

37927-100/HN
26.05.1994

ARK.BET. 46 TR 16	KASS.
30. JUN 1994	
SAKSNR.	
93/02371-111	

N O T A T

TRØNDELAG TEATER - GEOTEKNISK FORPROSJEKT

Til: Prosjektering AS v/Tore Matheson
Fra: Noteby AS
Kopi: iD-Prosjekt v/ Brødreskift og Statsbygg v/Jullum

INNHold

1.	INNLEDNING	Side 2
2.	FUNDAMENTERING	"
2.1	Bæreevne	"
2.2	Setninger	" 3
2.3	Valg av fundamentering/dimensjonering	" 4
3.	UTGRAVING	" 4
3.1	Graveskråninger - behov for oppstøtting	" 4
3.2	Oppstøtting	" 5
3.3	Gravemasser	" 6
3.4	Tilbakefylling og komprimering	" 7
4.	KONTROLL/OPPFØLGING	" 7

VEDLEGG

Vedlegg 1: Situasjonsplan
Vedlegg 2: Bæreevneberegninger
Vedlegg 3: Setningsberegninger
Vedlegg 4: Jordtrykk, støttekonstruksjoner

92002

1. INNLEDNING

NOTEBY har utført geoteknisk forprosjektering for fundamentering av Trøndelag Teaters nybygg. Geoteknisk prosjektering er utført i henhold til NS 3480. Jfr. notat fra Geoteam AS, 16.12.1994, er Geoteknisk prosjektklasse 2 anbefalt for dette prosjektet. Grunnlag for prosjekteringen er Noteby rapport 37927 nr 1, datert 08.04.1994 /1/, samt lastberegninger utført av Prosjektering AS /2/. Dette notatet gir vurderinger og retningslinjer for fundamentering av nybygget. Beregningsresultater og forutsetninger er gitt i vedlegg. Komplette beregninger kan oversendes på forespørsel.

2. FUNDAMENTERING

2.1 Bæreevne

Bæreevneberegninger er utført på effektivspenningsbasis (a ϕ). I /1/ er det på grunnlag av treaksialforsøk angitt friksjonsverdier, $\tan\phi = 0.75 - 0.8$ og attraksjon $a = 0 - 10$ kPa. På grunn av lagdelingen og muligheten for at dårligere masser kan finnes, velger vi å benytte $\tan\phi = 0.5$ som maksimal mobilisert friksjon ved bæreevneberegningene. Dette tilsvarer materialfaktor $\gamma_m = 1.5$ til 1.6 for de angitte friksjonsverdier, eller $\tan\phi = 0.7$ for $\gamma_m = 1.4$. Vi mener da at usikkerhet med svakere lag er dekket opp. Attraksjon a velges lik 0.

For bæreevneberegningene forutsettes følgende (avtalt med Prosjektering AS):

- Kun sentrisk belastning på fundamentene
- Momenter og horisontalkrefter tas opp av gulv på grunnen/langs "sterk" akse på bankettfundamenter.

For sentrisk belastede fundamenter, uten horisontal og momentbelastning har vi beregnet tillatt totalt grunntrykk som funksjon av fundamentbredden. På grunn av dyp grunnvannstand kan vi benytte full romvekt i bæreevneberegningene forutsatt at grunnvannstanden ligger minst $1.5 \cdot B$ under fundamentnivå (Jfr. NGI publikasjon 16). Grunnvannstanden forutsettes maksimalt på kote + 3. For fundamenter med bredde mindre enn 2 m og fundamentnivå kote 6, får vi følgende uttrykk for tillatt grunntrykk (bruddgrensetilstand), der B er fundamentbredden:

$$\sigma_v' = 108 + 117 \cdot B \text{ [kPa]}$$

For fundamenter med bredde 2 - 4m og fundamentnivå mellom kote 6 og 9 får vi følgende tillatte grunntrykk:

$$\sigma_v' = 108 + 52 \cdot B_0 \text{ [kPa]}$$

Fundamentnivå er forutsatt 0.5 m under laveste gulv/terreng. For dype fundamenter med større dybde under gulv/terreng, kan tillatt grunntrykk økes med verdien av vekten av overliggende jord.

2.2 Setninger

Ved sammenholding av feltkompressometerforsøk og sonderingsresultater ser vi en sammenheng mellom liten boremotstand og liten verdi på setningsparameteren m (modultallet). Vi har valgt å forenkle lagdelingen til 2 lagtyper, løst lagret lag (silt) med lavt modultall og fast lagret lag (sand/grus) med høyt modultall. Basert på de tolkede verdier i /1/ benytter vi $m=70$ som lav verdi og $m=200$ på de øvrige masser.

Vi har beregnet setninger for fundamenter i forskjellige nivåer langs de 2 snittene A-A og D-D som går sentralt gjennom tomta og er vist på situasjonsplanen. For de enkelte fundamentakser viser vi til /2/. Setningene er beregnet med programmet Secal som beregner setninger etter metode gitt i "Grunnlag i Geoteknikk, Janbu 1970".

Grunnforhold og lagdeling er bestemt for hvert enkelt fundament på grunnlag av de utførte undersøkelsene. Sonderingsresultatene viser at lag med liten boremotstand (og lavt modultall), har liten mektighet, mindre enn 1 m. Alle fundamenter er forutsatt ført til original grunn. Vi antar at masser på tomta ned til 1.5 m dybde må fjernes. For fundamenter i kjellernivå har vi forutsatt fundamentnivå 0.5 m under laveste terreng/gulv. For kjellerløs del vil derfor fundamentnivået komme ca 1.5 m under opprinnelig terreng. Generelle beregningsforutsetninger er vist i vedlegg 3.1.

Resultater og vurdering

Resultater for setningsberegningene er gjengitt i vedlegg 3.2. Totale setninger er i de valgte snitt tvers gjennom bygget beregnet til 0.5 - 2.5 cm. Differansesetninger vil ut fra beregningene være i størrelsesorden 1 - 2cm. På grunn av den varierende lagdelingen, bør imidlertid differansesetninger av samme størrelsesorden som maksimalsetningene påregnes.

Grunne fundamenter med store laster vil generelt gi større setninger enn dype fundamenter med tilsvarende laster.

Setningene vil komme relativt raskt etter pålastning, og størstedelen vil derfor være unnagjort i løpet av byggetiden.

2.3 Valg av fundamentering/dimensjonering

Selv med store enkeltlaster bør fundamenteringen kunne utføres direkte på søyle- eller bankettfundamenter. Dersom de beregnede setninger er akseptable kan tillatt grunntrykk som gitt i kapittel 2.1 benyttes, det vil si følgende maksimalt tillatt grunntrykk (bruddgrensetilstand), der B er effektiv fundamentbredde:

Fundamenter mellom kote 6 og 9, bredde < 2 m:

$$\sigma_v' = 108 + 117 \cdot B \text{ [kPa]}$$

Fundamenter mellom kote 6 og 9, bredde 2 - 4 m:

$$\sigma_v' = 108 + 52 \cdot B_0 \text{ [kPa]}$$

Fundamenter over kote 9: $\sigma_v' = 108 + 117 \cdot B \text{ [kPa]}$

For krigslaster settes materialfaktoren $\gamma_m = 1.0$, og fundamenter som dimensjoneres for krigslast må kontrolleres for tillatt grunntrykk i ulykkesgrensetilstand:

Fundamentbredde < 2m: $\sigma_{vkrig}' = 270 + 360 \cdot B_0 \text{ [kPa]}$

Fundamentbredde > 2m: $\sigma_{vkrig}' = 270 + 160 \cdot B_0 \text{ [kPa]}$

3. UTGRAVING

3.1 Graveskråninger - behov for oppstøtting

Gravenivået vil ligge over grunnvannstanden, og åpne graveskråninger kan forutsettes stabile med helning 1 : 1.5. På grunn av avstand til eksisterende konstruksjoner vil det være nødvendig med oppstøtting på deler av tomte. Med nåværende byggeplan vil det være behov for oppstøtting følgende steder:

- * Mot IMI, gravenivå ca 3.5 m under eksisterende fundamentnivå. Avstand fra eksisterende vegg til

vegg ny kjeller er ca 4 - 6 m. Ved frigraving ned til eksisterende fundamenter og skråning 1 : 1.5 mot ny kjellerutgraving vil det være behov med oppstøtting av 1.5 til 2.5 m vertikal vegg.

- * Mot nedkjøring til parkeringshuset i Erling Skakkes gt. Gravenivå ca 6 m under gatenivå. Oppstøtting er nødvendig et stykke videre til åpen skråning med helning 1: 1.5 ikke kommer i konflikt med Erling Skakkes gt.

På situasjonsplanen, i vedlegg 1 har vi skissert hvor oppstøtting er nødvendig.

3.2 Oppstøtting

Mot IMI

For oppstøtting av graveskråning mot IMI vil følgende tiltak være aktuelle:

- * Frittstående spunt
- * Stagforankret spunt
- * "Berlinerwand" (Stålbjelker (HE-profiler rammet med en viss avstand og plank/sviller som tres i steget på bjelken)
- * Seksjonsvis utgraving og understøping av eksisterende fundamenter.

Vi har utført overslagsberegninger for de enkelte tiltakene og kan antyde følgende dimensjoner, jordtrykkforutsetninger er vist i vedlegg 4:

Frittstående spunt må rammes 4.5 m under gravenivå, det vil si totallengde ca 7.0 m

Stagforankret spunt må rammes 2.2 m under gravenivå, det vil si totallengde 4.5 m og forutsatt forankring 1 m under topp spunt.

"Berlinerwand" må utføres med stålbjelker rammet ca 9 m under gravenivå, pelavstand 2m.

Understøping

Understøping må utføres seksjonsvis med suksessiv utgraving understøping og tilbakefylling. Seksjonsbredder kan antas 5 m.

Vurdering

Ramming av spunt/peler vil medføre rystelser og muligheter for skade på eksisterende teglverksbygg. Dersom rystelser ikke tillates vil den mest skånsomme løsning for eksisterende bygg og omgivelsene være understøping av eksisterende fundamenter. Slik understøping må utføres seksjonsvis, med seksjonsbredde foreløpig antatt til 5 m.

Ved valg av oppstøttingsalternativene vil stagforankret spunt sannsynligvis medføre minst rammearbeid. Dersom peler for "Berlinerwand" forbores kan ramming for dette alternativet også reduseres.

Mot Erling Skakkes gt.

Mot nedkjøring til parkeringshuset og Erling Skakkes gt. vil gravedybden være ca 6m, og vi anser stagforankret spunt som beste løsning. Overslagsberegninger for stagnivå 2 m under topp gir nødvendig rammedybde under gravenivå 2.5 m, det vil si total lengde spunt 8.5 m. Foreløpig kan samme forankring som benyttet til parkeringshuset antas, det vil si injiserte løsmassestag, med ankerlengde ca 10 m.

3.3 Gravemasser

De øvre ca 1.5 m på tomta antas å være så urene at de må fjernes. Dette må imidlertid kontrolleres under utgraving.

Massene videre i dybden antas for en stor del å kunne benyttes til oppfylling under gulv og til tilbakefylling inntil kjellerveggene. Det forutsettes imidlertid eget drencslag nærmest kjellerveggene med strengere kvalitetskrav. Det må også regnes med at noe av gravemassene inneholder så mye silt at de ikke bør benyttes til oppfylling under gulv.

3.4 Tilbakefylling og komprimering

Vi forutsetter at tilbakefylling og komprimering av masser utføres i henhold til komprimering klasse F2 som gitt i NS 3420. Det vil si tilsvarende 95 % Standard Proctor.

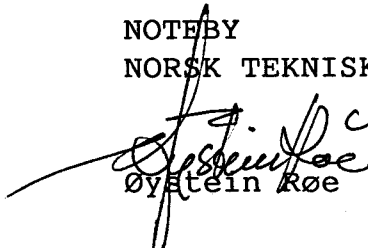

4. KONTROLL OG OPPFØLGING

Følgende tiltak anses nødvendige for kontroll og oppfølging:

- Kontroll og godkjenning av utskiftingsnivå (utføres av geotekniker)
- Kontroll av fundamentgroper
- Kontroll og dokumentasjon av tilbakefyllingsmasser
- Kontroll av komprimeringsarbeid
- Rystelseskontroll ved valg av oppstøtting som krever ramming mot IMI.
- Setningsmålinger på både ny og eksisterende bebyggelse i influensområdet.
- Tilstandsregistrering av eksisterende bebyggelse.

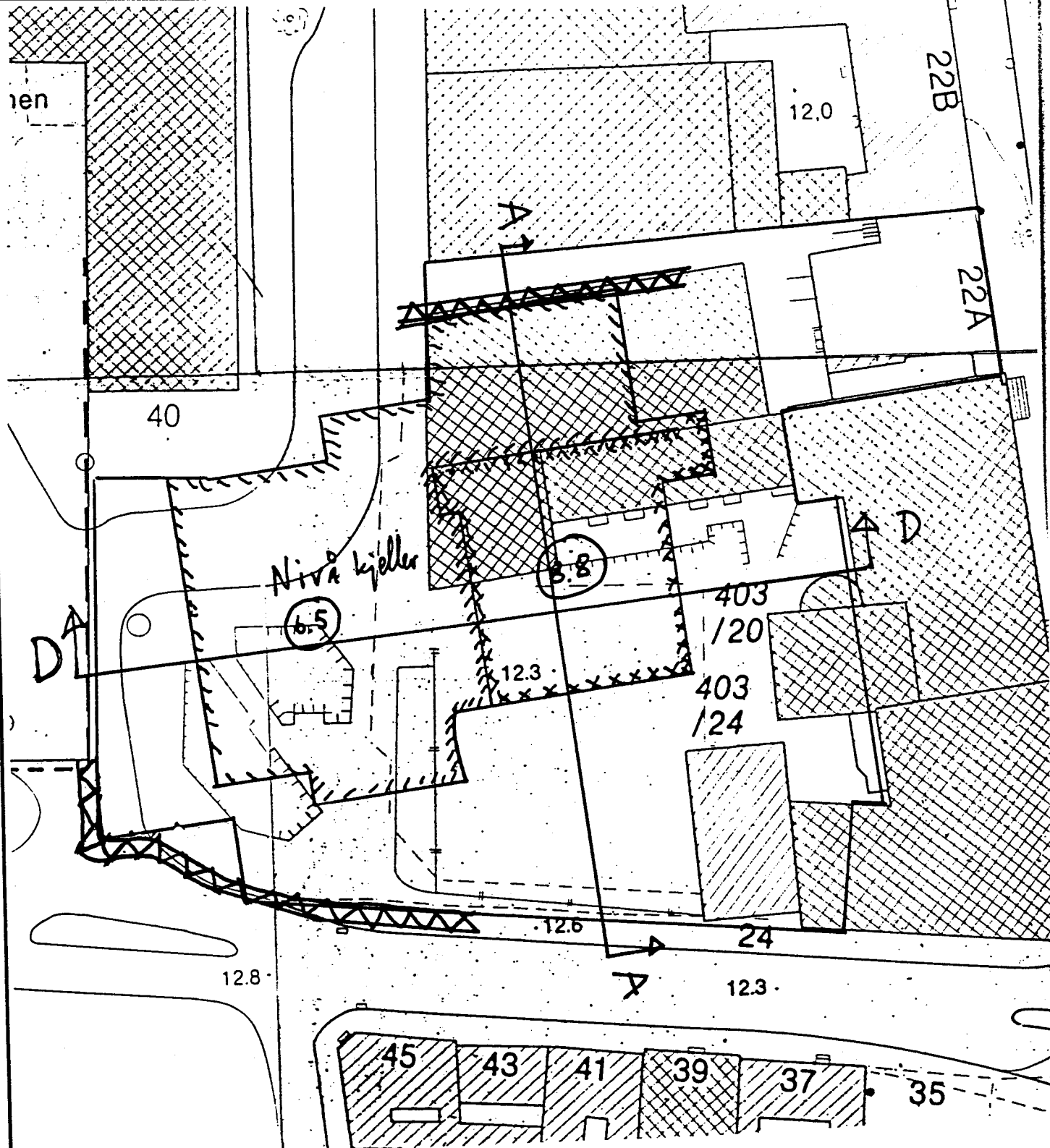
Trondheim, 28.04.1994


NOTEBY
NORSK TEKNISK BYGGEKONTROLL A/S


Øystein Røe
Håvard Narjord

Referanser:

- /1/ Noteby rapport 37927 nr. 1, 08.04.1994.
- /2/ Lastberegninger utført av Prosjektering AS, 12.04.94 til 29.04.94



(6.5) : Nivå kjellergulv  : Oppstøtting
 E R Yttervegg kjeller

TRØNDELAG TEATER
 SITUASJONSPLAN

MÅLESTOKK

1:500

TEGNET

HN

KONTR.

DATO

25.05.94

REV.

DATO

REV.

SIDE

OPPDRAG NR.

37927

TEGN. NR.

vedlegg
 1

SIGN. HN DATO 27.04.94
 KONTR. DATO

 OPPDRAG
1. Beregning

 OPPDRAG NR.
37927.100

1.1 Samrisk belastet fundament

Forutsetter: * Ingen hor. last eller moment.

* Fundamentnivå 0.5 m under laveste gulv/terreng.

 Jordantsdata: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

$$\tan \phi = 0.5 \quad (\gamma_m = 1.4 \rightarrow \tan \phi = 0.7)$$

$$a = 0$$

$$r = 0$$

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

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

Grunnvannstanden antas max på kote + 4.

 For grunne fundamenter kan romvektskoeffisient (N_γ) beregnes med $\gamma = \gamma$ (Publikasjon 16 $\rightarrow D > 1.5 \cdot B$)

Beregningsfaktorer:

$$\left. \begin{array}{l} \tan \phi = 0.5 \\ r = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow N_q = 12, N_\gamma = 13$$

 * Fundament over kote 6 ($B \leq 2 \text{ m}$)

$$\sigma_v' = 12 \cdot 18 \cdot 0.5 + \frac{1}{2} \cdot 13 \cdot 18 \cdot B_0 = 108 + 117 B_0 [\text{kPa}]$$

 * Fundament under kote 6 ($B > 2 \text{ m}$)

$$\sigma_v' = 12 \cdot 18 \cdot 0.5 + \frac{1}{2} \cdot 13 \cdot 8 \cdot B_0 = 108 + 52 B_0$$

SIGN. HN

DATO 27.04.94

OPPDAG

OPPDAG NR.

KONTR.

DATO

Bærecone

37927.100

1.2 Krigslast (Ellers samme forutsetning)

$$\gamma_m = 1.0 \Rightarrow \tan \phi = 0.7$$

$$N_q = 30 \quad N_\gamma = 40$$

$$B < 2m : \sigma_v' = 30 \cdot 18 \cdot 0.5 + \frac{1}{2} \cdot 40 \cdot 18 \cdot B_0 = 270 + 360 B_0$$

$$B < 2m : \sigma_v' = 30 \cdot 18 \cdot 0.5 + \frac{1}{2} \cdot 40 \cdot 8 \cdot B_0 = 270 + 160 B_0$$

SIGN. FIN

DATO 24/5-94

OPPDRAG

OPPDRAG NR.

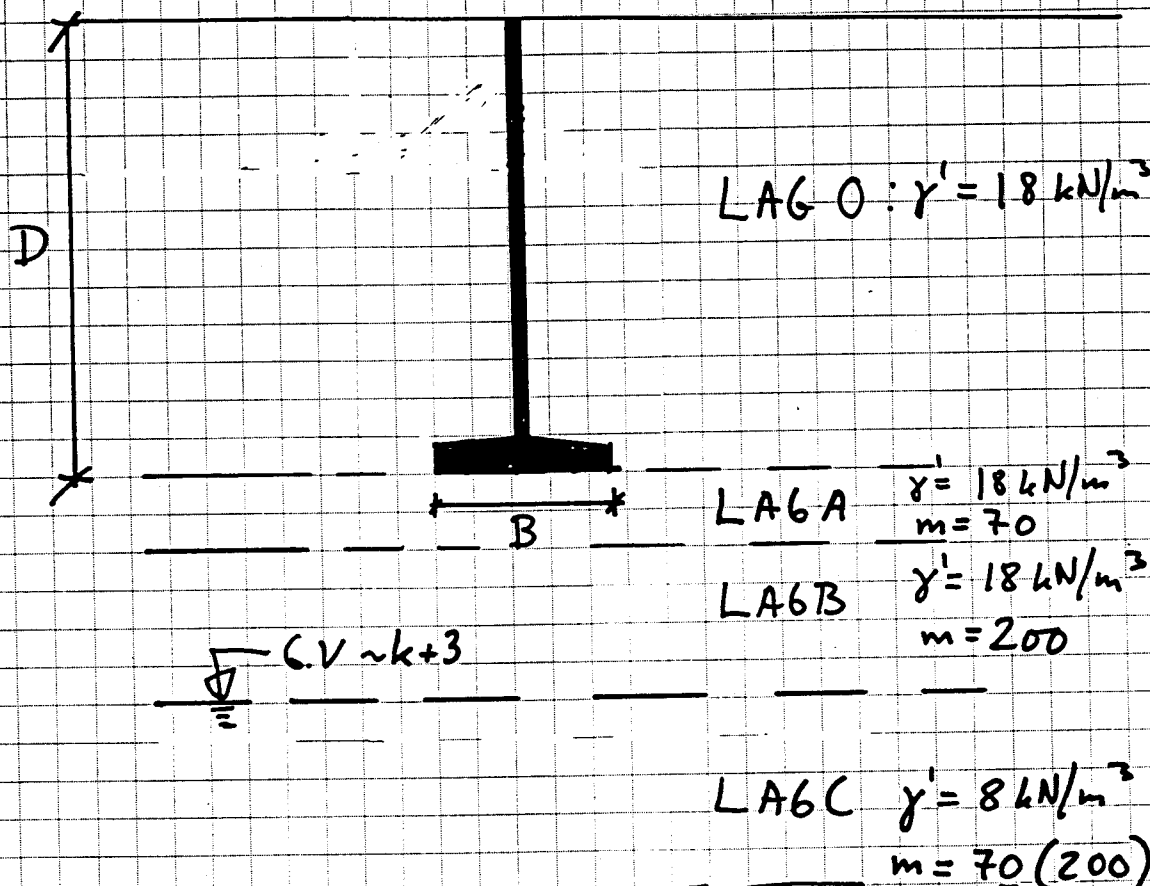
KONTR.

DATO

Setninger

37927.100

Generelle beregningsforutsetninger.



Beregn. modell: $\xi = \frac{2}{m} \left[\sqrt{\frac{p_0' + \Delta p}{p_a}} - \sqrt{\frac{p_0''}{p_a}} \right]$

B: Fundamentbredde

D: Dybde fra oppr. terreng til fundamentnivå

γ' : Romvekt

m : Modultall.

Plassering av lag A (mektighet /m) er under fundamentnivå, dersom sonderings- og feltkomp. meter ikke tilsier annet. (Ugunstig situasjon)

SIGN. HN

DATO 26/5

OPPDRAG

Setninger

OPPDRAG NR.

37927.100

Beregningsresultater

Snitt A-A

Linje	Fund. bredde	Fund. nivå (lote)	Setn. (cm)
S	0.7	9.5	1
R ₁	2.5	6.0	2
R ₂	3.7	6.0	2
W	~	6.0	2 (som R)
M	1.6	6.0	1
O	1.5	11.0	2
Foajesøylen	2.0	11.0	2.5
Bueveg	3-3.3	6.0	1.5-2.0

Snitt B-B

Linje	Fund. bredde	Fund. nivå	Setn
A	1.3 x 3.4	6.0	2
B	2.0	6.0	1
C-D	1-1.7	6.0	1
F	0.9	~8.3	0.5
G(VI)	1.5	11.0	2.0

SIGN. HN

DATO 26.05.94

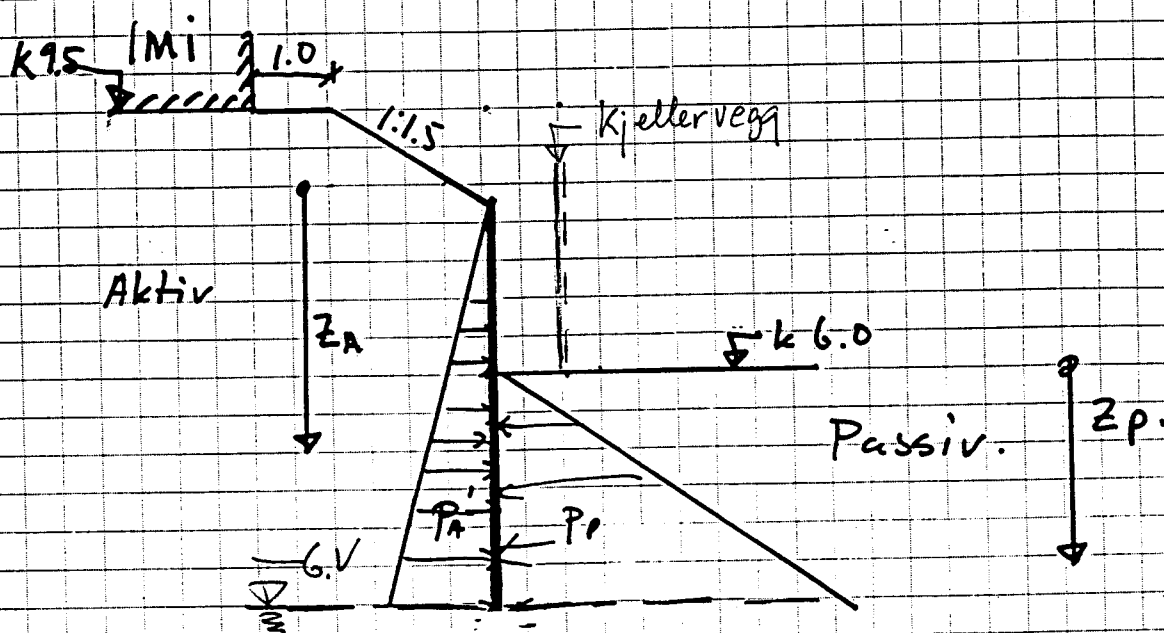
OPPDRAG

Oppstøtting / Jordtrykk

OPPDRAG NR.

37927.100

1. MOT 1MI



Jordartspær: $\tan \phi = 0.7$ $\tan \psi = 0.5$ jordtrykshoeff.
eller jamn.
 $a = 0$
 $r = 0$

Aktiv side:

Skrått ferreng $\Rightarrow k_{PA} = 0.8$ $P_a' = k_{PA} \cdot p_v'$

Passiv side

$k_P = 2.6$

$P_p' = k_P \cdot p_v'$

SIGN.

HN

DATO

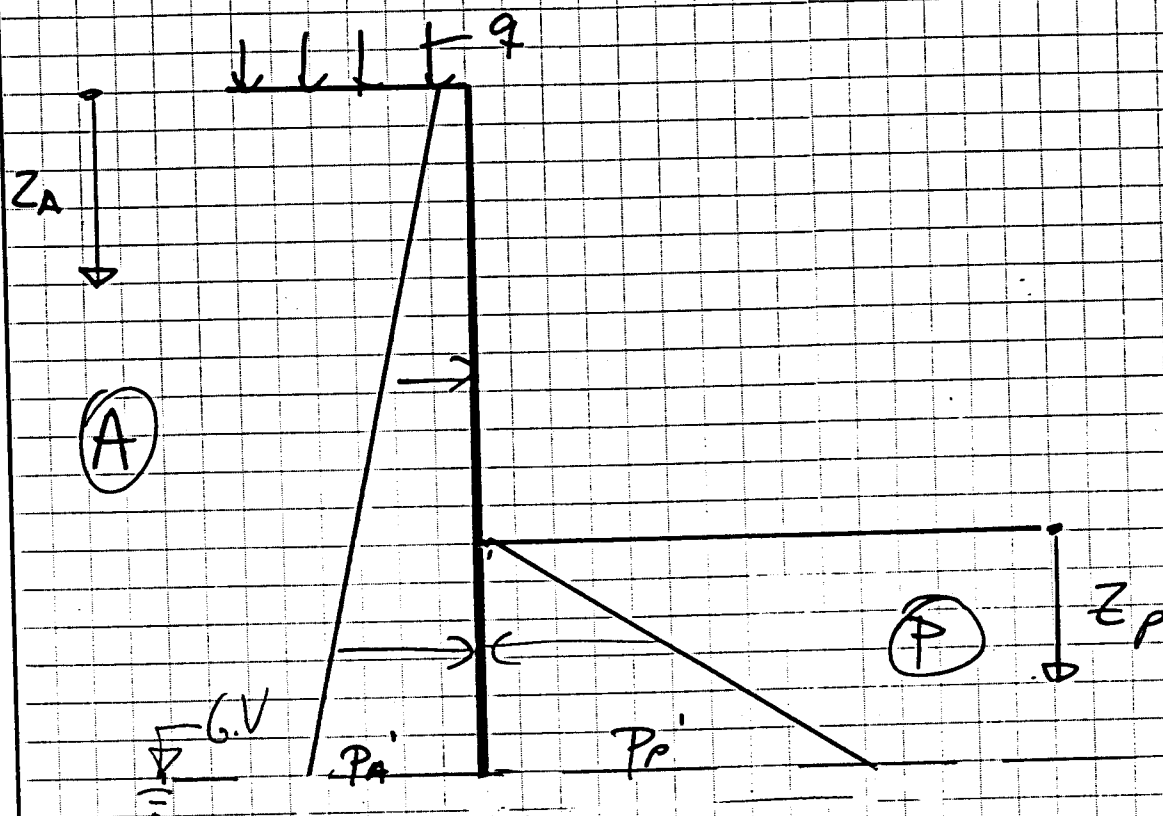
26.05.94

OPPDAG

Oppstilling / Jordtrykk

OPPDAG NR.

37927.100



Jordartspår: $\tan \phi = 0.7$ $\tan \delta = 0.5$, $\gamma_m = 1.4$

$a = 0$

$r = 0 \Rightarrow k_A = 0.3$
 $k_P = 2.6$

Aktivt jordtr.: $P_a' = k_A \cdot P_v' = k_A (\gamma' \cdot Z_A + q)$

Passivt jordtr.: $P_p' = k_P \cdot P_p' = k_P (\gamma' \cdot Z_P)$