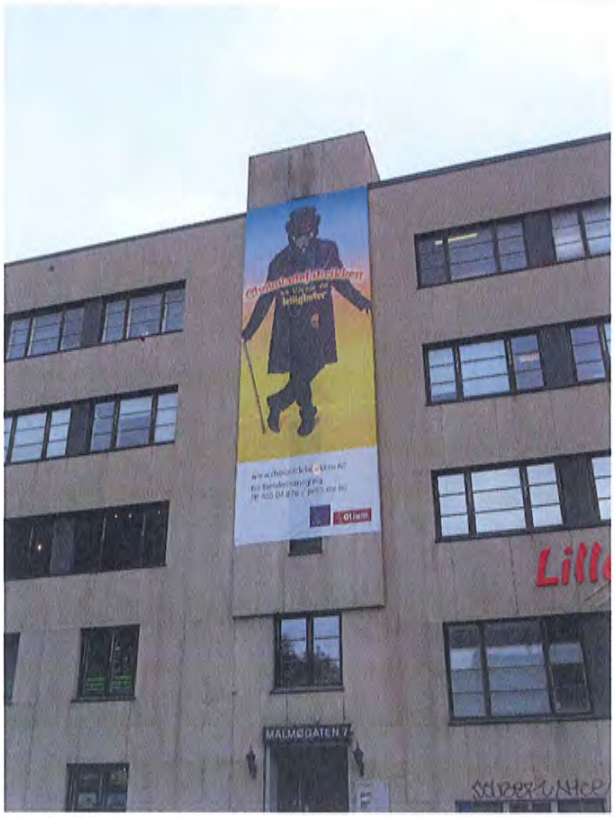
LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon

Chokoladefabrikken Utbyggingsselskap AS

Chokoladefabrikken

Prosjekteringsrapport 11-218 nr. 1



Bilde av eksisterende bygg i malmøgata 7, tatt mot nord

Prosjektnr: 11-218	Dato: 22.04.12	Saksbehandler: Stian Vadstad
Kundenr: 2067	Dato:	Kvalitetsikrer:

Fylke: Oslo	Kommune: Oslo	Sted: Rodeløkka
Adresse: Marstrandsgaten 7	Gnr: 227	Bnr: 253/308/309/317/383/384

Tiltakshaver:	Chokoladefabrikken Utbyggingsselskap AS
Oppdragsgiver:	Chokoladefabrikken Utbyggingsselskap AS
Rapport:	11-218 nr.1
Rapporttype:	Geoteknisk resultatrapport
Stikkord:	Fundamenteringsforhold
UTM:	Sone 32 - 6644600 (nord) 0598810(øst)

SAMMENDRAG

Chokoladefabrikken Utbyggingsselskap AS planlegger bygging av ca. 150 leiligheter i 6 forskjellige bygg på Rodeløkka i Oslo kommune. Tiltaksområdet strekker seg over seks eiendommer. Utbyggingen skal utføres i tre byggetrinn hvor bygg A, C og E er nybygg, mens bygg B, D og F skal rehabiliteres, se vedlegg 1. Deler av eksisterende bygningsmasse skal rives. Områdets beliggenhet er vist på oversiktskart på side 3. Løvlien Georåd har fått i oppdrag å utføre grunnundersøkelser som grunnlag for prosjektering av grunn- og fundamenteringsarbeidene.

Utførte grunnundersøkelser viser at løsmassene består av et topplag med fyllmasser med mektighet mellom 1 m og 4 m. Videre bløt til middels fast leire med mektighet mellom 4 m og 25 m. I områdene hvor dybde til berg er stor, er det et lag med økt sonderingsmotstand over berg, antatt morene. Dybde til berg varierer mellom 6 m og 31,5 m.

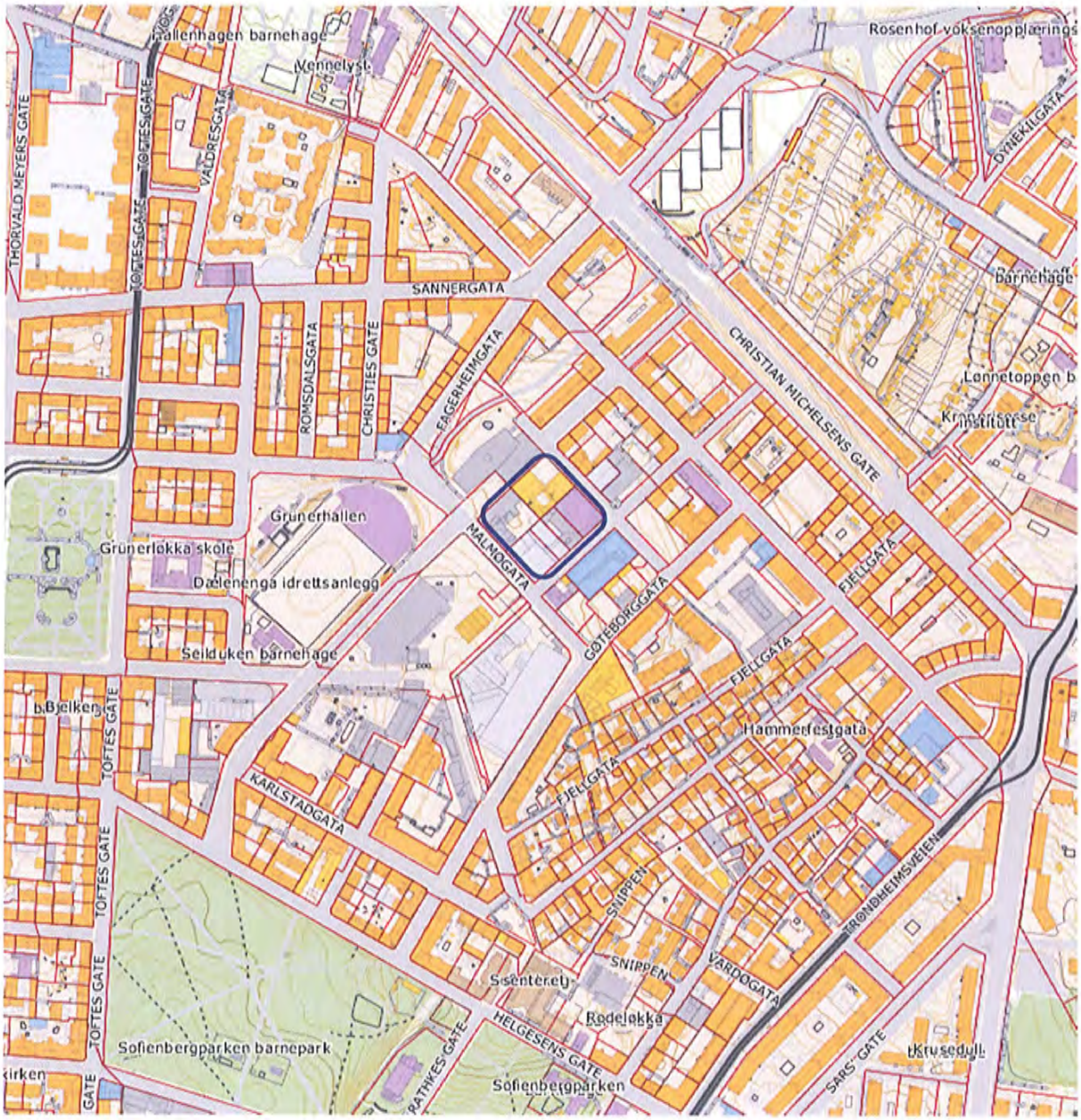
Som følge av bløte masser og varierende dybde til berg, anbefales borede stålkjernepeler til berg. I området hvor bergoverflaten er usikker, se vedlegg 4, benyttes reduksjonsfaktor f_a = 0,75. Pelene bores minimum 3,5 m i berg, hvor foringsrøret bores ca. 0,5 m ned i berg. I de øvrige områdene hvor bergoverflaten er godt kartlagt, benyttes reduksjonsfaktor f_a = 0,9 og minimum innboringslengde i berg settes til 1,5 m. Foringsrøret bores ca. 0,5 m ned i berg.

Ved bygg A skal det rammes spunt ut mot Marstrandgata. Utførte beregninger i GeoSuite Excavation og Stability viser at spunten bør ha motstandsmoment minimum $W_x \geq 2600$ cm^3/m og minimum spuntlengde $l_{min} \geq 22$ m. Spunten avstives med skråstag til berg i ett nivå. For å oppta vertikallastene fra skråstagene må annenhvert dobbeltnål rammes og fordybles til berg.

For bygg A, B og C vurderes løsmassene under grunntype S_2 iht. ref. /5/. Videre vurderes grunnen under bygg E under grunntype E, mens under bygg F vurderes grunnforholdene til grunntype D. Utførte prøvegravinger under eksisterende kjellergulv ved bygg D viser at dybde til berg varierer mellom 0 til ca. 4,8 m, grunntypen vurderes følgelig til grunntype A.

Med forutsetning om ventilert kjeller uten beboelsesrom, er det ikke krav om radonsperre mot grunnen iht. ref. /8/. Vi anbefaler likevel radonsperre under sjakter (heis-trapp-teknisk) fordi radon raskt kan trenge inn i boarealet fra slike rom.

Oversiktskart



Innholdsfortegnelse

SAMMENDRAG 2
Oversiktskart 3
Oversikt over bilag, vedlegg og tillegg 5
1 Innledning 6
1.1 Formål 6
1.2 Underleverandører 6
1.3 Oppdragsgiver 6
2 Utførte undersøkelser 6
2.1 Befaring 6
2.2 Grunnundersøkelser (ref. kapittel 3.2 i /1/) 6
3 Beskrivelse 7
3.1 Byggeplass og omgivelser 7
3.2 Grunnforhold 7
3.3 Konstruksjon 9
4 Redegjørelser 9
4.1 Forskrifter og standarder 9
4.2 Pålitelighetsklasse, geoteknisk kategori 9
4.3 Byggeplassens egnethet 9
5 Påvisning av sikkerhet og brukbarhet 9
5.1 Forutsetninger 9
5.2 Geotekniske parametere 10
5.3 Fundamentering 11
5.4 Spunt 12
5.5 Graveskråninger 15
5.6 Setninger på nabobygg 15
5.7 Utgraving mot bygg B 15
5.8 Graving mot Københavnsgate 10 15
5.9 Områdestabilitet (kapittel 11 i /1/) 16
5.10 Seismisk påvirkning (kapittel 3 i /5/) 16
6 Radonkonsentrasjon 17
7 Kontroll og overvåkning 17
7.1 Kontrollplan og overvåkning 17
8 Supplerende undersøkelser og videre arbeid 18
9 Referanser 18

Oversikt over bilag, vedlegg og tillegg

Bilag	**Nr.**
Situasjonsplan	1
Boreresultater	2 – 7
Løsmasseprofil	8 – 10
Kornfordelingskurver	11
Treaksialforsøk	12
Ødometerforsøk	13 – 15
Koordinat- og borpunktliste	16
Spuntplan	17
Spuntoppriss og prinsippskisse av indre avstivningssystem	18
Stabilitetsberegninger	19 – 20

Vedlegg	**Nr.**
ARK tegning – Planoversikt, parkeringskjeller	1
Bergkotekart fra Oslo vann- og avløpsetat	2
Tolkning udrenert skjærstyrke	3
Peleberegninger	4
Resultat fra spuntberegninger	5
Eksisterende fundament, bygg B	6
Dimensjonering av avstivningssystem	7
Beregning av bygningslaster i Marstrandgata 15	8
Dybde til berg ved bygg D	9

Tillegg	**Nr.**
Eksempel på totalsondering m/ forklaring	1
Forklaring av trykksondering (CPTU)	3
Forklaring av løsmasseprofil	11

1 Innledning

1.1 Formål

Chokoladefabrikken Utbyggingsselskap AS planlegger oppføring av om lag 150 leiligheter i 6 bygg på Rodeløkka i Oslo kommune. Områdets beliggenhet er vist på oversiktskart på side 3. Utbyggingen skal utføres i 3 byggetrinn og deler av eksisterende bygningsmasse skal rives. Byggenes plassering er vist på planoversikt over parkeringskjeller i vedlegg 1. Løvlien Georåd har fått i oppdrag å utføre grunnundersøkelser som grunnlag for videre prosjektering av grunn- og fundamenteringsarbeidene.

1.2 Underleverandører

Mesta Drift AS har utført grunnundersøkelsene.

1.3 Oppdragsgiver

Vår oppdragsgiver er Chokoladefabrikken Utbyggingsselskap AS, som har vært representert gjennom Atle Mørch og Morten Kyhring.

2 Utførte undersøkelser

2.1 Befaring

Geotekniker Stian Kalstad foretok befaring på tomten den 13.09.11 sammen med Atle Mørch, Morten Kyhring og Kenneth Braathen fra Otium.

2.2 Grunnundersøkelser (ref. kapittel 3.2 i /1/)

Grunnundersøkelsene og laboratoriearbeidene er utført iht. krav og retningslinjer i /2/.

Grunnundersøkelsene ble utført av Mesta Drift AS i perioden 20.10.11 – 02.11.11 med hydraulisk borerigg. Sonderingene er digitalt registrert og overført.

Det er utført 11 totalsonderinger, 3 prøvetakinger med opptak av 12 poseprøver og 7 stk uforstyrrede 54 mm sylinderprøver, 1 CPTU sondering og det er satt ned 2 hydrauliske piezometere. Det er i tillegg utført 6 naverboringer med opptak av 16 poseprøver som er levert Rambøll AS for miljøtekniske undersøkelser. Borpunktenes plassering er vist på situasjonsplanen, bilag 1. Totalsonderingene og CPTU sonderingen er vist som enkeltboringer på bilag 2 – 5. Tolkning av CPTU sonderingen er vist på bilag 6 og 7. Sonderingsmetodene er forklart i tillegg 1 og 3.

Laboratoriearbeid

Det er utført visuell klassifisering, beskrivelse og måling av vanninnhold på samtlige prøver. På sylinderprøvene er det i tillegg utført måling av uforstyrret- og omrørt skjærstyrke på alle prøver, 3 kornfordelingsanalyser, 2 målinger av plastisitetsindeks, I_P, 3 ødometerforsøk og 2 treaksialforsøk. Resultatene er vist på bilag 8 – 15, og forklaring av løsmasseprofil er gitt i tillegg 11.

Målearbeid

Vi har utført utsetting og innmåling med GPS-landmålingsutstyr. Basert på dette målearbeidet og utførte grunnboringer, har vi utarbeidet en koordinat- og borpunktliste på bilag 16.

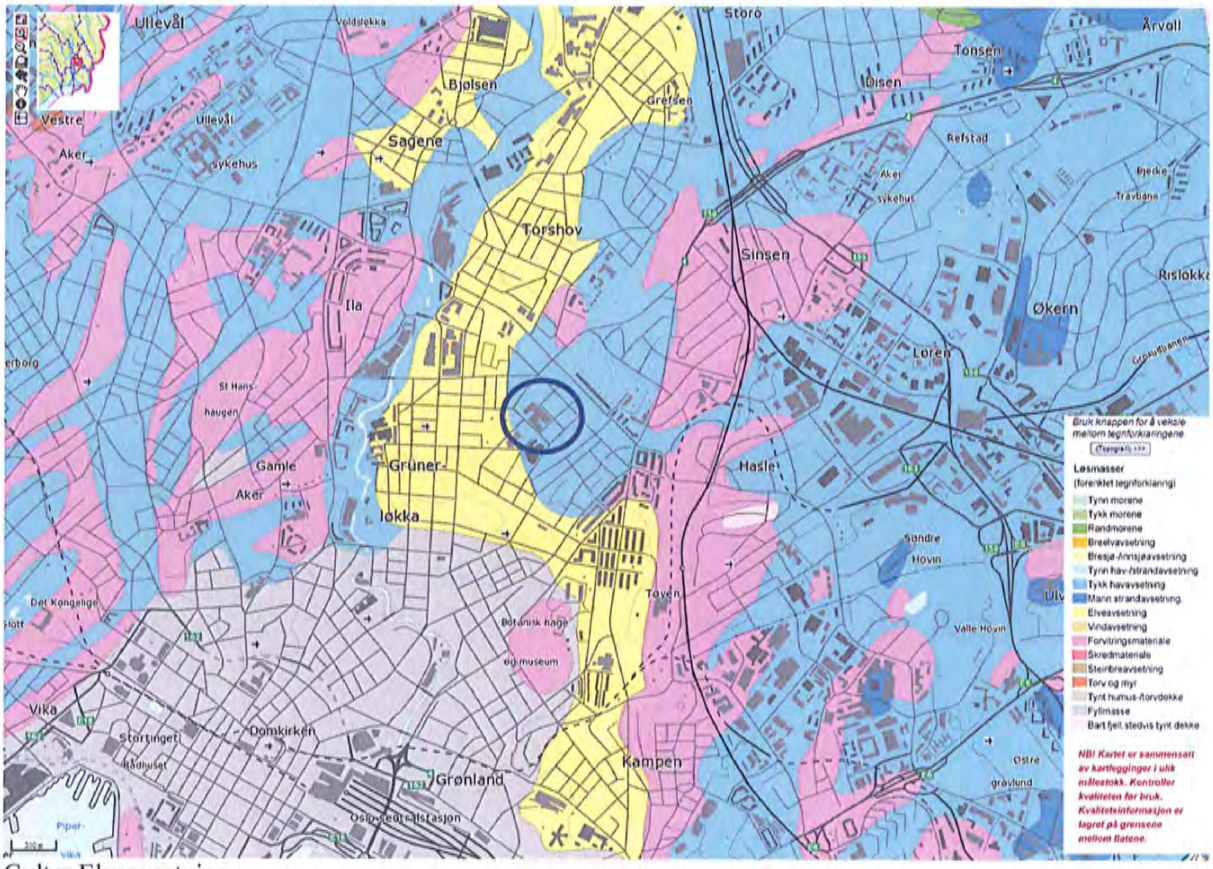
3 Beskrivelse

3.1 Byggeplass og omgivelser

Bygården ligger på Rodeløkka sentralt i Oslo. Området er tett bebygd av bolig- og næringsbygg. Terrenget skrår slakt ned mot sør.

3.2 Grunnforhold

Ifølge kvartærgeologisk kart forventes fjord- og havavsetninger med varierende mektighet fra 0,5 m til flere ti-tall meter i det aktuelle området.



Gult = Elveavsetning
Lyseblått = Hav- og fjordavsetning
Kilde: www.ngu.no

Utførte totalsonderinger og resultat fra laboratorieundersøkelsene indikerer følgende lagdeling i området:

3.2.1 Borpunkt 1 – 7

Topplag av fyllmasser med varierende mektighet mellom 1 til 4 m. Derunder bløt til middels fast leire med 20 – 25 m mektighet. Videre et 4 – 6 m tykt lag med økt sonderingsmotstand over berg, antatt morene.

Utførte laboratorieundersøkelser viser at vanninnholdet i leiren varier mellom 20 – 35% og at plastisitetsindeksen, I_P, varierer mellom 6,8 – 9,1 %. Måling av sensitiviteten viser at leiren er middels til meget sensitiv og kornfordelingsanalysene viser telefarlighetsklasse mellom T3 og T4. Det er ikke påvist leire med kvikkleireegenskaper ($s_u^r < 0,5$ kPa).

3.2.2 Borpunkt 8, 11 og 12

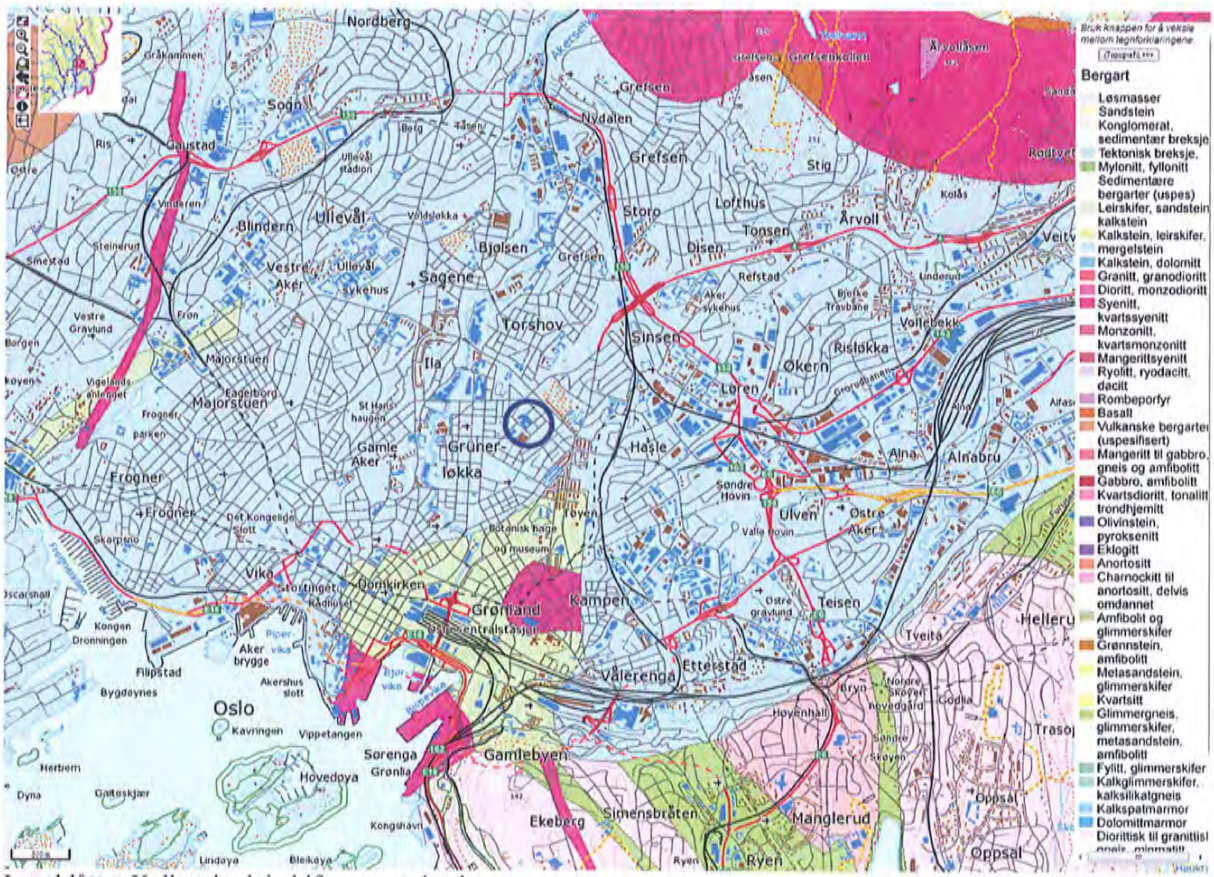
Topplag av fyllmasser med 2 – 4 m mektighet. Videre et lag med lav sonderingsmotstand ned til berg, antatt silt/leire.

3.2.3 Borpunkt 9

Topplag av fyllmasser med 2 m mektighet, videre (siltig) leire med økende sonderingsmotstand mot dybden ned til berg. Vanninnholdet varierer mellom 13 til 36 %, sensitiviteten varierer mellom $S_t = 6 – 11$ og kornfordelingsanalysen viser at leiren er meget telefarlig, T4.

3.2.4 Berg

Utførte totalsonderinger viser at bergkoten på tomten varierer mellom +4,4 og +30,1. Berggrunnskart fra Norges geologiske undersøkelser, NGU, indikerer at tomten ligger på et område med leirskifer, mergelstein eller kalkstein fra ordovicisk alder, se bildet under. Kart fra Oslo vann- og avløpsetat indikerer at bergoverflaten skrår ned mot vest med helning ca. 2:1 mellom Malmøgata 5 og 7, se vedlegg 2.


Bergart
Løsmasser
Sandstein
Konglomerat, sedimentær breksje
Tektonisk breksje
Mylonitt, fyllonitt
Sedimentære bergarter (uspes)
Leirskifer, sandstein kalkstein
Kalkstein, leirskifer, mergelstein
Kalkstein, dolomitt
Granitt, granodioritt
Dioritt, monzodioritt
Syenitt, kvartssyenitt
Monzonitt, kvartsmonzonitt
Mangerittsyenitt
Ryolitt, ryodacitt, dacitt
Rombeporfyr
Basalt
Vulkanske bergarter (uspesifisert)
Mangeritt til gabbro, gneis og amfibolitt
Gabbro, amfibolitt
Kvartsdioritt, tonalitt trondhjemitt
Olivinstein, pyroksenitt
Eklogitt
Anortositt
Charnockitt til anortositt, delvis omdannet
Amfibolitt og glimmerskifer
Grønnstein, amfibolitt
Metasandstein, glimmerskifer
Kvartsitt
Glimmergneis, glimmerskifer, metasandstein, amfibolitt
Fyllitt, glimmerskifer
Kalkglimmerskifer, kalksilikatgneis
Kalkspatmarmor
Dolomittmarmor
Dioritisk til granitisk
Nordberg
Sogn
Gaustad
Ullevål
Blindern
Vestre Aker
Sagene
Torshov
Grefsen
Nydalen
Storo
Lofthus
Årvoll
Tonsen
Disen
Sinsen
Ila
Grünerløkka
Gamle Aker
Hasle
Løren
Økern
Risløkka
Alna
Alnabru
Majorstuen
Frogner
Vika
Grønland
Kampen
Aker brygge
Oslo
Sørenga
Gamlebyen
Hovedøya
Ekeberg
Simensbråten
Manglerud
Oppsal
Ryen
Vålerenga
Etterstad
Teisen
Tveita
Ulven
Østre Aker
Hovinhall
Godlia
Lysblått = Kalksetin, leirskifer, mergelstein
Kilde: www.ngu.no

3.2.5 Poretrykksituasjon

Piezometerne ved borpunkt 4 er satt ned på henholdsvis 5 og 15 m under terreng for å kunne vurdere poretrykksituasjonen på tomta. Tabell 1 viser poretrykksregistreringene utført den 29.11.11 og 19.01.12. Registreringene viser at poretrykket er noe avtakende med dybden sammenlignet med hydrostatisk poretrykk og grunnvannsspeilet forventes å ligge om lag 3 m under terreng.

Tabell 1 Grunnvannsituasjon

Punkt	Kote spiss [m.o.h.]	Poretrykk [kPa]	Ekvivalent grunnvannstand [m.o.h.]	Avlest dato
4	+ 33,1	18,9 kPa	+ 35,0	29.11.11
4	+ 33,1	19,5 kPa	+ 35,0	19.01.12
4	+ 23,1	111,2 kPa	+ 34,2	29.11.11
4	+ 23,1	109,5 kPa	+ 34,0	19.01.12

3.3 Konstruksjon

3.3.1 Generelt

Bygården skal bygges ut i tre byggetrinn og deler av eksisterende bygningsmasse skal rives. Høyden på byggene vil variere mellom 3 og 7 etasjer, og det skal bygges parkeringskjeller i ett plan under hele bygården.

3.3.2 Laster

Som følge av varierende høyde på byggene vil det kunne oppstå store lastdifferanser mellom bæreaksene, dette bør tas høyde for ved valg av fundamenteringsmåte.

4 Redegjørelser

4.1 Forskrifter og standarder

Prosjektet er prosjektert i henhold til /1/.

4.2 Pålitelighetsklasse, geoteknisk kategori

Konstruksjonen klassifiseres under pålitelighetsklasse 2.

Ut fra beskrevne grunnforhold og konstruksjon klassifiseres konstruksjonen under geoteknisk kategori 2.

4.3 Byggeplassens egnethet

Det er svært varierende dybde til berg og løsmassene er delvis bløte og sensitive. Farekart fra Norges geologiske undersøkelse (NGU), viser at det kan være forekomster av alunskifer i området som medfører økt fare for innsig av radon i de områdene der dybde til berg er liten.

Høy grunnvannstand gjør det nødvendig med vanntette støpeskjøter i kjeller dersom grunnvannsnivået ikke senkes under parkeringskjelleren. Råbygget må sikres mot oppdrift under byggefasen.

5 Påvisning av sikkerhet og brukbarhet

5.1 Forutsetninger

Byggets dimensjonerende brukstid forutsettes å være 50 år (dimensjonerende brukstidskategori 4) i ref. /3/. Spunt og andre støttekonstruksjoner forutsettes videre å være midlertidige konstruksjoner som trekkes/avlastes etter anleggsfasen.

Det forutsettes at grunnarbeidene utføres etter rapportens beskrivelser. Eventuelle avvik varsles til geoteknisk rådgiver. Det forutsettes videre at råbygget sikres mot eventuell innsig av vann og oppdrift under anleggsfasen.

Det forutsettes at ønsket graveplanum ligger på kote +34.

5.2 Geotekniske parametere

5.2.1 Fyllmasser

Fyllmassene antas å ha materialparametere tan φ = 0,76, a = 1 kPa og M = 15 000 kPa ut fra utført visuell klassifisering og totalsonderinger.

5.2.2 Leire

Det ble utført to treaksialforsøk av leiren på henholdsvis 6,5 og 11,5 m dybde. Forsøkene ga en udrenert skjærstyrke på henholdsvis $S_u^A = 29\ kPa$ og $S_u^A = 39kPa$ ved moderat tøyningsnivå, ε ≈ 2 %. Utførte ødometerforsøk indikerer at leiren er svakt overkonsolidert, med OCR ≈ 1,2 – 1,5.

Følgende skjærstyrkeprofil relatert til dybden z, i meter under terreng er tolket for leiren, hvor antatt anisotropi er hentet fra ref. /4/.

$$S_u^A = \begin{cases} 29\ kPa & z \leq 6{,}5\ m \\ 29 + 2 \times (z - 6{,}5)kPa & z > 6{,}5\ m \end{cases}$$

$$S_u^D = 0{,}7 \times S_u^A$$

$$S_u^P = 0{,}4 \times S_u^A$$

Aktiv udrenert skjærstyrke er tolket på bakgrunn av treaksialforsøkene og CPTU-sonderingen. Beregning av skjærstyrke fra CPTU-sonderingen er utført med N_{KT} = 10. Vi har valgt å vektlegge resultatene fra treaksialforsøkene, siden det tydelig har vært problemer med signalene under CPTU-sonderingen og helningsavviket fra vertikalen er økende med dybden. Detaljert tolkning av skjærstyrken er vist i vedlegg 3.

I langtidstilstanden antas konservativt materialparametere tan φ = 0,40 og c' = 5 kPa.

Følgende deformasjonsegenskaper er tolket ut fra ødometerforsøkene:

$$M = \begin{cases} 3500\ kPa & z \leq 6{,}5\ m \\ 3500 + 180 \times (z - 6{,}5)kPa & z > 6{,}5\ m \end{cases}$$

Videre antas følgende relasjon mellom M og E':

$$E' \approx \frac{2}{3} M$$

5.2.3 Morene

Morenen antas å ha materialparametere tan φ = 0,75, a = 5 kPa og M = 15 000 kPa ut fra utførte totalsonderinger.

5.3 Fundamentering

For å unngå differansesetninger, anbefales borede stålkjernepeler til berg.

5.3.1 Dimensjonering av stålkjernepeler (iht. /7/).

5.3.1.1 Beregningsforutsetninger

I området hvor bergkoten synker fra ca. kote +25 til ca. kote +6, se vedlegg 4, dimensjoneres stålkjernepelene med reduksjonsfaktor, $f_a = 0,75$. I de øvrige områdene dimensjoneres stålkjernepelene med reduksjonsfaktor, $f_a = 0,9$.

Beregningene er utført etter dimensjoneringsmetode 2 (DM2) i /1/. Dimensjonerende bruddgrenselaster fra konstruksjonen skal beregnes iht. Tabell NA.A1.2(B) i /3/. Pelenes lastkapasitet er beregnet som aksialt belastede, spissbærende peler iht. kap. 7.6 i /1/. Minste mørteloverdekning mellom stålkjernen og foringsrøret settes til 20 mm.

Bunnplaten forutsettes å være momentstiv, slik at det er tilstrekkelig med én pel under hvert søylepunkt. Enkelpelers oppførsel vil dermed være dimensjonerende og følgende grensetilstand er vurdert:

- Brudd i selve pelen ved trykk eller knekking

Eventuelle påhengskrefter antas kun å belaste foringsrøret og kan neglisjeres. Dimensjonerende lastsituasjoner og toleranseavvik vurderes fortrinnsvis av byggeteknisk rådgiver (RIB).

5.3.1.2 Lastkapasitet

Kombinasjon mellom stålkjernediameter, borutrustning og vertikal lastkapasitet i bruddgrensetilstand er gitt i tabell 2 – 5, og beregningene er vist i vedlegg 4. Korte stålkjernepeler benyttet på store sammenhengende bunnplater får redusert kapasitet pga. svinn i betongen. Byggeteknisk rådgiver (RIB) må ta hensyn til dette.

Tabell 2 – Lastkapasitet for pelelengder større enn 5 m, $f_a = 0,75$

Stålkjerne	**Borutrustning**		**Vertikalkapasitet i bruddgrensetilstand**
Ø [mm]	**System**	**Foringsrørdimensjon [mm]**	**[kN]**
50	Odex 76	88,9 x 3,2	429
90	Odex 115	139,7 x 4,0	1307
120	Odex 140	168,3 x 4,5	2176
150	Odex 165	193,7 x 5,0	3254
150	Odex 190	219,1 x 5,0	3400
180	Odex 240	273,0 x 6,3	4730

Tabell 3 – Lastkapasitet for pelelengder mindre enn 5 m, $f_a = 0,75$

Stålkjerne	**Borutrustning**		**Vertikalkapasitet i bruddgrensetilstand**
Ø [mm]	**System**	**Foringsrørdimensjon [mm]**	**[kN]**
50	Odex 76	88,9 x 3,2	429
90	Odex 115	139,7 x 4,0	1307
120	Odex 140	168,3 x 4,5	2176
150	Odex 165	193,7 x 5,0	3195
150	Odex 190	219,1 x 5,0	3400
180	Odex 240	273,0 x 6,3	4730

Tabell 4 – Lastkapasitet for pelelengder større enn 5 m, $f_a = 0,9$

Stålkjerne	Borutrustning		Vertikalkapasitet i bruddgrensetilstand
Ø [mm]	System	Foringsrørdimensjon [mm]	[kN]
50	Odex 76	88,9 x 3,2	515
90	Odex 115	139,7 x 4,0	1434
120	Odex 140	168,3 x 4,5	2258
150	Odex 165	193,7 x 5,0	3254
150	Odex 190	219,1 x 5,0	3646
180	Odex 240	273,0 x 6,3	5484

Tabell 5 – Lastkapasitet for pelelengder mindre enn 5 m, $f_a = 0,9$

Stålkjerne	Borutrustning		Vertikalkapasitet i bruddgrensetilstand
Ø [mm]	System	Foringsrørdimensjon [mm]	[kN]
50	Odex 76	88,9 x 3,2	515
90	Odex 115	139,7 x 4,0	1403
120	Odex 140	168,3 x 4,5	2210
150	Odex 165	193,7 x 5,0	3195
150	Odex 190	219,1 x 5,0	3637
180	Odex 240	273,0 x 6,3	5676

5.3.1.3 Innboringslengder

Trykkpeler

I området hvor pelene dimensjoneres med reduksjonsfaktor, $f_a = 0,75$ som følge av steilt berg, settes innboringslengden i godt berg til minimum 3,5 m, hvor foringsrøret bores ca. 0,5 m ned i berg. I de øvrige områdene settes nødvendig innboringslenge i godt berg til 1,5 m, hvor foringsrøret bores ca. 0,5 m ned i berg. Under boring av pelene må det utvises forsiktighet ved bergkontakt for å forhindre at pelene sklir på berget.

Strekkpeler

Innboringslengder vurderes i samarbeid med byggeteknisk rådgiver.

5.4 Spunt

Det skal etableres spunt ut mot Marstrandgata, mellom bygg B og Københavngata 10. Terrenghøyden i gata er på ca. kote +38 og det skal graves ned til kote +34. Lengden på spuntveggen vil være ca. 19 m i horisontalplanet, se bilag 17 for spuntplan.

5.4.1 Beregningsforutsetninger

Spuntberegningene er utført i GeoSuite Excavation og stabiliteten er kontrollert med GeoSuite Stability. Det er forutsatt stagforankret styltespunt med stag i ett nivå. Beregningene er utført etter dimensjoneringsmetode 2 (DM2) iht. /1/ og modellen er følgelig satt opp med karakteristiske parametere. Dimensjonerende krefter i konstruksjonselementene er beregnet på følgende måte fra GeoSuite Excavation

$$F_{Ed} = \gamma_l \times F_{SLS}$$

$$, hvor\ \gamma_l = 2,0$$

Sikkerhetsfaktoren $\gamma_I = 2{,}0$ er valg som følge av store forskjell i opptredende krefter mellom bruks- og bruddgrensetilstand i beregningsprogrammene.

Videre har vi valgt minste beregningsmessig materialfaktor $\gamma_M \geq 1{,}4$ på stabilitetsanalysene i udrenert tilstand. Beregningene forutsetter videre Z-spunt, dvs. ingen reduksjon av momentkapasitet.

Fra Marstrandgata avgraves terrenget 1 m med helning 1:2. Det forutsettes at fundamentet for bygg B er sikret, slik at ramming av spunt ikke påfører bygningen ytterligere skader.

5.4.1.1 Bestandighet
Kjellervegg skal støpes rett mot spuntvegg, det antas derfor at spunten avlastes etter anleggsfasen. Spuntkonstruksjonen er derfor dimensjonert som midlertidig konstruksjon.

5.4.2 Laster
Beregningene er utført i et snitt mot Marstrandgata 15 og Københavngata 13, se vedlegg 5. Bygget i Marstrandgata 13 antas å ha liten innvirkning på byggegruben, da bygget hovedsakelig står til side for den østlige delen av spuntlinjen.
I GeoSuite Excavation er modellen konservativt satt opp med dimensjonerende laster (ULS) i alle beregningsfaser. I GeoSuite Stability er stabiliteten kontrollert både med og uten lastfaktor (ULS og ALS). Vekten av nabobygget i Marstrandgata 15 er beregnet av rådgivende byggetekniker, RIB, se vedlegg 8. Beregningene er basert på gamle tegninger hentet fra Oslo plan- og bygningsetat.

5.4.2.1 Bruddgrensetilstand, ULS
Det forutsettes at Marstrandgata sperres for tung trafikk under anleggsperioden. I Marstrandgata er det tatt høyde for fullastet lastebil, $q \approx 15$ kPa i én bredde (b=2,5 m) ca. 2 m bak topp skråning, bak lastebilen antas generell terrenglast $q = 6{,}5$ kPa. Tabell 6 viser beregnet bygningslast i ULS.

Tabell 6 – Bygningslast, ULS

Bygningslast, ULS	*Avgraving*	*Netto last fra terreng, q_{Ed}*
112,84 kPa	1,8 m[1]	**78,65 kPa**

For Københavnsgate 13 er bygningslasten redusert til 65 kPa pga. lastspredning i øst- vest retning (3D effekt), se vedlegg 5.

5.4.2.2 Bruksgrensetilstand, SLS/ALS
Det forutsettes at Marstrandgata sperres for tung trafikk under anleggsperioden. I Marstrandgata er det tatt høyde for fullastet lastebil, $q \approx 11{,}5$ kPa i én bredde (b=2,5 m) ca. 2 m bak topp skråning, bak lastebilen antas generell terrenglast $q = 5$ kPa. Tabell 7 viser beregnet bygningslast i SLS.

Tabell 7 – Bygningslast, SLS

Bygningslast, SLS	*Avgraving*	*Netto last fra terreng, q_k*
84,66 kPa	1,8 m	**50,46 kPa**

[1] Ved avgraving er dimensjonerende tyngetetthet $\gamma = 19$ kN/m^3 benyttet

5.4.3 Spunt og avstivningssystem

Spunten stives av vha. skrå lissestag til fjell i 1 nivå, se prinsippskisse bilag 18.

5.4.3.1 Bruddgrensetilstand, ULS

Følgende dimensjonerende påvirkning er beregnet for konstruksjonselementene i bruddgrensetilstand, ULS:

Konstruksjonselement	**Dimensjonerende krefter**
Dimensjonerende kraft i stag:	**1852 [kN/stag]** (c/c = 3,78 m)
Dimensjonerende moment i spunt:	**224 [kNm/m]**
Dimensjonerende aksialkraft i spunt:	**424 [kN/m]**
Dimensjonerende skjærkraft i spunt:	**188 [kN/m]**
Dimensjonerende skjærkraft i dybel:	**137 [kN/m]**
Dimensjonerende kraft i mager:	**358 [kN/m]**

5.4.3.2 Ulykkegrensetilstand, ALS

Med bruksgrenselaster for nabobygg og terrenglaster viser GeoSuite Excavation at spunten kan står med utkraging. Beregning av stabiliteten viser at materialfaktor $\gamma_M = 1{,}51$ uten stag i ALS, se bilag 20 dimensjonering for stagbortfall er følgelig ikke nødvendig.

5.4.3.3 Dimensjoner

Nødvendig stagdimensjon, puter og forankringslengde er gitt i tabell 8, detaljerte utregninger er gitt i vedlegg 7.

Tabell 8 – Beregnede dimensjoner

Styltespunt (annenhver spunt til fjell m/ fotdybel)	
Motstandsmoment	$W_x \geq 2600$ cm^3/m
Spuntlengde	$l_{min} \geq 22$ m
Stålkvalitet	iht. NS-EN 10248-1

Fotdybel	
Senteravstand; c/c$_{max}$	2,52 m
diameter	Ø70 mm
Maks tillatt glippe mellom spunt og berg, Δ	50 mm

Stagnivå 1	
Antall liner	11 stk
Helning	60°
Senteravstand; c/c$_{max}$	3,78 m
Forankringslengde i godt fjell	7,6 m
Puter	2 x IPE 400
Putenivå, kote	+ 35,5

Følgende utførelse forutsettes

1. 1 m avgraving fra eksisterende terreng,
2. Ramming av spunt til ønsket nivå, o.k. spunt forutsettes å være på kote +37,0.
3. Graving av grøfter på innside av spunt for montering av puter og stag på kote +35,5.
4. Montering og oppspenning av stag.
5. Seksjonsvis utgraving á 5 m seksjoner og støping av avstivende bunnplate.
6. Kapping av midlertidige stag.

Det bør velges spuntutstyr som gir minst mulig rystelser og skade på nabogrunn og nabobygninger, f.eks. resonansefritt høyfrekvent vibrolodd.

5.4.3.4 Magerbetong

Etter stagene er kappet, vil magerbetongen mot spunten påkjennes av en jevnt fordelt last på 353 kN/m i bruddgrensetilstand, ULS. Magerbetongen dimensjoneres av byggeteknisk rådgiver, RIB.

5.5 Graveskråninger

Midlertidige graveskråninger mindre enn 1,5 meter, kan etableres 1:1. Graveskråning med høydeforskjell mellom 1,5 og 3 m etableres ikke brattere enn 1:2.

5.6 Setninger på nabobygg

Utførte Plaxis-beregninger indikerer at nabobygg på motsatt side av Marstrandgata vil få totalsetninger på anslagsvis 3 til 5 cm, og differansesetninger på anslagsvis 2 til 4 cm.

Dersom grunnvannstanden senkes til kote +34 under nabobyggene, vil setningene øke til anslagsvis 7 – 8 cm. For å redusere faren for grunnvannssenking, bør det forsøkes å reetablere grunnvannssituasjonen etter byggefasen. Eventuelle drensledninger og kummer bør derfor legges over kote +35. Tiltakshaver bør varsle aktuelle gårdseiere, dersom setningene er uakseptabelt store må kompenserende tiltak vurderes.

5.7 Utgraving mot bygg B

Utførte prøvegraving ved bygg B indikerte at bygget er fundamentert på en granittpute som ligger på ca. kote +33. Teglsteinsmuren over granittputa er i svært dårlig forfatning (se bilde vedlegg 6), og det anbefales derfor seksjonsvis utgraving og støping av armert betongvegg mot muren, for å forhindre at muren raser ut som følge av ubalansert jordtrykk. Lengde på seksjonene, fremgangsmåte og horisontal avstivning av betongveggen vurderes fortrinnsvis i samarbeid med byggeteknisk rådgiver (RIB).

5.8 Graving mot Københavnsgate 10

Vi har fått opplyst at eksisterende bygg i Københavnsgate 10 er fundamentert på peler til berg. Dybde til u.k. bunnplate/fundament er for øvrig ikke kjent. Det anbefales derfor å utføre en prøvegraving for å avdekke dybden på eksisterende bunnplate. Dersom bunnplata ligger over ønsket graveplanum (kote + 34), anbefales seksjonsvis utgraving og støping av bunnplate, evt. ensidig forskaling og utstøping mot bygget for å holde massene under eksisterende bunnplate på plass.

5.9 Områdestabilitet (kapittel 11 i /1/)

Med minimum spuntlengde, $l_{min} \geq 22$ m er det funnet minste beregningsmessig materialfaktor $\gamma_M = 1{,}4$ ved utgraving mot Marstrandgata, se bilag 19. Områdestabiliteten ansees følgelig som tilfredsstillende.

5.10 Seismisk påvirkning (kapittel 3 i /5/)

5.10.1 Byggetrinn 1, bygg A, B og C

Utførte totalsonderinger og bergkotekart viser at dybde til berg varierer mellom ca. 5 til 30 m fra dagens terreng. Totalsonderingene, CPTU-sonderingen og utførte laboratorieundersøkelser viser at leiren er bløt og sensitiv. I områder med varierende bergoverflate, vil massene havne i ufase under seismisk påkjenning, dimensjonering for det verste tilfellet vil dermed være en konservativ tilnærming. Grunnforholdene vurderes dermed under grunntype S_2 i tabell NA.3.1 i /5/.

Verdier for det elastiske responsspekteret vist i tabell 9 er hentet fra /6/, med utgangspunkt i dybde til berg mellom D = 20 – 30m.

Tabell 9 Elastisk responsspekter, grunntype S_2

Dybde til berg	*S*	*T_B (s)*	*T_C (s)*	*T_D (s)*
D = 20 – 30m	1,9	0,15	0,52	1,5

5.10.2 Byggetrinn 2, bygg D

Det er utført prøvegraving ved eksisterende fundamenter for bygg D hvor o.k. eksisterende kjellergulv ligger på ca. kote + 33. Prøvepunktenes omtrentlige plassering, samt. dybde til berg/faste masser fra u.k. kjellergulv er indikert på planskisse, vedlegg 9. Utførte prøvegravinger viser at dybde til fjell under u.k. kjellergulv varierer mellom 0 til ca. 4,8 m. I den nordøstre delen av bygget indikerer fjellkotekart fra Oslo vann- og avløpsetat at fjellkoten er økende, se vedlegg 9. Basert på prøvegravingene og fjellkotekart vurderes grunnforholdene under bygg D til grunntype A i tabell NA.3.1 i /1/.

Verdier for det elastiske responsspekteret vist i tabell 10 er hentet fra /5/.

Tabell 10 Elastisk responsspekter, grunntype D

Grunntype	*S*	*T_B (s)*	*T_C (s)*	*T_D (s)*
D	1,0	0,10	0,25	1,5

5.10.3 Byggetrinn 2, bygg E

Bergkotekartet vist i vedlegg 2, viser at bergkoten varierer fra +24,5 til +29 under bygg D. Dybde til berg fra u.k. kjellergulv vil dermed variere fra ca. 5 m til 10 m. Utførte totalsonderinger viser at løsmassene består av et fast lag over (siltig) leire. Grunntypen vurderes følgelig under type E i tabell NA.3.1 i /5/.

Verdier for det elastiske responsspekteret vist i tabell 11 er hentet fra /5/.

Tabell 11 Elastisk responsspekter, grunntype E

Grunntype	*S*	*T_B (s)*	*T_C (s)*	*T_D (s)*
E	1,7	0,10	0,35	1,5

5.10.4 Byggetrinn 3, bygg F
Bergkotekart vist i vedlegg 2, viser at bergkoten varierer mellom +4,4 og +25,1. Utførte totalsondering ved punkt 9, viser at leiren har jevnt økende sonderingsmotstand mot dybden. Grunnforholdene vurderes følgelig under grunntype D i tabell NA.3.1 i /5/.

Verdier for det elastiske responsspekteret vist i tabell 12 er hentet fra /5/.

Tabell 12 Elastisk responsspekter, grunntype D

Grunntype	*S*	T_B *(s)*	T_C *(s)*	T_D *(s)*
D	1,6	0,15	0,45	1,5

6 Radonkonsentrasjon

Noen av byggene vil komme ned på eller nært berg som avgir mye radon. Bygget er imidlertidig prosjektert med ventilert grunnplan uten beboelsesrom. Dette betyr at iht. ref. /8/, er det ikke nødvendig med radonsperre mot grunnen. Vi vil allikevel anbefale radonsperre under sjakter (heis-trapp-teknisk) fordi radon raskt kan trenge inn i boarealet fra slike rom.

7 Kontroll og overvåkning

7.1 Kontrollplan og overvåkning

Med utgangspunkt i tiltakets omfang og beskrevne grunnforhold, vurderes tiltaket under geoteknisk kategori 2. Dette medfører krav om kontrollplan under grunnarbeidene. Vi ber om at følgende retningslinjer følges:

7.1.1 Generelt

- Avvik fra grunnforhold og grunnvannsforhold som er beskrevet i forliggende rapport varsles geoteknisk rådgiver umiddelbart.
- Avvik i utførelse i forhold til det som er beskrevet i foreliggende rapport varsles geoteknisk rådgiver umiddelbart.
- Eventuelle vannlekkasjer i spunt eller grensesjiktet mellom spunt og eksisterende bygg rapporteres umiddelbart.
- Tegninger oppdateres til «som utført» og kontrolleres av geoteknisk rådgiver.
- Avbrudd i arbeid / tilstand ved gjenoppstart rapporteres til geoteknisk rådgiver.

7.1.2 Spunt

- Protokoller skal føres ved ramming. Dersom foreskrevet dybde ikke nås, skal geoteknisk rådgiver kontaktes for å vurdere kompenserende tiltak
- Horisontaldeformasjoner av topp spunt registreres ved utgraving og ved fjerning av innvendige stivere. Dersom horisontaldeformasjonene overskrider 40 mm fra opprinnelig posisjon, skal geoteknisk rådgiver kontaktes umiddelbart.
- Geoteknisk rådgiver bør være til stede under utgraving til full dybde for å kunne identifisere eventuelle avvik mellom løsmassene i byggegropa og løsmassene forutsatt for prosjekteringen.

7.1.3 Nabobygg

- Det bør utføres en omfattende tilstandsregistrering av nabobygg før ramming av spunt og utgraving påbegynnes.

- Bevegelser av nabobygg bør registreres ukentlig og rapporteres umiddelbart til geoteknisk rådgiver. Ved store avvik mellom målingene bør arbeidene midlertidig stanses inntil geoteknisk rådgiver har befart byggeplassen.

8 Supplerende undersøkelser og videre arbeid

Foreliggende rapport vurderes å gi tilstrekkelig informasjon om grunnforholdene. Videre geoteknisk bistand, kontroll og oppfølgning utføres fortløpende.

9 Referanser

/1/ NS-EN 1997-1:2004+NA:2008

/2/ NS-EN 1997-2:2007+NA:2008

/3/ NS-EN 1990:2002+NA:2008

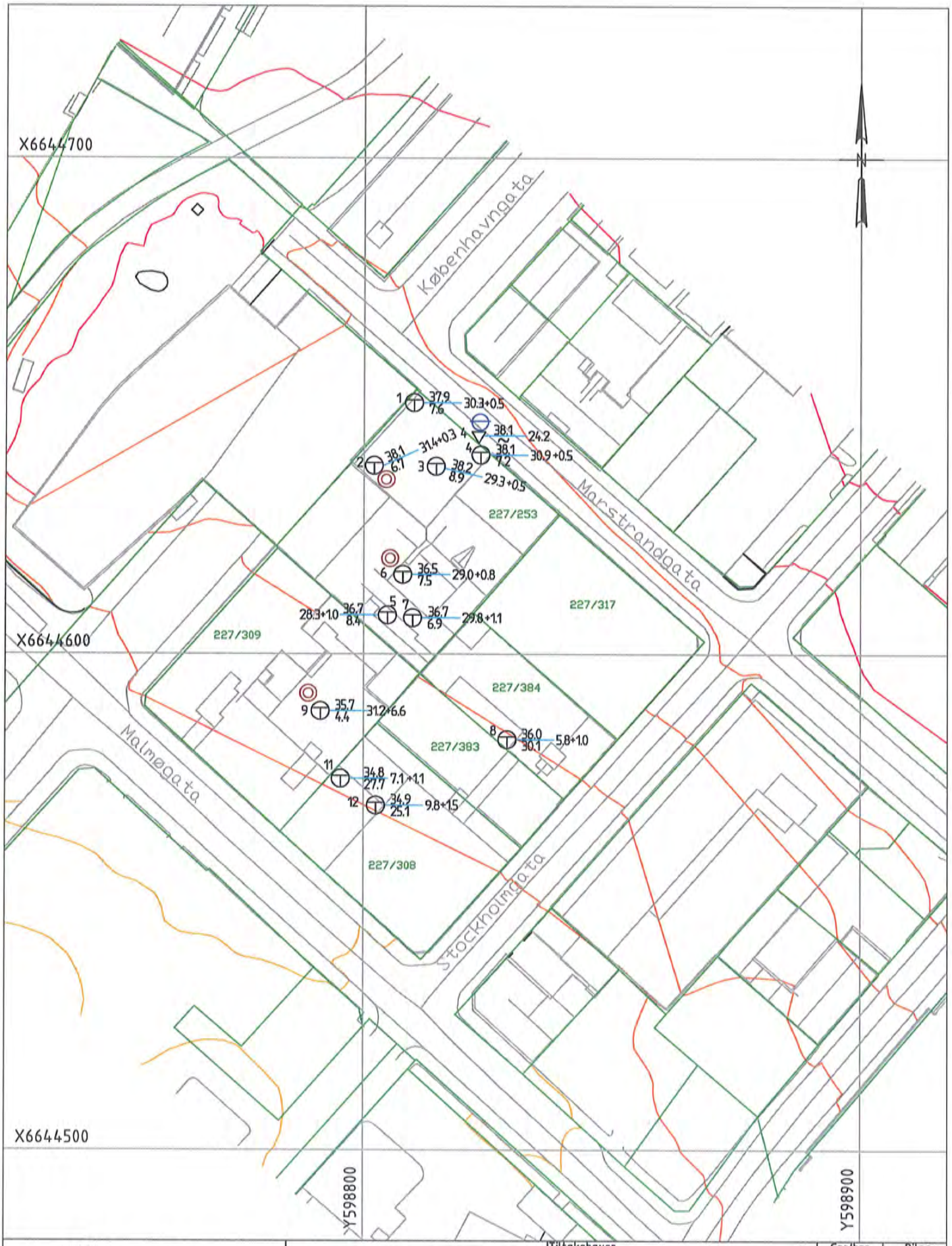
/4/ CPTU correlations for clays (2005), Karlsrud, Lunne Kort & Strandvik, NGI

/5/ NS-EN 1998-1:2004+NA:2008

/6/ Dimensjonering for JORDSKJELV (2010) – RIF-veileder

/7/ Peleveiledningen 2005 – Norsk Geoteknisk Forening, Den Norske Pelekomité

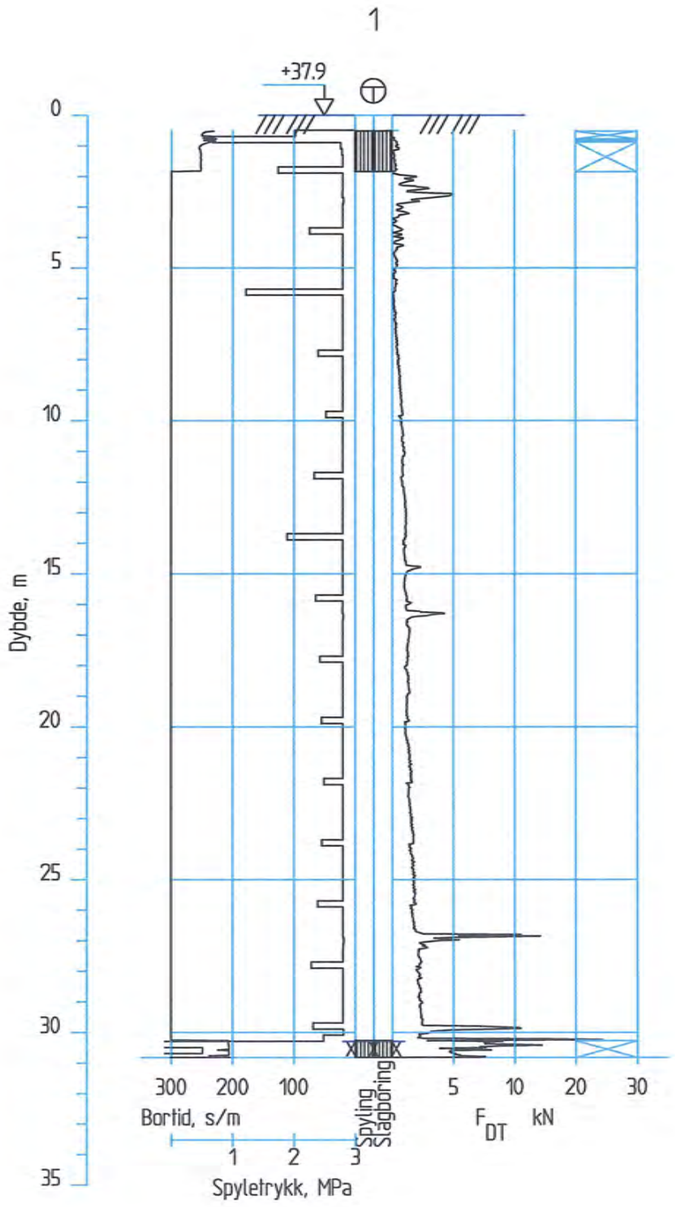
/8/ SINTEF Byggforsk blad 520.706

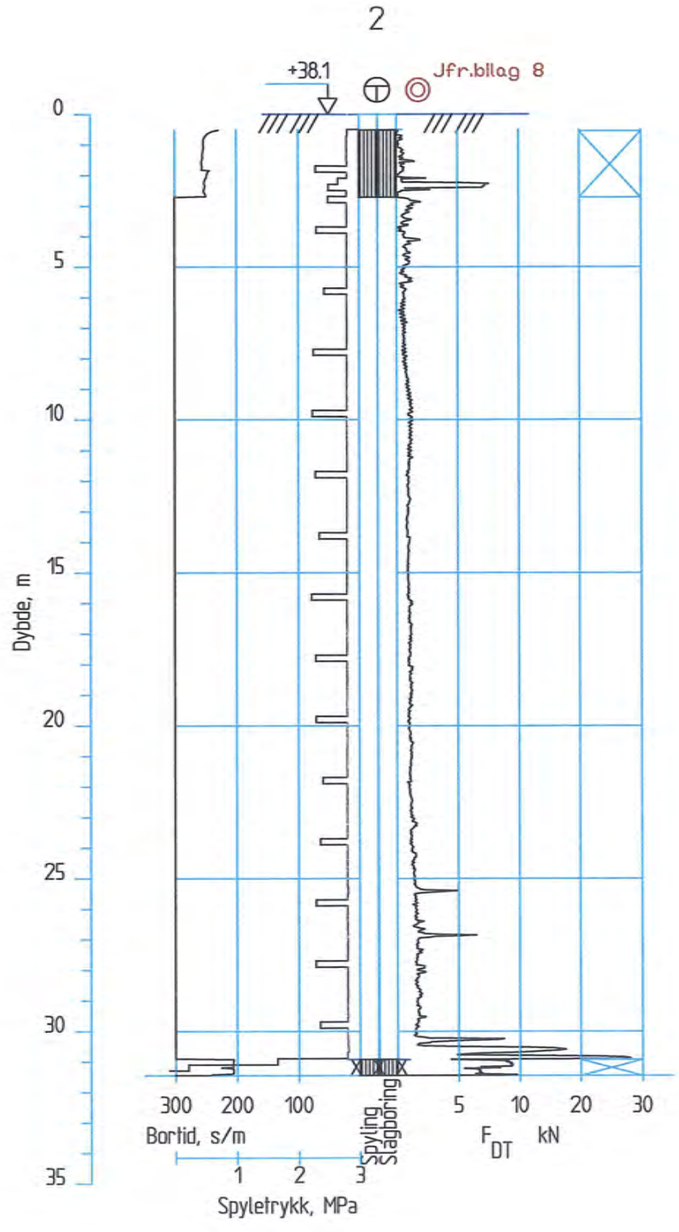


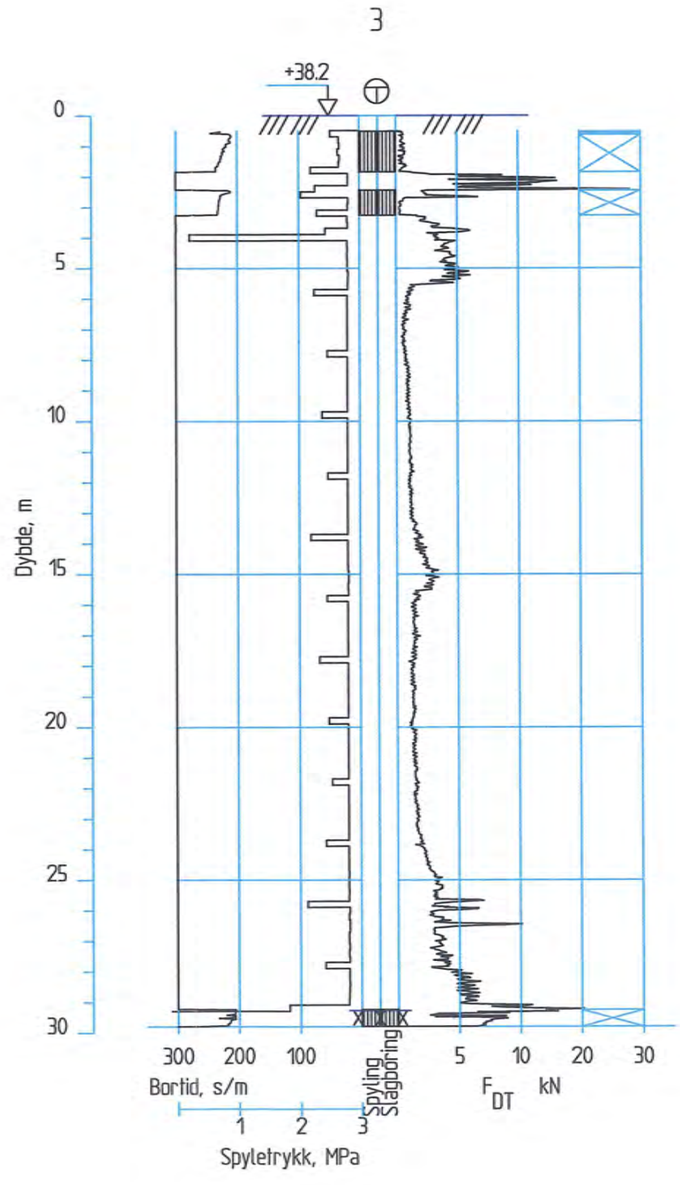
PKT.NR. TERRENGNIVÅ BORDYBDE+BORET I FJELL
TOTALSONDERING FJELLNIVÅ
CPTU
PRØVESERIE
VANNSTANDSRØR

LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon
Narmovegen 191
Postboks 3022
2318 Hamar
Telefon: 95 48 50 00
E-post: post@georaad.no

Tiltakshaver: Marstrandgaten 8 AS		Gnr/bnr.: 227/253 m.fl.	Bilag: 1
Oppdragsgiver: Marstrandgaten 8 AS		Prosjekt.nr.: 11-218	Tegn.nr.: 101
Prosjekt: Chokoladefabrikken, Oslo		Dato: 23.11.11	Revisjon: -
Tegningstittel: Situasjonsplan m/boredybder		Tegn/Kontr.: AL/SUN	Målestokk: 1:1000





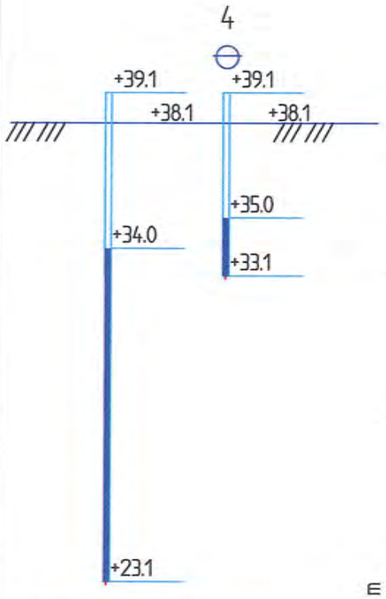


TOTALSONDERING

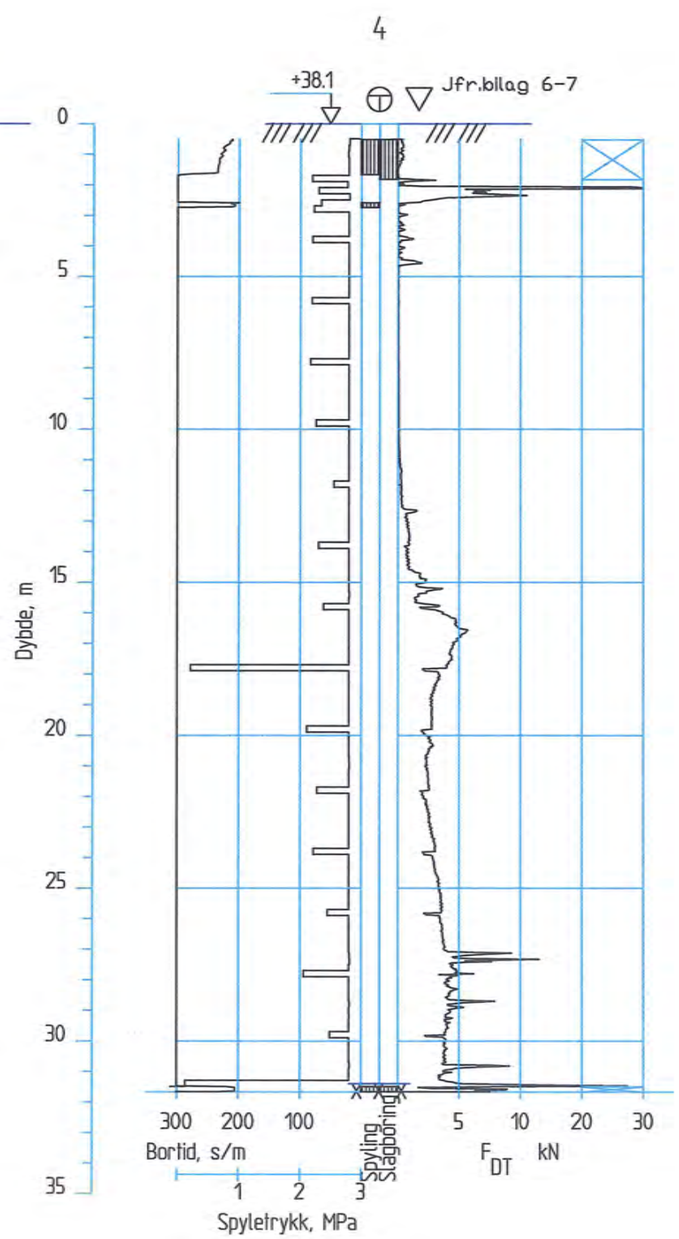
PRØVESERIE

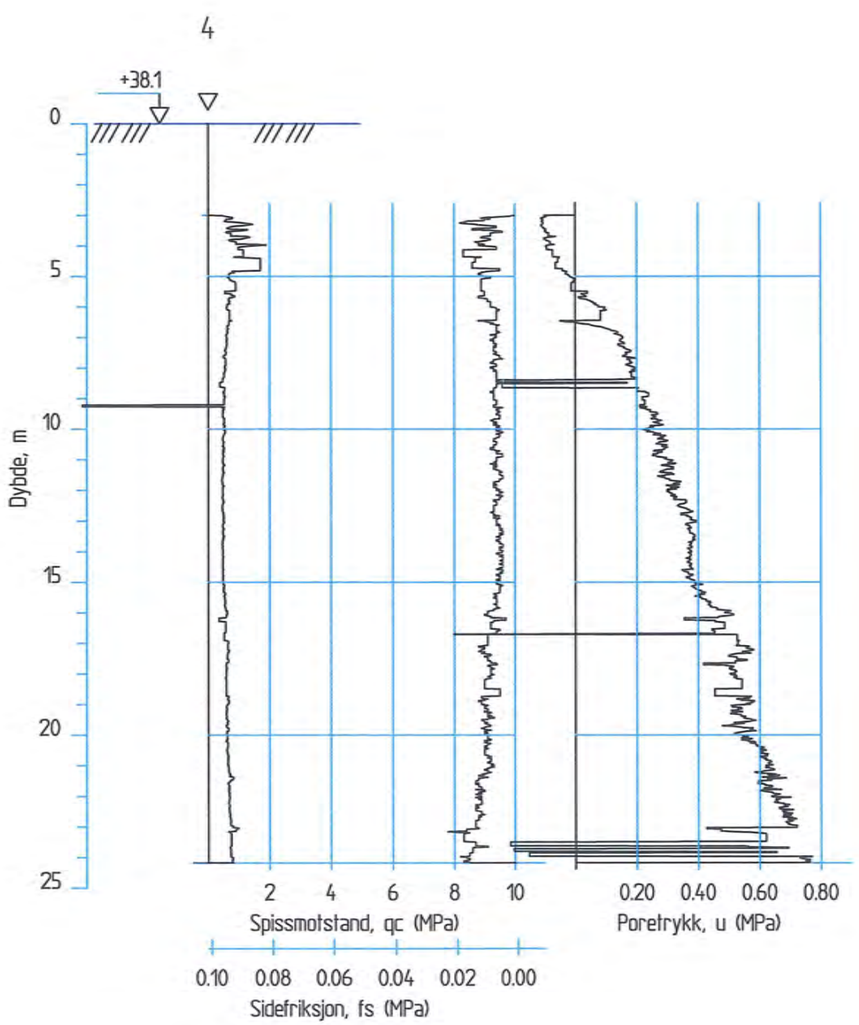
LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon
Nærmovegen 191
Postboks 3022
2318 Hamar
Telefon 95 48 50 00
E-post post@georaad.no

Tiltakshaver: Chokoladefabrikken Utbyggingsselskap AS		Gnr/bnr.: 227/253 m.fl.	Bilag: 2
Oppdragsgiver: Chokoladefabrikken Utbyggingsselskap AS		Prosjekt.nr.: 11-218	Tegn.nr.: 102
Prosjekt: Chokoladefabrikken, Oslo		Dato: 23.11.11	Revisjon: -
Tegningstittel: Boreresultater pkt.1-3	Tegn/Kontr.: ALF/Lrt	Målestokk: 1:200	



GV sist avlest 19.01.12

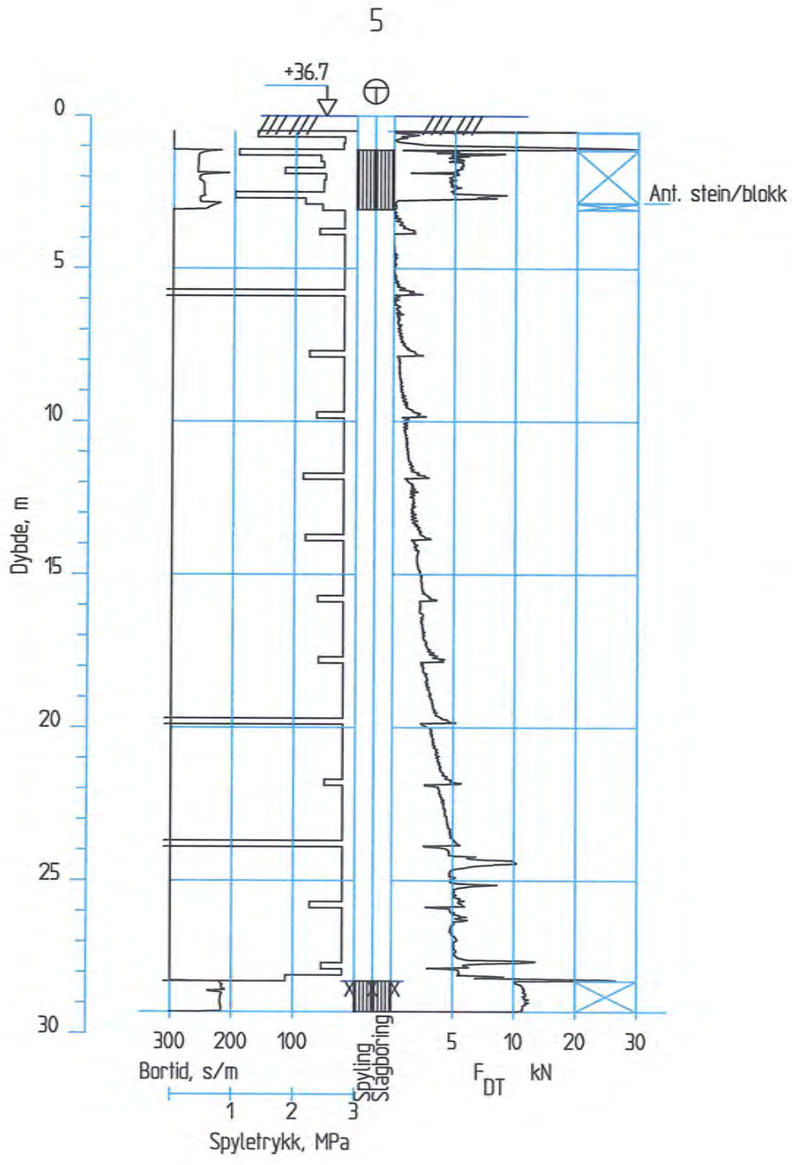


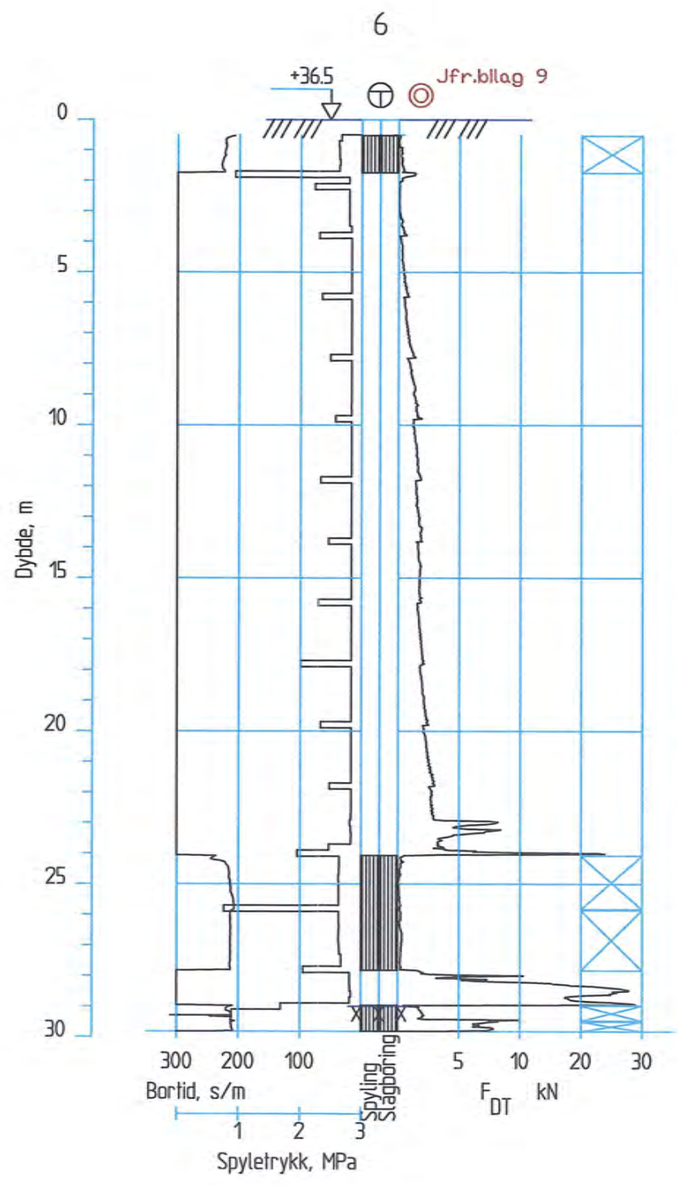


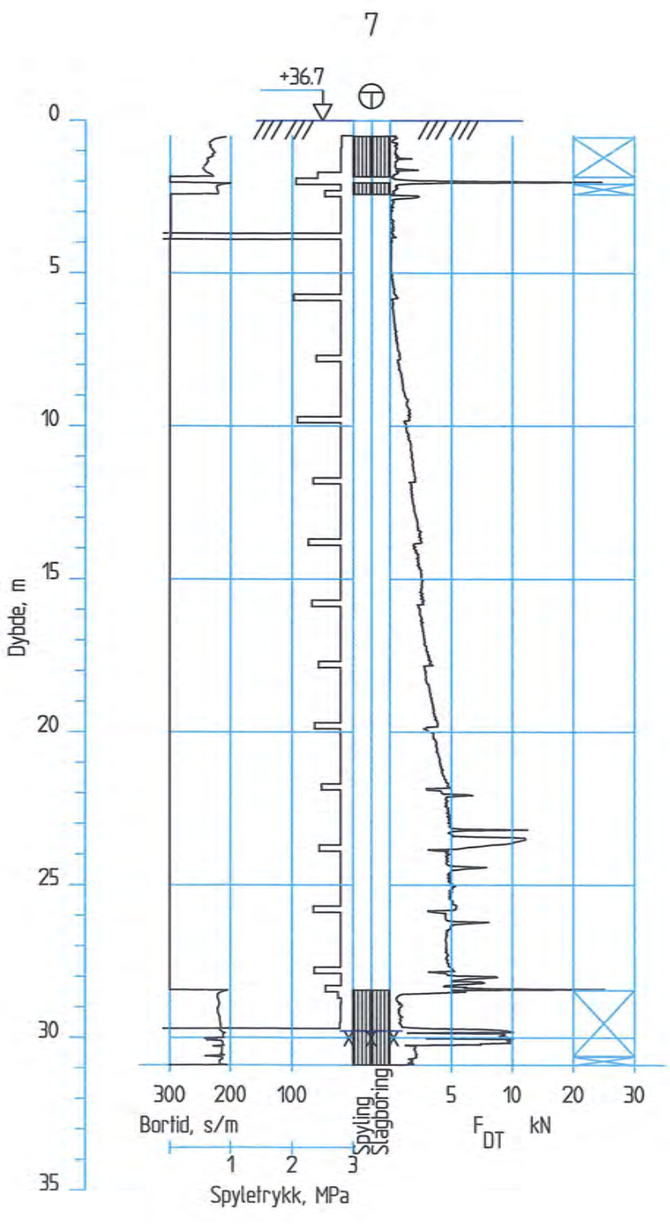
TOTALSONDERING
CPTU
VANNSTANDSRØR

LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon
Narmovegen 191
Postboks 3022
2318 Hamar
Telefon: 95 48 50 00
E-post: post@georaad.no

Tiltakshaver: Chokoladefabrikken Utbyggingsselskap AS		Gnr/bnr.: 227/253 m.fl.	Bilag: 3
Oppdragsgiver: Chokoladefabrikken Utbyggingsselskap AS		Prosjekt.nr.: 11-218	Tegn.nr.: 103
Prosjekt: Chokoladefabrikken, Oslo		Dato: 23.11.11	Revisjon: 22.03.12
Tegningstittel: Boreresultater pkt.4		Tegn/Kontr.: ALI/SLA	Målestokk: 1:200







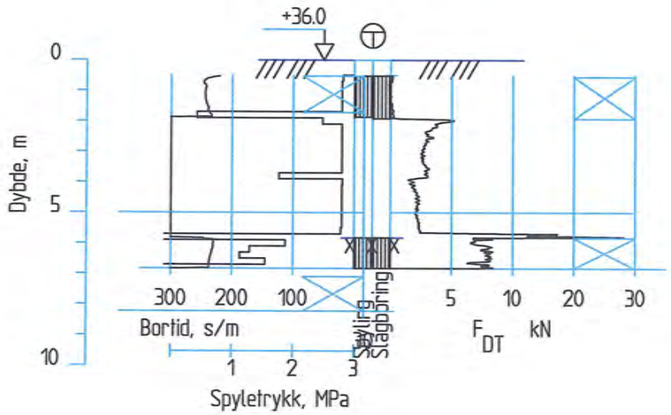
TOTALSONDERING

PRØVESERIE

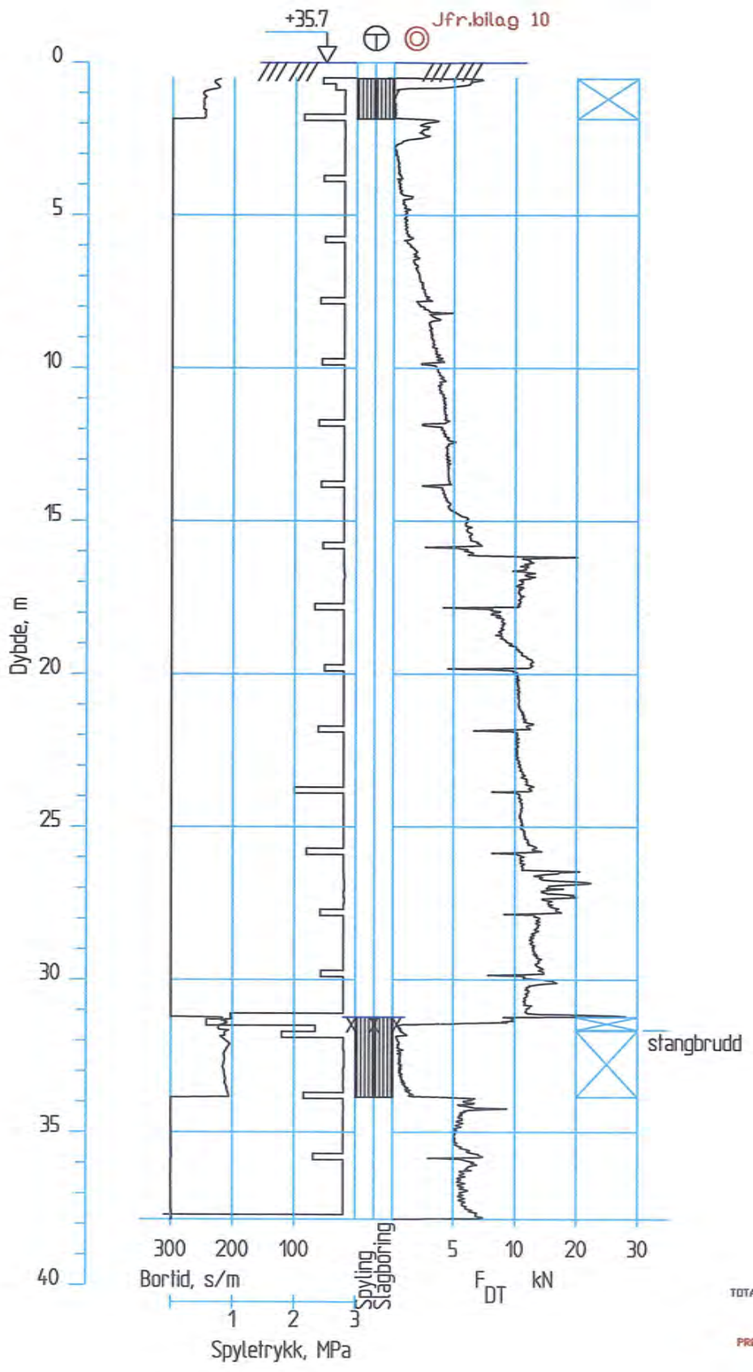
LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon
Narmovegen 191
Postboks 3022
2318 Hamar
Telefon: 95 48 50 00
E-post: post@georaad.no

Tiltakshaver: Chokoladefabrikken Utbyggingsselskap AS		Gnr/bnr.: 227/253 m.fl.	Bilag: 4
Oppdragsgiver: Chokoladefabrikken Utbyggingsselskap AS		Prosjekt.nr.: 11-218	Tegn.nr.: 104
Prosjekt: Chokoladefabrikken, Oslo		Dato: 23.11.11	Revisjon: –
Tegningstittel: Boreresultater pkt.5-7		Tegn/Kontr.: ALE/LVA	Målestokk: 1:200

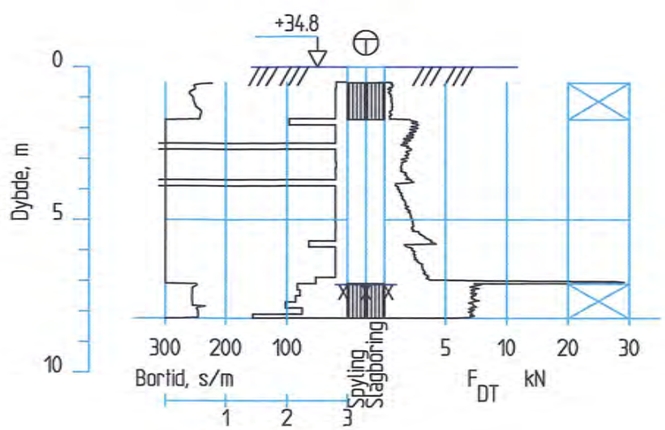
8



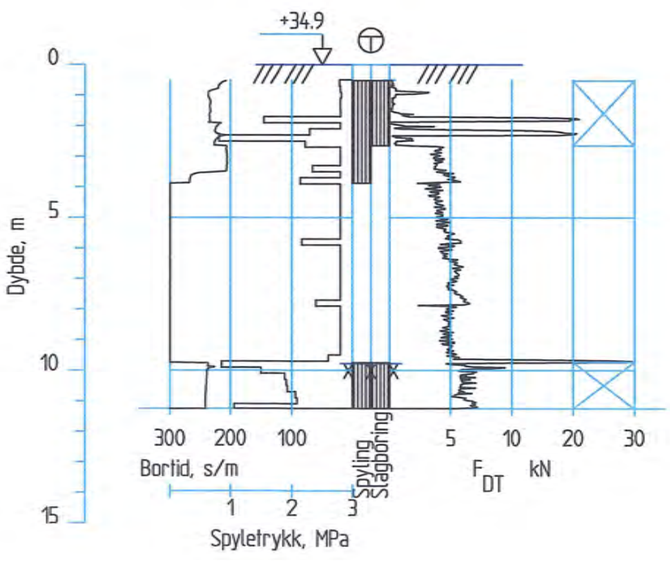
9



11



12



TOTALSONDERING

PRØVESERIE

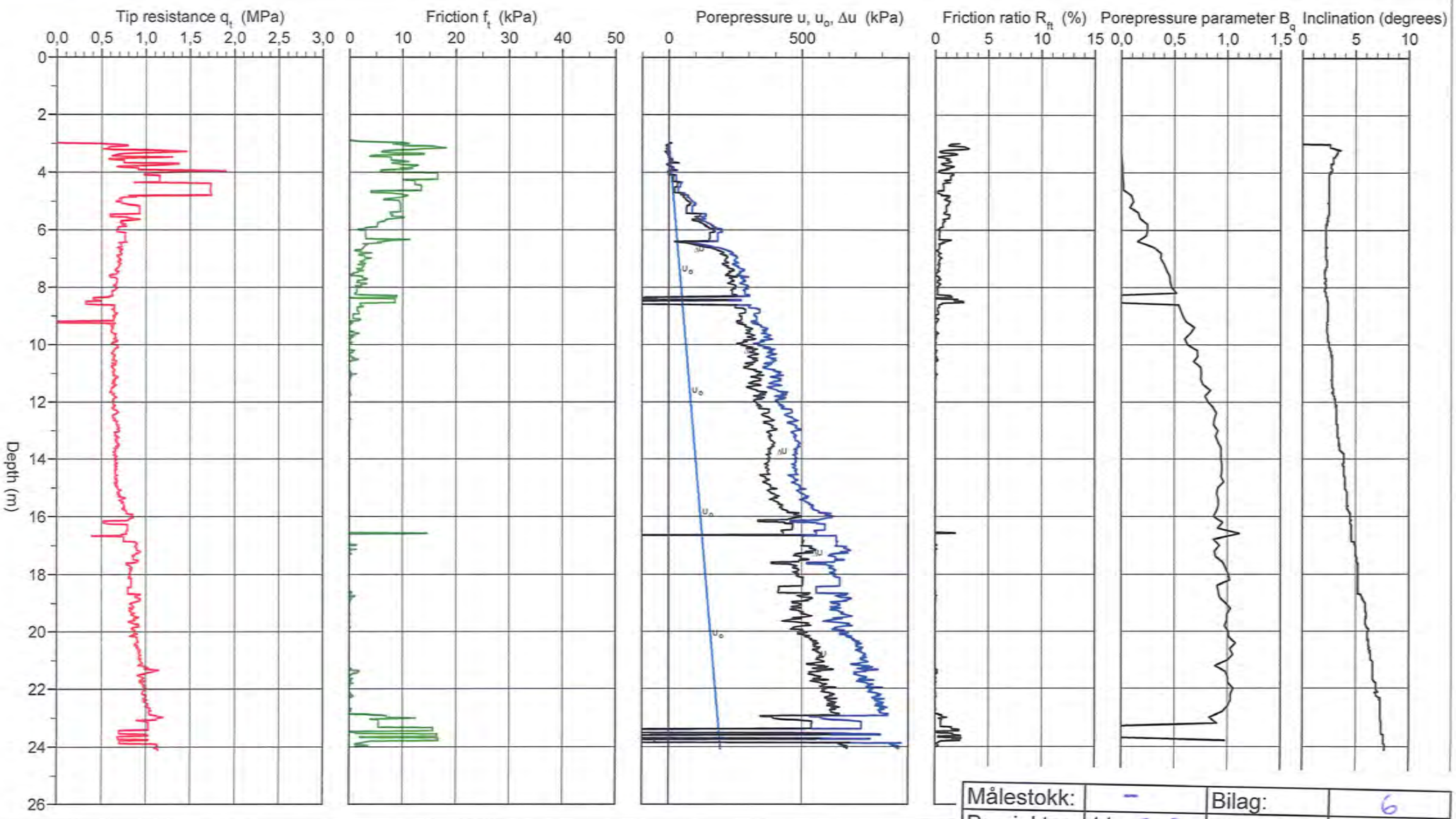
LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon
Nærmovegen 191
Postboks 3022
2318 Hamar
Telefon: 95 48 50 00
E-post: post@georaad.no

Tiltakshaver: Marstrandgaten 8 AS		Gnr/bnr.: 227/253 m.fl.	Bilag: 5
Oppdragsgiver: Marstrandgaten 8 AS		Prosjekt.nr.: 11-218	Tegn.nr.: 105
Prosjekt: Chokoladefabrikken, Oslo		Dato: 23.11.11	Revisjon: -
Tegningstittel: Boreresultater pkt.8-12	Tegn/Kontr.: ALI/SCA	Målestokk: 1:200	

CPT-test performed according to EN ISO 22476-1

Predrilling depth	3,00 m	Reference		Fluid in filter	
Start depth	3,00 m	Level at reference		Coordinats	
Stop depth	24,18 m	Predrilled material		Equipment	
Ground water level	3,00 m	Geometry	Normal	Cone nr	3757

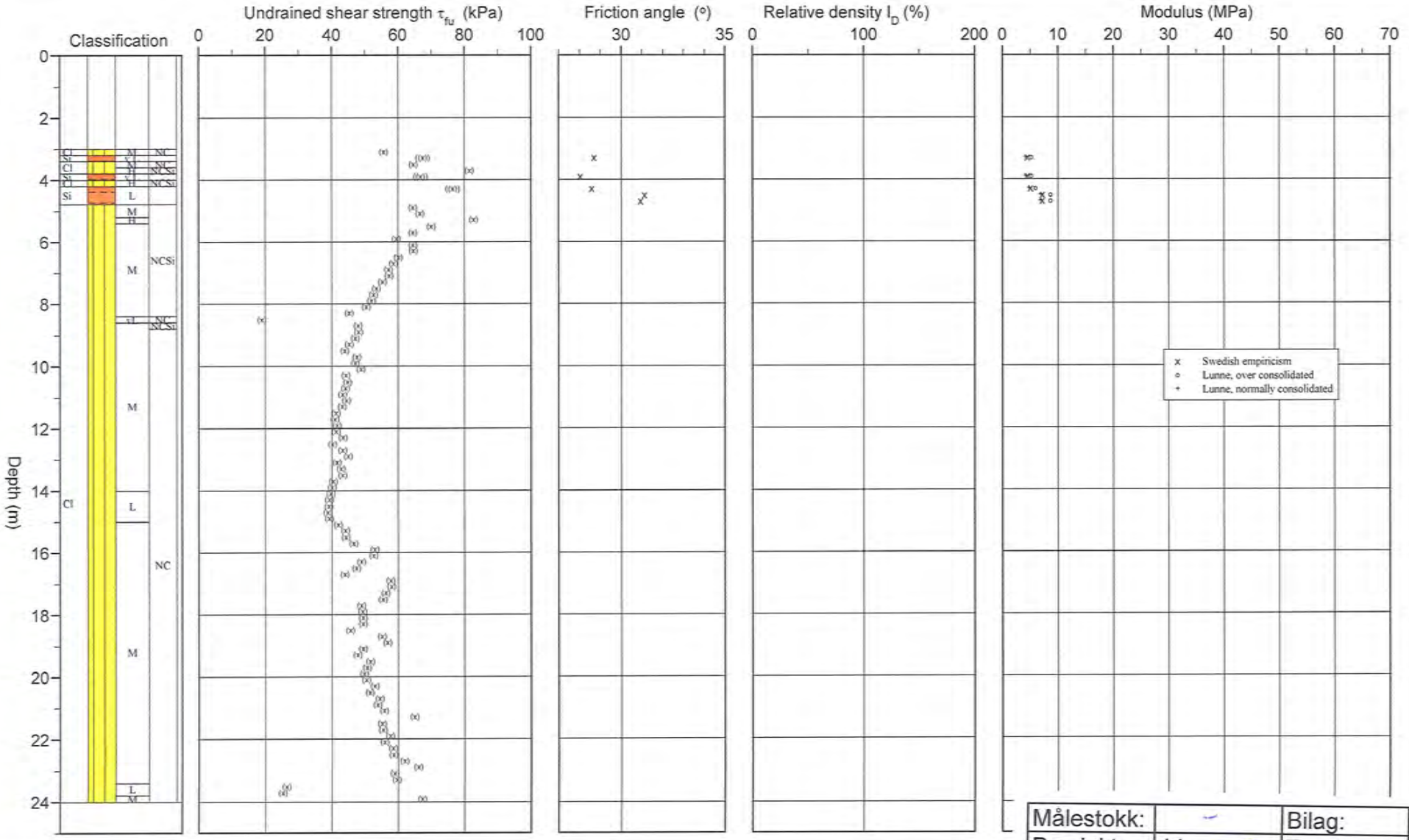
Project	Chokoladefabrikken
Project nr	11-218
Site	
Designation	4
Date	31.10.2011



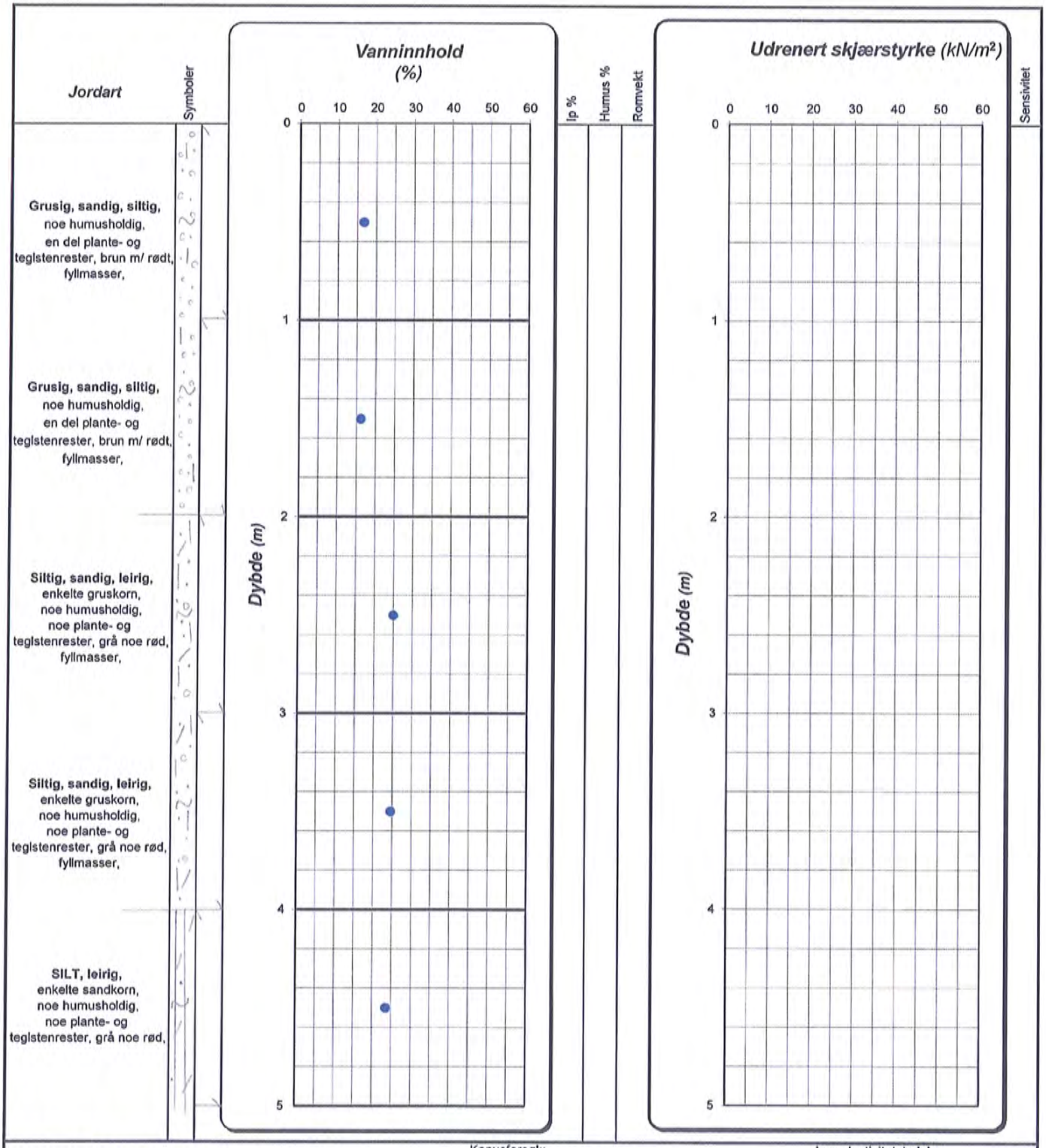
Målestokk:	-	Bilag:	6
Prosjektnr:	11 - 218	Tegning:	106
Måned/år:	03/12	Utf/Ktr:	SLA/KR

Reference		Predrilling depth	3,00 m	Evaluator	SKa
Level at reference		Predrilled material		Evaluation date	29.11.11
Ground water level	3,00 m	Equipment			
Start depth	3,00 m	Geometry	Normal		

Project	Chokoladefabrikken
Project nr	11-218
Site	
Designation	4
Date	31.10.2011



Målestokk:	-	Bilag:	7
Prosjektnr:	11 - 218	Tegning:	107
Måned/år:	03/12	Utf/Ktr:	SKA/KR



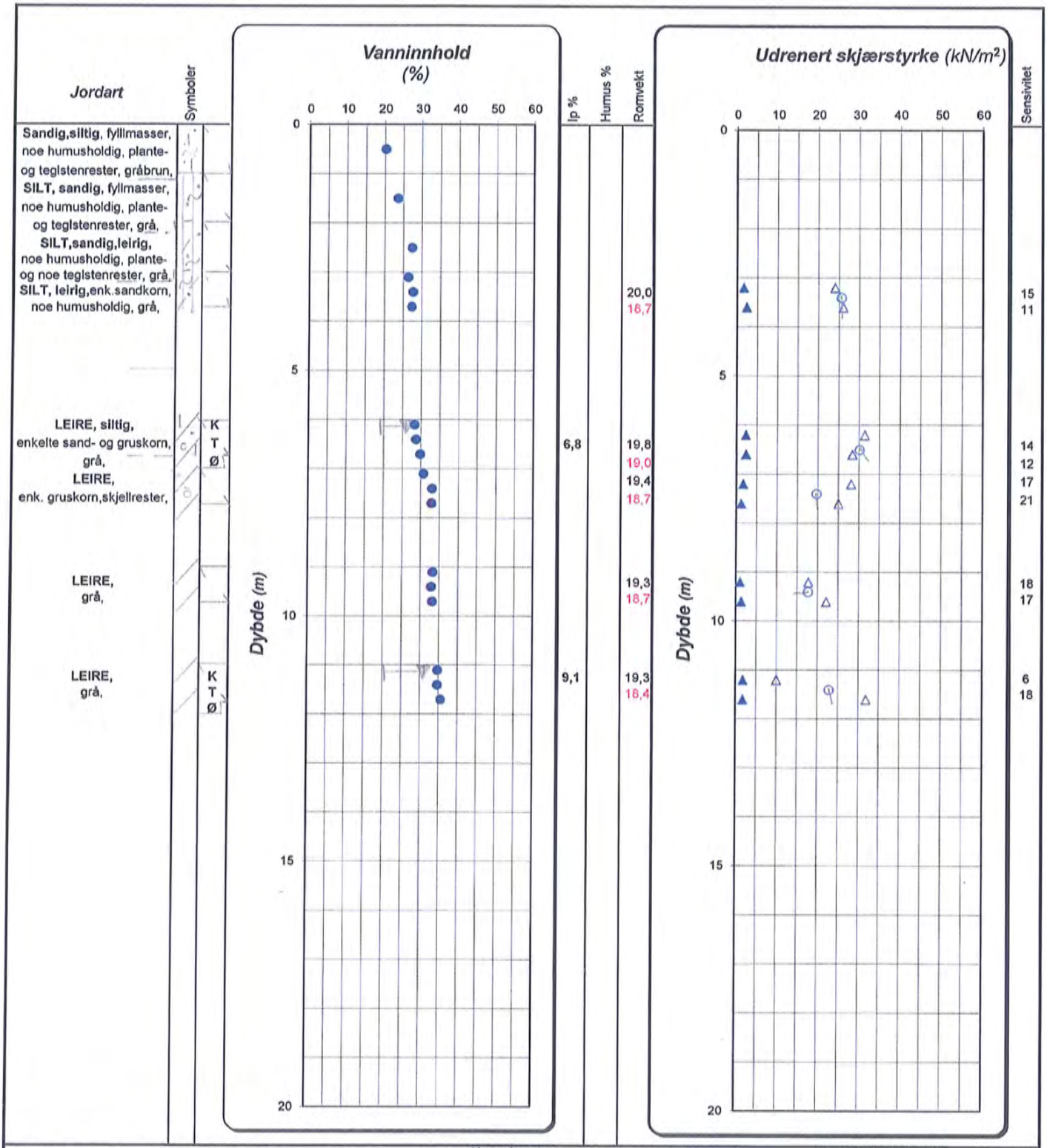
Enkelt trykkforsøk : 0 / 15 / 5 / 10 (angir def.% v/brudd)

Konusforsøk:
Omrørt/uforstyrret -▼ ▽
Konusflyt-og plastisitetsgrense -I----------▼
Romvekt liten ring
Romvekt hel sylinder

Ip = plastisitetsindeks
T=treaksialforsøk
Ø=ødometerforsøk
K=kornkurve
M=miljøprøve

LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon

Tiltakshaver: Chokoladefabrikken Utbyggingsselskap AS	Bilag: 8
	Prosj.nr: 11-218
Prosjekt: Chokoladefabrikken, Oslo	Tegn.nr: 108
	Vertikal: ca m=1:25
Tekst: Løsmasseprofil pkt. 2	Dato: 24.11.2011
	Utført/Kontr AL/SLA



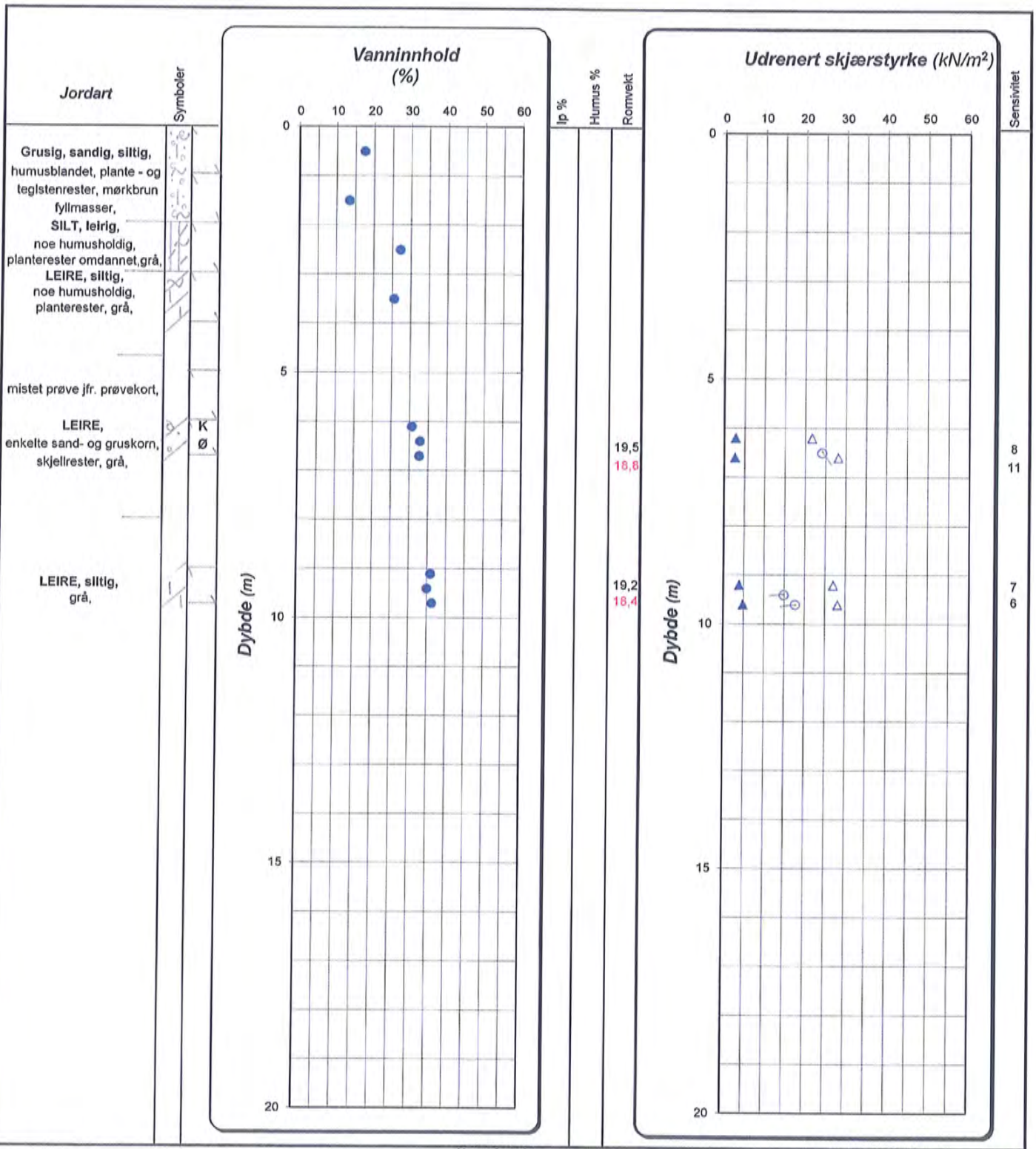
Enkelt trykkforsøk : 0 / 15 / 5 / 10 (angir def.% v/brudd)

Konusforsøk:
Omrørt/uforstyrret -▼ ▽
Konusflyt-og plastisitetsgrense -I---------▼
Romvekt liten ring
Romvekt hel sylinder

Ip = plastisitetsindeks
T=treaksialforsøk
Ø=ødometerforsøk
K=kornkurve
M=miljøprøve

LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon

Tiltakshaver: Chokoladefabrikken Utbyggingsselskap AS	Bilag: 9
	Prosj.nr: 11-218
Prosjekt: Chokoladefabrikken, Oslo	Tegn.nr: 109
	Vertikal: ca m=1:100
Tekst: Løsmasseprofil pkt. 6	Dato: 24.11.2011
	Utført/Kontr AL/SLA



Enkelt trykkforsøk : 0 / 15 / 5 / 10 (angir def.% v/brudd)

Konusforsøk:
Omrørt/uforstyrret -▼ ▽
Konusflyt-og plastisitetsgrense -|----------▼
Romvekt liten ring
Romvekt hel sylinder

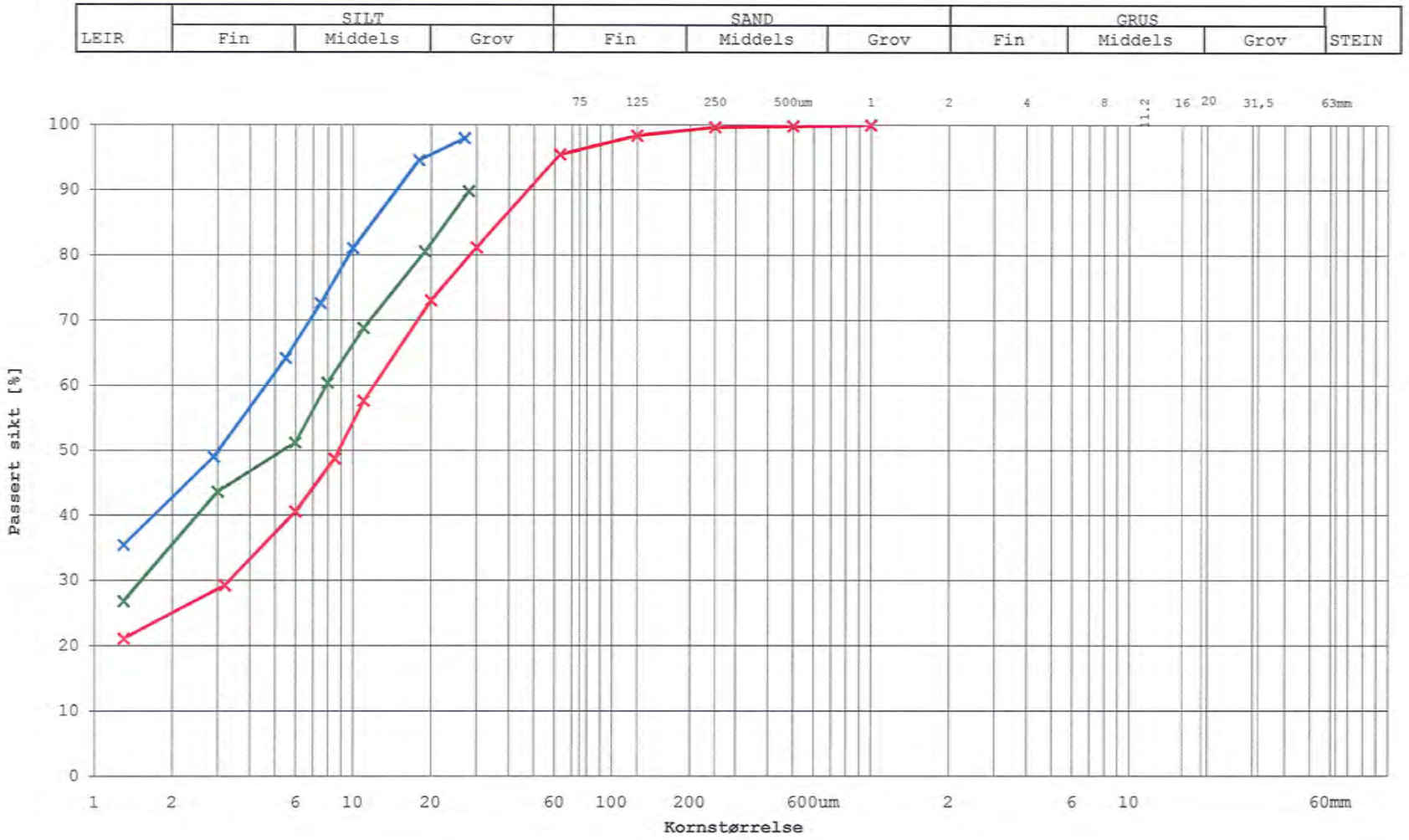
Ip = plastisitetsindeks
T=treaksialforsøk
Ø=ødometerforsøk
K=kornkurve
M=miljøprøve

LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon

Tiltakshaver: Chokoladefabrikken Utbyggingsselskap AS	Bilag: 10
	Prosj.nr: 11-218
Prosjekt: Chokoladefabrikken, Oslo	Tegn.nr: 110
	Vertikal: ca m=1:100
Tekst: Løsmasseprofil pkt. 9	Dato: 24.11.2011
	Utført/Kontr AL/SLøn

LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon

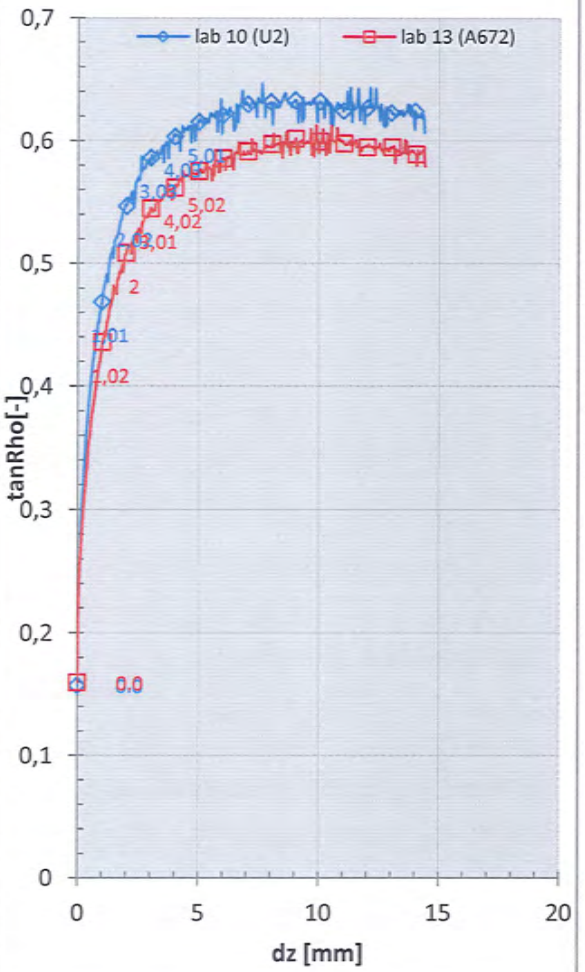
Tiltakshaver	Chokoladefabrikken Utbyggingsselskap AS
Prosjekt	Chokoladefabrikken, Oslo
Tekst	Kornfordelingskurve pkt. 6 og 9

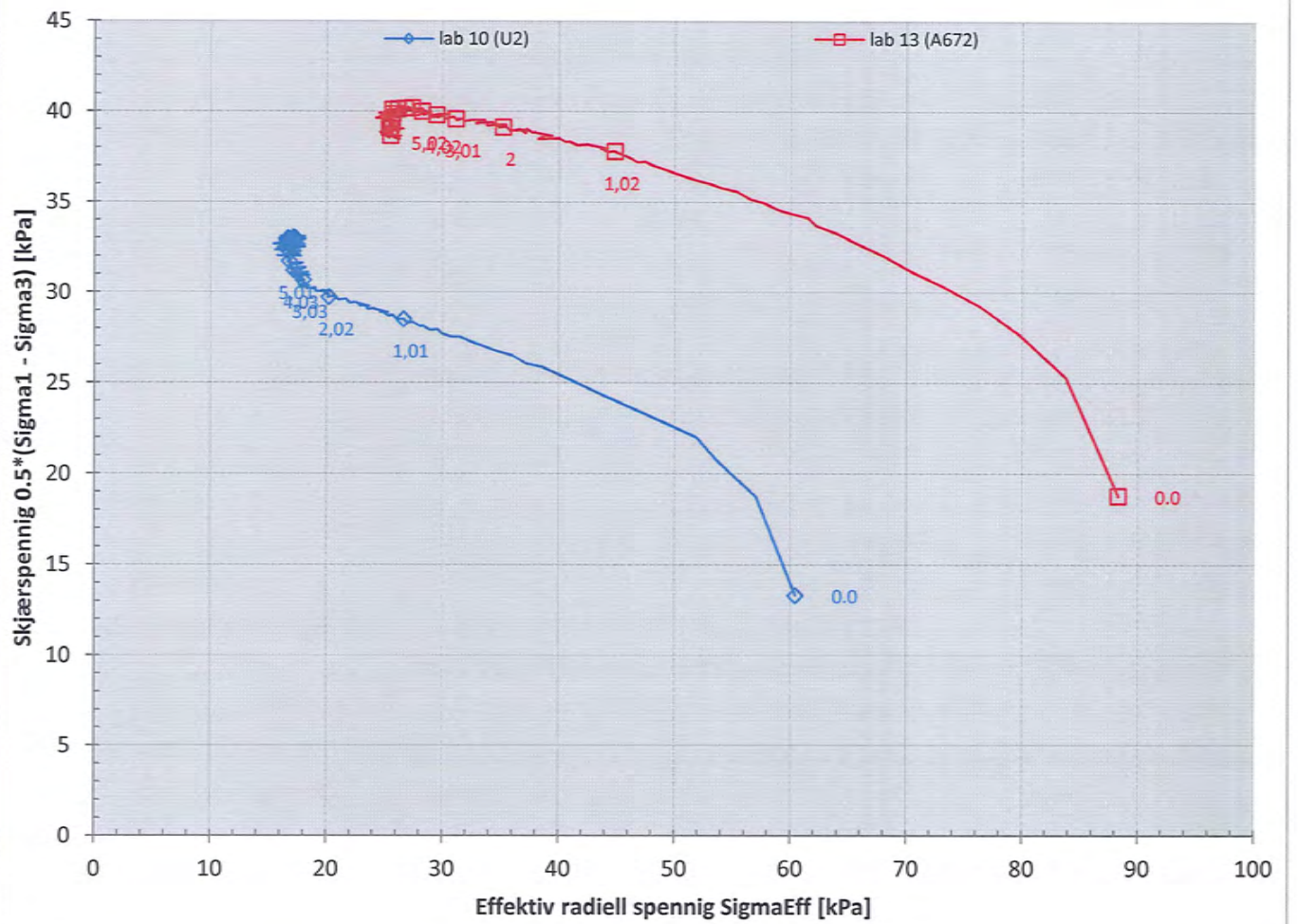


* Telefarligheten oppgis i forhold til materiale < 20mm.
** Humus andelen oppgis som 2 verdier hvorav den første anngir % i forhold til total masse, og den andre % i forhold til materiale < 500 µm

Lab.nr.	Punktnr.	Dybde	Kurve	Jordartsbetegnelse	Cu	* %<20µm	* Telegruppe	**Humus(%)	Vanninnh.(%)
10	6	6,4 m		LEIRE, siltig	-	73,0	T 4	-	28,7
13	6	11,4 m		LEIRE	-	95,4	T 3	-	34,6
18	9	6,3 m		LEIRE	-	81,6	T 4	-	32,8

Prosjektnr.	Sign./Kon.	Målestokk	
11-218	KS/SLM	-	
Dato	Tegning	Bilag	
24.11.11	111	11	



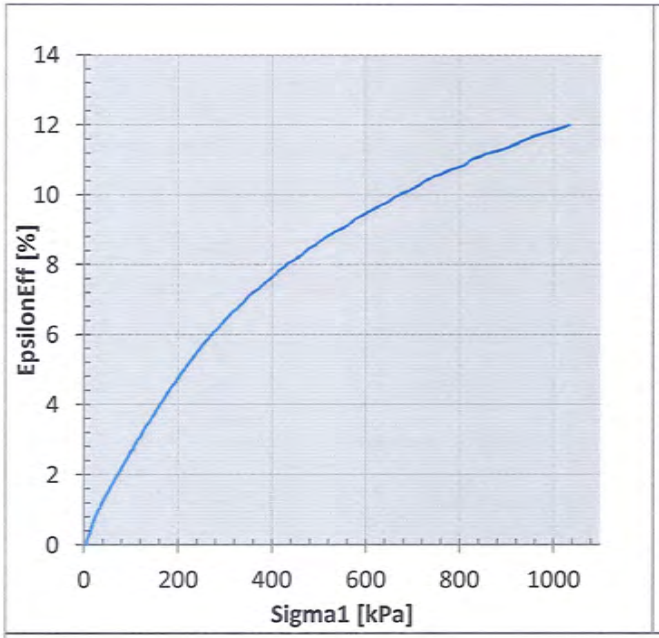


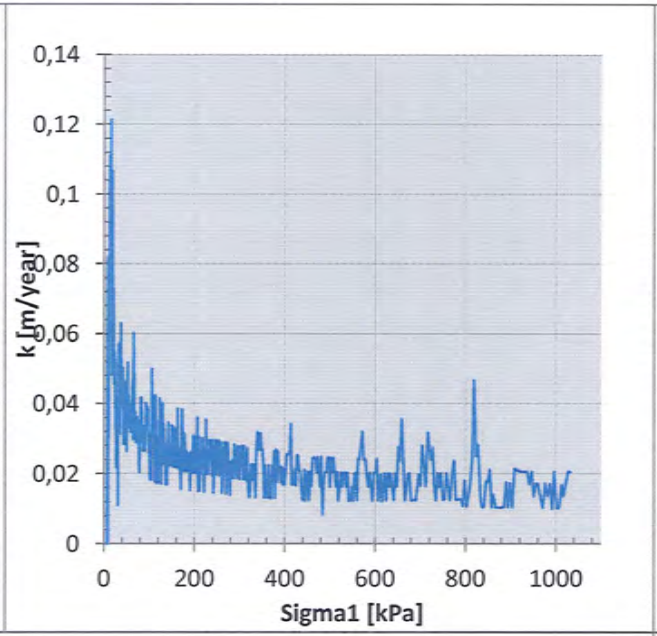
TRIAXIAL TEST from GEOLAB
Prosjekt: 11-218 Chokoladefabrikken
Bilagsnr.: 12
Tegningsnr.: 112
Kontrollert av: SKA/ SKA

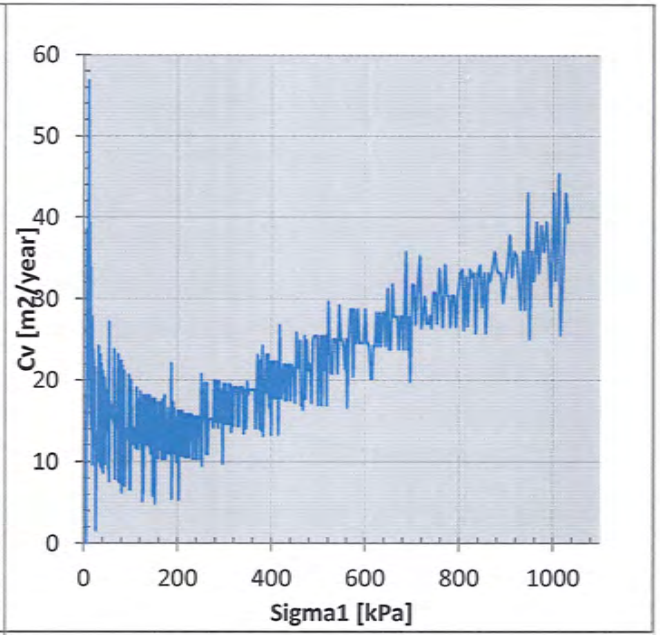
Attraction a [kPa]: 12

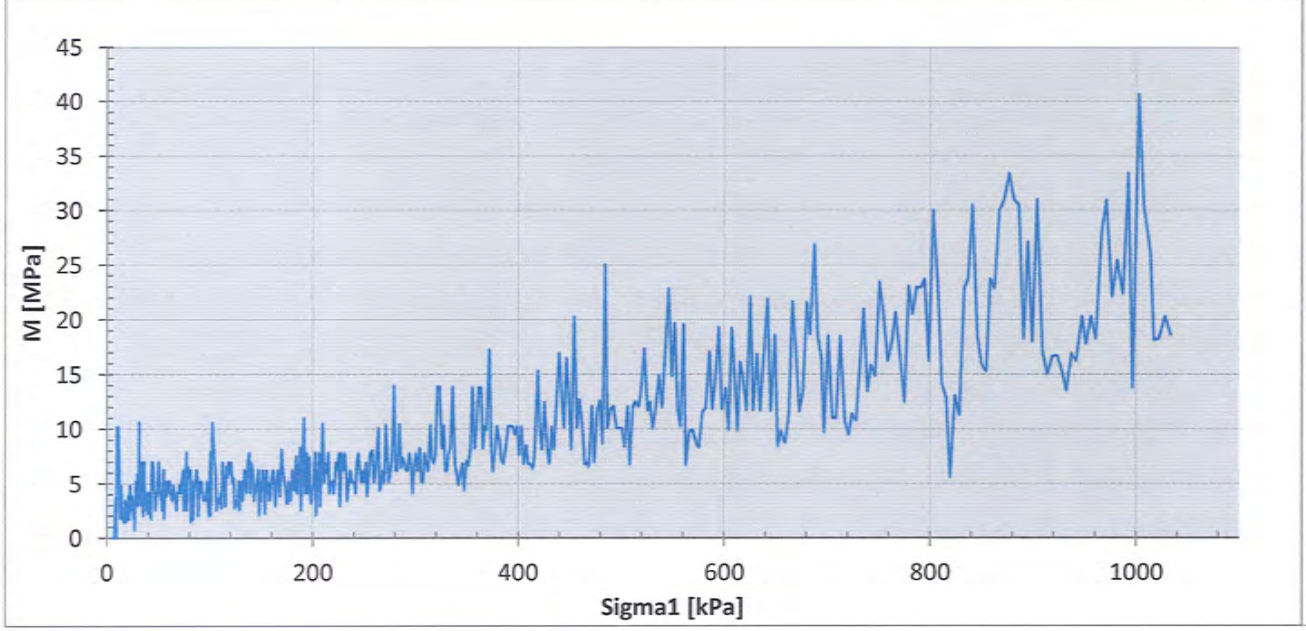
Sample 'lab 10(U2)':		**Sample 'lab 13(A672)':**	
Depth: 6,5 m		Depth: 11,5 m	
Volume change [%]:	3,89	Volume change [%]:	4,08
Density [kN/m3]:	1,94	Density [kN/m3]:	1,88
Water content [%]:	27,63	Water content [%]:	30,99

LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon









LØVLIEN GEORÅD - ODOMETER TEST

Job reference: 11-218 Chokoladefabrikken

Borehole id: punkt 6 Ødo 1

Sample depth: 6,3 m

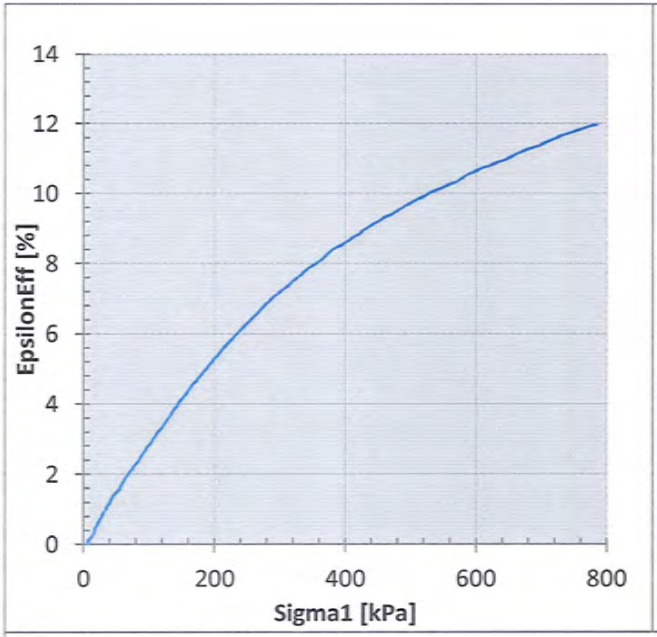
Sample density [kg/m3]: 1,94

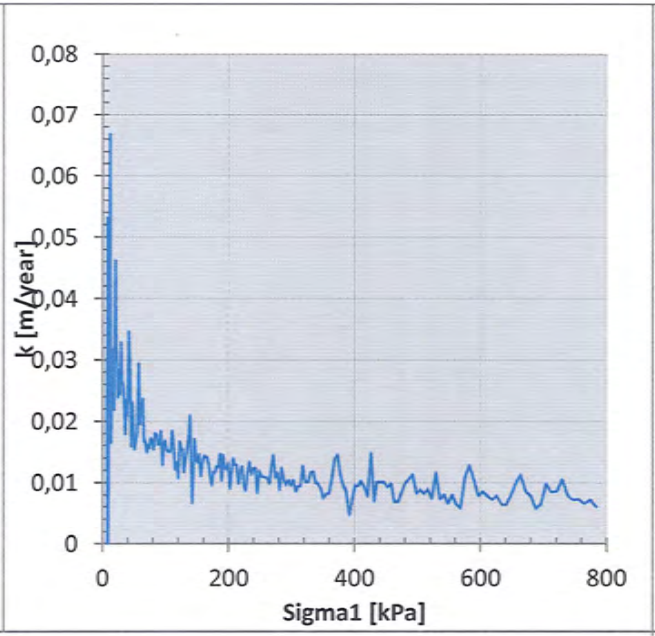
Appendix #: 13

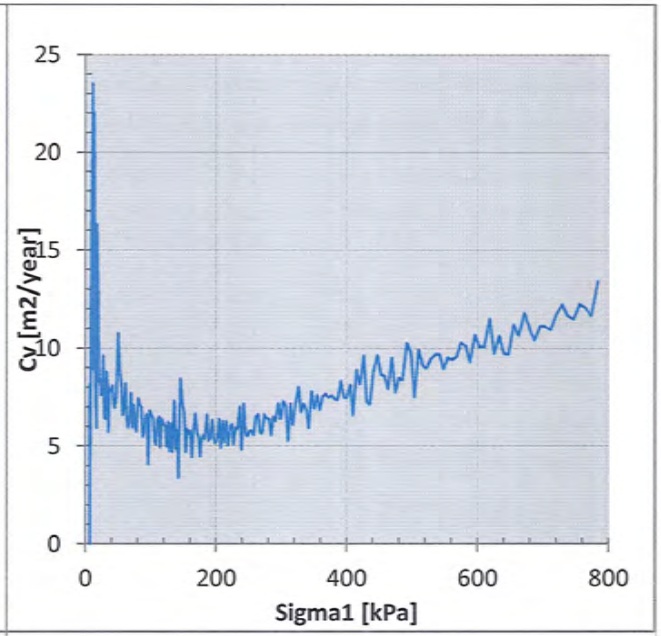
Controlled by: SKA

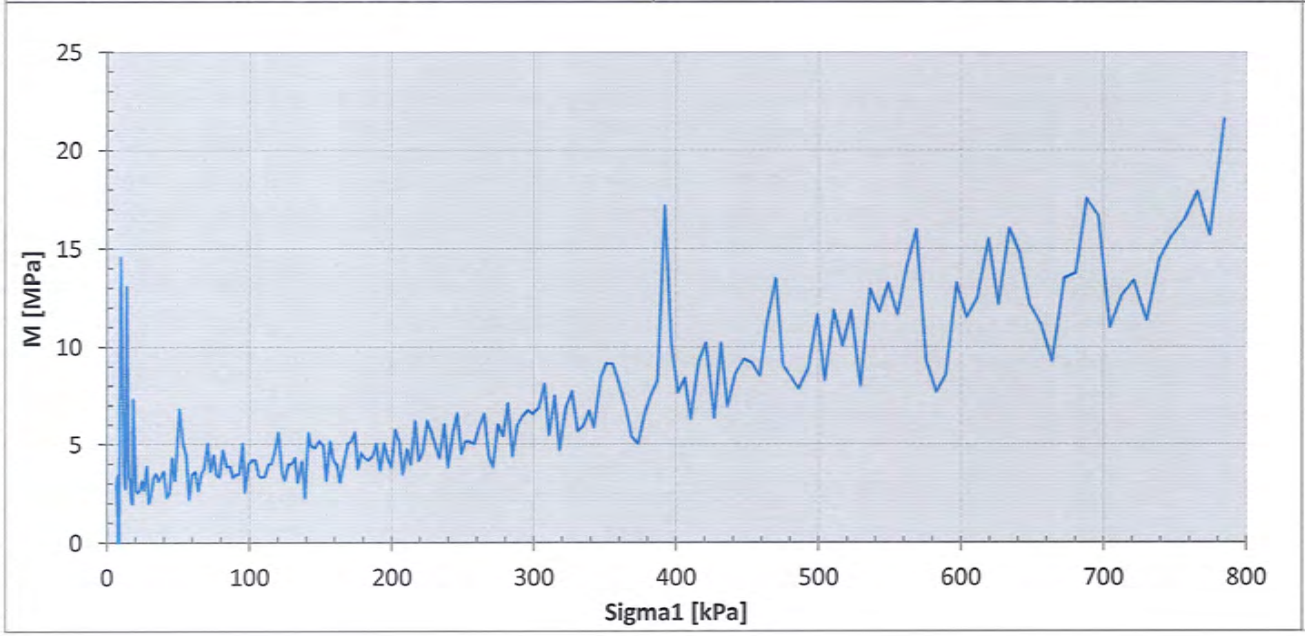
Sign.: SLA

LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon









LØVLIEN GEORÅD - ODOMETER TEST

Job reference: 11-218 Chokoladefabrikken

Borehole id: Punkt 6 ødo 2

Sample depth: 11,4 m

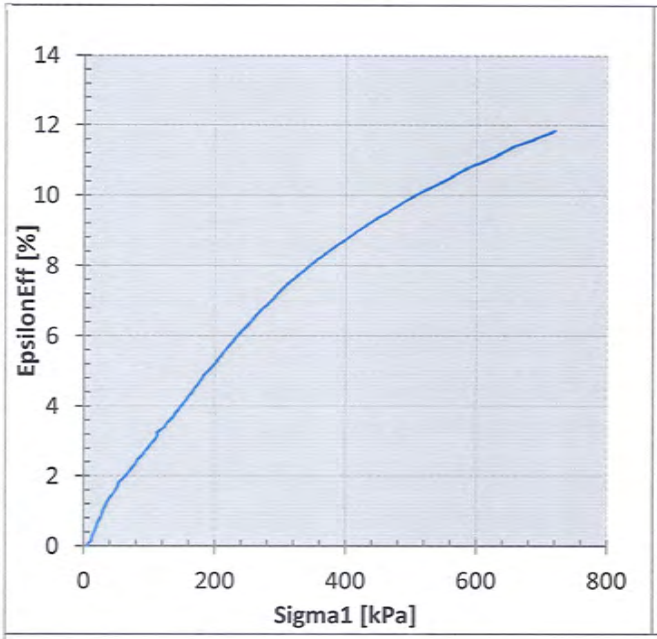
Sample density [kg/m3]: 1,88

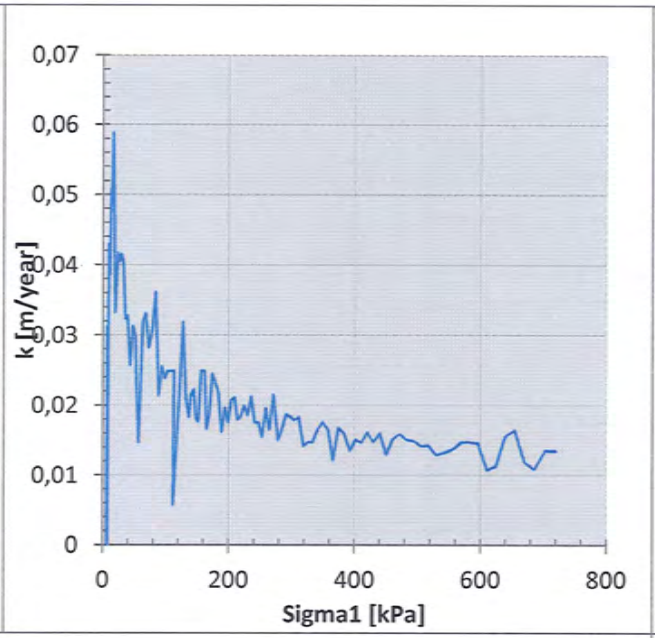
Appendix #: 14

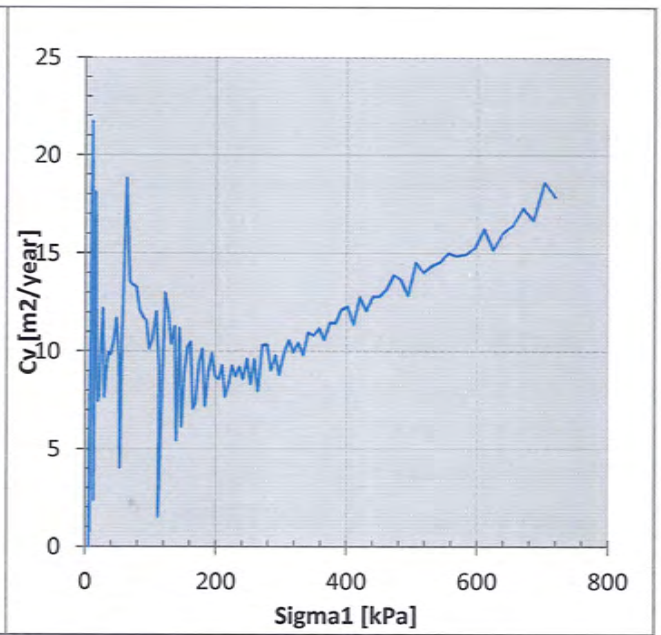
Controlled by: SKA

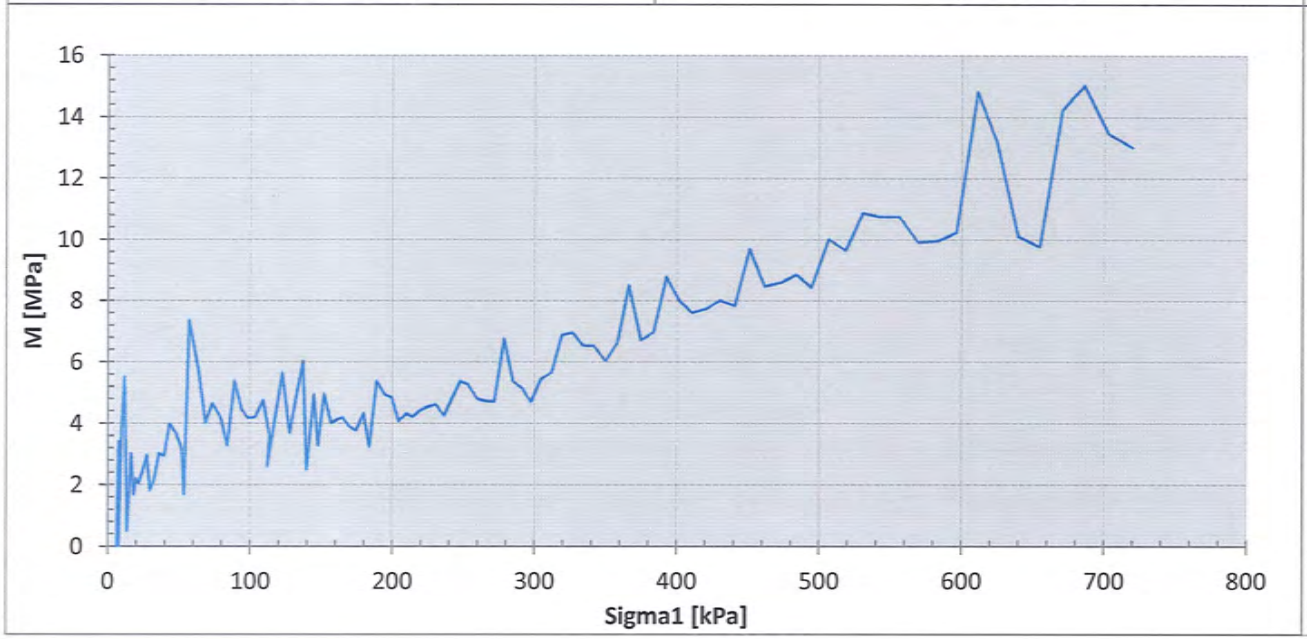
Sign.: SKA

LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon









LØVLIEN GEORÅD - ODOMETER TEST

Job reference: 11-218 Chokoladefabrikken

Borehole id: Punkt 9

Sample depth: 6,3 m

Sample density [kg/m3]: 901,3456

Appendix #: 15

Controlled by: SKA

Sign.: SKA

LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon

punkt	metode	x	y	z	fjellkote	dybde i løsm.	boret i fjell	bordybde
1	T	6644650.6	598810.0	37.9	7.6	30.3	0.5	30.8
2	T ◎	6644640.1	598823.4	38.1	7.2	30.9	0.5	31.4
3	T	6644637.8	598814.5	38.2	8.9	29.3	0.5	29.8
4	T ⊖	6644638.0	598802.0	38.1	6.7	31.4	0.3	31.7
4	▽	6644638.0	598802.0	38.1	-	24.2	0	24.2
5	T	6644607.9	598804.8	36.7	8.4	28.3	1.0	29.3
6	T ◎	6644616.0	598807.8	36.5	7.5	29.0	0.8	29.8
7	T	6644607.3	598809.8	36.7	6.9	29.8	1.1	30.9
8	T	6644582.8	598828.8	36.0	30.1	5.8	1.0	.6.8
9	T ◎	6644588.6	598791.3	35.7	4.4	31.2	6.6	37.8
11	T	6644575.0	598795.4	34.8	27.7	7.1	1.1	8.2
12	T	6644569.6	598802.5	34.9	25.1	9.8	1.5	11.3

dybde i meter

TOTALSONDERING T

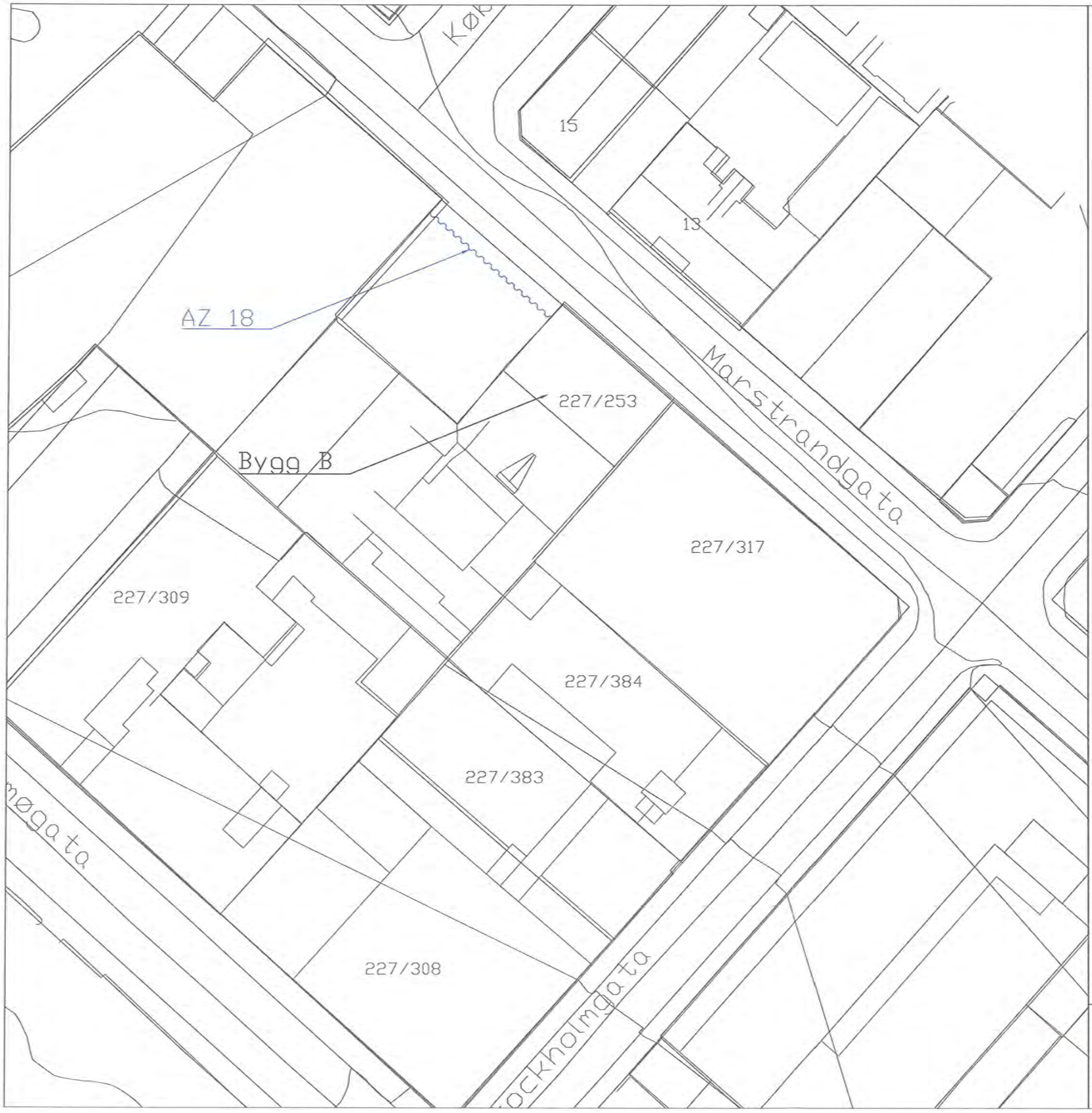
CPTU ▽

PRØVESERIE ◎

VANNSTANDSRØR ⊖

LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon
Narmovegen 191
Postboks 3022
2318 Hamar
Telefon: 95 48 50 00
E-post: post@georaad.no

Tiltakshaver: Chokoladefabrikken utbyggingsselskap AS	Gnr/bnr.: 227/253 m.fl.	Bilag: 16
Oppdragsgiver: Chokoladefabrikken utbyggingsselskap AS	Prosjekt.nr.: 11-218	Tegn.nr.: 116
Prosjekt: Chokoladefabrikken, Oslo	Dato: 23.11.11	Revisjon: -
Tegningstittel: Koordinat - og borpunktliste	Tegn/Kontr.: AL/	Målestokk: -



Spunt:

Min. motstandsmoment: Wx ≥ 1800 cm3/m
Stålkvalitet iht. NS-EN 10248-1

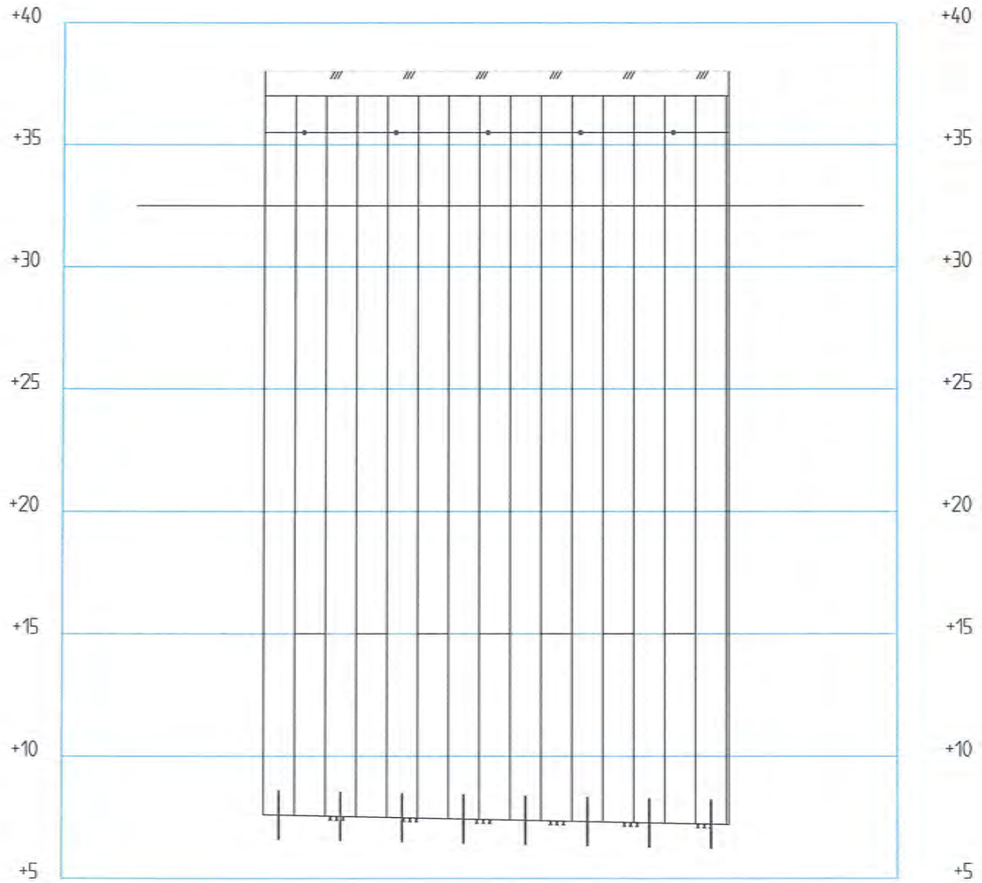
1. Det forgraves ca. 1 m fra dagens terreng til kote +37.
2. Spunt m/ lengde 13 m rammes ned til kote +37.
3. Samtlige spuntnåler må rammes i lås.
4. Fundament av bygg B må sikres før ramming påbegynnes.

Det føres spuntprotokoller som overleveres til geoteknisk rådgiver for kontroll.

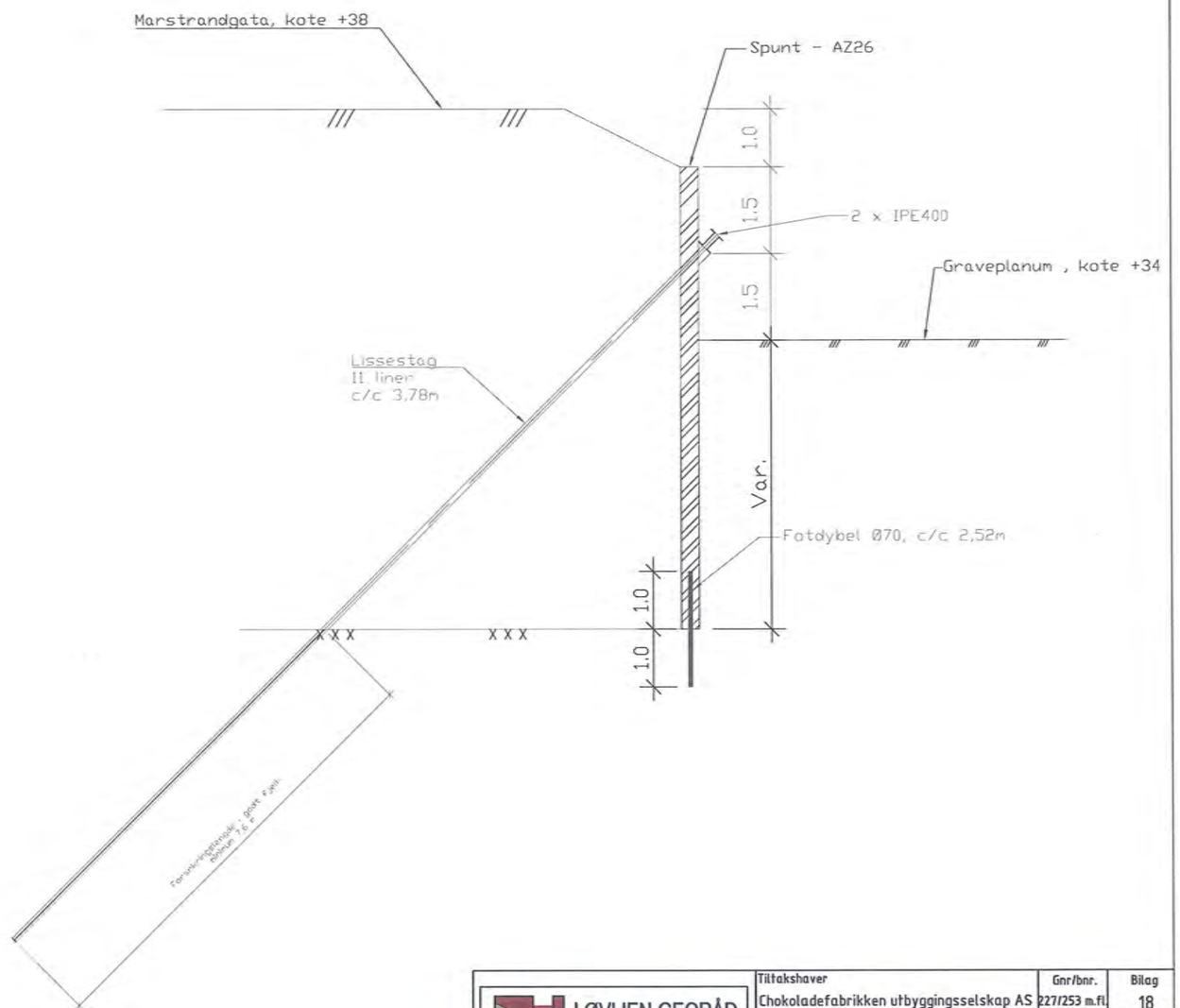
LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon
Nærmovegen 191
Postboks 3022
2318 Hamar
Telefon 95 48 50 00
E-post: post@georaad.no

Tiltakshaver: Chokoladefabrikken Utbyggingsselskap AS		Gnr/bnr.: 227/253 m.fl.	Bilag: 17
Oppdragsgiver: Chokoladefabrikken Utbyggingsselskap AS		Prosjekt.nr.: 11-218	Tegn.nr.: 117
Prosjekt: Chokoladefabrikken, Oslo		Dato: 27.03.12	Revisjon: –
Tegningstittel: Spuntplan	Tegn/Kontr.: SKa/		Målestokk: 1:500

Spuntoppriss
M = 1:250

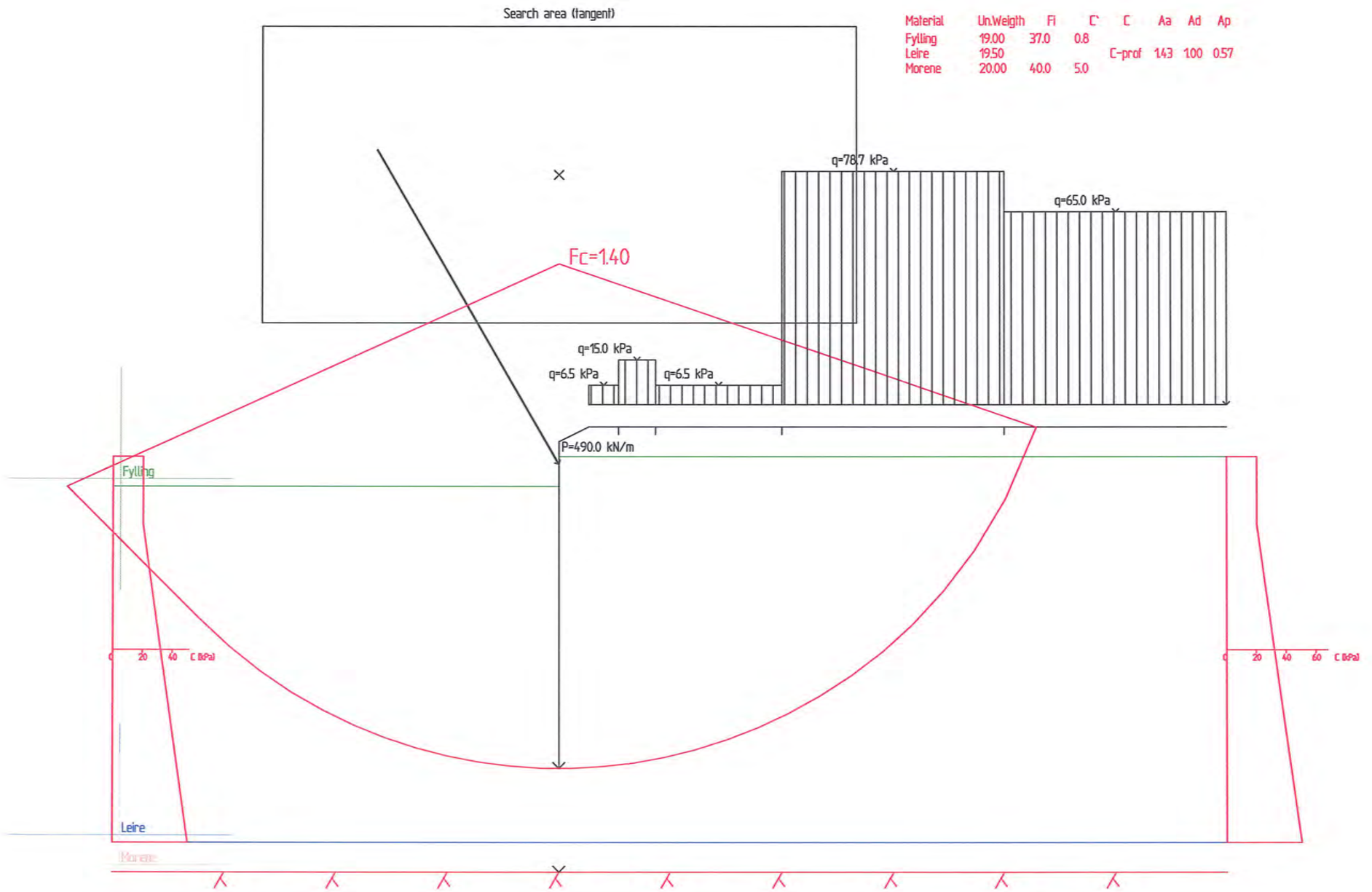


Prinsippsnitt
M = 1:100



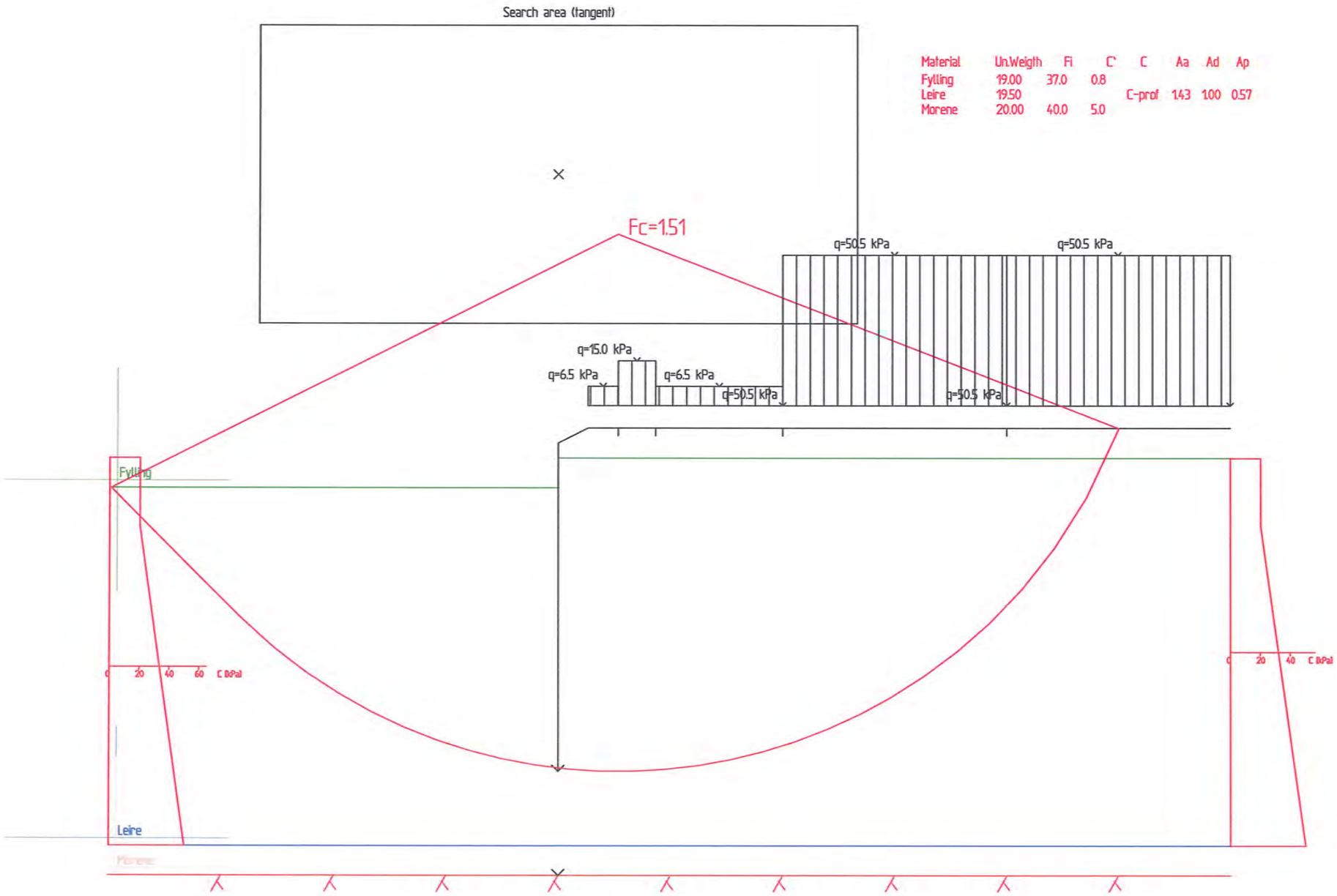
LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon
Nermovegen 191
Postboks 3022
2318 Hamar
Telefon 95 48 50 00
E-post: post@georaad.no

Tiltakshaver: Chokoladefabrikken utbyggingsselskap AS		Gnr/bnr.: 227/253 m.fl.	Bilag: 18
Oppdragsgiver: Chokoladefabrikken utbyggingsselskap AS		Prosjekt.nr.: 11-218	Tegn.nr.: 118
Prosjekt: Chokoladefabrikken, Oslo		Dato: 22.04.12	Revisjon: -
Tegningstittel: Prinsippskisse/Oppriss, spunt		Tegn/Kontr.: SKA/	Målestokk: Var



LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon
Narmovegen 191
Postboks 3022
2318 Hamar
Telefon: 95 48 50 00
E-post: post@georaad.no

Tiltakshaver		Gnr/bnr.	Bilag
Chokoladefabrikken utbyggingsselskap AS		227/253 m.fl.	19
Oppdragsgiver		Prosjekt.nr.	Tegn.nr.
Chokoladefabrikken utbyggingsselskap AS		11-218	119
Prosjekt		Dato	Revisjon
Chokoladefabrikken, Oslo		22.04.12	-
Tegningstittel		Tegn/Kontr.	Målestokk
Stabilitetsberegning, ULS		SKA/	1:300



LØVLIEN GEORÅD
Geoteknikk - Prosjektadministrasjon
Narmovegen 191
Postboks 3022
2318 Hamar
Telefon: 95 48 50 00
E-post: post@georaad.no

Tiltakshaver: Chokoladefabrikken utbyggingsselskap AS	Gnr/bnr.: 227/253 m.fl.	Bilag: 20
Oppdragsgiver: Chokoladefabrikken utbyggingsselskap AS	Prosjekt.nr.: 11-218	Tegn.nr.: 120
Prosjekt: Chokoladefabrikken, Oslo	Dato: 22.04.12	Revisjon: –
Tegningstittel: Stabilitetsberegning, ALS	Tegn/Kontr.: SKA/	Målestokk: 1:300