

**STATSBYGG**  
**92033 REALFAGBYGGET**  
**GLØSHAUGEN**

**Geoteknisk dokumentasjon**  
**Endringer etter forprosjektet**

**57000 - 3**

25. juni 1996

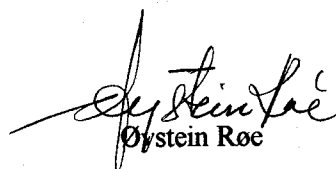
**Oppdragsgiver:**

Kontaktperson:

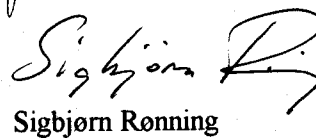
Rolf Jullum

**For Noteby:**

Oppdragsansvarlig:

  
Øystein Røe

Saksbehandler:

  
Sigbjørn Rønning

## **Sammendrag**

Noteby er engasjert som geoteknisk rådgiver i prosjekteringsgruppen for nytt Realfagbygg på Gløshaugen.

De samlede geotekniske undersøkelser og beskrivelse av grunnforhold på tomte for Realfagbygget er presentert i datarapport 57000.1, rev. 1 (juni 1996).

Det geotekniske grunnlaget for forprosjektet, med geotekniske vurderinger og dokumentasjon, er presentert i rapport 57000.2, datert 19.12.1995. Denne rapporten gir tilsvarende det geotekniske grunnlaget for endringer etter forprosjektet, dette gjelder endringer i prosjektet og endringer i valgte løsninger.

Disse 2 rapportene gir den samlede geotekniske dokumentasjon for prosjektet fram til dags dato.

<b>Innhold:</b>	<b>Side</b>
1. INNLEDNING.....	4
2. FLYTTING AV KULVERT, BYGG D.....	4
3. ENDRING I SPUNTOPPSTØTTING MOT ØSTSKRÅNINGEN.....	4
4. FUNDAMENTERING UTENFOR BUNNPLATE.....	5
4.1 Søndre ende av bygg E.....	5
4.2 Søyler på østsida av bygg E.....	6
5. ADKOMSTTUNNEL.....	6
5.1 Utførelse.....	6
5.2 Fundamentering.....	6
5.3 Stabilitet.....	7

## **Vedlegg:**

VEDLEGG 1: Tegning 57000 - 1A: Revidert borplan

VEDLEGG 2: Flytting av kulvert, bygg D

    2.1: Profil E-E

    2.2: Ny spuntdimensjonering

VEDLEGG 3: Stabilitet østskråning

    3.1: Supplerende geodata

    3.2: Supplerende stabilitetsberegninger

VEDLEGG 4: Fundamentering utenfor bunnplate

VEDLEGG 5: Adkomst-tunnel

    5.1: Fundamentering

    5.2: Stabilitet

## 1. Innledning

NOTEBY har tidligere utarbeidet datarapport for dette prosjektet, rapport 57000-1, datert desember 1995, samt geoteknisk forprosjektrapport med dokumentasjonsmateriale, beregninger og vurderinger av geotekniske problemstillinger i forprosjektfasen, rapport 57000-2.

Siden er det utført supplerende grunnundersøkelser, slik at datarapporten måtte revideres i juni 1996. Komplette borplan er vist på tegning 57000-1A i vedlegg 1.

Det fullstendige bildet av grunnforholdene etter tilleggsundersøkelsen førte til ny vurdering av faren for poretrykksoppbygging ved det tidligere forutsatte spuntalternativ i østskråningen.. Da prosjektet dessuten har gjennomgått en del endringer som griper inn på geotekniske forhold, er det behov for supplerende dokumentasjon og geoteknisk behandling av problemstillinger som er endret etter forprosjektet.

Det er bare tilleggsdokumentasjonen som presenteres i denne rapporten, slik at det må sammenholdes med forprosjektrapporten for å få et fullstendig bilde.

## 2. Flytting av kulvert, bygg D

Kulvert for tekniske anlegg var tidligere plassert forsenket i forhold til 37-planet og medførte en ekstra gravedybde og oppstøttingshøyde for spunten mot nord på ca 2m. Kulverten langs spuntveggen er nå flyttet til utsida av bygget, mellom dette og spuntveggen, som er trukket 2,80 m mot nord. Da området bak spunten vil bli fundamentgrunn for et 5-6-etasjes bygg med en grunnrager like bak spunten, har vi vurdert det nødvendig å støpe en betongvegg mot spuntveggen og støtte opp denne med bunnplate (37,0), toppdekke (40,75) og dekkestriper (44,5). Det vises til profil E-E i vedlegg 2.

Spuntstag og må kappes og pute fjernes etter hvert som veggen støpes opp.

Nye spuntberegninger viser at spuntlengden kan reduseres fra 18,5 m til 13 m på grunn av denne endringen. Spuntberegningen er vist i vedlegg 2.

Da denne endringen bedrer stabiliteten, har vi ikke funnet det nødvendig å utført nye stabilitetsberegninger, men viser til beregningene i forprosjektet, rapport 57000-2.

## 3. Endring i spuntoppstøtting mot østskråningen

I forprosjektet ble det forutsatt spuntoppstøtting 1 etasje ved foten av skråningen og fri graveskråning videre opp til toppen av skråningen ved Materialteknisk Institutt. Denne spunten ville imidlertid nå ned i den tette leira og stenge av det øvre mer permeable sand- og fyllmasselaget, slik at spunten i 75 m lengde på tvers av strømningsretningen for grunnvannet kunne føre til oppstuvning av grunnvann og betenkelig økning av poretrykket. Det ble utført supplerende grunnundersøkelser i spuntlinja for å kunne vurdere permeabiliteten til massene, og mulighetene for at grunnvannet kunne finne veger til dreneringsåpninger i spunten og/eller rundt og forbi spunten.

De supplerende grunnundersøkelsene viser at grunnen på midtre og søndre del av spuntlinja inneholder lite permeable masser, men for en stor del er uregelmessige, siltige masser med antatt lav permeabilitet. Supplerende geodata for østskråningen er presentert i vedlegg 3.

Da dessuten prosjektet ble noe endret med flytting av auditorier fra østkant bygg lenger inn i bygget, ble det besluttet å vurdere en mindre omfattende spuntoppstøtting ved skråningstoppen og ellers grave østskråningen som fri graveskråning. Denne endringen fører til vesentlig mindre spunt men til gjengjeld større gravevolum.

Supplerende stabilitetsberegninger (vedlegg 3) viser at stabiliteten i gravetilstanden er omtrent som ved tidligere alternativ, beregningsmessig 1,35 ved direkte utgraving til 40-planet. Ved seksjonsvis graving og støping av bunnplate heves laveste sikkerhet til vel 1,4.

Spuntberegninger (vedlegg 2) viser at nødvendig spuntlengde er 7 m i den forutsatte plassering, og det betyr at den ikke vil nå ned i leira og slik stenge av det mer permeable, øvre laget. Usikkerhetsmomentet med risiko for økende poretrykk utover i byggeperioden er dermed fjernet.

På denne bakgrunn ble det besluttet å velge alternativet med mindre omfattende oppstøtting med spunt ved skråningstoppen og ellers fri graveskråning mot øst.

## **4. Fundamentering utenfor bunnplate**

### **4.1 Søndre ende av bygg E**

Her er de 2 laveste etasjene og bunnplata kortet inn med 1 akse, dvs 6 m, slik at de øverste 4 etasjene krager ut 18 m utenfor bunnplata. Lastene fra denne delen av bygget skal føres ned gjennom søyler og skiver. Grunnen består her av fyllmasse, noe uren og med vekslende fasthet, omtrent ned til bunnplatenivå på kote 40. Videre i dybden er det leire og kvikkleire over fjell.

Da den delen av bygget som er fundamentert på hel bunnplate vil få kompensert fundamentering og bli tilnærmet setningsfri, er det viktig å begrense setningene også for delen utenfor bunnplata til et minimum, for å unngå skadelige differansesetninger.

Vi har vurdert 2 alternative fundamenteringsmåter som begge går ut på masseutskifting av fyllmasse-laget, oppbygging av kvalitetsfylling og bruk av lette eller superlette fyllmasser for å kompensere tilleggslasten fra bygget.

Det ene alternativet går ut på å legge en bunnfylling av lette masser (løs Leca) i 4 m mektighet i utskiftningsstrauet og oppå denne kvalitetsfylling av friksjonsmasse (grus eller gradert pukk) lagt ut og godt komprimert i tynne lag. Lastene fra bygget føres ned i søyler og skiver til fundamenter i kvalitetsfyllinga, men på grunn av hellende terreng vil de ytterste fundamentene få liten overdekning over den lette fyllmassen.

Det andre alternativet er å legge ut ei bunnfylling som kvalitetsfylling med mektighet ca 4 m og anlegge fundamenter på dette nivået, enten enkeltfundamenter eller stripefundamenter som forbinder flere søyler/skiver.

Ved å fylle opp med superlett fylling, f.eks. ekstrudert polystyren, over fundamentflata til framtidig terrengnivå på kote 48, vil en oppnå tilnærmet kompensert fundamentering.

Vi går inn for det siste alternativ med superlett fylling da en med kvalitetsfylling under fundamentene vil ha minst usikkerhet om setningene.

## 4.2 Søyler på østsida av bygg E

Disse søylene bærer utragende dekker som ellers er fundamentert på bunnplata under hoveddelen av bygget. Disse søylene blir å plassere i graveskråningen mot øst, hvor det senere skal fylles opp omtrent til samme terrengnivå som tidligere. Det er meget viktig at disse søylene blir tilnærmet setningsfri for å unngå differansesetninger i forhold til hovedbygget som er kompensert fundamentert.

Vi har valgt prinsippet med fundamenttrykk lik tidligere overlagingstrykk og superlett fylling over fundamentutspring opp til framtidig terreng også her. For eksempel vil fundamenteringsnivå 5 m under terreng og grunntrykk 100 kPa gi kompensert fundamentering og tilnærmet setningsfri fundamentering hvis det fylles superlett fyllmasse over fundamentutspringene. Hvis graveskråningen ligger dypere enn ønsket fundamenteringsnivå, må nedre del av tilbakefyllinga inntil grunnmuren utføres som kvalitetsfylling, på en slik måte at det tilfredsstiller kravet til fundamenteringsgrunn.

## 5. Adkomsttunnel

### 5.1 Utførelse

*gjennomføres i samarbeid med Lerkendalbygget*  
Adkomstkulverten var tidligere planlagt utført som en kulvert med firkant-tverrsnitt, plassert inntil eksisterende Lerkendalbygg. Imidlertid er det presisert at det ikke skal overføres vesentlige laster på Lerkendalbygget, som ikke er konstruert slik at det kan ta opp horisontallaster.

Adkomsttunnelen velges derfor utført som støttemur (L-mur) i armert betong, og med betongplate fritt opplagt på topp støttemur og konsoller på eksisterende bygg, det vil si en konstruksjon tilsvarende den nåværende.

### 5.2 Fundamentering

Støttemuren er dimensjonert for framtidig terreng, med skråning ca 1:2,7 som vist på profil A, vedlegg 5. Oppstøttingshøyden er 4,5 m, og med total fotplatebredde 3,5 m, hvorav 3 m bak forkant mur, vil en få beregningsmessig horisontal likevekt, og fundamenttrykk i bruddgrensetilstanden på ca 140 kN/m<sup>2</sup>, som er vesentlig under beregnet tillatt grunntrykk, 200 kN/m<sup>2</sup>.

### 5.3 Stabilitet

#### 5.3.1 Stabilitet utgraving

Gravenivået for støttemuren er kote 35,5 og graveskråningen er forutsatt 1:1,5. Stabiliteten er vurdert i 2 profiler, A og B i vedlegg 5. Utførelsen er forutsatt etter at utgravingen for hoveddelen av bygget er fullført, bortsett fra den siste, seksjonsvise utgravingen som gjenstår for bygg E.

Profil A er lagt i forlengelsen av nordveggen på Lerkendalbygget, og profilet er avtrappet pga den nevnte gjenliggende gravmassen som skal fjernes ved den seksjonsvise utgravingen.

Profil B ligger 20 m lenger sør, og kommer sør for bygg E. Her vil skråningshøyden bli størst, men høyden er antatt på den sikre siden, da en anleggsvei i en tidligere gravefase sannsynligvis har ført til noe mer nedplanering.

Grunnen består ifølge tidligere boringer av fyllmasse over meget fast tørrskorpeleire. Fyllmassen består av sand, tørrskorpeleire og fast leire. Poretrykkmåling i målepunkt 114 viser grunnvannstand (0-linje for poretrykk) på kote 32, det vil si ca 9 m under terrengnivå og stort sett dypere enn de mest aktuelle glideflatene ved stabilitetsberegningene.

Beregningsforutsetninger:	Romvekt	Udr. skjærst.	Attraksjon	Friksjon
• Fyllmasse	$\gamma=20 \text{ kN/m}^3$	$s_u=40 \text{ kN/m}^2$	$a=10 \text{ kN/m}^2$	$\tan \varphi=0,50$
• Tørrskorpeleire	$\gamma=20 \text{ kN/m}^3$	$s_u=60 \text{ kN/m}^2$	$a=25 \text{ kN/m}^2$	$\tan \varphi=0,60$

Beregningsresultater:	$s_u$ -analyse	$a\varphi$ -analyse
• Profil B:	$F = 2,7$	$F = 2,7$
• Profil C:	$F = 2,0$	$F = 2,1$

Videre sørover mot trafoen fjerner utgravingen seg fra skråningen, og det ventes ikke stabilitetsproblemer i gravetilstanden.

#### 5.3.2 Stabilitet permanent-situasjonen

Det vises til vedlegg 5 hvor framtidig terreng i profil A (jfr forrige avsnitt) like sør for bygg E er tegnet opp og antatt glideflate lagt inn.

Langtidsstabiliteten er vurdert på grunnlag av  $a\varphi$ -analyse, med de samme forutsetninger om attraksjon  $a$  og friksjon  $\tan \varphi$  som ovenfor. For den inntegnede glideflate er det beregnet sikkerhet i permanent-situasjonen på  $F=2,6$ .

På dette grunnlag og stabilitetsanalysen for hele skråningen i profil J-J (vedlegg 3), vurderes stabiliteten for støttemuren ved foten av skråningen også i permanentsituasjonen å være tilfredsstillende.

**Arkivreferanser:**

Fagområde: Geoteknikk

Stikkord: Stabilitet - oppstøtting - fundamentering

Land/Fylke: Sør-Trøndelag

Kartblad: 1621 IV

Kommune: Trondheim

UTM koordinater, 32 V

Sone:

Sted: Gløshaugen

Øst: 5703

Nord: 70329

**Distribusjon:**

☒ Begrenset (Spesifisert av oppdragsgiver)

☐ Intern

☐ Fri

		Dokument		Revisjon 1		Revisjon 2		Revisjon 3	
		Dato	Sign	Dato	Sign	Dato	Sign	Dato	Sign
Forutsetninger	Utarbeidet	25.06.96	ØR						
	Kontrollert	25.06.96	CA						
Grunnlagsdata	Utarbeidet	25.06.96	ØR						
	Kontrollert	25.06.96	CA						
Teknisk Innhold	Utarbeidet	25.06.96	ØR						
	Kontrollert	25.06.96	CA						
Format	Utarbeidet	25.06.96	ØR						
	Kontrollert	25.06.96	CA						

**Dokumentkontroll:**

Anmerkninger:

Godkjent for utsendelse

(Seksjonsleder/Avdelingsleder)

Dato

25.06.96

Sign

Kell Kristiansen



**VEDLEGG 1:**

**BORPLAN**

**VEDLEGG 2:**

**FLYTTING AV KULVERT, BYGG D**

**VEDLEGG 3:**

**ENDRING SPUNTOPPSTØTTING MOT ØST**

**VEDLEGG 4:**

**FUNDAMENTERING UTENFOR BUNNPLATE**

**VEDLEGG 5:**

**ADKOMSTTUNNEL**



## **VEDLEGG 1**

### **BORPLAN**

Tegning 57000 - 1A: Borplan, M 1:1000



## **VEDLEGG 2**

### **FLYTTING AV KULVERT, BYGG D**

#### **INNHold**

Vedlegg 2.1: Profil E - E

Vedlegg 2.2: Ny spuntdimensjonering

## **VEDLEGG 2.1**

### **FLYTTING AV KULVERT, BYGG D**

Tegning 57000 - 201A:      PROFIL E - E

**VEDLEGG 2.2**

**FLYTTING AV KULVERT, BYGG D**

**NY SPUNTBeregning**

Oppdrag REALFAG BYGG GLØSHAGEN Nr. 57000

## BEREGNINGER ANG.

Nytt spuntnett II-II

Utgroving og etablering av dekker

Hefte nr. \_\_\_\_\_ av \_\_\_\_\_

Utført av

Morten Albrecht

Dato

4/6-96

Kontrollert av

Torstein Alen

Godkjent av (underskrift)

Torstein Alen

Ansvarlig medarbeider



Spunt mot Kjemu

3

SIGN. MA	DATO 4/6-96	OPPDAG	OPPDAG NR.
KONTR. T. A	DATO 5/6-96	Nytt Riallasbraggrør i bruk	57000

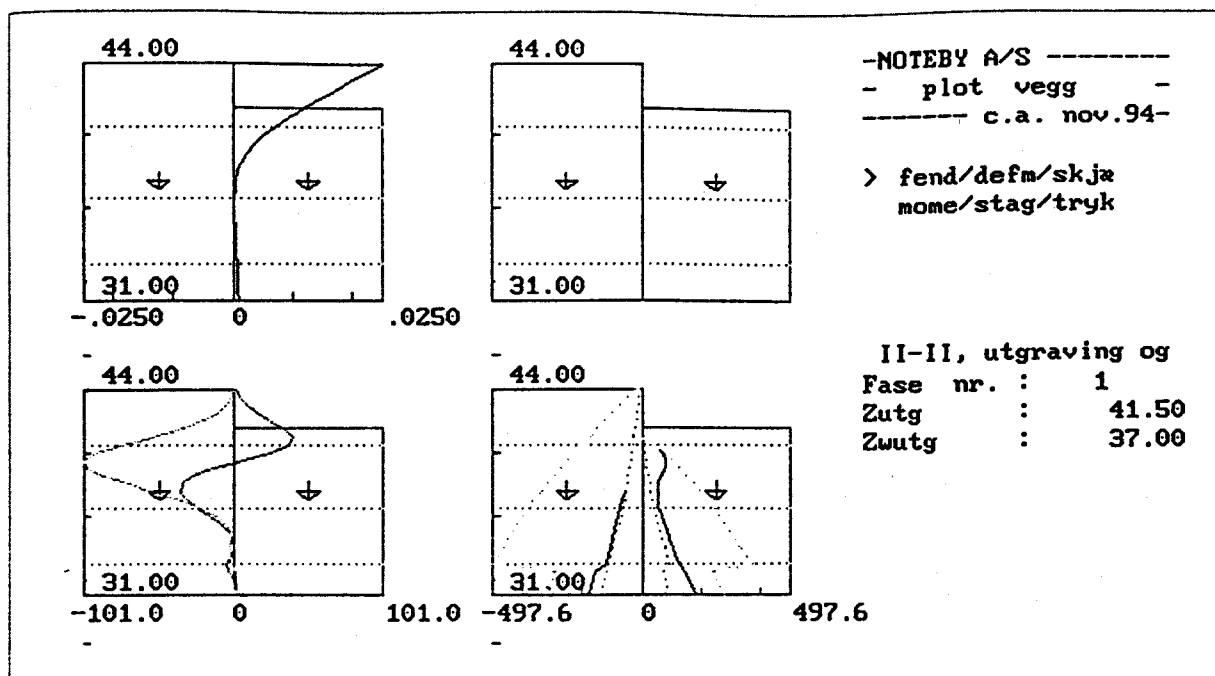
## Resultat

Bruddgrense:  $\gamma_m = 1.5$

Stag	kote 42,0	132 KN
	kote 38,5	145 KN
Dikke	kote 44,0	58 KN
	kote 40,5	338 KN
	kote 37,0	186 KN
Maks moment i spunt		218 KNm

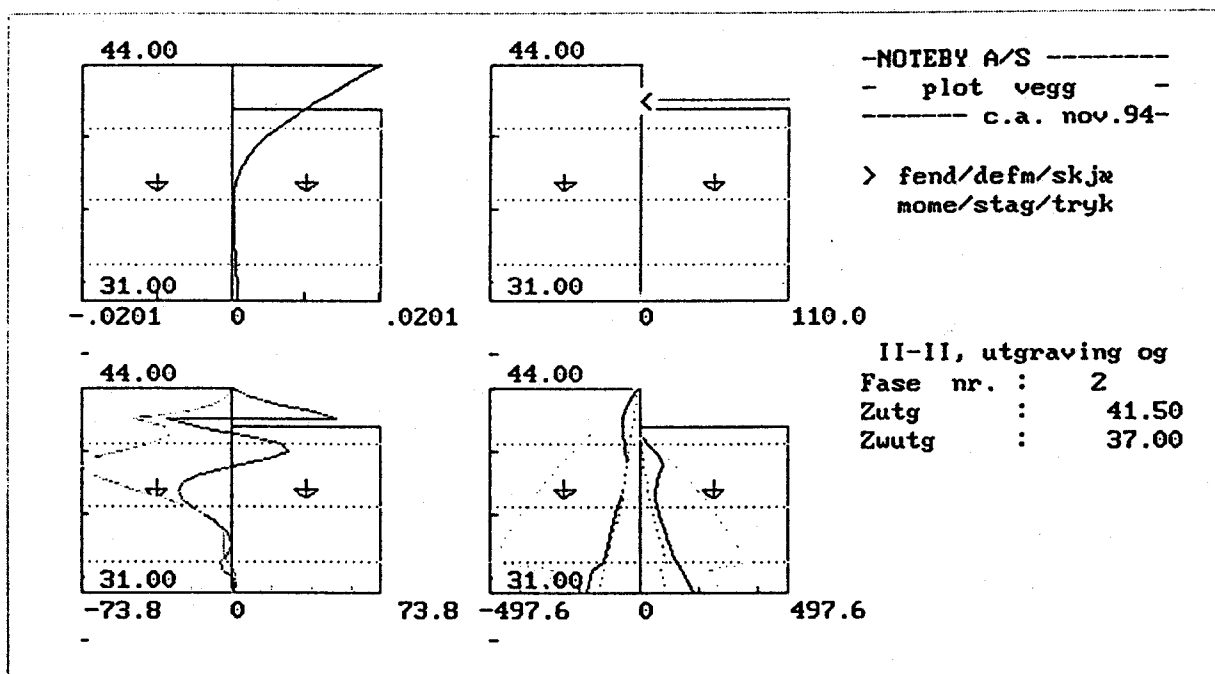
Bruke grense:  $\gamma_m = 1.0$

Stag	kote 42	112 KN
	kote 38,5	111 KN
Dikke	kote 44,0	59 KN
	kote 40,5	242 KN
	kote 37,0	130 KN
Maks moment i spunt		53 KNm
Maks forbyrning		9,8 mm



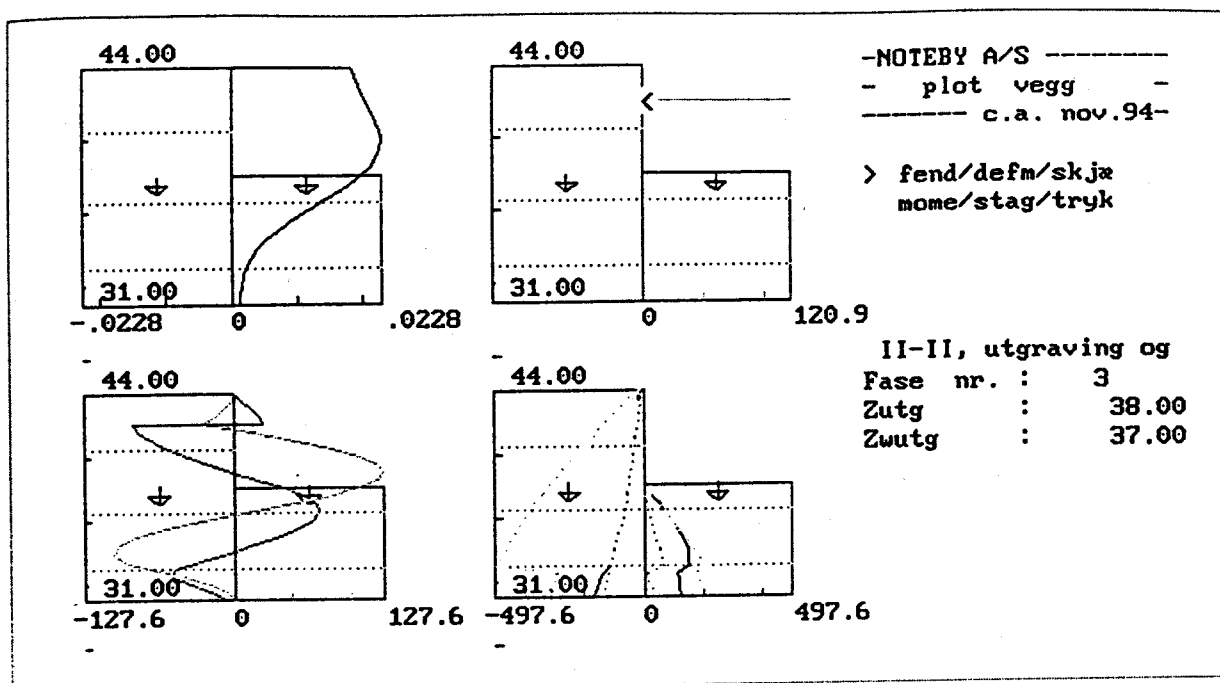
Bruddgrensetilstand

Fase 1, utgraving til kote 41.5.



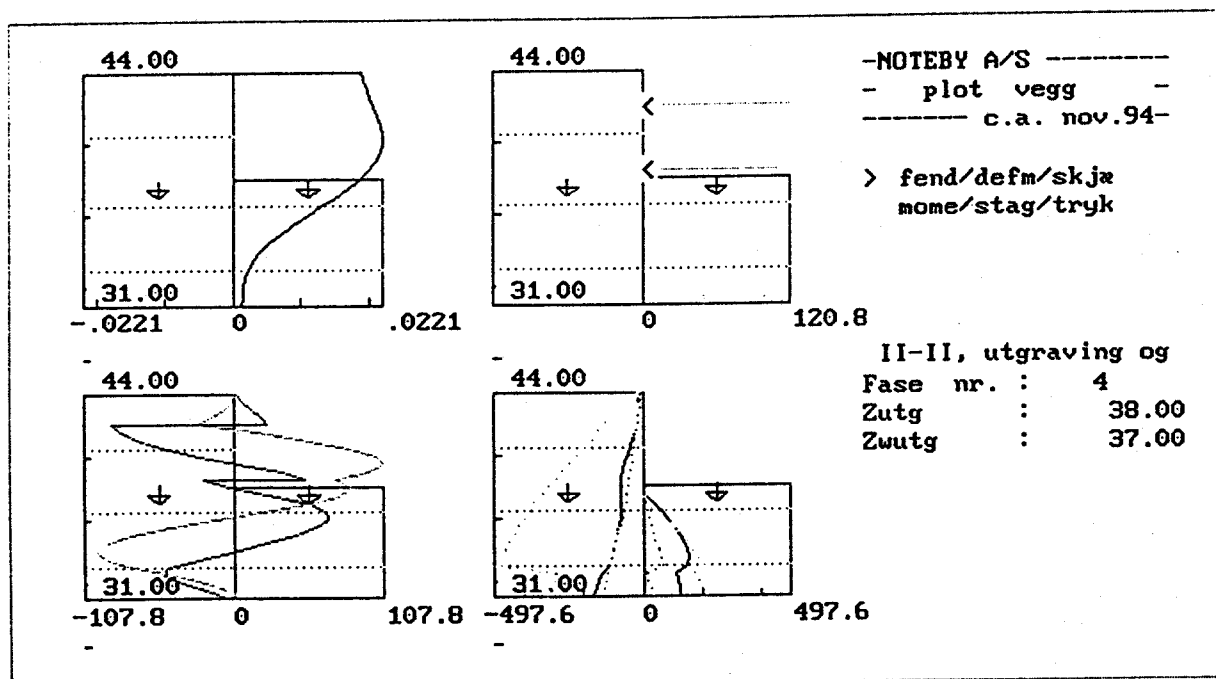
Bruddgrensetilstand

Fase 2, oppspenning av stag kote 42.0.



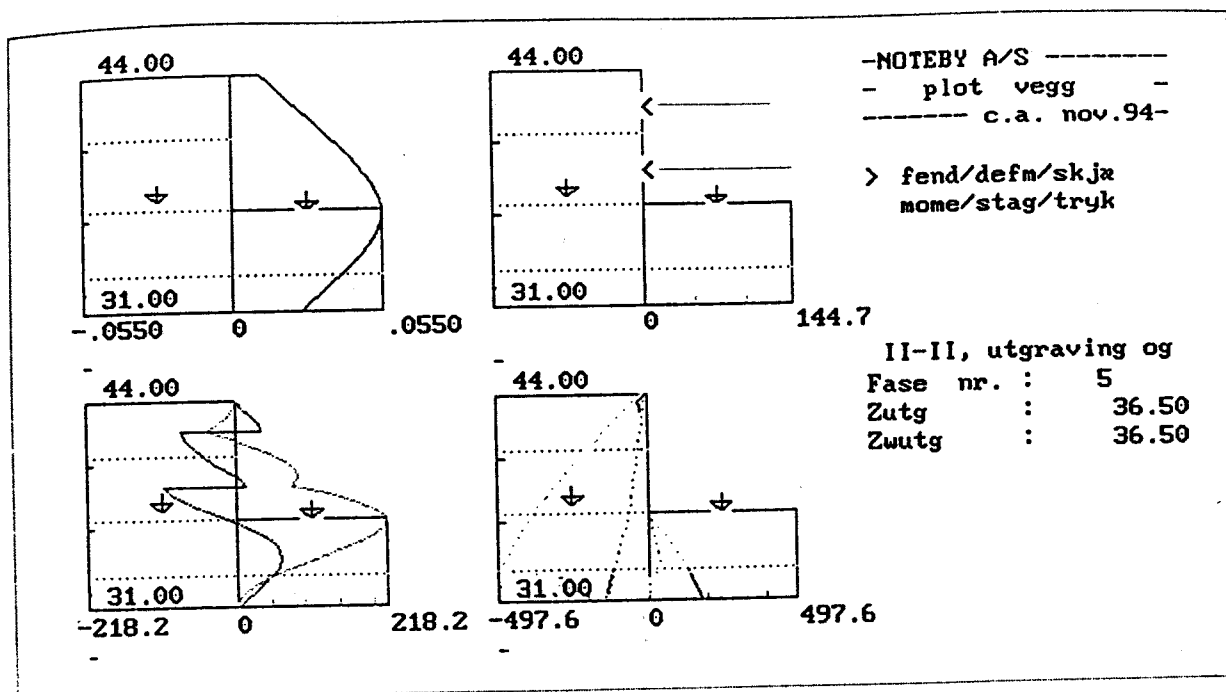
Bruddgrensetilstand

Fase 3, utgraving til kote 38.0



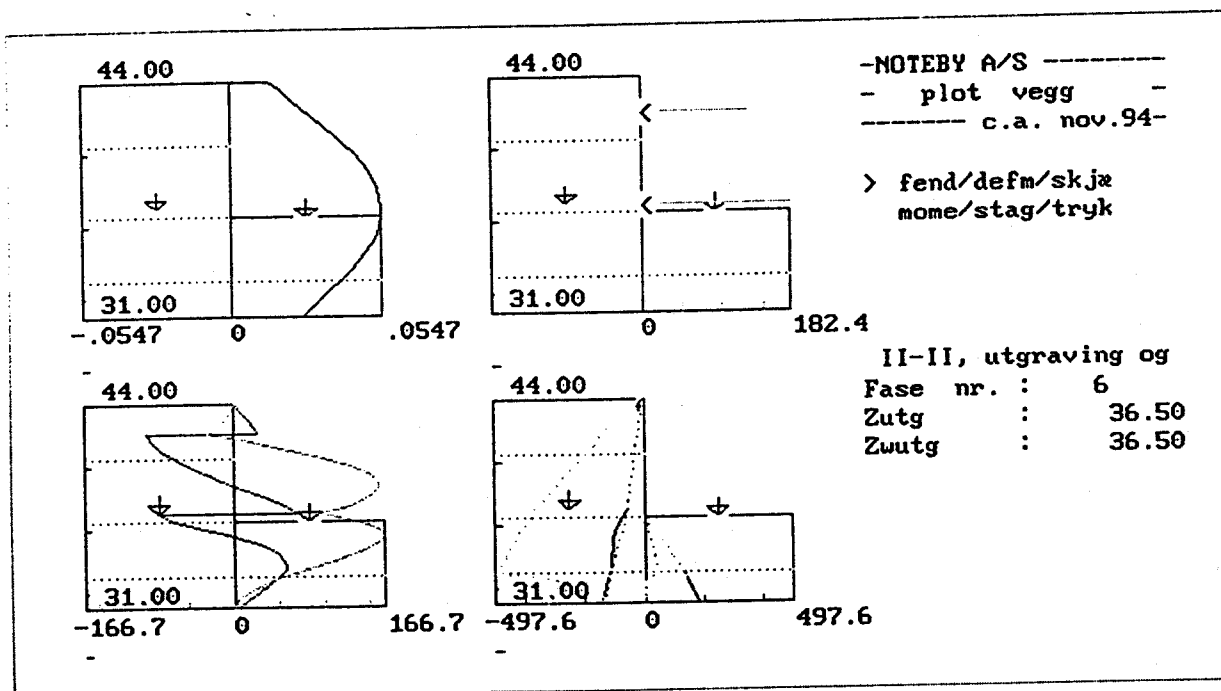
Bruddgrensetilstand

Fase 4, oppspenning av stag på kote 38.5.



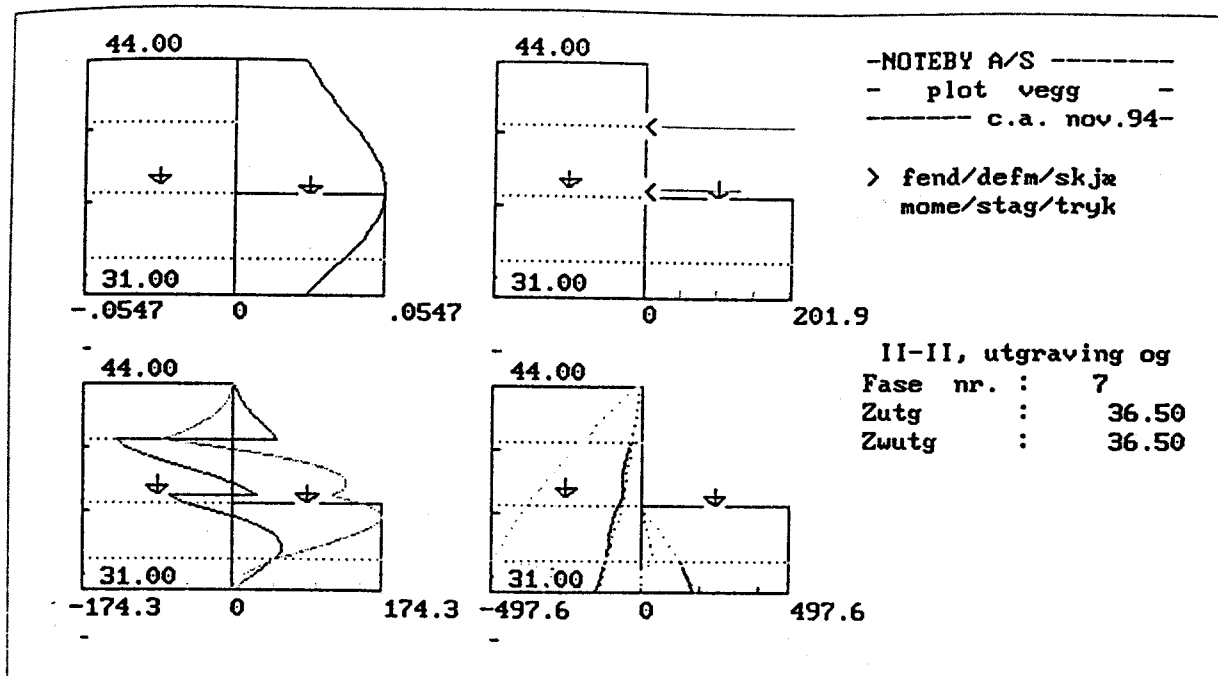
Bruddgrensetilstand

Fase 5, utgraving til kote 36.5.



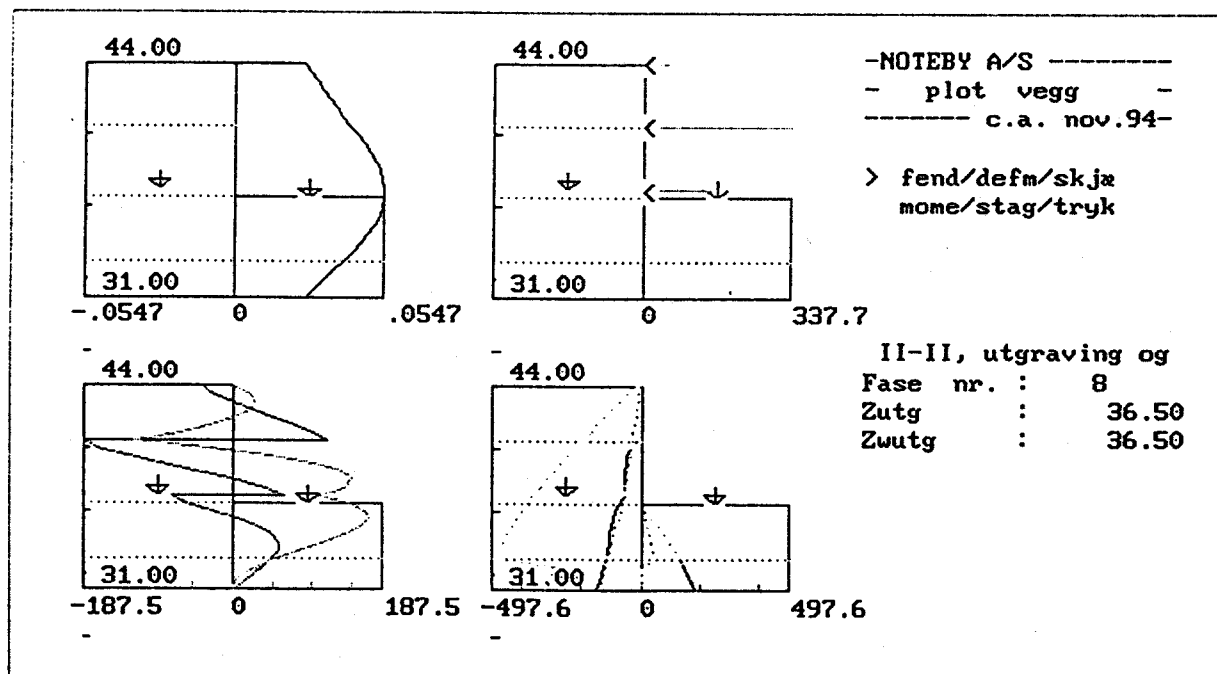
Bruddgrensetilstand

Fase 6, etablere dekke på kote 37.0 og kapping av stag kote 38.5.



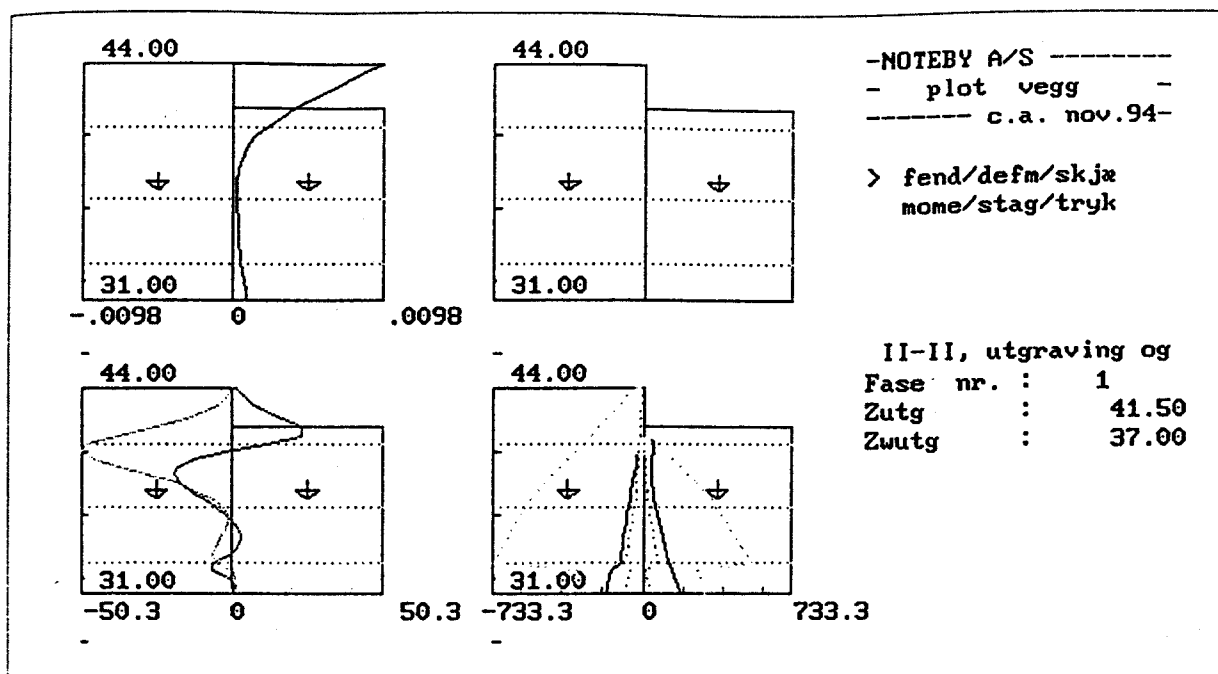
Bruddgrensetilstand

Fase 7, etablering av vegg og dekke på kote 40.5, samt kapping av stag kote på 42.0.



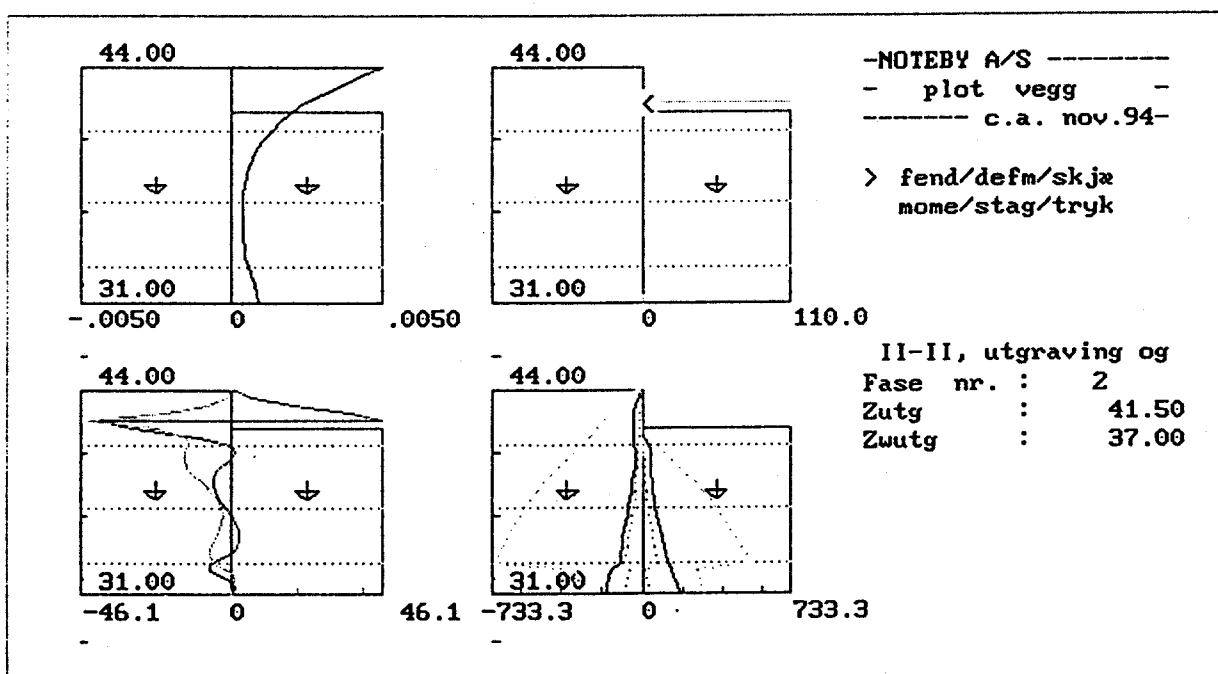
Bruddgrensetilstand

Fase 8, etablering av vegg og dekke på kote 44.0, samt  
terrenglast på oversiden.



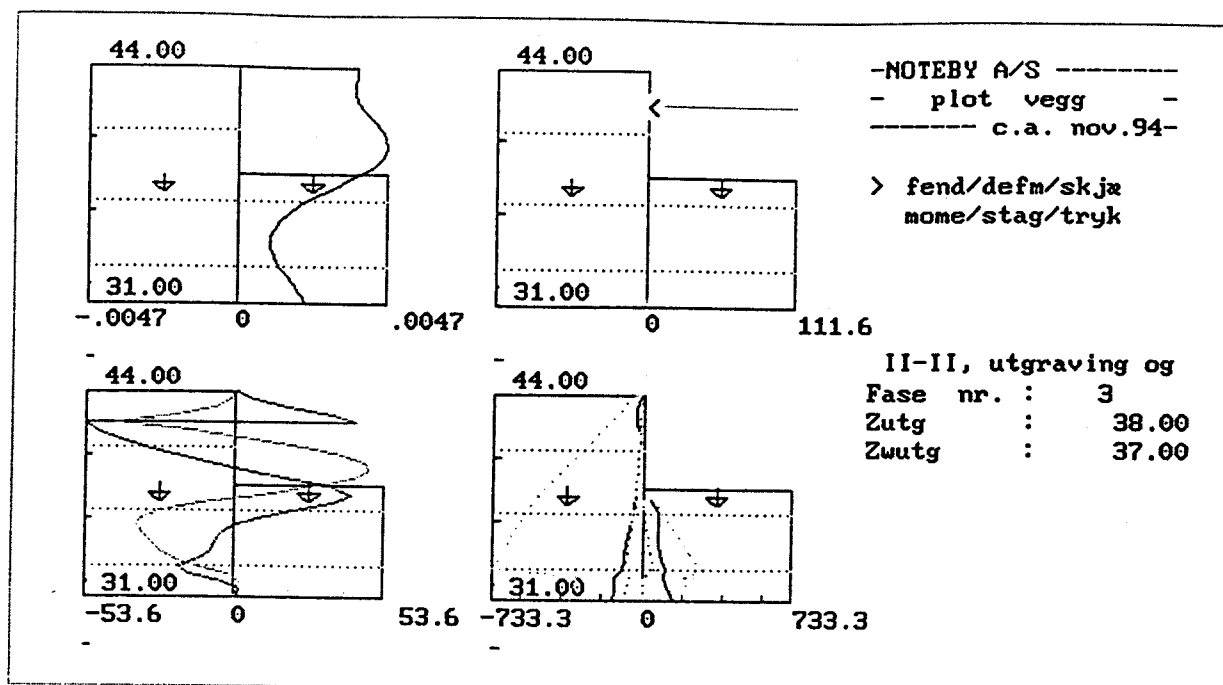
Bruksgrensetilstand

Fase 1, utgraving til kote 41.5



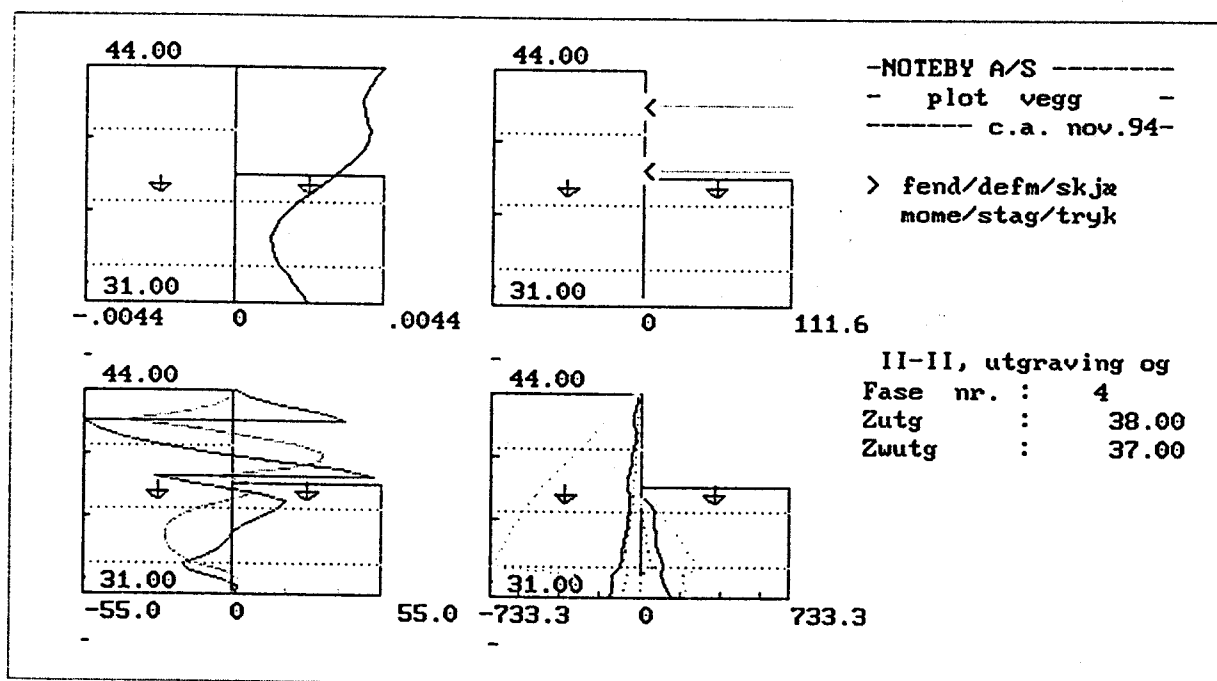
Bruksgrensetilstand

Fase 2, oppspenning av stag på kote 42.0.



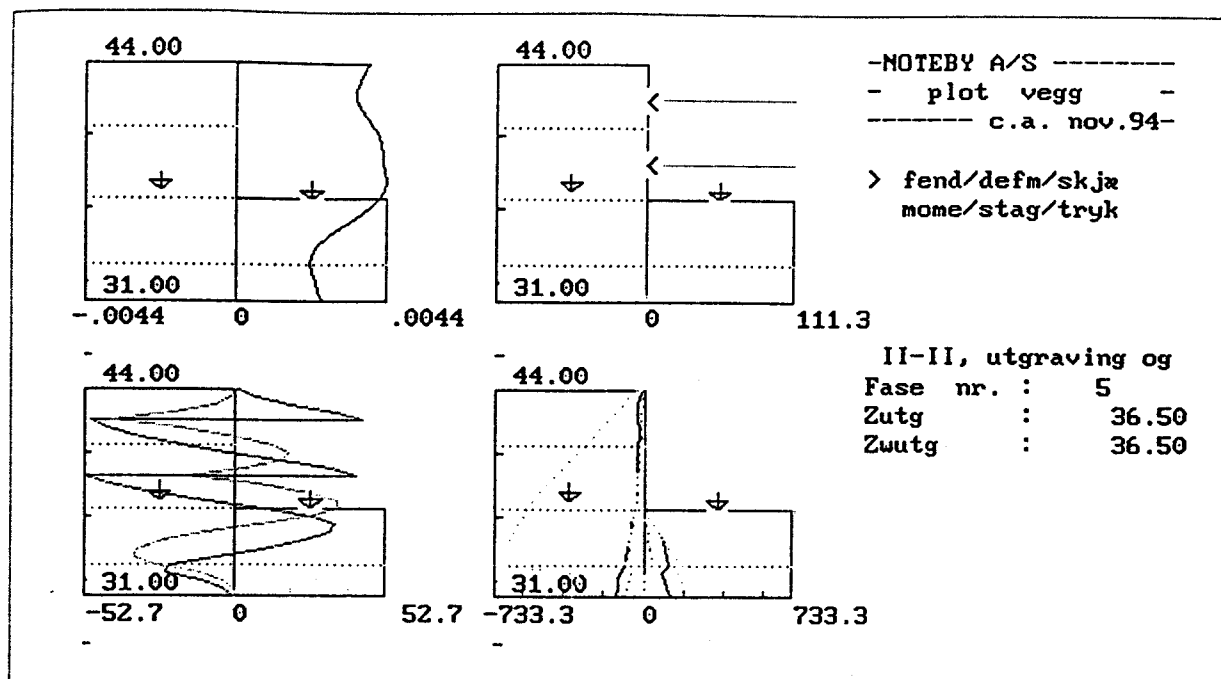
Bruksgrensetilstand

Fase 3, utgraving til kote 38.0.



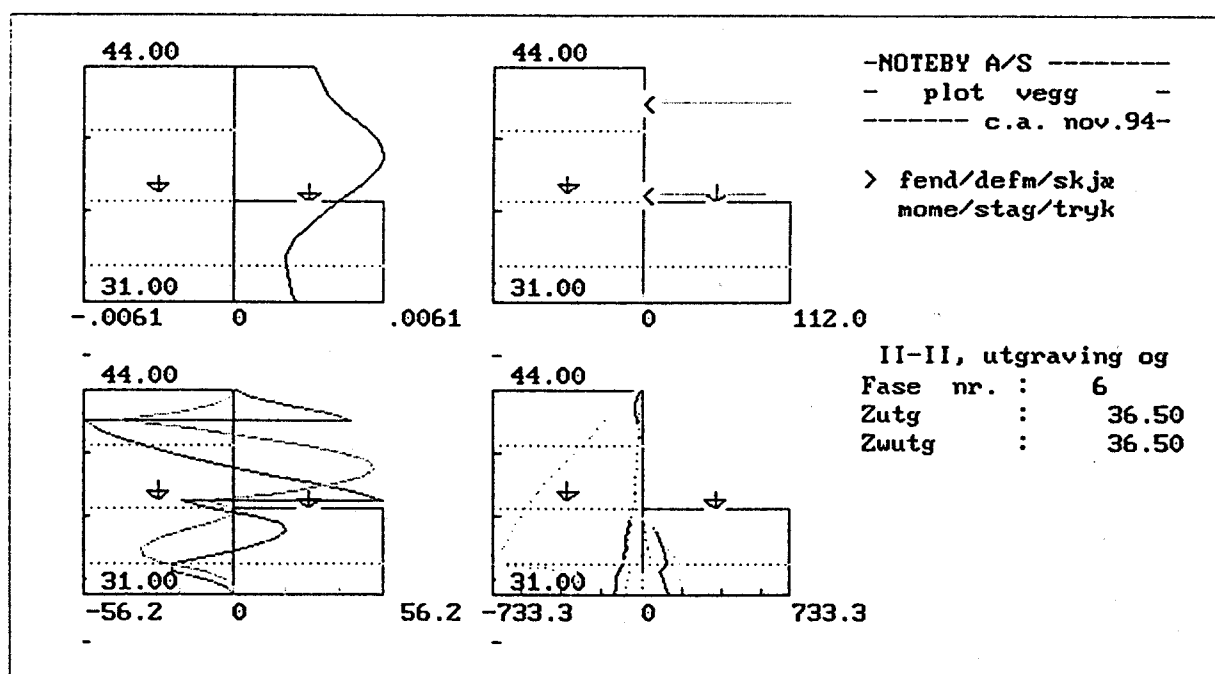
Bruksgrensetilstand

Fase 4, oppspenning av stag på kote 38.5.



Bruksgrensetilstand

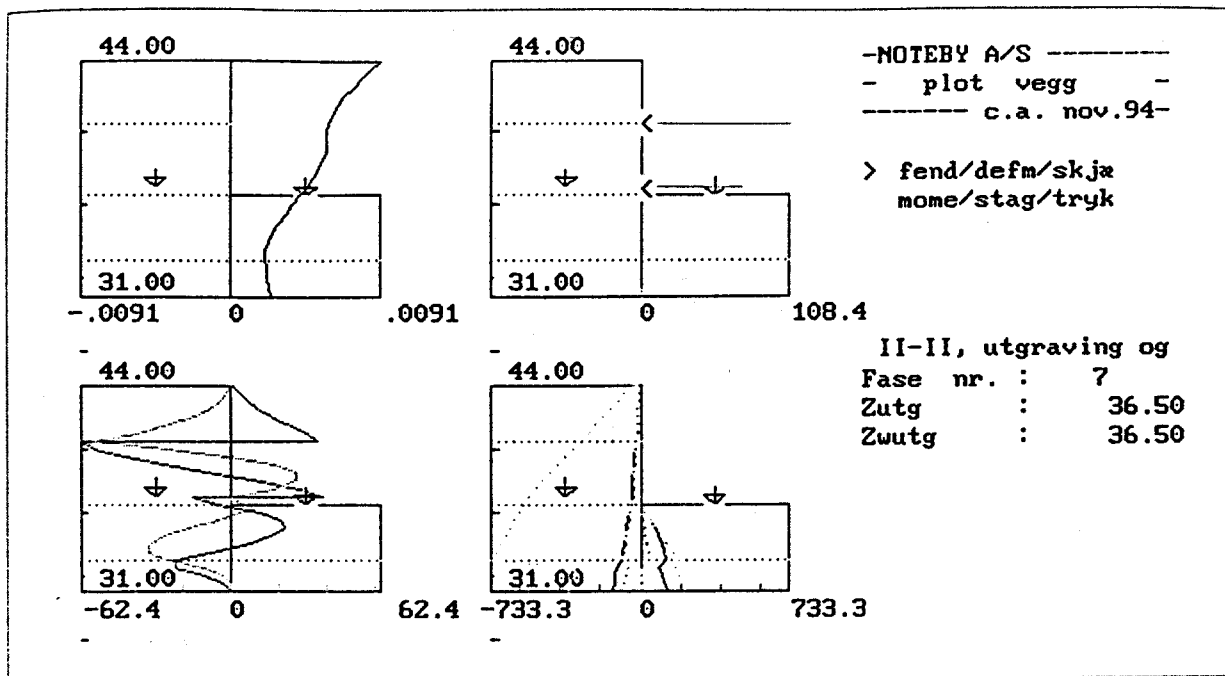
Fase 5, utgraving til kote 36.5.



Bruksgrensetilstand

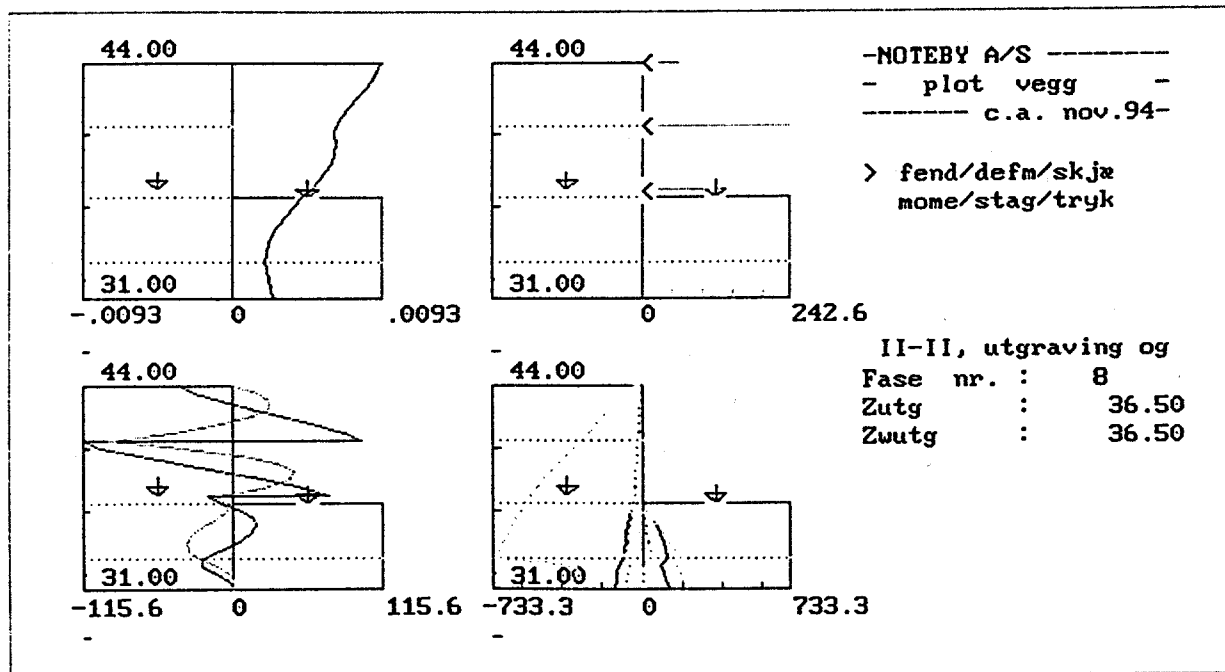
Fase 6, etablering av dekke på kote 37.0, samt kapping av stag på kote 38.5.





Bruksgrensetilstand

Fase 7, etablering av vegg og dekke på kote 40.5, samt kapping av stag på kote 42.0.



Bruksgrensetilstand

Fase 8, etablering av vegg og dekke på kote 44.0, samt terrenglast på utsiden.

Oppdrag Nytt Realfagbygg på Gløshaug Nr. 57000

## BEREGNINGER ANG.

Dimensjonering av stagaustiret spunt  
mot Materialteknisk inst.

Hefte nr. 1 av 1

Utført av S. Rønning Dato 4/6-96

Kontrollert av Håvard Vafjord

Godkjent av (underskrift) [Signature]

Ansvarlig medarbeider

SIGN. SR  
KONTR. HN  
DATO 4/6 - 96  
DATO 25/6 - 96

OPPDAG  
RFB

OPPDAG NR.  
57000

Geometri

52.5

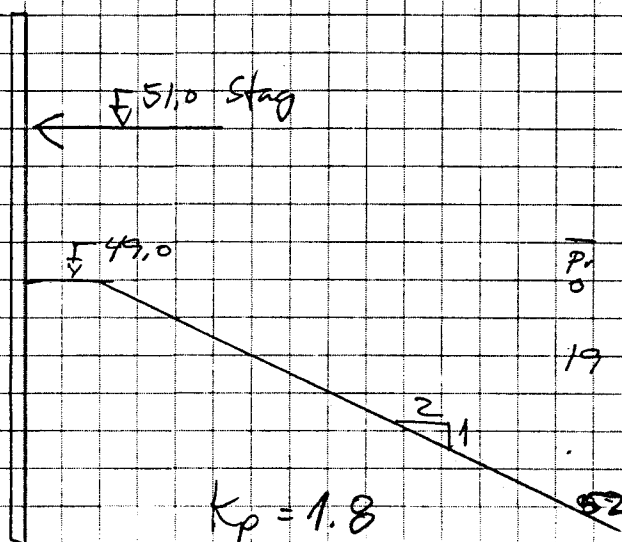
Sand

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 33^\circ$$

$$\gamma_m = 1.4$$

$$K_A = 0.4$$



Spunt

$$W_x = 1300 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$K_A = \frac{1}{2} \gamma^2 \left( 45 - \frac{\phi_d}{2} \right) = 0.40$$

$$K_P = \frac{1}{2} \gamma^2 \left( 45 + \frac{\phi_d}{2} \right) = 2.45$$

Velger  $K_P = 1.8$

pga deformasjoner

SIGN.

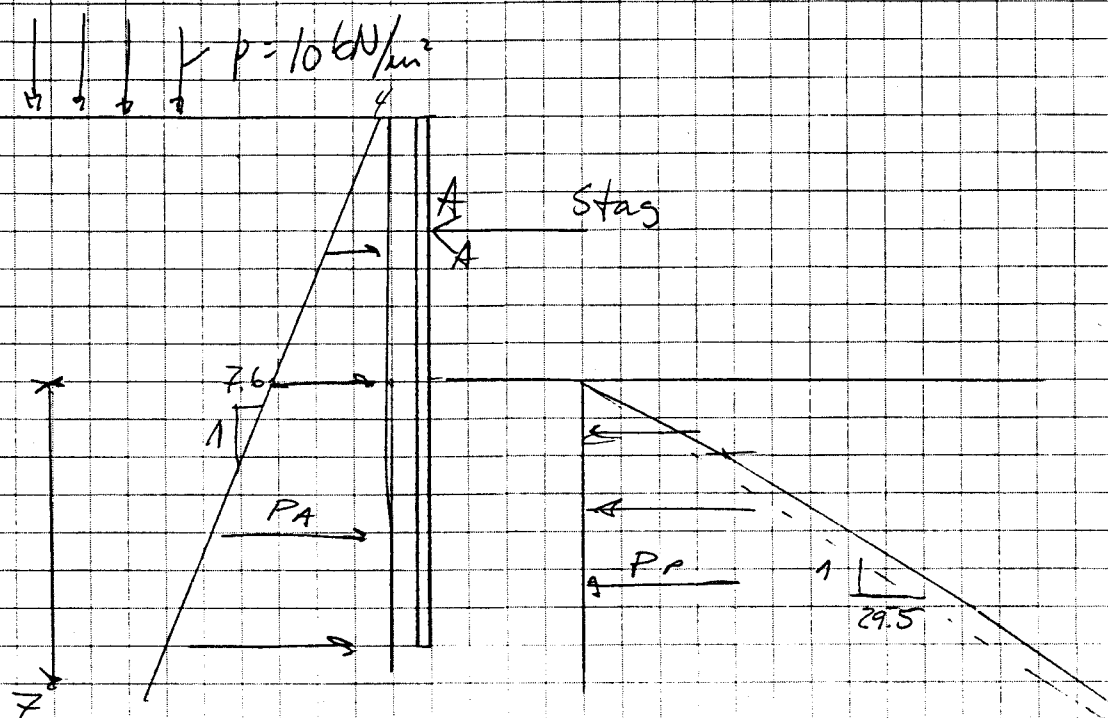
DATO

OPPDAG

OPPDAG NR.

KONTR.

DATO



$$\textcircled{*} \quad \sum M_A = 0 \Rightarrow z \approx 2.81 \text{ m}$$

Pga usikkerhet mht oppstøttingshøyde  
velges fotdybde 3.5 m.

$$\text{Stagkraft: } F = 47.5 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{*} \quad & 4 \cdot 3.5 \left( \frac{3.5}{2} - 1.5 \right) + \frac{1}{2} \cdot 7.6 \cdot 3.5^2 \left( \frac{2}{3} \cdot 3.5 - 1.5 \right) \\ & + 30.6 \cdot z \left( \frac{z}{2} + 2 \right) + \frac{1}{2} \cdot 7.6 \cdot z^2 \left( \frac{2}{3} z + 2 \right) \\ & = \frac{1}{2} \cdot 29.5 \cdot z^2 \left( \frac{2}{3} z + 2 \right) \end{aligned}$$

$$\Rightarrow 42.3 + 15.3 z^2 + 61.2 z + 2.5 z^3 + 7.6 z^2 = 9.81 z^3 + 29.5 z^2 + 6.6 z^2 - 61.2 z - 42.3 = 0$$

$$F = \frac{4 + 6.31 \cdot 7.6}{2} \cdot 6.31 - \frac{1}{2} \cdot 29.5 \cdot 2.81^2 = 47.5 \text{ kN/m}$$

SIGN.

DATO

OPPDRAG

OPPDRAG NR.

KONTR.

DATO

Maksimalt moment over graveplan

$$\frac{4 + 4 + 7,6 \cdot x^2}{2} \cdot x = 47,5$$

$$4x + 3,8x^2 - 47,5 = 0$$

$$x = \frac{-4 \pm \sqrt{16 + 4 \cdot 4 \cdot 47,5}}{8} = 2,98 \text{ m} \approx 3 \text{ m}$$

Maksimalt moment

$$M_{\max} = \frac{4 \cdot 3^2}{2} + \frac{1}{2} \cdot 7,6 \cdot 3^2 \cdot 1 - 47,5 \cdot 1,5$$

$$= 19 \text{ kNm/m}$$

$$W_x \geq 100 \text{ cm}^3/\text{m}$$

Velger  $W_x \geq 1300 \text{ cm}^3/\text{m}$  pga rambarhet.

Oppdrag Hytt Realbygg - Østhaugen Nr. 57000

### BEREGNINGER ANG.

Dimensjonering av titt utkraget  
spunt mot materialteknisk

Hefte nr. \_\_\_\_\_ av \_\_\_\_\_

Utført av T. Alen Dato 4/6-96

Kontrollert av Morten Alstad

Godkjent av (underskrift) Torstein Alen

Ansvarlig medarbeider

SIGN.

T. Alen

DATE

4/6-96

JOB

Nytt Real-fag bygg - Gløshaugen

JOB NR.

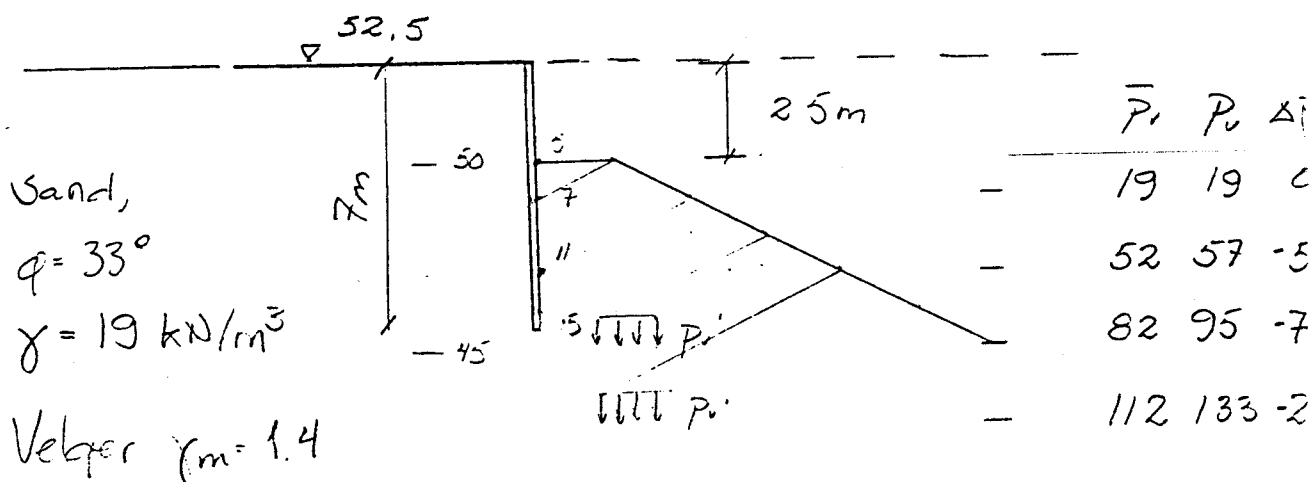
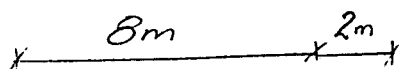
57000

CHECKED

DATE

# 1 Geometri (Se vedlagte tegn ang snitteb. bul.)

$$q = 10 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.6$$



Spuntstivheten: AZ 13:  $I = 19700 \text{ cm}^4$   
 $E = 2.1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$

$$EI = 19700 \cdot 10^{-8} \cdot 2.1 \cdot 10^8 = 41370 \text{ kNm}^2$$

## 2 Deformasjonsparametre for jord:

$$G_{max} = 22 \cdot p_a (0.6 \cdot D_r + 16) \left( \frac{\sigma_{oct}}{p_a} \right)^{1/2}$$

$$\sigma_{oct} = \frac{1}{3}(1 + 2 \cdot \kappa) \cdot \sigma_v, \quad \kappa = 0.5$$

$$\sigma_{oct} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_v \quad p_a = 100 \text{ kPa}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad \nu = 0.25 \Rightarrow E = 2.5 \cdot G$$

$$E_{max} = 22 \cdot 100 (0.6 \cdot 60 + 16) \left( \frac{0.67 \cdot \sigma_v}{100} \right)^{1/2} \cdot 2.5$$

$$23400 \cdot \sqrt{\sigma_v}$$

SIGN. T. Alen DATE 4/6-96

JOB

Nytt Bøltag bygg - Gløshaugen

JOB NR.

57000

CHECKED

DATE

Velg  $E_{\text{sekont}} = 0.1 E_{\text{max}} = 2300 \text{ MPa}$

1 vegg benyttes requemodell:  $E/p_0' = \text{konst.}$

Velg representativ dybde =  $2/3 \cdot \text{spuntlengde}$ ,

$$p_0' = \frac{2}{3} \cdot 7 \cdot 19 = 89$$

$$E = 2300 \sqrt{89} = 21650$$

$$E/p_0' = \frac{21650}{89} = 243 \sim \underline{\underline{250}}$$

Nødvendig deformasjon for fullt passivt/aktivt trykk:  $w_p / w_a$

$$w_p = 0.008 \cdot h; h \approx 4.5 \text{ m} \quad w_p = 0.036 \text{ m}$$

$$w_a = 0.001 \cdot h, h \sim 7 \text{ m} \quad w_a = 0.007 \text{ m}$$

### 3 Resultater

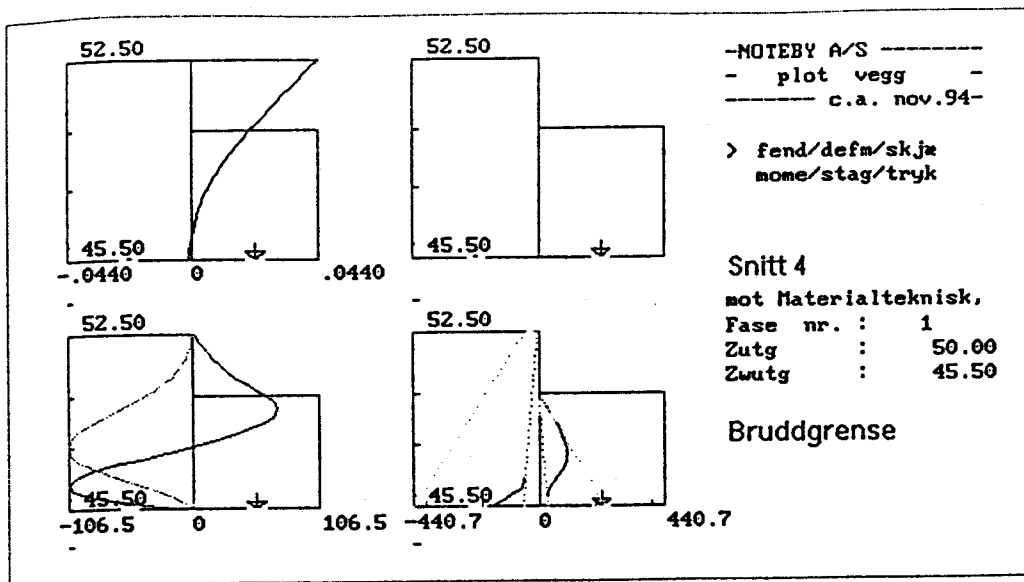
Spuntlengde: 7 m

Dimensjon: A2 B3 ( $w_y = 1300 \text{ cm}^4/\text{m}$ )

Maks moment:  $M = 107 \text{ kNm}$

Maks deformasjon: 2 cm : spunttopp







## **VEDLEGG 3**

### **STABILITET ØSTSKRÅNING**

#### **INNHOLD**

Vedlegg 3.1: Supplerende geodata

Vedlegg 3.2: Supplerende stabilitetsberegninger

## **VEDLEGG 3.1**

### **STABILITET ØSTSKRÅNING**

#### **SUPPLERENDE GEODATA**

#### **INNHold:**

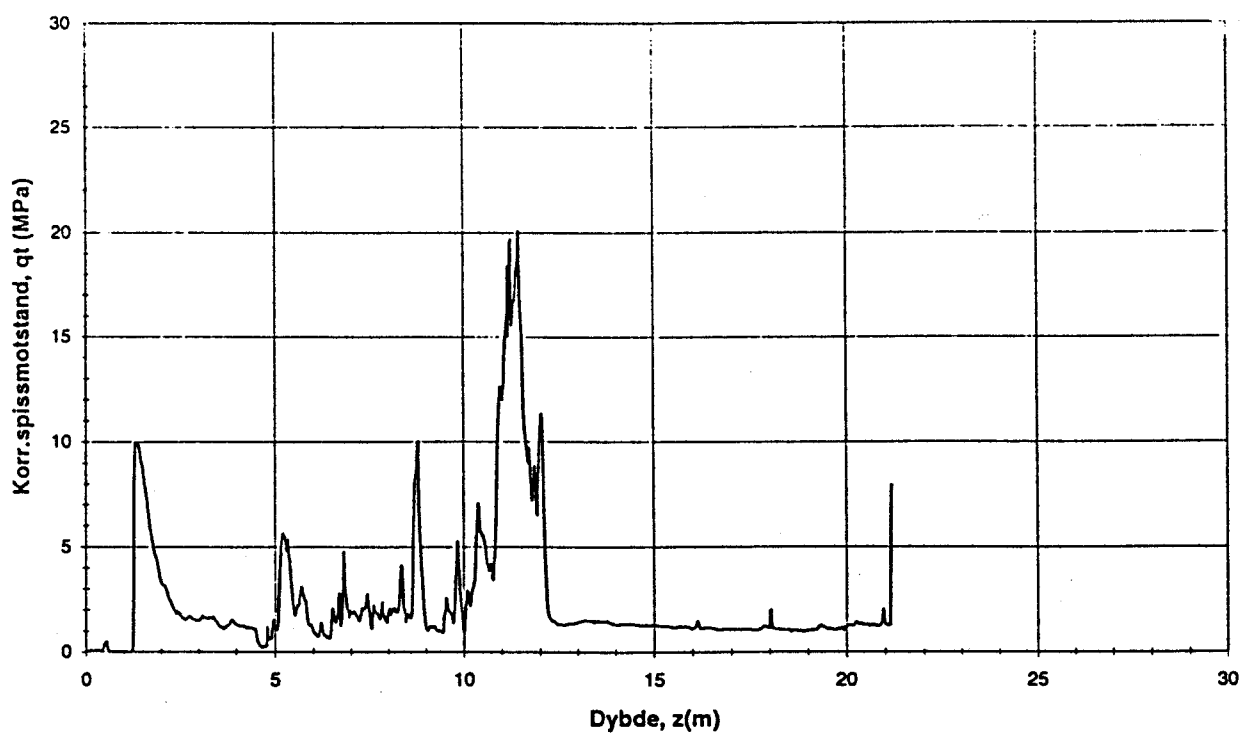
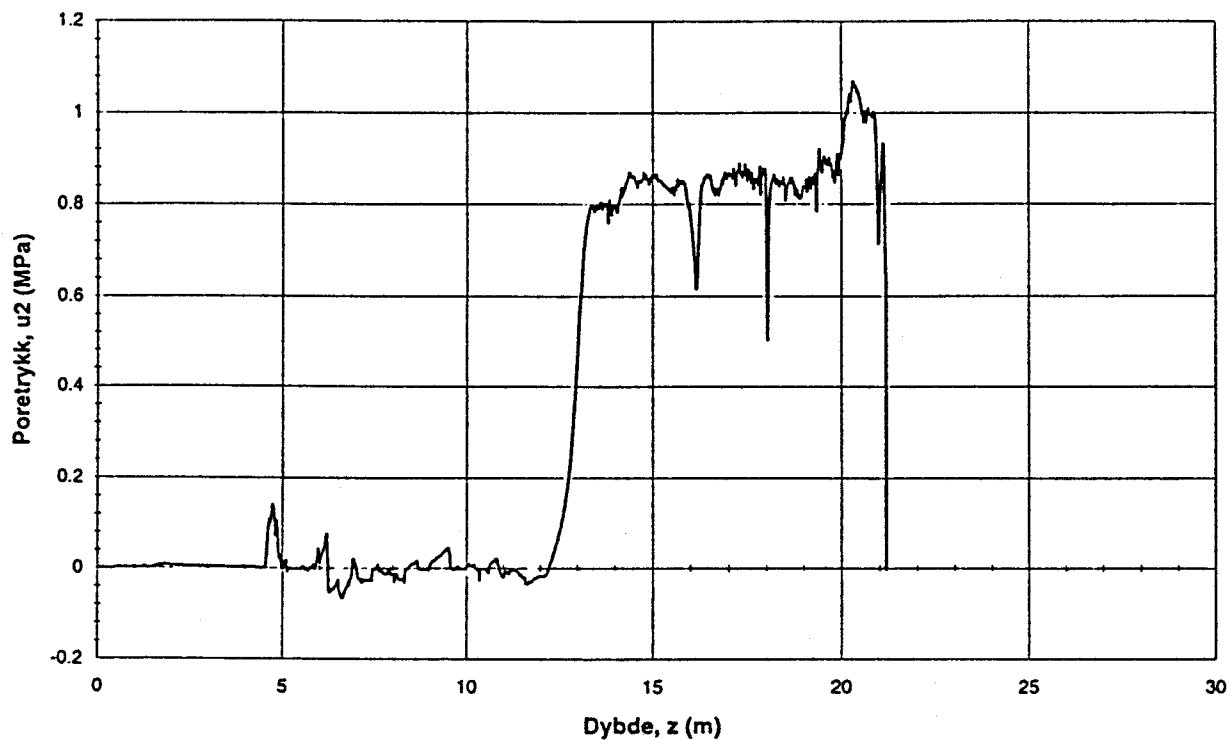
Trykksonderinger, pkt 121-125

Tolkning trykksonderinger, pkt 121-125

Geotekniske data, borhull PR8, PR9 og PR10

Korngradering, PR8, PR9 og PR10

Treaksialforsøk, PR8 og PR9



NOTEBY TRONDHEIM  
GRUNNUNDERSØKELSER REALFAGSBYGGET NTNU  
Trykksøndering med poretrykksmåling.  
Korrigert spissmotstand  $q_t$  og totalt poretrykk  $u_2$ .  
Hull 123. Dybdemålestokk 1: 200.

DATO

1996.04.10

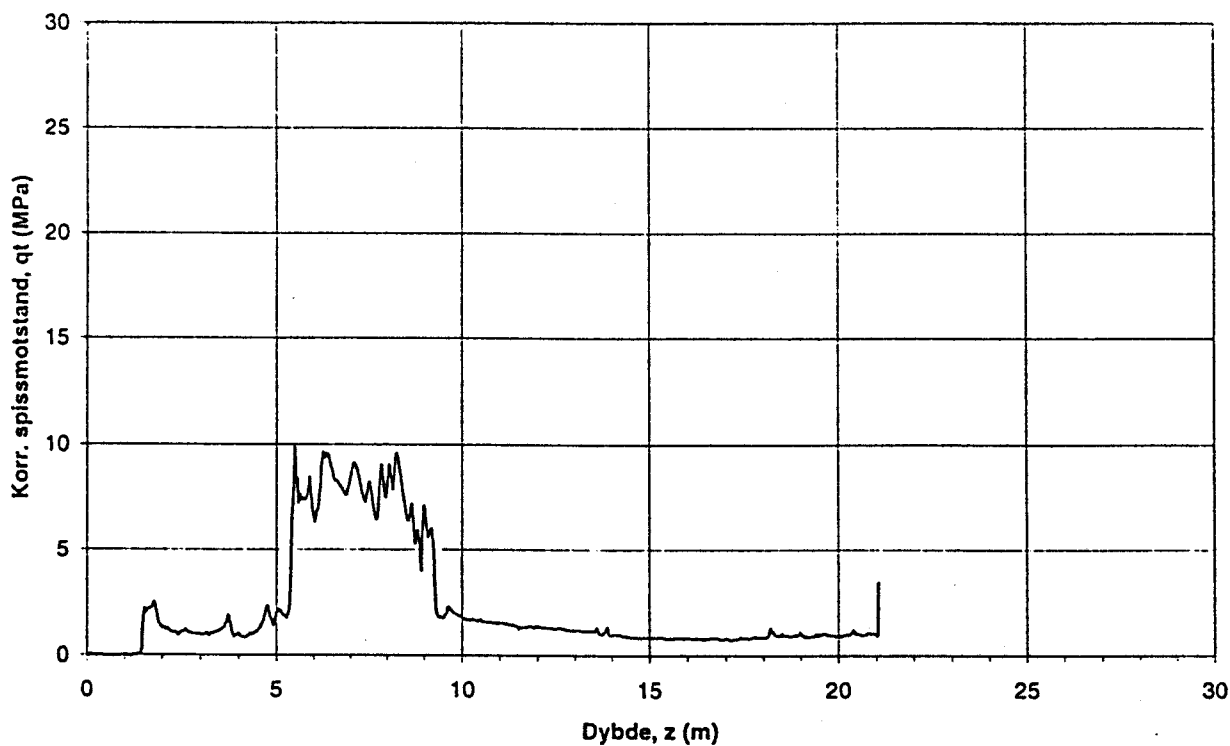
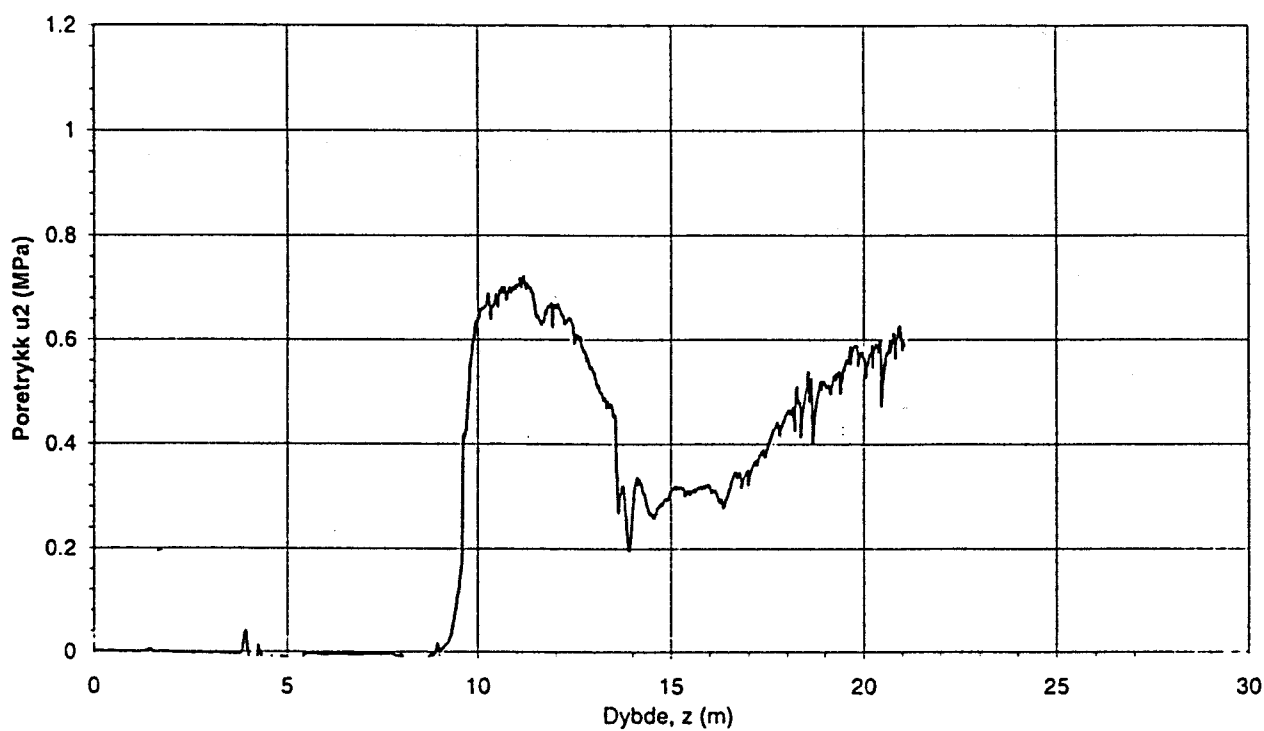
NTNU

NORGES TEKNISK NATURVITENSKAPELIGE  
UNIVERSITET  
INSTITUTT FOR GEOTEKNIKK  
Laboratoriet

FIGUR

5

GODKJENT



NOTEBY TRONDHEIM  
GRUNNUNDERSØKELSER REALFAGSBYGGET NTNU  
Trykksondering med poretrykksmåling.  
Korrigert spissmotstand  $q_t$  og totalt poretrykk  $u_2$ .  
Hull 124. Dybdemålestokk 1: 200.

DATO

1996.04.02

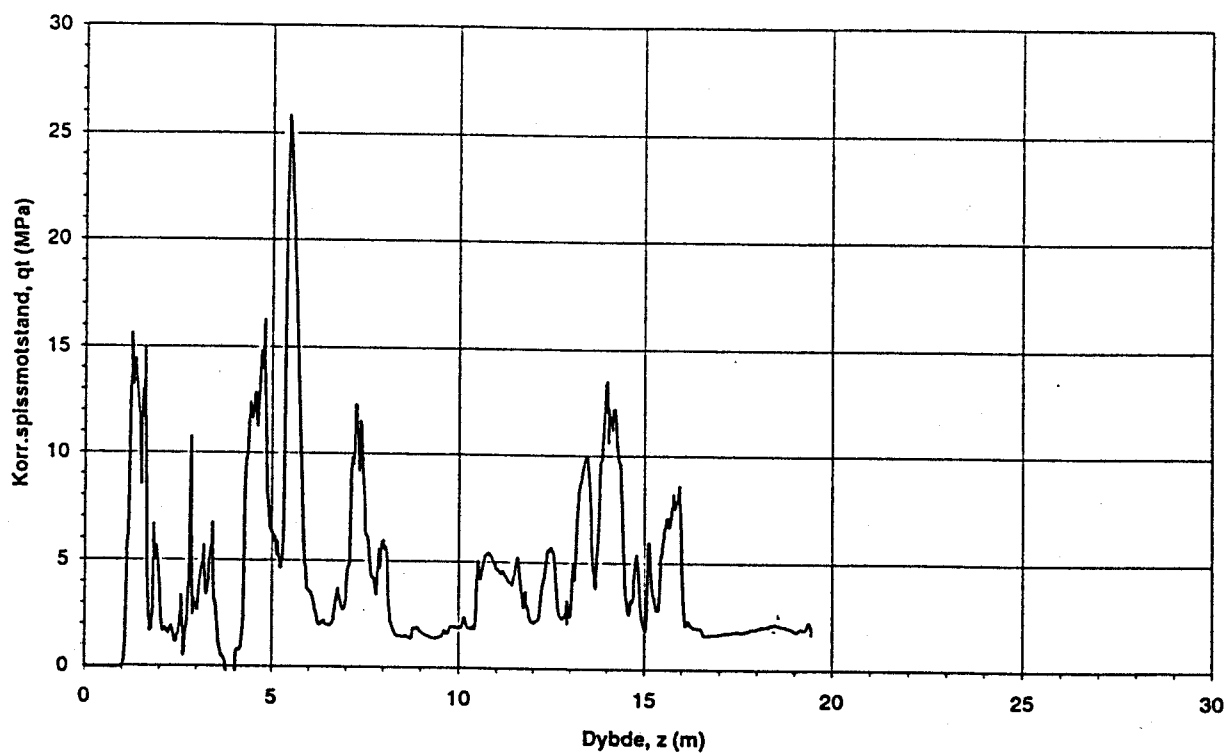
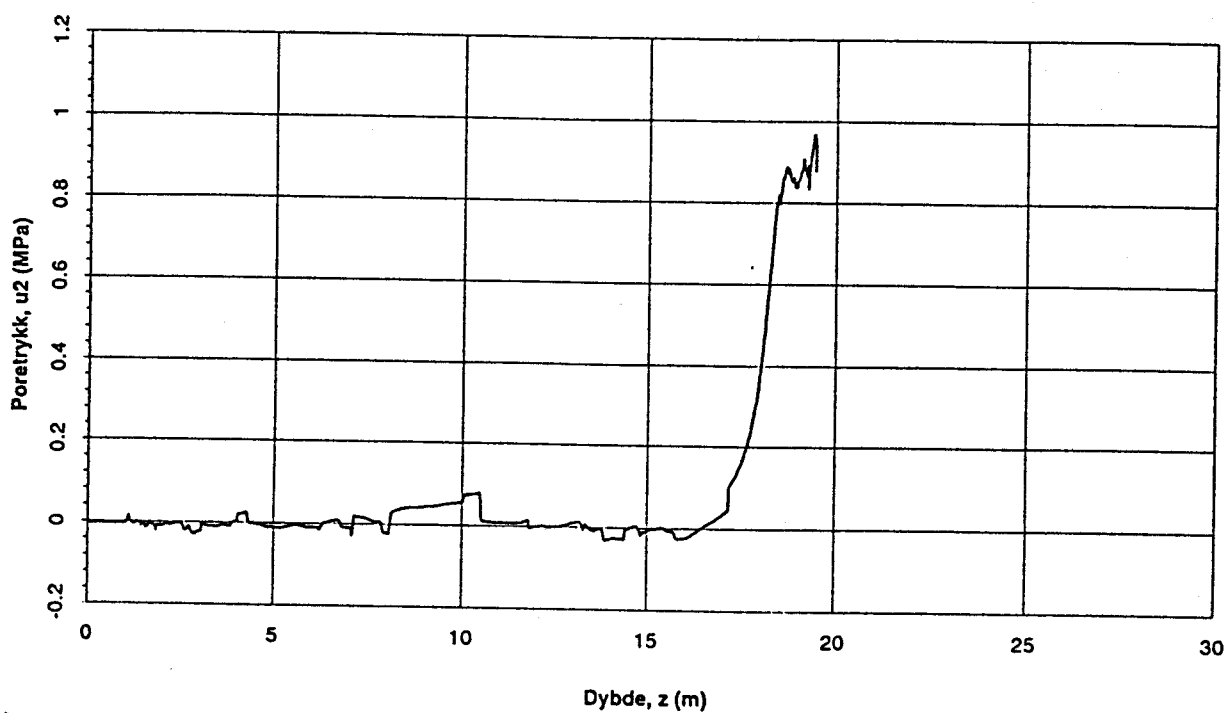
NTNU

NORGES TEKNISK NATURVITENSKAPELIGE  
UNIVERSITET  
INSTITUTT FOR GEOTEKNIKK  
Laboratoriet

FIGUR

4

GODKJENT



NOTEBY TRONDHEIM  
GRUNNUNDERSØKELSER REALFAGSBYGGET NTNU  
Trykksondering med poretrykksmåling.  
Korrigert spissmotstand  $q_t$  og totalt poretrykk  $u_2$ .  
Hull 125. Dybdemålestokk 1: 200.

DATO

1996.03.29

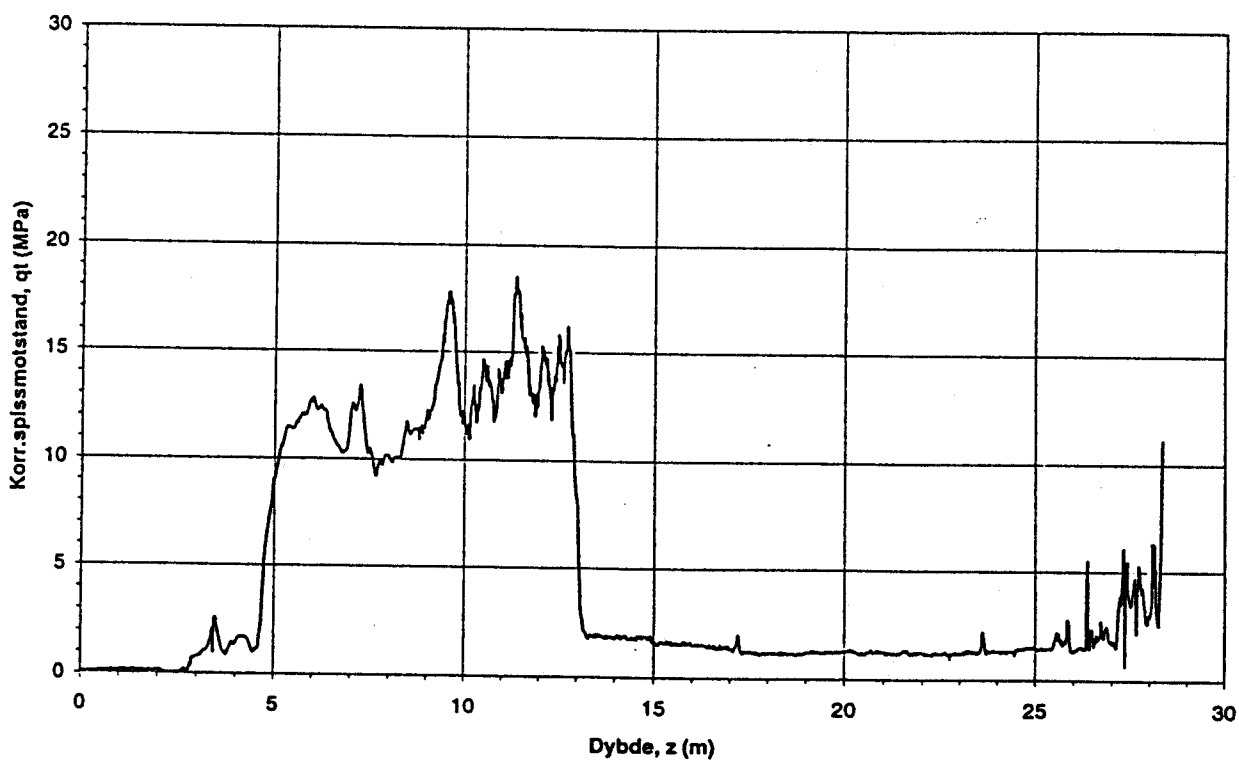
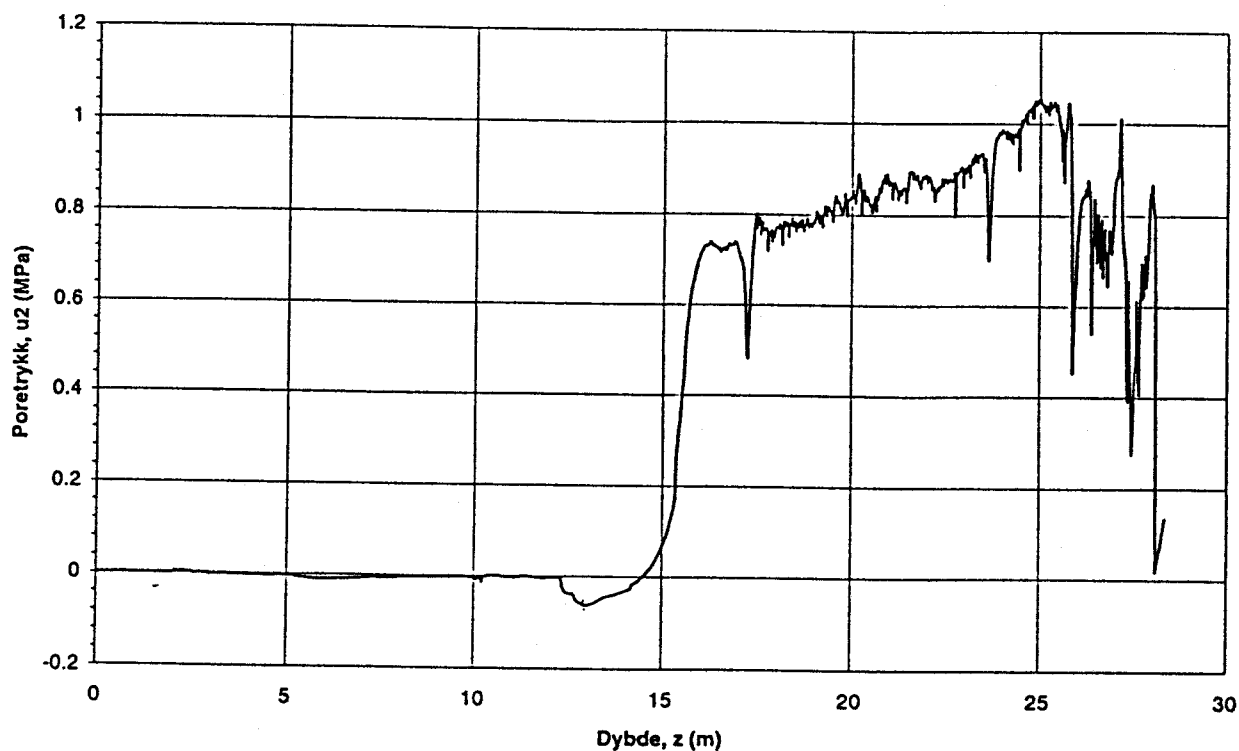
NTNU

NORGES TEKNISK NATURVITENSKAPELIGE  
UNIVERSITET  
INSTITUTT FOR GEOTEKNIKK  
Laboratoriet

FIGUR

3

GODKJENT



NOTEBY TRONDHEIM  
GRUNNUNDERSØKELSER REALFAGSBYGGET NTNU  
Trykksøndering med poretrykksmåling.  
Korrigert spissmotstand  $q_t$  og totalt poretrykk  $u_2$ .  
Hull 122. Dybdemålestokk 1: 200.

DATO

1996.03.29

NTNU

NORGES TEKNISK NATURVITENSKAPELIGE  
UNIVERSITET  
INSTITUTT FOR GEOTEKNIKK  
Laboratoriet

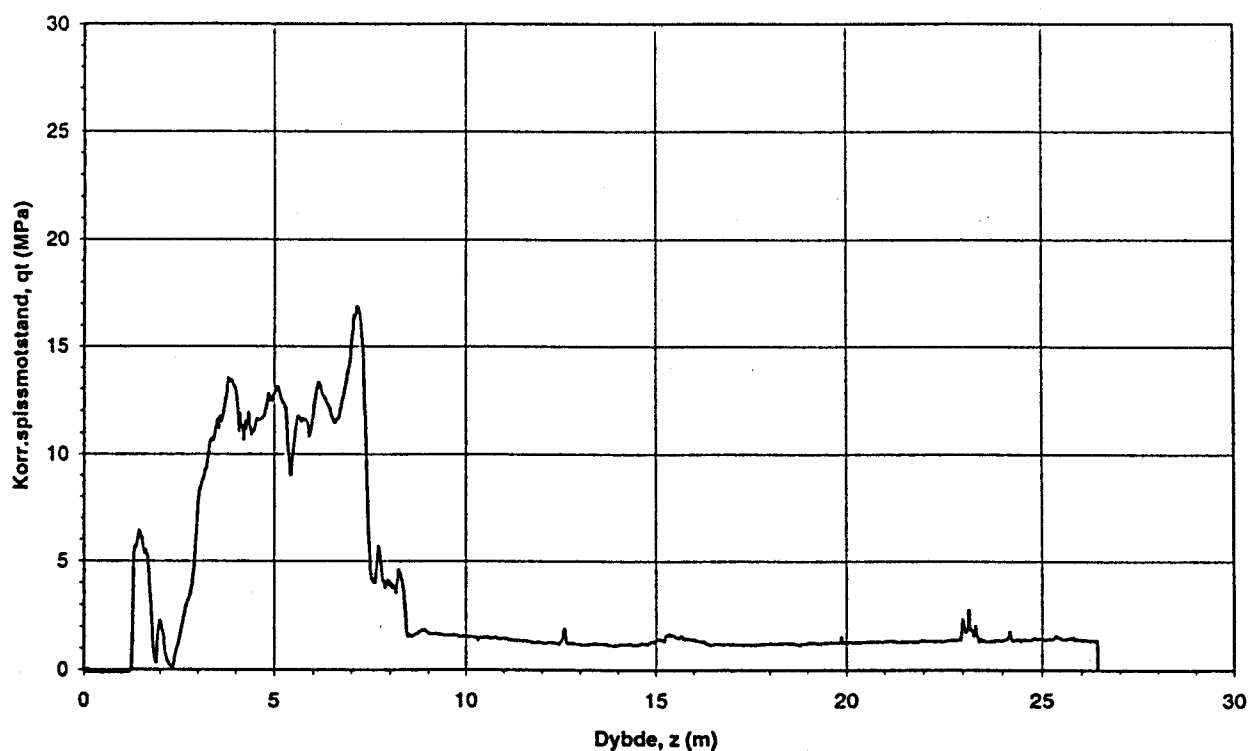
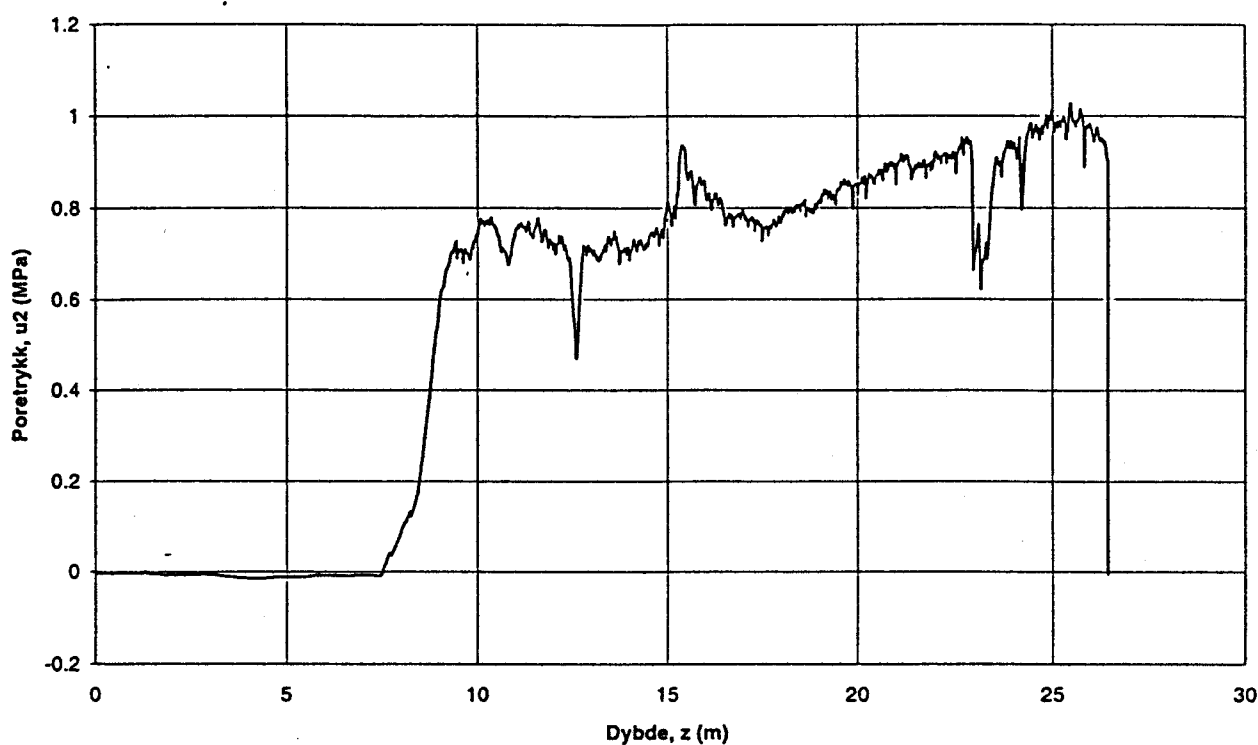
FIGUR

2

GODKJENT

*[Signature]*





NOTEBY TRONDHEIM  
GRUNNUNDERSØKELSER REALFAGSBYGGET NTNU  
Trykksøndering med poretrykksmåling.  
Korrigert spissmotstand  $q$ , og totalt poretrykk  $u_2$ .  
Hull 121. Dybdemålestokk 1: 200.

DATO

1996.03.29

NTNU

NORGES TEKNISK NATURVITENSKAPELIGE  
UNIVERSITET  
INSTITUTT FOR GEOTEKNIKK  
Laboratoriet

FIGUR

1

GODKJENT

Tan $\theta$

0.00 0.10 0.20 0.30 0.40 0.50 0.60 0.70 0.80 0.90 1.00

0

10

20

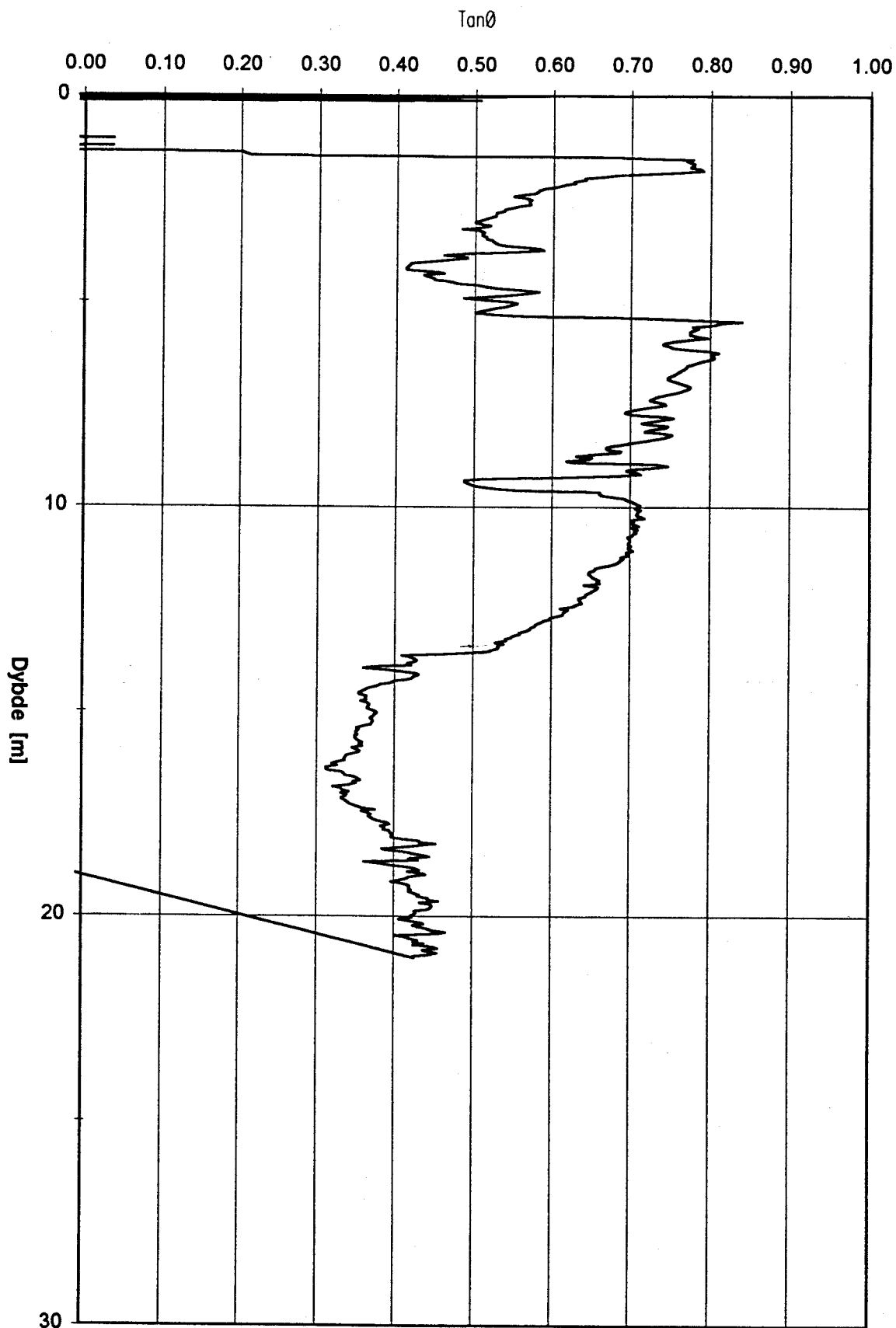
30

Dybde [m]

Diagr1

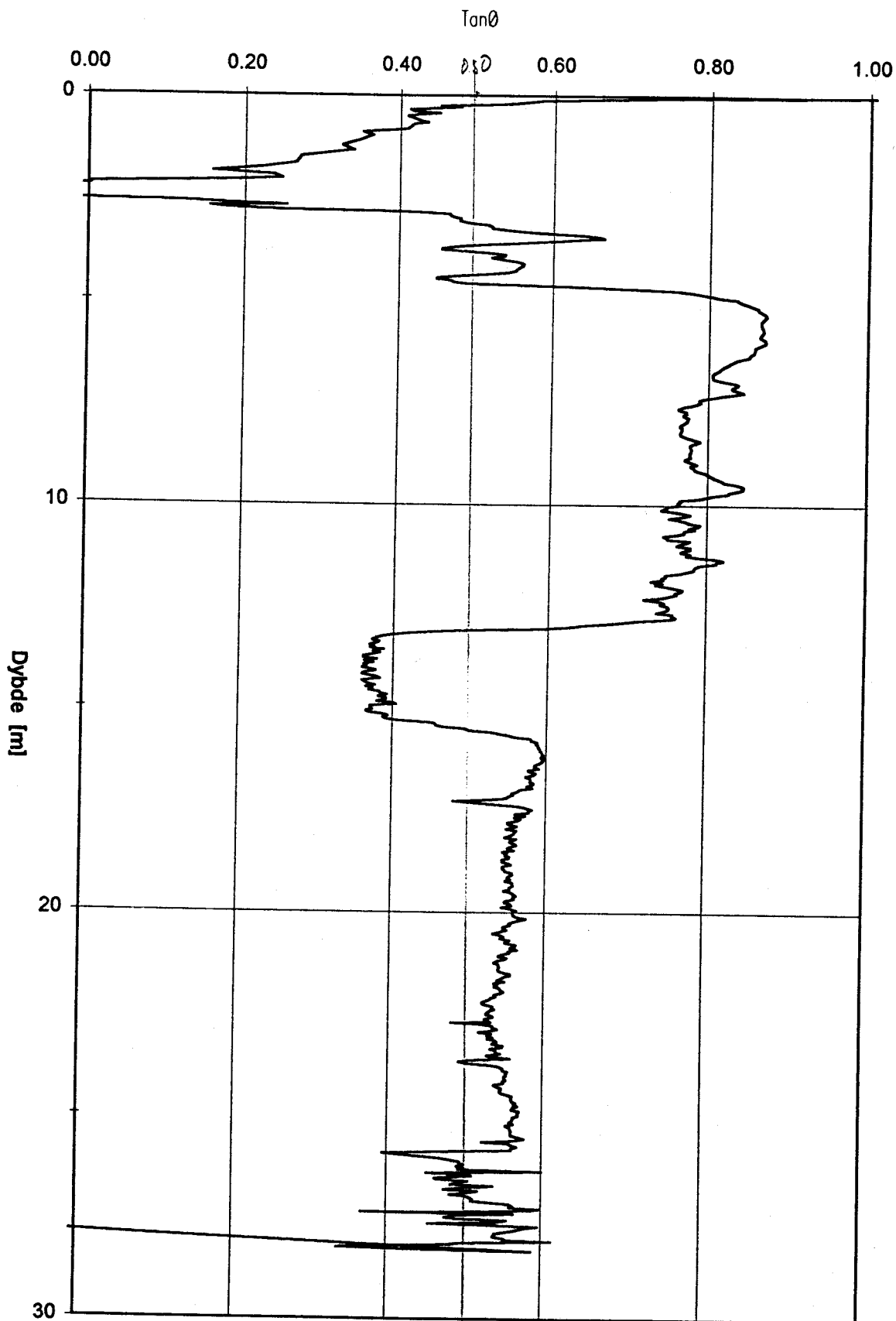
— Series1

Tolkning av trykksondering  
Punkt 121  
Forutsatt:  $a = 10 \text{ kN/m}^2$



— Serie2  
— Serie1

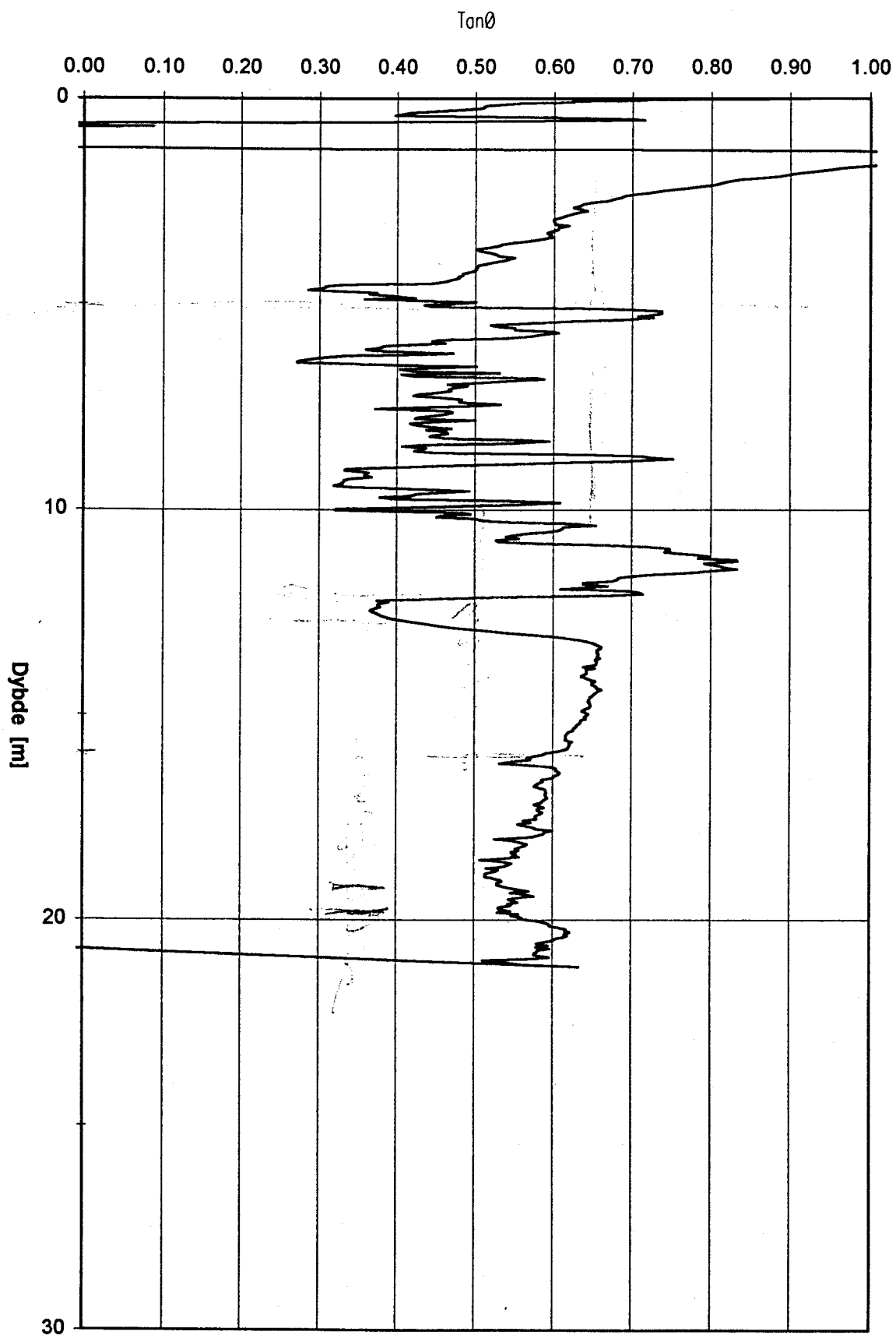
Tolkning av trykksondering  
Punkt 124  
Forutsatt:  $a = 10 \text{ kN/m}^2$



Diagr1

— Serie2  
— Serie1

Tolkning av trykksondering  
Punkt 122  
Forutsatt:  $a = 10 \text{ kN/m}^2$

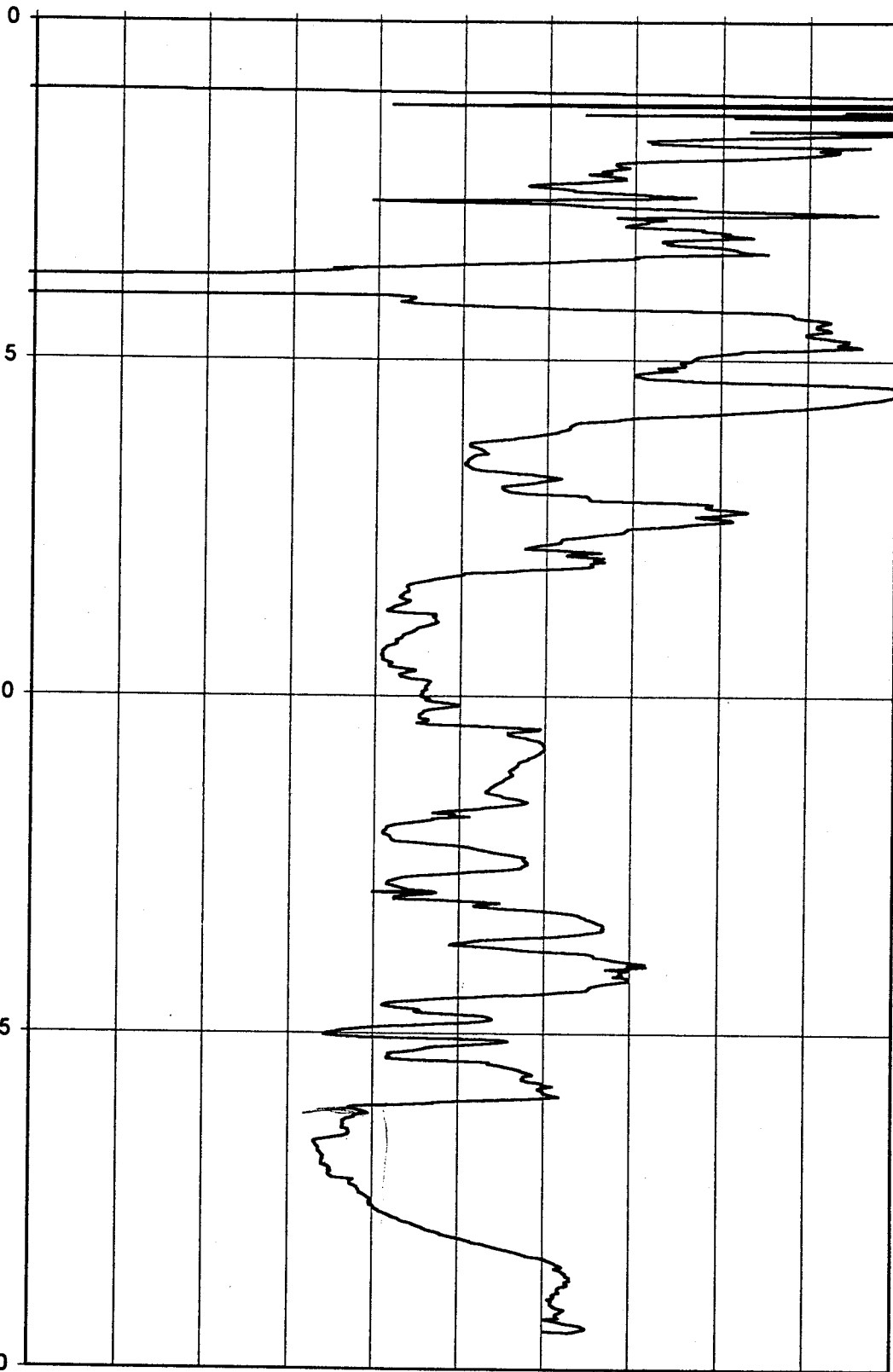


— Serie2  
— Serie1

Tolkning av trykksondering  
Punkt 123  
Forutsatt:  $a = 10 \text{ kN/m}^2$

TonØ

0.00 0.10 0.20 0.30 0.40 0.50 0.60 0.70 0.80 0.90 1.00

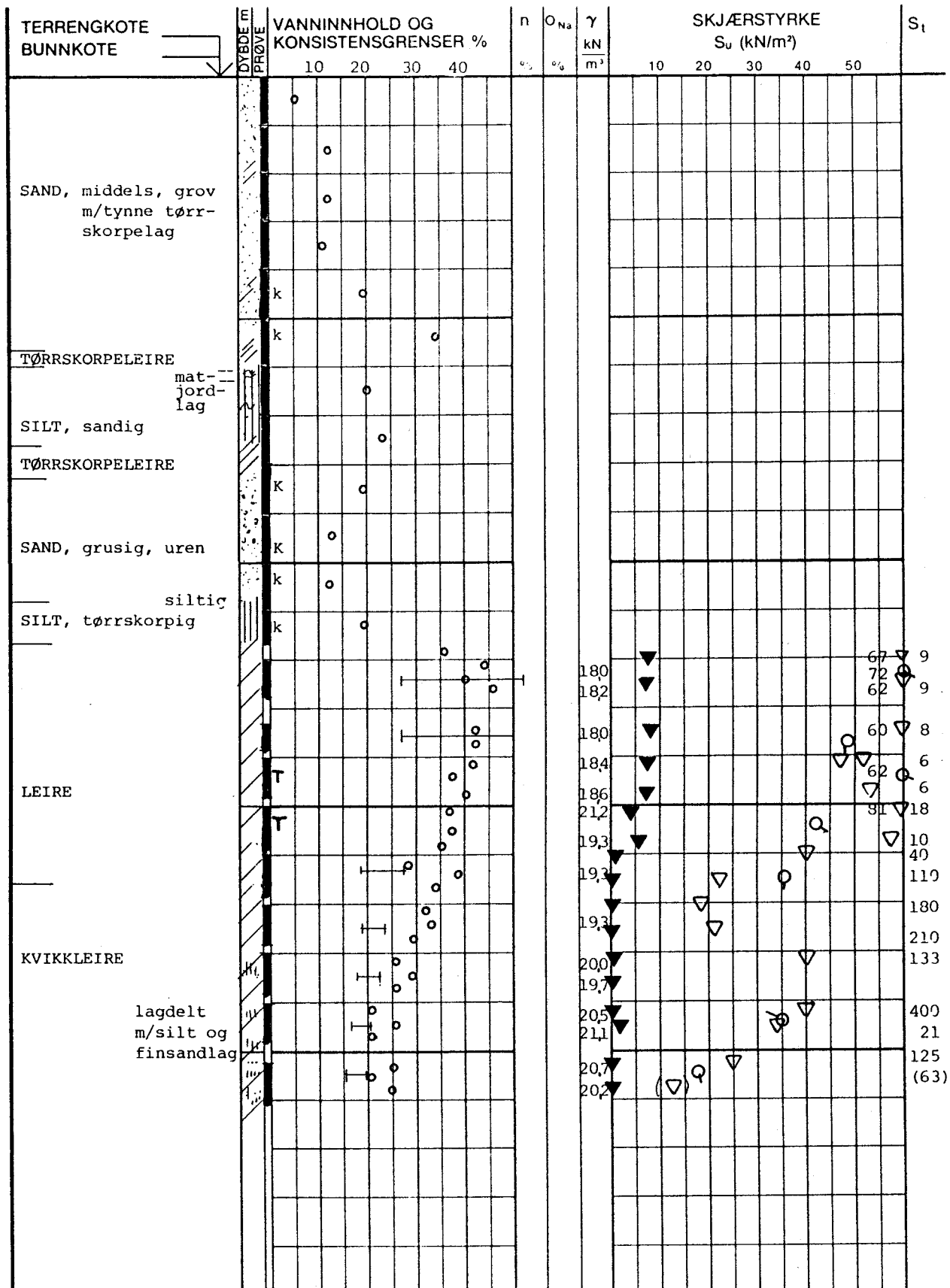


Dybde [m]

— Serie2  
— Serie1

Tolkning av trykksondering  
Punkt 125  
Forutsatt:  $a = 10 \text{ kN/m}^2$

Diagr1



Ø = ØDOMETERFORSØK P = PERMEABILITETSFORSØK K = KORNGRADERING T = TREAKSIALFORSØK

GEOTEKNISKE DATA		BORING NR.	TEGNET	REV.
		PR8	VS	
STATSBYGG		BORPLAN NR.	KONTR.	KONTR.
92033 REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN		57000-1A	HN	
		BORET DATO	DATO	DATO
		17.04.96	23.05.96	
		OPPDRAK NR.	TEGN. NR.	REV.
		57113	17	
				SIDE

PR = PRØVESERIE	o	NATURLIG VANNINNHOOLD	n	=	PORØSITET	▽	KONUSFORSØK
SK = SKOVLEBORING	→	W <sub>L</sub> FLYTEGRENSE	O <sub>Na</sub>	=	HUMUSINNHOOLD	○	TRYKKFORSØK
PG = PRØVEGROP		W <sub>F</sub> = - - - KONUSMETODE	O <sub>gl</sub>	=	GLØDETAP	15-0-5	DEFORMASJON VED BRUDD
VB = VINGEBORING	└	W <sub>P</sub> PLASTISITETSGRENSE	γ	=	TYNGDETETHET	+	VINGEBORING
Lab.bok nr 1699						▼	OMRØRT SKJÆRSTYRKE
						S <sub>t</sub>	SENSITIVITET

Ø = ØDOMETERFORSØK P = PERMEABILITETSFORSØK K = KORNGRADERING T = TREAKSIALFORSØK

ØARKOP!  
1000 - 515 b



TERRENGKOTE BUNNKOTE	52,27 ↓	DYBDE m PRØVE	VANNINNHOOLD OG KONSISTENSGRENSER %				n e <sub>o</sub>	O <sub>Na</sub> e <sub>o</sub>	γ kN m <sup>3</sup>	SKJÆRSTYRKE S <sub>u</sub> (kN/m <sup>2</sup> )					S <sub>t</sub>
			10	20	30	40				10	20	30	40	50	
SAND,  middels  fin, m/ tynne siltlag	siltig humus gruskorn  Fyllmasse	2.2			o										
		2.4		o											
		2.6		o											
		2.8			o										
		3.0		o											
		3.2													
		3.4		o											
		3.6			o										
		3.8													
		4.0	k	o											
LEIRE		4.2	k	o											
		4.4	k	o											
		4.6	k	o											
		4.8	k			o									
		5.0			o										
		5.2													
		5.4													
		5.6													
		5.8													
		6.0													

PR = PRØVESERIE  
SK = SKOVLEBORING  
PG = PRØVEGROP  
VB = VINGEBORING  
Lab.bok 1699

o NATURLIG VANNINNHOOLD  
— W<sub>L</sub> FLYTEGRENSE  
W<sub>F</sub> — " — KONUSMETODE  
— W<sub>P</sub> PLASTISITETSGRENSE

n = PORØSITET  
O<sub>Na</sub> = HUMUSINNHOOLD  
O<sub>gl</sub> = GLØDETAP  
γ = TYNGDETETHET

▽ KONUSFORSØK  
o TRYKKFORSØK  
15-5 DEFOMASJON VED BRUDD  
+ VINGEBORING  
▽ OMRØRT SKJÆRSTYRKE  
S<sub>t</sub> SENSITIVITET

Ø = ØDOMETERFORSØK P = PERMEABILITETSFORSØK K = KORNGRADERING T = TREAKSIALFORSØK

## GEOTEKNISKE DATA

STATSBYGG

92033 REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN

BORING NR.

PR10

TEGNET

VS

REV.

BORPLAN NR.

57000-1A

KONTR.

HN

KONTR.

BORET DATO

22.04.96

DATO

23.05.96

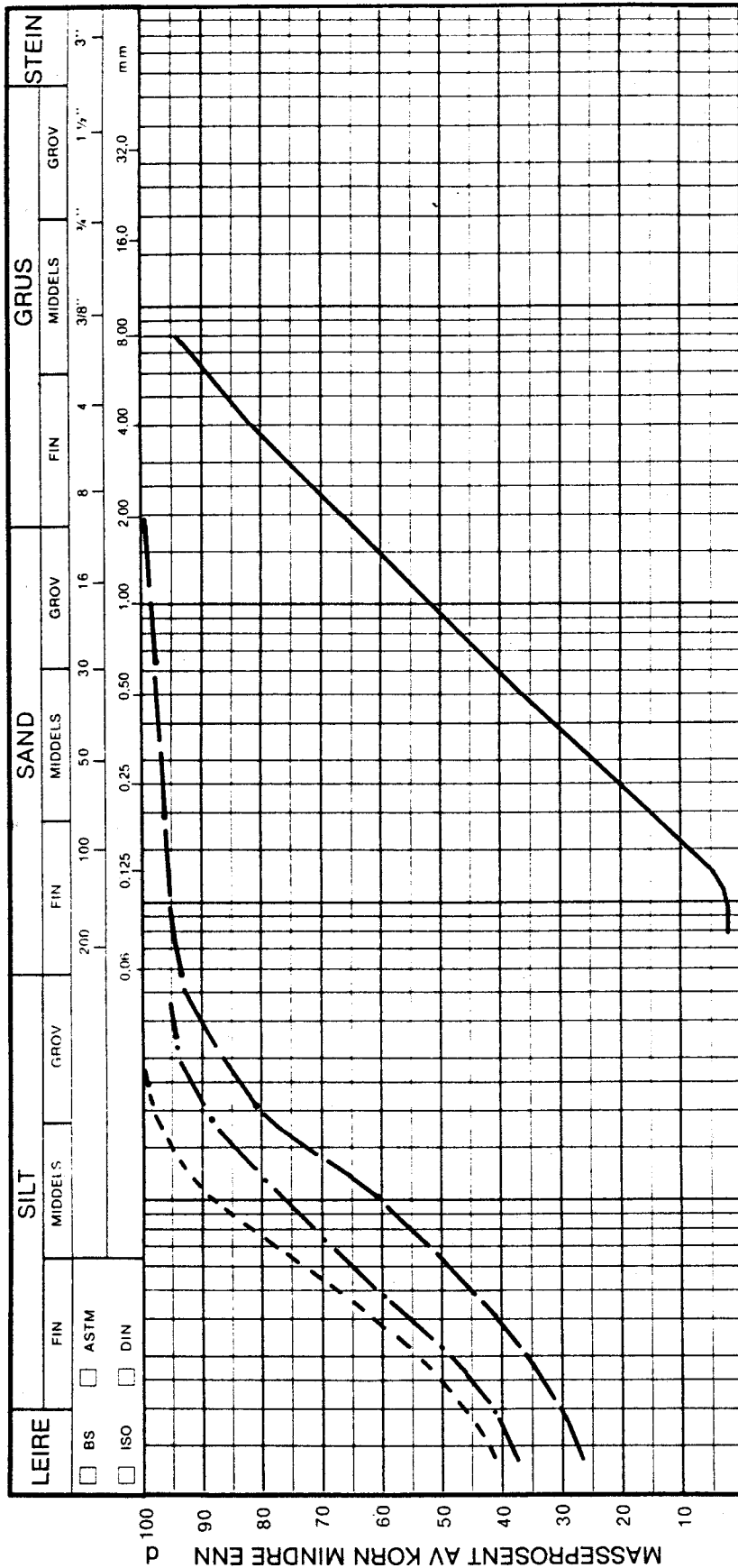
DATO

TEGN. NR.

19

REV.

SIDE



KORNDIAMETER d

SYM- BOL	PRØVE- SERIE NR.	DYBDE m (KOTE)	JORDARTBETEGNELSE	ANMERKNING	METODE		
					TØRR SIKT	HYDR. F.DROP	VÅT + TØRR SIKT
	PR7	4,0-5,0	SAND, grusig		X		
---	"	17,0-13,0	LEIRE			X	
---	"	18,0-19,0	LEIRE, enk. sandkorn			X	
---	7	15,5	LEIRE			X	X

## KORNGRADERING

STATSBYGG

92033 REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN

BORING NR.  
PR7

TEGNET  
vs

REV.  
A

KONTR.  
HN

KONTR.  
HN

DATO  
11.12.95

DATO  
23.05.96

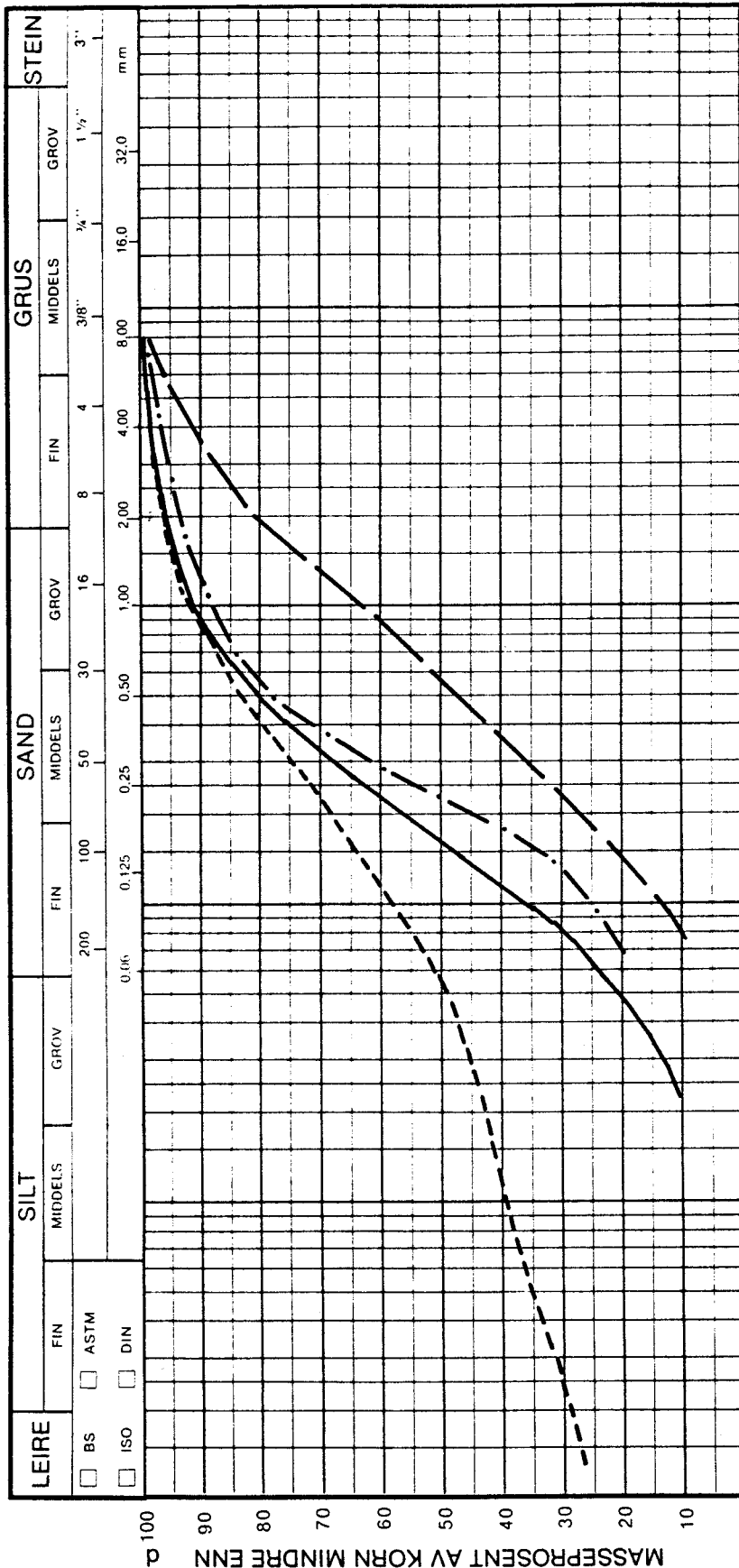


OPPDRAG NR.  
57118

TEGN. NR.  
66

REV.  
A

SIDE



0.001 0.01 0.1 1 10 100

KORNDIAMETER d

SYM- BOL	PRØVE- SERIE NR.	DYBDE m (KOTE)	JORDARTBETEGNELSE	ANMERKNING	METODE		
					TØRR SIKT	HYDR. F.DROP	VÅT + TØRR SIKT
—	PR8	4-5	SAND		X		
---	PR8	5-6	LEIRE, sandig (sandlag)		X		
-•-	PR8	8-9	SAND		X		
---	PR8	9-10	SAND, noe grusig		X	X	X

## KORNGRADERING

STATSBYGG  
92033 REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN

BORING NR.  
PR8

TEGNET  
VS

REV.

KONTR.

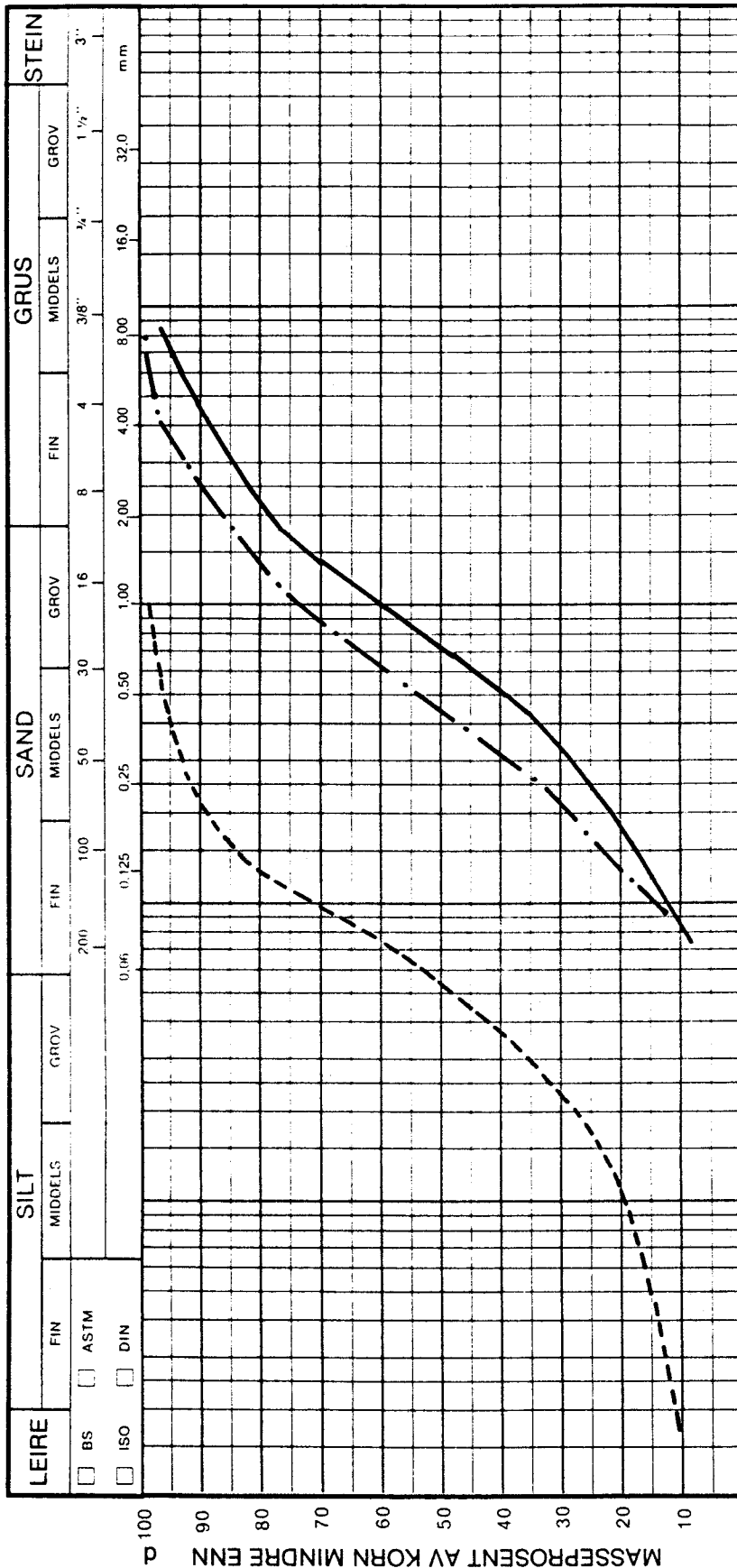
KONTR.

DATO  
30.05.96

DATO

REV.

SIDE



KORNDIAMETER  $\phi$

SYM- BOL	PRØVE- SERIE NR.	DYBDE m (KOTE)	JORDARTBETEGNELSE	ANMERKNING	METODE		
					TØRR SIKT	HYDR. F.DROP	VÅT + TØRR SIKT
—	PR8	10-11	SAND, grusig		X		
---	PR8	11-12	SILT, finsandig, leirig		X	X	X
-.-	PR9	10,5-11,5	SAND, med gruskorn		X		

## KORNGRADERING

STATSBYGG

92033 REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN

BORING NR.  
PR8/PR9

TEGNET  
VS

REV.

KONTR.  
HN

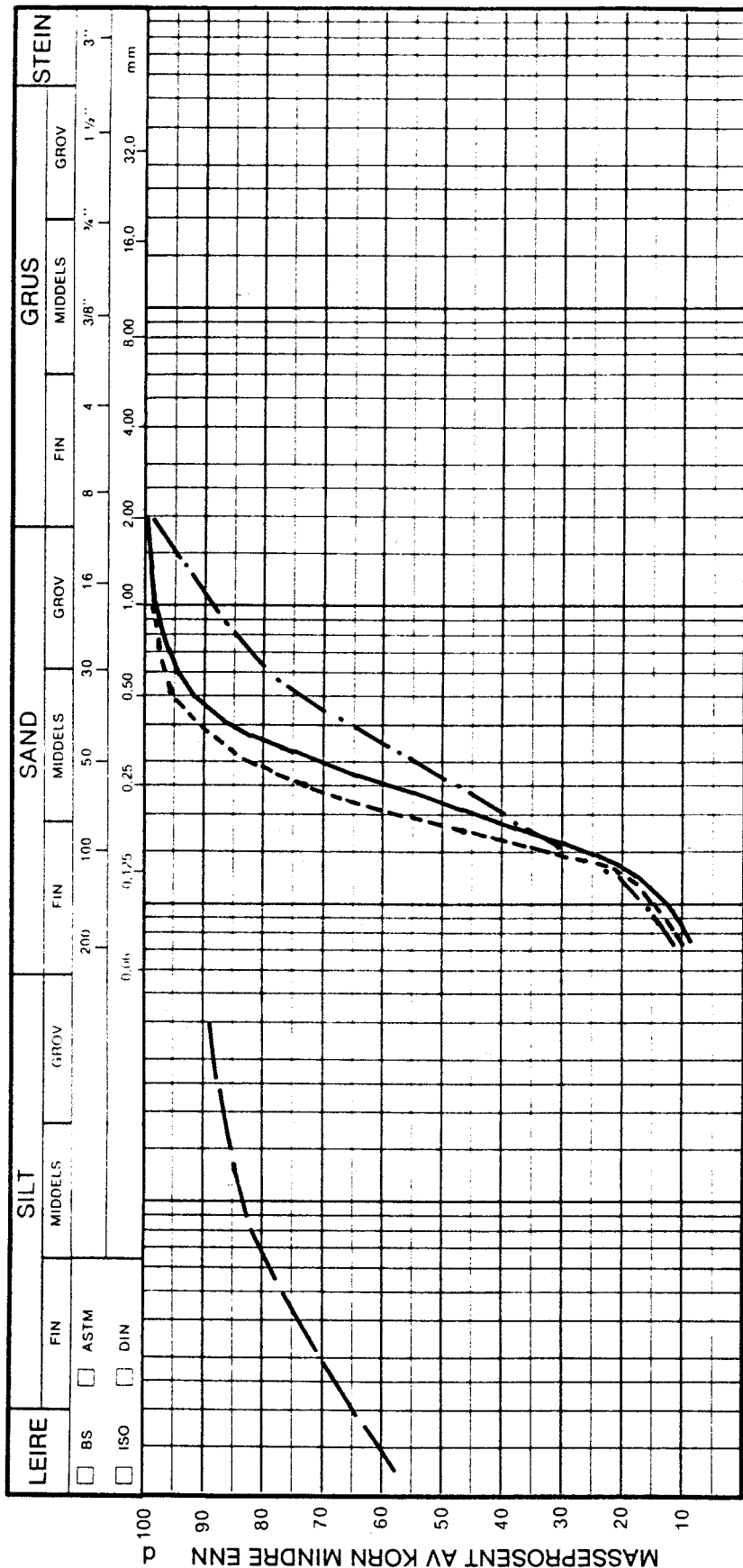
KONTR.

DATO  
30.05.96

DATO

REV.

SIDE



0,001 2 3 4 6 0,01 2 3 4 6 0,1 2 3 4 6 1 2 3 4 6 10 2 3 4 6 32,0 64,0 100 mm

KORNDIAMETER  $\phi$

SYM- BOL	PRØVE- SERIE NR.	DYBDE m (KOTE)	JORDARTBETEGNELSE	ANMERKNING	METODE		
					TØRR SIKT	HYDR. F DROP	VÅT + TØRR SIKT
---	10	9-10	SAND, middels - fin		X		
---	10	10-11	SAND, fin - middels		X		
---	10	11-12	SAND, middels		X		
---	10	12-13	LEIRE				X

## KORNGRADERING

STATSBYGG

92033 REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN

BORING NR.  
PR10

TEGNET  
VS

REV.

KONTR.

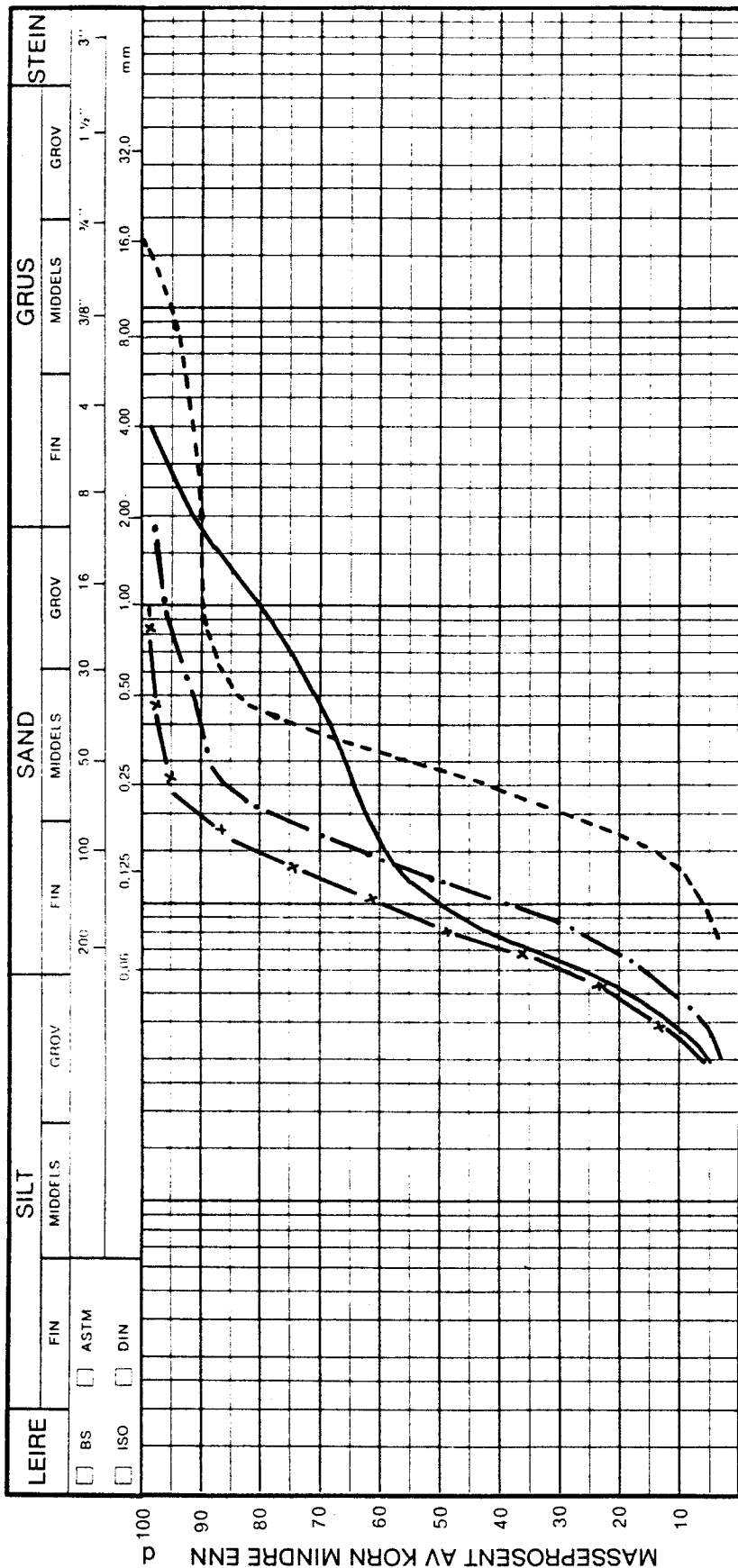
KONTR.

DATO  
30.05.96

DATO

REV.

SIDE



KORNDIAMETER d

SYM- BOL	PRØVE- SERIE NR.	DYBDE m (KOTE)	JORDARTBETEGNELSE	ANMERKNING	METODE		
					TØRR SIKT	HYDR. FØRØP	VAT + TØRR SIKT
---	1	0,3-1,0	SAND - siltig		X	X	
---	1	2,0-2,5	SAND, middels m/enk. gruskorn		X		
---	1	3,0-3,5	SAND, fin		X	X	
---	1	4,5-5,0	SAND, fin - siltig		X	X	

## KORNGRADERING

STATSBYGG

92033 REALFAGBYGGET PÅ GLØSHAUGEN

BORING NR.  
PR11

TEGNET  
VS

REV.

KONTR.  
HN

KONTR.

DATO  
23.05.96

DATO

OPPDRAG NR.

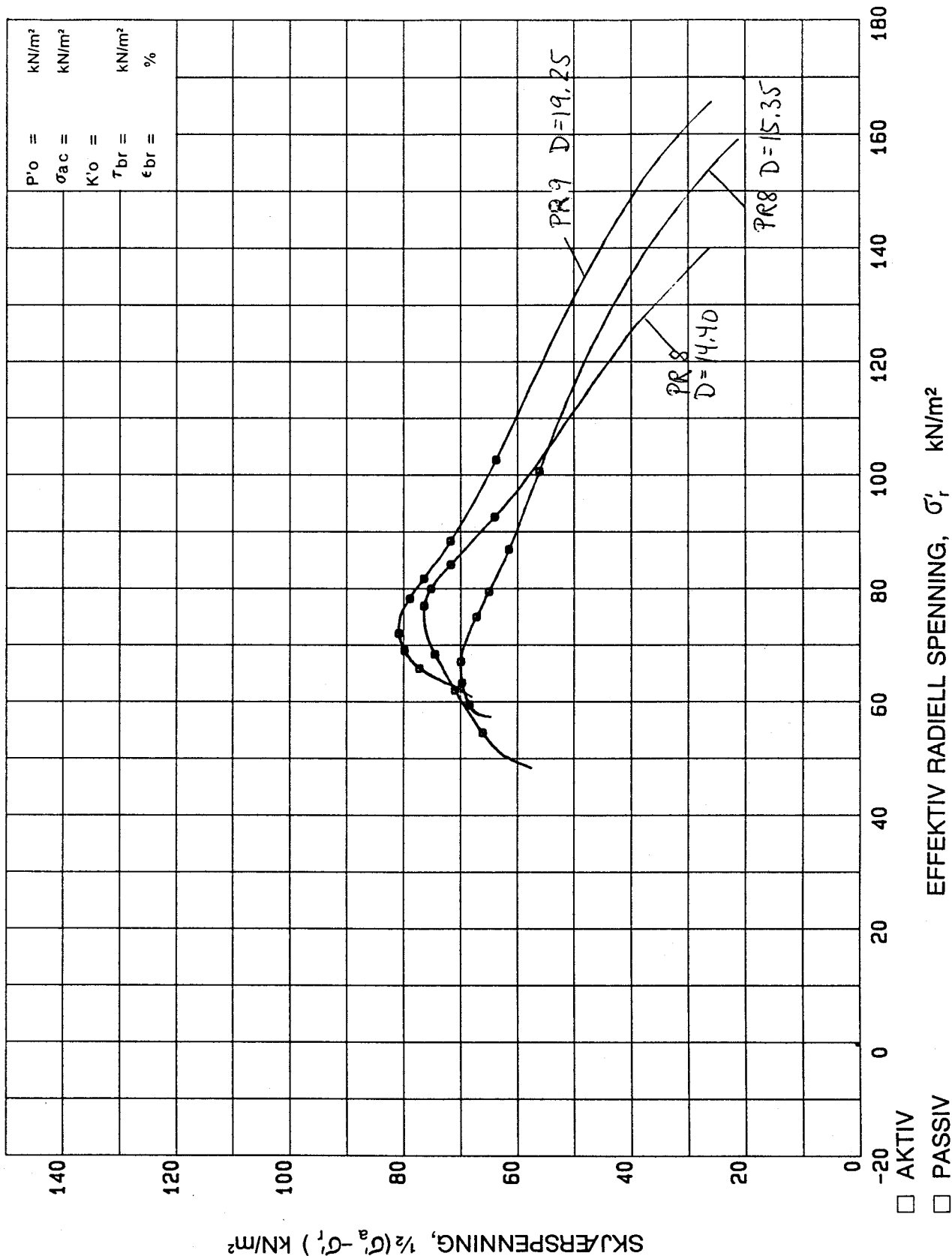
57118

TEGN. NR.

70

REV.

SIDE



TREAKSIALFORSØK  
HOVEDSPENNINGSVEKTOR

STATSBYGG  
REALFAGBYGGET PA GLOSHAUGEN

BORING NR.	TEGNET	REV.
DYBDE m (KOTE)	KCNTR. HN	KONTR.
PRØVE NR.	DATO	DATO
TEGN. NR. 81	REV.	SIDE

## **VEDLEGG 3.2**

### **STABILITET ØSTSKRÅNING**

#### **SUPPLERENDE STABILITETSBEREGNINGER**

Profil I - I

Profil J - J



Oppdrag Realfabrikket på Gløshaugen Nr. 57000

## BEREGNINGER ANG.

Supplerende stabilitetsberegninger  
øst skråningen, profil I-I og J-J.

Hefte nr. \_\_\_\_\_ av \_\_\_\_\_

Utført av Sigbjørn Ringnes Dato 14.06.96

Kontrollert av Sigbjørn Loe

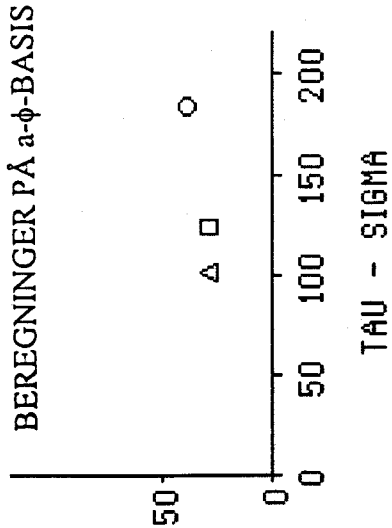
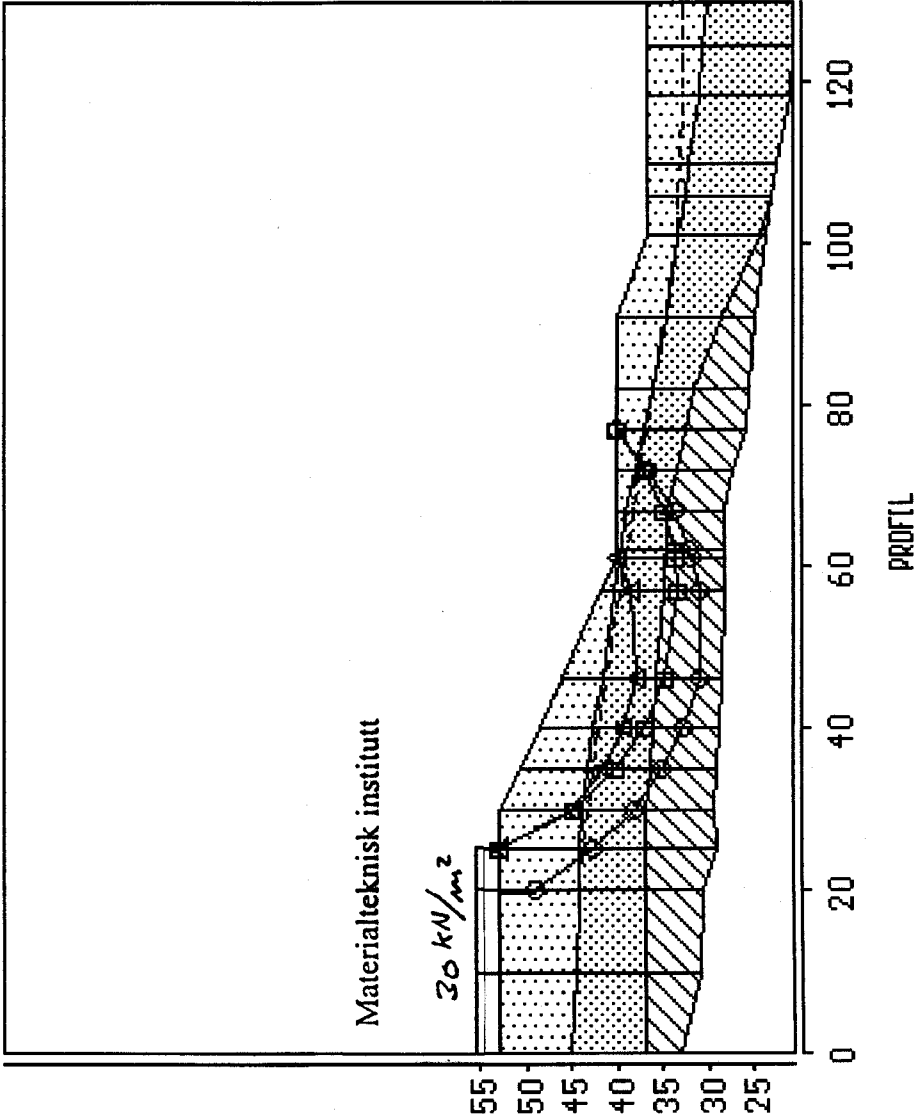
Godkjent av (underskrift) Olav Høy

Ansvarlig medarbeider

REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse I-I				
Lag nr.	1	2	3	
	Fylling/Sand Leire Kvikkleire			
Egenvekt	18	20	20	
a/tg(phi)	0/0,65	10/0,50	10/0,34	

STABIL	
v. 1.3	
(c) NOTEBY A.S	

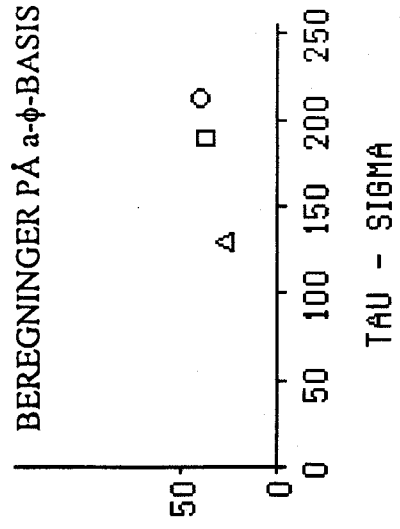
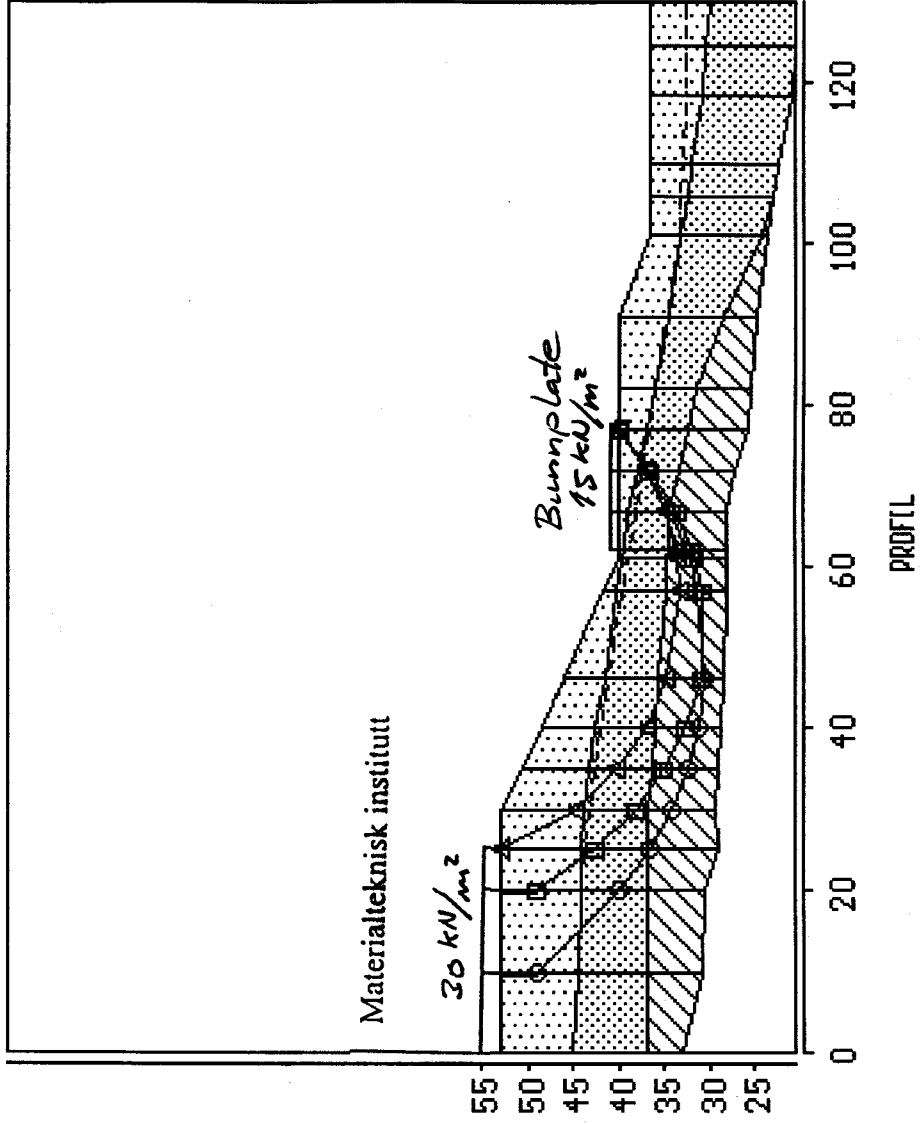
ENDRE FLATE	SKRIV RESULTAT	
SETTE KREFTER	SLUTT	
BEREGNE FS	SKJÆR STYRKE	
	○	□ Δ
Ea	0.0	0.0 0.0
Ta	0.0	0.0 0.0
Eb	0.0	0.0 0.0
Tb	0.0	0.0 0.0
FS	1.359	1.530 1.722



REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse I-I				
Lag nr.	1	2	3	
	Fylling/Sand	Leire	Kvikkleire	
Egenvekt	18	20	20	
$\alpha/\tan(\phi)$	0/0,65	10/0,50	10/0,34	

**STABIL**  
v. 1.3  
(c) NOTEBY A.S

ENDRE FLATE	SKRIV RESULTAT		
SETTE KREFTER	SLUTT		
BEREGNE FS	SKJÆR STYRKE		
	○	□	△
Ea	0.0	0.0	0.0
Ta	0.0	0.0	0.0
Eb	0.0	0.0	0.0
Tb	0.0	0.0	0.0
FS	1.608	1.477	1.698

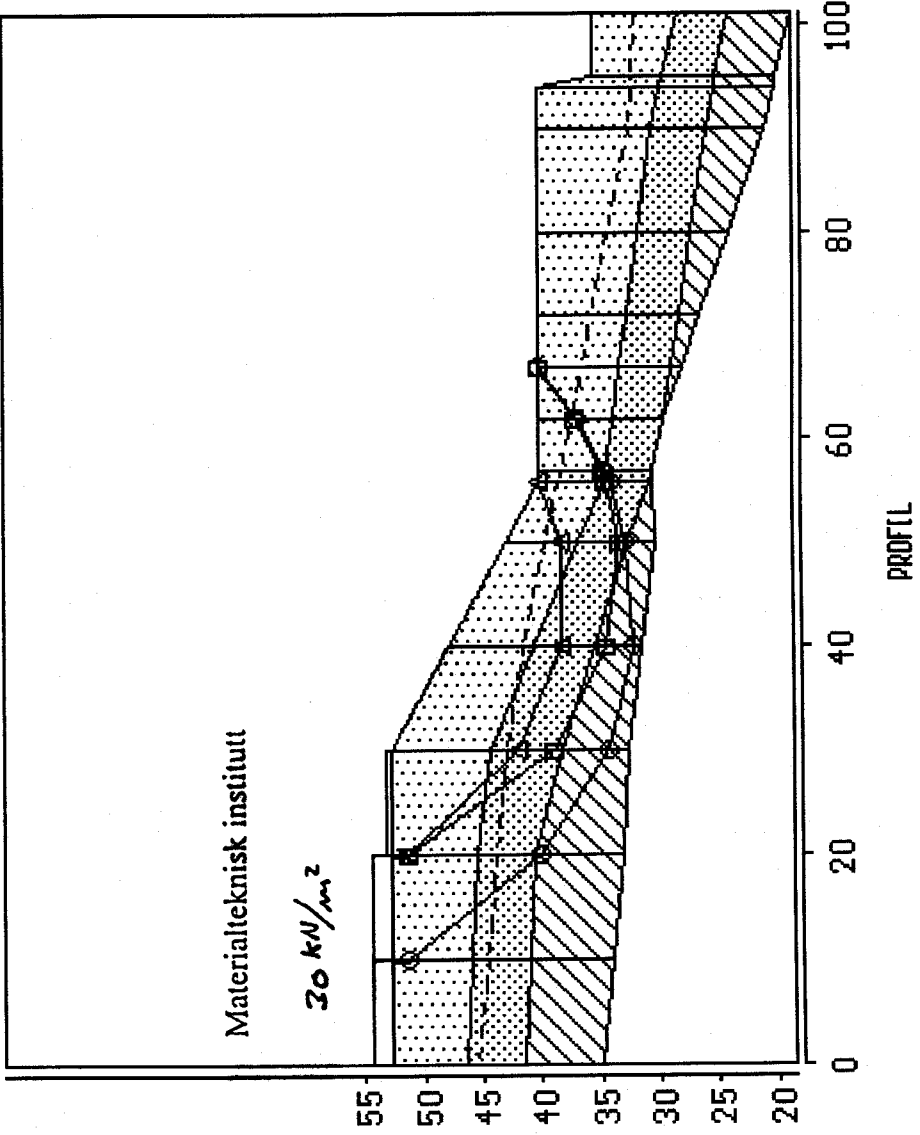


REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse J-J  
Lag nr. 1 2 3  
Fylling/Sand Leire kv.leire  
Egenvekt 18 20 20  
a/tg(phi) 0/0,65 10/0,50 10/0,34

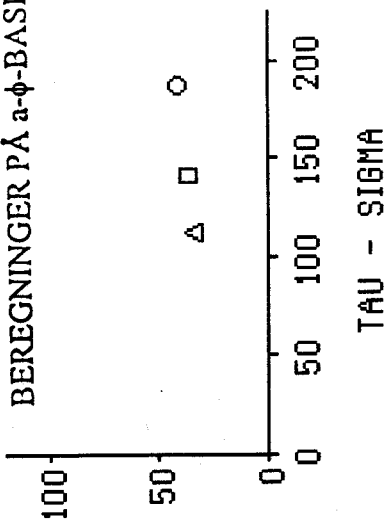
# STABIL

v. L.3  
(c) NOTEBY A.S

ENDRE FLATE	SKRIV RESULTAT		
SETTE KREFTER	SLUTT		
BEREGNE FS	SKJÆR STYRKE		
	○	□	△
Ea	0.0	0.0	0.0
Ta	0.0	0.0	0.0
Eb	0.0	0.0	0.0
Tb	0.0	0.0	0.0
Fs	1.389	1.384	1.699



BEREGNINGER PÅ a-φ-BASIS



## REALFAGBYGGET, Stabilitetsanalyse J-J

Lag nr. 1 2 3

Fylling/Sand leire kv.leire

Egenvekt 18 20 20

 $\alpha/\tan(\phi)$  0/0,65 10/0,50 10/0,34

STABIL

v. 1.3

(c) NOTEBY A.S

ENDRE FLATE SKRIV RESULTAT

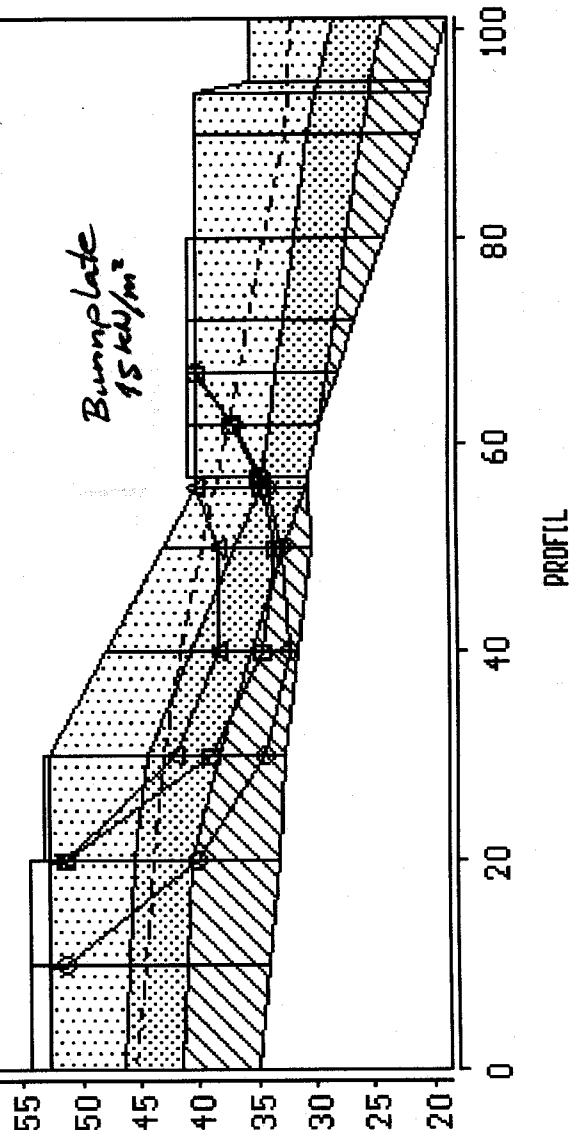
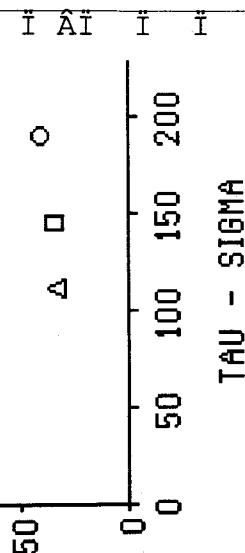
SETTE KREFTER

SLUTT

BEREGNE FS SKJÆR STYRKE

	○	□	△
Ea	0.0	0.0	0.0
Ta	0.0	0.0	0.0
Eb	0.0	0.0	0.0
Tb	0.0	0.0	0.0
FS	1.476	1.508	1.699

Materialteknisk institutt

BEREGNINGER PÅ  $\alpha$ - $\phi$ -BASIS



## **VEDLEGG 4**

### **FUNDAMENTERING UTENFOR BUNNPLATE**

Lengdeprofil søndre del, bygg E





## **VEDLEGG 5**

### **ADKOMST-TUNNEL**

#### **INNHold**

Vedlegg 5.1: Fundamentering støttemur, beregninger

Vedlegg 5.2: Stabilitetsberegninger, gravetilstanden og permanent-tilstanden

**VEDLEGG 5.1**  
**ADKOMST-TUNNEL**

**FUNDAMENTERING STØTTEMUR, BEREGNINGER**

Oppdrag Realfagbygget Nr. 57000

**BEREGNINGER ANG.**

Støttemur v/ kullverk.

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

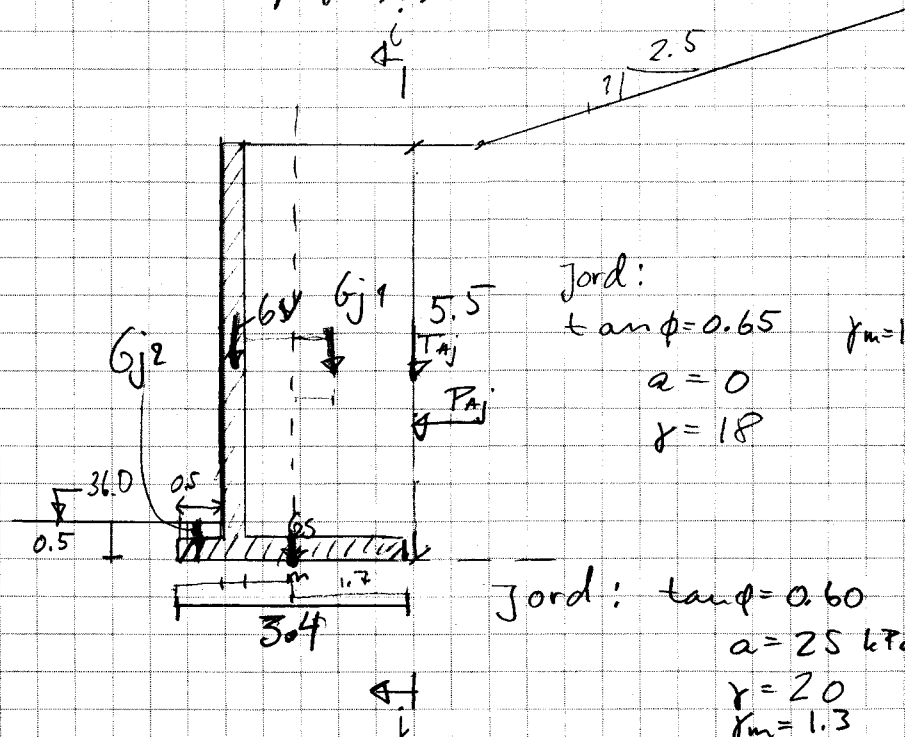
Hefte nr. 1 av 1

Utført av Håvard Narjord Dato 17/6-96

Kontrollert av Olav Engen

Godkjent av (underskrift) [Signature]

Ansvarlig medarbeider



Jord:

$$\tan \phi = 0.65$$

$$\gamma_m = 1.3 \Rightarrow \tan \beta = 0.8$$

$$a = 0$$

$$\gamma = 18$$

Jord:  $\tan \phi = 0.60$

$$a = 25 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 20$$

$$j_m = 1.3$$

$$\tan \theta = 0.46$$

1. Jordtryk.

Regner snitt bakkanf sale (i-i)

$$P_v' = 18 \cdot 5.5 = 99 \text{ kN/m}^2$$

Hellende terreing : Antar  $\Gamma = 0.5$

$$\Gamma = 0.5$$

$$s = \frac{\tan \beta}{\tan \gamma} = \frac{0.4}{0.5} = 0.8$$

$$t = (1+r)(1-s) = 1.5 \cdot 0.2 = 0.3$$

$$K_A = 0.50$$

$$P_{Aj} = k_A \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \frac{1}{2} = 0.5 \cdot 18 \cdot 5.5^2 \cdot \frac{1}{2} = 136.1 \text{ kN/m}$$

$$T_{Aj} = r \cdot P_{Aj} \cdot \tan \phi = 0.5 \cdot 136.1 \cdot 0.5 = 34.0 \text{ kN/m}$$

## 2. Barneveldier

$$\text{Stoffmengen, vegg: } 6v = 0.3 \cdot (5.5 - 0.3) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_{\text{bel}} = 46.8 \text{ kN/m}$$

11.  $G_s = 0.3 \cdot 3.4 \cdot 1 \cdot 860 = 30.6 \text{ kN/m}$

Force over sale:  $G_{if} = (5.5 - 0.3)(3.4 - 0.8) \cdot 18 = 243.4 \text{ kN/m}$

Jord over tå :  $G_{j2} = 0.5 \cdot 0.2 \cdot 18 = 1.8 \text{ kN/m}$

SIGN. H/N DATO 18/6  
KONTR. ØR DATO 19/6

OPPDRAK

Realfagbygget

OPPDRAK NR.

57000-400

Total horisontallast:  $P_H = P_{Aj} = \underline{136 \text{ kN/m}}$

Total vertikallast:  $Q_v = T_{Aj} + G_v + G_s + G_{j1} + G_{j2}$   
 $= 34 + 46.8 + 30.6 + 243.4 + 1.8 = \underline{356.6 \text{ kN}}$

Moment om m:

$$G_v \cdot (1.7 - 0.8 + 0.15) + G_{j2} \cdot (1.7 - 0.5/2) + P_{Aj} \cdot \frac{5.5}{3}$$

$$\div G_{j1} (2.6/2 \div 0.9) \div T_{Aj} \cdot 1.7$$

$$= 46.8 \cdot 1.05 + 1.8 \cdot 1.45 + 136 \cdot 1.83 \div 243 \cdot 0.4 \div 34 \cdot 1.7$$

$$= \underline{145.6 \text{ kNm/m}}$$

$$B_0 = B - \frac{2 \cdot M}{Q_v} = \frac{2 \cdot 145.6}{356.6} = 3.4 - 0.82 = \underline{2.58 \text{ m}}$$

$$q_v = \frac{Q_v}{B_0} = \frac{356.6}{2.58} = \underline{138.2 \text{ kN/m}^2}$$

$$r_b = \frac{P_H/B_0}{(q_v + a) \tan \alpha} = \frac{136/2.58}{(138.2 + 25) \cdot 0.46} = \underline{0.70 \text{ OK}}$$

$$\sigma_v' = N_q \cdot (p' + a) + \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma' \cdot B_0 =$$

$$N_q = 5.1$$

$$N_\gamma = 2.0$$

$$\sigma_v' = 5.1 (0.5 \cdot 18 + 25) + \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 10 \cdot 2.58 = 173 + 25.8 = \underline{198.8}$$

$$\underline{\sigma_v' > q_v \quad \text{OK.}}$$

**VEDLEGG 5.2**

**ADKOMST-TUNNEL**

**STABILITETSBEREGNINGER**

Oppdrag Realfagbygget på Gløshaugen Nr. 57000

## BEREGNINGER ANG.

STØTTEMUR FOR ADKOMST-TUNNEL

- Stabilitet gravetilstanden
- Stabilitet permanent-tilstanden

Hefte nr. \_\_\_\_\_ av \_\_\_\_\_

Utført av Systein Ræ Dato 14.06.2016

Kontrollert av Sigbjørn R.

Godkjent av (underskrift) Clas M. Røgen

Ansvarlig medarbeider