



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



**Rapport**

**R46: 1974**

TEKNISKA HOGSKOLEN I LUND  
SEKTIONEN FÖR VÄG- OCH VATTEN  
BIBLIOTEKET

# **Provbelastning av sandfyllning**

**Lars B Lagging  
Sture Eresund**

**Byggforskningen**

# Probelastning av sandfyllning

Lars B Lagging & Sture Eresund

Vid Börstskäret i Luleå uppförs ett koksverk och i anslutning här till byggs också en hamnanläggning för lossning och lagring av kol. Hamnanläggningen som består av en kaj, en tillfartsbank till kajen och ett kolupplag utförs inom tidigare vattenområde. Kolupplag, tillfartsbank och kajplan byggs upp från en fast botten av morän genom hydraulisk impumpning av sand. Denna fyllningsmetod är relativt vanlig i olika delar av världen. I litteraturen finns dock anmärkningsvärt få uppgifter om deformationsegenskaperna hos fyllningar av denna typ. För att säkrare kunna förutsäga sättningarna för det aktuella projektet och för att bidra till ökade kunskaper om deformationsegenskaperna hos hydraulisk utfylld sand beslöts att göra en provbelastning. Denna gjordes inom den först färdigställda delen av kolupplaget.

## Geotekniska undersökningar

Den inspolade sanden är ensgraderad med en kornstorlek av i medeltal 0,3 mm. Kornstorleksfördelningen varierar mellan anmärkningsvärt snäva gränser, FIG 1.

Före provbelastningen gjordes viktsondering, trycksondering samt pressiometermätning med resultat enligt FIG 2, 3 och 4. Som framgår av dessa har den inspolade sanden 9 m mäktighet inom provbelastningsområdet. Närmast moräntan finns ett löst lager, som troligen sedimenterat efter muddringen.

## Probelastning

Den inspolade fyllningen provbelastades med sand, som fördes på med grävmaskin över en yta av 25 · 25 m i 3 etapper till 5 m höjd och 11 m krönbredd, FIG 5.

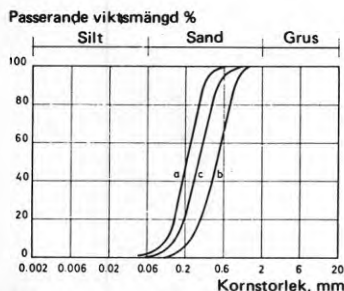


FIG. 1 Kornstorleksfördelning för den inspolade sanden, a och b gränskurvor, c sand provad i laboratorium.

Markytans sättning mättes i 8 punkter. Sättningen på olika djup under centrum av den belastade ytan mättes i 6 punkter med en sättningsmätare som utvecklats av AB Borros. Den består av en 0,30 m lång mätpets kopplad till 22 mm sondstänger omgivna av veckad plastslang. Vid neddrivning skyddas plastslangen av ett foderrör.

## Sättningar

Efter varje belastningsetapp mättes sättningen, vars huvuddel inträffade momentant i samband med lastökning. Den tidsberoende sättningen var obetydlig och låg inom mätnoggrannheten  $\pm 1$  mm. Belastningen kommer att kvarligga till våren 1974, vilket medger en uppföljning av sättningens tidsförlopp.

Markytans sättning visas i FIG 6. Sättningen efter varje etapp är praktiskt taget symmetrisk kring belastningscentrum. Detta tyder på att de variationer som konstaterades vid sondering och pressiometermätning var av lokal natur. Sättningen efter etapp 3 är 45 mm i centrum av belastningen och 13–15 mm vid släntfot.

Sättningen på olika djup under belastningens centrum som funktion av trycket mot markytan visas i FIG 7. Vid givet tryck mot markytan ökar sättningen nästan linjärt från moräntan på 9 m till markytan. Detta är något överraskande. Resultatet från pressiometermätningarna ger anledning att vänta störst sättningsbidrag från 0–2 m djup, medan vikt- och trycksonderingarna antyder störst sättningsbidrag från 2–4 m djup.

Sättningen under belastningsytans centrum efter full pålastning har beräknats med 3 metoder. Metod 1 baserar sig på

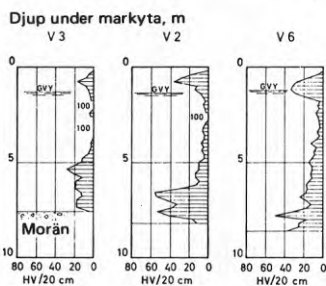


FIG. 2 Resultat av viktsondering. V3, V2 och V6 representerar borrhål med minimum, medel- och maximummottstånd.

# Bygghorsningen Sammanfattningar

R46:1974

Nyckelord:

sandfyllning, provbelastning (sand), deformationsegenskap (sand), beräkningsmetod (marksättning)

Rapport R 46:1974 hänför sig till forskningsanslag 730387-5 från Statens råd för byggnadsforskning till Orrje & Co – Scandiaconsult AB.

UDK 624.135  
624.131.53  
SfB (19)  
ISBN 91-540-2329-7

Sammanfattning av:

Lagging, L B & Eresund, S, 1974, *Probelastning av sandfyllning*, (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Rapport R 46:1974, 40 s, ill. 14 kr.

Rapporten är skriven på svenska med svensk och engelsk sammanfattning.

Distribution:

Svensk Byggtjänst  
Box 1403,  
111 84 Stockholm  
Telefon 08-24 28 60  
Grupp: konstruktion

Djup under markyta, m

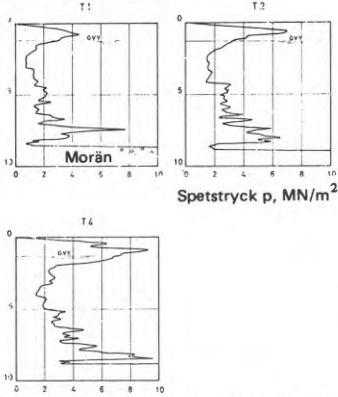


FIG. 3 Resultat av trycksöndering. T1, T2, och T4 representerar borrhål med minimum-, medel- och maximummotstånd.

Djup under markyta, m

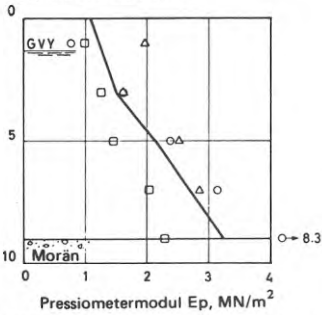


FIG. 4 Pressiometermoduler (medelvärden sammanbundna).

○ P 1, △ P 2, □ P 3.

resultat av ödometerförsök. Fyllningens densitet har här antagits ligga mellan två gränsvärden som erhållits genom densitetsbestämningar i laboratorium. *Metod 2* baserar sig på resultat av trycksöndering. Metoden har utvecklats av Buisman - De Beer. Sättningsmätningar på ett femtiotal broar i Belgien har visat att den beräknade sättningen kan användas som en övre gräns och att den i medeltal är 2 ggr så stor som den uppmätta sättningen. *Metod 3* baserar sig på pressiometermätningar och har utvecklats av Ménard.

Resultatet av sättningsberäkningarna har här sammanställts

	Sättning, mm
Uppmätt	45
Beräknad;	
Metod 1, ödometer	23-54
Metod 2, trycksöndering	95
Metod 3, pressiometer	63

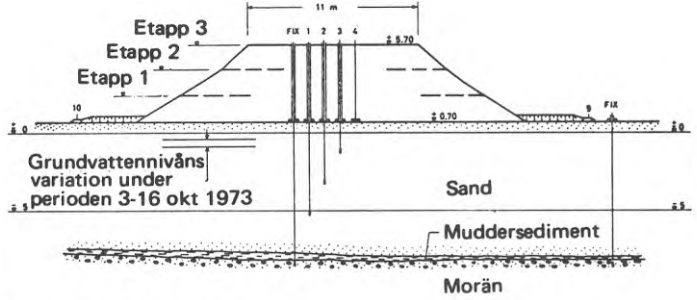


FIG. 5 Mätssystem. Tvärsnitt.

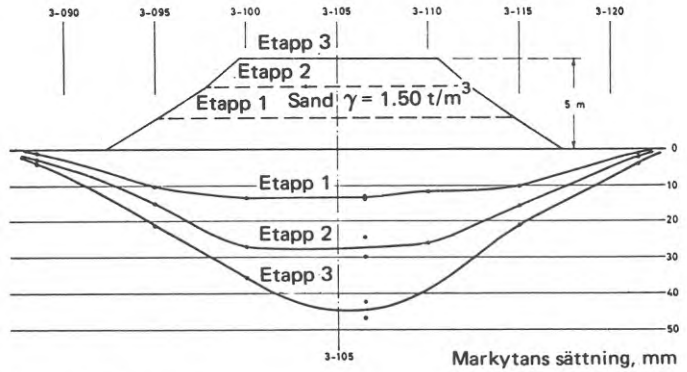


FIG. 6 Markytans sättning.

### Kommentar

Sammanfattningsvis kan konstateras att alla tre beräkningsmetoderna ger en god uppfattning om sättningarnas storlek. Vid projektering av en fyllning av denna typ är det av naturliga skäl omöjligt att i förväg utföra trycksöndering eller pressiometermätning. Det är därför särskilt glädjande att sättningen med relativt god noggrannhet har kunnat förutsägas med ledning av ödometerförsök.

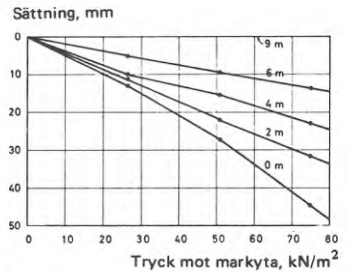


FIG. 7 Sättning på olika djup under centrum av den belastade ytan som funktion av tryck mot markytan.

# Test loading of a hydraulic sand fill

Lars B Lagging & Sture Eresund

## National Swedish Building Research Summaries

R46:1974

A coke plant is being constructed at Börstskäret in Luleå. As a complement to the plant, a port area is also being built for the unloading and the storage of coal. The port area, which will consist of a quay, an embankment out to the quay, and a coal storage area, is being constructed within a previous water area. The coal storage area, the approach embankment and area behind the quay will be built up from a firm bottom of moraine by hydraulic filling of sand. This filling method is comparatively common in different parts of the world. However, there is remarkably little information in literature on the deformation properties of this type of fill. It was therefore decided to carry out some test loading in order to be able to predict the settlements for the project in question more precisely and to contribute to an increased knowledge of deformation properties of hydraulically filled sand. The test loading was carried out within the first part of the coal storage area finished.

### Soil investigations

The hydraulically filled sand is uniform, having an average grain size of 0.3 mm. The grain size distribution varies within remarkably narrow limits, FIG 1.

Prior to test loading, weight soundings, penetrometer tests, and pressuremeter tests were performed, the results of which are shown in FIG 2, 3 and 4. As can be seen from these figures, the hydraulically filled sand has a thickness of 9 m within the test area. There is a weak layer immediately above the moraine stratum. It is very likely that the weak layer was deposited after dredging.

### Test loading

The hydraulic fill was test loaded by sand that was spread by an excavator

over an area of 25.25 m in 3 stages up to a total height of 5 m with 11 m width at the top (FIG 5).

The settlement of the surface was recorded at 8 points. The settlement at different depths below the centre of the loaded area was recorded at 6 points using settlement gauges that were developed by AB Borros. The gauges consist of 0.30 m long tip attached to 22 mm sounding rods that are surrounded by a ductile plastic pipe. The plastic pipe was protected by a casing during the installation of the gauges.

### Settlements

The settlement was recorded after each loading stage. Most of it occurred instantly when the loading took place. The time-dependent settlement was insignificant, the measuring accuracy being  $\pm 1$  mm. The test load will remain until the spring of 1974, thus allowing a check of the time rate of the settlement.

The surface settlement is shown in FIG. 6. The settlement after each stage is practically symmetrical around the centre of the load. It indicates that the variations which were recorded during the soundings and during the pressuremeter tests are only local. The settlement after stage 3 was 45 mm at the centre of the test load and 13–15 mm at the bottom of the slopes.

The settlement at different depths under the centre of the test load versus the pressure on the surface is shown at FIG. 7. The settlement increases almost linearly from the surface of the moraine to the ground surface, a fact which is somewhat surprising. The results of the pressure-meter tests give us reason to expect the sand at a depth of 0–2 m to contribute most to the settlement while the weight-soundings and the penetrometer tests indicate the sand at a depth of 2–4 m to be most vulnerable to settlements.

### Key words:

sand fill, test loading (sand), deformation properties (sand), calculation method (settlement)

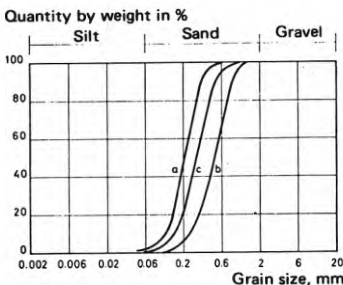


FIG. 1 Grain size distribution for the hydraulically filled sand, a and b boundary curves, c sand tested in the laboratory:

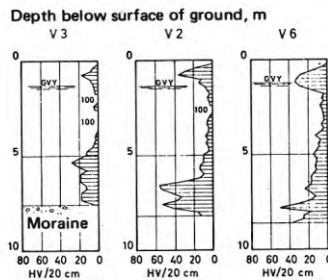


FIG. 2 Results of weight sounding. V3, V2 and V6 represent boreholes with minimum, average and maximum resistance.

Report R46:1974 refers to Grant 730387-5 from the Swedish Council for Building Research to Orrje & Co – Scandiaconsult AB.

UDC 624.135  
624.131.53  
SFB (19)  
ISBN 91-540-2329-7

### Summary of:

Lagging, L B & Eresund, S, 1974, *Provbelastning av sandfyllning*. Test loading of a hydraulic sand fill. (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Report R 46: 1974, 40 p., ill. Sw Kr 14.

The report is in Swedish with Swedish and English summaries.

### Distribution:

Svensk Byggtjänst  
Box 1403,  
S-111 84 Stockholm Sweden

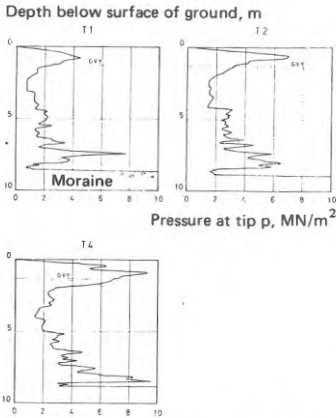


FIG. 3 Results of penetrometer tests. T1, T2 and T4 represent boreholes with minimum, average and maximum resistance.

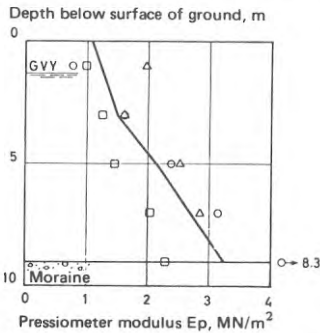


FIG. 4 Pressuremeter modules (average values connected).  
 ○ P 1, △ P 2, □ P 3.

The settlement under the centre of the test load after full loading has been calculated by 3 methods. *Method 1* is based on the results of the oedometer tests. The density of the fill has been assumed to be between two limit values that have been obtained in the laboratory by performing density tests. *Method 2* is based on the results of the penetrometer tests. The method has been developed by Buisman-de Beer. Settlement observations at about 50 bridges in Belgium have shown that the calculated settlement can be used as an upper limit and that it is on average twice as large as the measured settlement. *Method 3* is based on the pressure-meter tests and it has been developed by Ménard.

The result of the settlement calculations is as follows

	Settlement, mm
Observed	45
Calculated;	
Method 1, oedometer test	23–54
Method 2, penetrometer test	95
Method 3, pressuremeter test	63

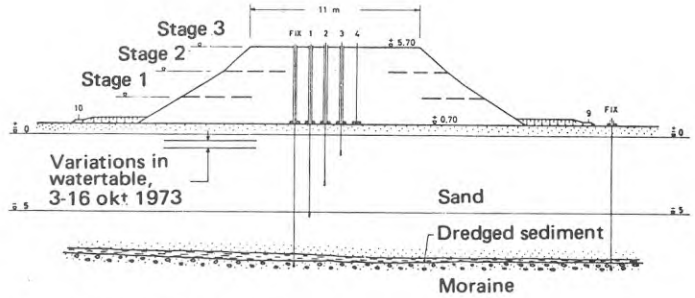


FIG. 5 Instrumentation. Cross section.

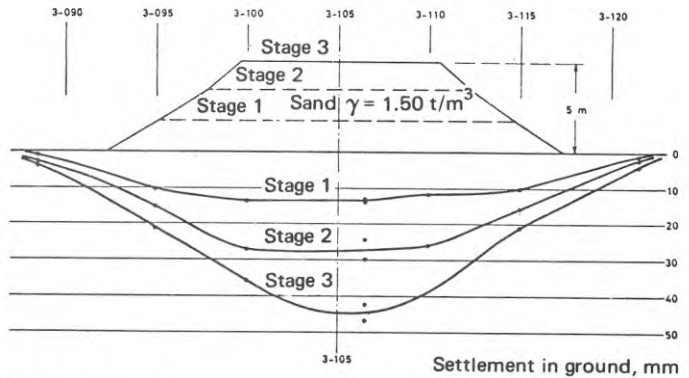


FIG. 6 Surface settlement.

### Remarks

Summarily, it can be pointed out that all three methods of calculation give a good estimation of the size of the settlement. Naturally, it is not possible to perform penetration tests and pressure-meter tests in advance when planning a hydraulic fill. Therefore, it is especially satisfactory that the settlement can be predicted with relatively good accuracy on the basis of oedometer tests.

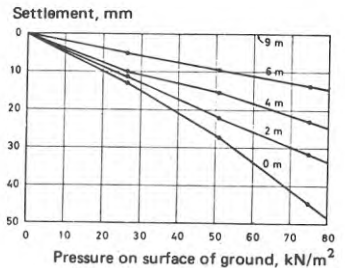


FIG. 7 Settlements at different depths under centre of loaded area versus pressure on surface.

Rapport R46:1974

PROVBELASTNING AV SANDFYLLNING

TEST LOADING OF A HYDRAULIC SAND FILL

av Lars B Lagging & Sture Eresund

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 730387-5 från  
Statens råd för byggnadsforskning till Ingenjörfirman Orrje  
& Co - Scandiaconsult AB.

Statens institut för byggnadsforskning, Stockholm

ISBN 91-540-2329-7

Rotobekman AB, Stockholm 1974



## INNEHÅLL

	<u>Sid</u>
FÖRORD	4
BETECKNINGAR	5
1        ORIENTERING	6
2        SANDFYLNING	6
3        PROVBELASTNINGENS SYFTE	9
4        GEOTEKNISKA UNDERSÖKNINGAR	9
4.1      Laboratorieundersökningar	11
4.1.1    Densitet	11
4.1.2    Deformationsegenskaper	13
4.1.3    Hållfasthetsegenskaper	15
4.2      Fältundersökningar	17
4.2.1    Viktsondering	17
4.2.2    Trycksondering	19
4.2.3    Pressiometermätning	23
5        PROVBELASTNING	23
5.1      Mätssystem	26
5.2      Uppmätta sättningar	29
5.3      Beräknade sättningar	31
5.3.1    Metod 1. Baserad på ödometerförsök	31
5.3.2    Metod 2. Baserad på trycksondering	31
5.3.3    Metod 3. Baserad på pressiometermätning	33
6        SLUTORD	35
REFERENSER	36

## FÖRORD

Utöver genom anslag från Statens Råd för Byggnadsforskning har denna provbelastning möjliggjorts genom ekonomiskt bidrag från Luleå Hamm, vars projektledare, ing Sture Karlsson, även tagit aktiv del i planläggningen och genomförandet av provbelastningen. Dessutom har AB Borros ställt personal till förfogande för utförande av trycksonderingen, medan pressiometermätningarna utförts av Jacobson & Widmark AB.

Författarna

## BETECKNINGAR

$E_d$	elasticitetsmodul vid deviatoriskt spänningstillstånd
$E_i$	elasticitetsmodul vid isotropt spänningstillstånd
$E_p$	pressiometermodul
$M = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$	Kompressionsmodul
$V$	volym
$e$	portal
$m$	kompressionsmodultal
$n$	porositet
$p$	spetstryck vid trycksondering
$\beta$	spänningsexponent
$\varepsilon, \varepsilon_1$	relativ deformation
$v$	kontraktionstal
$\gamma$	densitet
$\gamma_d$	torrdensitet
$\gamma_s$	kompaktdensitet
$\sigma'_0$	effektivt vertikalltryck före belastning
$\sigma'$	effektivt vertikalltryck efter belastning
$\sigma_j$	jämförelsetryck
$\sigma_1, \sigma_3$	största resp. minsta huvudspänning vid triaxialprovning
$\phi_d$	inre friktionsvinkel vid dränerad triaxialprovning

## PROVBELASTNING AV SANDFYLNING

## 1 ORIENTERING

Vid Börstskäret i Luleå uppförs ett koksverk och i anslutning härtill utförs också en hamnanläggning för import av kol. Hamnanläggningen kommer att bestå av en cirka 370 m lång kaj, en tillfartsbank till kajen och ett cirka 220 m brett och 600 m långt kolupplag. Den blivande anläggningens utseende framgår av FIG 1.

Hamnanläggningen uppförs i regi av Luleå Hamn med Ingenjörsfirman Orrje & Co - Scandiaconsult AB som projektör och med BPA som huvudentreprenör. Den skall vara färdig år 1975.

Hamnanläggningen utförs i tidigare vattenområde, men i direkt anslutning till Börstskäret. Jordlagren närmast under havsbotten består av gyttja och lera, som bortmuddrats inom anläggningsområdet. Underliggande jordlager består av fast lagrad morän.

## 2 SANDFYLNING

Kolupplag, tillfartsbank och kajplan åstadkoms i huvudsak genom utfyllning av sand. Sandfyllningen påbörjades sommaren 1973 och den kommer att avslutas under år 1974. Fyllningsmaterialet hämtas i huvudsak från en sidotäkt, som innehåller sand som uppsolades i samband med en farledsmuddring för ca 10 år sedan. Utfyllningen sker genom att en viss del av den djupare liggande sanden utfylls med bottentömd präm. Den ovanförliggande sanden pumpas ut genom rör, som är försedda med spridare vars utseende framgår av FIG 2. Vid utpumpningen är volymförhållandet sand till vatten enligt uppgift ungefär 1:5 à 1:7.

Inom kolupplaget kommer sandfyllningens tjocklek att variera mellan 2 och 11 m. Fyllningen kommer att belastas med cirka

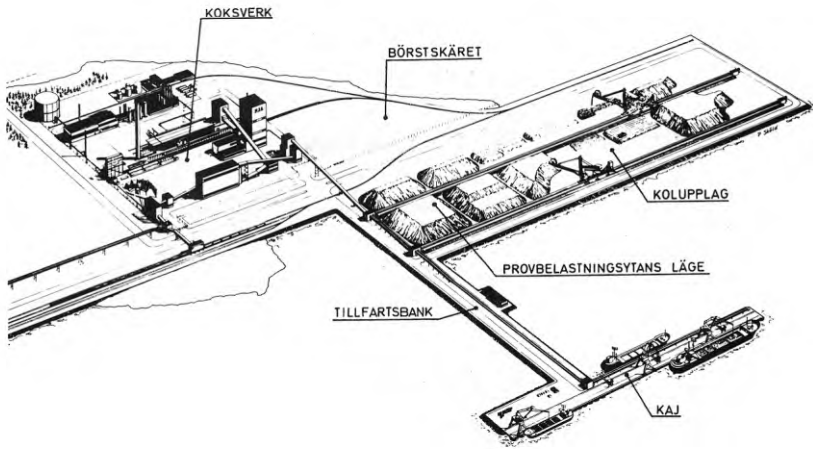


FIG. 1. Blivande koksverk och hamnanläggning.

Future coke plant and port area.



Fig. 2. Spridare vid pumphedningens mynning.

Nozzle at the head of the discharge pipe.

## PASSERANDE VIKTSMÄNGD %

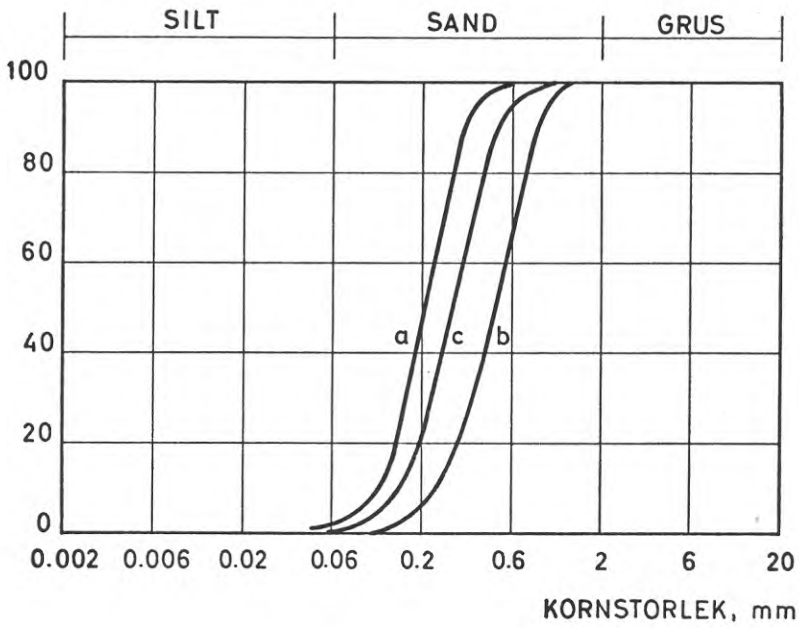


FIG. 3 Kornstorleksfördelning för den inspolade sanden, a och b gränskurvor, c sand provad i laboratorium.

Grain size distribution for the hydraulically filled sand, a and b boundary curves, c sand tested in the laboratory.

17 m höga och 40 à 45 m breda kolsträngar mellan vilka det kommer att finnas spårgående kranar för in- och utlastning av kol. Kranarnas egenvikt kommer att uppgå till ca 200 ton.

### 3 PROVBELASTNINGENS SYFTE

Hydraulisk utfyllning av sand är en ganska vanlig fyllningsmetod inom olika delar av världen. Det finns dock förhållandevis litet dokumenterat beträffande sättningarna hos sådana fyllningar, vilket bl a framgår av en sammanställning som gjorts av Whitman (1970). Till viss del kan bristen på mätresultat förklaras av att sandfyllningar i många fall utspolats över kompressibla jordlager. I sådana fall blir sättningen i sanden relativt ointressant i förhållande till sättningen i de underliggande, mer sättningsbenägna jordlagren.

Vid den aktuella utfyllningen i Luleå hade sidotagsmassorna en förhållandevis jämn kvalitet och de skulle fyllas ut på fasta jordlager. Dessa båda omständigheter erbjöd ett mycket lämpligt tillfälle att genom provbelastning studera en hydraulisk sandfyllnings deformationsegenskaper. Med hänsyn till de blivande höga belastningarna var det också önskvärt att göra en provbelastning för att med större precision kunna förutsäga sättningarna för det aktuella projektet.

### 4 GEOTEKNISKA UNDERSÖKNINGAR

Den inspolade sanden är förhållandevis fri från finmaterial och inom provbelastningsområdet varierar kornstorleksfördelningen, FIG 3, mellan relativt snäva gränser. Till viss del kan det bero på att sidotagsmassorna i det aktuella fallet är anmärkningsvärt fria från finmaterial genom att de utspolats vid tidigare muddring. Som regel blir dock hydrauliskt inspolad sand relativt ren genom att mycket av den finjord som pumpas in i sandsugaren eller pråmen förblir svävande i vattnet och rinner bort i takt med att lastrummet fylls med sand.

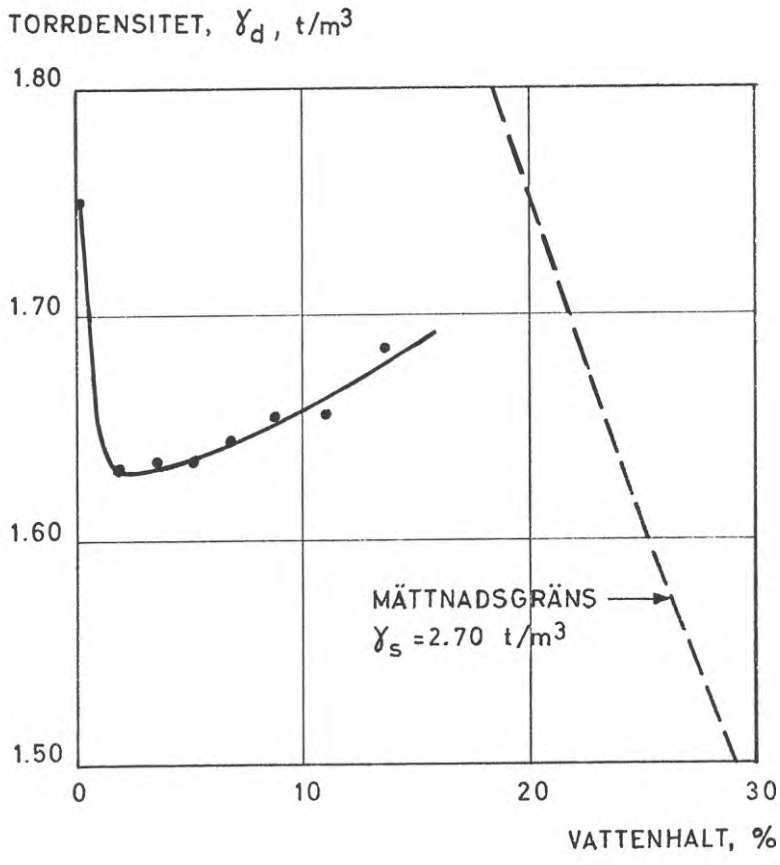


FIG. 4. Packningskurva. Modifierad Proctor.

Compaction curve. Modified Proctor.



#### 4.1 Laboratorieundersökningar

Innan fyllningsarbetet påbörjades utfördes laboratorieundersökningar på material från sidotäkten, FIG 3 kurva c.

##### 4.1.1 Densitet

För att ge anvisning om lämpliga lagringstätheter vid laboratorieprovningarna gjordes först bestämningar av sandens lösaste och fastaste lagring. Lös utfyllning av torr sand gav  $\gamma_d = 1,39 \text{ t/m}^3$ . Vid vibrering av en cylinder med torr sand enligt en metod som rekommenderats av The Bureau of Reclamation erhöles  $\gamma_d = 1,71 \text{ t/m}^3$ . Modifierad proctorpackning gav högst torrdensitet,  $\gamma_d = 1,75 \text{ t/m}^3$ , vid packning av torr sand, FIG 4.

Torrdensitet  $\gamma_d$ , porositet  $n$  och portal  $e$  vid lösaste och fastaste lagring enligt ovan är:

Lagring	$\gamma_d$ ( $\text{t/m}^3$ )	$n$	$e$
lösaste	1,39	0,484	0,949
fastaste	1,75	0,351	0,540

För att få en uppfattning om den lagringstäthet, som kunde förväntas och för att studera uppbyggnaden av en fyllning under vatten genom inpumpning av sand blandad med vatten gjordes ett modellförsök i en bassäng med 0,40 m vattendjup, FIG 5. Blandningsförhållandet var en fast volymdel sand till 5 volymdelar vatten. Utströmningshastigheten var 1,1 m/s och röret med diametern 13 mm mynnade 0,1 m ovanför vattenytan.

Under fyllningens första skede observerades att den "tunga" strålen dök ända ned till botten, böjde av och avsatte sanden efter radiell bottentransport. Därefter byggdes fyllningen upp som en kon med en krater i mitten. Sanden avsattes hela tiden efter radiell transport utmed fyllningens yta.

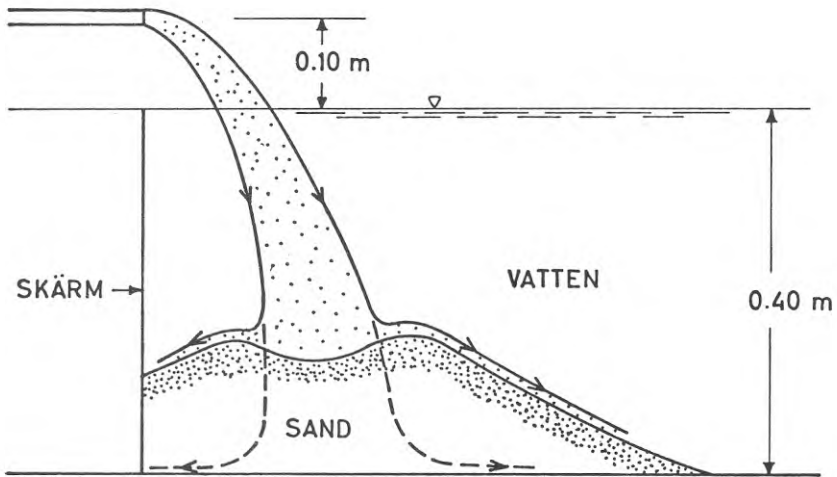


FIG. 5. Modelförsök som visar uppbyggnaden av en inspolad sandfyllning under vatten.

Experiment showing the forming of a hydraulic fill under water.

Fyllningen byggdes upp till 0,15 m höjd. Med hjälp av en cylindervolymeter (diameter 260 mm, vägg tjocklek 1,5 mm), som trycktes ned till botten i fyllningens centrum, uppmättes en torrdensitet av  $1,55 \text{ t/m}^3$ , motsvarande ett portal  $e = 0,735$  och en porositet  $n = 0,424$ . Densiteten i fyllningens periferi kan antas vara något lägre.

Efter vertikal sedimentering i ett 1,5 m långt plexiglasrör med diametern 50 mm uppmättes en torrdensitet av  $1,45 \text{ t/m}^3$ , motsvarande ett portal  $e = 0,855$  och en porositet  $n = 0,461$ .

I samband med anskaffande av sand till laboratorieprovningarna gjordes tre bestämningar av sandens densitet i sidotäkten 0,5 m under markytan. Bestämningen gjordes med sandvolymeter och torrdensiteten uppmättes till 1,42, 1,47 och  $1,57 \text{ t/m}^3$ .

#### 4.1.2 Deformationsegenskaper

Kompressionsförsök gjordes i en ödometer med diametern = höjden = 83 mm. Friktionen mellan sanden och den omgivande ringen mättes separat. Försök gjordes på sand med torrdensiteten 1,46, 1,52 och  $1,65 \text{ t/m}^3$ . Vertikaltrycket ökades stegvis. Sambandet mellan vertikaltryck  $\sigma'$  och kompression  $\epsilon$  för de tre försöken visas i FIG 6.

Kompressionsmodulens tryckberoende kan beskrivas med det generella sambandet:

$$M = m \sigma_j \left( \frac{\sigma'}{\sigma_j} \right)^{1-\beta} \quad (1)$$

där  $m$  = kompressionsmodultal

$\beta$  = spänningsexponent

$\sigma_j$  = jämförelsetryck

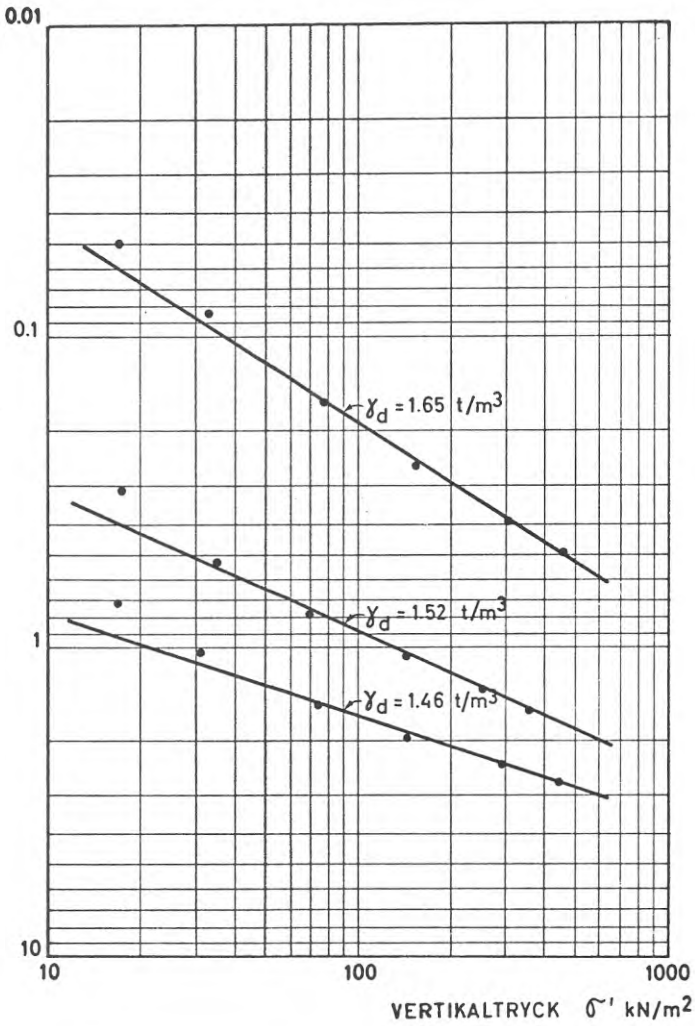
KOMPRESION  $\varepsilon$ , %

FIG. 6. Resultat av ödometerförsök.

Results of oedometer tests.

Med  $\sigma_j$  valt till  $100 \text{ kN/m}^2$  fås för de tre försöken följande värden på  $m$  och  $\beta$ :

$\gamma_d$ ( $\text{t/m}^3$ )	$e$	$m$	$\beta$
1,46	0,843	179	0,33
1,52	0,770	247	0,45
1,65	0,628	823	0,64

Med ledning av dessa värden kan  $m$  och  $\beta$  vid andra lagringstätheter beräknas. Approximativt fås

$$m = 65 e^{-5,3} \quad (2)$$

$$\beta = 1,55 - 1,44 e \quad (3)$$

För lösaste och fastaste lagring ger detta följande uttryck på kompressionsmodulen:

$$\text{Lösaste lagring} \quad M = 90 \sigma_j \left( \frac{\sigma'_j}{\sigma_j} \right)^{0,80} \quad (4)$$

$$\text{Fastaste lagring} \quad M = 1650 \sigma_j \left( \frac{\sigma'_j}{\sigma_j} \right)^{0,23} \quad (5)$$

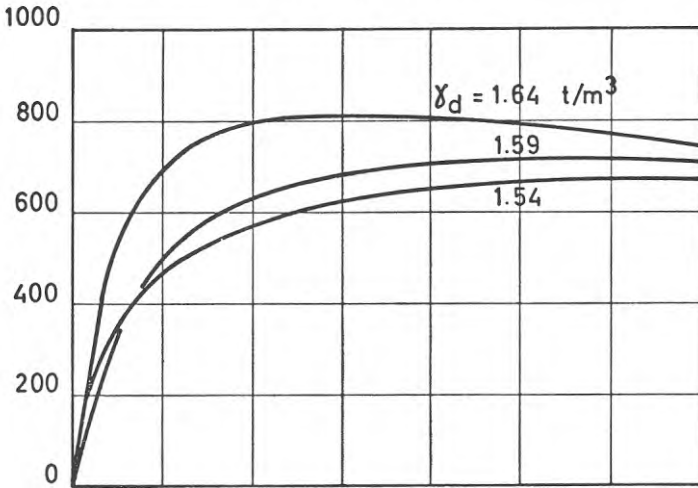
Vid vertikaltrycket  $100 \text{ kN/m}^2$  kan således  $M$  beroende på sandens lagringstäthet variera mellan 9 och  $165 \text{ MN/m}^2$ .

Den tidsberoende kompressionen i ödometern var obetydlig jämfört med den som inträffade momentant vid tryckökning.

#### 4.1.3 Hållfasthetsegenskaper

Sandens hållfasthetsegenskaper undersöktes genom dränerade triaxialförsök på vattenmättade prover med diametern 50 mm och höjden 100 mm. Celltrycket vid försöken hölls konstant vid  $250 \text{ kN/m}^2$ . Den axiella deformationen ökades med en jämn hastighet av 0,25 procent per minut. För att undersöka inverkan av separering gjordes försök, dels på sand med naturlig kornfördelning, kurva c i FIG 3, dels på sand där korn större än 0,25 mm siktats bort.

DEVIATORSPÄNNING  $\sigma_1 - \sigma_3$ , kN/m<sup>2</sup>



VOLYMÄNDRING  $\frac{\Delta V}{V}$ , %

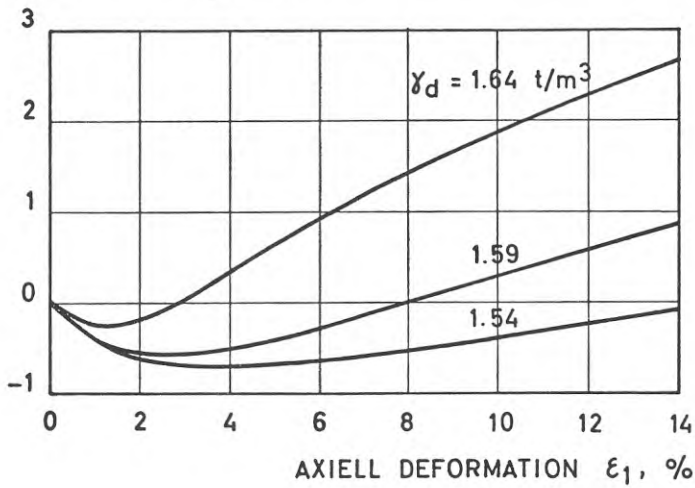


FIG. 7. Resultat av dränerade triaxialförsök. Celltryck  $\sigma_3 = 250$  kN/m<sup>2</sup>.

Results of drained triaxial tests. Cell pressure  $\sigma_3 = 250$  kN/m<sup>2</sup>.

Sandens friktionsvinkel  $\phi_d$  för de olika försöken har beräknats ur sambandet:

$$\sin \phi_d = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}}{\sigma_1 + \sigma_3} \quad (6)$$

varvid erhålles:

<u>Sand med naturlig kornfördelning</u>		<u>Sand där korn större än 0,25 mm siktats bort</u>	
$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$\phi_d$	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$\phi_d$
1,54	35,2°	1,54	34,6°
1,59	36,2°	1,58	35,2°
1,64	38,4°	1,66	40,6°

Som synes är friktionsvinkeln vid given torrdensitet  $\gamma_d$ , praktiskt taget lika för de båda försöksserierna.

I FIG 7 visas arbetskurvorna för försöken på sand med naturlig kornfördelning. Av figuren framgår att deviatorspänningen ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) når sitt maximum vid en axiell deformation, som varierar mellan 6 och 12% och att plasticering sker under samtidig volymökning (dilatans). Dilatansen ökar med ökande lagringstäthet. Man ser också att sambandet mellan deviatorspänning och axiell deformation är praktiskt taget rätlinjigt till 0,5 å 1% axiell deformation. Den i anspråk tagna friktionsvinkeln vid 1% deformation varierar mellan 24° och 31°.

#### 4.2 Fältundersökningar

Före provbelastningen gjordes viktsondering, trycksondering samt pressiometermätning, FIG 8. Det i FIG 8 markerade utsättningsystemet, 3-080, 3-100 osv, resp 500, 520, 540, hänför sig till det system som använts vid tidigare fältundersökningar.

##### 4.2.1 Viktsondering

Viktsonderingen gjordes för att lokalisera ett lämpligt område

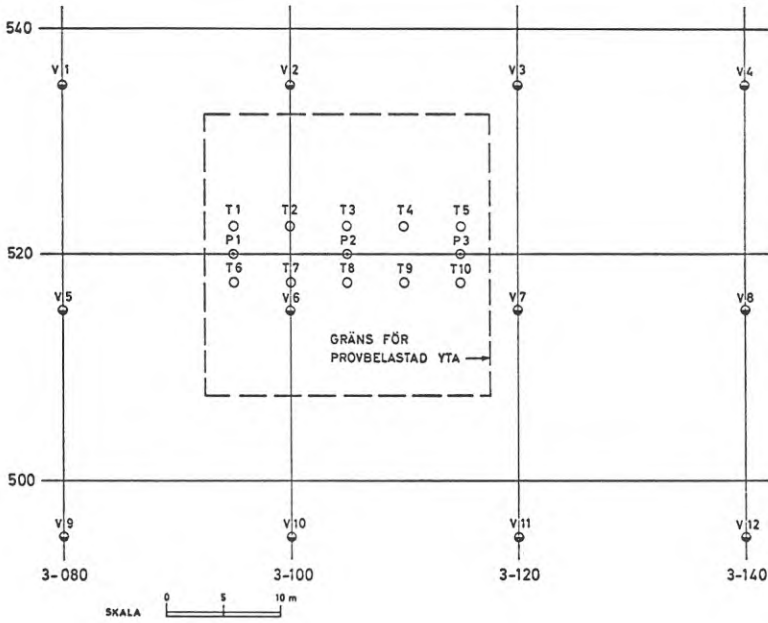


FIG. 8. Plan över fältundersökning.

- Viktsondering
- Trycksondering
- ⊙ Pressiometermätning

Plan of site investigation

- Weight sounding
- Penetrometer test
- ⊙ Pressiometer test



för provbelastning. Inom det valda området var markytan horisontell och hade ungefär nivån +0,7. Sandens mäktighet varierade mellan 8,3 och 9,0 m.

Viktsonderingsmotståndet i fyllningen varierade oregelbundet från hål till hål, FIG 9. I flera hål erhöles sjunkning för 100 kg belastning på djup varierande mellan 1,5 och 4,0 m. I vissa zoner ovan grundvattenytan och på 7 - 8 m djup erfordrades upp till 60 halvvarv för 20 cm sjunkning. Närmast ovan moränen påträffades ett löst lager som antas bestå av jordmaterial, som vid muddringen slammats upp i vattnet och därefter sedimenterat.

Efter val av område för provbelastningen packades ytan genom 5 överfarter med en 3 tons vibrationsvält. Djupverkan antas begränsad till cirka 1 m.

#### 4.2.2 Trycksondering

Trycksondering i 10 hål med 5 m avstånd gjordes med sond typ Borros. Den har samma typ av spets som den holländska sonden,  $d \ v \ s$  area  $10 \text{ cm}^2$ , spetsvinkel  $60^\circ$ . Spetstrycket mäts med hjälp av trådtöjningsgivare och registreras kontinuerligt av en skrivare som funktion av djupet. Sonden kalibreras före sondering genom att spetsen trycks mot en hydraulisk kraftdosa. Sonden drivs ned med en vevdromkraft i etapper om ca 1,0 m. I det aktuella fallet varierade neddrivningshastigheten mellan 0,8 och 1,2 m per minut.

Spetstryckets variation med djupet ger en detaljerad bild av fyllningens uppbyggnad, FIG 10. Från markytan växer spetstrycket från 0 till 4 - 10  $\text{MN/m}^2$  på 1 m djup, sjunker därefter till värden så låga som 0,8 - 1,5  $\text{MN/m}^2$  på 2 till 4 m djup och ökar sedan oregelbundet till 5 - 10  $\text{MN/m}^2$  på 7 à 8 m djup. I samtliga hål har närmast moränytan registrerats ett löst lager, sannolikt muddersediment, med spetstryck varierande mellan 0,7 och 3  $\text{MN/m}^2$ . Lagrets tjocklek varierar mellan 0,1 och 0,5 m.

## DJUP UNDER MARKYTA, m

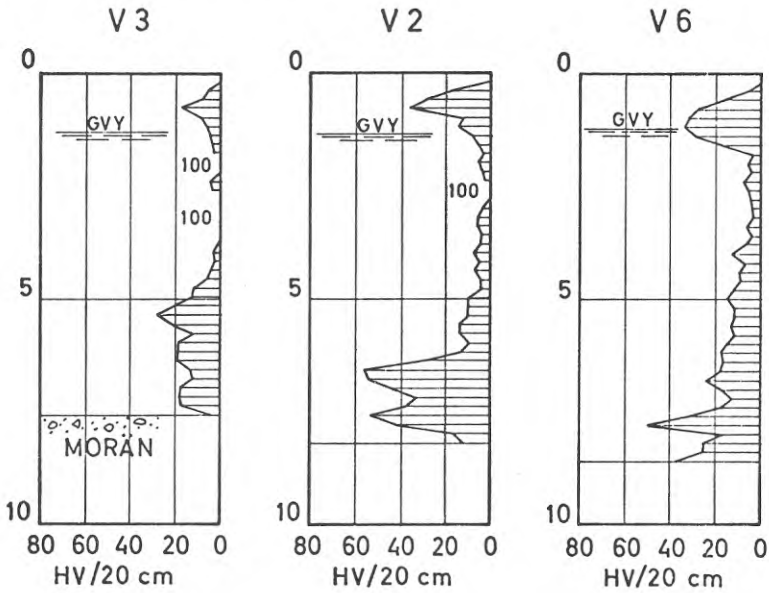


FIG. 9. Resultat av viktsöndering.  
 V3, V2 och V6 representerar borrhål med minimum-,  
 medel- och maximalmotstånd.

Results of weight sounding.  
 V3, V2 and V6 represent boreholes with minimum,  
 average and maximum resistance.

DJUP UNDER MARKYTA, m

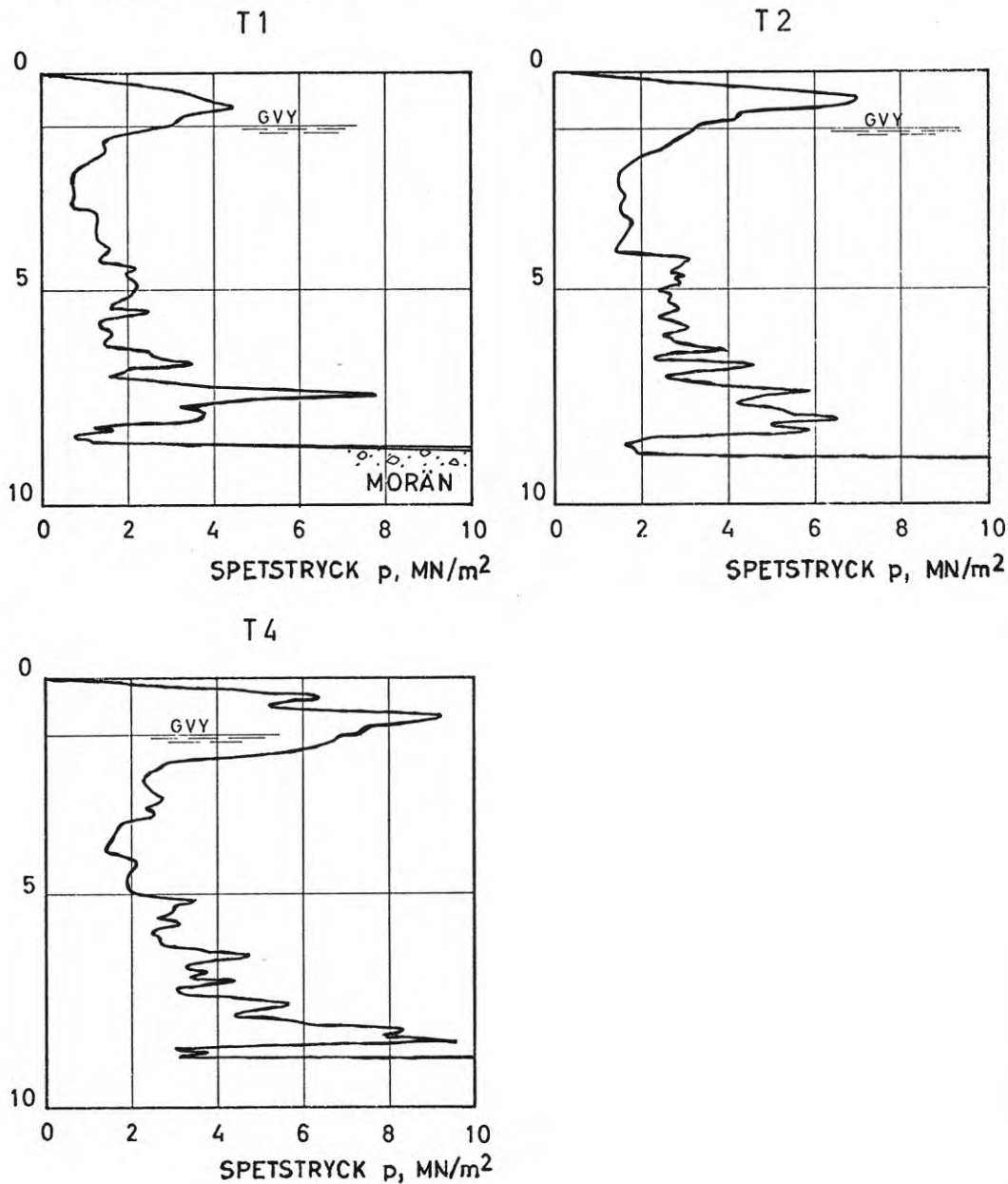


FIG. 10. Resultat av trycksondering.  
T1, T2 och T4 representerar borrhål med minimum-,  
medel- och maximalmotstånd.

Results of penetrometer tests.  
T1, T2 and T4 represent boreholes with minimum,  
average and maximum resistance.

DJUP UNDER MARKYTA, m

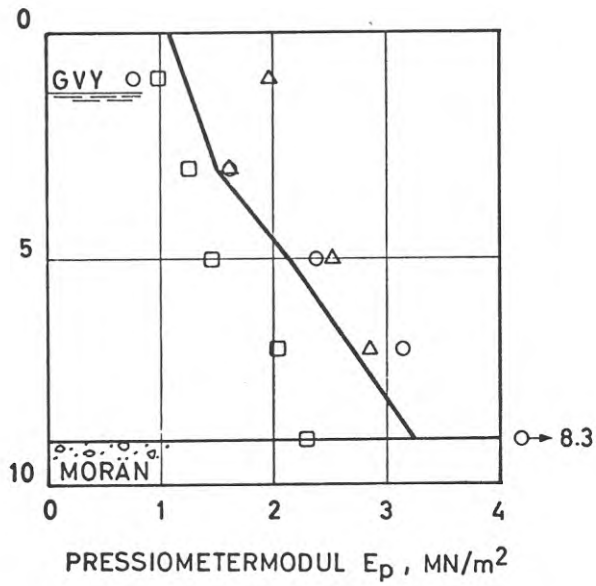


FIG. 11. Pressiometermoduler (medelvärden sammanbundna).

P 1                      P 2                      P 3

Pressuremeter modules (average values connected).

P 1                      P 2                      P 3

Spetstrycket varierar oregelbundet från hål till hål. För att få en uppfattning om variationen har spetstryckets medelvärde för de olika hålen här sammanställts.

Hål	p medel MN/m <sup>2</sup>	Hål	p medel MN/m <sup>2</sup>
T1	2,13	T6	3,28
T2	3,01	T7	3,32
T3	2,86	T8	3,22
T4	3,80	T9	2,78
T5	3,50	T10	3,04

Medeltrycket varierar mellan 2,13 och 3,80 MN/m<sup>2</sup>, d v s med nära 100 procent.

#### 4.2.3 Pressiometermätning

Pressiometermätning har utförts i 3 hål. Håltagning åstadkoms med spadborr. För att stabilisera hålet och för att transportera upp den lossborrade sanden användes bentonitslam som pumpades ut genom ett hål i spadborrens spets. Pressiometermätning gjordes på djupen 1, 3, 5, 7 och 9 m under markytan.

Vid pressiometermätning expanderas en cylindrisk mätkropp, varvid sambandet mellan trycket mot hålets väggar och därav orsakad expansion mäts. Pressiometermodulen  $E_p$ , som beräknas ur detta samband motsvarar närmast jordens elasticitetsmodul vid deviatoriskt spänningstillstånd. Pressiometermodulen är ej konstant utan minskar normalt med ökande expansionstryck. Den har här beräknats för aktuell trycknivå, FIG 11. Som synes ökar pressiometermodulen från i medeltal 1,2 MN/m<sup>2</sup> på 1 m djup till 3,2 MN/m<sup>2</sup> på 9 m djup.

## 5 PROVBELASTNING

Provb belastningen utfördes inom det blivande kolupplaget, se FIG 2. Belastningen utgjordes av sand, som påfördes i 3 etapper till 5 m höjd och 11 m krönbredd, FIG 12, FIG 13 och FIG 14.

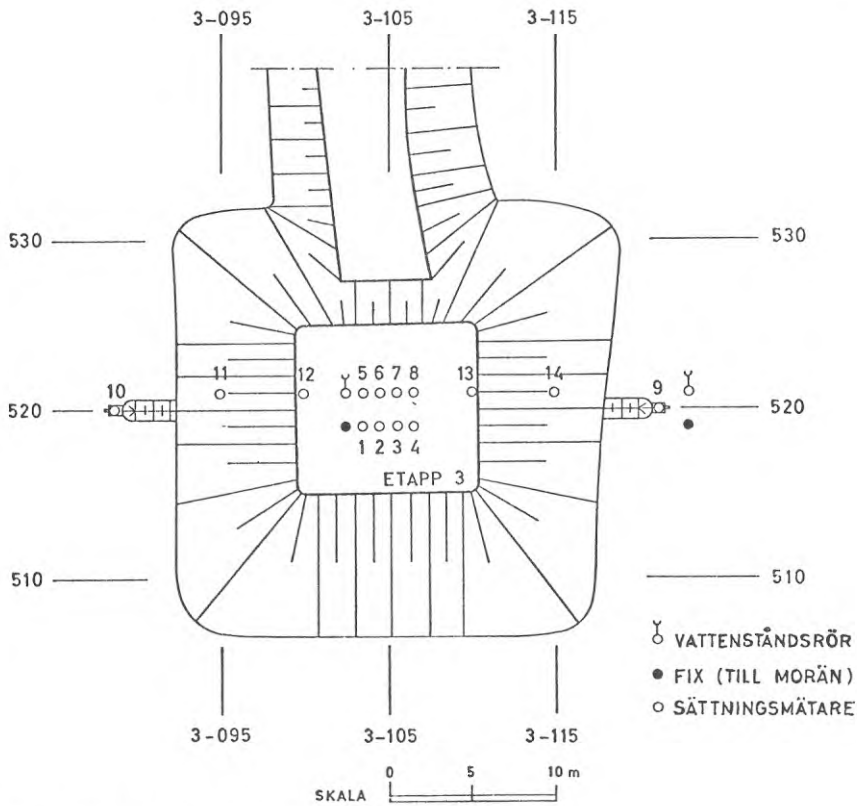


FIG. 12. Plan över mätsystem.

Plan of instrumentation.

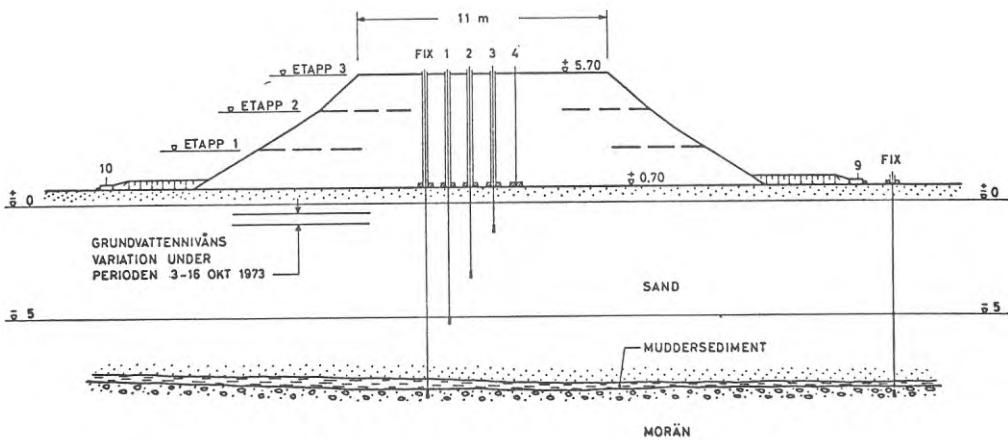


FIG. 13. Mätsystem. Tvärsektion.

Instrumentation. Cross section.



FIG. 14. Pålastning. Etapp I.

Loading. Stage I.

Sandens densitet, som uppmättes med sandvolymeter i 18 punkter, varierade mellan 1,42 och 1,63 t/m<sup>3</sup> - medelvärde 1,50 t/m<sup>3</sup>.

### 5.1 Mätsystem

Markytans sättning, relativt fixar nedslagna till moränen, mättes i sammanlagt 8 punkter, FIG 12 och FIG 13. I punkterna 9 och 10 avvägdes dubbar i betongplattor gjutna mot markytan och i punkterna 4, 8, 11, 12, 13 och 14 avvägdes topparna på 22 mm sondstänger förankrade i betongplattor gjutna mot markytan. Stängerna skarvades på före varje fyllningsetapp. För att förhindra påhängskrafter omgavs stängerna med veckad plastslang.

Sättningen på olika djup under centrum av den belastade ytan mättes i 6 punkter med en typ av sättningsmätare som utvecklats av AB Borros, FIG 15. Den består av en 0,30 m lång mätspets kopplad till 22 mm sondstänger omgivna av veckad plastslang. Vid neddrivning skyddas plastslangen av ett foderrör, som ansluter till mätspetsen.

Sättningsmätare placerades i följande punkter:

Punkt	Djup (m)
3 och 7	2
2 och 6	4
1 och 5	6

I det aktuella fallet slogs mätarna ned med hejarborrtröstning och foderröret drogs upp med hydrauldomkraft. Sättningen mättes genom avvägning av topparna på sondstängerna. Ovanför markytan skyddades stängerna av foderrör förankrade i betongplattor, som gjöts mot markytan. Stänger och foderrör skarvades på före varje fyllningsetapp.

Avsikten var att dessutom följa markytans sättning i linje 520, d v s mellan punkterna 9 och 10 med Borros slang-sättningsmätare. Upprepade mätningar visade emellertid att mätnoggrannheten var otillräcklig, ca  $\pm$  20 mm.



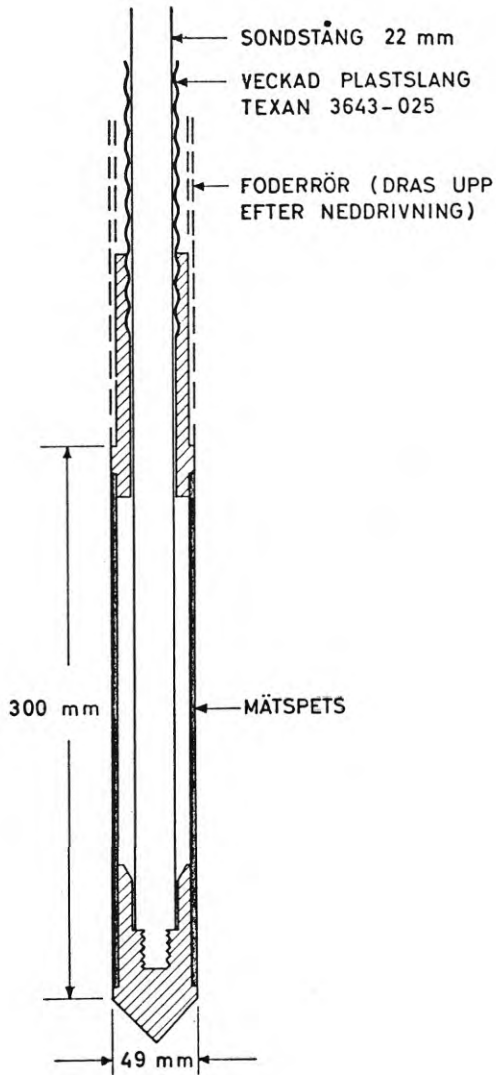


FIG. 15. Sättningsmätare.

Settlement gauge.

FYLLNINGSHÖJD, m

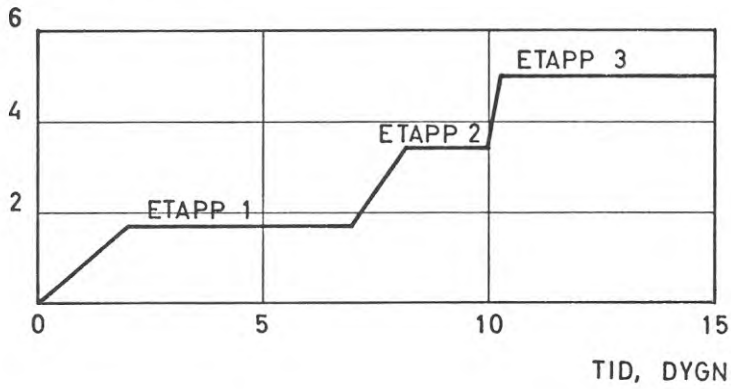


FIG. 16. Pålastningsförlopp.

Loading rate.

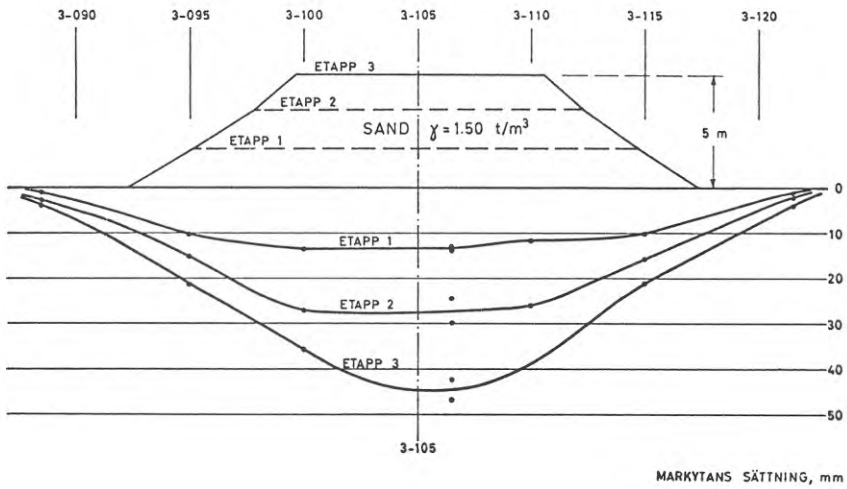


FIG. 17. Markytans sättning.

Surface settlement.

## 5.2 Uppmätta sättningar

Belastningen fördes på i 3 etapper under en period av 10 dygn, FIG 16. Efter varje etapp mättes sättningen en gång om dagen. Större delen av sättningen inträffade momentant i samband med lastökning. Den tidsberoende sättningen var obetydlig och låg inom mätnoggrannheten  $\pm 1$  mm. Det lösa lagret mellan sanden och moränen tycks inte ha gett upphov till några påtagliga sättningar under den redovisade mätperioden, som avslutades 5 dygn efter det att etapp 3 påförts. Avsikten är dock att låta belastningen kvarligga till våren 1974, vilket kommer att medge en uppföljning av sättningens tidsförlopp.

Markytans sättning längs linje 520 visas i FIG 17. Sättningen efter varje etapp är praktiskt taget symmetrisk kring centrum, vilket tyder på att de variationer som konstaterats från hål till hål vid vikt- och trycksonderingen respektive vid pressiometermätningen är av lokal natur. Sättningen efter etapp 3 är 45 mm i centrum och 13 - 15 mm vid släntfot.

Sättningen på olika djup under centrum som funktion av trycket mot markytan visas i FIG 18. Markytans sättning ökar snabbare än linjärt på grund av snabbt ökande deformationer i sanden från 0 till 2 m djup. Orsaken kan vara att de förbelastningstryck, som erhållits vid ytpackningen successivt överskridits.

Vid givet tryck mot markytan ökar sättningen praktiskt taget linjärt från moränytan på ca 9 m djup till markytan. Detta är något överraskande. Resultatet från pressiometermätningarna ger anledning att vänta störst sättningsbidrag från 0 - 2 m djup. Resultatet av vikt- och trycksonderingarna indikerar att sanden är fastare lagrad ovan grundvattenytan än omedelbart under densamma. I synnerhet vikt- och trycksonderingarna verkar ej ge en korrekt bild av deformationsegenskapernas variation med djupet.

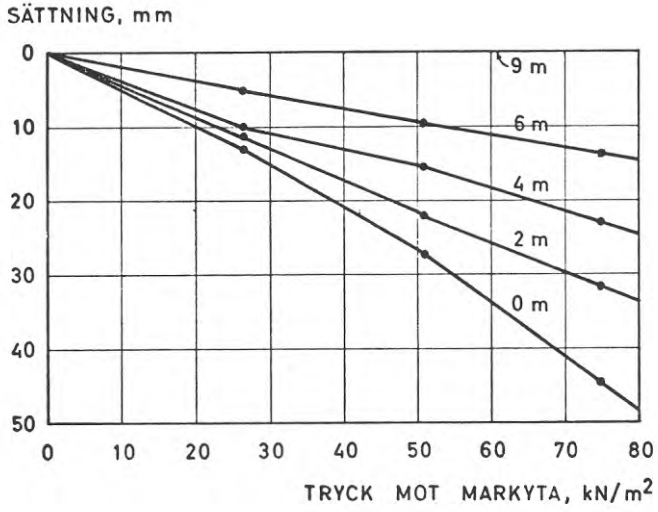


Fig. 18. Sättning på olika djup under centrum av den belastade ytan som funktion av tryck mot markytan.

Settlements at different depths under centre of loaded area versus pressure on surface.

### 5.3 Beräknade sättningar

Här redovisas 3 metoder för beräkning av sättningen under belastningsytans centrum efter det full pålastning skett.

#### 5.3.1 Metod 1. Baserad på ödometerförsök

Metoden baserar sig på resultat från ödometerförsök. Den vertikala kompressionen  $\epsilon$  på olika nivåer beräknas ur uttrycket

$$\epsilon = \frac{1}{m\beta} \left[ \left( \frac{\sigma'_j}{\sigma'_j} \right)^\beta - \left( \frac{\sigma'_0}{\sigma'_j} \right)^\beta \right] \quad (7)$$

där  $\sigma'_j$  = vertikaltryck efter belastning

$\sigma'_0$  = vertikaltryck före belastning

$\sigma_j$  = jämförelsetryck

$m$  = modultal

$\beta$  = spänningsexponent

Med ledning av de beskrivna modellförsöken kan fyllningens torrdensitet antas variera mellan 1,45 och 1,55 t/m<sup>3</sup>. Enligt utförda ödometerförsök motsvaras dessa värden av följande värden på modultal och spänningsexponent.

$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$m$	$\beta$
1,45	150	0,32
1,55	320	0,45

I FIG 19 visas hur vertikaltrycket beräknat enligt elasticitetsteorin och den ur ekvation 7 beräknade vertikala kompressionen varierar med djupet under markytan under belastningsytans centrum. De båda gränsvärdena för kompressionen motsvarar en sättning hos markytan av 23 respektive 54 mm.

#### 5.3.2 Metod 2. Baserad på trycksondering

Metoden baserar sig på resultat av trycksondering. Den har utvecklats av Buisman - De Beer och har använts i över 30 år.

DJUP UNDER MARKYTA, m

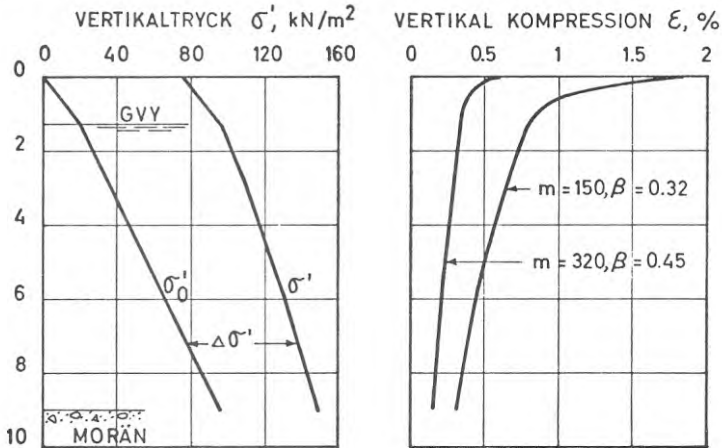


FIG. 19. Vertikaltryck  $\sigma'$  och vertikal kompression  $\epsilon$  under belastningsytans centrum, etapp 3. Beräkning baserad på resultat av ödometerförsök.

Vertical pressure  $\sigma'$  and vertical compression  $\epsilon$  under centre of loaded area, stage 3. Calculation based on results of oedometer tests.

DJUP UNDER MARKYTA, m

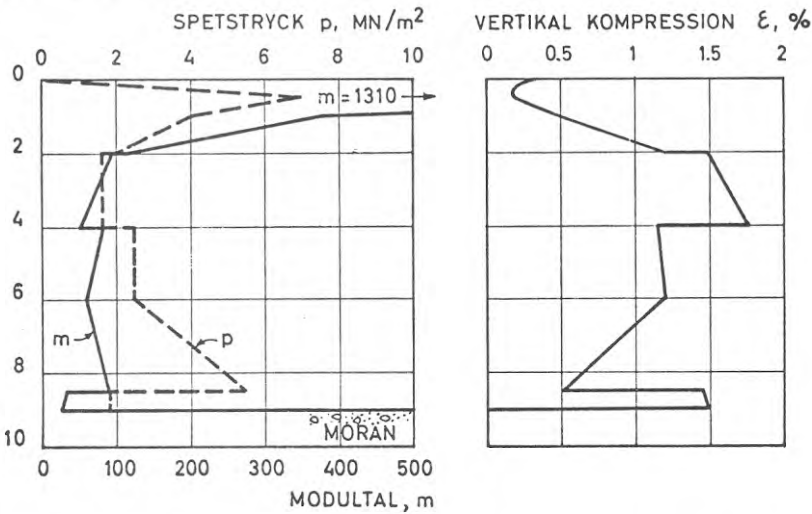


FIG. 20. Spetstryck  $p$  från hål T2, modultal  $m$  och vertikal kompression  $\epsilon$  under belastningsytans centrum, etapp 3. Beräkning enligt Buisman - De Beer.

Point resistance  $p$  from hole T2, modulus number  $m$  and vertical compression  $\epsilon$  under centre of loaded area, stage 3. Calculation according to Buisman - De Beer.

Sättningsmätningar på bl a ett femtiotal broar i Belgien har visat att den beräknade sättningen kan användas som en övre gräns och att den i medeltal är 2 ggr så stor som den uppmätta sättningen.

Den vertikala kompressionen beräknas ur uttrycket

$$\epsilon = \frac{1}{m} \ln \frac{\sigma'}{\sigma_0} \quad (8)$$

som innebär att kompressionsmodulen M antagits direkt proportionell mot vertikaltrycket, d v s

$$M = m \sigma' \quad (9)$$

Modultalet m beräknas ur uttrycket

$$m = 1,5 \frac{p}{\sigma_0} \quad (10)$$

Beräkningen har här utförts för hål T2, där spetstryckets medelvärde  $3,01 \text{ MN/m}^2$  ligger mycket nära medelvärdet för samtliga hål,  $3,09 \text{ MN/m}^2$ .

I FIG 20 visas hur spetstryck, modultal och beräknad, vertikal kompression varierar med djupet under markytan. Kompressionen motsvarar en sättning hos markytan av 95 mm. Den beräknade sättningen är 2,1 ggr så stor som den uppmätta, vilket stämmer väl med de erfarenheter som gjorts i Belgien.

### 5.3.3 Metod 3. Baserad på pressiometermätning

Metoden baserar sig på resultat av pressiometermätningar och har utvecklats av Ménard. Sättningen hos en cirkulär, stel platta beräknas ur uttrycket

$$s = q D \left( \frac{1 + \nu}{6 E_d} + \frac{1 - 2\nu}{3 E_i} \right) \quad (11)$$

där  $q$  = medeltrycket mot plattans basyta  
 $D$  = plattans diameter  
 $\nu$  = kontraktionstalet  
 $E_d, E_i$  = elasticitetsmodulen vid deviatoriskt resp isotropt  
spänningstillstånd

Första termen i ekvation 11 anger sättningen hos en stel halvsfär med diametern  $D$  inbäddad i ett elastiskt medium, en sättning som antas helt orsakad av formändring i jorden. Andra termen anger sättningen i halvsfären som antas helt orsakad av volymändring. Ménard har funnit god överensstämmelse mellan beräkning och uppmätt sättning när  $E_d$  och  $E_i$  bestäms ur följande uttryck

$$E_d = E_p \left( \frac{D}{D_0} \right)^{1-\alpha} \quad D \geq 0,60 \text{ m} \quad (12)$$

$$E_i = \frac{E_p}{\alpha} \quad (13)$$

där  $E_p$  = pressiometermodulen  
 $D_0 = 0,60 \text{ m}$  (diametern hos en jämförelseplatta)  
 $\alpha$  = en strukturkoefficient med värdet  
2/3 för lera  
1/2 för silt  
1/3 för sand och grus

Enligt ekvation 12 blir  $E_d > E_i$  för stora plattor, vilket antyder att formeln har begränsad giltighet.

I vårt fall motsvarar belastningen ett tryck  $q = 75 \text{ kN/m}^2$  jämnt fördelat över en yta av  $18 \times 18 \text{ m}$ . Sättningen under centrum uppskattas bli 1,4 gånger större än för en cirkulär, stel platta med diametern 18 m. Med  $\alpha = 1/3$  och  $\nu = 1/3$  fås

$$s = \frac{1,40 q D}{9} \left[ \frac{2}{30^{2/3} E_p} + \frac{1}{3 E_p} \right] \quad (14)$$

I ekvation 14 insätts ett viktat värde på  $E_p$ . Då den uppmätta pressiometermodulen varierar insätts i första termen ett värde  $E_{p1}$ , som är representativt för den av deviatorspänningar dominerade zonen, och i andra termen ett värde  $E_{p2}$ , som är representativt för den av isotropa spänningar dominerade zonen. De



båda  $E_p$  -värdena beräknas ur uttrycken

$$E_{p1} = \frac{\int \pi_1(z) dz}{\int \frac{\pi_1(z)}{E_p(z)} dz} \quad (15)$$

$$E_{p2} = \frac{\int \pi_2(z) dz}{\int \frac{\pi_2(z)}{E_p(z)} dz} \quad (16)$$

Influensfunktionen  $\pi_1(z)$  går från värdet 0 vid markytan ( $z = 0$ ) till värdet 1 på djupet  $D/2$ , medan funktionen  $\pi_2(z)$  går från värdet 1 vid markytan till ett värde nära 0 på djupet  $D/2$ , se handboken Bygg del 1B. För hål P1, P2 och P3 har  $E_{p1}$  beräknats till  $2,70 \text{ MN/m}^2$  och  $E_{p2}$  till  $1,50 \text{ MN/m}^2$ , vilket insatt i ekvation 14 ger en sättning

$$s = 1,40 \cdot \frac{75 \cdot 18}{9} \left[ \frac{2}{30^{2/3} \cdot 2 \cdot 700} + \frac{1}{3 \cdot 1 \cdot 500} \right] = 16 + 47 = 63 \text{ mm}$$

Den beräknade sättningen i den av deviatorspänningar dominerade zonen, 16 mm, skall eventuellt reduceras något med hänsyn till att djupet till fast botten är begränsat.

6

SLUTORD

Sammanfattningsvis kan konstateras att det finns beräkningsmetoder, som ger en god uppfattning om sättningarna vid statisk belastning av hydrauliskt utfylld sand. Vid projektering av en fyllning av den här typen är det dock av naturliga skäl omöjligt att i förväg utföra trycksondering och pressiometermätning. Det är därför särskilt glädjande att sättningen med relativt god noggrannhet kan förutsägas med ledning av ödometerförsök.

Det hade varit önskvärt att även kontrollera sättningarna för varierande laster av den typ de blivande kolsträngarna och de planerade in- och utlastningskranarna kommer att förorsaka. Ett sådant belastningsförsök hade dock blivit alltför kostnadskrävande att utföra. Sådana sättningsmätningar kommer förhoppningsvis att kunna utföras i samband med att kolupplaget tas i bruk.

## REFERENSER

Whitman, R V, 1970, Hydraulic fills to support structural loads (ASCE), Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol 96, No. SM 1

Ménard, L, 1966, Calcul de tassements, Techniques Louis Ménard Centre d'Etudes Géotechniques BP No 2-91 Longjumeau, Rapport D/34/36

De Beer, E, 1948, Settlement records on bridges founded on sand Proc. 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 2, p. 111

**R46: 1974**

**Denna rapport avser anslag 730387-5 från Statens råd för byggnadsforskning till Ingenjörfirman Orrje & Co – Scandiaconsult AB. Försäljningsintäkterna tillfaller fonden för byggnadsforskning.**

**Distribution: Svensk Byggtjänst, Box 1403, 111 84 Stockholm**

**Grupp: konstruktion**

**Pris: 14 kronor + moms**