisterende stasjonsområde ligger på kotenivå ca +124-125 moh med en bratt skråning vestover ned mot boligstrøket i Frogner sentrum. Skråningen er 10 – 15 m høy. Øst for jernbanen går høydeområdet med høyeste punkt på kote ca +145 moh. Skjærfastheter er valgt til

50+3 kPa/m ved høydeområdet og 60+3 kPa/m ved boligstrøket nedenfor jernbanen. Valget er basert på tidligere grunnundersøkelser med laboratorieanalyser og vingeboringer samt empiri. Eksisterende og planlagte forhold er her de samme da eksisterende dobbeltspor og stasjon bevares.

#### Snitt 29.630

Jernbanen og eksisterende stasjonsområde ligger på kotenivå ca +123 moh med en bratt skråning vestover ned mot boligstrøket i Frogner sentrum. Skråningen er 5 – 10 m høy. Øst for jernbanen går høydeområdet med høyeste punkt på kote ca +145-146 moh. Skjærfastheten er basert på enkelte laboratorieundersøkelser og empiri og er varierende mellom 60 og 70 kPa, med 3 kPa/m økning mot dybden. Relativt stor vekt er lagt på empiriske forhold, da disse stemmer vel overens med grunnundersøkelser i nærområdet. Eksisterende og planlagte forhold er her de samme da eksisterende dobbeltspor og stasjon bevares.

#### Snitt 29.520

Jernbanevollen i snitt 29.520 er omtrent 10 m høy og har kote ca +123 moh. Elven Leira renner om lag 100 – 120 m vest for jernbanen. Høydeområdet østover har kote ca +144 moh. Skjærfastheten er basert på CPTU-sonderinger, prøvetaking og laboratorieundersøkelser og empiri og er her mellom 60+3 og 75+3 kPa/m, økende med lavere terrengnivå pga. økende konsolideringsgrad. Raset som er beskrevet i avsnitt 4.2 skjedde nær dette snittet. Her planlegges en relativt stor oppfylling mellom jernbanen og høydeområdet, se Figur 6.

#### Snitt 29.440

Jernbanevollen er her drøyt 5 m høy. Terrenget har en svak helning østover mot høydeområdet som har kotenivå ca +140 moh ved Frogner kirke. Skjærfastheten er basert på CPTU-sonderinger, laboratorieundersøkelser og empiri og er varierende mellom 40+4 og 70+3 kPa/m. Her planlegges en oppfylling øst for jernbanen, se Figur 6.

#### Snitt 29.260

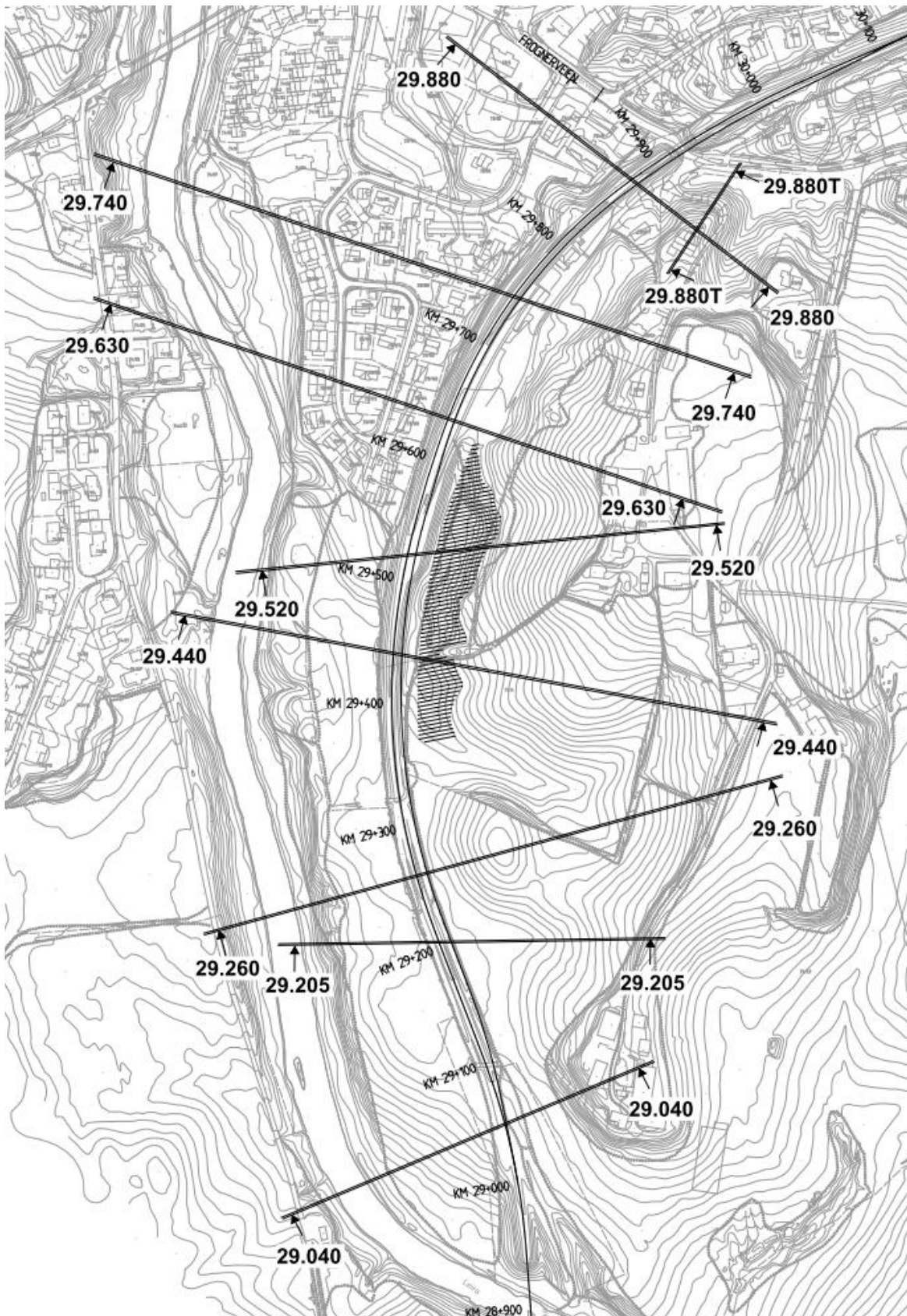
Jernbanen ligger her på samme nivå som omgivende terreng, kote ca +118-119 moh med elven Leira ca 100 m vest. Det er en svak helning mot høydeområdet østover som har kotenivå ca +138 moh. Skjærfastheten er valgt til 50+3 kPa/m basert på CPTU-sondering, laboratorieundersøkelser og empiri. Det nye kryssingssporet planlegges øst for eksisterende spor men dette gir ikke betydelige endringer i terrenget.

#### Snitt 29.205

Jernbanen ligger her på samme nivå som omgivende terreng, kote ca +118 moh med elven Leira ca 100 m vest. Det er en svak helning mot høydeområdet østover som har kotenivå ca +135 moh. Skjærfastheten er valgt til 50+3 kPa/m basert på CPTU-sondering, laboratorieundersøkelser og empiri. Det nye kryssingssporet planlegges øst for eksisterende spor, dette gir en mindre utgraving i terrenget, se Vedlegg 4.

#### Snitt 29.040

Jernbanen går i snitt 29.040 i et svakt hellende terreng fra høydeområdet i øst ned mot Leira i vest. En lokal bratt skråning finnes mot høydeområdet som stedvis er over ca 10 – 15 m høy. Høydeområdet har kote ca +135 moh. Ved høy vannstand i Leira blir åkerjorden mellom elven og jernbanen oversvømt. Skjærfastheten i snittet er basert på et godt grunnlag med CPTU-sonderinger, laboratorieundersøkelser og empiri. Planlagte forhold gir en mindre utgraving i terreng øst for jernbanen.



Figur 6: Oversiktskart beregninger

## 8.2 Resultater fra beregninger

Samtlige beregningsnitt vises i Vedlegg 4. Tabell 5 gir en oppsummering av de forskjellige snittene. Det skal bemerkes at alle sikkerhetsfaktorer baseres på sirkulærsylindriske glideflater og kan derfor skille noe seg fra beregninger i rapport URH-40-V-11918.

Snitt	Totalspennings-analyse	Effektivspennings-analyse	Merknad
29.880T	→ 1,1	1,6	Områdestabilitet
29.880	→ 1,3	1,8	Lokalt ved jernbanen
	→ 1,1	1,4	Lokalt ved høydeområdet
	1,6	3,6	Områdestabilitet
29.740	→ 1,1-1,2	1,6	Lokalt ved jernbanen
	→ 1,0-1,1	1,7	Lokalt ved høydeområdet
	→ 1,0-1,1	1,7	Områdestabilitet mot høydeområdet
	1,4	3,1	Områdestabilitet globalt
29.630	1,7	1,4	Lokalt ved jernbanen
	→ 1,2	1,9	Områdestabilitet mot høydeområdet
	1,4	2,7	Områdestabilitet globalt
	2,1	1,6	Lokalt ved Leira
29.520	1,5	1,7	Lokalt ved jernbanen
	→ 1,1	1,7	Områdestabilitet mot høydeområdet
	1,5	2,9	Områdestabilitet globalt
	1,4	→ 1,1	Lokalt ved Leira
29.440	2,5	2,9	Lokalt ved jernbanen
	1,8	3,7	Områdestabilitet globalt
	→ 1,3-1,4	3,4	Lokalt ved kirkegården
	1,7	→ 1,1	Lokalt ved Leira
29.260	1,4	2,7	Områdestabilitet ved jernbanen
	1,6	3,9	Områdestabilitet globalt
	→ 1,2	2,9	Lokalt ved kirkegården
	1,4	→ 1,2	Lokalt ved Leira
29.205	1,5	2,8	Områdestabilitet ved jernbanen
	1,6	3,5	Områdestabilitet globalt
	1,4	2,7	Lokalt ved høydeområdet
	→ 1,2	→ 1,1-1,2	Lokalt ved Leira
29.040	1,7	3,0	Områdestabilitet ved jernbanen
	→ 1,2	2,5	Områdestabilitet globalt
	→ 1,0	1,5	Lokalt ved høydeområdet
	2,9	4,0	Lokalt ved Leira

Tabell 5: Eksisterende forhold ("→" = Lavt sikkerhetsnivå / sikringstiltak kreves, se avsnitt 8.3)

Tidligere utførte stabilitetsberegninger i forbindelse med raset vest for Frogner kirke (snitt 29.520) viste SF = 1,08 – 1,15, dvs. i overensstemmelse med resultater i Tabell 5.



Snitt	Totalspenningsanalyse		Effektivspenningsanalyse	Merknad
	SF	Endringer ift eks.*		
29.880T	-	-	-	Ikke relevant †
29.880	1,3	≈ 0 %	1,8	Lokalt ved jernbanen
	1,1	-	-	Lokalt ved høydeområdet †
	1,6	≈ 0 %	3,6	Områdestabilitet
29.740	-	-	-	Ikke relevant †
29.630	-	-	-	Ikke relevant †
29.520	-	-	-	Lokalt ved jernbanen †
	1,2	+ 9 %	2,0	Områdestabilitet mot høydeområdet
	1,5	≈ 0 %	3,0	Områdestabilitet globalt
	-	-	-	Lokalt ved Leira †
29.440	2,4	- 5 %	2,9	Lokalt ved jernbanen
	1,8	≈ 0 %	3,7	Områdestabilitet globalt
	-	-	-	Lokalt ved kirkegården †
	-	-	-	Lokalt ved Leira †
29.260	1,4	≈ 0 %	2,7	Områdestabilitet ved jernbanen
	1,6	≈ 0 %	3,8	Områdestabilitet globalt
	-	-	-	Lokalt ved kirkegården †
	-	-	-	Lokalt ved Leira †
29.205	1,5	≈ 0 %	2,8	Områdestabilitet ved jernbanen
	1,6	≈ 0 %	3,5	Områdestabilitet globalt
	-	-	-	Lokalt ved høydeområdet †
	-	-	-	Lokalt ved Leira †
29.040	1,7	≈ 0 %	3,0	Områdestabilitet ved jernbanen
	1,2	≈ 0 %	2,5	Områdestabilitet globalt
	-	-	-	Lokalt ved høydeområdet †
	-	-	-	Lokalt ved Leira †

\* I forhold til Tabell 5.

† Stabilitetsforhold (glideflater med laveste SF) påvirkes ikke av planlagte topografiske endringer.

**Tabell 6: Planlagte forhold uten sikringstiltak**

### 8.3 Behov av sikringstiltak

Beregningene (Tabell 5 og 6) viser at geotekniske sikringstiltak for å oppnå tilstrekkelig sikkerhetsnivå iht. NVEs retningslinjer.

Samtlige beregningsnitt vises i Vedlegg 4. Tabell 7 gir en oppsummering av de forskjellige snittene. Økning i sikkerhetsnivå for en glideflate gjelder både effektiv- og totalspenningsanalyser. Det skal bemerkes at alle sikkerhetsfaktorer baseres på sirkulærsylindriske glideflater og kan derfor skille noe seg fra beregninger i rapport URH-40-V-11918.

Snitt	SF Eksisterende*	SF Sikringstiltak	Økning av sikkerhetsnivå ‡	Merknad
29.880T	→ <b>1,06</b>	1,13	7 – 12 %	Områdestabilitet
29.880	→ <b>1,29</b>	1,32	2 – 14 %	Lokalt ved jernbanen
	→ <b>1,1</b>	1,2	5 – 9 %	Lokalt ved høydeområdet
	1,6	1,6	-	Områdestabilitet
29.740	→ <b>1,15</b>	1,5	28 %	Lokalt ved jernbanen
	→ <b>1,05</b>	1,15	10 – 59 %	Lokalt ved høydeområdet
	→ <b>1,04</b>	1,13	9 – 20 %	Områdestabilitet mot høydeom.
	1,4	1,4	-	Områdestabilitet globalt †
29.630	1,7	2,1	-	Lokalt ved jernbanen †
	→ <b>1,2</b>	1,3	6 – 21 %	Områdestab. mot høydeområdet
	1,4	1,4	-	Områdestabilitet globalt †
	2,1	2,1	-	Lokalt ved Leira †
29.520	1,5	1,5	-	Lokalt ved jernbanen †
	→ <b>1,1</b>	1,2	9 – 17 %	Områdestab. mot høydeområdet
	1,5	1,5	-	Områdestabilitet globalt †
	→ <b>1,1</b>	1,18	7 – 14 %	Lokalt ved Leira
29.440	2,5	2,5	-	Lokalt ved jernbanen †
	1,8	1,8	-	Områdestabilitet globalt †
	→ <b>1,34</b>	1,45	8 %	Lokalt ved kirkegården
	→ <b>1,1</b>	1,2	8 – 9 %	Lokalt ved Leira
29.260	1,4	1,4	-	Områdestabilitet ved jernbanen †
	1,6	1,6	-	Områdestabilitet globalt †
	→ <b>1,2</b>	1,28	6 – 7 %	Lokalt ved kirkegården
	→ <b>1,2</b>	1,35	5 – 12 %	Lokalt ved Leira
29.205	1,5	1,5	-	Områdestabilitet ved jernbanen †
	1,6	1,6	-	Områdestabilitet globalt †
	1,4	1,4	-	Lokalt ved høydeområdet †
	→ <b>1,15</b>	1,25	9 – 16 %	Lokalt ved Leira
29.040	1,7	1,7	-	Områdestabilitet ved jernbanen †
	→ <b>1,2</b>	1,27	6 – 12 %	Områdestabilitet globalt
	→ <b>1,0</b>	1,1	10 – 33 %	Lokalt ved høydeområdet
	2,9	1,6-1,7	-	Lokalt ved Leira †

\* Gjelder både totalspenningsanalyse og effektivspenningsmetode, se Tabell 5 og tilhørende vedlegg.

† Ikke relevant, sikkerhetsnivå tilstrekkelig for både eksisterende og planlagte forhold.

‡ Økningen varierer med type analyse, dvs. total- eller effektivspenningsanalyse.

### **Tabell 7: Planlagte forhold med sikringstiltak og økning av sikkerhetsnivå**

Beregningene viser at det flere steder kreves geotekniske sikringstiltak, fremst for lokale stabilitetsforhold men også for områdestabilitet. Ut fra prinsippet at økninger av sikkerhetsnivået mot skred mest fordelaktig oppnås med terrenginngrep har oppfyllinger og utgravinger blitt modellert. Disse viser at det er mulig med %-vis forbedring iht. NVEs retningslinjer.

## 9. KONKLUSJON

Stabilitetsberegninger nord for Frogner bru har blitt utført mellom km 29.970 og 30.280. Lengs en begrenset strekning planlegges her en mindre utgraving i skråningsfoten opp mot høydeområdet (Lerkevegen) av sporgeometriske årsaker. I et beregningsnitt er ikke sikkerhetsnivået tilfredsstillende og sikringstiltak kreves. Terrenginngrep er her meget vanskelig pga. jernbanesporet og boliger på toppen av skråningen. Overslagsberegninger viser at en spuntkonstruksjon kan forbedre sikkerhetsnivået til  $SF = 1,4$ . Vedlegg 5 viser omtrentlig utbredelse av spuntkonstruksjonen.

Stabilitetsberegninger sør for Frogner bru har blitt utført i totalt 9 stk. snitt med flere mulige glideflater, både for lokalstabilitet og områdestabilitet. Beregningene viser at sikringstiltak må gjennomføres for å øke sikkerhetsnivået for å oppnå krav iht. NVE:s retningslinjer. Her benyttes en %-vis forbedring i sikkerhetsnivået som varierer mellom 1 til 10 %, både for lokalstabilitet og for områdestabilitet. Dette har blitt modellert med terrenginngrep da dette er teknisk mest fordelaktig eller det eneste mulige hvis glideflatene er dype. Vedlegg 5 viser behov for sikringstiltak i plan.

Ved eksisterende stasjonsområde er det lavt sikkerhetsnivå både lokalt opp mot høydeområdet og for områdestabilitet, beregningsmessig  $SF = 1,0 - 1,1$ . De sikringstiltak som kreves er oppfylling nedenfor jernbanen for å forbedre områdestabiliteten, dvs. i eksisterende boligstrøk. Det skal bemerkes at glideflatene her ofte er meget dype, opp mot 30 m og over. Tidligere utglidninger i området, og erfaring fra dokumenterte kvikkleireskred, viser derimot ofte at initialskred begynner med mindre grunne utglidninger i forbindelse med ekstrem nedbør eller oppfyllinger/utgravninger. Ved høydeområdet lengst i sør er det også beregningsmessig rundt  $SF = 1,0$ , med et potensielt utløpsområde over jernbanestrekningen. Her utføres oppfylling som sikringstiltak.

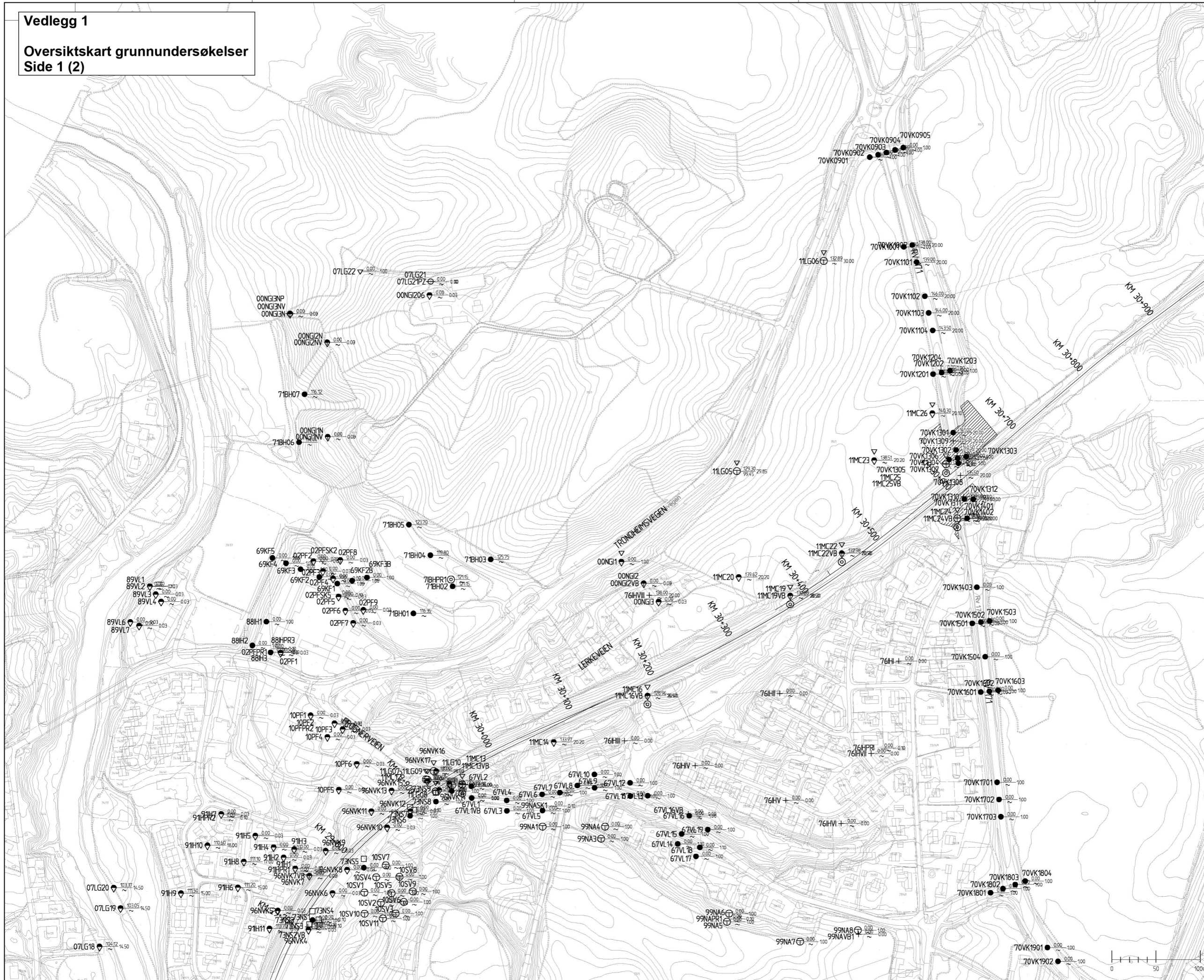
Ved Leira kreves en utgraving for å øke lokalstabiliteten mot elven som forhindrer potensielle progressive skred mot jernbanen. Dette gjør av dagens vegetasjon og trær må tas bort som kan ha negativ påvirkning på erosjonsforholdene. Det må derfor anlegges erosjonsbeskyttelse i området. Det må videre gjennomføres en utredning vedrørende sikringstiltaketts konsekvenser på Leiras vannføring, vannstand og flom.

Under forutsetning at sikringstiltakene gjennomføres viser utredningen at prosjektet ivaretar eller forbedrer både lokalstabilitet og områdestabiliteten i Frogner.

## 10. VEDLEGG

- Vedlegg 1 Oversiktskart med grunnundersøkelser (2 sider, A3)
- Vedlegg 2 Kart utbredelse progressivt brudd, faresonekartlegging (1 side, A3)
- Vedlegg 3 Stabilitetsberegninger nord for Frogner bru (10 sider, A3)
- Vedlegg 4 Stabilitetsberegninger sør for Frogner bru (24 sider, A3)
- Vedlegg 5 Kart sikringstiltak (1 side, A3)

**Vedlegg 1**  
**Oversiktskart grunnundersøkelser**  
**Side 1 (2)**



PROJ: GRUNNUNDERSØKELSE - Biorok 05  
DATUM: 2015-08-18  
KORT: 001  
S: 10/27  
N: 15/28  
E: 15/29  
S: 15/30  
S: 15/31  
S: 15/32

PROJ: GRUNNUNDERSØKELSE - Biorok 05  
DATUM: 2015-08-18  
KORT: 001  
S: 10/27  
N: 15/28  
E: 15/29  
S: 15/30  
S: 15/31  
S: 15/32



Vedlegg 1

Oversiktskart grunnundersøkelser  
Side 2 (2)



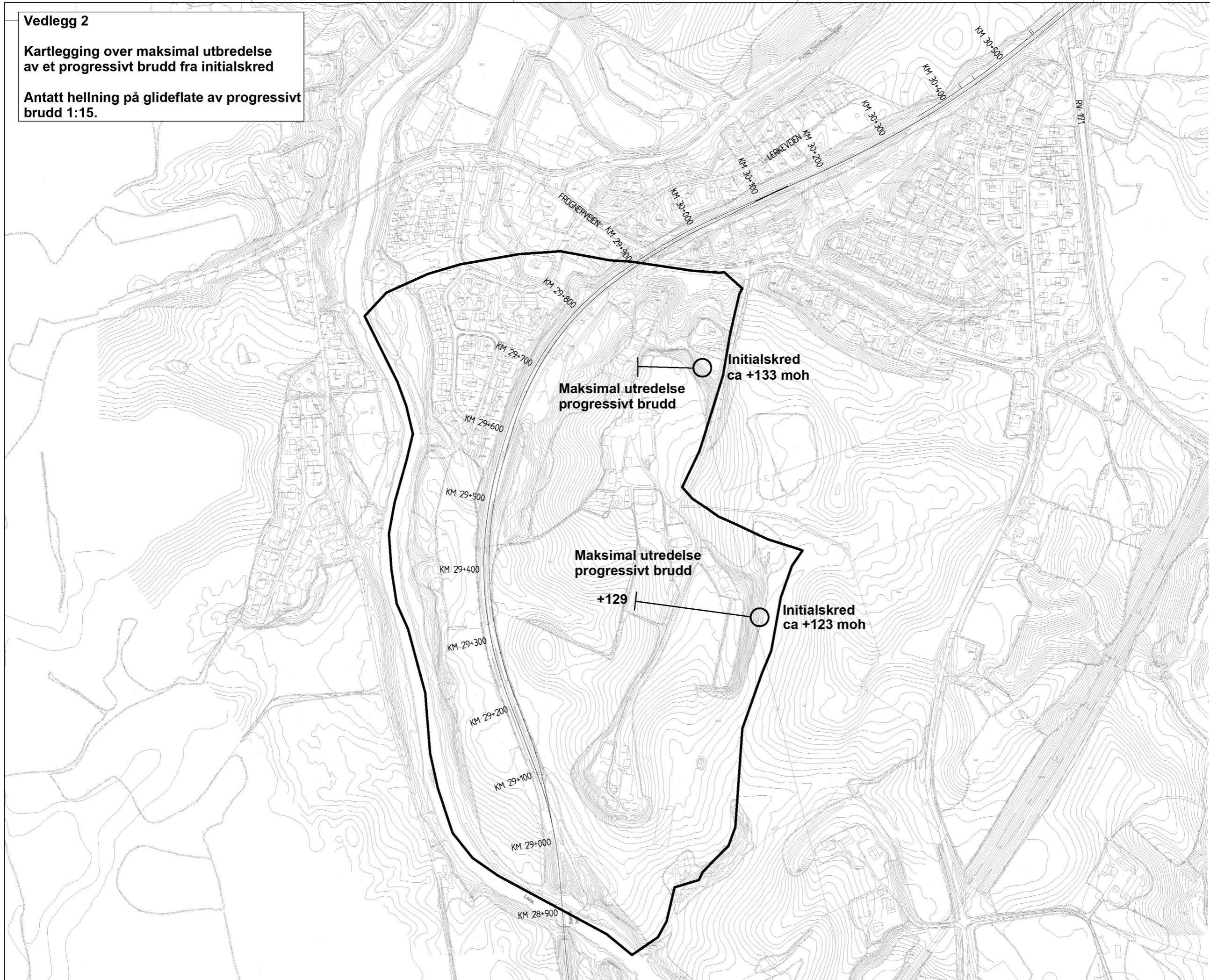
PROJ: GRUNNUNTERSØKING AV...  
MODEL: 1001

PROJ: GRUNNUNTERSØKING AV...  
MODEL: 1001

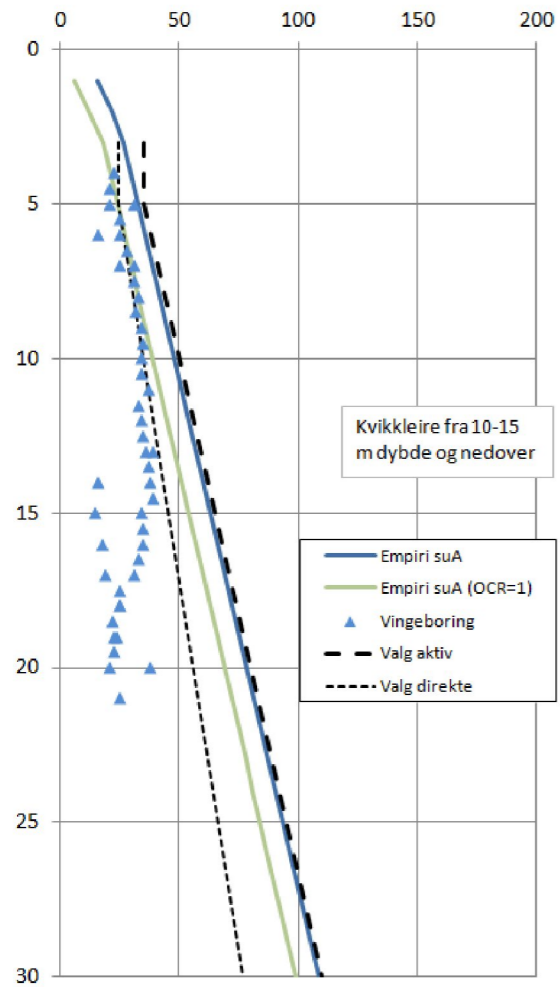
**Vedlegg 2**

**Kartlegging over maksimal utbredelse av et progressivt brudd fra initialskred**

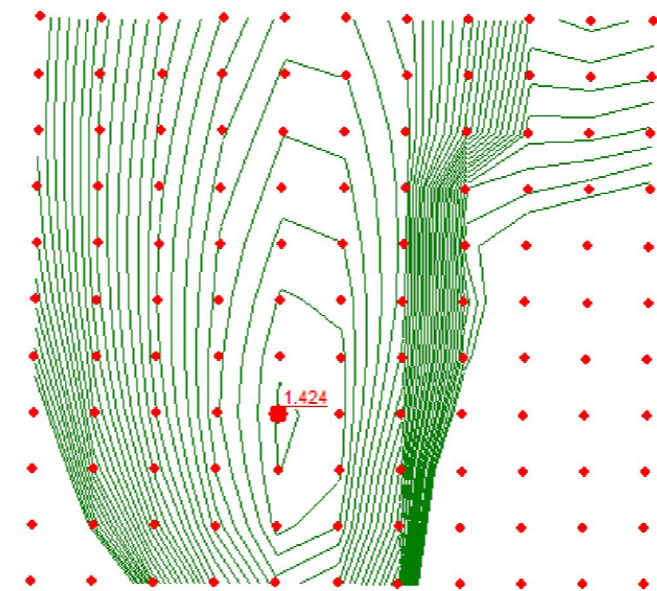
**Antatt hellning på glideflate av progressivt brudd 1:15.**



76IHVII + 00NGI02 (kote ca +138)



SF = 1,4



Effektivspenningsanalyse

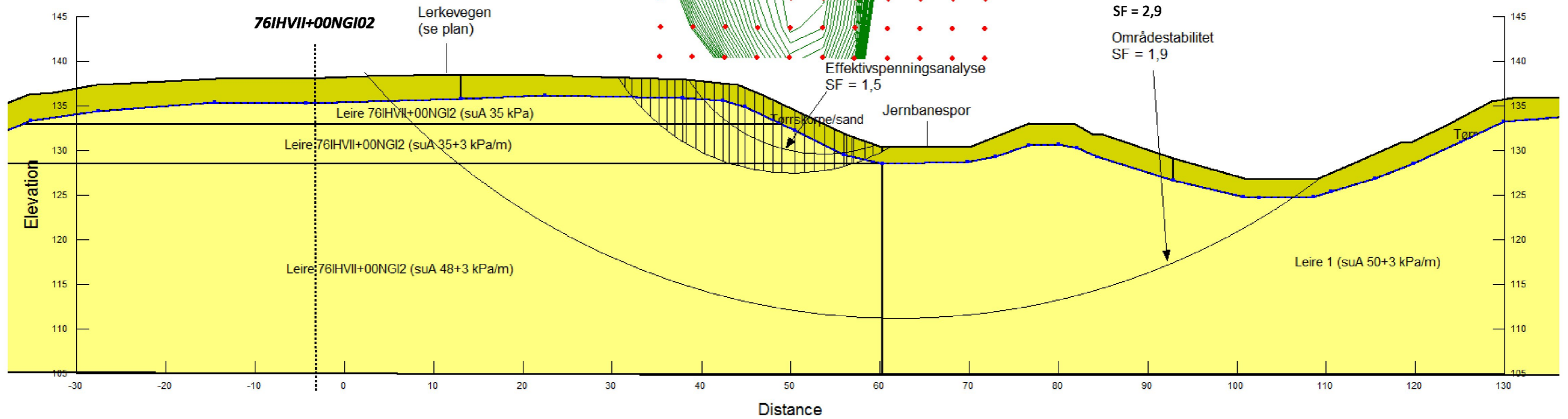
SF = 2,9

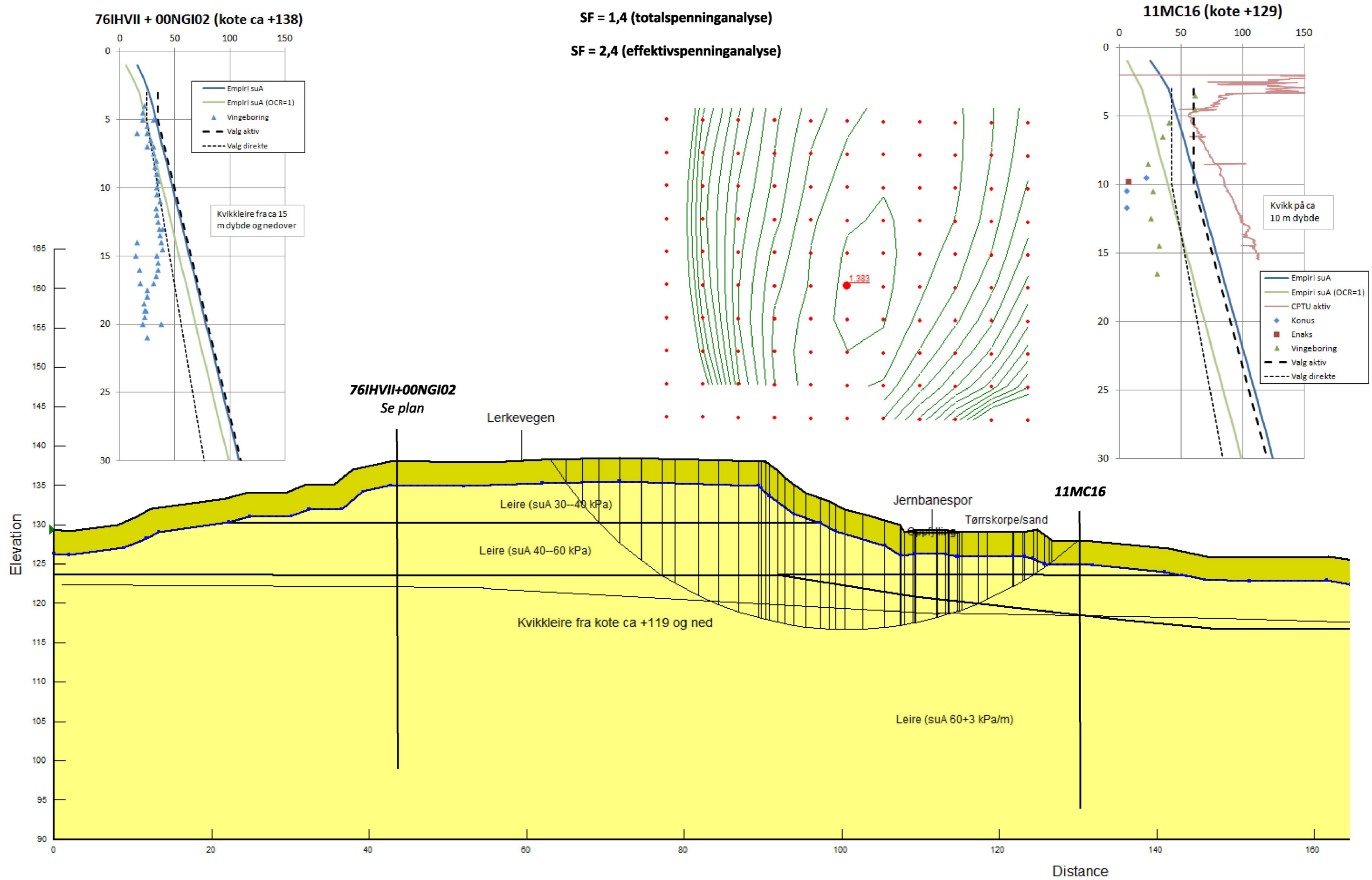
Områdestabilitet

SF = 1,9

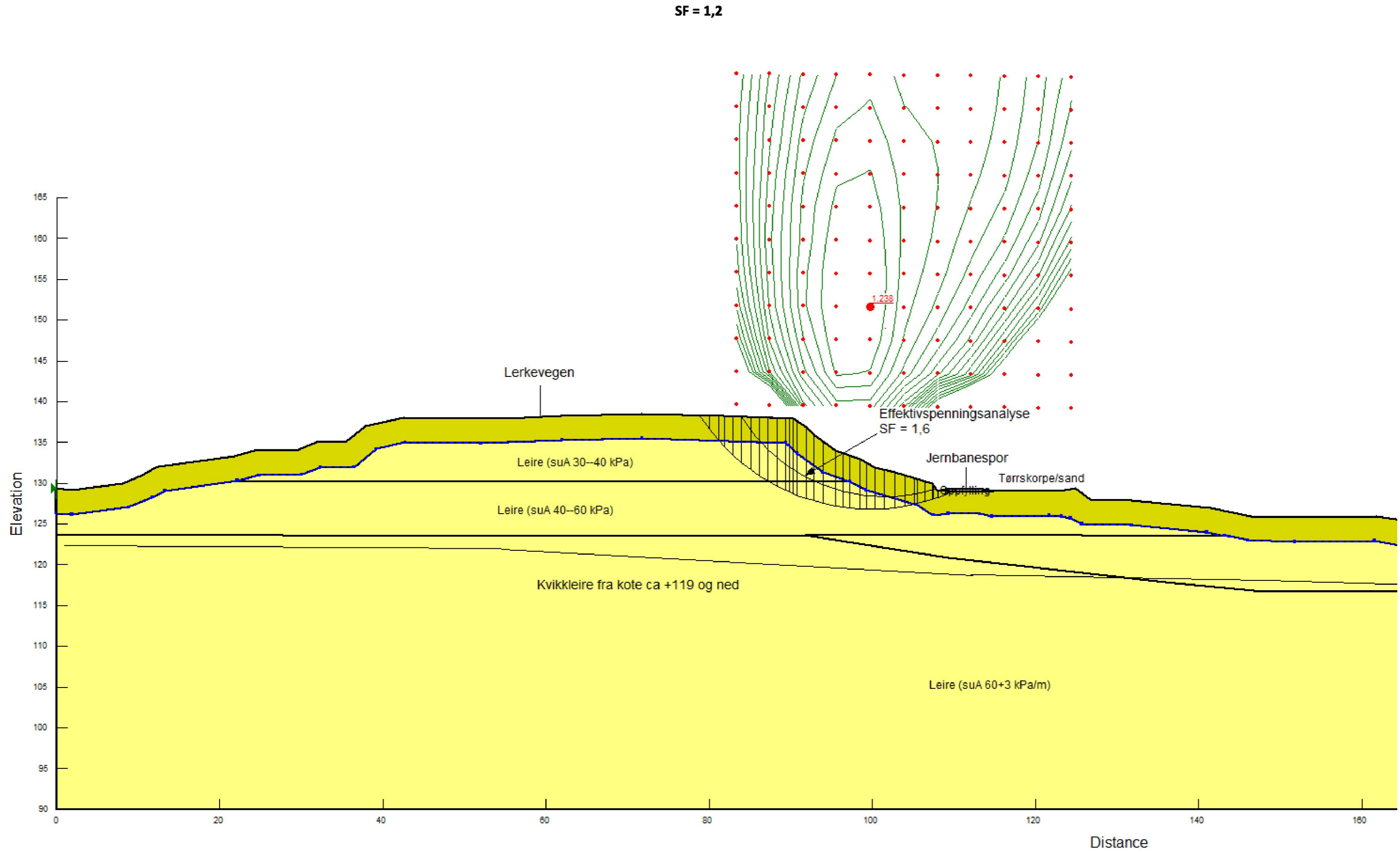
Effektivspenningsanalyse

SF = 1,5



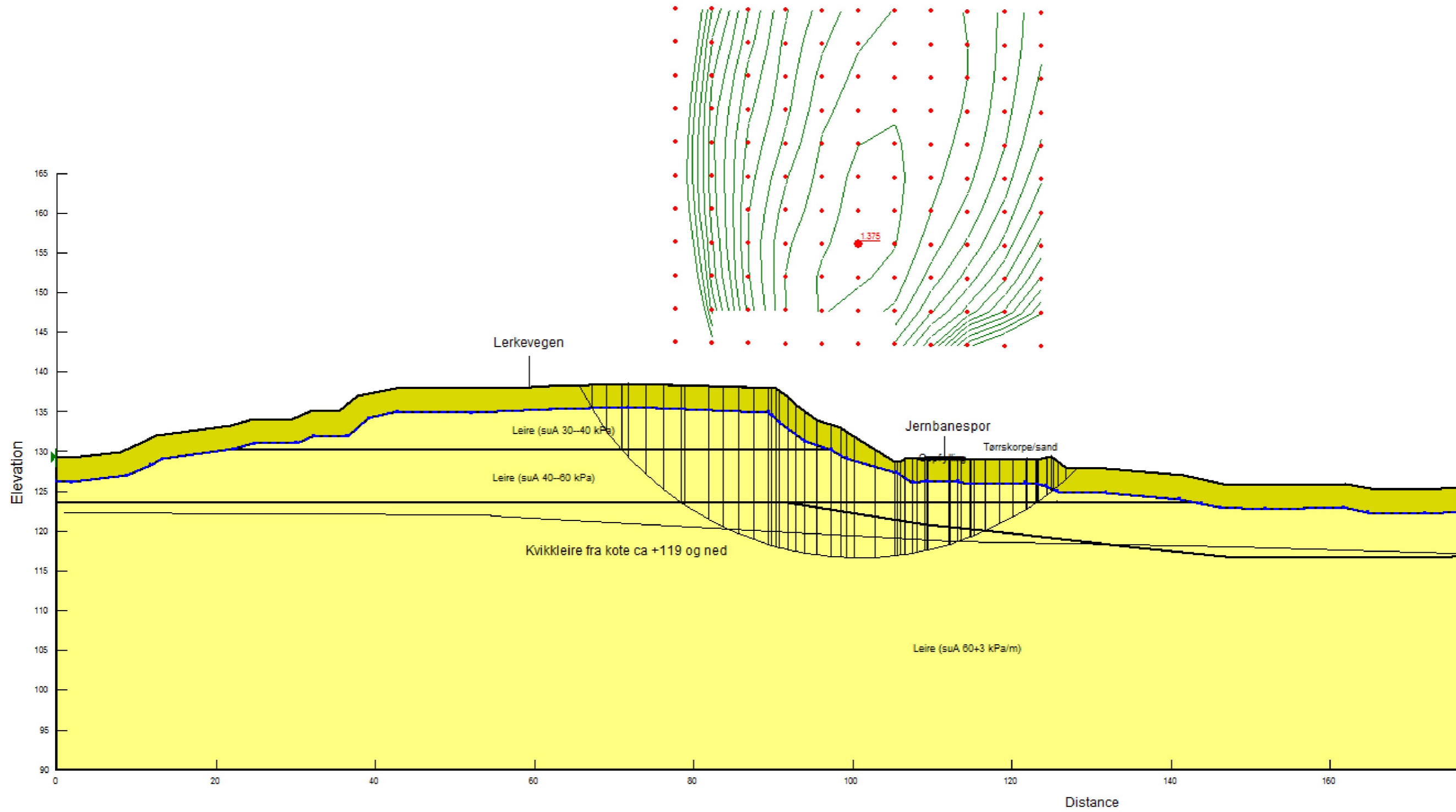


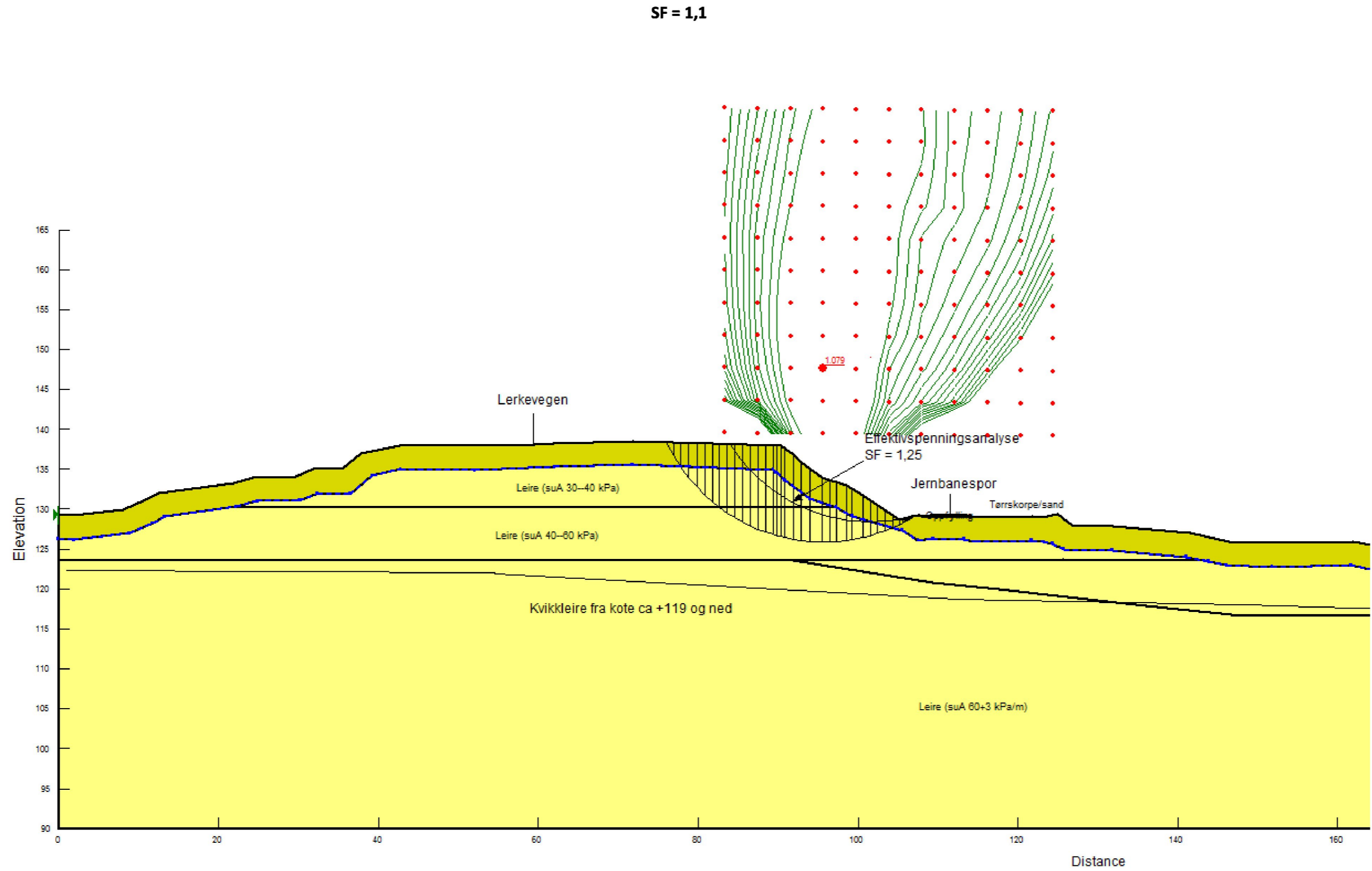




SF = 1,4 (totalspenninganalyse)

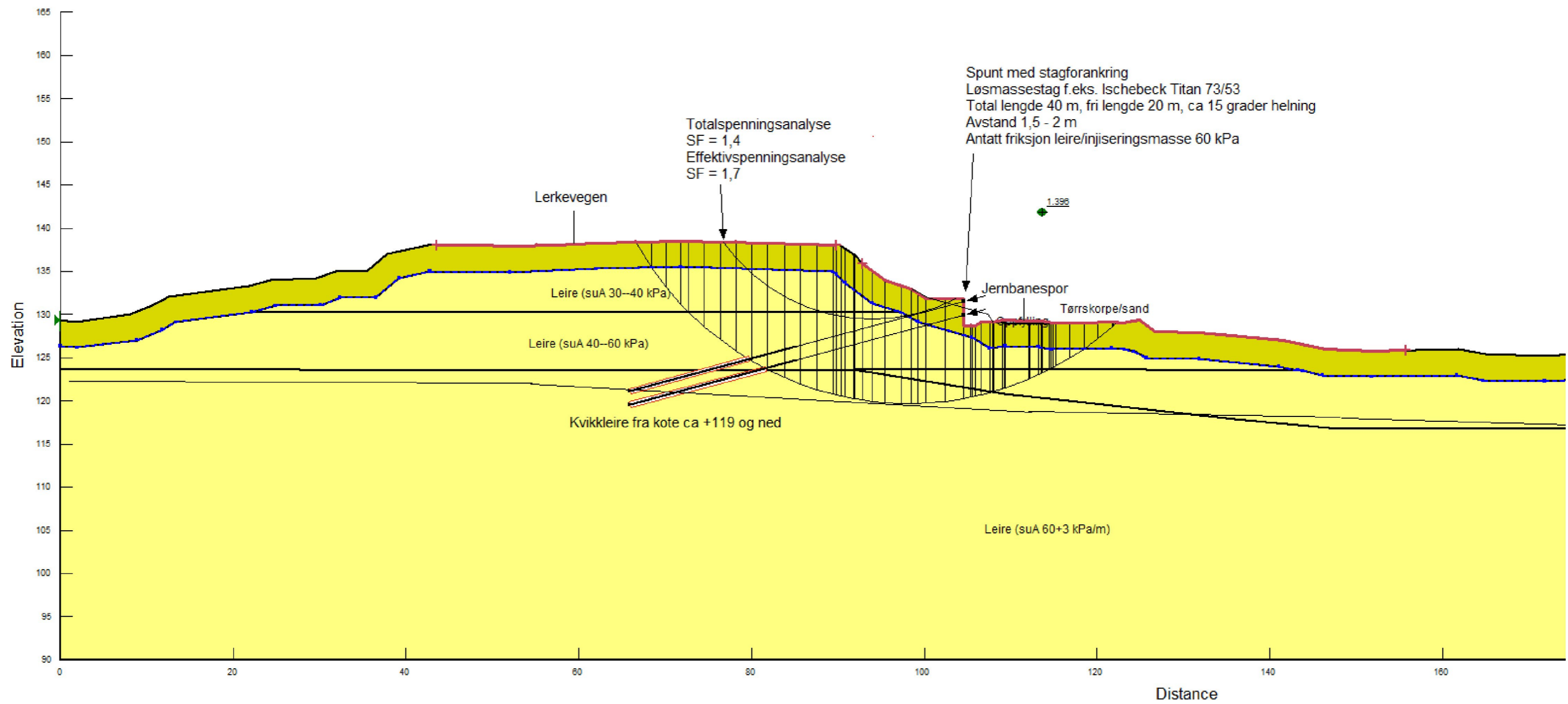
SF = 2,4 (effektivspenninganalyse)

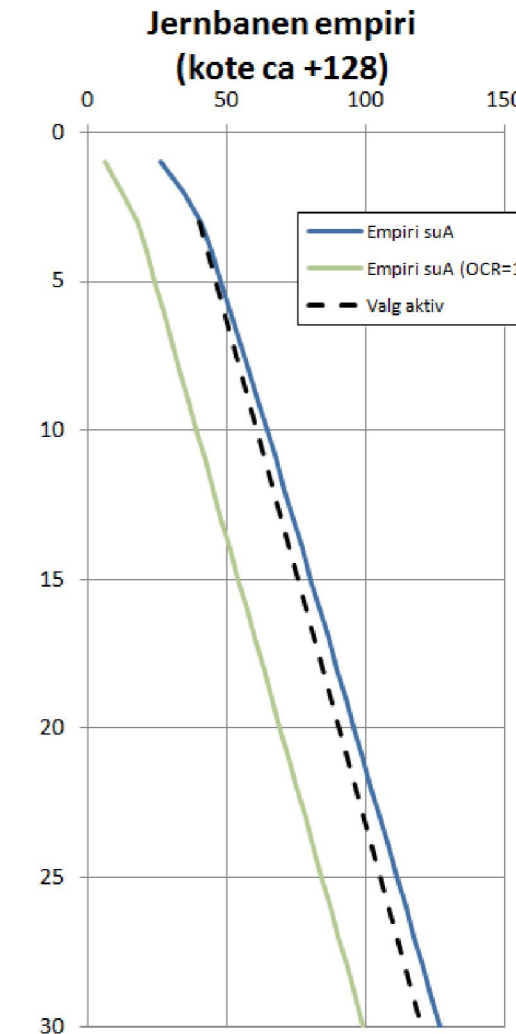
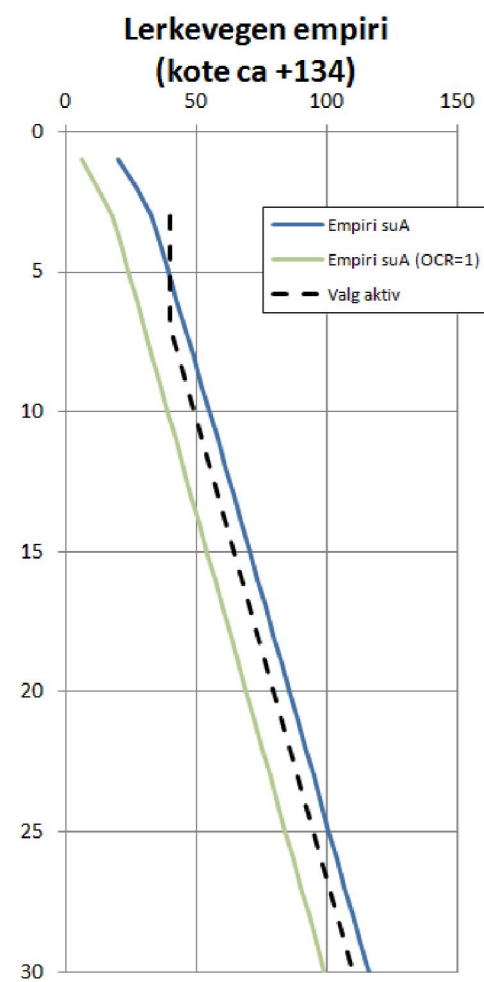




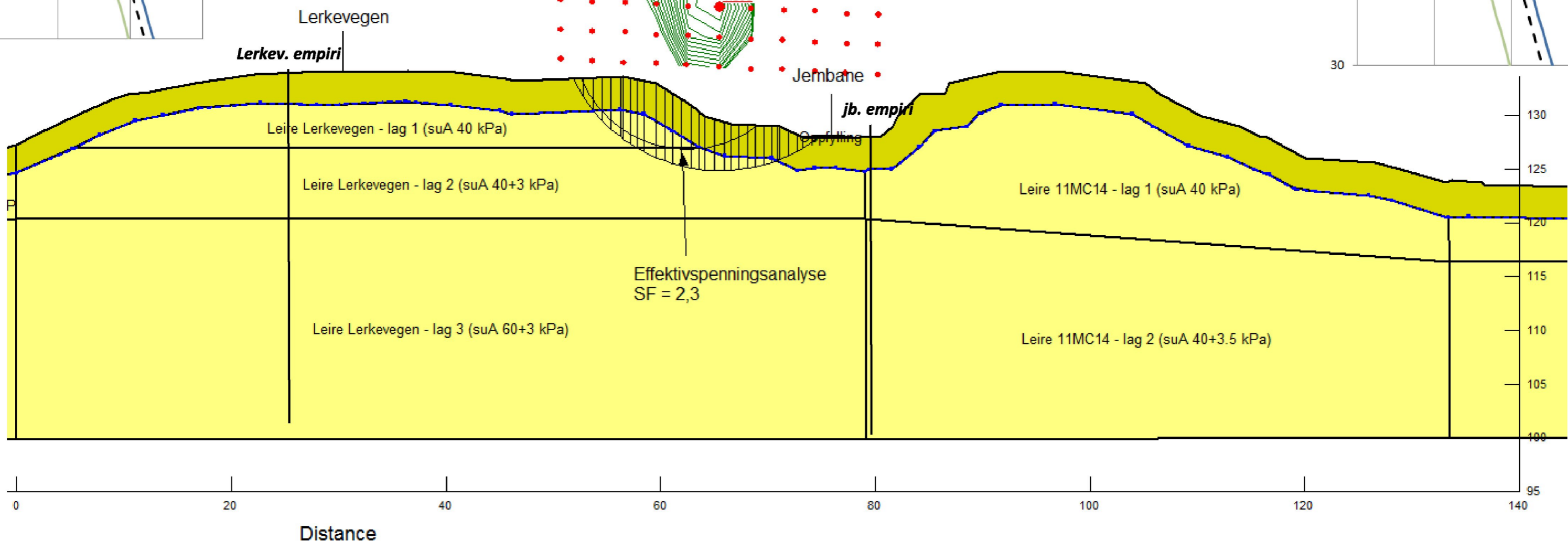
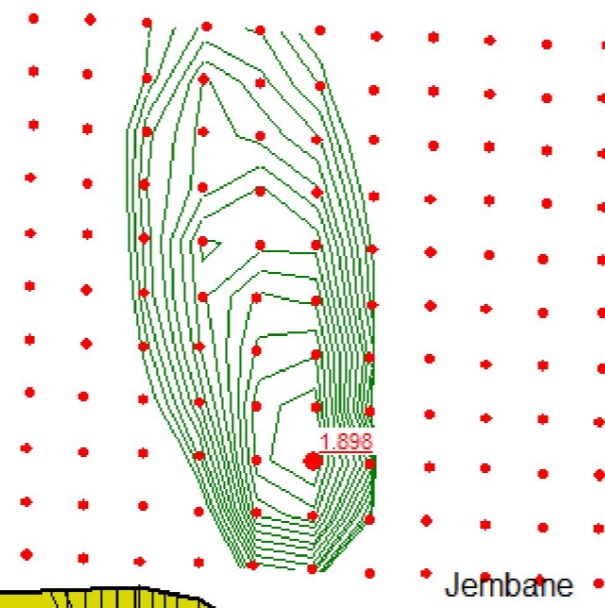
**SF = 1,4 (totalspenninganalyse)**

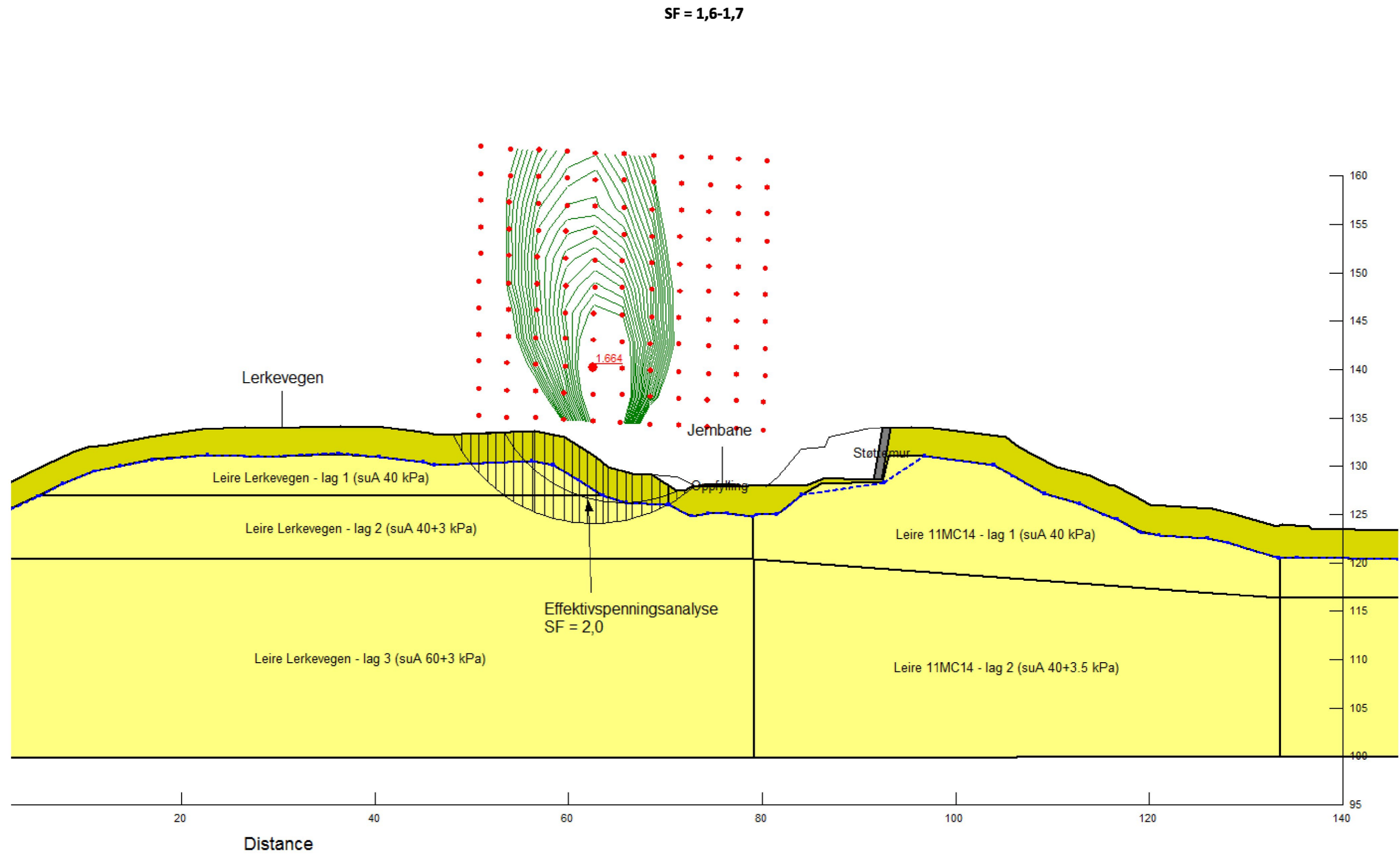
**SF = 2,1 (effektivspenninganalyse)**



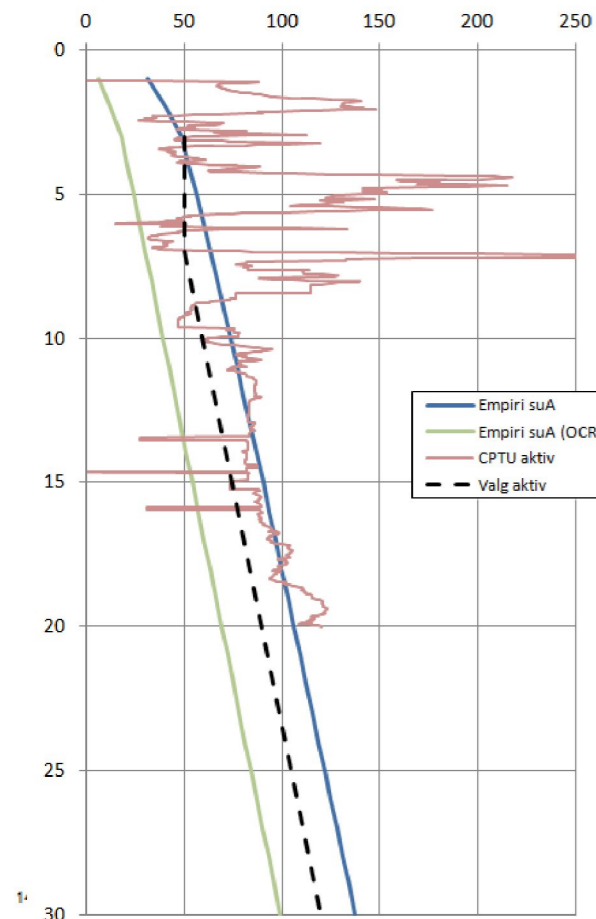


SF = 1,9

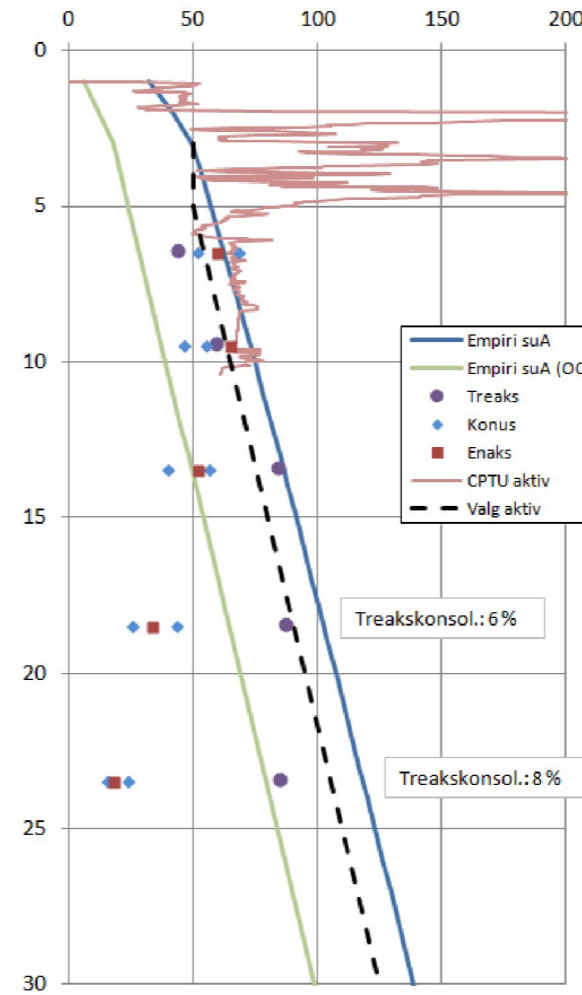




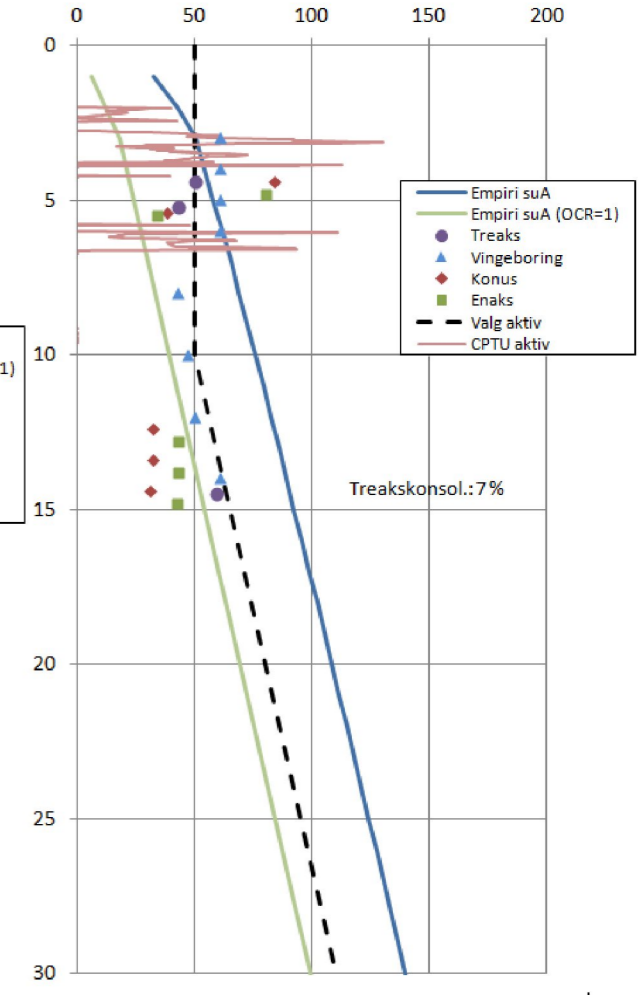
11LG08 (kote ca +121-122)



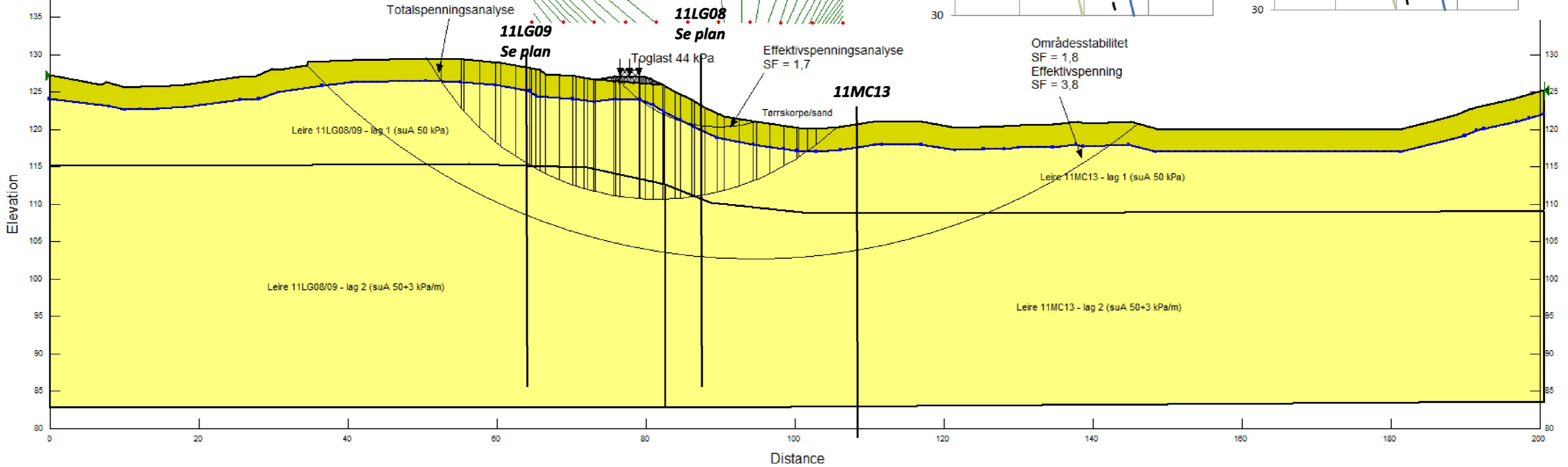
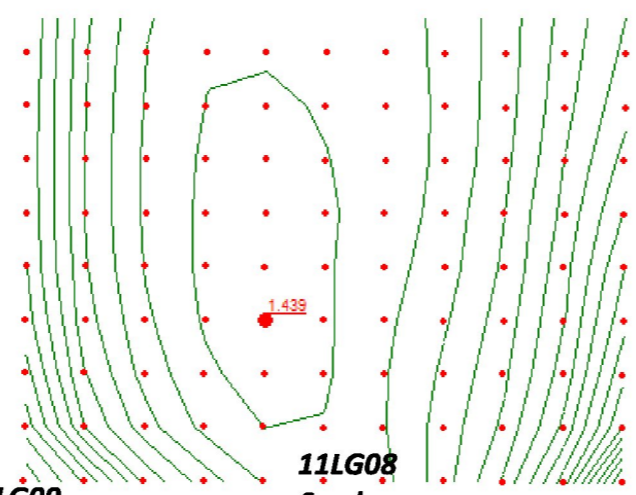
11LG09 (kote ca +120-121)

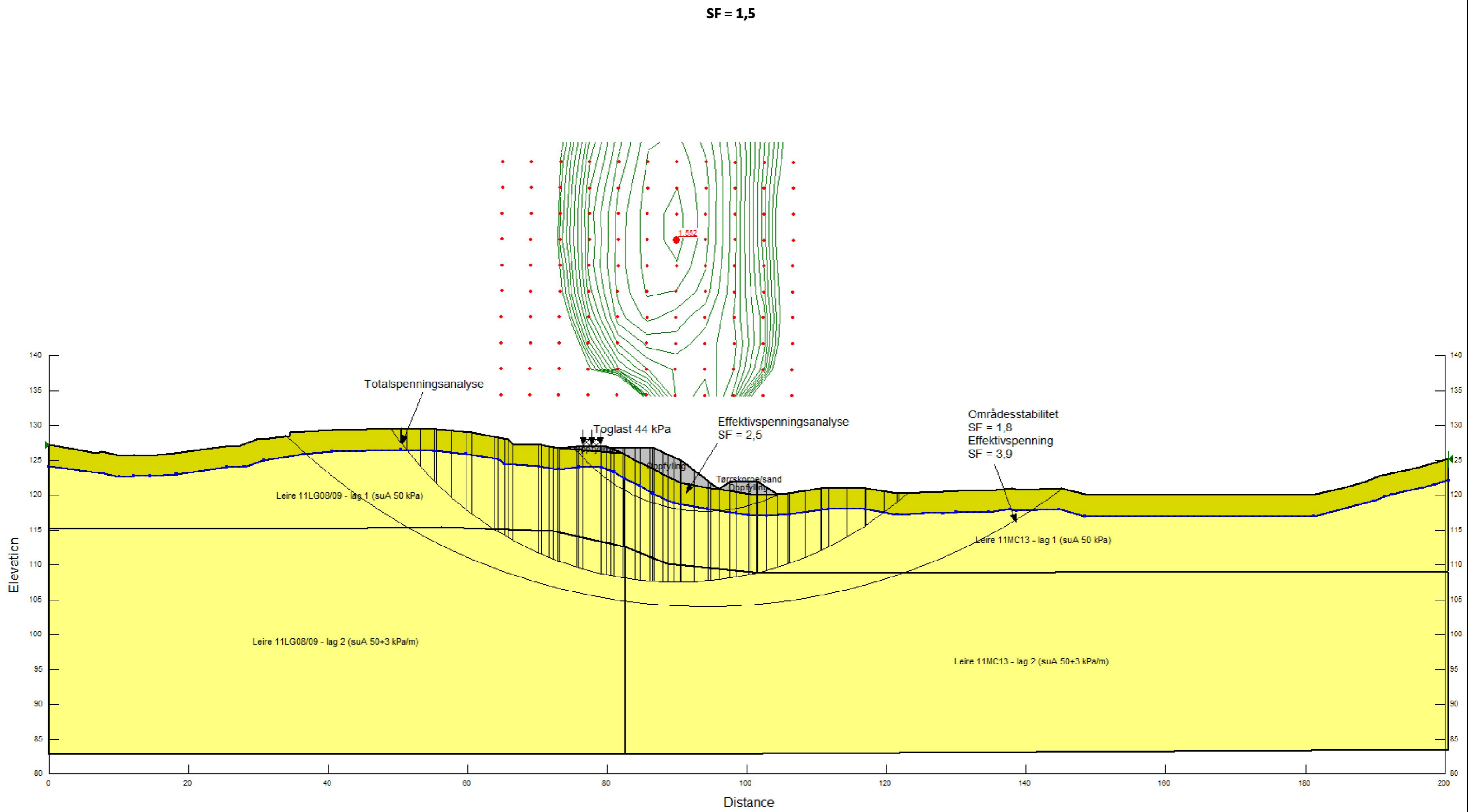


11MC13 (kote +120)



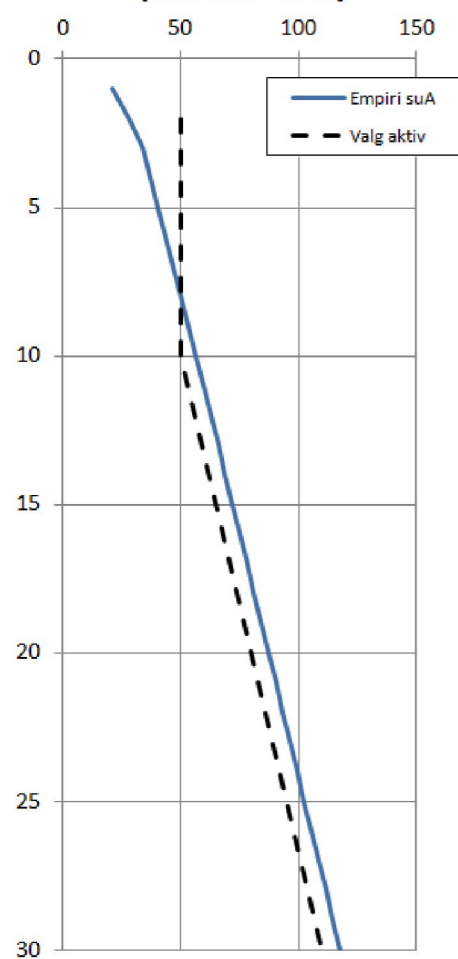
SF = 1,4



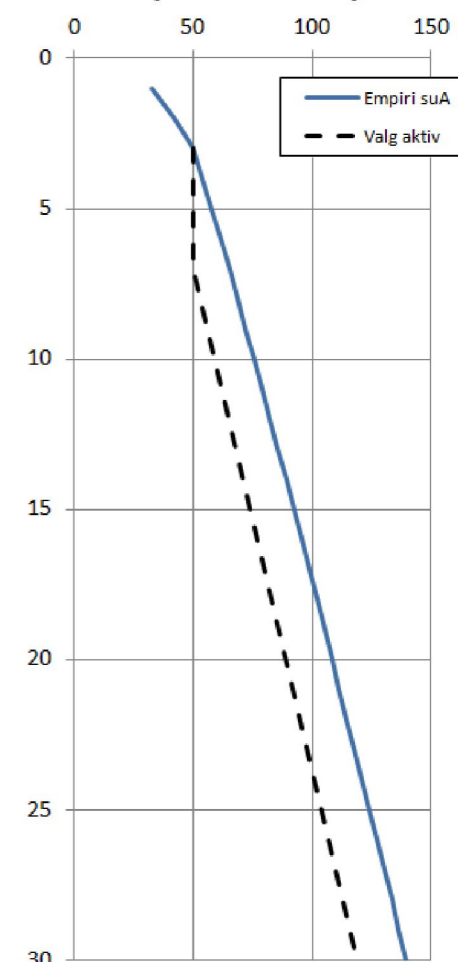




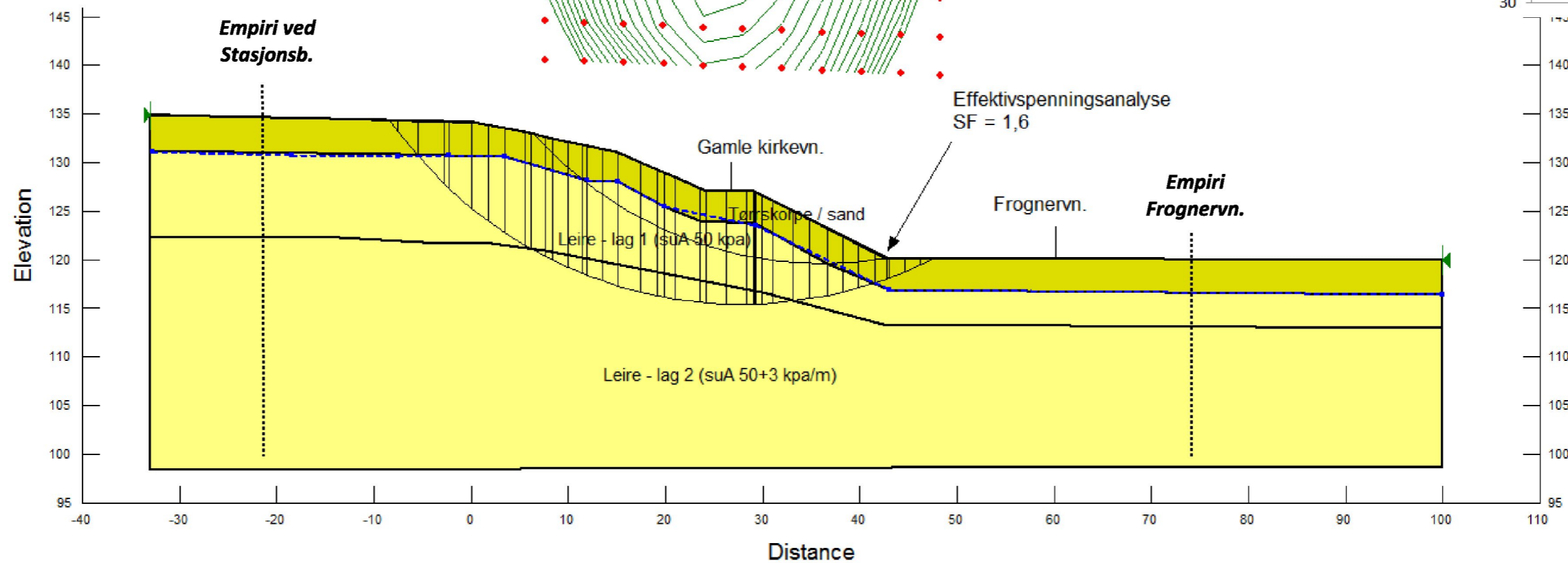
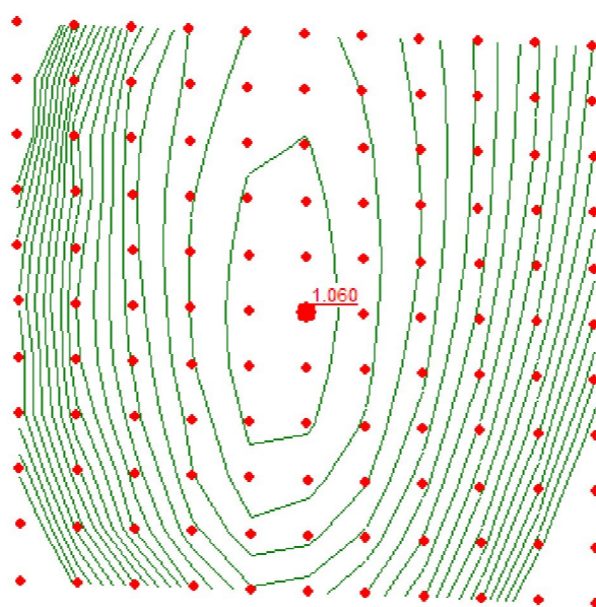
Empiri høyde ved Stasjonsb.  
(kote ca +133)

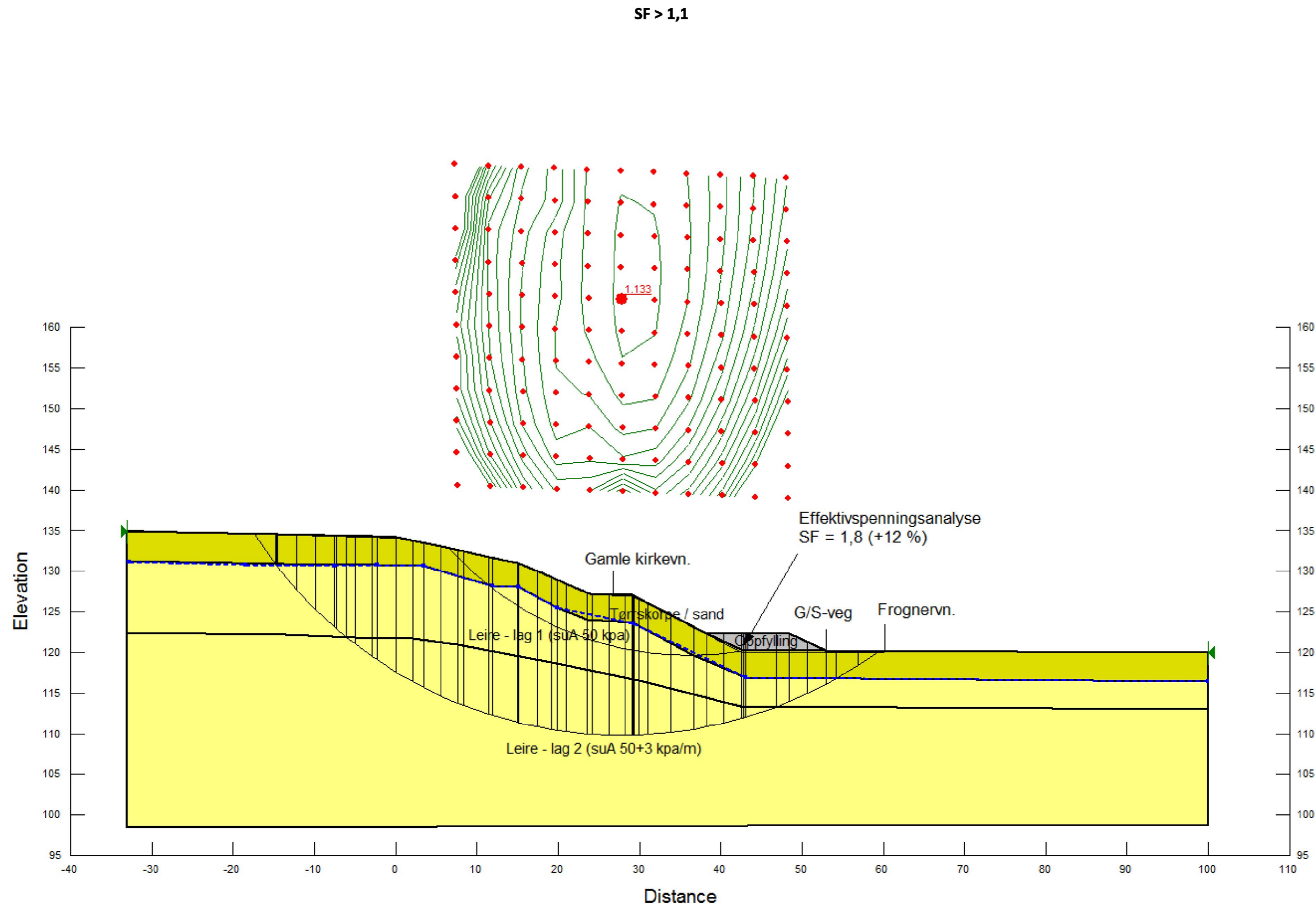


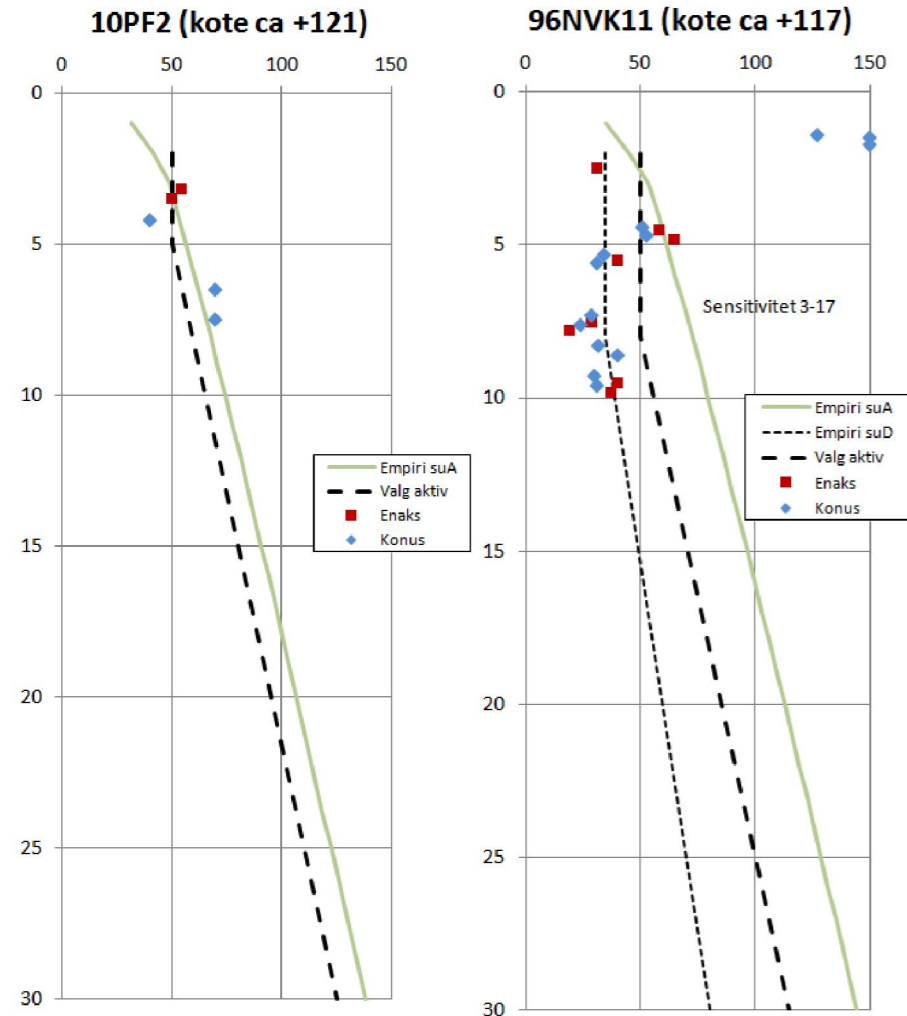
Empiri Frognervn.  
(kote ca +120)



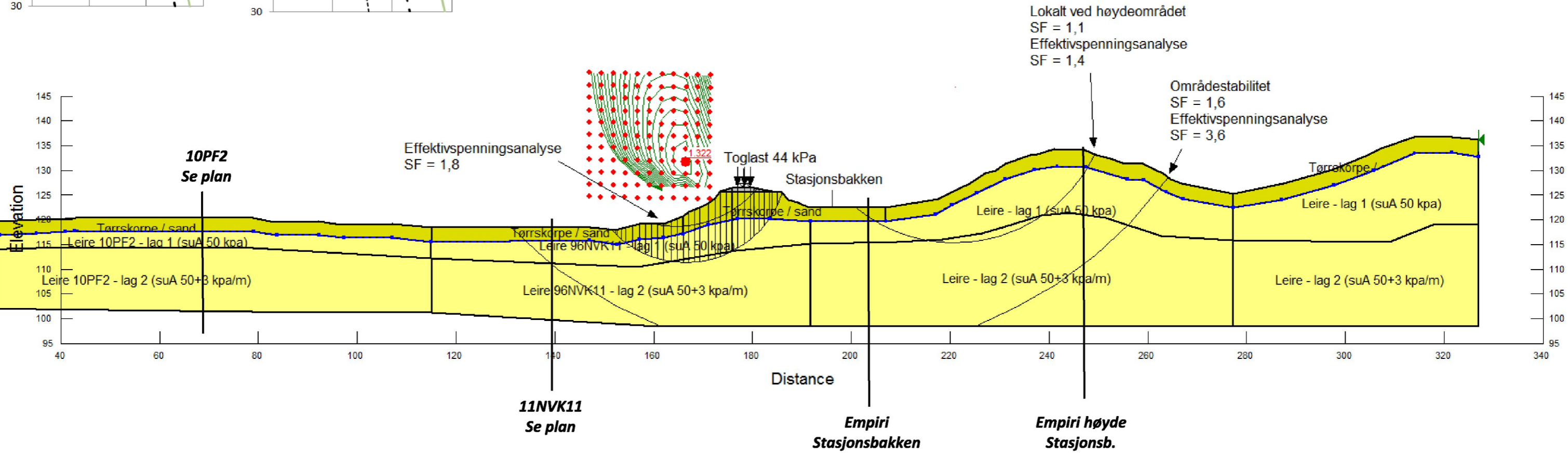
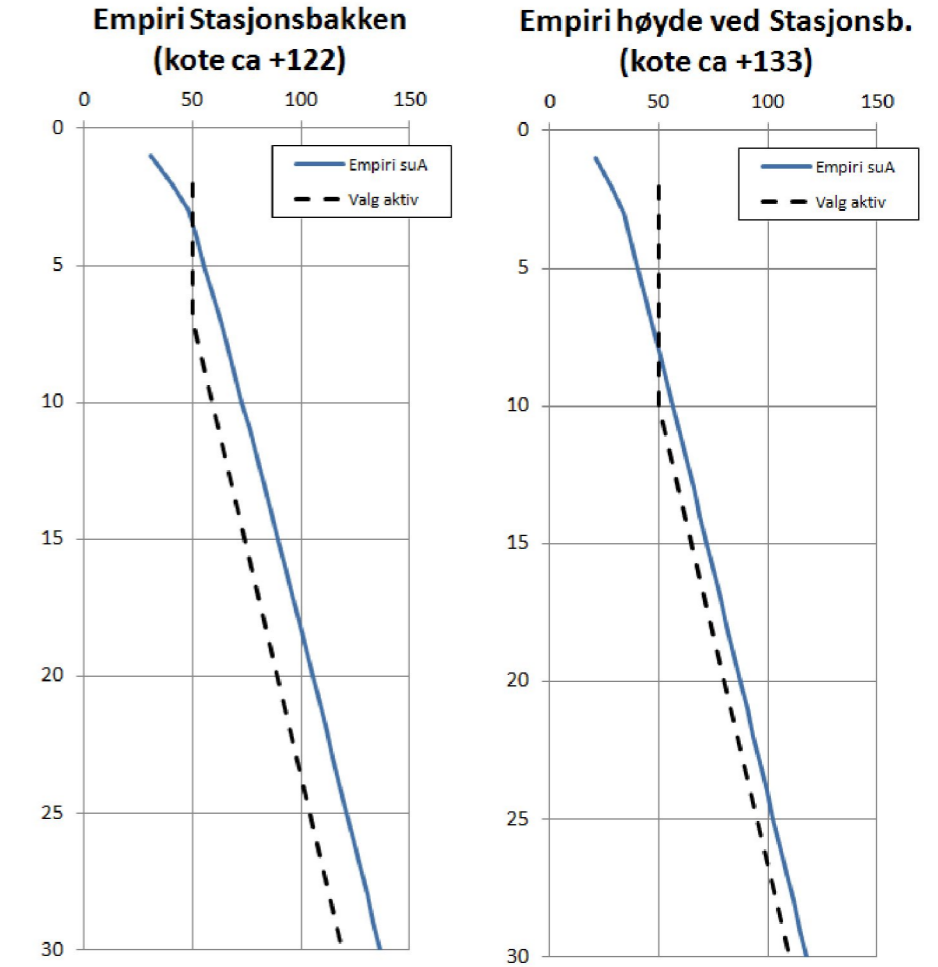
SF = 1,1







SF = 1,3



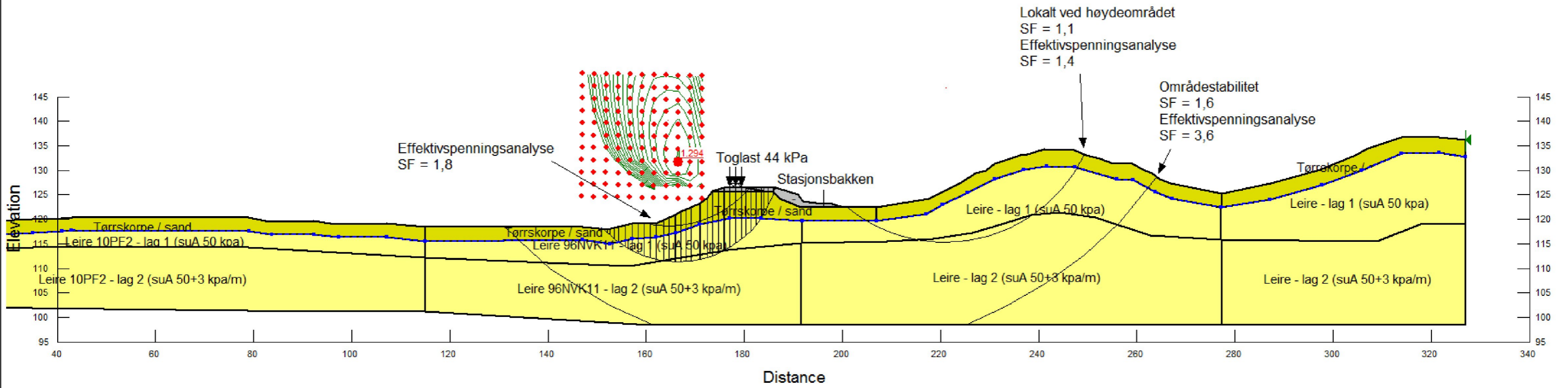
10PF2  
Se plan

11NVK11  
Se plan

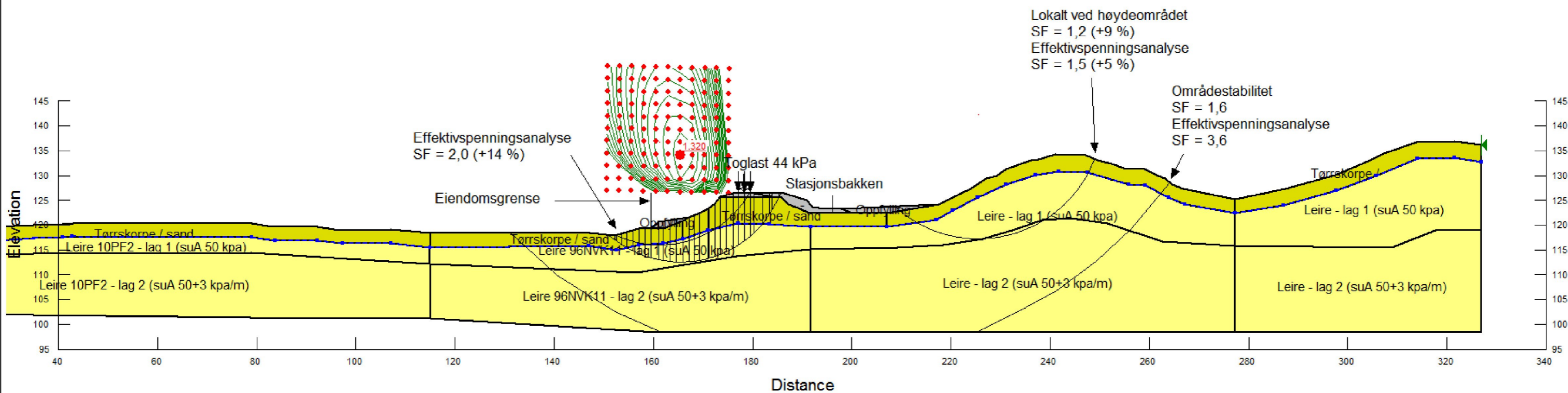
Empiri  
Stasjonsbakken

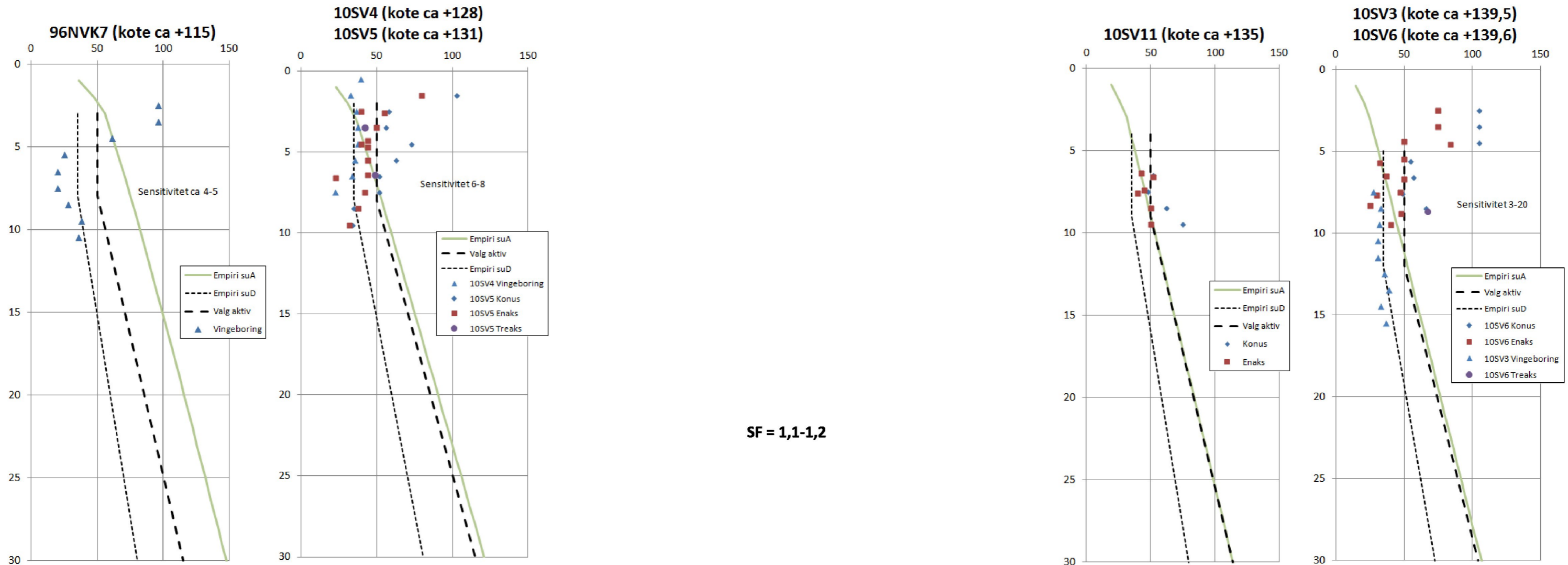
Empiri høyde  
Stasjonsb.

SF = 1,3

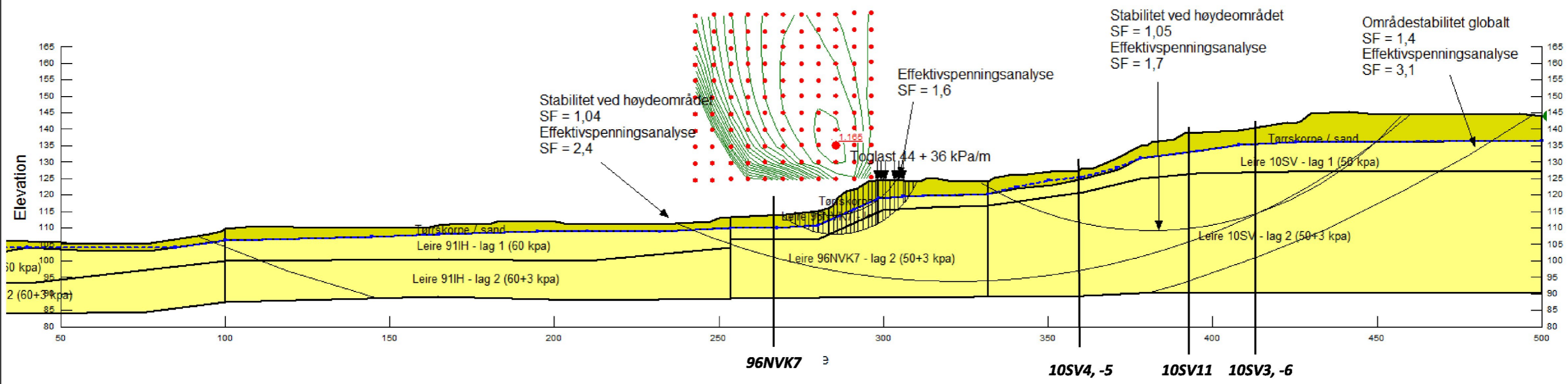


SF > 1,3



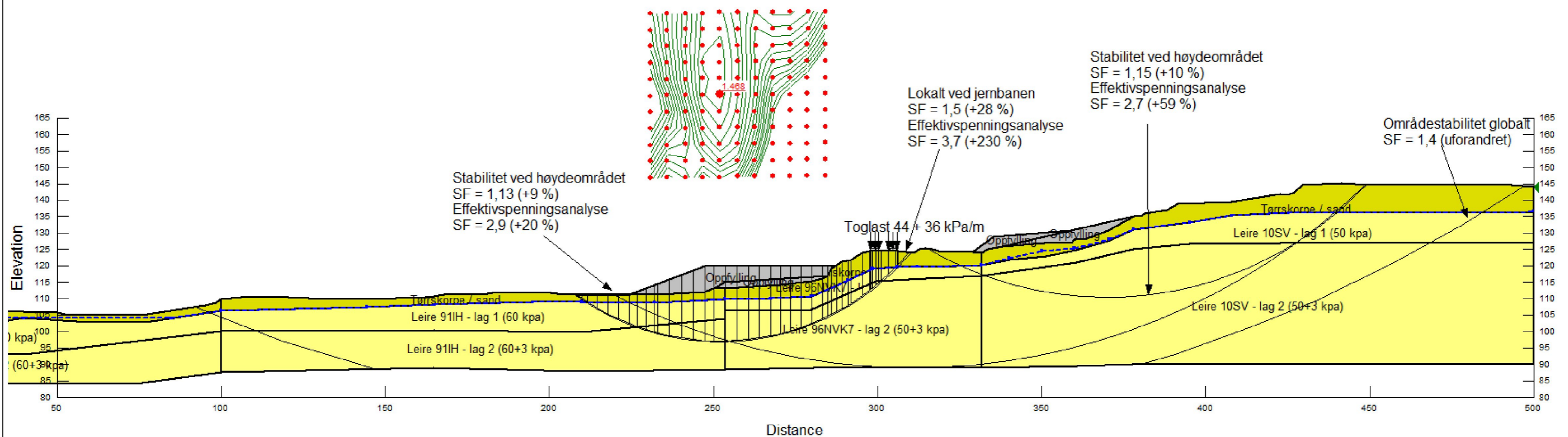


SF = 1,1-1,2

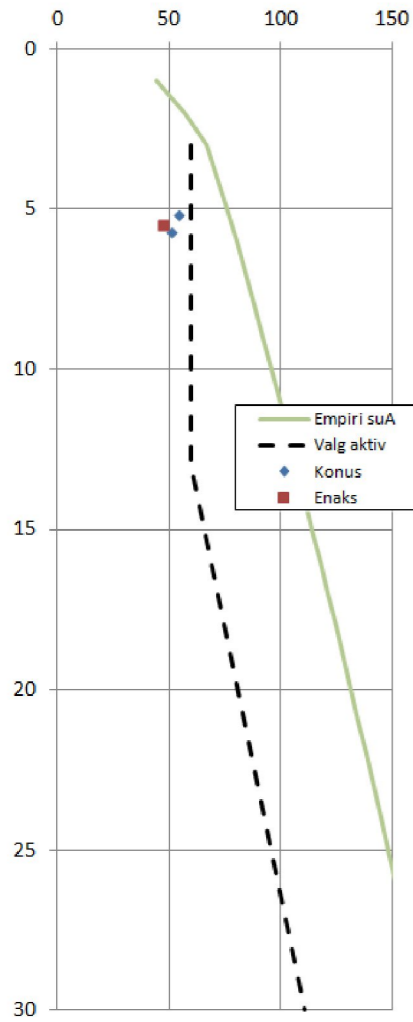


1) For å få tilstrekkelig lokalstabilitet kreves ca 30 m med ca 2 m oppfylling fra skråningsfot nedenfor jernbanen

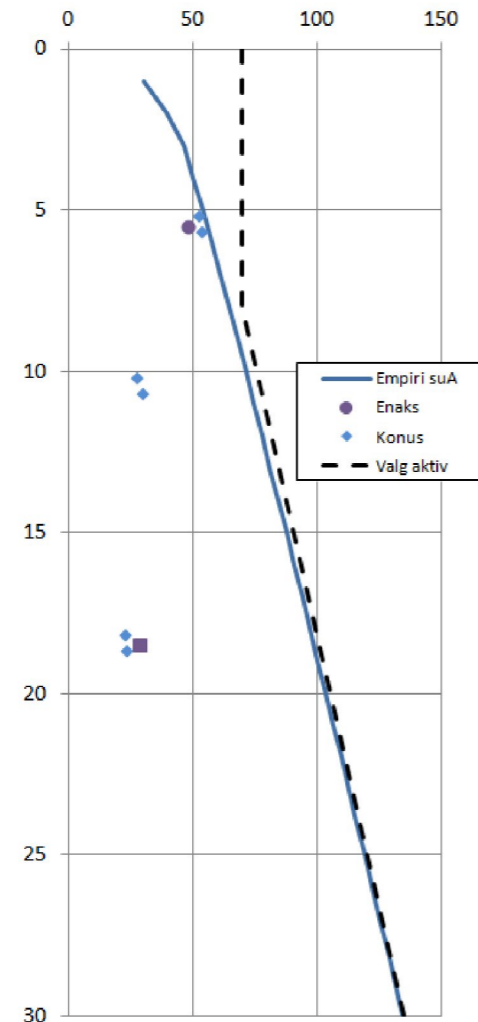
2) For å få tilstrekkelig områdestabilitet kreves ca 50 m med ca 5-7 m oppfylling fra skråningsfor nedenfor jernbanen + oppfylling øst for eksisterende stasjon



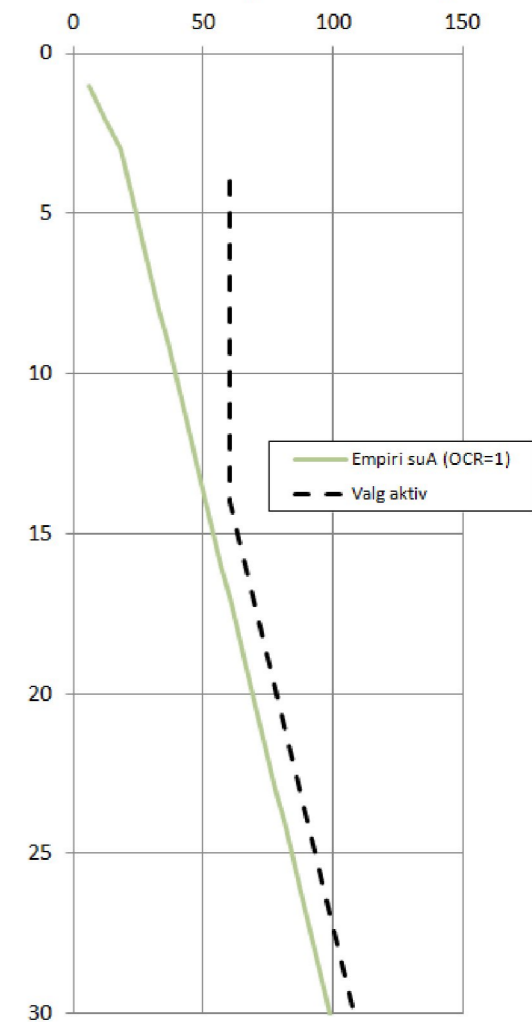
07LG20 (kote ca +104)



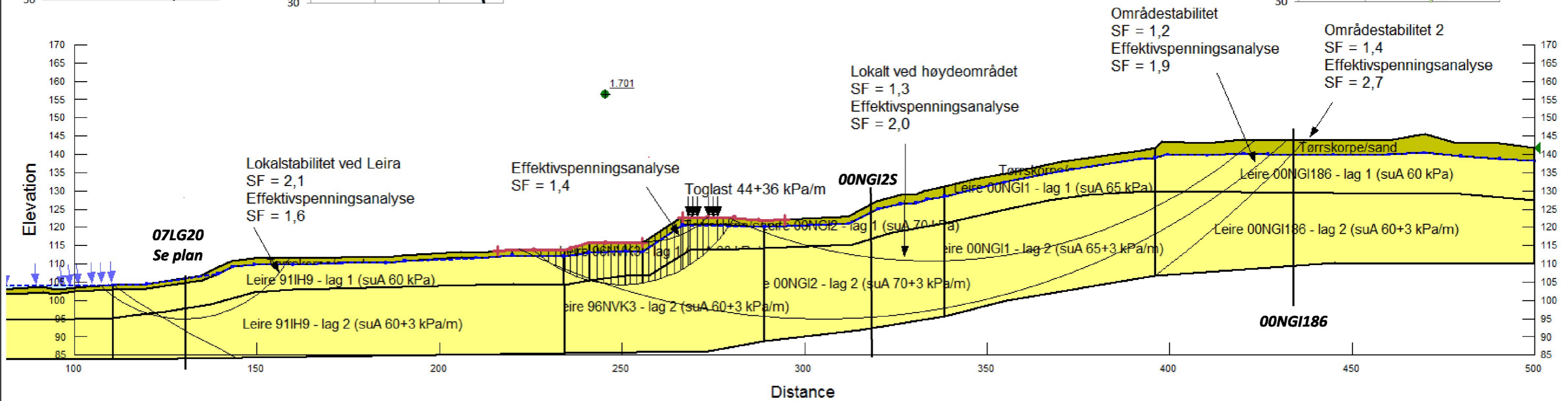
00NGI2S (kote ca +123)



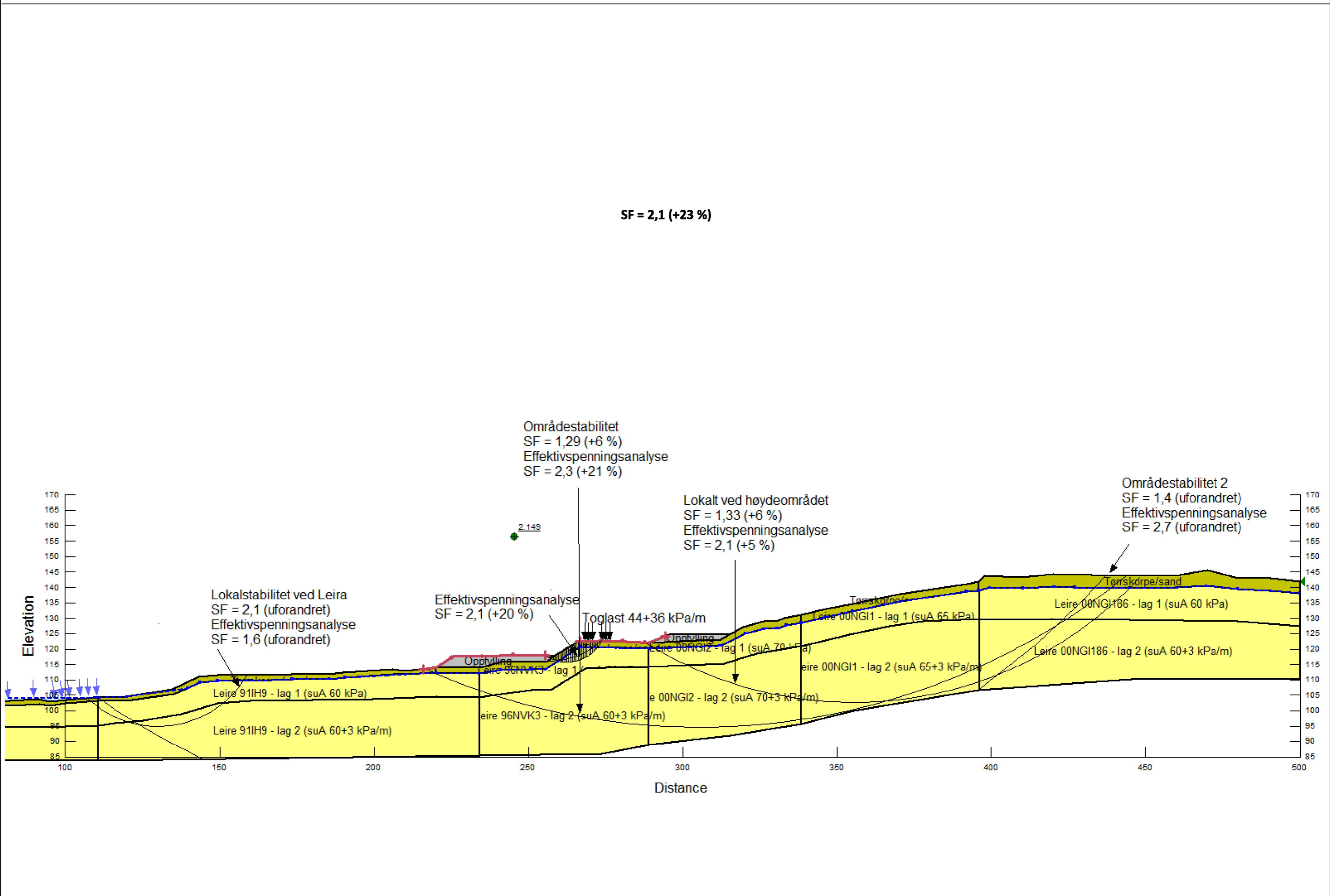
00NGI186 (kote ca +144)



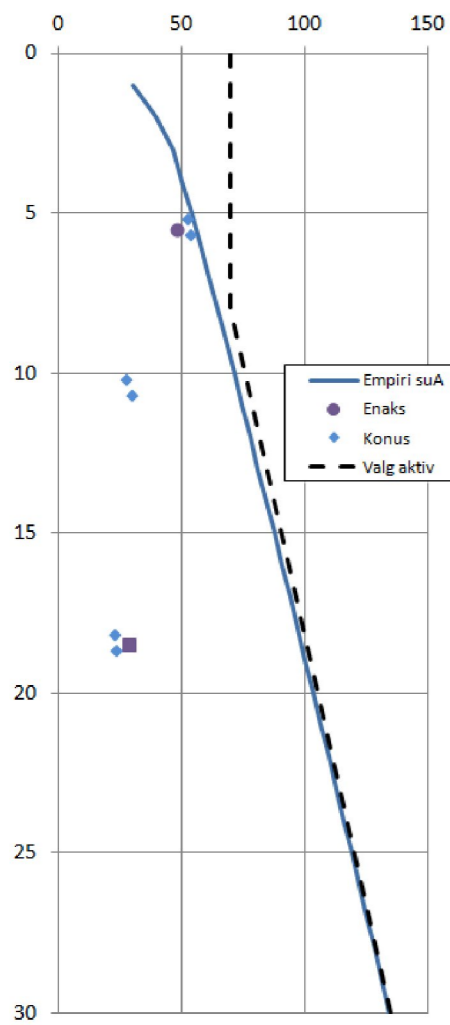
SF = 1,7



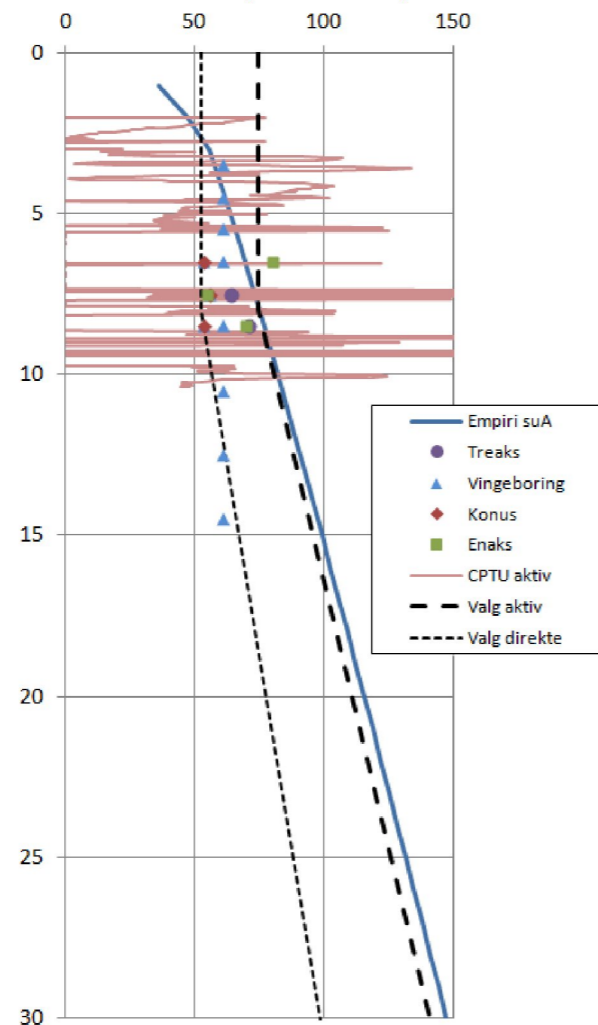




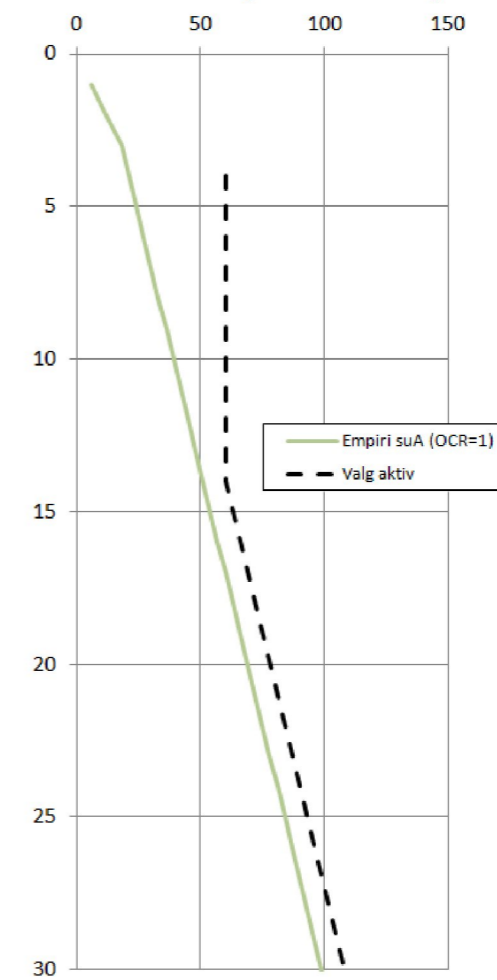
00NGI2S (kote ca +123)



11MC11 (kote +115)



00NGI186 (kote ca +144)

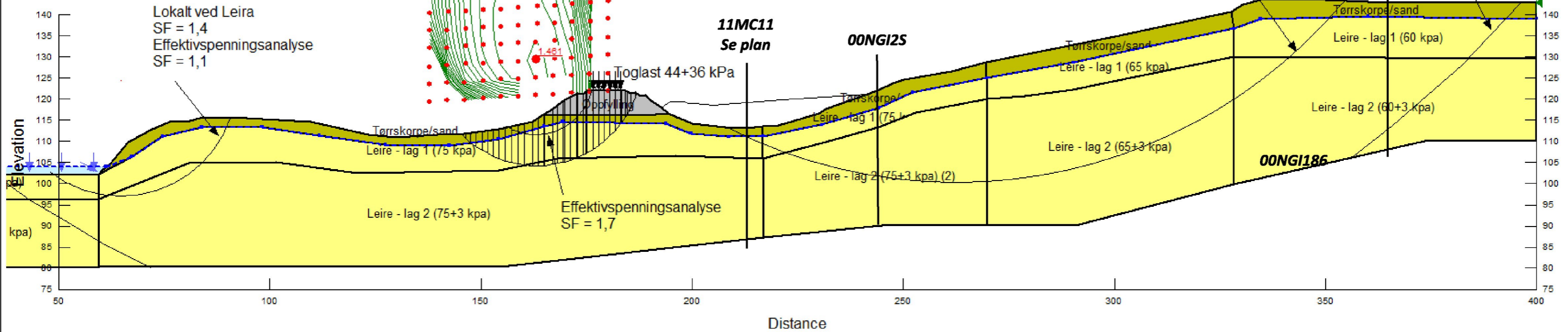


SF = 1,5

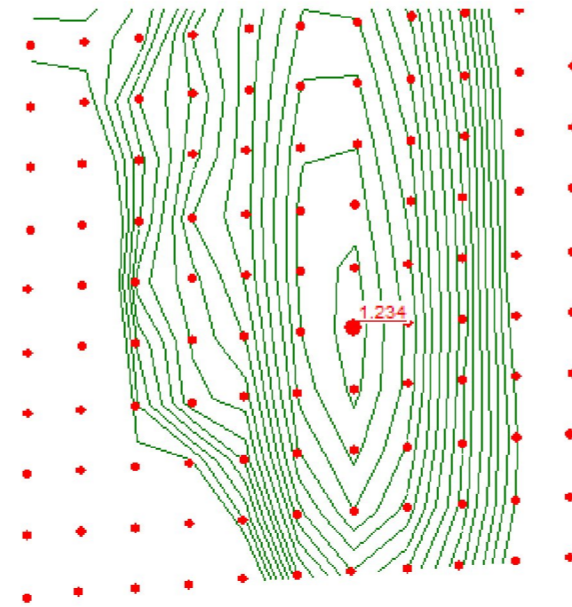
Områdestabilitet  
globalt  
SF = 1,5  
Effektivspenningsanalyse  
SF = 2,9

Lokalt ved høydeområdet  
SF = 1,1  
Effektivspenningsanalyse  
SF = 1,7

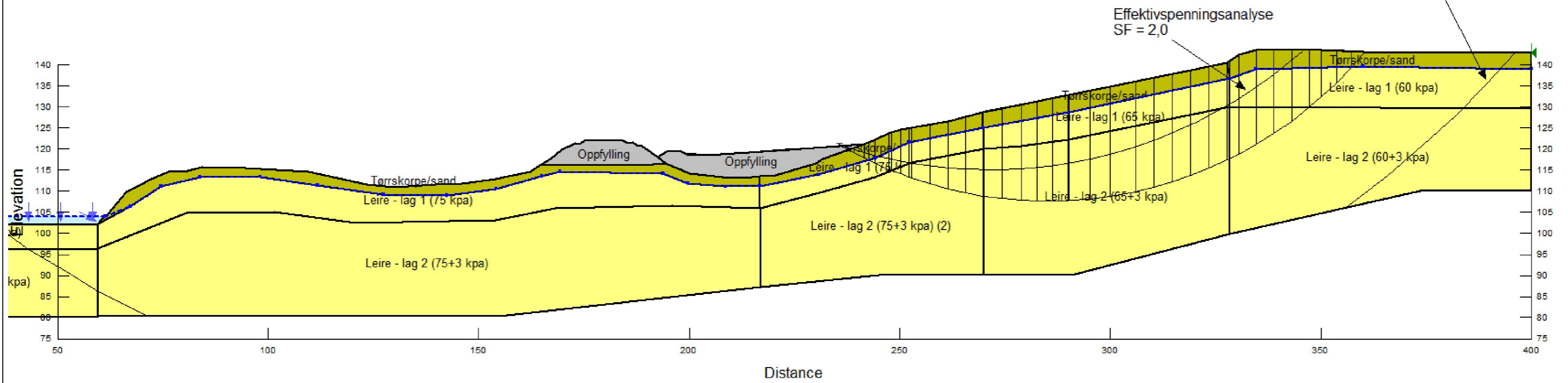
Lokalt ved Leira  
SF = 1,4  
Effektivspenningsanalyse  
SF = 1,1



SF = 1,2



Områdestabilitet  
globalt  
SF = 1,5  
Effektivspenningsanalyse  
SF = 3,0

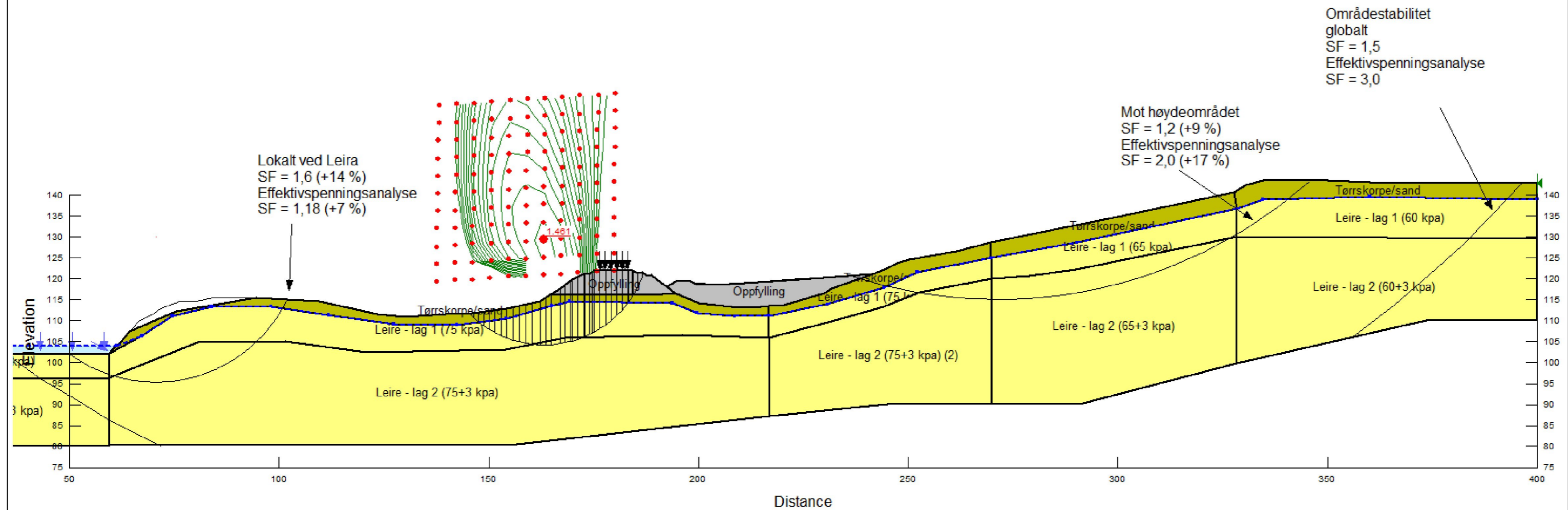


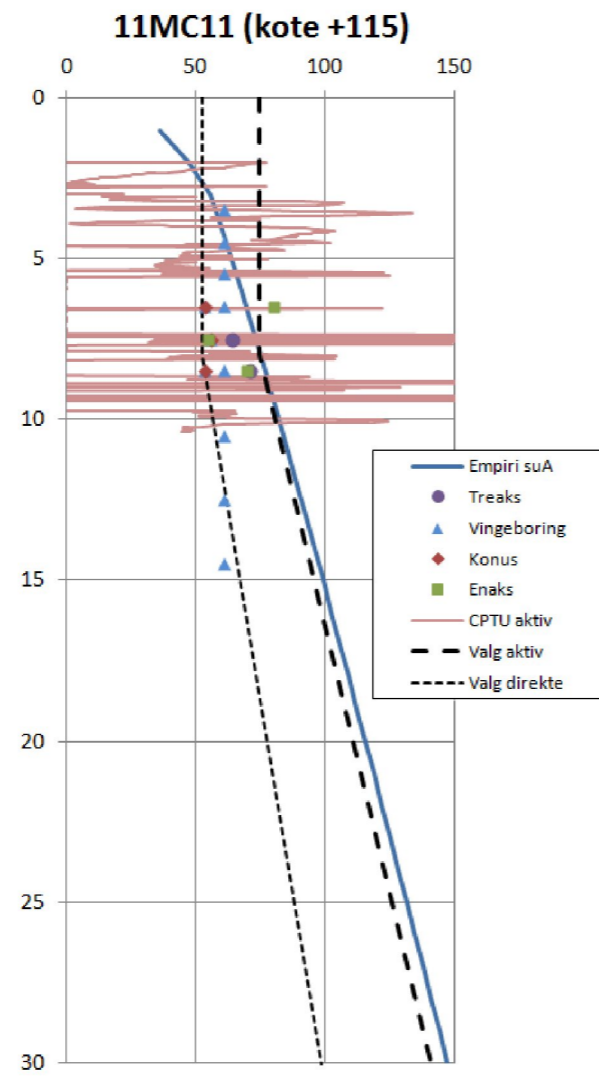
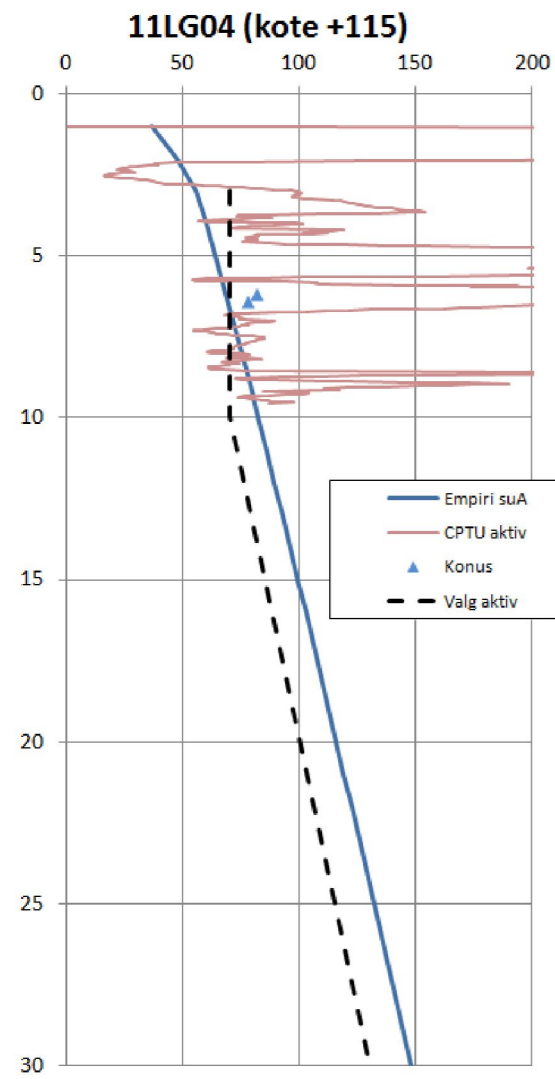
SF = 1,5

**Økning av sikkerhetsnivå ift eksisterende forhold:**

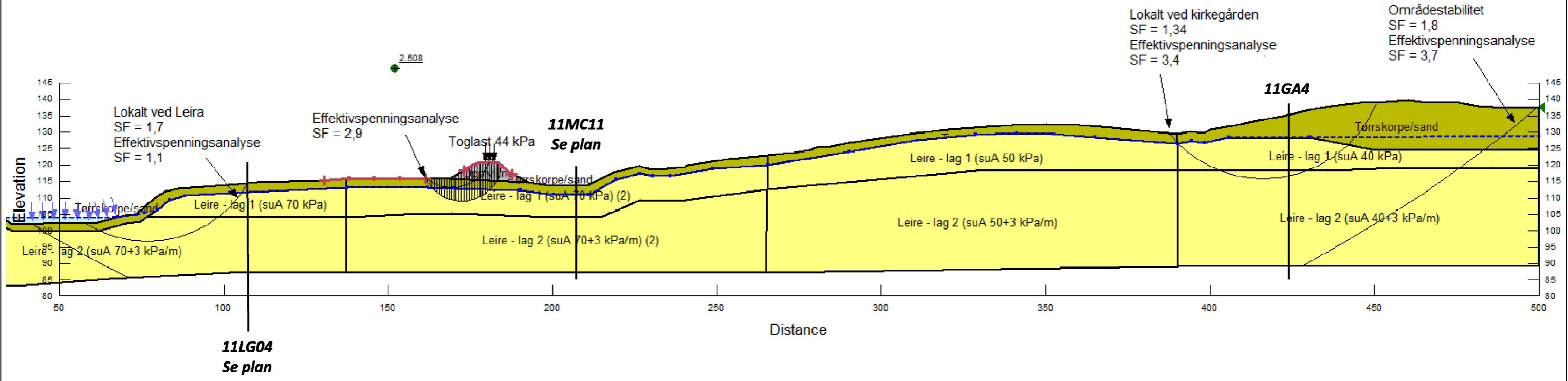
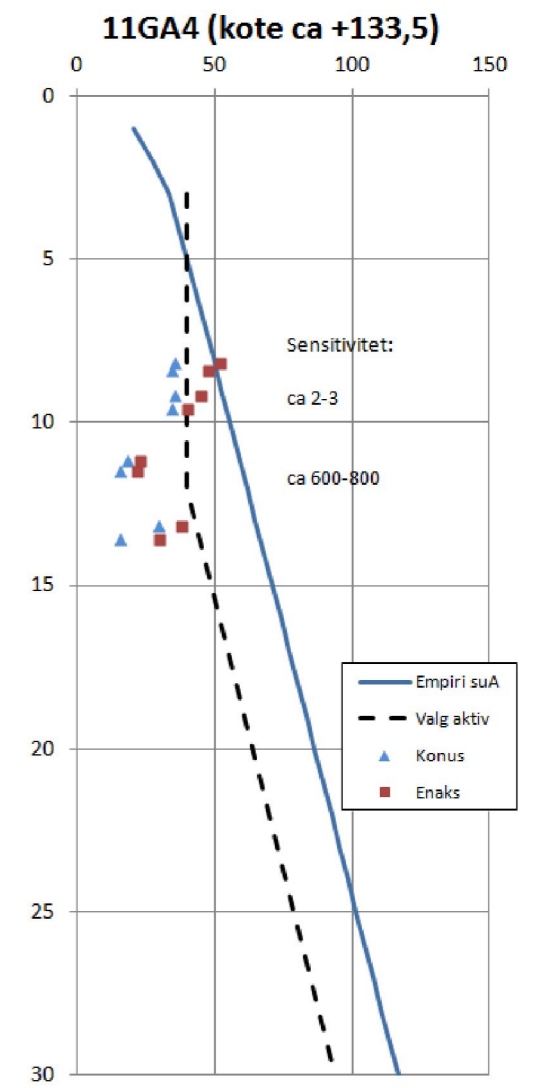
Lokalstabilitet ved Leira økes med min. ca 7 %

Områdestabilitet mot høydeområdet økes med min. ca 9 %

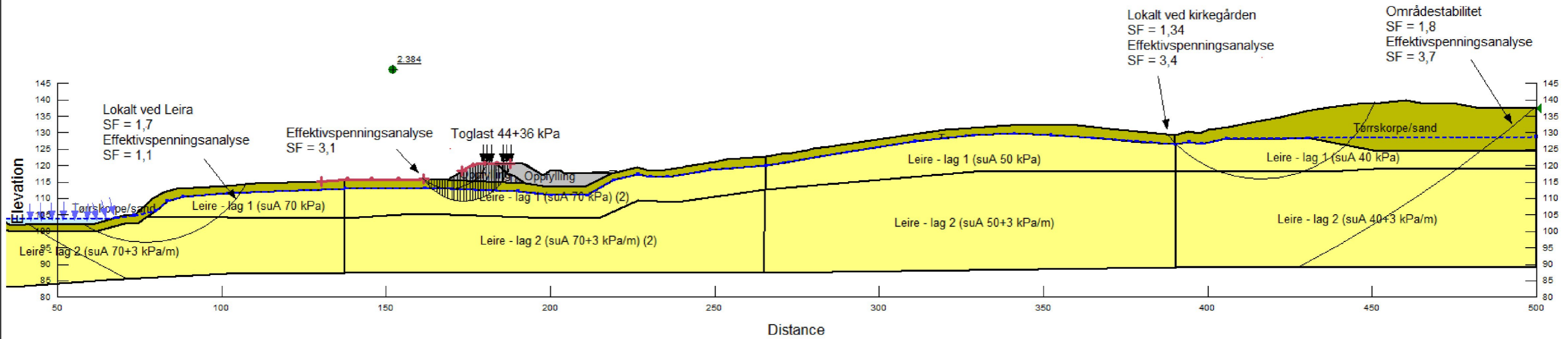




SF = 2,5



SF = 2,4

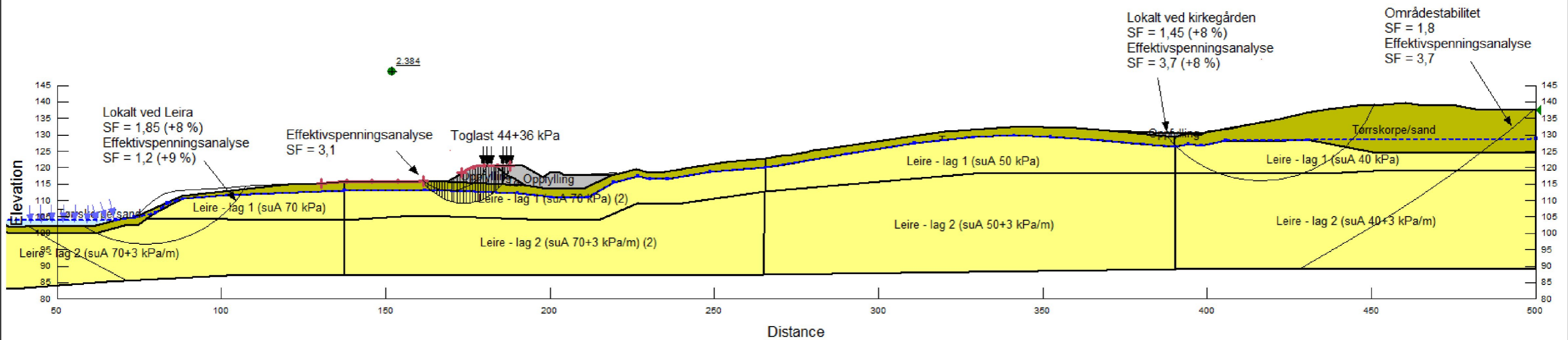


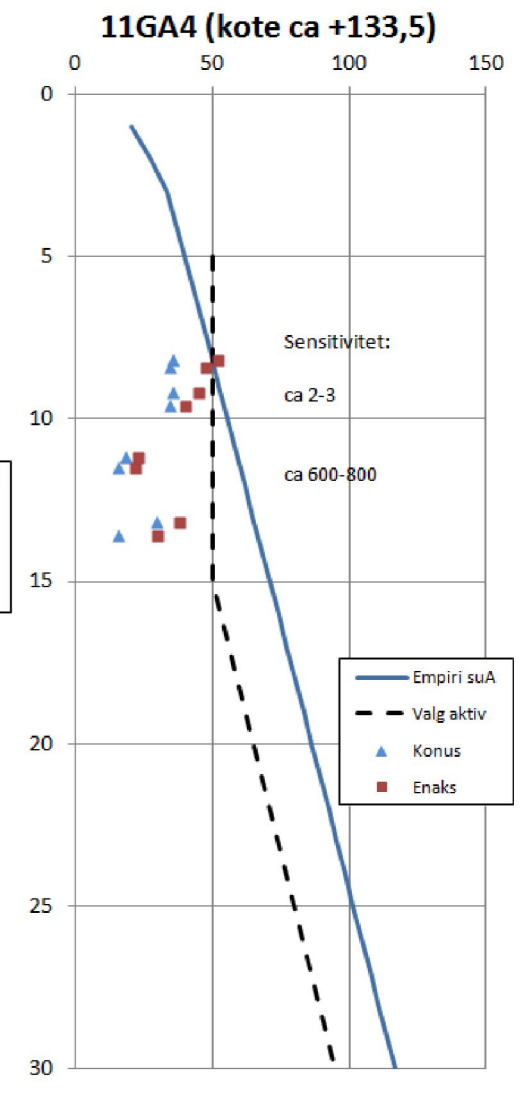
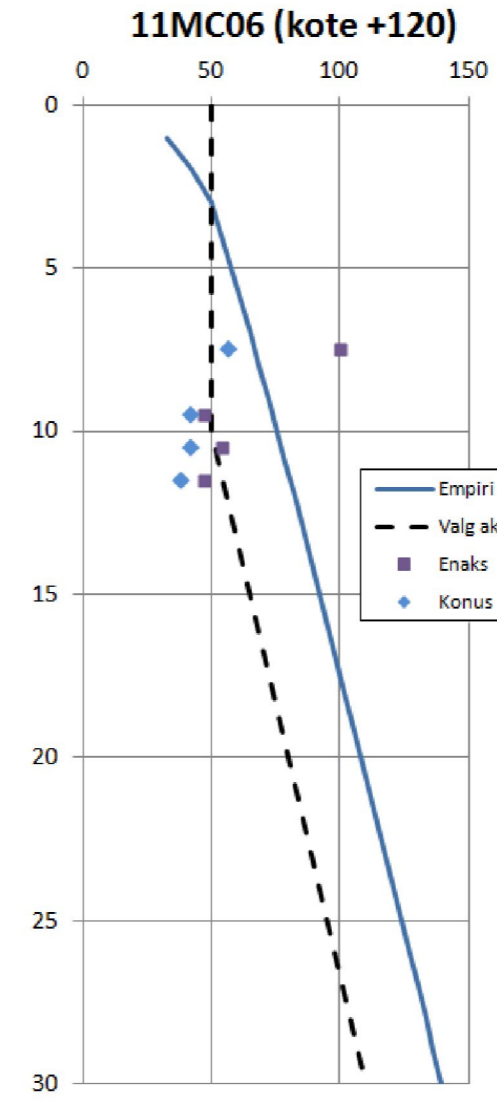
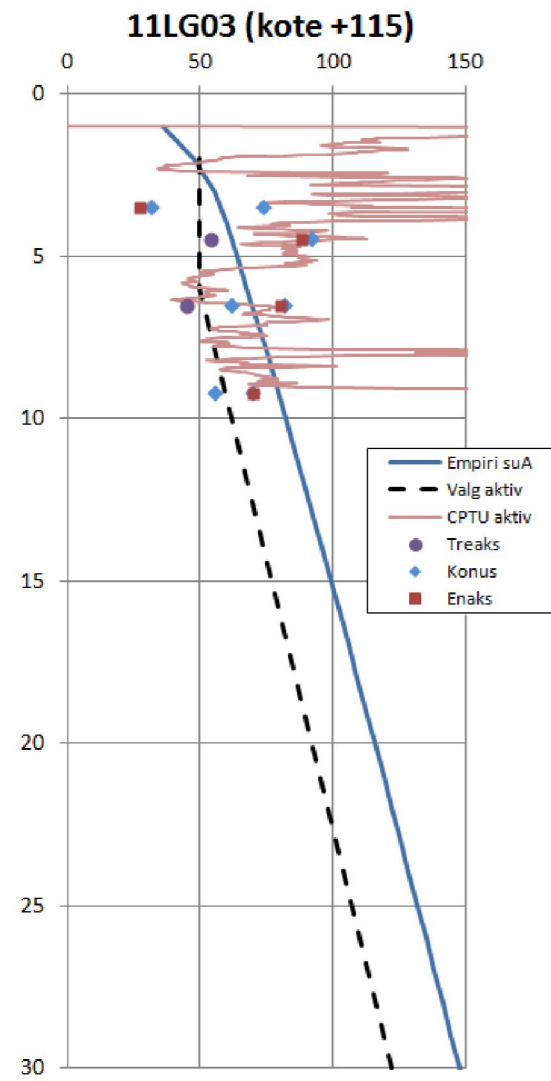
SF = 2,4

**Økning av sikkerhetsnivå ift eksisterende forhold:**

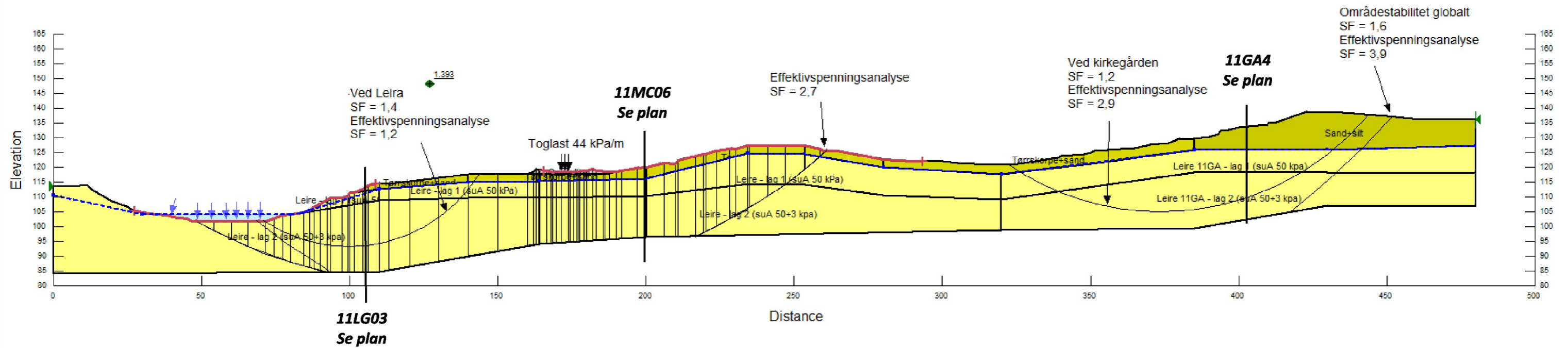
Lokalstabilitet mot høydeområdet økes med min. ca 8 %

Områdestabilitet (globalt) økes med min. ca 8 %

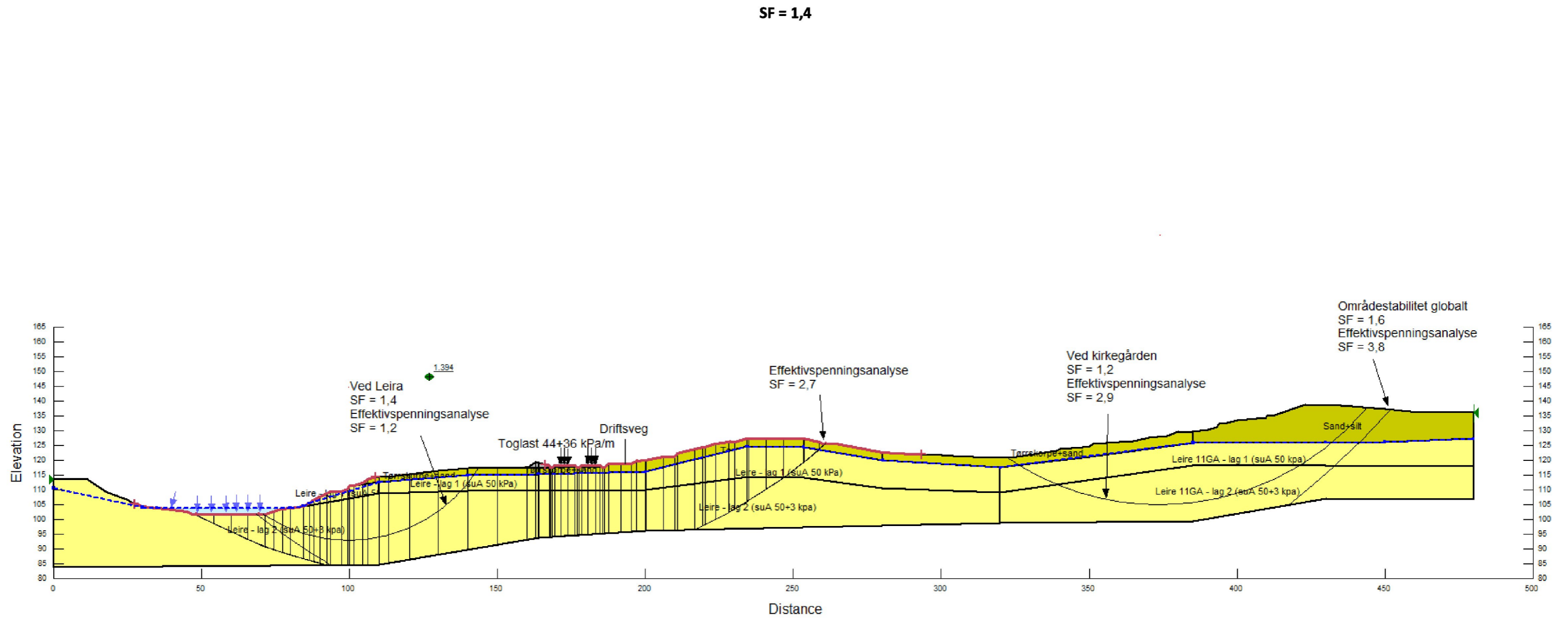




SF = 1,4





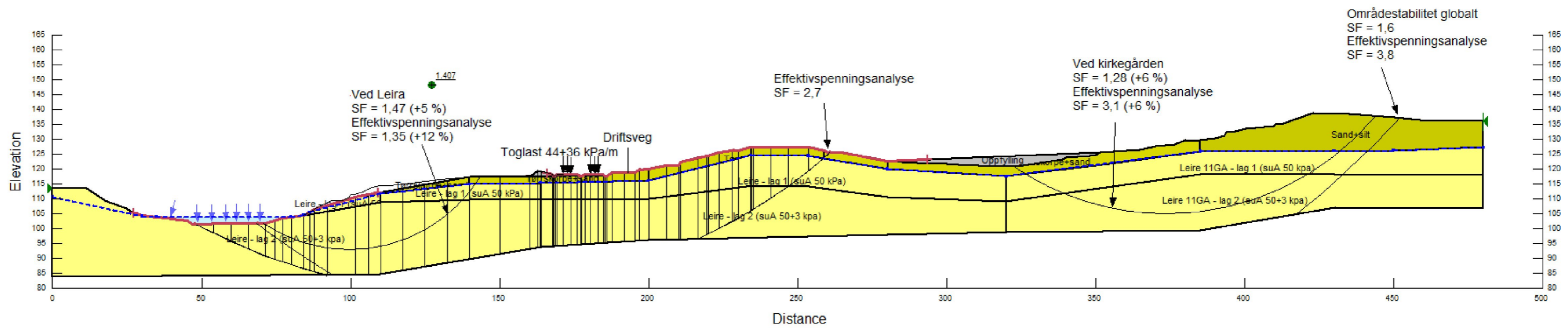


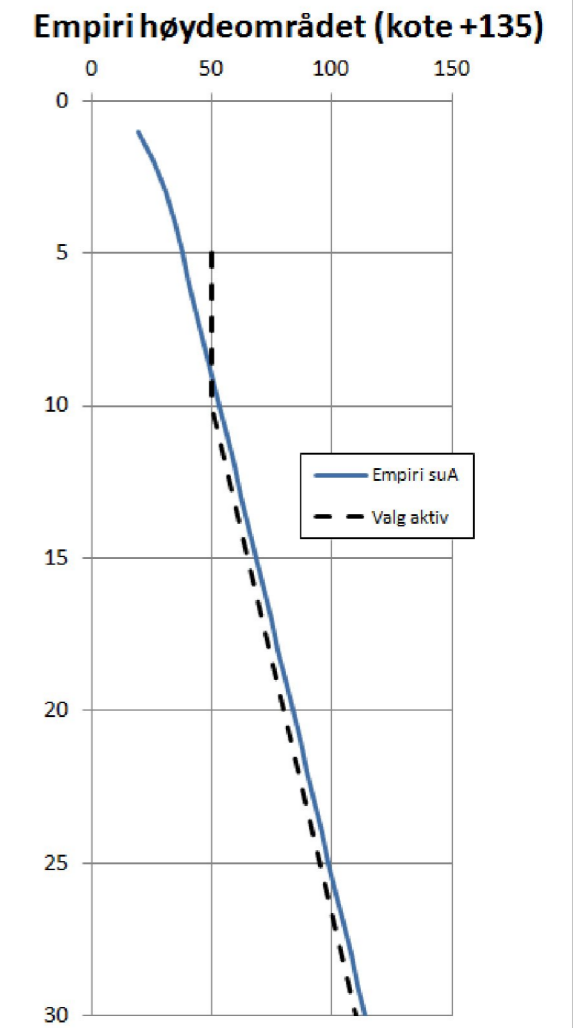
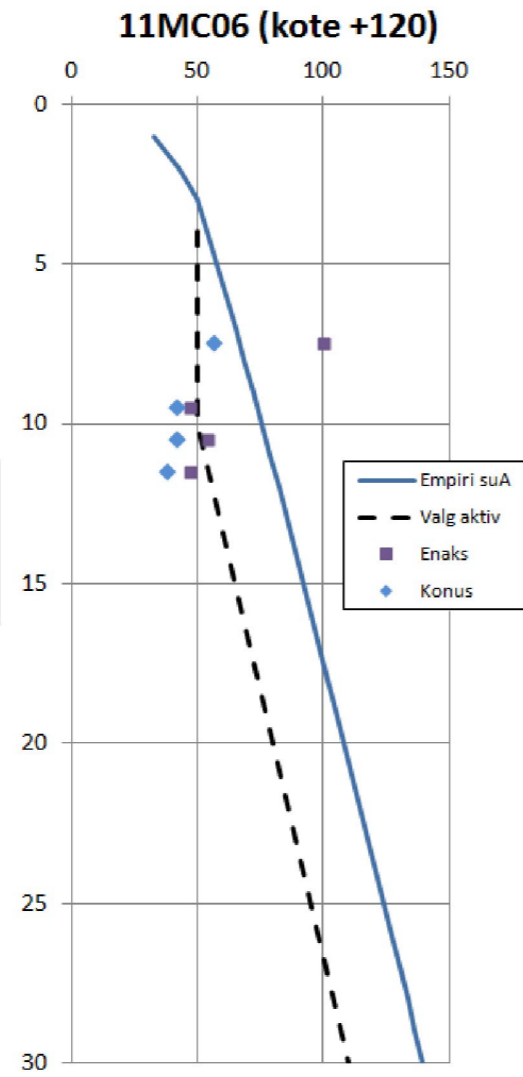
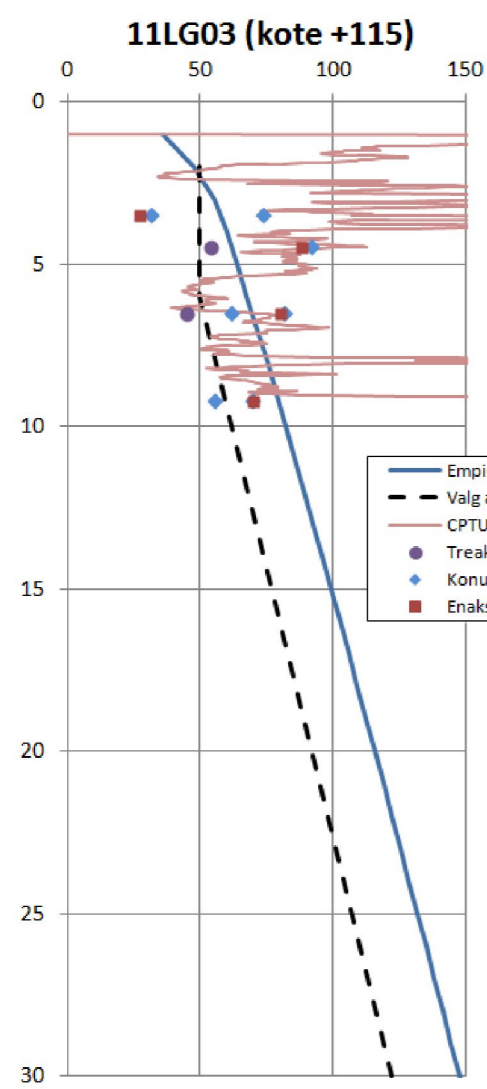
SF = 1,4

**Økning av sikkerhetsnivå ift eksisterende forhold:**

**Lokalstabilitet mot høydeområdet (Frogner kirkegård) økes med min. ca 6 %**

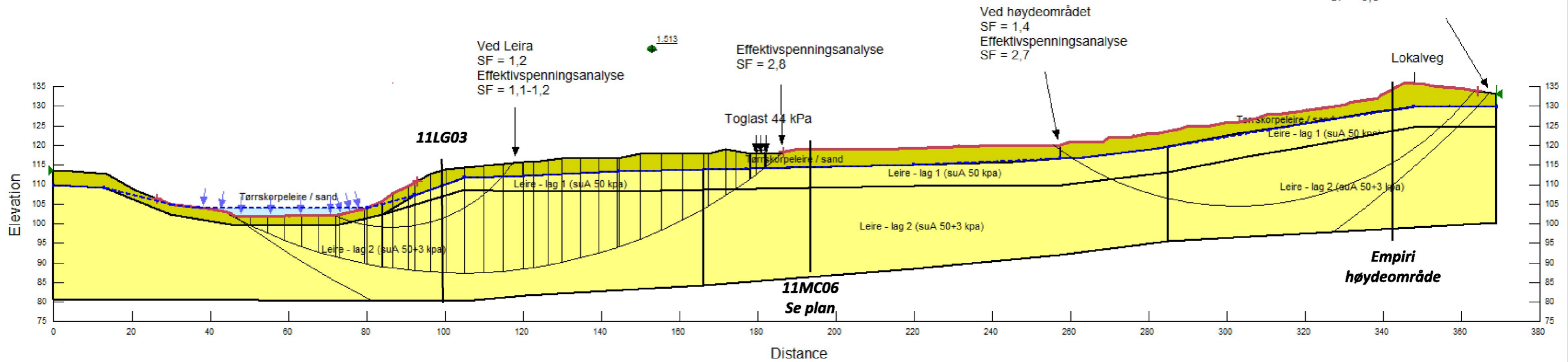
**Lokalstabilitet ved Leira økes med min. ca 5 %**

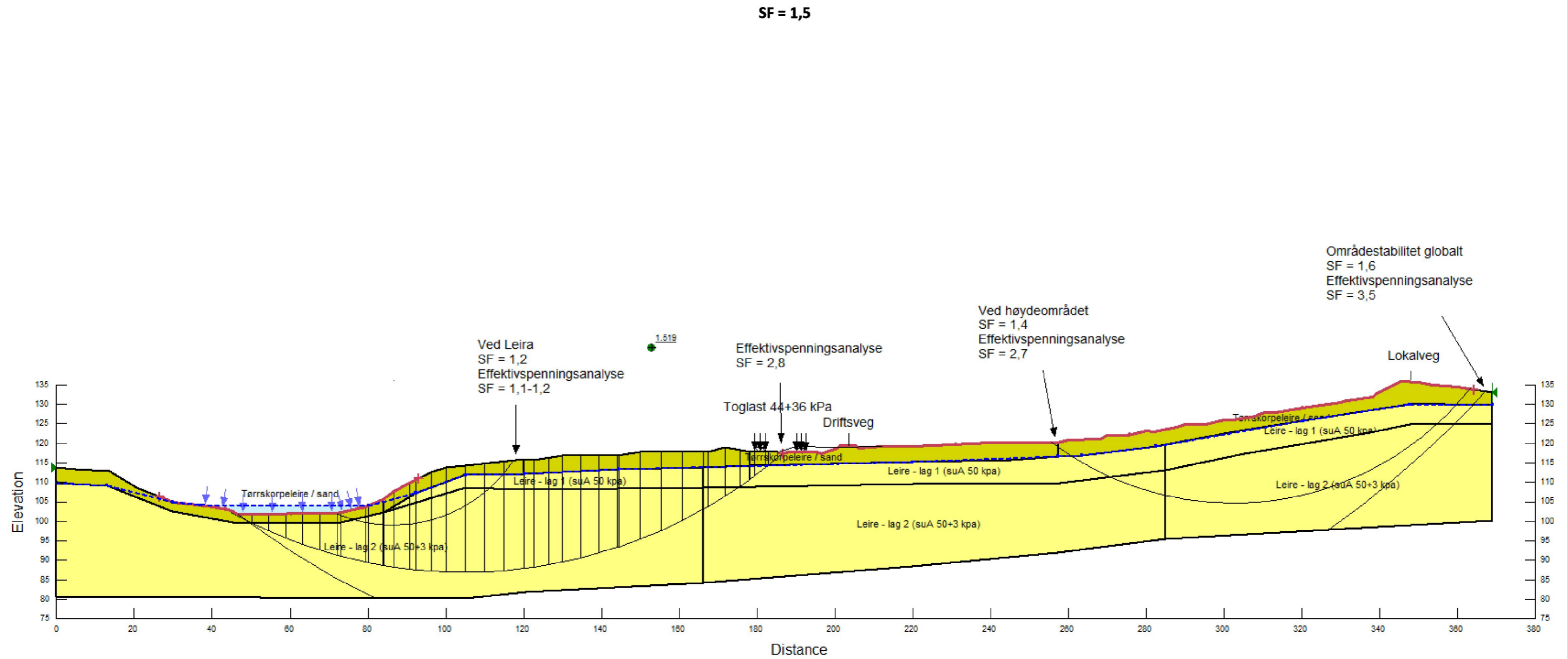




SF = 1,5

Områdestabilitet globalt  
SF = 1,6  
Effektivspenningsanalyse  
SF = 3,5

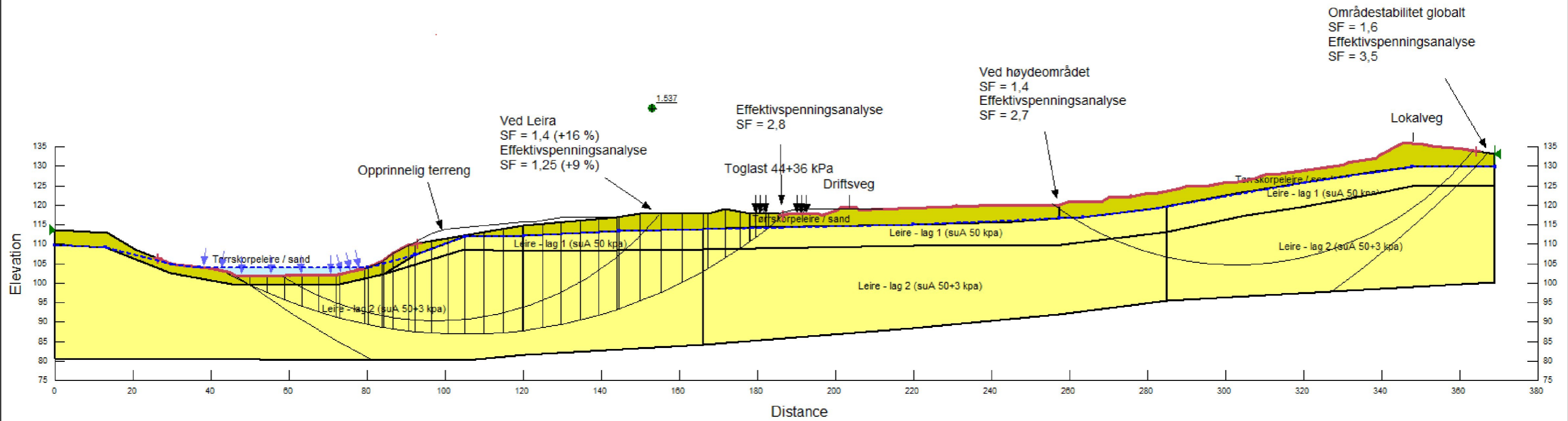


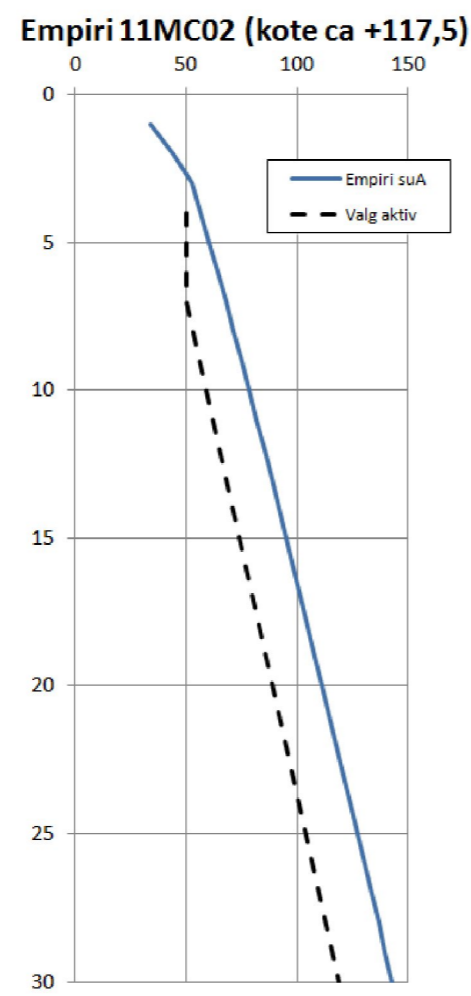
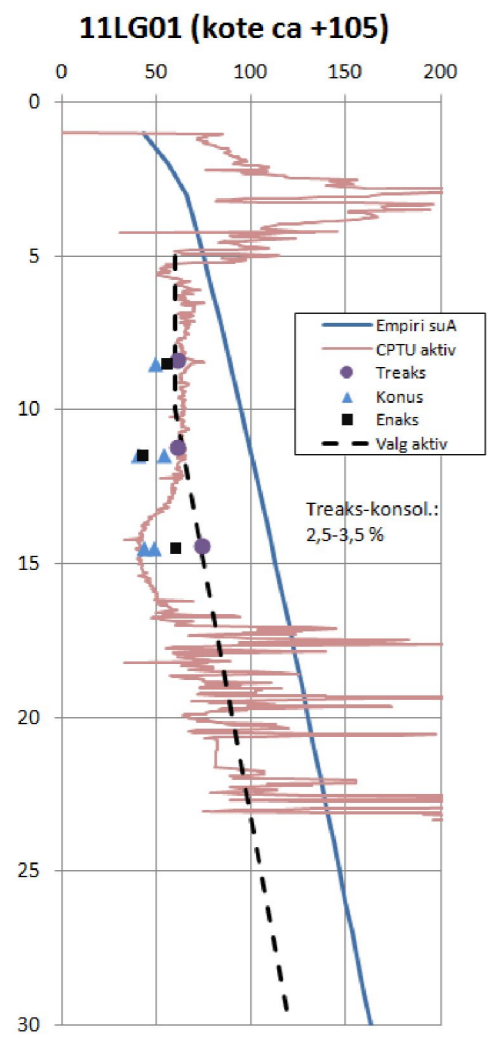


SF = 1,5

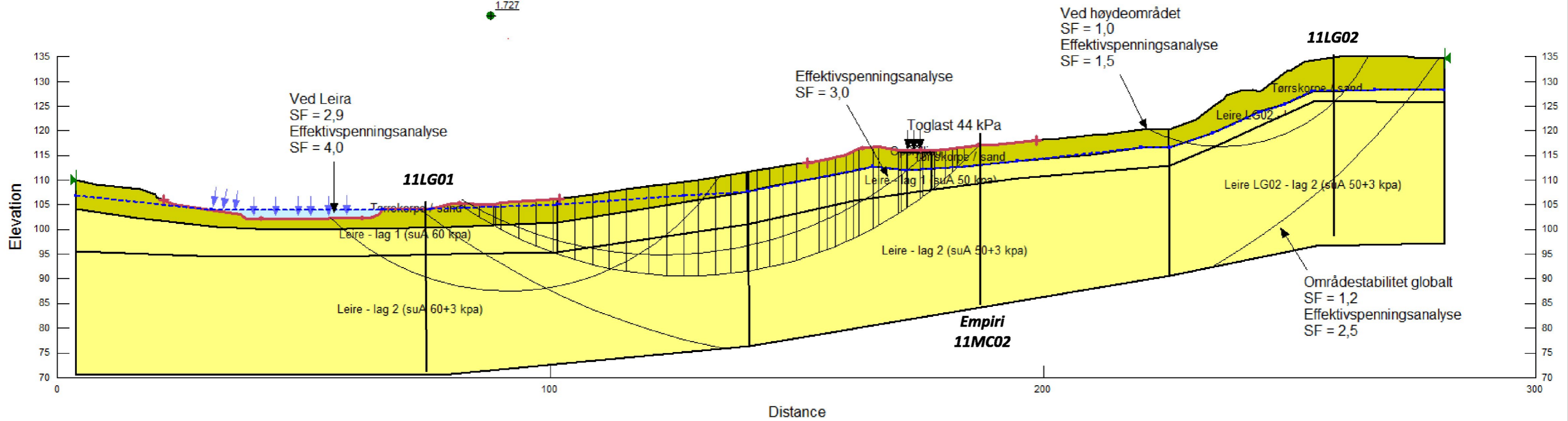
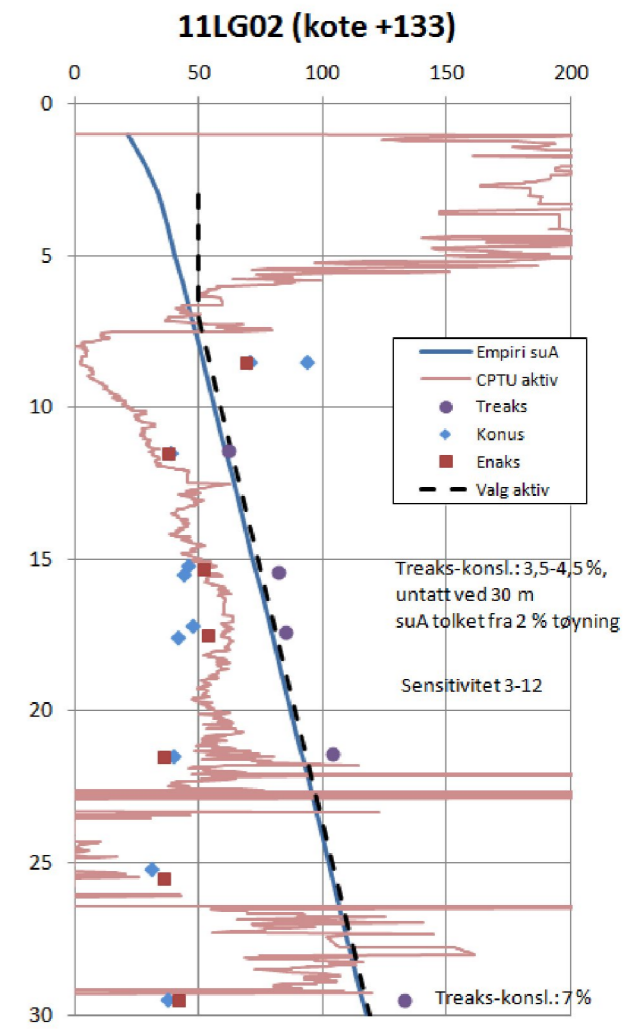
**Økning av sikkerhetsnivå ift eksisterende forhold:**

**Lokalstabilitet ved Leira økes med min. ca 9 %**

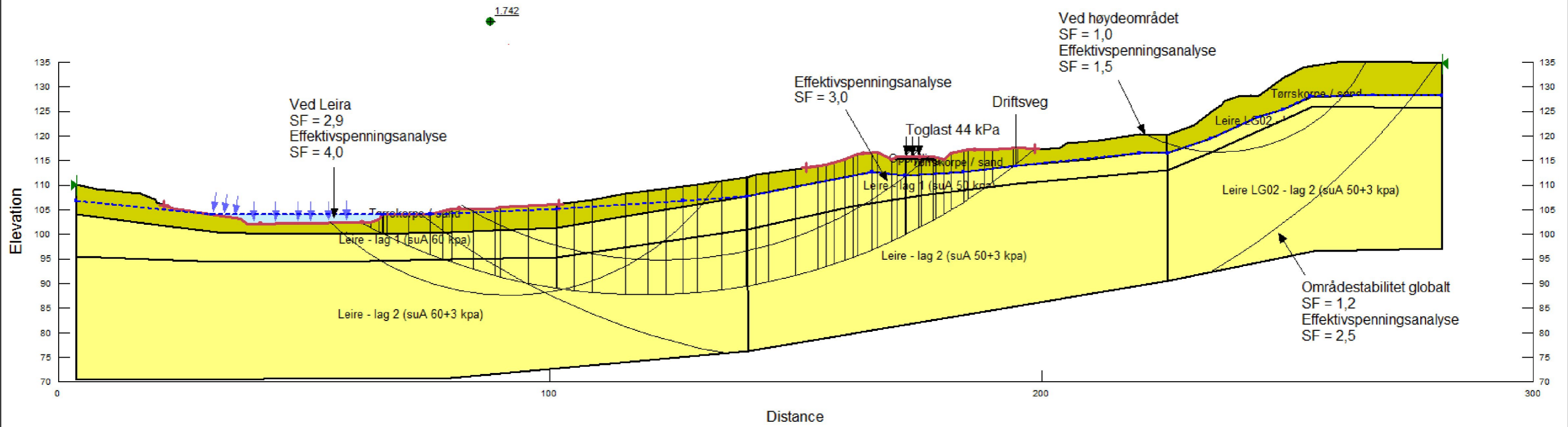




SF = 1,7



SF = 1,7

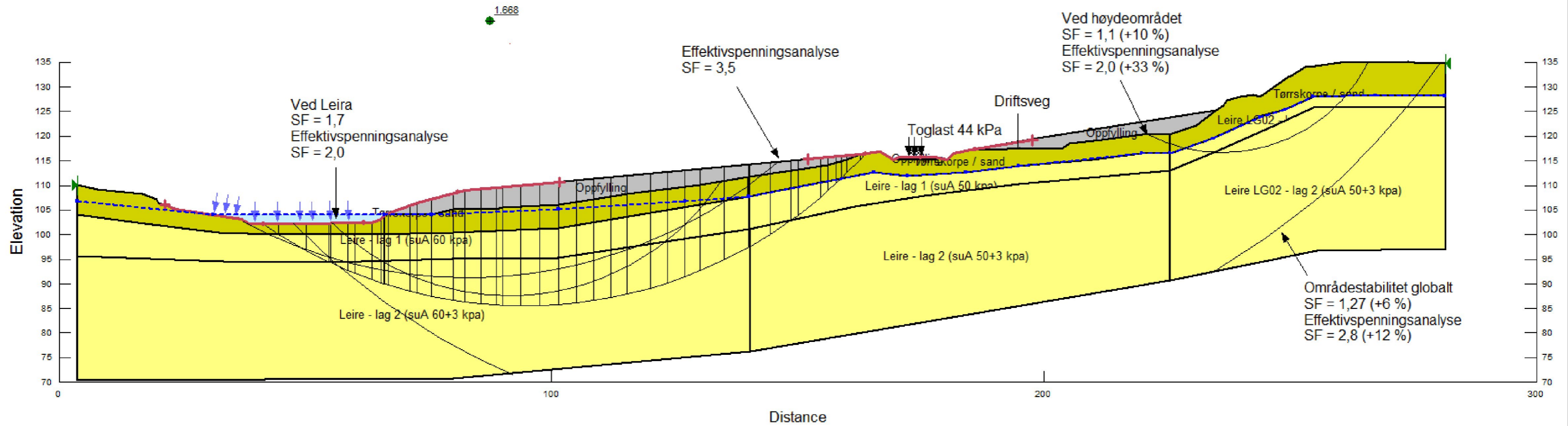


SF ≈ 1,7

**Økning av sikkerhetsnivå ift eksisterende forhold:**

Lokalstabilitet mot høydeområdet økes med min. ca 10 %

Områdestabilitet (globalt) økes med min. ca 6 %





**Vedlegg 5**

**Kart over geotekniske sikringstiltak**

Omfang og utbredelse av sikringstiltak er omtrentlige



REF: G:\GEO\G1\1\PARTIKK\08\_04\_10\_12  
2010-05-20 14:04:28  
Printed av Heidem, Carl

År 2010-05-20 14:04:28  
Printed av Heidem, Carl