

Rapport

R34:1971

**Kompressionsegenskaper  
hos jord och beräkning  
av sättningar**

0  
AND

See  
**Byggforskningen**

INSTITUTET  
FÖR  
BYGGDOKUMENTATION

Accnr 71-1822 a

Klass 624.131  
624.131.542

Dep. 624.138  
624.15

see ser

# Kompressionsegenskaper hos jord och beräkning av sättningar

## Några forskningsresultat från Institutionen för geoteknik med grundläggning vid Chalmers tekniska högskola, Göteborg

Rapporten utgörs av artiklar som under 1971 varit publicerade i nr 4 och 5 av tidskriften *Byggmästaren*. Artiklarna behandlar några aktuella forskningsresultat som gäller kompressionsegenskaper hos jord och beräkning av sättningar.

Som bekant har man i Svensk Byggnorm, SBN 67, starkt begränsat maximalt tillåtna medeltryckpåkänningar i friktionsjordar (inbegripet morän) och fyllningar. Orsakerna till detta torde vara flera. Bland annat har den osäkerhet som vanligtvis råder beträffande friktionsjordars hållfasthet och kompressibilitet samt den ogynnsamma inverkan som schaktningsarbetena kan få på undergrunden utan tvivel gjort att man velat vara försiktig. När det gäller fyllningsarbeten torde försiktigheten bero på att det normalt är svårt att kontrollera resultatet av packningsarbetet.

Den nämnda begränsningen av tillåtna medeltryckpåkänningar har stor ekonomisk betydelse eftersom det nästan är regel att byggnader (i varje fall tyngre byggnader) grundläggs på något av dessa material. Det har därför synts oss angeläget att undersöka om inte den övre gränsen för tillåtna medeltryckpåkänningar i SBN 67 skulle kunna höjas väsentligt såväl för naturligt lagrade jordar (för närvarande 10 kp/cm<sup>2</sup> för morän, 5 kp/cm<sup>2</sup> för sand och 6 kp/cm<sup>2</sup> för grus) som för packade fyllningar (för närvarande 4 kp/cm<sup>2</sup> för grus, 3 kp/cm<sup>2</sup> för sand, 2–3 kp/cm<sup>2</sup> för sprängsten).

För att nå detta mål har vi vid Institutionen för geoteknik med grundläggning vid CTH under en följd av år satt in huvuddelen av våra forskningsresurser på att studera och analysera kompressibiliteten och sättningarna hos friktionsjordar, inberäknat morän och sprängsten. Det är ju som bekant sättningarnas storlek som normalt bestämmer den övre gränsen för vilka medeltryckpåkänningar som kan tillåtas.

Även om alltså tyngdpunkten i forskningen är lagd på friktionsjordars deformationsegenskaper, har ingalunda lera och dess problem glömts bort. Bland annat ingår i forskningen ett speciellt göteborgsproblem, nämligen sättningar vid kohesionspålning, likaså ett studium av deformations- och håll-

fasthetsegenskaperna hos starkt överkonsoliderade leror.

En stor del av vår forskning bedrivs i full skala på fältet eller under förhållanden som så nära som möjligt ansluter till de fältmässiga. Framförallt är det besvärligt att studera grovkorniga friktionsjordar i ett ordinärt geotekniskt laboratorium och man har här tidigare i huvudsak varit hänvisad till fältförsök. För att komma ifrån de tolkningssvårigheter vid fältförsök som följer av en oregelbunden lagring, en pendlande grundvattennivå och ett ständigt växlande klimat har en forskningsstation byggts, där forskning kan utföras under både fältmässiga och laboratoriemässiga förhållanden.

Forskningsstationen inrymmer en betonglåda med 2 m höjd, 2 m bredd och 5 m längd, vilken är avsedd att fyllas med jord, FIGUR 1. Lådans väggar och botten är rikt instrumenterade med inbyggda jordtrycksdosor av typ Glötzl. Vatten kan fyllas på underifrån till önskad nivå. Den ifyllda jorden kan med hjälp av flata gummiblåsor som fylls med tryckluft och lock som mothåll belastas med ett jämnt fördelat överlagringstryck av 0,2 MN/m<sup>2</sup> (2 kp/cm<sup>2</sup>) – när stationen blir fullt utbyggd 1 MN/m<sup>2</sup> (10 kp/cm<sup>2</sup>). Hål i lock och gummiblåsor gör det möjligt att utföra provbelastningar och andra geotekniska undersökningar.

För att kunna jämföra resultat av belastningsförsök i fält med laboratorieförsök även för steniga och blockiga jordar har vi på institutionen låtit bygga en ödometer för en provdiameter av 0,7 m. Ödometern kan förses antingen med hel ödometerring med 7 mm godstjocklek (0,35 m provhöjd) eller med en ödometerring som är uppdelad i 15 st 46 mm höga ringar med 15 mm godstjocklek (0,75 m provhöjd), FIGUR 2. Vidare avser vi att bygga en skjuvapparat för plan skjuvning. Provlängden blir här 1,5 m, bredden 0,6 m och höjden 0,4 m.

Dessa våra undersökningar i makroskala kompletteras med undersökningar i mikroskala. Främst kan här nämnas de studier av deformationer hos lera som görs av docent Pusch med institutionens elektronmikroskop (typ Jeol).

En forskning som enbart koncentreras till belastnings- och laboratorie-

# Byggforskningen Sammanfattningar

## R34:1971

Nyckelord:

sättningsberäkning (jord), byggnad (grund), sprängstensfyllning, kohesionspålning, geoteknik

kompressionsegenskap (jord), geoteknik

Rapport R34:1971 avser anslag C 439:4 från Statens råd för byggnadsforskning till Institutionen för geoteknik med grundläggning vid Chalmers tekniska högskola, Göteborg

UDK 624.131  
624.131.542  
624.138  
624.15

SfB A

Sammanfattning av:

*Kompressionsegenskaper hos jord och beräkning av sättningar*. Artiklar ur tidskriften *Byggmästaren* nr 4 och 5, 1971. (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Rapport R34: 1971, 38 s., ill. 10 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

försök blir emellertid, hur noggrant försöken än utförs och analyseras, tämligen haltande om man inte samtidigt utför jämförande studier på byggnadsverk. Denna sistnämnda typ av forskning ingår därför som en nödvändig och viktig del i vårt arbete.

Forskningen har hittills i övervägande grad ingått i doktorandutbildningen men kommer i fortsättningen också att bedrivas av färdigutbildade forskare. Till mycket god hjälp har varit alla de teknologer som utfört sina examensarbeten vid institutionen. Det har numera blivit regel att examensarbetena koncentreras till de pågående forskningsuppgifterna och att handledningen av dessa arbeten ingår som ett led i doktorandutbildningen. För närvarande pågår elva doktorandarbeten i geoteknik. Av doktoranderna är sju heltidsanställda vid institutionen.

Forskningen på institutionen bekostas i huvudsak genom anslag från Statens råd för byggnadsforskning.

Några av de forskningsresultat som hittills erhållits presenteras här i sex artiklar. Innehållet och de väsentligaste resultaten i artiklarna skall här i korthet summeras.

### Friktionsjordars kompressibilitet

Artikeln skriven av Leif Andréasson behandlar sambandet mellan friktionsjordars kompressibilitet och deras övriga egenskaper.

Författaren har gjort ett omfattande litteraturstudium. På basis härav och av egna försök finner han att kompressibiliteten främst påverkas av lagringstätheten hos jord. För jordar med samma portal bestäms kompressibiliteten främst av graderingskoefficienten  $C_u = d_{60}/d_{10}$  och kornstorleken.

Analysen visar att kompressionsmodulen (tangentmodulen)  $M$  för en förstängsbelastad jord med god approximation kan uttryckas enligt sambandet

$$M = \frac{250}{C_u} \cdot e_0^{-3,7} \cdot 100 \left( \frac{\sigma'}{100} \right)^{1-\beta} \text{ kN/m}^2$$

där  $C_u = d_{60}/d_{10}$  = graderingskoefficienten

$e_0$  = begynnelseportalet

$\sigma'$  = pålagt vertikalt effektivtryck i kN/m<sup>2</sup>

$\beta$  = spänningsexponent vars variation med avseende på kornstorleken  $d_{50}$  redovisas i diagramform.

### Sättningar vid grundläggning på morän i Åkeshov

Artikeln skriven av Sven Hansbo och Bengt-Arne Torstensson redovisar sättningsmätningar utförda på höghusdelen till Åkeshovs sjukhus i Stockholm och de geotekniska undersökningar som utförts tidigare och i samband därmed. Byggnaden, vilken upp-

fördes 1966-67, är grundlagd på en blockig morän till övervägande del med plintar vilande på moräntyan, och till en mindre del med pålar. Det är sättningarna vid grundläggning med plintar som studerats.

Undersökningarna visar att slutsättningarna vid de tillämpade grundtrycken (max. 810 kN/m<sup>2</sup>, min. 540 kN/m<sup>2</sup>) i medeltal uppgår till ca 6 mm. Den största uppmätta sättningsdifferensen är 8,5 mm, alltså större än medelsättningen. Den därav uppkomna maximala brytningsvinkeln mellan tre intilliggande stöd är 2,0 ‰, vilket ej gett upphov till sättningskador. Undersökningen visar att man även i en grovkornig morän kan få långtidsättningar, i detta fall uppgående till inemot 40 % av initialsättningen.

En sättningsanalys baserad på kompressionsmodulen enligt ödometerkurvans återbelastningsgren har gett riktig storleksordning på sättningarna. Bästa överensstämmelsen mellan beräknade och uppmätta sättningar har uppnåtts med elasticitetsteoretiska formler.

Det tillåtna medelgrundtrycket, 800 kN/m<sup>2</sup>, hade sannolikt kunnat fördubblas utan att byggnaden tagit skada.

### Egenskaper hos lagerutbredda sprängstensfyllningar

Artikeln skriven av Ulf Lindblom redovisar en undersökning av egenskaperna hos lagerutbredda sprängstens-

fyllningar och granit vid två olika packningsmetoder. Vid den ena packningsmetoden lades sprängstenen ut med en lätt bandtraktor med skopa (CASE 850) i 1,5 m tjocka lager. Varje lager packades genom tio överfarer med en bandtraktordragen 5,6 t vibrationsvält. Vid den andra metoden lades sprängstenen ut med en tung bandtraktor med schaktblad (CAT D7) i 1,5 m tjocka lager. I det sistnämnda fallet packades endast det översta, sist utlagda lagret (1 m tjockt) med vibrationsvälten. Båda fyllningarna försågs med en ca 10 cm tjock ytavjämning av krossgrus.

Som väntat erhöles i förstnämnda fallet en något högre medeldensitet hos fyllningen än i sistnämnda fallet (1,93 t/m<sup>3</sup> mot 1,89 t/m<sup>3</sup>). Däremot blev resultatet av belastningsförsök med 1 m<sup>2</sup> betongplattor gjutna direkt på fyllningen (8 plattor på vardera fyllningen) något oväntat, såtillvida som fyllningen med den lägre medeldensiteten genomgående gav högre brottlast än fyllningen med den högre medeldensiteten. Den ekvivalenta elasticitetsmodulen blev i stort sett lika stor vid båda packningsmetoderna.

Vattning av fyllningen under de belastade plattorna reducerade brottlasten utom i ett fall.

Sättningen hos plattorna på grund av krypning var obetydlig.

Plattförsöken gav god överensstämmelse med de sättningsobservationer som gjorts på byggnader grundlagda på motsvarande sprängstensfyllning.

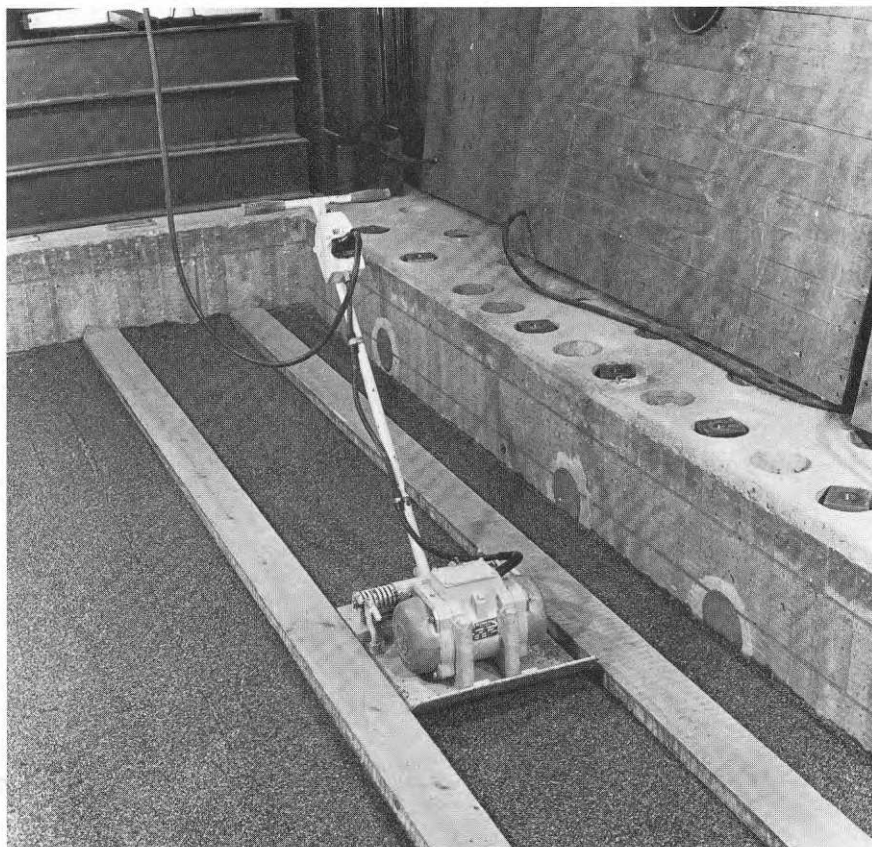


FIG. 1. Inpackning av jord i forskningsstationens betonglåda. I betonglådans väggar ser man tre av jordtrycksdosorna. Till höger på bilden ser man ett av mothållslocken med ett hål för belastningsförsök.



Undersökningen visar att man vid denna typ av sprängstensfyllning hade kunnat höja tillåtna grundtryck (200 à 300 kN/m<sup>2</sup>) väsentligt. Sålunda har sättningen vid ett grundtryck av 1 000 kN/m<sup>2</sup> i intet fall överstigit 5 mm.

### Sättningar i en svagt överkonsoliderad lera

Artikelförfattarna Sven Hansbo och Ulf Lindblom redogör för de svårigheter som föreligger vid beräkning av sättningar i en svagt överkonsoliderad lera. Speciellt påpekas svårigheterna att på ett tillförlitligt sätt bestämma förkonsolideringstrycket  $\sigma'_c$ , likaså svårigheterna att beräkna sättningarnas tidförlopp med hänsyn till variationerna i permeabiliteten  $k$  och konsolideringskoefficienten  $c_v$ .

Problematiken omkring en sådan sättningsanalys har studerats i samband med en utbyggnad i Bofors. En något överkonsoliderad lera har här belastats av en 2,6 m tjock, väl packad sandfyllning och en på fyllningen gjuten 15 cm tjock golvplatta av betong med därpå vilande golvlast. Den påförda lasten ökar spänningarna i jorden till värden över förkonsolideringstrycket utom i torrskorpan närmast under fyllningen.

Undersökningen visar att den verkliga sättningen blir större än beräknat under lastytans mitt och mindre än beräknat under lastytans kanter, trots att lerans egenskaper enligt de geotekniska undersökningarna överallt synes vara likartade. Något systematiskt

fel vid bestämningen av  $\sigma'_c$  i laboratoriet kan alltså inte spåras. Avvikelserna kan bero på att spänningarna i jorden av den pålagda lasten i verkligheten blir mera koncentrerade mot mitten av lastytan än vad man beräkningsmässigt erhåller enligt elasticitetsteorin. En annan tänkbar förklaring till avvikelserna kan vara att man erhållit så stora skjuvspänningar att förkonsolideringseffekten delvis brutits ned och att detta skett inom en större zon under lastytans mitt än under dess kanter.

Mätningarna visar att portrycksutjämningen i leran i stort sett följer Terzaghis konsolideringsekvation om vederbörlig hänsyn tas till lerans varierende konsolideringsegenskaper.

### Sättningar hos kohesionspålade byggnader

I artikeln skriven av Bengt-Arne Torsensson orienteras om de kvartära jordlagrens utvecklingshistoria i göteborgstrakten och de svåra grundläggningsproblemen utmed Göta älv som medfört att kohesionspålning redan tidigt blev ett vanligt grundläggningsätt. Ett unikt material i form av sättningsobservationer på kohesionspålade byggnader grundlagda på mäktiga lerlager har därmed samlats vid Göteborgs hamningenjörskontor. Författaren redogör i artikeln för hamningenjörskontorets sättningsobservationer på fyra byggnadskonstruktioner (tre kajskjul och ett brostöd). Samtliga byggnadsverk är grundlagda med

skarvade kohesionspålar av trä (26 à 30 m långa under kajskjulen, 36 m långa under brostödet). Äldre geotekniska undersökningar har vid behov kompletterats med nya.

För två av de studerade kajskjulen, vilande på ca 90 m lera, har belastningen av byggnaden till stor del kompenenserats genom bortschaktad jord samt vattentryck. Sättningarna har här blivit små (medelsättning 8–9 cm efter en tid av 22–30 år) trots den stora störning av leran som påslagningen utan tvekan medfört. För det tredje kajskjulet, vilande på 24–44 m lera, har någon lastkompensation ej gjorts. Skjulet har stjälp och fått en sättningsdifferens efter 20 år av 38 cm och en största sättning av 43 cm. Sättningarna av brostödet är efter 30 år drygt 8 cm.

Bortsett från brostödet är överensstämmelsen mellan uppmätta och beräknade sättningar god. Beräkningen har då baserats på antagandet att lasten av byggnaden verkar på en fiktiv grundläggningsnivå på en höjd ovan pålspetsarna av  $\frac{1}{3}$  av pålens längd i lera. Vidare har antagits att byggnaderna uppför sig som styva fundament (vilket styrks av sättningsobservationerna) och att leran under den fiktiva grundläggningsnivån är normalkonsoliderad. Eftersom träpålarna underlättar dräneringen har konsolideringens tidförlopp beräknats under antagande att leran ovan den fiktiva grundläggningsnivån är dränerande ( $c_v = \infty$ ) och att Terzaghis endimensionella konsolideringsteori är tillämplig.

### Reducering av sättningar hos djupa fundament genom dynamisk förbelastning

Forskningsprojektets målsättning var att försöka förbättra förutsättningarna för grundläggning med platsgjutna pelare nedförda genom lösa jordlager till en yta av fast lagrad friktionsjord. Detta bedömdes kunna ske genom dynamisk förbelastning av schaktbotten.

Artikeln skriven av Sture Eresund beskriver resultaten av statiska och dynamiska belastningsförsök på ett fundament med 0,25 m diameter grundlagt på fast lagrat sandigt grus som packades in i ett 2 m djupt schakt av betong med hjälp av vibratorplatta. Ett jämnt fördelat överlagringstryck mot grusytan varierande mellan 50 och 150 kN/m<sup>2</sup> åstadkoms med en serie flata gummiblåsor som fylldes med tryckluft. Försök utfördes på både fuktig och vattenmättad jord. Dynamisk förbelastning höjde brottlasten och reducerade sättningarna så markant att tekniken bör kunna användas för att höja tillåtna grundtryck mot platsgjutna pelare till 4–6 MN/m<sup>2</sup>.

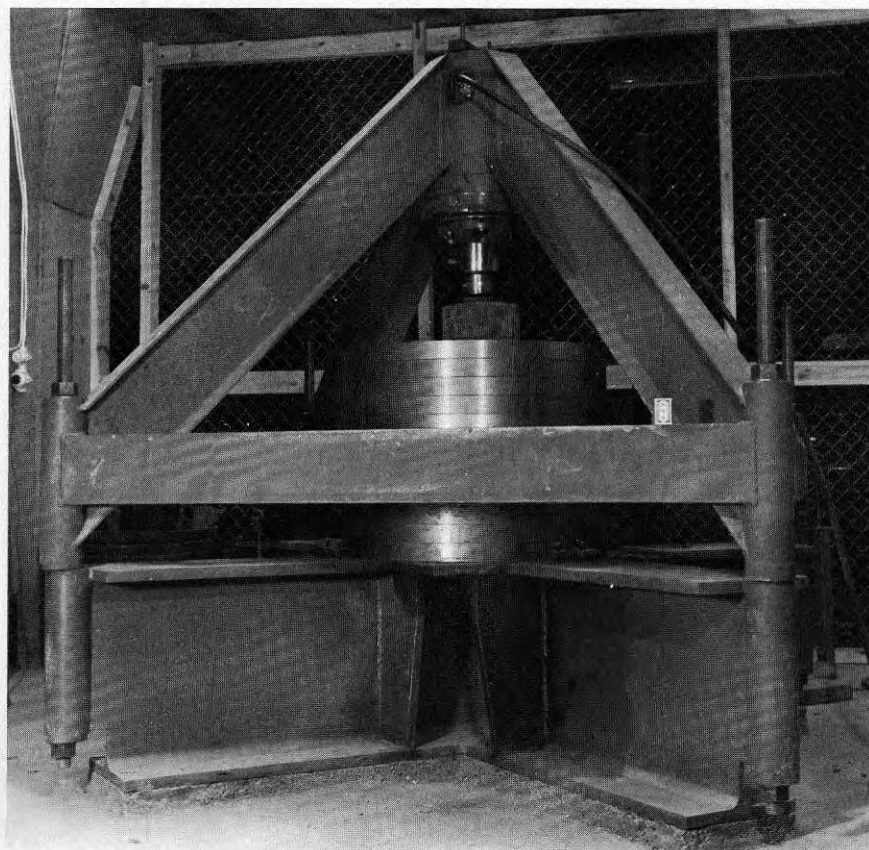


FIG. 2. Ödometer i slutstadiet av ett belastningsförsök. Apparats storlek framgår av jämförelseobjektet, tändsticksasken (av normal storlek).



# Compression characteristics of soil and settlement analyses

Some research results from the Geotechnical Division, Chalmers University of Technology, Gothenburg

*The report consists of articles which have been published in the journal "Byggmästaren", Nos. 4 and 5, 1971. The reprinted articles deal with some current research results concerning compression characteristics of soil and settlement analyses.*

In the Swedish Building Code of 1967, SBN 67, allowable contact pressures in cohesionless soils (including moraines) and artificially compacted fills are strongly restricted. There are several reasons for this, among other things the difficulties in estimating the strength and compressibility of cohesionless soils and their sensitivity to disturbances caused by excavation and simultaneous ground water movement. As for foundations built on compacted fill the cautiousness is most likely due to the problem of controlling the result of compaction.

The mentioned restriction of allowable contact pressures has a great effect on the building costs in Sweden as most buildings, especially heavier ones, are founded on these materials. We have, therefore, felt an urgent need to investigate if the upper limits of allowable contact pressure, given in SBN 67, could not be considerably raised for cohesionless soils (at present 10 kp/cm<sup>2</sup> on moraine, 6 kp/cm<sup>2</sup> on gravel and 5 kp/cm<sup>2</sup> on sand) as well as for compacted fills (at present 4 kp/cm<sup>2</sup> on gravel, 3 kp/cm<sup>2</sup> on sand and 2–3 kp/cm<sup>2</sup> on rock fill).

In order to reach this goal we have, at the Geotechnical Division of Chalmers University of Technology, concentrated our research activities during a series of years upon studying and analysing the compressibility and settlement characteristics of cohesionless soils, including moraine and rock fill. As is well known, settlements rather than a certain factor of safety against failure, control the allowable contact pressures.

Although we have concentrated upon cohesionless soils, problems connected with clay are also treated. In our research we are thus dealing with a particular problem of Gothenburg with its deep clay deposits, viz. settlements of floating piles and pilegroups in clay, and also with a study of the strength and deformation characteristics of heavy over-consolidated clays.

A great part of our research is done in full scale in the field or under con-

ditions closely resembling those of the field. It is above all complicated to investigate coarse grained soils in an ordinary geotechnical laboratory and experiments had earlier to be made in the field. To get rid of the uncertainties involved when interpreting field experiments, caused by irregularities of the soil profile, varying ground water level and a constantly changing climate, a research station has been built where experiments can be carried out under field as well as under laboratory conditions.

The research station contains a 2 m deep, rectangular test shaft in concrete with a horizontal cross section of 2×5 m<sup>2</sup> which can be filled with soil, FIG. 1. The walls and the bottom of the shaft are generously instrumented with built-in earth-pressure cells of the Glötzl type. The shaft can be filled with water from underneath to a desired ground-water level. The exposed surface of the soil can be loaded (with the aid of flat, inflated rubberbags covered with reaction lids) with a uniform overburden pressure of up to 0.2 MN/m<sup>2</sup> (2 kp/cm<sup>2</sup>) — which can be raised to 1 MN/m<sup>2</sup> (10 kp/cm<sup>2</sup>) when the research station is fully developed. Holes in lids and rubberbags make it possible to simulate the loading of deep foundations carried down through soft clay to a bottom of cohesionless soil.

To be able to compare the results of loading tests in the field with laboratory tests on soils containing gravels and cobbles we have built a large oedometer with a diameter of 0.7 m. The oedometer can be equipped with two alternative rings, an ordinary fixed oedometer ring with a wall thickness of 7 mm (sample height 0.35 m) on the one hand and a ring which is horizontally sliced into a number of equally spaced rings, each with a height of 46 mm and a wall thickness of 15 mm (sample height 0.75 m) on the other, FIG. 2. We also plan to build a shearing apparatus for plain strain tests on samples with a length of 1.5 m, a width of 0.6 m and a height of 0.4 m.

These our investigations in macro-scale are supplemented by investigations in micro-scale. Above all can be mentioned the studies of deformations within clay structures carried out by Dr Pusch with the department's electronic microscope (type Jeol).

## National Swedish Building Research Summaries

R34:1971

Key words:

*settlement analysis* (soil), building (foundation), rock fill, cohesion piling, soil mechanics

*compression characteristics* (soil), soil mechanics

Report R34:1971 refers to a Grant C 439:4 from the National Swedish Council for Building Research to the Geotechnical Division, Chalmers University of Technology, Gothenburg.

UDC 624.131  
624.131.542  
624.138  
624.15  
SfB A

Summary of:

*Kompressionsegenskaper hos jord och beräkning av sättningar.* Artiklar ur tidskriften Byggmästaren nr 4 och 5, 1971. Compression characteristics of soil and settlement analyses (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Report R34:1971, 38 p., ill. 10 Sw. Kr.

The report is in Swedish with Swedish and English summaries.

Distribution:

Svensk Byggtjänst  
Box 1403, S-111 84 Stockholm  
Sweden



However, research which is concentrated only upon load tests and laboratory investigations will be of rather limited practical value if it is not complemented with research on the behaviour of existing full scale buildings. This latter type of research therefore enters as a necessary and important part of our work.

The research of the Division is mainly financed by grants from the Swedish Council for Building Research.

As part of the post graduate courses leading to doctor's degree, eleven different investigations are going on at present. Seven of the potential doctors are employed at the Department. Some of the research results which have been obtained up till now are presented in the following six articles. The contents of the articles and the most important results are summarized below.

### The compressibility of cohesionless soils

The article, written by Leif Andréasson, deals with the relation between the compressibility and other geotechnical characteristics of cohesionless soils.

The author has made an extensive literature study. On the basis of this study and the results of his own experiments, he finds that the compressibility is mainly influenced by the relative density of the soil. The compressibility of soils with the same void ratio is mainly determined by the uniformity coefficient  $C_u = d_{60}/d_{10}$  and the grain size.

The analysis shows that the oedometer modulus (tangent modulus)  $M$ , describing the virgin branch of the load settlement curve, can be expressed with good approximation by the relation

$$M = \frac{250}{C_u} \cdot e_0^{-3.7} \cdot 100 \left( \frac{\sigma'}{100} \right)^{1-\beta} \text{ kN/m}^2$$

where  $C_u = d_{60}/d_{10}$  = uniformity coefficient

$e_0$  = initial void ratio

$\sigma'$  = vertical effective stress

$\beta$  = stress exponent which varies with the mean grain size  $d_{50}$  according to diagram presented in the article.

### Settlements of a foundation on moraine at Åkeshov

The article, written by Sven Hansbo and Bengt-Arne Torstensson, presents settlement observations made on the central building of the Åkeshov Hospital in Stockholm and the geotechnical investigations made in connection with this project. The building which was constructed in 1966-67, is founded on boulder moraine, mainly with piers resting on the moraine surface.

The investigations show that the final settlements at the actual contact pres-

ures, ranging between a min. of 540 and a max. of 810 kN/m<sup>2</sup>, amount to 6 mm on an average. The observed maximum differential settlement is 8.5 mm and is thus greater than the average settlement. The maximum distortion over a pier due to the differential settlements amounts to 0.002 rad. and has not caused any damage to the building. The investigation shows that long-time settlements may occur even in a coarse grained moraine, in this case amounting to a maximum value of 40 per cent of the initial settlements.

A settlement analysis based on the compression modulus, determined by the inclination of the reloading branch of the oedometer curve, gives a reasonably correct estimate of the settlements. The best agreement between calculated and observed settlements was obtained with formulas based on the theory of elasticity.

The allowed contact pressure, 800 kN/m<sup>2</sup>, could most probably have been doubled without damaging the building.

### Geotechnical properties of compacted rock fills

The article, written by Ulf Lindblom, presents an investigation of the geotechnical properties of granite rock fills spread in layers and compacted in two different ways. In the first case, the rock fill was spread in 1.5 m layers by a light bulldozer (CASE 850) and each layer

was compacted by ten passes of a tractor drawn vibrating roller with a mass of 5.6 tons. In the second case, the rock fill was spread in 1.5 m layers with a heavy bulldozer (CAT D7). Only the top layer with a thickness of 1 m was compacted with the vibrating roller mentioned above. Both fills were covered with a 10 cm macadam layer.

As was expected a somewhat higher dry density was achieved in the first case as compared to the second (1.93 t/m<sup>3</sup> and 1.89 t/m<sup>3</sup>). On the other hand, load tests on circular concrete plates, cast directly on the fill (8 on each fill), gave unexpected results as the failure loads of the plates on the fill with the lower density reached higher values than those on the fill with the higher density. The two compaction methods resulted in about the same equivalent modulus of elasticity of the fill.

When the fill under the loaded concrete plates was watered the failure load was reduced except in one case.

Settlements of the plates due to creep was unimportant.

The results of the load tests agreed well with settlement observations on buildings founded on corresponding rock fill.

The investigation shows that the allowable contact pressures (200–300 kN/m<sup>2</sup>) on this type of rock fill can be considerably increased. The settlement at a contact pressure of 1000 kN/m<sup>2</sup> has in no case exceeded 5 mm.

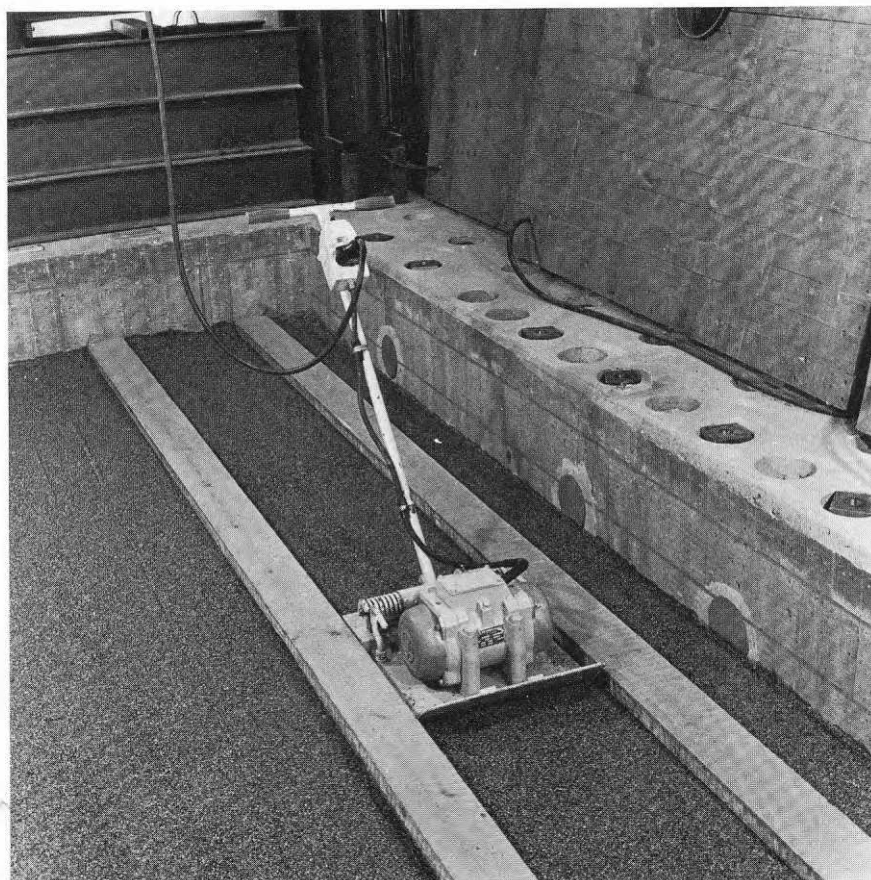


FIG. 1. Compaction of soil in the concrete shaft at the research station. Three of the earth pressure cells can be seen in the walls of the shaft. To the right, one of the reaction lids can be seen with a circular hole for loading tests.



### Settlements in a lightly over-consolidated clay

The article, written by Sven Hansbo and Ulf Lindblom, presents the difficulties involved in the calculation of settlements in a lightly over-consolidated clay. The difficulties in estimating the preconsolidation pressure  $\sigma'_c$  is emphasized as well as the difficulties in calculating the rate of settlement with due regard to the variations in permeability  $k$  and the consolidation coefficient  $c_v$ .

The problems involved in such a settlement analysis have been studied in connection with the foundation of a building at Bofors. A lightly over-consolidated clay was in this case loaded with a 2.6 m thick, well compacted sand fill and on top of this a 0.15 m concrete floor was cast. The floor was later loaded with a heavy surcharge. The load on the clay surface increased the stresses in the soil to values exceeding the preconsolidation pressure except in the dry crust immediately under the fill.

The investigation shows that the actual settlements become larger than calculated under the central part of the loaded area and less than calculated under the edges in spite of the fact that the properties of the clay according to the geotechnical investigations seem to be the same over the whole area. A systematic error in the calculation of  $\sigma'_c$  based on laboratory results can thus not be traced. The differences might be due to

the fact that the induced stresses become more concentrated towards the central part of the loaded area than is obtained according to the theory of elasticity. Another possible explanation of the observed differences might be the effect of a higher degree of structural breakdown within the central zone caused by high shearing stresses.

The measurements show that the rate of pore pressure dissipation in the clay follows principally the consolidation equation formulated by Terzaghi if due regard is taken to the varying consolidation characteristics of the clay.

### Settlements of buildings founded on skin bearing piles in soft clay

In the article, written by Bengt-Arne Torstensson, a brief summary is given of the quaternary geology of the Gothenburg region and a description is made of the difficult foundation problems that prevail along the Göta River, which often make piling necessary. A unique source of information in form of settlement observations on pile-supported buildings exists at the harbour authorities of the City of Gothenburg. In the article the author presents settlement observations made on four structures within the harbour area, three quay sheds and one bridge pier. All structures are founded on spliced timber piles with a length of 26–30 m under the quay sheds and 36 m under the bridge pier. When

necessary, old geotechnical explorations have been supplemented with new ones.

At two of the investigated quay sheds, resting on 90 m of clay, the weights of the buildings have to a great part been compensated by excavated soil and displaced water. The settlements here are small (average settlement 8–9 cm after 22–30 years) in spite of the disturbances caused by the pile driving. At the third quay shed resting on 24–44 m of clay no weight compensation exists. The shed has tilted and after 20 years of time the maximum differential settlement amounts to 38 cm and the maximum settlement to 43 cm. The settlements at the bridge pier amount to 8 cm after a period of 30 years.

Apart from the bridge pier the agreement between observed and calculated settlements is good. The calculation is based on the assumption that the load from the building is acting on a fictitious foundation level located at a distance above the pile points of one third of the pile length. Furthermore, it is assumed that the buildings behave like rigid bodies (which is supported by the settlement observations) and that the clay below the fictitious foundation level is normally consolidated. As the timber piles facilitate drainage, the rate of consolidation has been calculated under the assumption that the clay above the fictitious foundation level is fully drained ( $k = \infty$ ) and that Terzaghi's one dimensional consolidation theory can be applied.

### Deep foundations — reduction of settlements by dynamic preloading

The main object of the research project was to try to improve the technique of founding deep bored piles on a surface of dense, cohesionless soil covered by loose sediments. This was judged to be possible by preloading the bottom dynamically after excavation.

The article, written by Sture Eresund, presents the results of static and dynamic load tests on a footing with a diameter of 0.25 m founded on dense, sandy gravel. The gravel was compacted in layers into a 2 m deep concrete shaft by means of a vibrating plate. By loading the surface around the footing with a uniform overburden pressure ranging between 50 and 150 kN/m<sup>2</sup> with the aid of flat, inflated rubber bags, a deep pile foundation was simulated. Load tests were carried out on moist and saturated soil. Dynamic preloading increased the failure load and reduced the settlements to such an extent that the technique most likely will make it possible to raise allowable contact pressures to values in the order of 4–6 MN/m<sup>2</sup>.

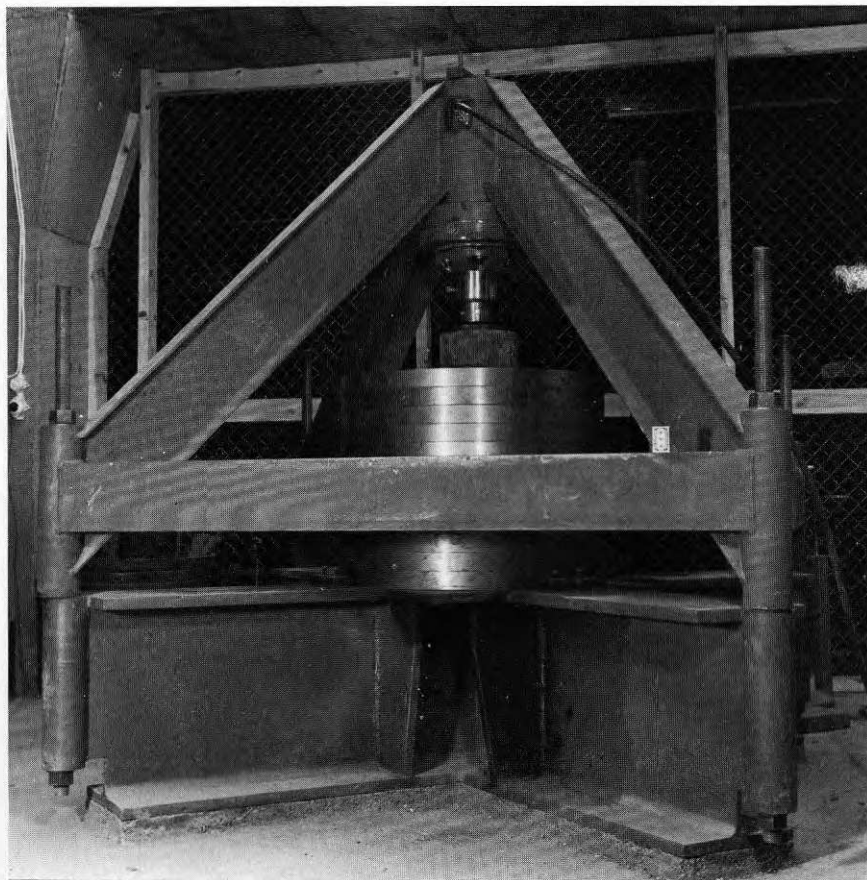


FIG. 2. Oedometer at the end of a loading test. The size of the apparatus is evident from the object of comparison, the match box (of normal size).



## **Kompressionsegenskaper hos jord och beräkning av sättningar**

**Några forskningsresultat från Institutionen  
för geoteknik med grundläggning vid Chalmers  
tekniska högskola, Göteborg**

Artiklar ur tidskriften Byggmästaren nr 4 och 5, 1971

## **Compression characteristics of soil and settlement analyses**

**Some research results from the Geotechnical Division,  
Chalmers University of Technology, Gothenburg**

Articles first published in the  
journal "Byggmästaren", Nos. 4 and 5, 1971

**Särtryck**

**Statens institut för byggnadsforskning**





## Innehåll

INLEDNING .....	5
 <b>Artiklar i Byggmästaren nr 4, 1971</b>	
FRIKTIONSJORDARS KOMPRESSIBILITET .....	6
av Leif Andréasson	
SÄTTNINGAR VID GRUNDLÄGGNING PÅ MORÄN I ÅKESHOV .....	10
av Sven Hansbo & Bengt-Arne Torstensson	
EGENSKAPER HOS LAGERUTBREDDA SPRÄNGSTENSFYLLNINGAR	17
av Ulf Lindblom	
 <b>Artiklar i Byggmästaren nr 5, 1971</b>	
SÄTTNINGAR I EN SVAGT ÖVERKONSOLIDERAD LERA .....	21
av Sven Hansbo & Ulf Lindblom	
SÄTTNINGAR HOS KOHESIONSPÅLADE BYGGNADER .....	27
av Bengt-Arne Torstensson	
REDUCERING AV SÄTTNINGAR HOS DJUPA FUNDAMENT GENOM DYNAMISK FÖRBEASTNING .....	35
av Sture Eresund	



## Inledning

Sättningsproblemet är och har alltid varit ett av de mest centrala inom geotekniken. Man lärde sig redan tidigt att sättningar i grunden under en byggnad medför obehag. I all byggnadsverksamhet har man följaktligen, medvetet eller omedvetet, strävat efter att placera sitt objekt på "sättningsfri" mark. Man har lärt sig att viss typ av mark ger god byggnadsgrund eller man bygger där man av tradition alltid brukat bygga; där man alltså vet att det alltid har gått bra. På så sätt har man kunnat undvika alltför stora misstag, och de sättningar och sättningsskador som erhållits har i regel medfört endast mindre olägenheter. Det finns emellertid områden där man tvingats utnyttja även olämplig byggnadsmark. Dit hör bland annat göteborgsområdet med starka växlingar i lermäktighet. Man finner också inom detta område byggnadsverk med mycket stora sättningsdifferenser, i många fall överstigande 0,5 m.

Sättningsproblemet har underhand fått en alltmer ökad betydelse. Anledningen härtill är att utvecklingen går mot allt sättningsskänsligare byggnadsverk och mot en urbanisering som gör det nödvändigt att utnyttja allt otjänligare byggnadsmark. Det räcker inte längre alltid att som förr tillämpa de enkla regler för bestämning av tillåtna medeltryckpåkänningar som exempelvis anges i Svensk Byggnorm för friktionsjordar och morän, och det blir även vid grundläggning på kohesionsjordar alltmer angeläget att finna säkrare metoder för en sättningsanalys. Detta har gjort att den forskning som för närvarande bedrivs på Institutionen för geoteknik med grundläggning vid CTH nästan helt inriktar sig mot jordars deformationsegenskaper och sättningar.

Forskningen omfattar till större delen friktionsjordar, såväl naturligt lagrade som utfyllda, beroende på dels att dessa jordar i deformationshänseende är dåligt kända, dels att de får utgöra grunden för det övervägande antalet sättningsskänsliga byggnadsverk. Friktionsjordar är emellertid besvärliga att studera i ett ordinarie geotekniskt forskningslaboratorium. Även i fält är det svårt på grund av oftast komplicerade förhållanden som medför tolkningssvårigheter. För att få möjlighet att utföra försök under mer renodlade förhållanden och i stor skala har därför en speciell forskningsstation byggts vid Gibraltargatan, inte långt från Chalmers provningsanstalt, med anslag från Statens råd för byggnadsforskning och med ekonomiskt bidrag från Skånska Cementgjuteriet, Jacobson & Widmark och Svenska Byggnadsentreprenörföreningen.

Forskningen omfattar även sättningar i kohesionsjordar, speciellt med avseende på kohesionspålade byggnadsverk. Mikrostrukturens betydelse för lerors deformationsegenskaper studeras också.

Några av de resultat som hittills erhållits presenteras här i sex artiklar.



UDK 624.131.21  
624.131.43  
624.131.542



Civilingenjör Leif Andréasson, Institutionen för geoteknik med grundläggning, CTH, Göteborg

Att fastställa sambanden mellan friktionsjordars olika egenskaper och deras kompressibilitet är av flera skäl mycket komplicerat. Trots detta kan man med förhållandevis enkla teoretiska modeller komma en god bit på väg när det gäller att analysera deformationsförloppet i jord. En översiktlig redovisning av problematiken på detta område ges i artikeln. Analysen bygger på författarens egna och på i litteraturen beskrivna kompressionsförsök på rena friktionsjordar.

Problemet friktionsjordars kompressibilitet har varit föremål för flera forskares mödor. Det finns i den geotekniska litteraturen en hel del resultat redovisade, och många har försökt finna samband mellan kompressibiliteten och jordens karaktäristiska egenskaper med större eller mindre framgång. Denna uppsats utgör ett nytt sådant försök, grundat på en sammanställning av dels egna undersökningar (utförda med anslag från Statens råd för byggnadsforskning), dels i litteraturen redovisade kompressionsförsök på friktionsjord. Det redovisade materialet omfattar kompressometer- eller ödometerförsök på rena friktionsjordar från mofraktion upp till stenfraktion, men begränsas till att gälla kompressionen under första pålastning på förut ej belastat material. Med rena friktionsjordar förstås också att materialet inte får vara utsatt för porvattenundertryck, det vill säga det skall vara helt torrt eller helt vattenmättat.

## Tolkningen av kompressionsförsök

När det gäller tolkningen av kompressionsförsök på friktionsjord finns ännu ingen vedertagen norm, utan  $\sigma$ - $\varepsilon$ -kurvan redovisas antingen i linjära, halvlogaritmiska eller dubbellogaritmiska diagram. För första-gångsbelastade friktionsjordar är utan tvekan tolkningen i dubbellogaritmiskt diagram den bästa metoden. I ett sådant diagram kan nämligen kompressionskurvan ritas som en rät linje, och den matematiska tolkningen blir enkel: den räta linjen i ett dubbellogaritmiskt  $\sigma$ - $\varepsilon$ -diagram har ekvationen  $\varepsilon = a \cdot \sigma^\beta$ . Tolkningen av parametrarna  $a$  och  $\beta$  framgår av bild 1, vari också visas metodiken vid överföring av en till synes krökt kompressionskurva till en rät. Detta är något som i allmänhet måste göras, eftersom det är mycket svårt att bestämma  $\varepsilon$  för  $\sigma=0$ , dels beroende på att man måste belasta provet innan man över huvud taget kan läsa av ett värde, dels på grund av att provets överyta sällan är så väl av-

jämnad att den helt ansluter till stämpeln.

Den ekvation som redovisas i bild 1 är inte lämplig att använda generellt, eftersom den inte är dimensionsriktig. Bättre är att skriva

$$\varepsilon = a \left( \frac{\sigma'}{\sigma_j} \right)^\beta \quad (1)$$

där  $\sigma_j$  = jämförelsespänningen, en vald konstant

$a$  = kompressionstalet, dimensionslöst men beroende av  $\sigma_j$ ;  $a = \varepsilon$  för  $\sigma' = \sigma_j$

$\beta$  = spänningsexponenten

Om man deriverar  $\varepsilon$  i ekvation (1) med avseende på  $\sigma'$ , erhålls kompressionsmodulen  $M = \frac{d\sigma}{d\varepsilon}$ :

$$M = m \sigma_j \left( \frac{\sigma'}{\sigma_j} \right)^{1-\beta} \quad (2)$$

där  $m$  = modultalet =  $\frac{1}{a\beta}$  dimensionslöst men till sin storlek beroende av  $\sigma_j$ .

Kompressionsmodulen  $M$  (också kallad ödometermodulen) är då tolkad som tangentmodul och står i följande relation till vanliga elasticitetsmodulen  $E$  (Youngs modul):

$$M = \frac{1-\nu}{1-\nu-2\nu^2} E \quad (3)$$

Som jämförelsespänning  $\sigma_j$  används i fortsättningen 100 kN/m<sup>2</sup> (1 kp/cm<sup>2</sup>). Skälen till detta val är följande:

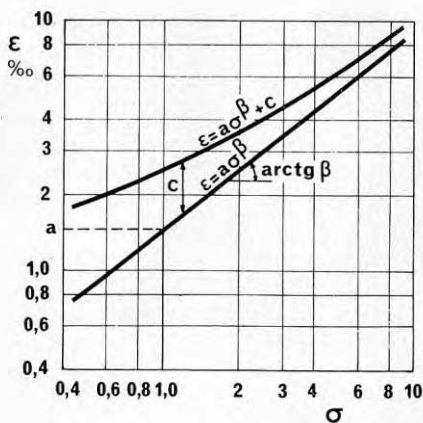
- tolkningen av försöken blir enkel, eftersom spänningen 100 kN/m<sup>2</sup> ligger inom ett intervall som vanligen redovisas
- som tidigare nämnts måste i allmänhet försöksvärdena justeras med något konstant värde  $\Delta \varepsilon$ , eftersom man inte har något känt 0-värde. Därvid ändras värdet av modultalet  $m$ , men man kan visa att  $m$ -värdet för »normala» jordar varierar minst om  $\sigma_j$  väljes till omkring 100 kN/m<sup>2</sup>
- vid jämförelser mellan  $m$ -värdena för olika jordar synes  $m$  vara närmast oberoende av stenstorleken om  $\sigma_j$  väljes till ungefär 100 kN/m<sup>2</sup>.

Ett exempel på tolkningen av kompressionsförsök



1  
**Kompressionskurva i dubbellogaritmiskt koordinatsystem.** Den räta linjens  $\epsilon = a\sigma^\beta$  läge bestäms enbart av kompressionstalet  $a$  och dess lutning enbart av exponenten  $\beta$ . Adernas ett konstant värde  $\Delta\epsilon = c$  till den räta linjen, erhålls en krökt kurva  $\epsilon = a\sigma^\beta + c$ , för vilken  $\epsilon \neq 0$  då  $\sigma = 0$ .

Compression curves in a double logarithmic co-ordinate system. The location of the straight line  $\epsilon = a\sigma^\beta$  is determined by the compressibility number  $a$  and its slope by the exponent  $\beta$  alone. If a constant value  $\Delta\epsilon = c$  is added to the straight line a crooked curve  $\epsilon = a\sigma^\beta + c$  is obtained in which  $\sigma = 0 \rightarrow \epsilon \neq 0$ .

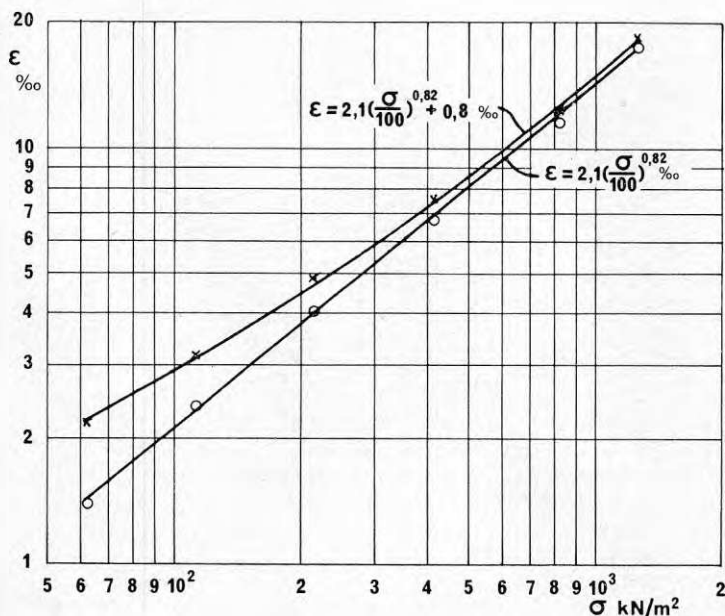


visas i bild 2. Försöket är utfört i SGI:s jättekompresometer ( $\Phi 50$  cm,  $h=96$  cm). De vid försöket direkt avlästa värdena bildar en något krökt linje, men genom att från varje kompressionsvärde subtrahera  $0,8\%$  erhålls en approximativt rät linje. En fullkomligt rät linje får man i allmänhet inte: under lastpåläggningen uppkommer störningar genom krossning av mineralkorn, plötsliga glidningar mellan korn etc. Detta innebär att kompressionsmodulen beror av hur man tolkar försöksvärdena. Variationerna spelar för praktiskt bruk ingen större roll.

Man kan uppenbarligen beskriva en jords kompressibilitet med hjälp av parametrarna  $a$  och  $\beta$  eller  $m$  och  $\beta$ . Parametern  $m$  är att föredra framför  $a$  om man skall göra jämförelser mellan olika försök, eftersom  $m = \frac{1}{\beta a}$  varierar mindre än  $a$  vid olika tolkningar av försöksresultaten: minskar man  $a$ , ökar  $\beta$  och vice versa.

2  
**Tolkning av kompressometerförsök på singel 8-16 mm.** Kryssen markerar de direkt avlästa värdena, ringarna värden som flyttats  $0,8\%$ .

Interpretation of compression tests on gravel 8-16 mm. The crosses mark the actual readings, the rings the values that have been moved  $0,8\%$ .



## Jordens egenskaper och kompressibiliteten

Vid belastning av ett jordprov betingas kompressionen dels av rent elastiska rörelser, dels (och till större delen) av kornförskjutningar, krossningar i kontaktpunkterna och sönderbrytningar. Dessa rörelser storlek bestäms av förhållandena i kontaktpunkterna: normaltryck, skjuvspänning, anliggningsytans utseende, hållfastheten etc. Den kompression av den fasta fasen som beror av medelspänningen i densamma är däremot av helt underordnad betydelse. Detta inses lätt om man betänker att den fasta fasens kompressionsmodul är av storleksordningen  $50\,000$  MN/m<sup>2</sup>, medan kompressionsmodulen för normal friktionsjord är av storleksordningen  $50$  MN/m<sup>2</sup>. Vid mycket höga tryck blir förhållandena delvis annorlunda, men det här behandlade materialet gäller tryck lägre än  $2\,000$  kN/m<sup>2</sup>.

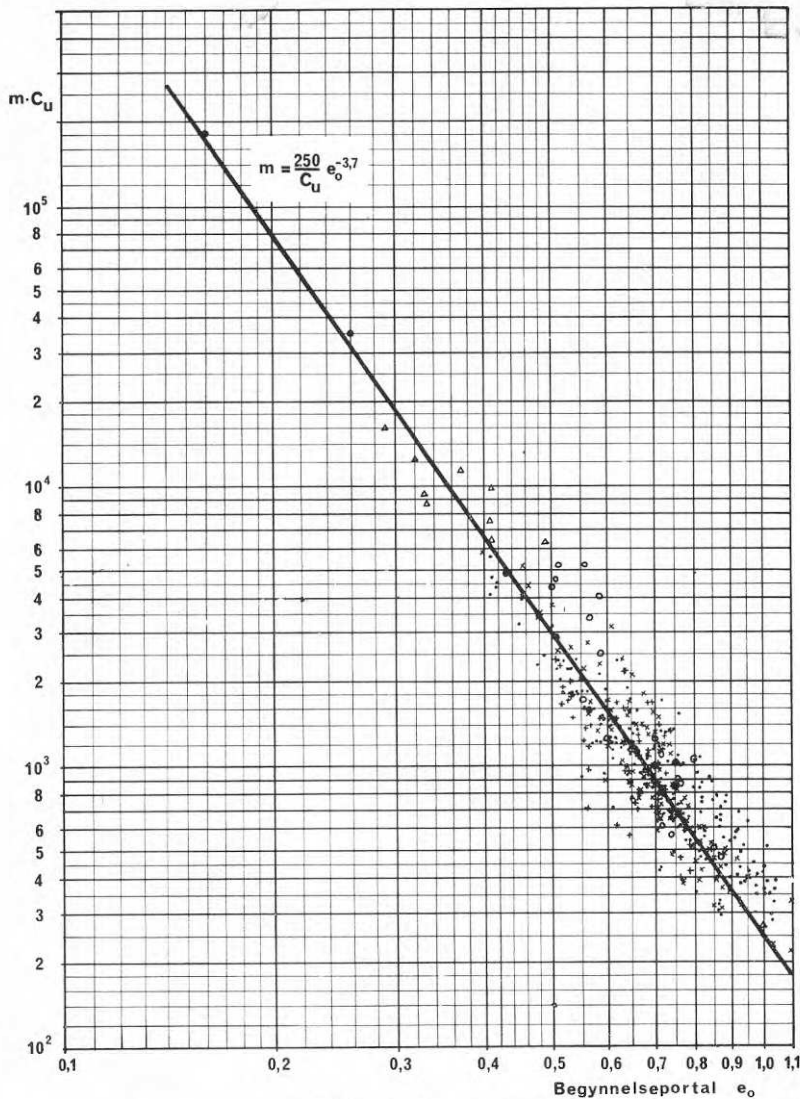
Kompressibilitetens beroende av jordens olika egenskaper är ett komplicerat problem, alldeles för komplicerat för att kunna analyseras genom någon enkel teoretisk modell. Under ett kompressionsförlopp verkar i varje ögonblick en mångfald strukturer och mekanismer, och dessa förändras hela tiden som kompressionen pågår. Trots detta kan man dock med relativt enkla modeller komma en bra bit på väg när det gäller att analysera deformationsförloppet i jord. En bra översikt över hithörande problem jämte en mängd referenser lämnas av Scott och Ko [2]. Här skall endast en översiktlig analys lämnas.

Lagringstätheten torde vara den faktor som påverkar kompressibiliteten mest: med ökande lagringstäthet ökar kompressionsmodulen. Moussa [9] använde begynnelseportalet  $e_0$  som mått på lagringstätheten och fann som resultat av 218 försök på 25 sandsorter att modultalet  $m$  i ekvation (2) i stort sett är proportionellt mot  $e_0^{-4}$  och att spänningsexponenten  $\beta$  i samma ekvation avtar linjärt med  $\log e_0$ . Tammirinne [12] byggde vidare på Moussas försök och fann som medelvärde av 108 försök på 23 sandsorter att modultalet  $m$  är proportionellt mot  $e_0^{-3,3}$  och att  $\beta$  är proportionellt mot  $2^{-e_0}$ . Brinch-Hansen [1]

och Schmidt [11] ansätter direkt  $m = b e_0^r$  med  $b$  och  $r$  som materialkonstanter, men antar också exponenten  $\beta$  som materialkonstant, en metod som för praktiskt bruk också rekommenderas av Tammirinne.

Graderingen har ingen större inverkan om man jämför två jordar med samma relativa lagringstäthet; kompressionsmodulen sjunker sannolikt med ökande graderingskoefficient  $\frac{d_{60}}{d_{10}}$  [6]. Om man däremot jämför två jordar med samma portal, så har graderingen stor inverkan, eftersom portalet vid en viss packningsgrad sjunker med ökande graderingskoefficient.

Kornformens inverkan är svår att avgöra. Vid samma relativa lagringstäthet ökar kompressionsmodulen med ökande rundningsgrad [8]. Å andra sidan



3 Sambandet mellan modultalet  $m$ , graderingskoefficienten  $C_u$  och begynnelseportal  $e_0$  för 430 olika försök på cirka 70 olika friktionsjordar. Beteckningar:

- Sand i 100 cm<sup>2</sup> ödometer (Moussa [9])
- × Sand i 100 cm<sup>2</sup> ödometer (Tammirinne [12])
- + Sand i 6 cm ödometer (Schmidt [11])
- △ Krossmakadam (kalksten) i 10 cm ringkompressometer (Fumagalli [3])
- Krossmakadam och singel i 50 cm ringkompressometer (SGI)
- Morän, äsgrus, makadam och sand i CTH:s 70 cm ödometer

The relationship between the modulus number  $m$ , the uniformity coefficient  $C_u$  and initial void ratio  $e_0$  for 430 different tests on about 70 frictional soils.

- Sand in 100 cm<sup>2</sup> oedometer (Moussa [9])
- × Sand in 100 cm<sup>2</sup> oedometer (Tammirinne [12])
- + Sand in 6 cm oedometer (Schmidt [11])
- △ Crushed limestone in 10 cm ring compressometer (Fumagalli [3])
- Crushed macadam and gravel in 50 cm ring compressometer (SGI)
- Moraine, pebbles, macadam and sand in CTH's 70 cm oedometer

minskar portalet med ökande rundningsgrad [7], så man kan inte direkt säga vilken inverkan kornformen har om man jämför jordar med samma portal. Kornens hållfasthet spelar också in: kantiga korn med låg hållfasthet ger större krossning med åtföljande högre kompression.

Kornens hållfasthetsegenskaper inverkar redan vid mycket låga laster beroende på att krossning och flytning i mikroskala äger rum i de små kontaktpunkterna. För »normala» jordar torde dock inte krossningen ha praktiskt betydelse vid de låga spänningar som här är aktuella [10]. För grovkorniga, ensgraderade jordar (typ makadam och grövre) kan dock krossningen ha betydelse redan vid spänningar på 800 kN/m<sup>2</sup>.

Kornstorleken inverkar torde i huvudsak vara den att kompressionsmodulen minskar med ökande stenstorlek [8]. Det bör också vara så att kornstorleken inverkar varierar med spänningen: storkornighet bör medföra en relativt sett större kompressibilitetsökning vid höga spänningar än vid låga, eftersom krossningseffekterna ökar med såväl kornstorlek som spänning. Detta indikerar att spänningsexponenten  $\beta$  bör ha ett direkt samband med kornstorleken. Undersökningar av Schmidt [11] och Janbu [5] stöder detta antagande. Vid låga spänningar har krossningen obetydlig effekt, och där kan man därför tänka sig att kornstorleken har mindre inverkan.

## Sammanställning av försöksvärden

Vid sammanställning av data från kompressionsförsök, utförda av olika forskare, måste man beakta att när olika personer utför samma typ av prov på ett och samma material får de ofta olika resultat. Det är alltså högst sannolikt att man får en ganska betydande spridning av försöksresultaten enbart av det skälet att försöken utförts av olika personer. Det är också så att kompressionsförsök på friktionsjord är svåra att utföra och tolka. Vid försök på löst lagrad jord är det svårt att bibehålla portalet under monteringen: jorden faller in i en tätare lagring även för en liten störning. Vid fast lagrad jord är ofta kompressibiliteten så liten att apparaturens egenelasticitet spelar stor roll. Nollvärdet, det vill säga kompressionsvärdet vid lasten noll, är omöjligt att registrera, dels på grund av ojämnheter mellan provets överyta och stämpeln, dels på grund av att man måste lägga på en last innan man kan göra en första avläsning.

De värden som redovisas i det följande gäller förtagångsbelastad jord. Härvid är att märka att ett packningsarbete (typ instampning, överfart med vibrerande eller traktor) kan ha samma effekt som en förbelastning. Effekten synes vara mest märkbar på grövre, kantigt stenmaterial av typ krossmakadam eller sprängsten, medan man inte har någon direkt iakttagbar effekt på välgraderade jordar av typ morän eller finkornigare jordar, såsom sand. Med »direkt iakttagbar effekt» menas här att  $\sigma'-\epsilon$ -kurvan kröker av vid förbelastningstrycket i det dubbellogaritmiska diagrammet.

Som tidigare nämnts bör utvärderingen avse modultalet  $m$  och spänningsexponenten  $\beta$ , och det är av dessa två parametrar som skall behandlas.

## Modultalet $m$

En empirisk analys av modultalet  $m$  visar att  $m$  är närmast oberoende av stenstorleken om  $\sigma_j$  väljes till 100 kN/m<sup>2</sup>. Vidare förefaller rundheten hos kornen påverka portalet på så sätt att då  $m$  ställs i relation till portalet har rundheten ingen inverkan. Inverkan av materialets hållfasthet synes vara liten vid de låga laster (upp till 1 à 2 MN/m<sup>2</sup>) som det här är fråga om. Därmed skulle det vara tillräckligt med portalet och graderingen för utvärdering av modultalet. Som mått på graderingen används grade-

$$ringskoefficienten  $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ .$$

I bild 3 redovisas sambandet mellan  $m$ ,  $C_u$  och  $e_0$  för 430 olika kompressionsförsök, representerande cirka 70 olika friktionsjordar. Merparten försök har utförts på sand, men morän, stenigt grus och krossmakadam finns också med.

Som framgår av bild 3 ansluter försöksvärdena relativt väl till kurvan  $m = \frac{250}{C_u} \cdot e_0^{-3.7}$ . Stora avvikelser

finns, men en del av dem torde vara förklarliga. Exempelvis visar några makadamförsök höga  $m$ -värden, men vid dessa försök har komprimering utförts med plattvibrator: materialet har fått en förbelastningseffekt. Några av de avvikande värdena synes bero på att vissa icke-naturliga sandjordar har alltför »konstruerad» kornkurva; graderingskoefficienten

$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$  är inget perfekt mått på kornkurvas utseende. Totalt sett har 90 procent av de redovisade värdena en felfaktor  $f \leq 1,5$  i förhållande till funktionen  $m = \frac{250}{C_u} \cdot e^{-3,7}$ .

### Spänningsexponenten $\beta$

Spänningsexponenten  $\beta$  är svårare att få grepp om än modultalet  $m$ . Man kan dock notera att för en och samma jord varierar  $\beta$  inom tämligen snäva gränser.

I bild 4 redovisas  $\beta$  som funktion av medelkornstorleken  $d_{50}$ . Redovisningen har utförts så att för de material som har varierande  $\beta$ -värden har medelvärdet beräknats och lagts in i diagrammet. Sannolikt beror  $\beta$  av fler faktorer än enbart kornstorleken. Avvikelsen från den inlagda kurvan i bild 4 är dock inte stor, som mest cirka 0,15.

### Tillämpning

Resultaten från den empiriska analysen är direkt användbara för uppskattning av sättningarna i till exempel fyllningar där man känner portal och kornkurva. För naturligt lagrad jord begränsas användbarheten av att vi ännu inte har någon tillfreds-

ställande metod att bestämma portal och förkonso- lideringstryck.

En sättningsberäkning baserad på enkla kompres- sionsförsök utförs lämpligen enligt principen ele- mentär summering, det vill säga

$$s = \sum \frac{\Delta \sigma'}{M} \Delta z \quad (4)$$

$M$  beräknas för medelspänningen  $\sigma'_m = \sigma'_0 + \frac{\Delta \sigma'}{2}$

i varje skikt  $\Delta z$  ( $\sigma'_0$  = effektivspänningen före lastens påförande,  $\Delta \sigma'$  = effektivspänning av last). Med hjälp av bilderna 3 och 4 kan  $M$  beräknas:

$$M = m \cdot 100 \left( \frac{\sigma'_m}{100} \right)^{1-\beta} \text{ kN/m}^2 \quad (5)$$

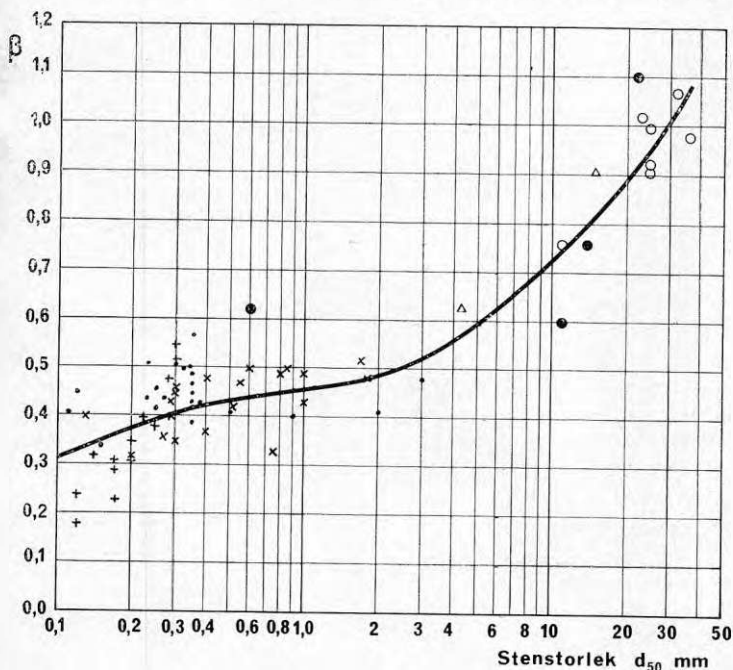
Metoden att använda enbart kompressionsmodu- len som grund för sättningsberäkning är visserligen omstridd men kan sägas vara den allmänt veder- tagna, och resultaten har visat sig godtagbara. För leror används vanligen  $\varepsilon_s$  i stället för  $M$  som mått på kompressibiliteten, men detta är en smaksak (ekva- tion [2] gäller för övrigt också för leror). Flera ex- empel kan ges på lyckade sättningsberäkningar ba- serade på enkla kompressionsförsök, se till exempel Hansbo och Torstensson [4] om sättningar under oljecisterner i Karlstad.

### Litteratur

- [1] Brinch-Hansen, J: *Stress-Strain Relationships for Sand*. DGI Bulletin nr 20, Köpenhamn 1966.
- [2] Scott, R F och Ko, H Y: *Stress-Deformation and Strength Characteristics*. State of the Art Volume. 7. Int. Conf. on Soil Mech. a Found. Eng. (Mexico) 1969.
- [3] Fumagalli, E: *Tests on Cohesionless Materials for Rockfill Dams*. ASCE Proc., vol. 95 no. SM 1. 1969.
- [4] Hansbo, S och Torstensson, B A: *Sättningar under oljecisterner i Karlstad*. Väg- och Vattenbyggaren nr 8, 1968.
- [5] Janbu, N: *Grunnlag i geoteknikk*, avsnitt 43. Trond- heim 1970.
- [6] Jänke, S: *Zusammendrückbarkeit und Scherfestigkeit nichtbindiger Erdstoffe*. Baumaschine und Bautech- nik, H 3 & 4. 1968.
- [7] Kolbuszewski, J och Frederick, M R: *The Significance of Particle Shape and Size on the Mechanical Be- havior of Granular Materials*. Proc., Europ. Conf. on Soil Mech. a Found. Eng. (Wiesbaden) 1963.
- [8] Lee, K L och Farhoomand, I: *Compressibility and Crushing of Granular Soil in Anisotropic Triaxial Compression*. Canadian Geotechnical Journal, vol IV, no. 1. 1967.
- [9] Moussa, A: *Die Zusammendrückbarkeit von Sand*. Mitt. a. d. Inst. f. Verkehrswasserbau Grundbau u. Bodenmech. d. Tech. Hochschule Aachen, Heft 23. 1961.
- [10] Peck, R: *General Aspects of Stress-Strain Behavior*. Kap. 10 i *Soil Mechanics*, red av Lambe & Whitman. Wiley, New York 1969.
- [11] Schmidt, B: *Uniaxial Primary Compression of Sands*. DGI Bulletin no 23. Köpenhamn 1967.
- [12] Tammirinne, M: *Kitkamaalajien rakenne ja kokoonpu- rustuvuus*. Statens Tekn. Forskn.anst., serie III nr 136. Helsingfors 1969.

4 Sambandet mellan spännings- exponenten  $\beta$  och medelkorn- storleken  $d_{50}$  för cirka 70 olika friktionsjordar. Beteckningar som i bild 3.

Relationship between the ex- ponent  $\beta$  and the mean grain diameter  $d_{50}$  for about 70 frictional soils. Key as in fig 3





## Sättningar vid grundläggning på morän i Åkeshov



Professor Sven Hansbo, Institutionen för geoteknik med grundläggning, CTH, Göteborg



Civilingenjör Bengt-Arne Torstensson, Institutionen för geoteknik med grundläggning, CTH, Göteborg

I ett föredrag vid Geotekniska föreningens »morändag» för en tid sedan gav professor Hansbo en kortfattad redovisning av sättningsstudier på byggnader grundlagda på morän. Till de undersökta byggnaderna hör Åkeshovs sjukhus, vars grundläggning huvudsakligen utförts med plintar på blockig bottenmorän. Här behandlas mer ingående de gjorda sättningsobservationerna på denna byggnad speciellt med hänsyn till långtidssättningar. Vidare analyseras de olika möjligheterna att i förväg bestämma sättningarna.

För drygt ett år sedan anordnade Svenska geotekniska föreningen en »morändag», ett symposium med ett stort antal föredrag och diskussionsinlägg [6]. Ett huvudsyfte med symposiet var att påvisa möjligheterna att höja nu tillåtna grundtryck. I ett av föredragen [2] redovisades mycket kortfattat sättningsstudier av byggnader, grundlagda på morän, bland andra Åkeshovs sjukhus. Avsikten med denna artikel är att mera ingående behandla de utförda undersökningarna på denna byggnad, speciellt med hänsyn till långtidssättningar. Möjligheterna att i förväg beräkna sättningarna skall också analyseras.

Undersökningen och sättningsobservationerna på byggnaden, vilken uppfördes under åren 1966–67, har bekostats med anslag från Statens råd för byggnadsforskning. Geoteknisk konsult och konstruktör för byggnaden har varit Jacobson & Widmark; entreprenör Kullenberg. Byggnaden omfattar en höghusdel med åtta våningsplan (varav två källarplan), bild 1, och en låghusdel. Sättningarna i låghusdelen är inte inmätta, och denna del saknar därför intresse i detta sammanhang.

### Grundförhållanden

Markytan inom byggnadsområdet är tämligen plan och varierar mellan nivåerna +4 och +5,5 m.

Jordlagerföljden undersöktes i ett inledande skede av Kjessler & Mannerstråle medelst vikt- och hejarsondering samt provtagning med standardkolvborr.

I samband med byggnadsarbetena schaktade sig entreprenören ned till nivån cirka +1,2 m, varefter kompletterande borrhningar i nio punkter med kedjematad hammarborr utfördes från schaktbotten av Jacobson & Widmark.

Undersökningspunkternas läge i plan framgår av bild 2. I bild 3 redovisas en utvald del av resultatet av de geotekniska undersökningarna. Anledningen till att vikt- och hejarsonderingarna inte helt täcker

byggnadsområdet är att byggnadens läge ändrades sedan undersökningen slutförts, bild 2.

Som framgår består jorden överst av ett 2–8 m mäktigt lerlager, underlagrat av ett på berg vilande täcke av bottenmorän med tjockleken 2–6 m. Moränen är blockig och stenig. Vid borrhningarna med kedjematad hammarborr påträffades i ett par fall mertjocka block. Bergytan påträffades mellan nivåerna –4,5 och –5 m.

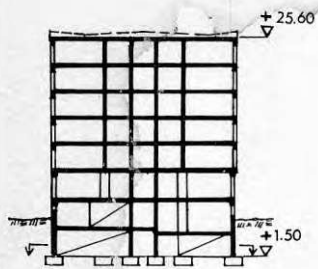
Isobaser för moräntäckets överyta, baserade på resultaten från vikt- och hejarsonderingarna samt borrhningarna med kedjematad hammarborr, visas i bild 2. Man ser att moräntyten under byggnaden varierar mellan nivåerna +2 och –3 m och att dess lägsta punkt finns ungefär mitt under byggnaden.

Moränens skrymdensitet bestämdes i fält genom grävning av tre provgropar från nivån cirka +1,0 m inom den del av schakten som skar in i moräntäcket, bild 2. Groparna täcktes invändigt med en tunn plastfolie och vattenfylldes därefter för volymbestämning, medan det ur provgroparna upptagna moränmaterialet vägdes i naturfuktigt tillstånd. De sålunda uppmätta skrymdensiteterna framgår av tabell 1.

Av de upptagna provernas vattenhalt, i medeltal 3,8 procent, och moränmaterialets kompaktdensitet, 2,67 t/m<sup>3</sup>, kan portalet  $e_0$ , mätningsgraden  $S_w$  och torrdensiteten  $\gamma_d$  beräknas till  $e_0=0,22 \pm 0,33$ ,  $S_w=52 \pm 2\%$  och  $\gamma_d=2,18 \pm 0,06$  t/m<sup>3</sup>.

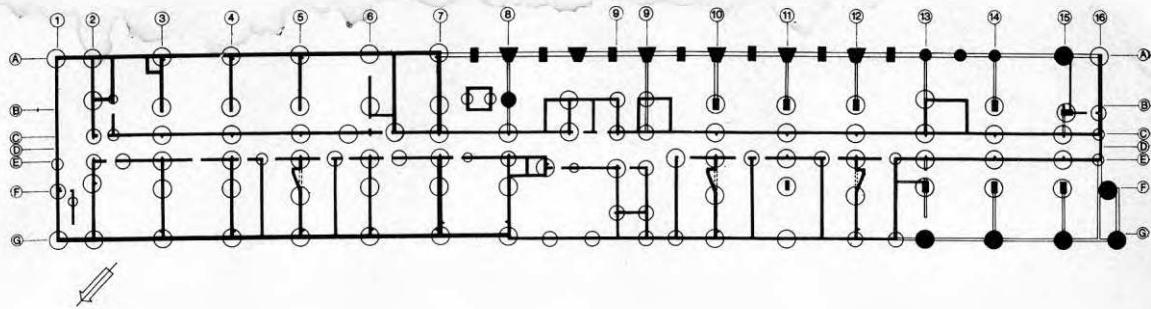
Grundvattenytan låg vid tiden för provgropsgrävningen på nivån cirka +1,0 m inom schaktens centrala delar, där moränen täcks av lera.





1  
Höghusdelen till Akeshovs sjukhus i plan och sektion. Skala 1:800

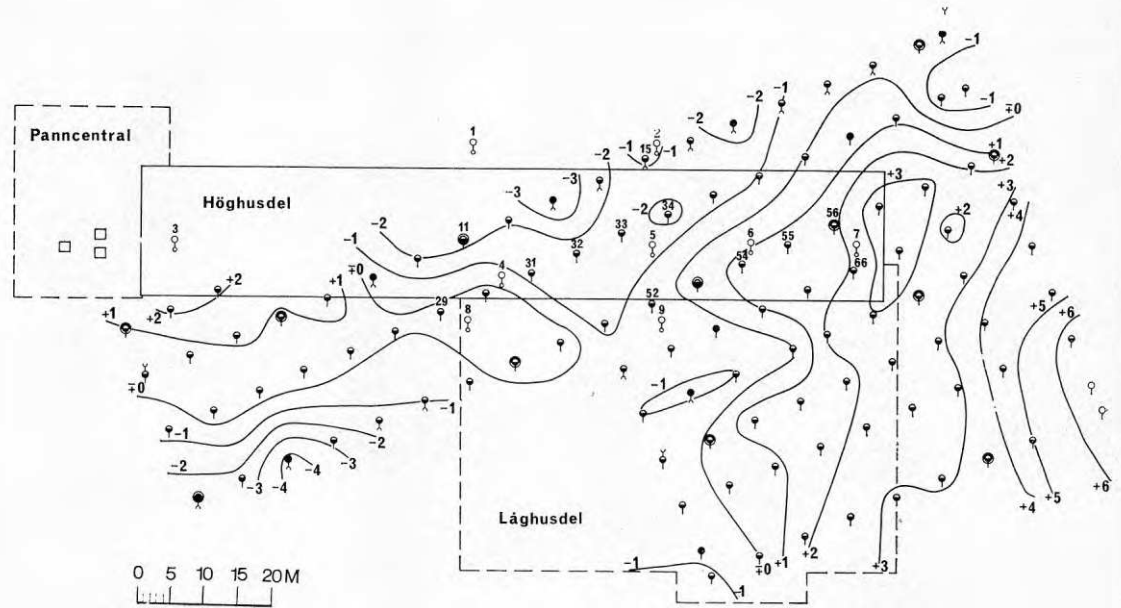
The high-rise part of Akeshov's hospital: plan and section. Scale 1:800.



2  
Borrplan och isobaser för moräntäckets överyta

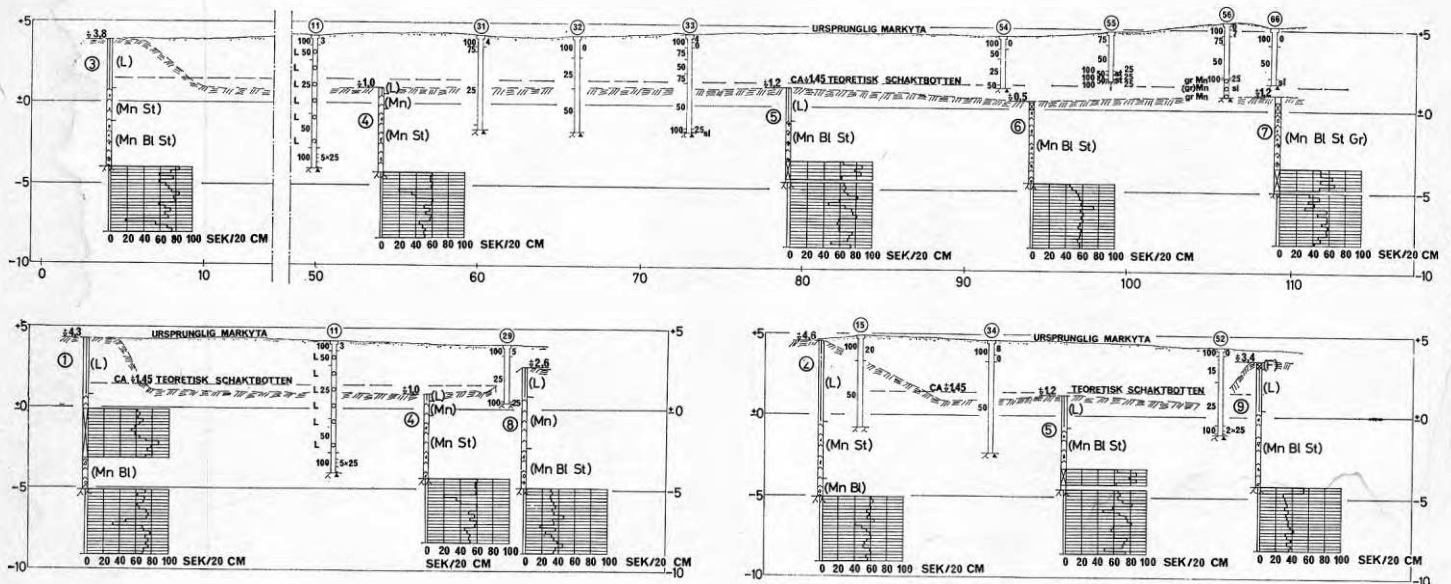
Boring plan and isobases for the surface of the moraine cover

- +3 —+3 isobaser för moräntäckets överyta  
isobases for the surface of the moraine cover
- provgrop  
test pit



3  
Längdsektion (överst) och tvärsektioner genom höghusdelens undergrund med inlagda borsultat

Longitudinal section and transverse sections through the sub-soil under the high-rise part and the results of the soil investigation



**Tabell 1**  
Uppmätta skrymdensiteter

Provgrop nr	1	2	3
Vikt av moränmaterial kg	156,5	191,4	102,3
Volym l	67	85	46
Skrymdensitet t/m <sup>3</sup>	2,34	2,26	2,22 mv 2,28

Table 1  
Recorded volume-density

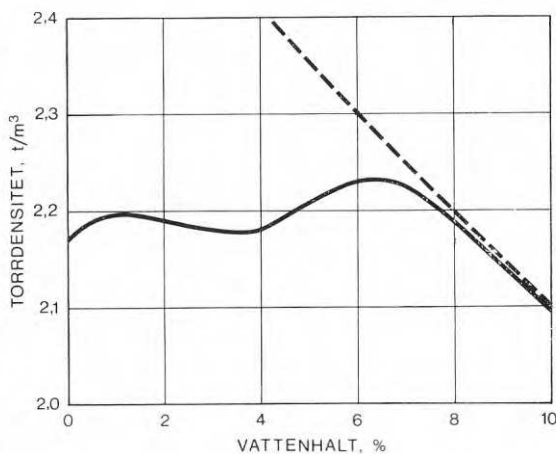
**Tabell 2**  
Ungefärliga värden för kompressionsmodulen  $M$ , beräknad som sekantmodul inom spänningsintervallet 50–800 kN/m<sup>2</sup>

Table 2  
Approximate values of compression modulus  $M$ , calculated as secant modulus within the stress interval 50–800 kN/m<sup>2</sup>

Utan korrektion för friktion		Korrigerat för friktion
<b>Försöksserie 1:</b>		
jungfrukurva	$M = 65 \text{ MN/m}^2$	60 MN/m <sup>2</sup>
1:a återbel. (bel. tid 20')	$M = 310 \text{ MN/m}^2$	280 MN/m <sup>2</sup>
1:a återbel. (bel. tid 1d)	$M = 270 \text{ MN/m}^2$	240 MN/m <sup>2</sup>
<b>Försöksserie 2:</b>		
jungfrukurva	$M = 50 \text{ MN/m}^2$	45 MN/m <sup>2</sup>
1:a återbel. (bel. tid 20')	$M = 310 \text{ MN/m}^2$	290 MN/m <sup>2</sup>
1:a återbel. (bel. tid 1d)	$M = 280 \text{ MN/m}^2$	250 MN/m <sup>2</sup>
2:a återbel. (bel. tid 20')	$M = 310 \text{ MN/m}^2$	280 MN/m <sup>2</sup>
2:a återbel. (bel. tid 2d)	$M = 280 \text{ MN/m}^2$	250 MN/m <sup>2</sup>
3:e återbel. (bel. tid 20')	$M = 430 \text{ MN/m}^2$	390 MN/m <sup>2</sup>
3:e återbel. (bel. tid 2d)	$M = 400 \text{ MN/m}^2$	360 MN/m <sup>2</sup>

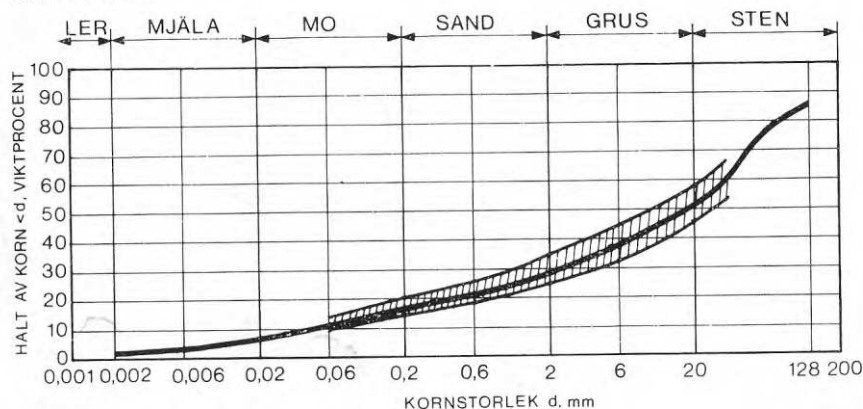
**4**  
Resultat av packningsförsök enligt modifierad Proctor på morän med största kornstorlek 16 mm. Streckad kurva anger övre gräns för vattenmättat prov.

Result of modified Proctor compaction tests on moraine with largest particle size 16 mm. The dotted line shows the upper limit for the water-saturated test.



**5**  
Kornfördelningskurva, erhållen vid siktning av upptagna moränprover. Streckat område anger erhållen spridning.

Particle size distribution obtained in sieving moraine samples. The shaded area denotes the spread.



## Laboratorieundersökningar av moränen

För att studera möjligheterna att på laboratorium åstadkomma den i naturen existerande lagringstättheten utfördes instampningsförsök enligt modifierad Proctor. Resultatet av denna instampning, gjord på moränmaterial med en största kornstorlek av 16 mm, redovisas i bild 4. Man finner därav att den torrdensitet som kan erhållas i laboratoriet genom packning motsvarar torrdensiteten hos den naturligt lagrade moränen, en lycklig omständighet med hänsyn till de kompressionsförsök som primärt eftersträvades.

En siktningsanalys med cirka 10 kg provmängd gav det i bild 5 redovisade resultatet. Siktningen utfördes på moränmaterial med en största kornstorlek av 128 mm, men kornfördelningskurvan har korrigerats för halten av sten > 128 mm och block, bestämd till 14 viktsprocent.

Moränens kompressibilitet studerades medelst försök i jätteödometer [5] dels på naturfuktigt material ( $\gamma_w = 2,17 \text{ t/m}^3$ ;  $w = 3,8 \%$ ), försöksserie 1, dels på helt vattenmättat material ( $\gamma_w = 2,30 \text{ t/m}^3$ ;  $w = 5,9 \%$ ), försöksserie 2. Provhöjden valdes till 35 cm. Proverna packades in manuellt med trästamp i cirka 5 cm tjocka skikt.

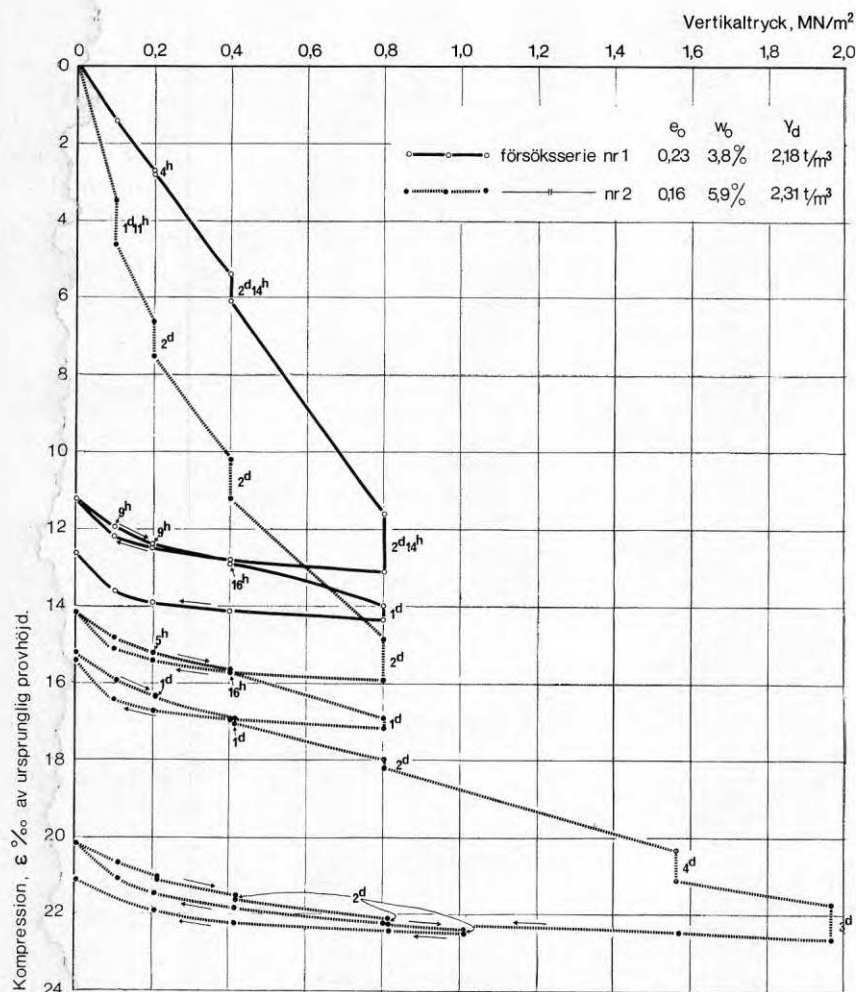
Försöksserie 1 utfördes med två belastningscykler och en högsta last av cirka 800 kN/m<sup>2</sup> (8 kp/cm<sup>2</sup>), försöksserie 2 med fyra belastningscykler och en högsta last av cirka 1 900 kN/m<sup>2</sup>. Varaktigheten hos laststegen varierade mellan 20 minuter och 4 dygn. Försöksresultaten framgår av bild 6. Lutningen hos avlastnings- och återbelastningskurvorna är som framgår praktiskt taget oberoende av fuktighetsgrad och portal hos provet, ett från beräkningssynpunkt mycket intressant förhållande.

Kompressionsmodulen  $M$ , beräknad som sekantmodul inom spänningsintervallet 50–800 kN/m<sup>2</sup>, med och utan hänsyn till friktion mellan jord- och ödometering, får de ungefärliga värden som redovisas i tabell 2.

## Grundläggning av höghusdelen

Grundläggningen av höghusdelen utfördes huvudsakligen på morän med plintar med en diameter varierande från 1,0 till 2,0 m. Tillåtet medelgrundtryck valdes till 800 kN/m<sup>2</sup> (8 kp/cm<sup>2</sup>). Längs byggnadens södra fasad utfördes delvis grundläggning med stödpålar.

Schaktningen för plintarna utfördes dels med grävmaskin, där djupet till moränen var ringa, dels inom cylindriska ståltuber med samtidig länshållning inom tuberna. Den sista delen av schaktningen för plintarna utfördes för hand. Vid schaktningen inom tuberna var grundvattentillströmningen kraftig när man nådde gränssytan mellan lera och morän.



6 Resultat av kompressionsförsök på packad morän, utiörda i jätteödometer. De intill ödometerkurvorna angivna värdena anger belastningstiderna för laststegen. Där värden saknas har belastningstiden varit 20 min.

The result of compression tests on compacted moraine carried out in a giant oedometer. The values beside the oedometer curves show the loading times for the loading steps. Where no values are given the loading time was 20 min.

### Uppmätta sättningar

Sättningsobservationerna för plintarna, totalt 45 stycken, gjordes genom precisionsavvägning av ingjutna dubbar, utgående från två fixar som nedförts 3 m i berg. Mätnoggrannheten borde vid denna typ av mätning kunna bli ± 0,2 mm, men det är tveksamt om sådan noggrannhet uppnåtts här (se nedan). Medelgrundtrycket för de observerade grundplintarna uppgår till i medeltal 660 kN/m<sup>2</sup> (6,6 kp/cm<sup>2</sup>) av enbart egenvikt och till 690 kN/m<sup>2</sup> av egenvikt+nyttig last med 810 kN/m<sup>2</sup> som största och 540 kN/m<sup>2</sup> som minsta egenviktsvärden. Vid den första avvägningen av dubbar, som här fått tjäna som nollvärde, varierade medelgrundtrycket för de olika plintarna mellan 50 och 80 kN/m<sup>2</sup>.

### Initialsättningar

Initialsättningarna för olika medelgrundtryck under plintar med 1,6 och 2,0 m diameter har samman-

ställt i bilderna 7 och 8. Spridningen är som framgår stor, vilket kan bero på moränens blockighet. Sättningen för den grövre plinten överstiger sättningen för den smalare med endast cirka 10 procent vid lika medelgrundtryck, trots att den grövre plinten därvid har 57 procent högre last. Detta förhållande torde bero på att brottsäkerheten för en plint ökar med växande diameter, vilket minskar de plastiska deformationerna. Det kan emellertid också, åtminstone delvis, bero på att block oftare faller inom deformationszonen för den grövre plinten än för den smalare, och därmed ökar värdet på kompressionsmodulen.

Medelvärdet av sättningarna för samtliga plintar uppgår till 4,3 mm vid grundtrycket 660 kN/m<sup>2</sup>.

Sättningsvariationerna, uppmätta sedan byggnaden just färdigställt, redovisas i bild 9 med sättningsisobaser.

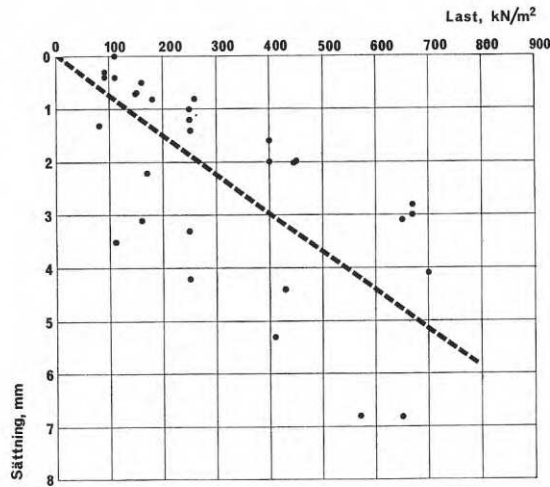
### Långtidssättningar

Det råder en tämligen allmän uppfattning bland geotekniker att långtidssättningar i morän är av underordnad betydelse jämfört med initialsättningarna då lasten påförs. Samma uppfattning synes också råda beträffande långtidssättningar i sedimentära friktionsjordar. Anledningen härtill torde vara att man normalt förknippar begreppet långtidssättning med den hydrodynamiskt fördröjda sättning som inträffar i de finkorniga jordarterna (såsom lera, dy och gyttja) och som benämnes konsolidering. Det står emellertid alltmörklart att viskösa elastiska och plastiska deformationer (krypning) äger rum i alla förekommande jordarter som utsätts för belastning och att de ofta är av samma storleksordning som eller till och med större än initialsättningarna. Exempel på sådana betydande långtidssättningar uppmätta i sand har getts av Hansbo-Möller-Pramborg [4] samt i moränlera av Hansbo-Bennermark-Kihlbom [3]. I den förstnämnda av dessa artiklar visas att långtidssättningen i ett 12-våningshus grundlagt på mellansand, vilken packats med vibroflotation, sannolikt blir minst lika stor som initialsättningen. I den sistnämnda artikeln visas att långtidssättningen i en 11 à 15 våningars sjukhusbyggnad, grundlagt på moränlera kan uppgå till halva eller samma storlek som initialsättningen. Å andra sidan har ett flertal sättningsmätningar i byggnadsverk grundlagda på moränlera i Danmark visat att långtidssättningarna är försumbara vid sidan av initialsättningarna [1]. Som framgår av bilderna 10 och 11 är långtidssättningarna i moränen i Åkeshov ingalunda obetydliga.

En jämförelse mellan den sista och närmast föregående avvägningen ger som framgår i åtskilliga fall en lyftning under den sista ettårsperioden. Detta ger oss anledning misstänka antingen att mätnoggrannheten vid precisionsavvägningen är betydligt sämre än väntat eller att dubbarna blivit påkörda

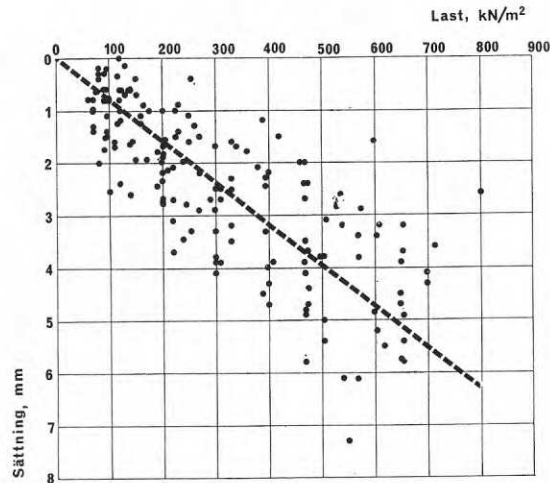
**7**  
Uppmätta initialsättningar som funktion av påförd belastning vid 1,6 m plindiameter (7 plintar)

Recorded initial settlements as a function of the load applied on piers with 1,6 m diameter (7 piers).



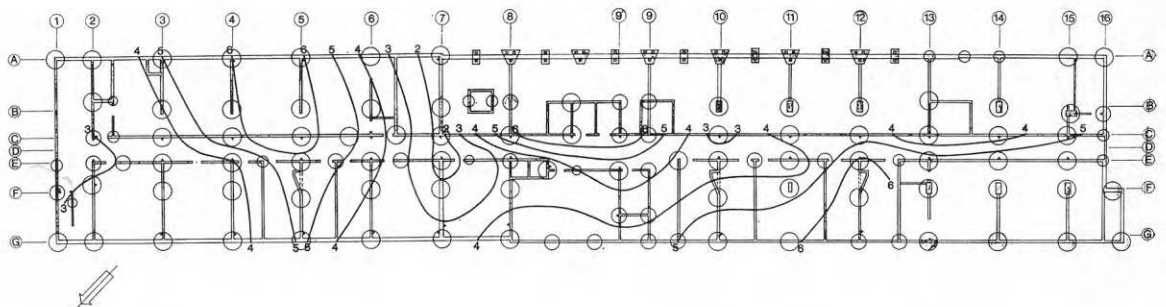
**8**  
Uppmätta initialsättningar som funktion av påförd belastning vid 2,0 m plindiameter (35 plintar)

Recorded initial settlements as a function of loading applied on 2.0 m diameter piers (35 piers)



**9**  
Sättningsisobaser vid tiden för byggnadsarbetets avslutning

Settlement isobases at the time of completion of the building



och krökta av de truckar som trafikerar korridoren. Resultatet tyder dock på att långtidssättningarna i stort sett upphört efter två års belastning. Den totala medelsättningen torde därmed ej komma att överstiga tvåårsvärdet 6,0 mm.

Långtidssättningen kan alltså för moränen i Åkeshov beräknas uppgå till i medeltal cirka 40 procent av initialsättningen. Tiden för sättningarnas fullbordan, två år, är mindre än för den finkornigare moränleran i Lund, vilken ännu efter tre års belastning uppvisar fortsatt krypning.

**Sättningsdifferenser**




En av de mest intressanta detaljerna i ett sättningsstudium är vilka sättningsdifferenser som uppkommer. Det är som bekant dessa differenser som oftast förorsakar skador i byggnadsverket. Man finner här att största uppmätta sättningsdifferensen är 5,8 mm, när byggnaden just färdigställts, och 8,5 mm sedan långtidssättningarna fullbordats – alltså värden som något överstiger de uppmätta medelvärdena. Sättningsdifferenserna ger en största lutningsvinkel (lutning från horisontalen) av i förra fallet 1,1 ‰, i senare fallet 1,8 ‰ och en största brytningsvinkel (vinkeländring mellan tre intilliggande stöd) av i senare fallet 2,0 ‰. De erhållna värdena ligger alltså med betryggande säkerhetsmarginal under såväl de av Skempton och McDonald [8] angivna kritiska lutningsvinklarna 3,3 ‰ för skador på sekundära byggnadselement och 6,7 ‰ för skador på bärande element som de av Rethaty [7] för en höghusbyggnad av denna typ angivna kritiska brytningsvinklarna cirka 6 ‰ för skador på sekundära byggnadselement och 15 ‰ för skador på bärande element.

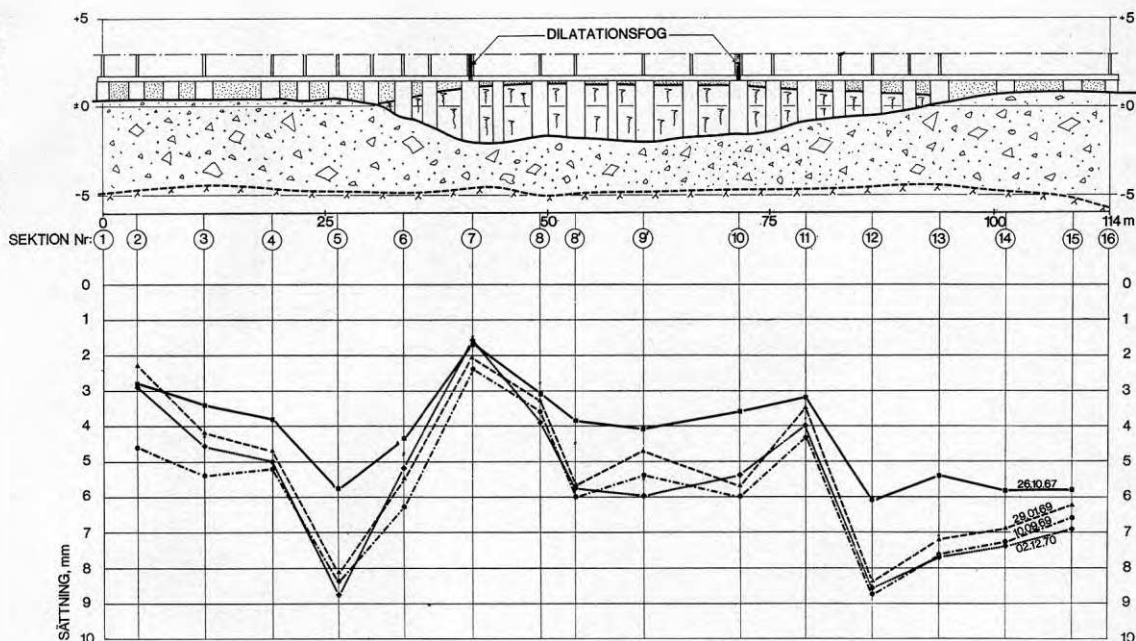
En inspektion av den långsgående källarkorridoren i slutet av år 1970 visade att väggarna längs korridorsidorna visserligen fått ett antal sprickor men att dessa i stort sett är vertikala och kan härledas från betongens krympning.



10  
Längdsektion E längs byggnadens mittkorridor (se bild 9) visande sättningarnas utveckling efter det att byggnaden färdigställts

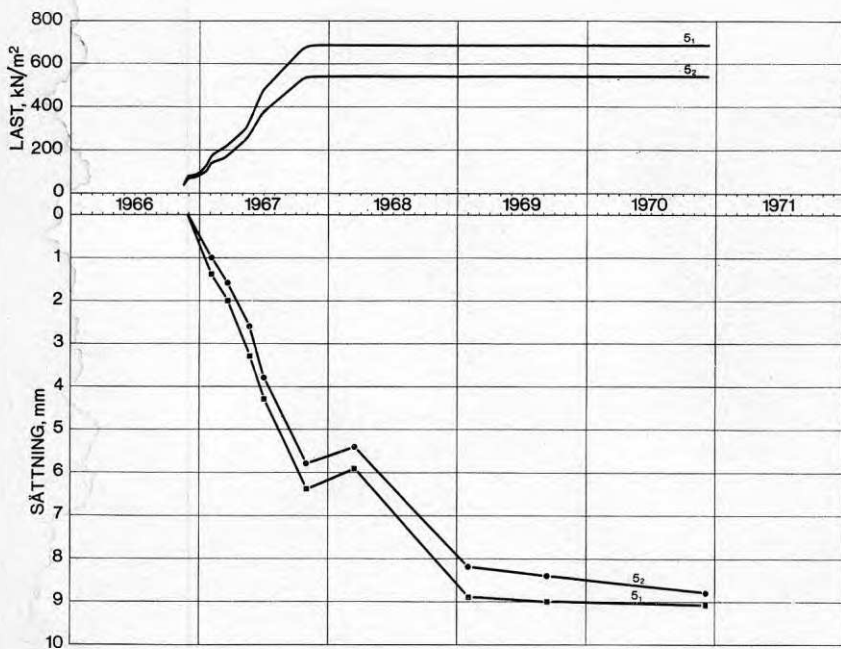
Longitudinal section E along the central corridor in the building (see fig 9) showing the settlements at different time intervals after the completion

-  grusfyllning  
gravel fill
-  lera  
clay
-  morän  
moraine



11  
Sättningarnas tidsförlopp för plintarna 5C (5<sub>1</sub>) och 5E (5<sub>2</sub>).  
Beträffande plintlägen se bild 9.

The time-settlement relationship for the piers 5C (5<sub>1</sub>) and 5E (5<sub>2</sub>). See fig 9 for the positions of the piers.



### Jämförelse mellan beräknade och uppmätta sättningar

Den lämpligaste metoden att beräkna sättningar i morän är utan tvekan grundad på den av Ménard utvecklade pressiometermetoden [3]. På grund av moränens blockighet var det i detta fall vanskligt att utföra pressiometerförsök, och metoden har därför ej kunnat användas. I stället har de tidigare omnämnda ödometerförsöken utförts på moränmaterialet från provgroparna. Det finns då flera alternativa metoder att beräkna sättningarna, såsom enkel summering av kompressionen i delskiikt (vanligaste metoden), Jakys metod, Tsitovitschs metod, Jegorovs metod, elasticitetsteoretiska betraktelser etc. I detta fall, där kompressionsmodulen bestämts endast för material från de tre provgroparna, synes Jakys metod eller elasticitetsteoretiska betraktelser vara lämpligast att använda.

#### Jakys metod

Sättningen  $s$  hos en cirkulär cylindrisk plint med diametern  $d$  fås ur det enkla sambandet

$$s = \frac{qd}{2M}$$

där  $q$  = medelgrundtrycket

$M$  = kompressionsmodulen enligt ödometerförsöket

Eftersom en bottenmorän är starkt överkonsoliderad

genom trycket från inlandsisen, bestäms värdet på  $M$  av lutningen hos någon av återbelastningsgrenarna, sannolikt mera av lutningen hos exempelvis den tredje än av den första. Moränen blir emellertid också i viss mån störd och uppluckrad vid schaktningen för plinten och länshållningen före gjutning. Denna störning leder till större sättningar, det vill säga till lägre värde på kompressionsmodulen. Vid den beräkning som här skall utföras väljs därför det värde på  $M$  som erhålls ur första återbelastningsgrenens lutning i moränmaterialet med den lägsta torrdensiteten, det vill säga  $M=280 \text{ MN/m}^2$  ( $2\,800 \text{ kp/cm}^2$ ) för initialsättning och  $M=240 \text{ MN/m}^2$  för långtidssättning.

Vi får alltså för ett medelgrundtryck av  $660 \text{ kN/m}^2$  initialsättningen

$$s = \frac{660 \cdot 2,0}{2 \cdot 280 \cdot 10^3} = 2,4 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 2,4 \text{ mm}$$

vid plintdiametern 2,0 m

och  $s=1,9 \text{ mm}$

vid plintdiametern 1,6 m.

Sättningen, beräknad enligt Jakys metod, blir alltså knappt hälften så stor som den uppmätta, bilderna 7 och 8.

Motsvarande värden för långtidslast ökar med 17 procent. Även sättningsökningen vid långtidsbelastning är alltså beräkningsmässigt mindre än den uppmätta.

#### Beräkning enligt elasticitetsteorin

För att kunna tillämpa elasticitetsteoretiska beräkningsformler måste kompressionsmodulen  $M$  omräknas till en ekvivalent elasticitetsmodul  $E$ .

Man har därvid

$$E = \frac{M(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu}$$

där  $\nu$  = kontraktionstalet.

Insättes  $\nu=0,3$ , vilket torde vara ett lämpligt värde för morän, erhålls

$$E = 0,74 M$$

det vill säga

$$E = 210 \text{ MN/m}^2 \text{ för initialsättning}$$

$$E = 180 \text{ MN/m}^2 \text{ för långtidssättning}$$

Enligt elasticitetsteorin är sättningen för en cirkulär, styv platta med beteckningar enligt ovan

$$s = \frac{q\pi d}{4} \frac{1-\nu^2}{E}$$

Med som förut  $\nu=0,3$  erhålls alltså för ett medelgrundtryck av  $660 \text{ kN/m}^2$  initialsättningen

$$s = \frac{660 \cdot \pi \cdot 2,0}{4} \cdot \frac{1-0,3^2}{210 \cdot 10^3} = 4,5 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 4,5 \text{ mm}$$

vid plintdiametern 2,0 m, och

$s=3,6 \text{ mm}$

vid plintdiametern 1,6 m.

Initialsättningarna enligt elasticitetsteorin med  $E$  beräknad ur kompressionsmodulen  $M$  är alltså av riktig storleksordning.

Långtidssättningarna blir som i föregående fall 17

procent större än initialsättningarna, det vill säga väsentligt mindre än i verkligheten.

## Sammanfattning

Den utförda undersökningen visar att det är möjligt att med utgångspunkt från lutningen hos ödometerkurvans återbelastningsgren beräkna medelsättningen vid grundläggning av en byggnad med plattor eller plintar på grovkornig *bottenmorän*. Man finner vidare att de maximala sättningsdifferenserna vid sådan grundläggning kan bli större än eller av samma storleksordning som medelsättningen. De vid Åkeshovs sjukhus uppmätta sättningsdifferenserna är emellertid så små att de ej ger upphov till sättnings-skador. Det tillåtna medelgrundtrycket  $800 \text{ kN/m}^2$  hade sannolikt kunnat i det närmaste fördubblas utan att byggnaden därmed tagit skada.

## Litteratur

- [1] Balstrup, T: *Danske erfaringer av moräneler*. Statens geotekniska institut. Särtryck och preliminära rapporter Nr 39, 1970.
- [2] Hansbo, S: *Fältstudier av sättningar i morän och moränlera*. Statens geotekniska institut. Särtryck och preliminära rapporter Nr 39, 1970.
- [3] Hansbo, S, Bennermark, H och Kihlbom, U: *Sättningar vid grundläggning med plattor på moränlera i Lund*. Väg- och vattenbyggaren Nr 8, 1968.
- [4] Hansbo, S, Möller, P och Pramborg, B: *Grundförstärkning för kontorshus i Södertälje genom vibroflotation samt beräknade och erhållna sättningar*. Väg- och vattenbyggaren Nr 8, 1968.
- [5] Högberg, E: *Kompressionsförsök på morän i jätteödometer*. Statens geotekniska institut. Särtryck och preliminära rapporter Nr 39, 1970.
- [6] *Morändag 1969*. Statens geotekniska institut. Särtryck och preliminära rapporter Nr 39, 1970.
- [7] Rethaty, L: *Methods and results of a study of damage to buildings*. Osnovanya, Fundamenty i Mekhanika Gruntov, No 6, 1964.
- [8] Skempton, A W och McDonald, D H: *The allowable settlements of buildings*. Proc. ASCE, Struct. Paper No 50, 1956.

# Egenskaper hos lagerutbredda sprängstensfyllningar

UDK 624.135  
624.138  
624.151.5



Civilingenjör Ulf Lindblom, Institutionen för geoteknik med grundläggning, CTH, Göteborg

Bergmassor från sprängningsarbeten används alltmer som fyllningsmaterial. Erfarenheter från dammanläggningar har visat att lagerutbredda sprängstensfyllningar kan bli praktiskt taget sättning fria. Man har också på senare år använt lagerutbredd och packad sprängsten vid markplanering för bostadsproduktion. Behovet av rationella utläggningsmetoder har därför ökat. I artikeln redovisas en undersökning av egenskaperna hos lagerutbredda sprängstensfyllningar vid två olika packningsmetoder. Resultaten visar att man trots ett förenklat utläggningsförfarande kunnat bibehålla goda deformations- och hållfasthetsegenskaper hos fyllningarna.

Inom dammbyggnadstekniken har sprängsten använts som stödfyllningsmaterial i drygt hundra år, men metoden att utbreda stenen i tunna lager introducerades först i slutet på 40-talet [1]. Den ger möjlighet att utföra fyllningar som blir praktiskt taget sättning fria, varför skador i tät kärna eller tätningssäck på grund av stora rörelser i stödfyllningen inte behöver befaras. Den ursprungliga metoden, där man tippade massorna från hög höjd, har därför alltmer ersatts med traktorutbredning i en till två meter tjocka lager.

Vid annan anläggningsverksamhet, väg-, gatu- och flygfältsbyggnad, markplanering för bostadsproduktion och industriområden och så vidare, var sprängsten till för 10–15 år sedan ovanligt som fyllningsmaterial. Numera tas kuperad bergterräng alltmer i anspråk, vilket blivit tekniskt och ekonomiskt möjligt genom en stark utveckling av sprängnings- och transporttekniken. Terrasseringsarbetena blir ofta omfattande med stora sprängnings- och fyllningsvolymmer. Sättningarna i fyllningarna vill man ha så små som möjligt, varför metoden att utbreda sprängstenen i lager även här visat sig ändamålsenlig.

## Metod

Det praktiska tillvägagångssättet vid metoden är följande:

Berget avtäcks, varefter det borras, laddas och sprängs. Om pallsprängningstekniken används, kan man någorlunda väl förutbestämma storlek och gradering av sprängstenen. Efter sprängning lastas massorna med grävmaskin på transportfordon eller utbredds direkt med traktor om avståndet till fyllningsplatsen är litet. Används transportfordon, tippas sprängstenen på överytan av det lager som är under utfyllning och skjuts över kanten med en bandtraktor. Massorna skyddas mot inblandning av främmande föremål, snö och is. Lagertjockleken brukar göras minst 50 procent större än största stenstorleken.

Den beskrivna metoden ger grunder som är väl lämpade för modern byggnadsproduktion, där man eftersträvar jämna ytor från vilka arbetet kan bedrivas störningsfritt och med tunga maskiner.

Vid husgrundläggning på traktorutbredd sprängstensfyllning är emellertid goda kompressionsegenskaper hos fyllningen av speciellt stor betydelse. Svensk Byggnorm 1967 anger att varje lager skall packas med vibrationsvält. Lagertjockleken begränsas till 0,7 m vid 3,5 t vält och 1,0 m vid 5 t vält. Vältningen kan innebära dyrbara stillestånd eller besvärande omdirigeringar av bergtransporterna. Om lagertjockleken kunde ökas till 1,5 m och vältningen uteslutas eller begränsas, skulle stora besparingar kunna göras i många markentreprenader där sprängnings- och stenfyllningsarbeten ingår. Innan det är möjligt att göra en sådan ökning av lagertjockleken måste emellertid vår kunskap om egenskaperna hos sprängstensfyllningar ökas. Detta var syftet med de fältförsök som utfördes under våren 1970 i samverkan med byggnadsfirman Ohlsson & Skarne och som beskrivs kortfattat nedan. Undersökningen av sprängstensfyllningars kompressionsegenskaper bedrivs vid institutionen för geoteknik med grundläggning, CTH, som ett led i ett doktorsarbete med anslag från Statens råd för byggnadsforskning. Fältförsök av liknande typ har gjorts av HSB [2].

## Fältförsök

Undersökningen gjordes på två sprängstensfyllningar, i det följande benämnda P90 och P92, i det nya bostadsområdet Orminge öster om Stockholm. I detta område har byggnadsfirman Ohlsson & Skarne sedan 1966 uppfört ett 150-tal flerfamiljshus. Husen har genomgående grundlagts med platsgjutna grundplattor på sprängstensfyllning eller sprängbotten.

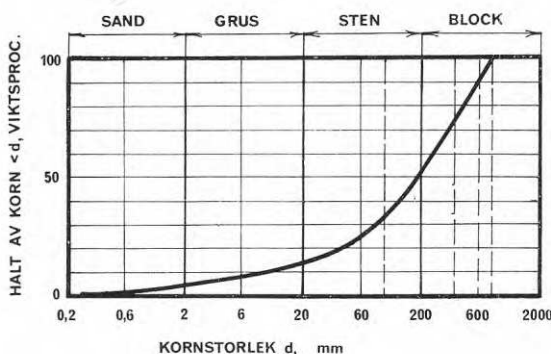
## Utfyllningsmetoder

Rensat berg utgjorde underlag för båda fyllningarna, och den totala fyllningsmängdigheten varierade mellan 0 (sprängbotten) och 6 m i P90 och mellan 2 och 5 m i P92. Fyllningsvolymerna var 3 560 m<sup>3</sup> respektive 3 760 m<sup>3</sup>. I P90 lades sprängstenen ut i 1,5 m tjocka lager med en tämligen liten bandtraktor med skopa (CASE 850) och varje lager packades genom tio överfarter med en bandtraktordragen 5,6 t vibrations-



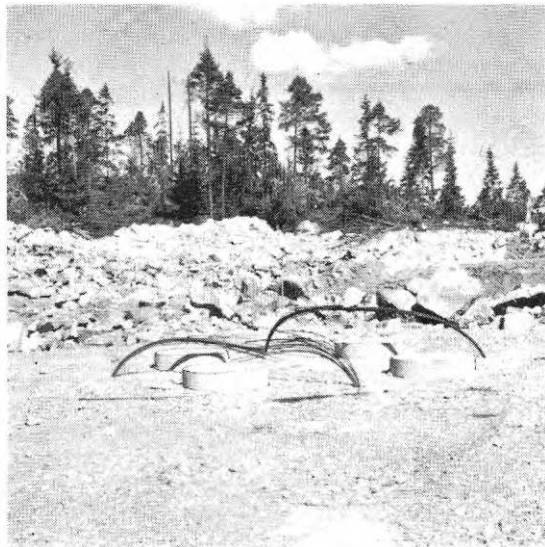
**1**  
Kornfördelningskurva för  
sprängstensmaterialet

Particle size distribution curve  
for the rock-fill



**2**  
En färdig plattgrupp

A complete group of plates

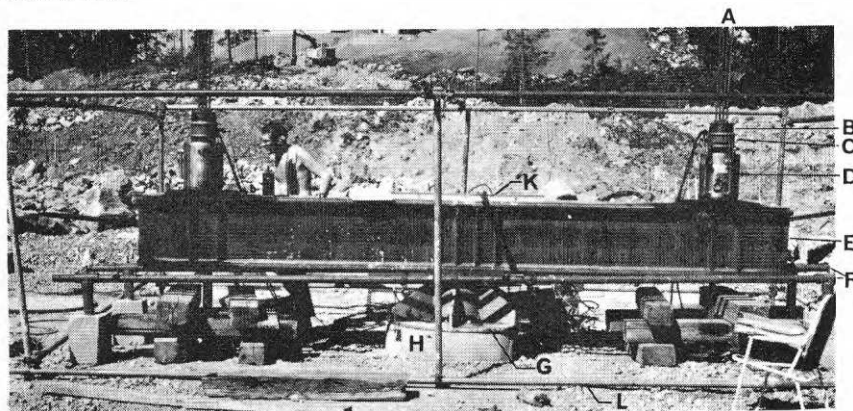


**3**  
Försöksutrustningen monterad  
(presenningen borttagen)

- A dragstag
- B ankarstycke
- C kraftmätare
- D domkraft
- E balk
- F rör
- G trycklock
- H betongplatta
- K vattenpass
- L rörstativ

Test equipment erected (tar-  
paulin removed)

- A tie-bar
- B anchor
- C force-meter
- D jack
- E beam
- F pipe
- G pressure lid
- H concrete slab
- K level
- L tubular stand



vält (VIBROVERKEN CH 45). I P92 lades spräng-  
stenen ut i 1,5 m tjocka lager med en tung mottag-  
ningstraktor med schaktblad (CAT D7) utan särskild  
packning med vibrationsvält. Endast det översta lag-  
ret utbreddes 1 m tjockt och packades med 5,6 t  
vibrationsvält som i P90. Båda grunderna försågs  
med en cirka 10 cm tjock, packad ytavjämning av  
krossgrus.

Fyllningsarbetena utfördes under vinterförhållanden.  
Nattetid och vid snöfall täcktes sprängstensfyllning-  
arna med presenningar.

*Densiteter och kornfördelning*

Varje lastvagn med sprängsten till de två fyllning-  
arna fick gå över en fordonsväg. På detta sätt kunde  
totalvikten av sprängstensmassorna i vardera fyll-  
ningen beräknas. Totalvolymerna bestämdes genom  
avvägning, och medeldensiteterna beräknades till  
1,93 t/m<sup>3</sup> för P90 och 1,89 t/m<sup>3</sup> för P92.

Med blotta ögat eller på fotografier kunde inga  
större avvikelser i kornfördelning under fyllnings-  
arbetet konstateras. Kornfördelningskurvan i bild 1  
kan därför antas vara någorlunda representativ för  
massorna i de båda grunderna, åtminstone vad be-  
träffar de grövre fraktionerna. Graderingen bestämdes  
genom siktning av en 16 t bergtransport (block > 400  
mm inmättes med tumstock).

Bergarten utgjordes av grå, ovittrad gnejs, ibland  
med något pegmatitinslag.

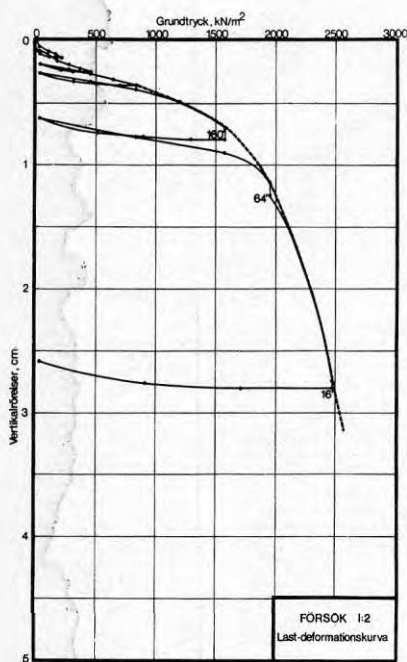
*Plattförsök*

På vardera fyllningen göts direkt mot överytan 25  
cm höga cirkulära plattor med radien 55 cm i två  
grupper om vardera fyra plattor. Djupet till fast berg  
var i medeltal 2,7 m under plattgrupp I (P90) och  
III (P92) och 4,7 m under plattgrupp II (P90) och IV  
(P92). I varje grupp göts plattorna med centra mitt på  
de 4 m långa sidorna av en kvadrat. Som mothåll för  
belastning användes vertikala dragstag, vilka borra-  
des genom fyllningen i kvadratens hörn och injekte-  
rades fast i berget. Bild 2 visar en färdig plattgrupp.

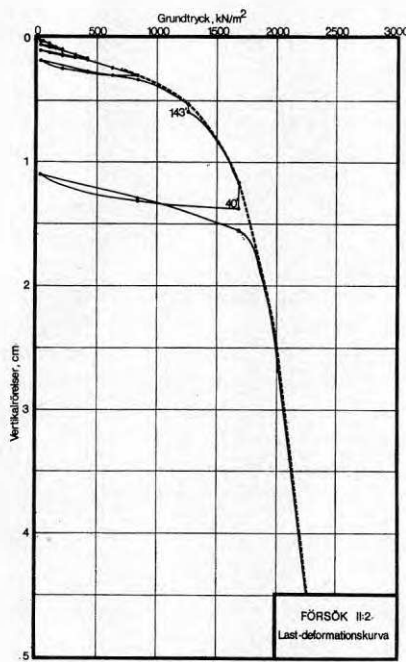
Belastningsanordningen framgår av bild 3. Dragsta-  
gen (A) fördes igenom hål nära ändarna av en  
kraftig balk (E). På vardera dragstaget trädde en  
1,4 MN (140 Mp) domkraft (D), en kraftmätare (C) och  
ett ankarstycke (B). Domkrafterna kunde regleras  
oberoende av varandra. Kraften fördelades på bet-  
ongplattan (H) med ett trycklock av stål (G). Plat-  
tans vertikallrörelser registrerades med mätlockor  
mot fyra vinkeljärn fastskruvade på plattans sida.  
Mätlockorna var monterade på två 6 m långa 4"  
vattenledningsrör (F) fästade i kraftiga betongklum-  
par. Med vattenpasset (K) kontrollerades att balken  
var horisontell. På rörstativet (L) placerades en  
presenning för att skydda mätutrustningen.

Belastningarna påfördes stegvis i fem cykler. Slut-

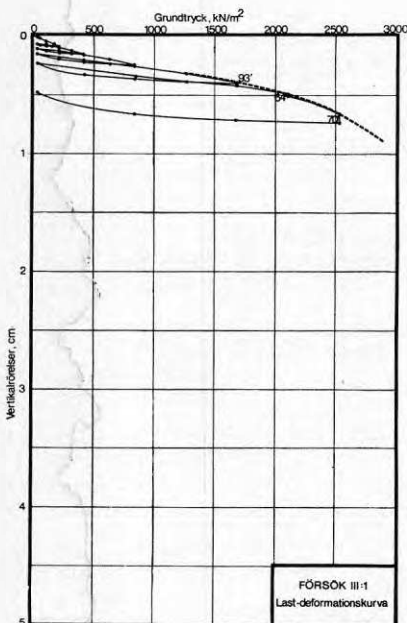




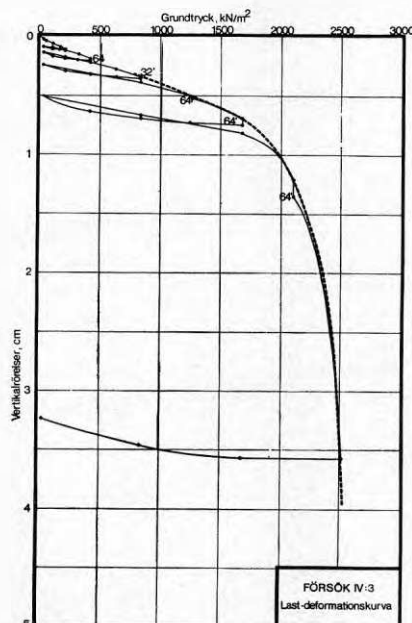
A



B



C



D

4 A-D  
Typiska last-deformationskurvor från de fyra plattgrupperna. Vertikalrörelser: normalt 8 minuter efter nytt laststeg; långtidslaster anges speciellt (den beräknade kurvan vid enbart 8-minuterslaster streckad).

- A. Grund P90, fyllningsdjup 2,7 m
- B. Grund P90, fyllningsdjup 4,7 m
- C. Grund P92, fyllningsdjup 2,7 m
- D. Grund P92, fyllningsdjup 4,7 m

Typical load-deformation curves from the four groups of plates

- A. Ground P90, fill depth 2.7 m
- B. Ground P90, fill depth 4.7 m
- C. Ground P92, fill depth 2.7 m
- D. Ground P92, fill depth 4.7 m

belastningarna i dessa var 210, 420, 840, 1 680 respektive 2 530 kN/m<sup>2</sup> och de uppnåddes genom fyra inbördes lika stora lastökningar från nollasten. Återgången till nollast skedde över samma belastningar som vid pålastningen. Vid varje laststeg hölls belastningen absolut konstant, och plattans sjunkning noterades efter 1/2, 1, 2, 4 och 8 minuter. Om krypningen hos plattan, avsatt mot logaritmen för belastningstiden, inte visade en tydligt avtagande tendens efter 8 minuter, gjordes avläsningar vid 16, 32 etc minuter tills krypningen började avta eller åtminstone hade ett linjärt förlopp i det logaritmiska tidsdiagrammet. 8-minutersavläsningarna har redovisats i last-deformationsdiagram för varje platta, där även total belastningstid och slutavläsning vid långtidslaster anges, se exemplen i bild 4.

Vid den sist belastade plattan i varje grupp vattenspolades stenfyllningen. Spolningen påbörjades när krypningen stannat för belastningen 840 kN/m<sup>2</sup> i tredje lastcykeln. Vattnet fick sedan under återstoden av försöket strömma ner i sprängstenen i tre slangar, vilka stuckits genom hål i trycklocket och betongplattan ner i fyllningen under plattan.

## Resultat

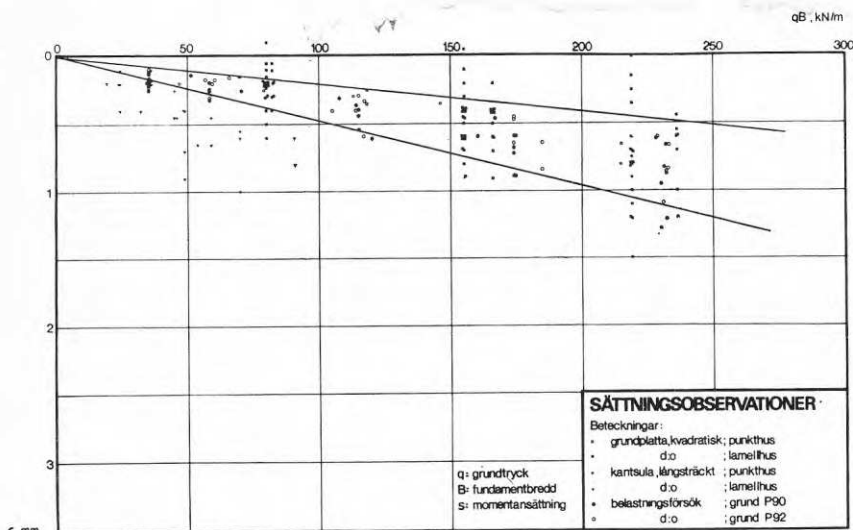
Elasticitetsmodulen  $E$  i fyllningarna har utvärderats med den av Terzaghi [3] angivna formeln för sättningen  $s$  i ytan av ett elastiskt lager som belastas med en flexibel cirkulär last med radien  $R$  och intensiteten  $q$ ,

$$s = 1 \cdot \frac{q \cdot R}{E}$$

Här är  $1$  ett influental vars storlek beror på sprängstenslagrets tjocklek och kontraktionstal och på avståndet från belastningens mitt till den punkt där sättningen söks. Om denna punkt väljs som den så kallade karaktäristiska punkten, fås sättningen i ett stelt fundament, vilket motsvarar de använda plattorna.  $q/s$  har bestämts för plattgruppen som medeltal av lutningen på sekanterna mellan nollast och slutlast i de två första lastcyklerna. Observeras bör att första pålastningsgrenen är starkt påverkad av sammantryckning i det ytliga krossgrusskiktet. Motsvarande förhållande råder även då en byggnad uppförs. Beräkningsresultaten redovisas i tabell 1.

Last-deformationskurvorna har för låga grundtryck en rätlinjig eller svagt nedåtböjd form. Kurvans lutning ökar markant vid ett visst grundtryck, som här benämns det kritiska grundtrycket  $q_c$ . Kraftiga krossljud (åtföljda av plötsliga vertikalarörelser hos plattan) började då höras från fyllningen. Dessa ljud kan sättas i samband med krossning i stenarnas kontaktpunkter.

Vattning verkade reducerande på  $q_c$ , vilket alltså innebär att krossningen av stenmaterialet därvid inträffar för lägre spänningar.  $q_c$ -värden för plattgrupperna är sammanfattade i tabell 2.



5 Sättningsobservationer i Orminge. De räta linjerna anger beräknade sättningar i kvadratiska och cirkulära stela fundament vid elasticitetsmodulerna 130 MN/m<sup>2</sup> respektive 180 MN/m<sup>2</sup> och tvärkontraktionstalet 0,3.

Settlement observations in Orminge. The lines show the calculated settlements of square and circular rigid foundations with Young's modulus 130 MN/m<sup>2</sup> and 180 MN/m<sup>2</sup> respectively and Poisson's ratio 0,3.

- q = bearing pressure
- B = foundation width
- s = momentary settlement
- square plate; point block
- square plate; slab block
- ▽ edge beam, linear; point block
- ▼ edge beam, linear; slab block
- load test; ground P90
- load test; ground P92

Tabell 1 Resultat av beräkning av elasticitetsmoduler

Table 1 The results of the calculations of Young's moduli

Plattgrupp	Fyllning	Medeldjup m	Elasticitetsmodul E', MN/m <sup>2</sup>					
			1:a pålastn. 0-210 kN/m <sup>2</sup> ν=0			2:a pålastn. 0-420 kN/m <sup>2</sup> ν=0		
			=0,3	=0,5				
I	P90	2,7	160	130	110	270	220	180
II	P90	4,7	180	170	140	250	230	200
III	P92	2,7	160	130	110	280	230	180
IV	P92	4,7	190	180	150	290	270	230

<sup>1</sup> Sekantmodul. Medelvärde för plattgruppen.

Tabell 2 Sammanställning av kritiska grundtryck från plattförsöken

Table 2 Critical soil pressures from the load tests

Plattgrupp	Kritiskt grundtryck q <sub>c</sub> , kN/m <sup>2</sup>		Reduktion av q <sub>c</sub> vid vattning, %
	torrt försök <sup>1</sup>	vattnat försök	
I	1200	1200	0
II	1200	800	33
III	2000	1400	30
IV	1600	1300	19

<sup>1</sup> Medelvärde av tre plattförsök.

Krypningarna visade sig under observationstiden avta i logaritmisk tidsskala vid grundtryck understigande cirka halva det kritiska, men öka vid kritiska grundtryck och däröver. Vid mellanliggande belastningar var krypningen linjär mot log t och till sin storlek beroende av kvoten mellan verkande och kritisk last (q/q<sub>c</sub>) samt av fyllningens mäktighet. Beloppet översteg aldrig 0,1 mm under en fördubbling av belastningstiden.

### Sättningsmätningar i byggnader

Inom Ormingeområdet har sättningsmätningar utförts i sammanlagt 17 byggnader av firma Grundkonsult AB, Stockholm. Sättningsmätare har placerats i totalt cirka 40 mätpunkter. Fyllningsmäktigheten vid mätpunkterna varierade mellan 1 och 6 meter (cirka 75 procent mellan 2 och 4 meter). Fyllningarna utlades i högst 1,5 m tjocka lager som packades med minst 10 överfarer av en 5 t vibrationsvält.

I mätpunkten borrades ett stål genom fyllningen och injekterades fast i berget. Stålet kunde passera fritt genom grundplattan i ett ingjutet öppet rör. På detta rör monterades en mätklocka vid avläsningstillfällena. Sättningen hos grundplattan uppmättes alltså som plattans vertikalförändring i förhållande till det nerborrade stålet.

Under byggnadstiden gjordes avläsningar efter montering av bjälklag och därefter några gånger per år. I bild 5 visas de uppmätta, momentana vertikalförändringarna som funktion av produkten av fundamentens grundtryck och bredd. Som jämförelse är resultatet från plattförsöken också inritade.

För de kvadratiska fundamenten kan den tidigare angivna formeln för sättningsberäkning användas, om radien R utbyts mot halva fundamentbredden B. Vid de aktuella fyllningshöjderna och med kontraktionstalet 0,3 erhålls de i bild 5 inritade räta linjerna för elasticitetsmodulerna 130 MN/m<sup>2</sup> respektive 180 MN/m<sup>2</sup>, jämför tabell 1.

Långtidsrörelserna har hittills varit mycket små, på sin höjd några tiondels millimeter. Några sprickbildningar i uppförda hus härrörande från sättningar har ej observerats.

### Sammanfattning

Bergmassor från sprängningsarbeten används alltmer som fyllningsmaterial. Behovet av rationella utläggningsmetoder för sprängsten har därför ökat.

Några egenskaper hos lagerutbredda sprängstensfyllningar vid två olika packningsmetoder har undersökts. I ena fallet har fyllningen utlagts med en lätt bandtraktor och packats skiktvis med vibrationsvält i 1,5 m tjocka skikt. I det andra fallet har sprängstenen utlagts i 1,5 m tjocka skikt med en tung bandtraktor. Endast det översta 1 m tjocka skiktet har packats med vibrationsvält.

Trots att densiteten i medeltal blivit något högre i det förstnämnda fallet gav belastningsförsök på plattgjutna betongplattor i stort sett samma elasticitetsmoduler. Brottegenskaperna visade sig till och med vara klart bättre i det sistnämnda fallet.

Sättningen hos plattorna på grund av krypning var obetydlig.

Plattförsöken gav god överensstämmelse med uppmätta sättningar i byggnader inom området.

### Litteratur

- [1] Berg, L: *Stenfyllningsdammen i Nissaström*. Svenska Vattenkraftföreningens publikationer Nr 411, 1949.
- [2] Busk, G: *Provbekastning av grundplattor på sprängstensmassor*. Rapport 13/67 från Byggeforskningen, Stockholm 1967.
- [3] Terzaghi, K: *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York 1943.

Geologiskt sett normalkonsoliderade leror uppvisar ofta en viss grad av överkonsolidering, det vill säga de uppför sig som om de under långa tider varit hårdare belastade än i dag. Detta förhållande kan utnyttjas vid exempelvis grundläggning av lätta byggnader och golv. Här redovisas några av de svårigheter som möter geoteknikern då han i ett sådant fall skall göra en sättningsanalys.

Vid beräkning av konsolideringssättningarna i en svagt överkonsoliderad lera i vilken effektivspänningarna  $\sigma'$  efter påförd yttre last närmar sig eller överstiger förkonsolideringstrycket  $\sigma_c'$ , är det av största betydelse att förkonsolideringstrycket blir korrekt antaget. Sättningen vid spänningstillskott under  $\sigma_c'$  blir nämligen som bekant obetydlig jämfört med sättningen vid spänningstillskott över  $\sigma_c'$ . I vissa känsliga fall kan därför även en ringa felbedömning av förkonsolideringstryckets storlek leda till grova fel i sättningsberäkningen. De svårigheter som här möter geoteknikern har påpekats av ett flertal forskare. Bland annat har vårt traditionella sätt att bestämma  $\sigma_c'$  från ödometerförsök satts i fråga. Man vet exempelvis att valet av belastningssteg och belastningstider i ödometerförsöket kan påverka värdet av  $\sigma_c'$ , ibland i icke oväsentlig grad, och det får kanske anses som en lycklig slump om den rutin som härvidlag råder alltid ger det sanna värdet, det som bör användas i en sättningsanalys. De sättningsmätningar som redovisats för byggnadsverk och fyllningar på svagt överkonsoliderad lera har följdriktigt ibland visat mindre, ibland större sättningar än teoretiskt beräknat.

Det är emellertid inte bara sättningarnas storlek som är svår att beräkna vid en svagt överkonsoliderad lera. Ännu svårare problem möter vid beräkning av sättningarnas tidsförlopp. Dels inträffar sättningarna förhållandevis snabbt så länge effektivspän-

ningarna  $\sigma'$  ligger under  $\sigma_c'$ , vilket liksom tidigare kräver en korrekt ansats med avseende på  $\sigma_c'$ , dels blir variationerna i permeabiliteten  $k$  och konsolideringskoefficienten  $c_v$  ofta så stora att man inte med tillräcklig noggrannhet kan utnyttja tillgängliga typlösningar till konsolideringsekvationen, inte ens vid renodlad endimensionell konsolidering.

Problematiken kring en sättningsanalys av nämnt slag har studerats av författarna i samband med en utbyggnad vid AB Bofors år 1967.

Utbyggnaden består av en hallbyggnad, bild 1, uppdelad på en hanteringsdel och en förrådsdel. Golvet i hanteringsdelen är liksom byggnadsstommen grundlagt med stödpålar, medan golvet i förrådsdelen är gjutet direkt på en 2,6 m tjock sand- och grusfyllning, utlagd på naturlig mark efter avschaktning av ett cirka 20 cm tjockt, ytligt vegetationsskikt. Det är sättningarna i sistnämnda golv som fortsättningsvis skall behandlas.

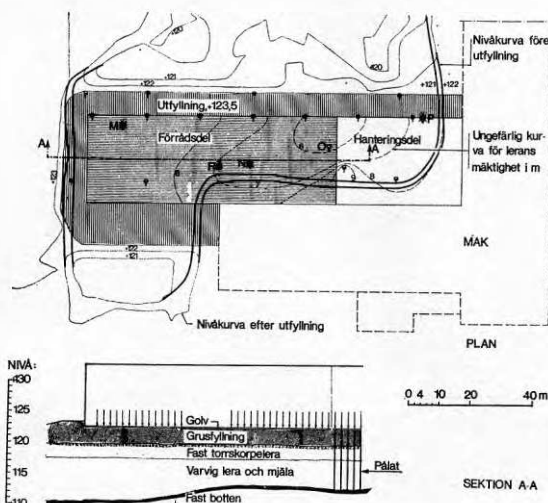
## Grundförhållanden

Marken inom byggnadsområdet var ursprungligen praktiskt taget plan med nivån cirka +120,0. Vid tiden för den geotekniska fältundersökningen i november 1966 låg närmast den befintliga byggnaden en tryckbank med cirka 5–6 m krönbredd och cirka 2,6 m höjd (krönnivå +122,6). Denna tryckbank, vilken alltså delvis är belägen under golvet till den aktuella förrådsdelen, ingick i en fyllning som lades ut under åren 1962–63 och som på ett oregelbundet sätt omger tillbyggnaden, bild 1.

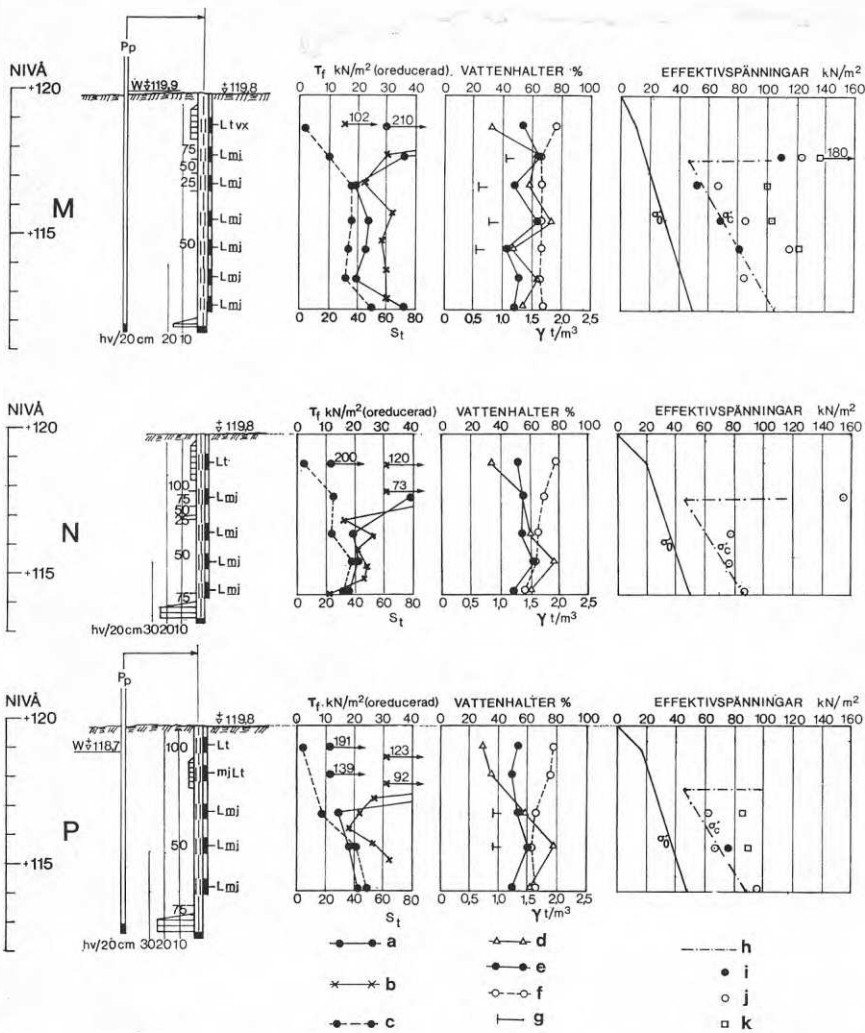
Den naturligt lagrade jorden under förrådsdelen består till 5 å 9 m djup av rödbrun, nertill varvig glaciallera, underlagrad av fast bottenmorän. Leran innehåller växtrester. Dess geotekniska egenskaper, vilka ursprungligen bestämdes på prover tagna i provhålen M, N och P, bild 1, med 60 mm kolvborr av typ Borro redovisas i bild 2. Leran är som framgår kraftigt överkonsoliderad i ytan ner till drygt två meters djup. Under denna torrskorpa är leran tämligen homogen intill 4 m djup med vattenhalten 55 å 60 procent. Härunder förekommer ett troligen ungefär halvmeter tjockt skikt av finkornigare lera med vattenhalten 75 å 80 procent, vilket har betydligt lägre kompressionsmodul och lägre konsolideringskoefficient än leran i övrigt. Under detta skikt är leran åter tämligen homogen med vattenhalten cirka 60 procent.

1 Plan och sektion visande grusfyllningens utbredning och tjocklek samt lerlagrets mäktighet vid förrådsdelen. Av planen framgår även omfattningen av utförda geotekniska undersökningar.

Plan and section showing the extent and thickness of the gravel fill, as well as the depth of the clay layer in the storage part. The plan shows the extent of the geotechnical investigation.







**2 Lerans geotekniska egenskaper, bestämda i provtagningshålen M, N och P före utfyllningen**

- a Skjuvhållfasthet enligt konmetoden
- b Skjuvhållfasthet enligt vingborr
- c Sensitivitet enligt konmetoden
- d Naturlig vattenhalt
- e Finlekstal
- f Densitet
- g Plasticitetsgräns
- h Antagen fördelning  $\sigma'_c$  enligt ödometer
- i  $\sigma'_c$  ur  $\tau_z$  och  $w_F$
- j  $\sigma'_c$  ur  $\tau_z$  och  $I_p$
- k  $\sigma'_c$  ur  $\tau_z$  och  $I_p$

Geotechnical properties of the clay as determined in the boreholes M, N and P before filling was started

- a Shear strength according to the fall-cone test
- b Shear strength according to the field vane test
- c Sensitivity according to the fall-cone method
- d Natural water content
- e Fineness number
- f Density
- g Plastic limit
- h Assumed distribution of preconsolidation pressure
- i  $\sigma'_c$  obtained in the oedometer test
- j  $\sigma'_c$  from undrained shear strength  $\tau_z$  and fineness number  $w_F$
- k  $\sigma'_c$  from undrained shear strength  $\tau_z$  and plasticity index  $I_p$

Ödometerförsöken visar att leran under torrskorpan är svagt överkonsoliderad (20 à 40 kN/m<sup>2</sup> över rådande effektivt överlagringstryck). Som jämförelse med ödometerförsöket har förkonsolideringstrycken även uppskattats ur odränerad skjuvhållfasthet och finlekstal [2] samt ur odränerad skjuvhållfasthet och plasticitetsindex [6].

Grundvattenytan uppmätt i öppna rör (nerslagna en meter) var i slutet av 1966 i punkt P +118,9 och i punkt M +120,0. Trycknivån i underliggande morän var samtidigt +118,7 respektive +119,9. Grundvattenytan vid punkt N och O torde alltså ha legat mellan +118,7 och +120,0.

Den 17 januari 1969 uppmättes under golvmitt trycknivån +118,8 i moränen. Då trycknivån i moränen bör vara oberoende av lokala belastningsökningar på ovanförliggande jord, har den ursprungliga fria grundvattenytan vid punkterna M, N och O antagits vara +119,8, +118,8 respektive +118,8 m.

**Belastningsförhållanden**

Under och närmast intilliggande befintliga byggnader hade, som nämnts ovan, uppfyllningar tidigare utförts till nivån +122,6, bild 1.

Den 17 november 1966 började sand och grus utläggas till en meters höjd inom det planerade byggnadsområdet och några meter utanför. Denna fyllning fick ligga kvar oförändrad till den 12 juni påföljande år, då sand och grus påfördes till full höjd, sammanlagt 2,60 m. Fyllningen lades ut i halvmeter-

tjocka skikt, vilka packades genom i medeltal fyra överfarter med 19 t bandfordon utan vattenbegjutning. Här efter, under tiden 16 juni till 2 augusti, avjämnades fyllningens överyta med halvannan decimeter grus och överst ett par centimeter sand.

Golvet i förrådsdelen utfördes därefter som en 15 cm tjock korsarmerad betongplatta med 25 m bredd och 80,5 m längd. Betongplattan avslutades cirka en meter från byggnadens bärande konstruktion och återstående del belades med asfaltbetong. Färdig golvnivå var cirka +122,9.

Sedan golvet färdigställt belastades det med lagerstaplar, uppställda i rader parallellt med golvet längdriktning såsom visas i bild 3. Vissa delar av golvet förblev som framgår obelastade de första 6 à 9 månaderna. Kortfristiga, lokala avvikelser från den i bild 3 angivna belastningen torde ha förekommit hela tiden. På grund av observerade horisontalrörelser hos stödpållarna under ytterväggarna till tillbyggnaden ökades fyllningsbredden och fyllningshöjden närmast utanför, den sistnämnda från +122,6 till +123,5. Fyllningens slutliga omfattning visas i bild 1.

**Utförda mätningar**

Sättningarna efter golvet färdigställande har kontrollerats dels med sättningsmätare i punkterna M, N och O, vilka placerats i leran cirka 0,3 m under dennas överyta, dels genom avvägning av golvet överyta i sex längdsektioner, A-A till F-F, i femton mätpunkter, bild 3. Dessutom har den ytliga grundvattennivån observerats.

Grundvatten- och sättningsobservationerna har under 1967 i regel utförts två gånger i månaden, 1968-69 en gång i månaden och därefter en gång varannan månad. Dessa mätningar har ombesörjts av AB Bofors.




Portrycksförändringarna i leran har studerats av Institutionen för geoteknik med grundläggning, CTH, vid två tillfällen (januari -69 och februari -71) med portrycksmätare, konstruerad efter »svängande sträng»-principen. Vid samma tillfällen har prover tagits med standardkolvborr och förändringarna i dessa prover, jämfört med lerans ursprungsdata, studerats. Dessa sistnämnda undersökningar har bekräftats med anslag från Statens råd för byggnadsforskning.

**Jämförelse mellan uppmätta och beräknade sättningar**

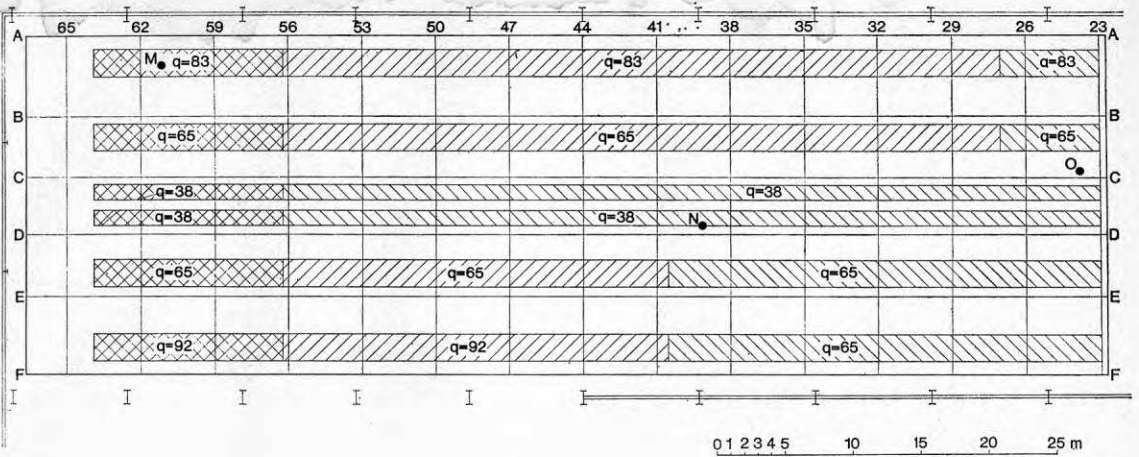
Vid beräkning av sättningar i lera brukar man som bekant göra en uppdelning i initialsättningar, konsolideringssättningar och sättningar av viskös elastisk eller plastisk natur. Med hänsyn till fyllningens stora utbredning i förhållande till lerdjupet torde i detta fall inverkan av den sistnämnda typen av sättningar

**3 A**  
Plan över golvbelastningens utbredning och intensitet i förrådsdelen

Plan of distribution and magnitude of load on the floor in the storage part

-  Belastat omedelbart  
Loaded immediately
-  Belastat efter 6 månader  
Loaded after 6 months
-  Belastat efter 9 månader  
Loaded after 9 months

Belastningen q anges i kN/m<sup>2</sup>



**3 B**  
Typ av golvbelastning

Type of floor loading



kunna försummas. Återstår alltså initialsättningar och konsolideringssättningar.

Initialsättningen  $s_1$  brukar beräknas enligt elasticitetsteorin. Genom att man i detta fall mätt initialsättningen under sista skedet av uppfyllningen till full höjd kan man baklänges räkna sig fram till en användbar ekvivalent elasticitetsmodul. Antas sålunda den ekvivalenta elasticitetsmodulen vara  $E=500 \tau_{tu} \approx 75 \text{ MN/m}^2$  i torrskorpanns övre hälft och  $E=300 \tau_{tu} \approx 12 \text{ MN/m}^2$  i dess undre hälft [7] fås för ifrågasvarande lastökning  $30 \text{ kN/m}^2$  inom ytan  $40 \times 100 \text{ m}^2$  en omedelbart hoptryckning av torrskorpan i N av mindre än  $3 \text{ mm}$ . Av den vid detta tillfälle i N uppmätta initialsättningen på  $22 \text{ mm}$  kan alltså minst  $19 \text{ mm}$  antas ha inträffat i leran under torrskorpan. Härav erhålls för denna lera  $E_{ekv}=4,0$  à  $4,5 \text{ MN/m}^2$ , ett värde som i stort sett motsvarar  $180 \tau_{tu}$ . Som jämförelse kan nämnas det i Skå-Edeby erhållna värdet  $E_{ekv}=150 \tau_{tu}$  för normalkonsoliderad lera [3].

Det ovan härledda värdet på  $E_{ekv}$  har använts för beräkning av initialsättningarna också för övriga laststeg. Man erhåller då totalt initialsättningen  $6 \text{ cm}$  i M och N och  $5 \text{ cm}$  i O.

Konsolideringssättningens storlek  $s_c$  har beräknats enligt »kompressionsarea»-metoden, det vill säga genom integrering av relativa kompressionen i ett vertikalsnitt genom leran

$$s_c = \int_0^d \varepsilon_z dz$$

där  $d$ =lerdjupet

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \int \frac{d\sigma'}{M_1} + \frac{\sigma'}{\sigma'_c} \int \frac{d\sigma'}{M_2} \approx \frac{\sigma'_c - \sigma'_o}{M_1} + \frac{1}{m} \ln \left( \frac{\sigma'}{\sigma'_c} \right)$$

$\sigma'_o$  = ursprungligt effektivt överlagringstryck

$\sigma'_c$  = förkonsolideringstryck

$\sigma'$  =  $\sigma'_o + \Delta\sigma_q$  = slutligt effektivtryck efter avslutad konsolidering

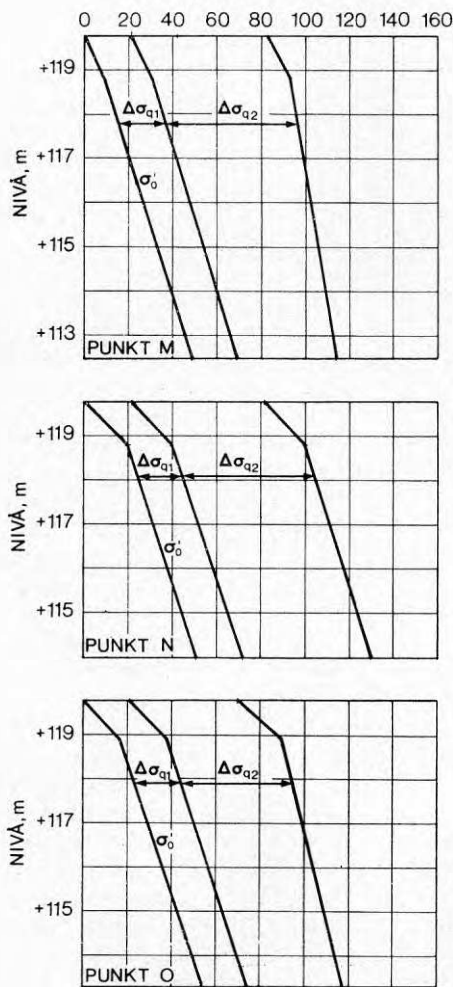
$M_1$  = kompressionsmodul under förkonsolideringstrycket

$M_2$  = kompressionsmodul ovan förkonsolideringstrycket

$m$  = multiplalet ovan förkonsolideringstrycket  
( $= 0,69 / \varepsilon_z$ )

Enligt detta beräkningssätt tar man hänsyn även till den tidsbundna sättning som inträffar för spänningsökning under förkonsolideringstrycket och som manifesterar sig i odometerförsöket – en sättning som i huvudsak torde bero på krypning i lerskelettet (sekundär konsolidering) och som sannolikt redan av-

EFFEKTIVSPÄNNINGAR kN/m<sup>2</sup>

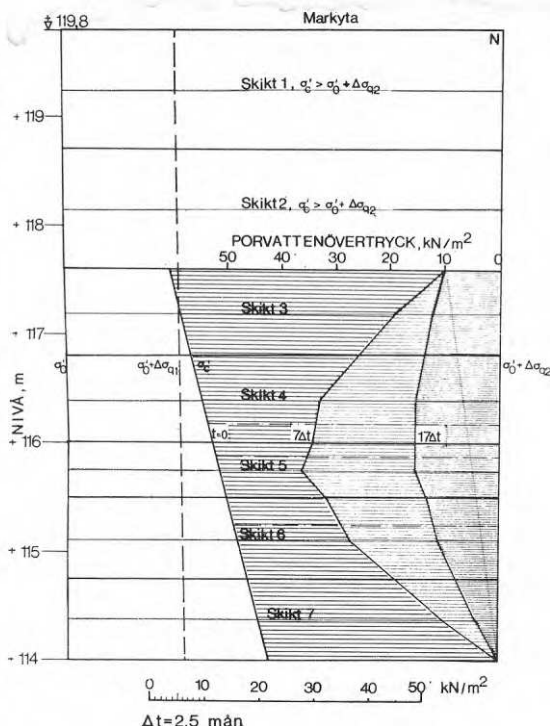


**4**  
Ursprungligt överlagringstryck och tillskottsspänningar på grund av påförd grusfyllning och golvlast

Original overburden pressure and additional stresses from gravel fill and floor loads

**5**  
**Poröverttrycksisokroner bestämda enligt Terzaghis konsolideringsteori, löst med differensräkning enligt Helenelunds metod, omedelbart efter påförd last samt efter cirka 18 månader (=7 Δt), januari -69, och 42 månader (=17 Δt), februari -71**

Isochrones of pore water overpressure determined by Terzaghi's theory of consolidation, solved by means of finite difference approximations according to Helenelund, immediately and about 18 months (=7 Δt), Jan '69 and 42 months (=17 Δt), Feb '71 after load application



**6**  
**Jämförelse mellan beräknat och uppmätt portryck samt portryck bestämt ur det vid ödometerförsök erhållna konsolideringstrycket**

- ■ porvattentrycksmätning januari -69 respektive februari -71
- □ ur ödometerförsök
- beräknat januari -69
- - - beräknat februari -71

Comparison between calculated and observed pore water pressures and pore water pressures as determined from the pre-consolidation pressure in the oedometer test

- ■ observed pore water pressure in Jan '69 and Feb '71
- □ from the oedometer test
- calculated Jan '69
- - - calculated Feb '71

**Tabell 1**  
**Antagna värden för sättningsanalysen bestämda ur ödometerförsök**

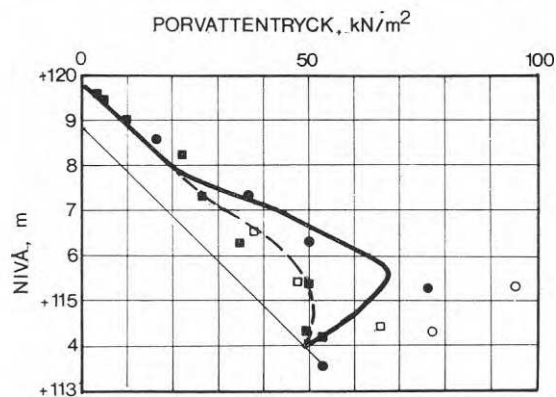
Table 1  
 Assumed data for the settlement analysis as determined in the oedometer test

Punkt	Skikt nr	Skiktthjocklek m	$M_1$ MN/m <sup>2</sup>	$m$	$k$ m/s
M	1-2	1,10	4	—	stort
	3-4	0,80	3	5,80	$5,8 \cdot 10^{-8}$
	5	0,50	3	3,85	$2,3 \cdot 10^{-8}$
	6-9	0,75	2,5	7,70	$3,3 \cdot 10^{-8}$
N	1-2	1,10	4	—	stort
	3-4	0,80	3	5,80	$5,8 \cdot 10^{-8}$
	5	0,50	3	3,85	$2,3 \cdot 10^{-8}$
	6-7	0,75	2,5	7,70	$3,3 \cdot 10^{-8}$
O	1-2	1,10	4	—	stort
	3-4	0,80	3	5,80	$5,8 \cdot 10^{-8}$
	5	0,40	3	3,85	$2,3 \cdot 10^{-8}$
	6-8	0,75	2,5	7,70	$3,3 \cdot 10^{-8}$

slutats när det hydrodynamiska skedet (primär konsolidering) för spänningstillskott ovan förkonsolideringstrycket närmar sig sitt slut.

Vid beräkning av spänningstillskottet  $\Delta\sigma_v$  av fyllning, golv och belastning på golv har golvplattan antagits sakna styvhet. Vertikalspänningarna i leran har därefter beräknats enligt elasticitetsteorin med hänsynstagande till inverkan av fast botten. Resultatet av spänningsberäkningen med avseende på punkterna M, N och O redovisas i bild 4.

Övriga antagna värden för sättningsanalysen, bestämda ur ödometerförsök, framgår av tabell 1, bort-



sett från förkonsolideringstrycket, vilket redan tidigare behandlats, bild 2.

Konsolideringssättningen vid den primära konsolideringstidens slut kan då beräknas till 41 cm i M och N och till 39 cm i O.

Konsolideringssättningsens *tidsförlopp* har beräknats enligt Terzaghi-Fröhlichs konsolideringskvation [7], löst med den av Helenelund [4] föreslagna differensmetoden. Porvattnet har med hänsyn till att belastningsytan är mycket stor jämfört med lerdjupet antagits strömma endast i vertikalled (endimensionell konsolidering). I de fall då fria grundvattenytan ursprungligen låg under markytan, som vid N och O, har konsolideringen antagits medföra en omedelbar grundvattenhöjning till markytan, där det utpressade vattnet kan rinna av, ett förhållande som också bekräftats genom mätningar. Detta ger som hydrauliskt randvillkor för dräneringen uppåt ett under konsolideringen verkande övertryck i N och O relativt ursprungliga vattentrycket, uppgående till 10 respektive 8 kN/m<sup>2</sup> vid gränsytan mot den ytliga, starkt överkonsoliderade leran. Som undre randvillkor har antagits att lerans underyta är fullt dränerad.

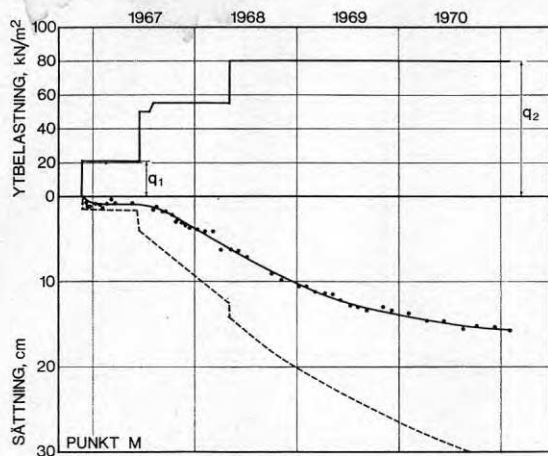
Resultatet av en analys enligt dessa principer exemplifieras för punkt N i bild 5 och jämförs med de uppmätta portrycken för punkt R i bild 6. Man finner som framgår en förvånande god överensstämmelse mellan beräknade och uppmätta portryck. Den för endimensionell konsolidering gällande ekvationens beskrivning av det hydrodynamiska förloppet (den primära konsolideringen) synes alltså i detta fall vara fullt godtagbar.

De beräknade sättningsarnas tidsförlopp har exemplifierats för punkterna M, N och O i bilderna 7-9 tillsammans med de uppmätta sättningsarna. Man finner vid jämförelse att de uppmätta sättningsarna är mindre än beräknat i punkt M och större än beräknat i punkterna N och O. Orsaken till skillnaden är vad beträffar punkt M svår att förklara. Vad gäller punkterna N och O synes åtminstone en del av förklaringen vara att sättningsförloppet gått snabbare än beräknat. Det primära sättningsförloppet synes sålunda i stort sett vara avslutat, vilket vad gäller punkt N klarast framgår av bild 10, medan man enligt bild 5 för punkt N med avseende på portrycksutjämnningen teoretiskt uppnått medelkonsolideringsgraden  $U=78$  procent. (Om fria grundvattenytan tänkes kvarstå i gränsytan lera-grusfyllning blir  $U=86$  procent, men då blir också slutsättningen mindre än beräkningarna här visar.) Resultatet bekräftar det ofta konstaterade förhållandet att sättningsförlopp och portrycksutjämnning inte nödvändigtvis är konvertibla. En något bättre överensstämmelse skulle möjligen uppnås om konsolideringskvationen baserades på kompressionen i stället för på portrycket [5]. Skillnaden mellan de två beräkningssätten torde emellertid vid ifrågasvarande belastningsfall inte bli särskilt stor.



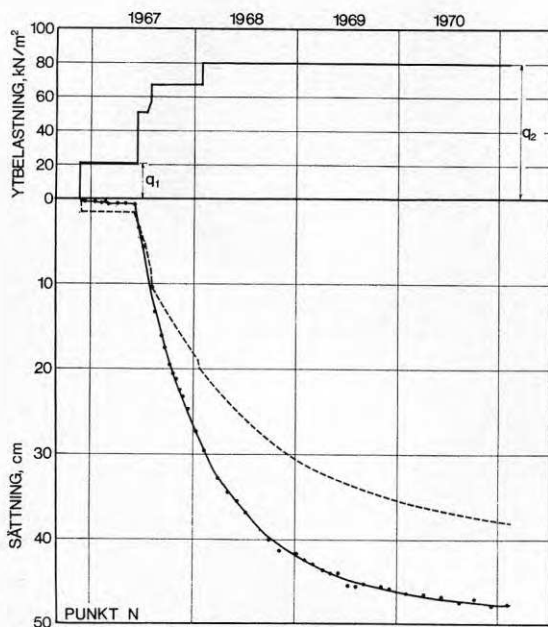
**7**  
Beräknad och uppmätt sättning i punkt M som funktion av belastningstiden

Calculated and recorded settlement at point M as function of loading time



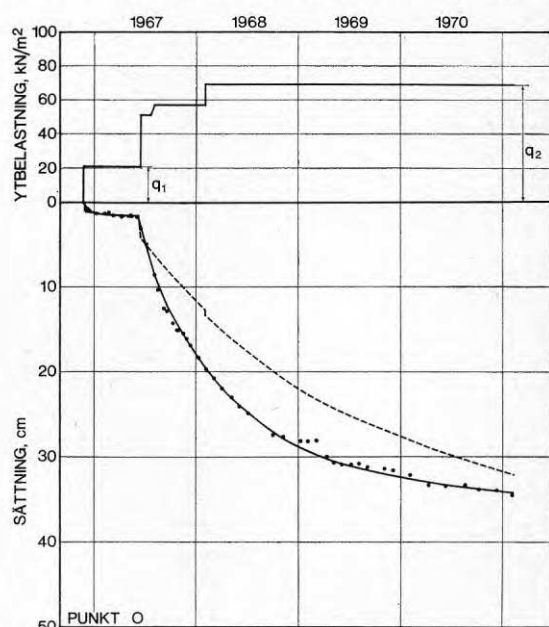
**8**  
Beräknad och uppmätt sättning i punkt N som funktion av belastningstiden

Calculated and recorded settlement at point N as function of loading time



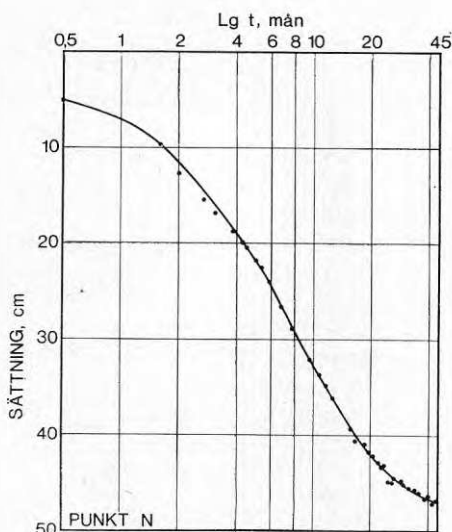
**9**  
Beräknad och uppmätt sättning i punkt O som funktion av belastningstiden

Calculated and recorded settlement at point O as function of loading time



**10**  
Uppmätt sättning i punkt N som funktion av logaritmen av belastningstiden

Recorded settlement at point N as function of the logarithm of loading time



Bortser man från sättningens tidsförlopp och endast ser till sättningen vid den primära konsolideringsperiodens slut, är emellertid överensstämmelsen mellan beräknad och uppmätt sättning i punkterna N och O fullt godtagbar, däremot ej vad gäller M.

Den klaraste bilden av golvsättningarna fås genom att på en plan lägga in linjer för lika sättningar, så kallade sättningsisobaser, bild 11 A-C. Man finner

då att det inte bara är i området omkring punkt M som sättningarna blivit oväntat små utan också i övrigt längs fasader och hörn. Man finner vidare att ännu större sättningar än i punkt N erhålls cirka 15 à 20 m från N, det vill säga att de uppmätta sättningarna där överstiger de beräknade mer än vad som tidigare framgått. Dessa iakttagelser ger oss anledning förmoda att spänningskoncentrationen mot mitten av lastytan är större än enligt elasticitetsteorin. En viss minskning av sättningarna längs fasaderna kan emellertid också ha erhållits genom upphängning, så kallad negativ mantelfriktion, på pålarna under ytterväggarna och genom att den tidigare utlagda fyllningen redan averkat en del av de här beräknade sättningarna.

En annan möjlig förklaring till att sättningarna i mitten blivit större än beräknat skulle kunna vara att man erhållit så stora skjuvspänningar att förkonsolideringseffekten i viss mån brutits ned och att detta skett inom en större zon under lastytans mitt än under dess kanter.

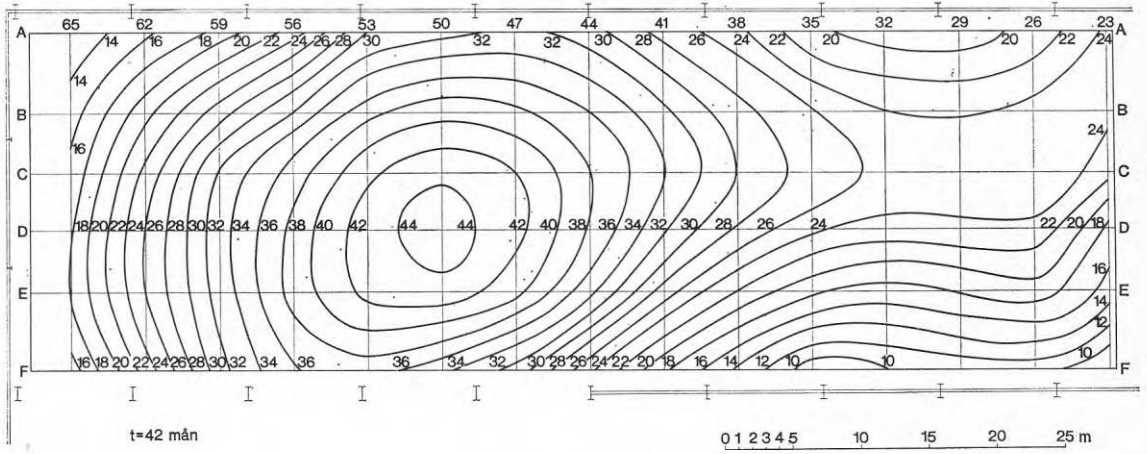
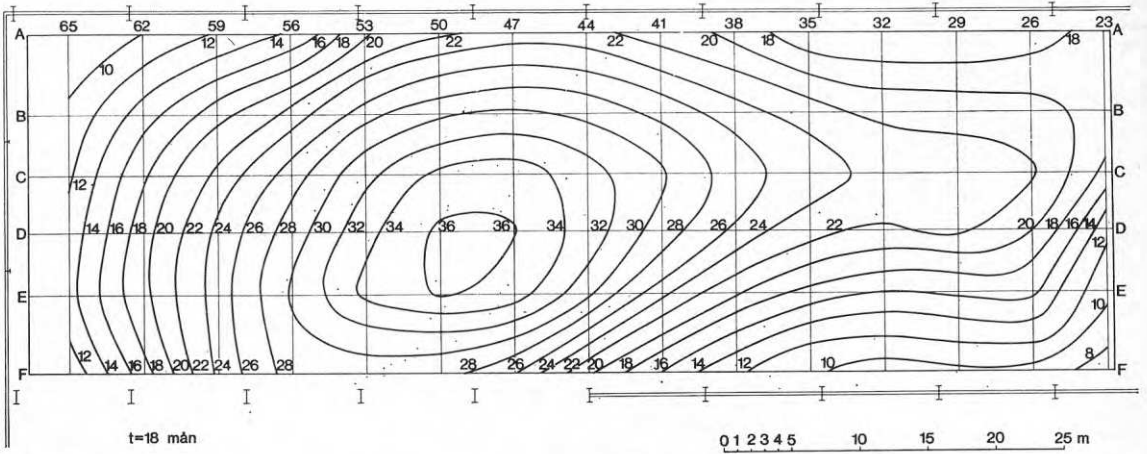
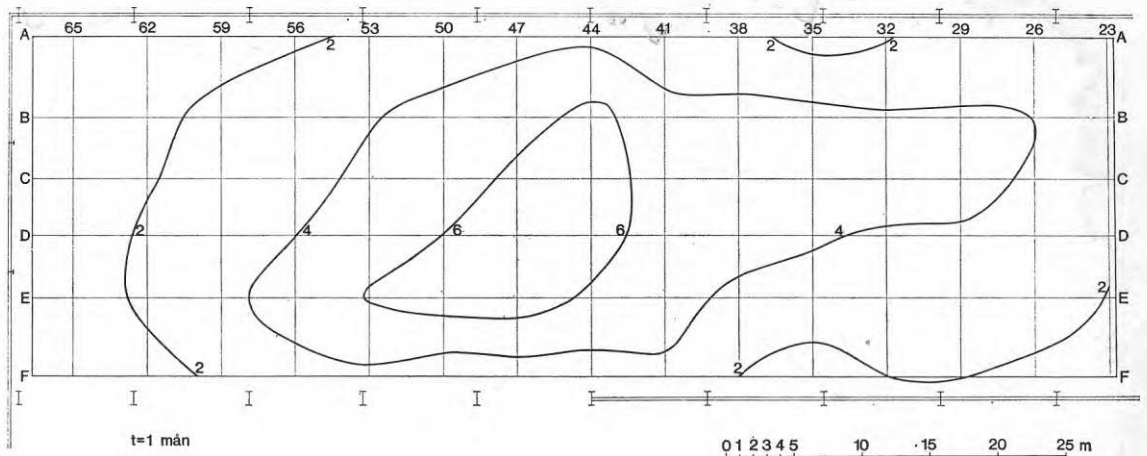
Av sättningsisobaserna framgår att golvet fått en största lutningsvinkel av cirka 2,7 procent (1:37) och en minsta krökningsradie av cirka 570 m. Någon sprickbildning i golvet överyta har inte konstaterats. Nedböjningen kan iakttas i bild 3 B.

11 A-C  
Sättningsisobaser för förråds-  
delen

- A. Efter 1 månads belastning
- B. Efter 18 månaders belastning
- C. Efter 42 månaders belastning

Settlement isobases for the  
store part

- A. After 1 month of loading
- B. After 18 months of loading
- C. After 42 months of loading



**Slutsats**

Den genomförda analysen visar i detta fall att det förkonsolideringstryck  $\sigma_e'$  i stort sett är korrekt som erhållits vid ett rutinemässigt utfört ödometerförsök, det vill säga där varje laststeg på ett 20 mm tjockt, dubbelsidigt dränerat lerprov får verka ett dygn och där laststegen successivt fördubblas. De avvikelser som erhållits synes kunna förklaras, åtminstone delvis, med svårigheterna att korrekt beräkna spänningsfördelningen i jorden. Analysen visar dessutom att portrycksutjämningen i stort sett följer Terzaghis konsolideringsekvation om vederbörlig hänsyn tas till jordens varierande konsolideringsegenskaper. Däremot är överensstämmelsen mellan konsolideringsförloppen med avseende på portryck och på sättningar inte så god, ett förhållande som bekräftar tidigare erfarenheter.

**Litteratur**

- [1] Bjerrum, L: *Relasjon mellom målte og beregnede setninger av byggverk på leire og sand*. Norges Geot Inst 1964.
- [2] Hansbo, S: *A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall-cone test*. Swed Geot Inst Proc No 14, Stockholm 1957.
- [3] Hansbo, S: *Consolidation of clay, with special reference to influence of vertical sand drains*. Swed Geot Inst Proc No 18, Stockholm 1960.
- [4] Helenelund, K V: *Om konsolidering och sättningar av belastade marklager*. Järnvägsstyrelsens Geot Sektions Medd No 3, Helsingfors 1951.
- [5] Janbu, N: *Grunnlag i geoteknikk*. Tapir, Trondhjem 1970.
- [6] Skempton, A och Bjerrum, L A: *A contribution to Settlement Analysis of Foundations on Clay*. Géotechnique, Vol VII, No 4, 1957.
- [7] Terzaghi, K: *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York 1943.

Geotekniken kom tidigt att inta en central plats i verksamheten vid Göteborgs hamningenjörskontor. Alltsedan början av 1900-talet har man bland annat gjort noggranna sättningsmätningar på olika kohesionspålade hamnanläggningar och har sålunda samlat ett enastående observationsmaterial rörande långtidssättningar vid grundläggning på mäktiga lerlager. I denna artikel görs en sammanställning och utvärdering av mätningresultaten för fyra hamnbyggnader. En väsentlig del av uppsatsen upptas av en jämförelse mellan teoretiskt beräknade och uppmätta sättningar.

Vid Göteborgs Hamn har, vid sidan av övrig pionjärverksamhet inom geotekniken, sedan början av 1900-talet utförts noggranna sättningsmätningar av olika byggnadsverk såsom kajkonstruktioner, kajskjul, broar, dykdalber med mera. Under årens lopp har man följaktligen samlat ett unikt observationsmaterial avseende långtidssättningar hos byggnadskonstruktioner grundlagda på mäktiga lerlager.

Författaren har genom välvilligt tillmötesgående från personalen vid Göteborgs Hamns tekniska avdelning fått ta del av resultaten från sättningsmätningarna, med avsikten att för vissa byggnader göra en sammanställning och utvärdering av mätningresultaten. En viktigt del av undersökningen har utgjorts av en jämförelse mellan teoretiskt beräknade och uppmätta sättningar.

För att skapa underlag för en teoretisk sättningskalkyl har en viss komplettering av äldre jordundersökningar gjorts. Laboratorieundersökningen av upptagna jordprover har omfattat standardundersökning och ödometerförsök.

Arbetet med insamling och bearbetning av primärdata, provtagning och laboratorieundersökningar har huvudsakligen utförts som examensarbeten vid institutionen för geoteknik med grundläggning, Chalmers tekniska högskola [3], [4], [5].

Undersökningen har till största delen finansierats med anslag från Statens råd för byggnadsforskning.

## Geologisk historik

Vid grundläggning av byggnadskonstruktioner på lösa jordlager bestäms storleken av de sättningar som uppkommer till följd av belastningen, förutom av jordlagrens kompressibilitet och mäktighet samt lastens intensitet, även av jordens spänningshistoria. Med hänsyn härtill ges en mycket kortfattad orientering om den allmänna uppfattningen om de kvarära jordlagrens utvecklingshistoria i Göteborgstrakten.

Vid tiden för landisens avsmältning från Göta älv-dalen, vilken för Göteborgstrakten beräknas ha ägt rum omkring 11 000 år f Kr, låg landytan nedpressad av ismassorna och havsytan nådde upp till en nivå i jämnhöjd med terrängens högsta delar, motsvarande omkring 95 m över nuvarande havsytan.

Under det havsstadium som inleddes i anslutning till isavsmältningen och som varade ända in i historisk tid avsattes mäktiga leravlagringar. Lerlagrens tjocklek uppgår flerstädes till mer än 100 m.

Dalbotten har inom stora delar av nedre Göta älv fortfarande kvar sina ursprungliga drag av orörd sedimentationsyta, till exempel längs västra stranden på sträckan mellan Kungälv och Göteborg. Nivåskillnaden mellan älvens medelvattenyta (+10,2 m) och sedimentytan närmast älvstranden uppgår här till endast någon meter. Leran inom dessa områden har inte tidigare varit utsatt för högre belastning än den nu rådande, det vill säga den är geotekniskt sett *normalkonsoliderad*. Älvens strömfåra har maximalt skurit sig ned cirka 8–10 m i leravlagringarna, vilket inneburit en belastningsminskning hos de närmast underliggande jordlagren av storleksordning 50 kN/m<sup>2</sup> (5 Mp/m<sup>2</sup>).

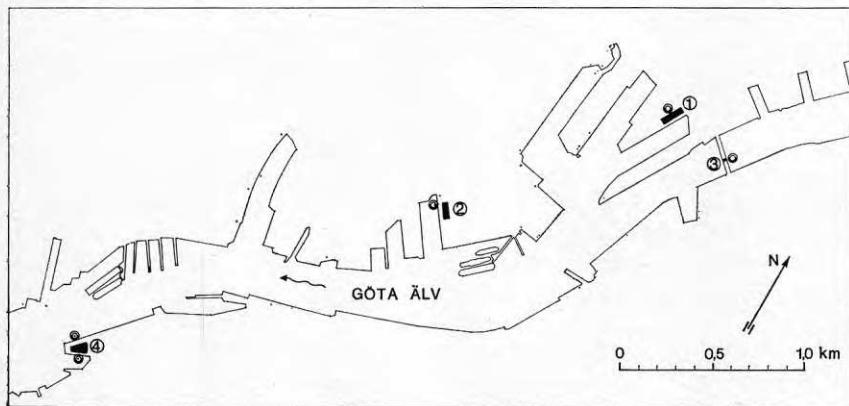
De mäktiga, geologiskt sett unga leravlagringarna har medfört många svårlösta problem i anslutning till exploateringen av det nuvarande hamnområdet. Vid den fortsatta utbyggnaden av hamnen gällde det inte bara att bedöma stabiliteten längs älvstränderna utan även att klara grundläggningen av tunga byggnadskonstruktioner i den högkompressibla leran. Vid Göteborgs hamningenjörskontor kom därför geotekniken tidigt att inta en central ställning, vilket medfört många banbrytande insatser på detta verksamhetsfält.

### 1 De undersökta byggnadernas läge inom Göteborgs hamn

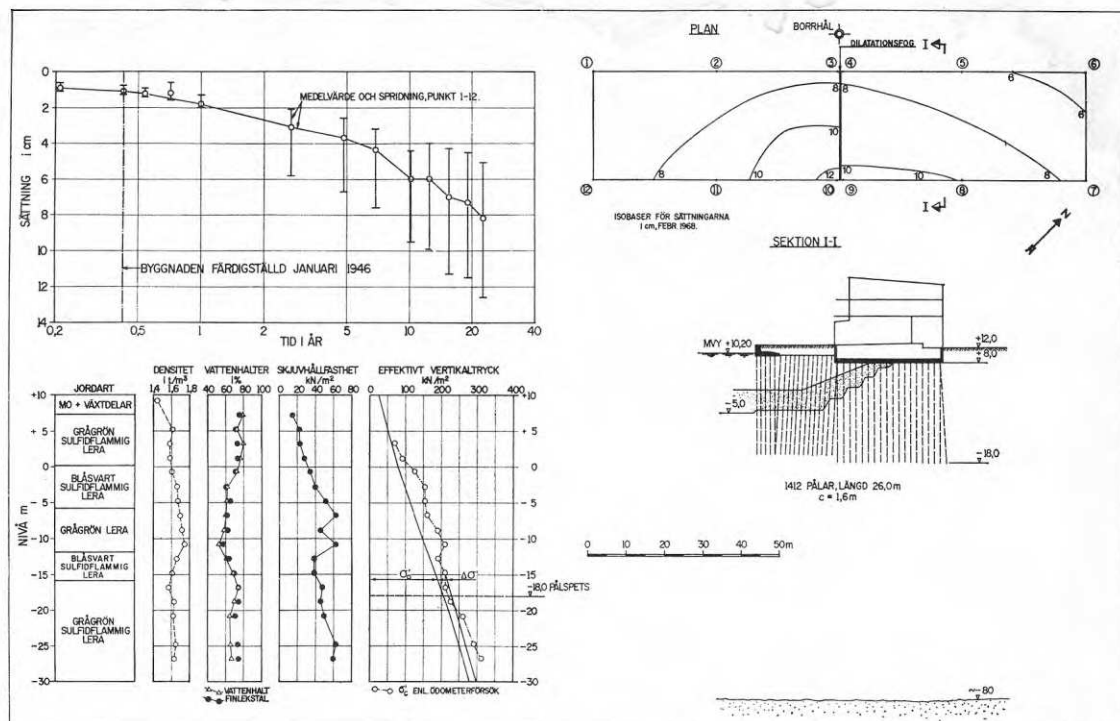
- ① Kajskjul 107, Frihamnen
- ② Kajskjul 183, Lindholms-  
hamnen
- ③ Fundament V, Götaälvbron
- ④ Kajskjul 49–51, Majnabbe-  
hamnen

Map of Gothenburg harbour  
showing location of studied  
buildings

- ① Warehouse 107, Frihamnen
- ② Warehouse 183, Lindholms-  
hamnen
- ③ Pier footing V, Götaälv  
bridge
- ④ Warehouse 49–51, Majnab-  
behamnen







2  
Kajskjul 107, observerade sättningar och resultat av jordundersökningar

Warehouse 107; observed settlements and soil data

### Kohesionspålars användning i Göteborgs hamn

För att bemästra stabilitets- och sättningsproblemen till följd av de stora lerdjupen kom kohesionspålar tidigt till användning i Göteborgs hamn för grundläggning av olika byggnadskonstruktioner, främst kajer. Man använde till en början korta, oskarvade träpålar, vilkas maximala längd bestämdes av de pålningsredskap som fanns tillgängliga.

De byggnadskonstruktioner som uppfördes på dessa korta pålar var ofta massiva och tunga och har följaktligen erhållit stora sättningar. Som ett exempel kan nämnas Masthuggskajen, uppförd under slutet av 1800-talet, som under en period av 62 år (1902–1964) erhållit en sättning av 85 cm [7].

Längden av de kohesionspålar som använts har från de äldsta byggnadskonstruktionerna ökat från 12 à 15 m till cirka 45 m för nyligen uppförda kajer. De långa pålarna, i kombination med lättare konstruktioner, har i de flesta fall medfört en betydande reduktion av byggnadernas sättningar.

Grundläggning med kohesionspålar har även utförts för högvärdigare byggnadsverk än kajer. Några av dessa byggnader kommer att behandlas utförligare i den fortsatta framställningen.

### Undersökta byggnadsobjekt

Ett närmare studium av resultaten från Göteborgs Hamns sättningsobservationer har utförts för fyra byggnadskonstruktioner, kajskjul 107 i Frihamnen, kajskjul 183 i Lindholmshamnen, fundament V till Götaälvbron och kajskjul 49–51 i Majnabbehammen. Det bör i detta sammanhang påpekas att benämningen skjul inte avser några lätta träbyggnader utan tunga och omfångsrika betongkonstruktioner. Byggnadernas läge framgår av bild 1.

Kajskjul 107 i Frihamnen, bild 2, uppfördes under åren 1944–1946. Byggnaden, som har planmått 28×127 m, är grundlagd med en hel bottenplatta,

1,2 m tjock, vilande på 1 412 skarvade träpålar med längden 26 m. Pålarna är jämnt fördelade under plattan och har centrumavståndet 1,6 m. Längs bottenplattans kanter är pålavståndet 0,8 m. Byggnaden är grundlagd på nivån +8,0 m, det vill säga 2,2 m under älvens medelvattenyta. Lerlagrets mäktighet uppgår under skjulet till cirka 90 m.

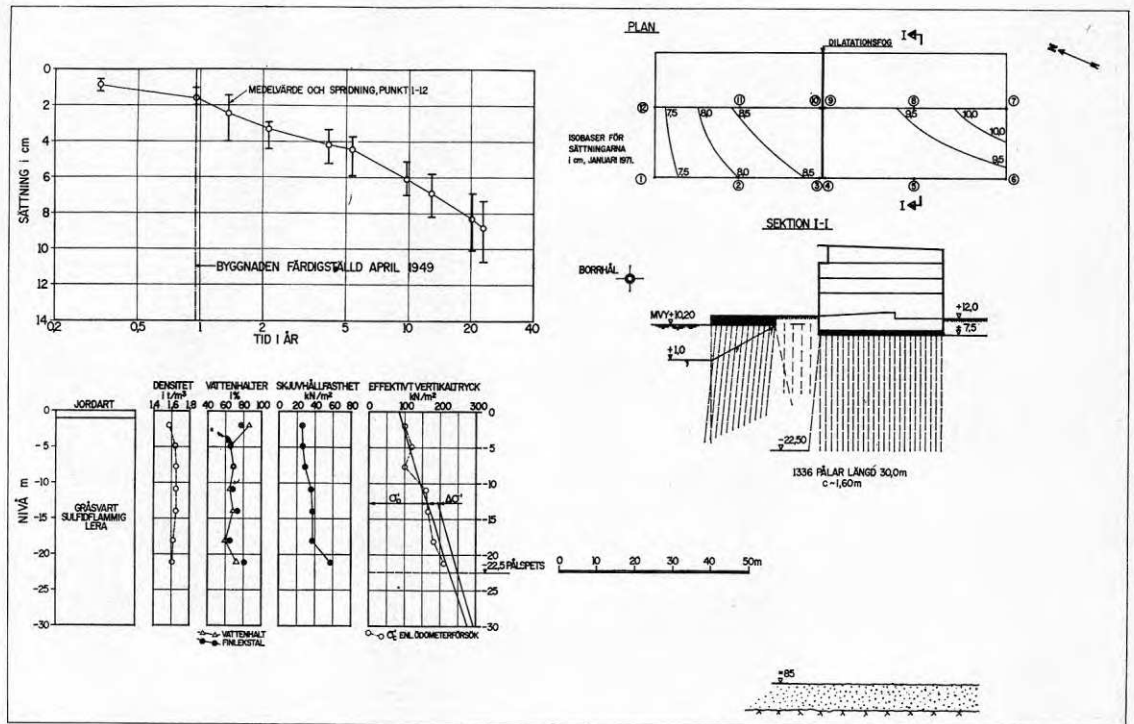
Kajskjulets »effektiva vikt» (egenvikt+ständig nyttig last – vattnets lyftkraft) motsvarar ett medelgrundtryck av 66 kN/m<sup>2</sup>. Vid uppförandet av skjulet utfördes en 3,5 m djup schakt längs byggnadens norra hälft, bild 2. Vikten av det bortschaktade jordmaterialet motsvarar en belastningsminskning av 40 kN/m<sup>2</sup>. Den resulterande spänningsökningen i jorden inom byggnadens norra del uppgår alltså på grundläggningsnivån till 26 kN/m<sup>2</sup>. Det jordmaterial som bortschaktades bestod överst av en cirka 1,5 m mäktig sand- och grusfyllning som utlagts i anslutning till exploateringen av Frihamnsområdet under 1920-talet.

Kajskjul 183 i Lindholmshamnen, bild 3, är i likhet med föregående byggnad grundlagd med en hel bottenplatta, 1,25 m tjock, på en jämnt utbredd pålning. Byggnaden, som har planmått 33×92,5 m, uppfördes under åren 1946–1949. Pålarna, som utgörs av 30 m långa skarvade träpålar, har placerats med centrumavståndet 1,6 m utom längs bottenplattans kanter, där pålavståndet är 0,8 m. Antalet pålar uppgår till 1 336. Skjulet är grundlagt på nivån +7,5 m, det vill säga 2,7 m under älvens medelvattenyta. Djupet till fast botten är omkring 90 m.

Den »effektiva vikten» (egenvikt+ständig nyttig last – vattnets lyftkraft) av byggnaden motsvarar ett medelgrundtryck av 74 kN/m<sup>2</sup>. Urschaktningen av jordmaterial i anslutning till byggnadens uppförande reducerar tryckökningen i jorden på grundläggningsnivån till 30 kN/m<sup>2</sup>. Det bortschaktade materialet utgjordes ned till ett djup av cirka 2 m under markytan av en slaggfyllning som utlagts i samband med utvidgningen av Lindholmshamnen i slutet av 1930-talet.

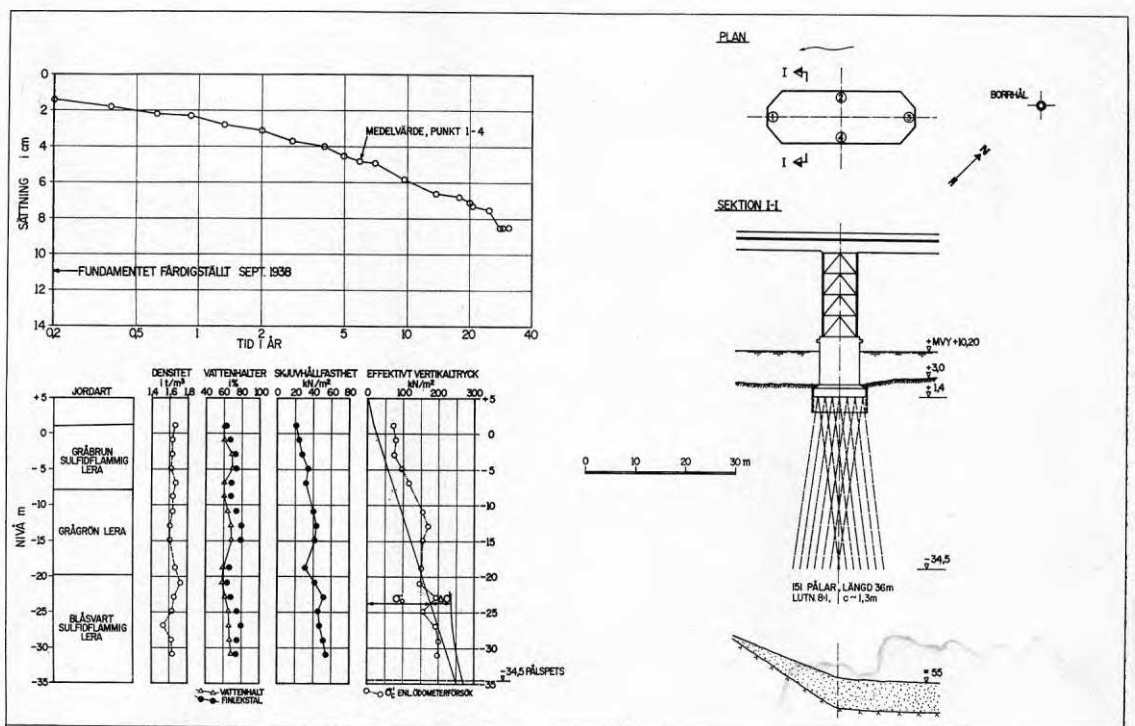
**3**  
Kajskjul 183, observerade sättningar och resultat av jordundersökningar

Warehouse 183; observed settlements and soil data



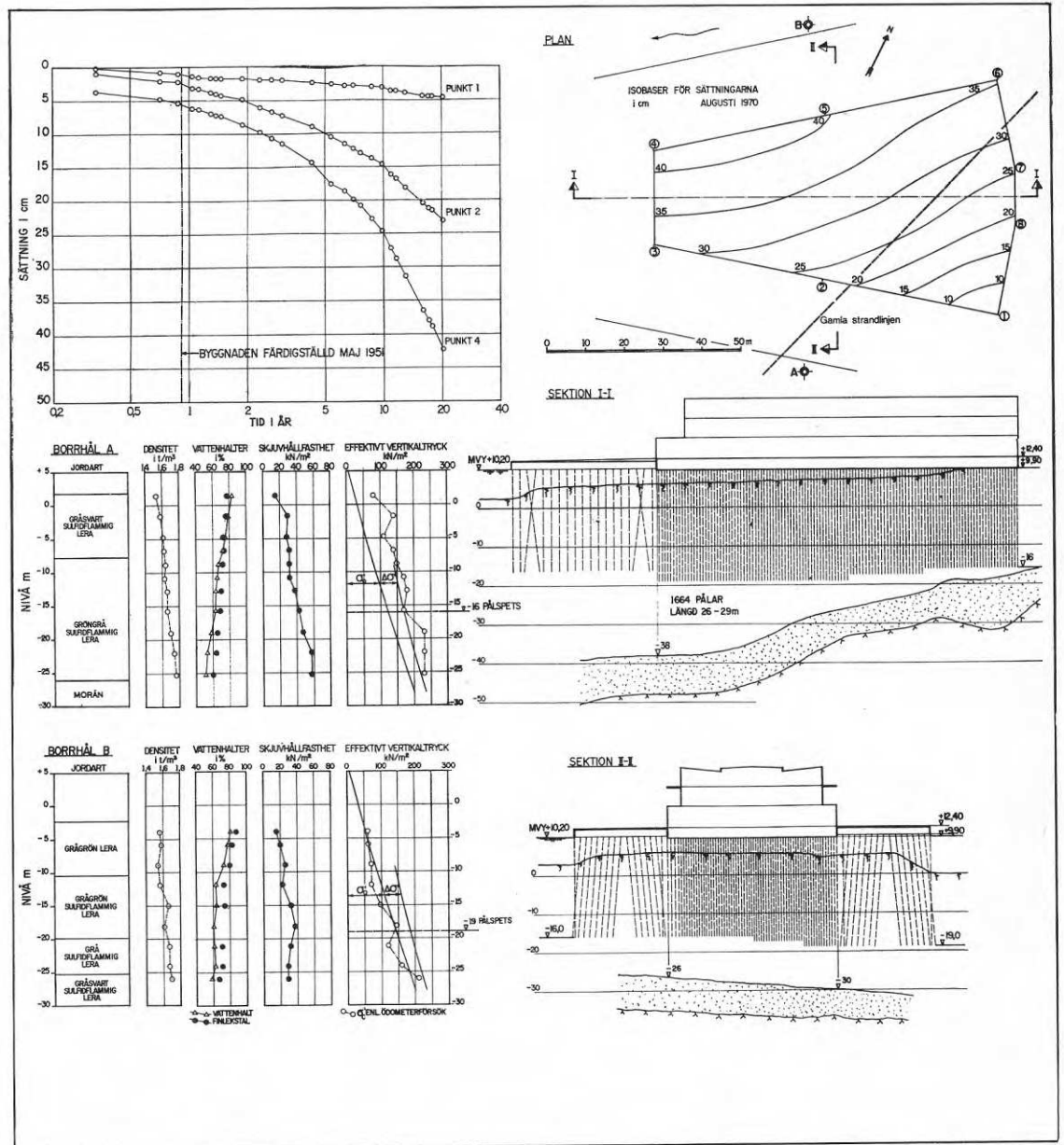
**4**  
Fundament V, observerade sättningar och resultat av jordundersökningar

Pier footing V.; observed settlements and soil data



**5**  
Kajskjul 49–51, observerade  
sättningar och resultat av jord-  
undersökningar

Warehouse 49–51, observed  
settlements and soil data



Fundament V, bild 4, till Götaälvbron består av en kassun med en 0,85 m tjock betongbotten. Fundamentet, som var färdigställt år 1938, har en bredd av 10 m och en längd av 29 m. Grundläggningen har utförts med 151 skarvade träpålar med längden 36 m. Pålarna har slagits med lutningen 8 : 1 och centrumavståndet 1,3 m. Fundamentet är grundlagt på älvbotten på nivån +1,4 m. Lerlagrets mäktighet är cirka 55 m.

Fundamentets »effektiva» egenvikt uppgår till 2 500 ton, motsvarande ett medelgrundtryck av 86 kN/m<sup>2</sup>. Bidraget av trafiklast är i medeltal enbart 6 kN/m<sup>2</sup>.

lordningställandet av grunden till fundamentet innebar inte någon belastningsändring hos underliggande jordlager.

Kajskjul 49–51 i Majnabbehannen, bild 5, är uppfört under åren 1949–1951 och har till skillnad från de tidigare omnämnda byggnaderna grundlagts med en balkrost. Grundbalkarna är placerade i ett kvadratliknande rutnät. Avståndet mellan balkarna uppgår till mellan 3 och 7,8 m. Balkrosten vilar på 1 664 skarvade träpålar med längden 26–29 m. Pålingen är utförd i form av sträckpåling med ett centrumavstånd mellan pålarna av cirka 0,6 m. Byggnaden



		Kajskjul 107	Kajskjul 183	Fund. V	Kajskjul 49-51
Egenvikt	kN/m <sup>2</sup>	63	71	86	40
Ständig nyttig last	»	25 <sup>1</sup>	30 <sup>1</sup>	6	20 <sup>2</sup>
Egenvikt + ständig nyttig last	»	88	101	92	60
Vattentryck	»	-22	-27	—	—
Avschaktning	»	-40	-44	—	—
Resulterande spänningsökning på grundläggningsnivån	»	26	30	92	60

<sup>1</sup> = 45 % av tillåten golvlast.  
<sup>2</sup> = 35 % av tillåten golvlast.

**Tabell 1**  
**Sammanställning av spänningsökningen på grundläggningsnivån för de aktuella byggnaderna**

Table 1  
 Increase in effective vertical pressure at foundation level for the buildings concerned

har en längd av 93 m och en bredd varierande rätlinjigt från 24 till 60 m. Skjulet har grundlagts på nivån +9,9 m.

Lerlagrets mäktighet under byggnaden varierar från 24 till 44 m. Vid kajskjulets sydöstra hörn, där lermäktigheten är minst, har pålspetsarna trängt ner i ett fast moränlager.

Kajskjulets egenvikt inklusive ständig nyttig last motsvarar ett medelgrundtryck av 60 kN/m<sup>2</sup>.

Huvuddelen av byggnaden är belägen ovan älvbotten. Pålarnas fria längd i vatten uppgår maximalt till cirka 4 m. Inom skjulets sydöstra del fanns tidigare en massiv stenpir. Den förutvarande strandlinjens sträckning framgår av bild 5. Det jordmaterial som bortschaktades under den sydöstra delen av byggnaden motsvarade en avlastning hos underliggande jordlager av omkring 40 kN/m<sup>2</sup>.

En sammanställning av spänningsökningen på grundläggningsnivån vid de olika byggnaderna ges i tabell 1. Vid de angivna belastningarna är för de olika byggnaderna säkerhetsfaktorn mot brott hos pålarna lika med 3–3,5.

### Observerade sättningar

Sättningarna hos byggnaderna har följts genom avvägning med utgångspunkt från fixpunkter, belägna i berg. Mätnoggrannheten kan uppskattas till ± 0,5 cm.

För kajskjul 107 och 183 har sättningsobservationer gjorts i tolv punkter, för fundament V i fyra punkter och för kajskjul 49–51 i 33 punkter. Mätningarna har i samtliga fall påbörjats under byggnadernas uppförande. I bilderna 2–5 redovisas de uppmätta sättningarna som funktion av tiden. Tidsaxeln är angiven i logaritmisk skala.

Ett närmare studium av mätresultaten ger vid handen att tidsförloppet och storleken av medelvärdet hos de uppmätta sättningarna för kajskjulen 107 och 183 samt fundament V praktiskt taget sammanfaller. Sättningarna är till synes förvånansvärt små och har ett tämligen jämnt förlopp i den logaritmiska tidsskalan. Medelsättningen för de tre byggnaderna uppgår till 8 à 9 cm efter en tid av 22–30 år. Av

störst intresse är sättningen efter byggnadernas färdigställande, som i medeltal uppgår till endast 6,5 à 7 cm.

Av avgörande betydelse för en byggnads funktionella bestånd är storleken av de *differentialsättningar* som den undergår. Av de tre ovannämnda byggnadskonstruktionerna har kajskjul 183 och framför allt fundament V erhållit små sättningsskillnader. Den största sättningsskillnaden för kajskjul 107 uppgår för närvarande till 7 cm, innebärande en maximal lutning mot horisontalplanet av 2 ‰. Man ser av sättningsisobaserna i bild 2 att kajskjulet har erhållit den största sättningen längs den långsida där bottenplattan vilar enbart på pålarna. Vidare framgår att differentialsättningen har formen av en stel rotation av byggnaden. Några byggnadsskador till följd av snedsättningen har inte observerats.

Till skillnad från de tre föregående byggnaderna uppvisar kajskjul 49–51 stora sättningar, som under en tidrymd av 20 år maximalt uppnått ett värde av 43 cm, bild 5. På grund av dels lerlagrets varierande tjocklek under byggnaden, dels av att den sydöstra delen av byggnadsområdet tidigare varit belastad med en stenpir kan man förvänta sig stora differentialsättningar hos byggnaden, vilket också bekräffas av mätresultaten. Sättningskillnaden mellan byggnadens sydöstra och nordvästra hörn uppgår för närvarande till 38 cm. Den maximala lutningen mot horisontalplanet på grund av snedsättningen är 6,5 ‰. Differentialsättningen liknar även i detta fall en stel rotation av byggnaden. Trots den stora snedsättningen har inga nämnvärda byggnadsskador iakttagits, utan skjulet är fortfarande i ett fullt funktionsdugligt skick.

De observerade sättningarna torde till en viss del utgöras av en så kallad *egensättning* hos leran.

Vid den omfattande undersökning som genomfördes av Göteborgsleran i anslutning till projekteringen av Tingstadstunneln gjordes bland annat sättningsmätningar med avsikten att bestämma lerlagrets tidsberoende sättning till följd av jordens egenvikt. Sättningsobservationerna, som utfördes av Statens geotekniska institut i samarbete med Göteborgs Hamn, pågick under två år och gav till resultat att den nuvarande egensättningen hos det 100 m mäktiga lerlagret under älvbotten är av storleksordningen 0,5 à 1 mm per år. Det bör emellertid påpekas att mätningar av denna art är mycket svåra att genomföra.

Om man, mycket approximativt, antar att egensättningen har haft ovannämnda storlek under den tidrymd som sättningsobservationerna pågått för de aktuella byggnaderna, utgörs 1 à 2 cm av de uppmätta sättningarna av egenkompression hos leran.

För att få underlag för en teoretisk beräkning av sättningarnas storlek och tidsförlopp skall i följande avsnitt en redogörelse lämnas för de viktigaste resultaten från jordundersökningarna.

## Resultat av jordundersökningar

Som en komplettering till Göteborgs Hamns tidigare undersökningar har provtagning med standardkolvborr utförts i närheten av de olika byggnadsobjekten. Provtagningspunkterna är i plan belägna 10–25 m från byggnaderna, och jordprover har upptagits från ett största djup av 35 m under älvbotten. För kajskjul 183 och 49–51 samt fundament V har provtagningen utförts från en borrhål i älven, medan proverna för kajskjul 107 är tagna med utgångspunkt från den befintliga markytan.

Resultaten av jordundersökningarna redovisas i bilderna 2–5. I fortsättningen kommer enbart ödometerförsöken att närmare beröras.

Ödometerförsöken har utförts på stansade prover med diametern 40 mm och höjden 20 mm. De bestämda förkonsolideringstrycken,  $\sigma'_c$ , redovisas i bilderna 2–5 tillsammans med det effektiva överlagringstrycket,  $\sigma'_o$ , i jorden före byggnadernas uppförande. Förutom svårigheterna att korrekt bestämma  $\sigma'_c$  från ödometerförsök föreligger en viss osäkerhet vid beräkningen av effektivtrycket, eftersom porttrycket i leran har antagits motsvara ett hydrostatiskt vattentryck, räknat från älvens medelvattenyta. Avvikelser från det hydrostatiska trycket har bland annat uppmätts vid undersökningarna för Tingstadstunneln. I mitten av det 100 m mäktiga lerlagret konstaterades ett porövertryck av cirka 30 kN/m<sup>2</sup>. Mätningar har även visat [2] att porttrycket på 90 meters djup under älvbotten motsvarade det hydrostatiska trycket om man antar att porvattnets densitet till följd av saltinnehåll är lika med 1,03 t/m<sup>3</sup>.

Med ovan angivna reservationer för eventuella fel vid bestämningen av  $\sigma'_c$  och  $\sigma'_o$  skall vi studera förkonsolideringstryckets storlek i förhållande till det effektiva överlagringstrycket i jorden före byggnadernas uppförande. Man finner därvid att leran vid kajskjul 183, bild 3, och kajskjul 49–51, borrhål B, bild 5, synes vara normalkonsoliderad för det förutvarande effektiva vertikalltrycket. En markant skillnad i värdet av  $\sigma'_c$  mellan borrhål A och borrhål B vid kajskjul 49–51 har noterats. Vid den förstnämnda provtagningspunkten är på samma nivåer värdet av  $\sigma'_c$  50–100 kN/m<sup>2</sup> större än vid den sistnämnda. Detta förhållande har sin sannolika förklaring i att jorden vid borrhål A som nämnts varit belastad med en massiv stenpir.

Vid fundament V, bild 4, indikerar resultaten från ödometerförsöken att leran är svagt överkonsoliderad (25–60 kN/m<sup>2</sup> över förutvarande=det vid provtagningen rådande effektiva överlagringstrycket) ned till nivån –20 m. Under denna nivå synes jorden vara normalkonsoliderad.

Av bild 2 framgår att leran vid kajskjul 107 tycks vara svagt överkonsoliderad (10–50 kN/m<sup>2</sup> över förutvarande=det vid provtagningen rådande effektiva vertikalltrycket) inom hela provtagningsdjupet.

Som jämförelse med ödometerförsöken kan nämnas att man från geologisk synpunkt kan förvänta sig att leran vid kajskjulen 107 och 183 är konsoliderad för ett överlagringstryck motsvarande det som var rådande vid byggnadernas uppförande. Vid fundament V och kajskjul 49–51 torde, enligt samma betraktelsesätt, leran vara konsoliderad för ett vertikalltryck, 20–30 kN/m<sup>2</sup> högre än det nuvarande.

För beräkning av sättningar vid spänningstillskott ovan förkonsolideringstrycket, det vill säga primära konsolideringssättningar, visar ödometerförsöken att man för leran vid samtliga provtagningspunkter kan sätta modultalet  $m$  lika med 5,75, vilket i äldre beteckningssystem motsvarar ett  $\epsilon_c$ -värde av 12 procent.

Vid bestämningen av den primära konsolideringssättningens tidsförlopp kan konsolideringskoefficienten i vertikalled,  $c_v$ , sättas lika med  $1,8 \cdot 10^{-4}$  cm<sup>2</sup>/sek.

## Sättningsberäkning

I den följande sättningsanalysen kommer enbart enkla och traditionella beräkningsmetoder att tillämpas, vilket kan motiveras av det knappa underlaget av relevanta geotekniska data för jordmaterialet under själva byggnaderna. Sättningsberäkningen skall även begränsas till ett försök att bestämma storleksordningen av de tidsbundna sättningar som kan förväntas inträffa efter byggnadernas färdigställande.

Ett från sättningsynpunkt fördelaktigt verkningssätt hos en kohesionspålad byggnadskonstruktion består som bekant i att lasten nedförs till djupt belägna, mindre kompressibla jordlager. Eftersom den primära konsolideringssättningens storlek,  $\Delta s_o$ , för ett normalkonsoliderat jordlager av tjockleken  $\Delta h$  kan tecknas

$$\Delta s_o = \frac{\Delta h}{m} \cdot \ln \left( 1 + \frac{\Delta \sigma'}{\sigma'_c} \right) \quad (1)$$

där  $m$  = modultalet (=0,69/ $\epsilon_c$ )

$\sigma'_c$  = förkonsolideringstryck

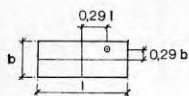
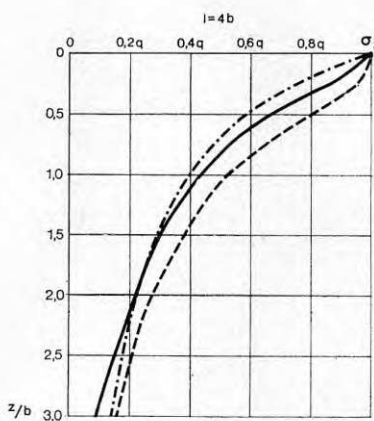
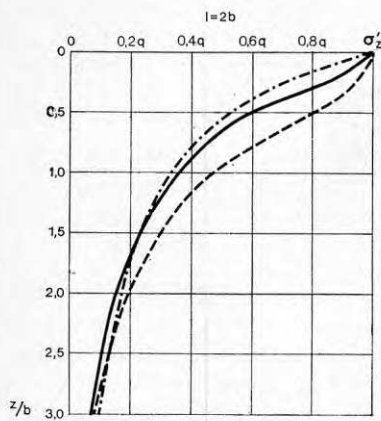
$\Delta \sigma'$  = spänningstillskott

inses att sättningen för ett givet spänningstillskott,  $\Delta \sigma'$ , blir mindre ju större värde  $\sigma'_c$  har, det vill säga desto djupare ner i jordlagerföljden som  $\Delta \sigma'$  appliceras.

Vid en sättningskalkyl för en kohesionspålad byggnad antar man vanligen att den totala lasten nedförs till en fiktiv grundläggningsnivå, belägen på ett djup under markytan som motsvarar 2/3 av den aktiva pållängden. Man antar vidare att lasten fördelas på den yta som omskrivs av pålarna. Vid de följande beräkningarna skall denna metod tillämpas.

Sättningarna kan vidare beräknas under antagande av att byggnaderna uppför sig som styva fundament. Resultaten av sättningsobservationerna styrker till en viss del detta antagande. För ett böjstyvt fundament kan sättningen med ledning av elasticitets-

<sup>1</sup> Ekvation (1) är ekvivalent med uttrycket  $\Delta s_o = \Delta h (\epsilon_c / \log 2) \cdot \log (1 + \Delta \sigma' / \sigma'_c)$ .



6 Vertikalspänningar under en rektangulär ytlast enligt elasticitetsteorin och 2:1-metoden

— Karaktäristiska punkten (enligt van Hamme [7])  
 - - - 2:1-metoden  
 - · - Elasticitetsteorin, mittvertikal

Vertical stresses beneath a rectangular surface load according to the theory of elasticity and the "2:1 method"

— vertical through characteristic point acc. van Hamme [7]  
 - - - 2:1 method  
 - · - theory of elasticity, vertical through centre point

teorin (det vill säga utan hänsyn till plattans böjstyvhet) beräknas i en viss karaktäristisk punkt på lastytan, bild 6. Av bilden framgår även de elasticitetsteoretiskt beräknade spänningstillskotten,  $\Delta\sigma'_{z_1}$ , längs vertikaler genom lastytans mitt respektive karaktäristiska punkt. Som en jämförelse har även visats spänningökningarna, beräknade enligt 2:1-metoden, som innebär att man antar influensvolymen för vertikalspänningarna vara begränsad av plana ytor med lutningen 2:1 från lastytans kanter. Man ser att denna approximativa beräkningsmetod med tillfredsställande noggrannhet kan användas i den fortsatta analysen. Spänningstillskotten,  $\Delta\sigma'_{z_1}$ , under en rektangulär lastyta enligt 2:1-metoden erhålls ur sambandet

$$\Delta\sigma'_{z_1} = \frac{q}{(1+z/b)(1+z/l)} \quad (2)$$

där  $q$  = belastning vid  $z=0$   
 $z$  = djupet under lastytan  
 $b$  = lastytans bredd  
 $l$  = lastytans längd

De enligt ekvation (2) beräknade spänningökningarna vid de olika byggnaderna framgår av bilderna 2–5. Vid beräkningen av spänningstillskotten på den fiktiva grundläggningsnivån har för kajskjulen 107 och 183 antagits att bottenplattan, på grund av schaktbottens styvhet, uppbär ett grundtryck motsvarande spänningssminskningen i jorden till följd av urskakningen. Pålarna har alltså antagits bära enbart den belastning som överstiger effektivspänningarna i jorden före byggnadernas uppförande, tabell 1.

Vid sättningsberäkningen har jorden under den fiktiva grundläggningsnivån på vanligt sätt indelats i ett lämpligt antal delskikt. Under förutsättningen att leran vid samtliga byggnader är *normalkonsoliderad* har kompressionen av varje delskikt beräknats enligt ekvation (1) och den slutliga sättningen erhålls

lits genom enkel summering, tabell 2. Man finner att kajskjulen 107 och 183 samt fundament V vardera beräkningsmässigt får en slutsättning av cirka 0,5 m, medan kajskjul 49–51 teoretiskt kommer att erhålla en sättning av storleksordningen 1,0 m.

Den slutliga storleken av de beräknade primära konsolideringssättningarna har i vårt fall enbart akademiskt intresse, eftersom denna på grund av de mäktiga lerlagren inte kommer att uppnås inom överskådlig tid.

Vid bestämningen av sättningarnas *tidsförlopp* har approximativt och för enkelhets skull antagits att Terzaghis och Fröhlichs [6] konsolideringsekvation för endimensionell porvattenströmning är giltig. Den bästa överensstämmelsen med de teoretiska förutsättningarna torde föreligga vid kajskjul 49–51, där lastytan är relativt stor i förhållande till lerdjupet.

Eftersom träpålarna bidrar till att underlätta avvattningen under konsolideringsprocessen, har vid samtliga byggnader antagits ett fiktivt övre dränerande skikt i nivå med pålarnas nedre 1/3-delspunkt. Lerans underyta har i samtliga fall antagits fullt dränerad.

De under ovannämnda förutsättningar beräknade sättningsförloppen visas i bild 7. En jämförelse med de uppmätta medelsättningarna efter byggnadernas färdigställande, bilderna 2–5, ger vid handen att storleksordningen av de beräknade sättningarna är godtagbar vid kajskjulen 107, 183 och 49–51. Vid fundament V har däremot teoretiskt erhållits omkring dubbelt så stora sättningar som de observerade.

För att till en del kontrollera giltigheten av de beräkningsantaganden som använts vid sättningsanalysen utfördes under våren 1970 en portrycksmätning i leran under kajskjul 49–51. Mätningen genomfördes i fem punkter i en mittsektion av byggnaden; resultaten från tre mätpunkter framgår av bild 8. Man ser att portrycket ner till ett djup i nivå med pålspetsarna väl sammanfaller med det hydrostatiska vattentrycket, bestämt med utgångspunkt från älvens medelvattenyta. Detta förhållande antyder att träpålarna, i enlighet med vad som tidigare antagits, har en effektivt dränerande inverkan på den omgivande leran.

Under pålspetsarna har ett maximalt porövertryck av cirka 20 kN/m<sup>2</sup> uppmätts. Om detta övertryck härstammar från en kvarstående konsolidering, torde även antagandet om att huvuddelen av lasten nedförs till djupt belägna lager äga giltighet.

Vid kajskjul 107 synes leran enligt ödometerförsöken, som tidigare omnämnts, vara överkonsoliderad. Om denna iakttagelse överensstämmer med de verkliga förhållandena bestäms sättningen i detta fall av lutningen hos ödometerkurvans »återbelastningsgren» och kan därvid beräknas till cirka 10 cm. Någon allmänt accepterad metod för bestämningen av sättningens tidsförlopp i detta fall föreligger inte.

Tabell 2 Beräknade primära konsolideringssättningar,  $s_c$ , för de olika byggnaderna

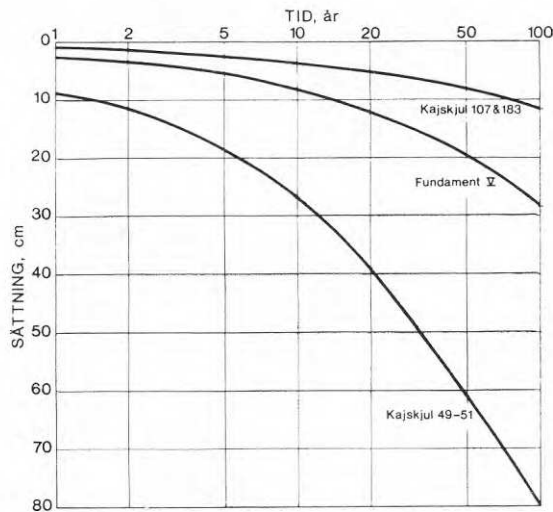
Table 2 Calculated final primary consolidation settlements,  $s_c$ , for the different buildings

	Kajskjul 107	Kajskjul 183	Fundam. V	Kajskjul 49-51
Teoretisk slutsättning $s_c$ cm	48	52	55	97



**7**  
Beräknat sättningförlopp, enligt endimensionell konsolideringsteori, efter de olika byggnadernas färdigställande

Calculated time-settlement curves according to one-dimensional consolidation theory, for the different buildings



Sammanfattningsvis kan konstateras att man enbart vid kajskjul 49–51 med säkerhet kan fastslå att lerans förkonsolideringstryck överskridits och att sättningen därvid sannolikt till största delen utgjorts av en primär konsolidering av leran. Även om samstämmigheten mellan teoretiskt och verkligt sättningförlopp vid kajskjulen 107 och 183 är god, har man anledning att misstänka att en övervägande del av de uppmätta sättningarna vid dessa byggnader utgörs av en så kallad sekundär kompression av leran. Detta kan även förmodas vara fallet vid fundament V. Den sekundära sättningen fortgår utan något

mätbart porvattenövertryck i leran, och dess tidsförlopp kontrolleras därför av andra lagar än de som förutsätts vara giltiga vid primär konsolidering.

**Slutsatser**

Resultaten av Göteborgs Hamns sättningsobservationer har visat att man, trots den stora störning av jorden som påslagningen medför, har erhållit små sättningar hos de byggnader (kajskjulen 107 och 183) där belastningen delvis kompenseras genom bortschaktad jord och vattentryck. Vid kajskjul 183, där en jämn urschaktning utförts under hela byggnaden, uppgår den maximala sättningsdifferensen i dag till endast cirka 2 cm, bild 3.

Under förutsättning att leran är normalkonsoliderad har sättningarnas tidsförlopp för kajskjulen 107 och 183 med godtagbar noggrannhet kunnat beräknas enligt teorin för endimensionell konsolidering. Det är emellertid tveksamt om den genomförda sättningsanalysen för dessa byggnader har någon förankring i verkligheten.

Vid fundament V är den beräknade sättningen cirka dubbelt så stor som den observerade. Detta förhållande indikerar att leran under pålarnas nedre 1/3-punkt, i motsats till resultaten från ödometerförsöken, i verkligheten uppvisar en överkonsoliderings-effekt.

Vid kajskjul 49–51, där lerans förkonsolideringsstryck med största sannolikhet överskridits, visar den utförda sättningsanalysen en god överensstämmelse med de observerade sättningarna.

Den genomförda undersökningen har accentuerat behovet av en förbättrad teknik både vid provtagningen och vid ödometerförsöken för att man med större säkerhet skall kunna fastställa en leras konsolideringstillstånd.

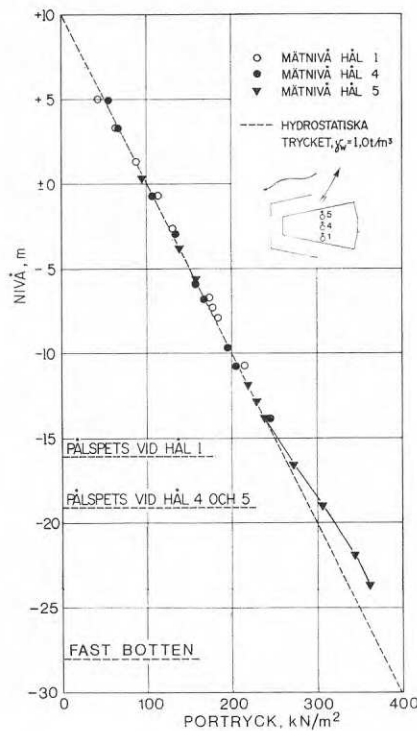
**Litteratur**

- [1] Bergfelt, A: *Ports and maritime structures built in soft ground with special reference to the need for increased depths*. Paper II-6 XXI st Int Navigation Congress. Stockholm 1965.
- [2] Bergfelt, A: *Results from deformation measurements in soft clay at dredging and dry-pumping*. Teknik och Natur. Göteborg 1967.
- [3] Gabriellson, G och Svensson, B: *Porttrycksmätning vid kajskjul 49–51*, CTH, Inst för geoteknik med grundläggning (intern rapport). 1970.
- [4] Hörnqvist, H och Wahlström, Å: *Bearbetning av sättningsobservationer på kohasionspålade byggnader, del II*, CTH, Inst för geoteknik med grundläggning (intern rapport). 1970.
- [5] Johansson, F: *Bearbetning av sättningsobservationer på kohasionspålade byggnader, del I*, CTH, Inst för geoteknik med grundläggning (intern rapport). 1969.
- [6] Terzaghi, K och Fröhlich, O K: *Theorie der Setzung von Tonschichten*. Leipzig 1936.
- [7] Van Hamme: *Beschouwingen over de spanningsverdeling in den boden als gevolg van het aanbrengen van een belasting*. Manuskript, Laboratorium voor Grondmechanica. Delft 1938.

**8**  
Uppmätta porttryck i leran under kajskjul 49–51. Mätningen är utförd 19 år efter byggnadens färdigställande.

Recorded pore-pressures in the clay beneath warehouse 49–51. The measurement was made 19 years after the building was completed

○ vertical 1  
● vertical 4  
▼ vertical 5  
--- Calc. hydrostatic pressure assuming  $\gamma_w = 1,0 \text{ t/m}^3$



# Reducering av sättningar hos djupa fundament genom dynamisk förbelastning

UDK 624.131.542  
624.138.22  
624.154.3



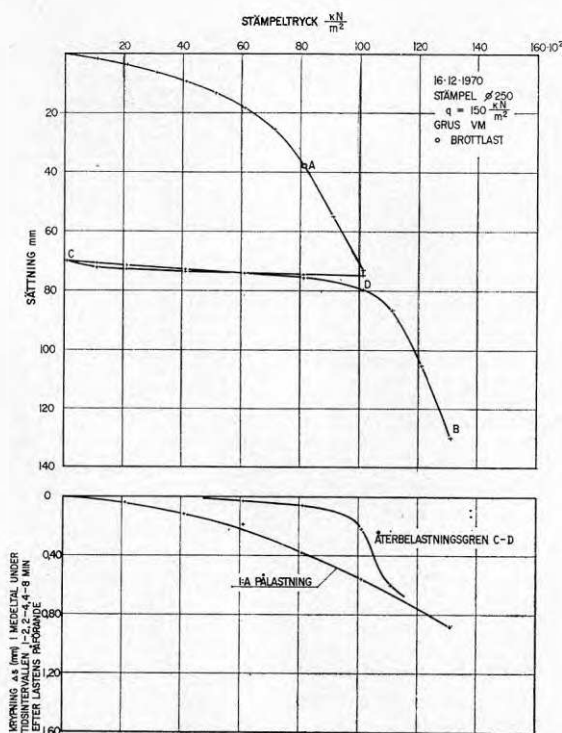
Civilingenjör Sture Eresund, Institutionen för geoteknik med grundläggning, CTH, Göteborg

Avsikten med det forskningsprojekt vars uppläggning och resultat redovisas i denna artikel har varit att undersöka de sättningsreducerande effekterna av dynamisk förbelastning. Av gjorda försök framgår att man efter dynamisk förbelastning på fast lagrad friktionsjord kan tillåta nästan lika höga grundtryck som tillåts för slagna pålar av betong. Detta innebär att platsgjutna pelare inte alltid behöver föras ned till berg för att tillåtna betongpåkänningar skall kunna utnyttjas.

Vid belastning av djupa fundament nedförda genom lösa jordlager till en botten av fast lagrad friktionsmaterial får last-sättningskurvan det principiella utseende som visas i bild 1 A. Sättningen ökar snabbare än linjärt med ökande last till en punkt A, som här kallas brottlast, varefter sättningen växer praktiskt taget linjärt med ökande belastning. Grenen A-B representerar ett kontinuerligt brottillstånd jämförbart med det som råder vid trycksondering. Antag nu att fundamentet avlastas från grenen A-B. Vid återbelastning C-D uppträder mycket små sättningar

jämfört med dem som orsakas av den första pålastningen. Krypningen reduceras i motsvarande grad, bild 1 B.

Vid grundläggning med platsgjutna pelare nedförda till så kallad fast botten bestäms tillåtna grundpåkänningar normalt av tillåtna sättningar och inte av erforderlig säkerhet mot brott. Då grundens bärighet således inte kan utnyttjas på grund av uppträdande sättningar, ligger det nära till hands att försöka utnyttja den förbelastningseffekt som ovan beskrivits. Statisk förbelastning blir emellertid lönsam endast då mothåll kan mobiliseras till lägre kostnad än ökat antal pelare. Normalt är så ej fallet. Målsättningen för det forskningsprojekt som här skall beskrivas var därför att undersöka om motsvarande effekt kunde åstadkommas genom dynamisk förbelastning. Projektet har bekostats av Statens råd för byggnadsforskning och bidrag har erhållits från AB Skånska Cementgjuteriet, Jacobson & Widmark AB samt Byggnadsentreprenörföreningen.



1 A-B  
Exempel på last-sättningskurva för icke förbelastat sandigt grus. VM=vattenmättat.

Example showing load-settlement curve for sandy gravel that has not been pre-loaded. VM=saturated

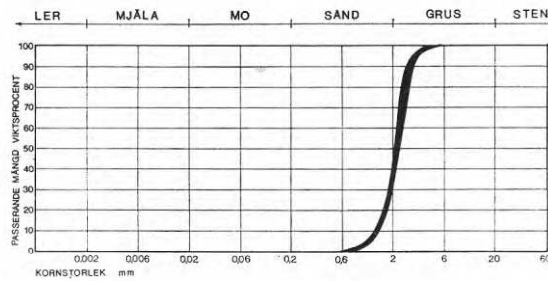
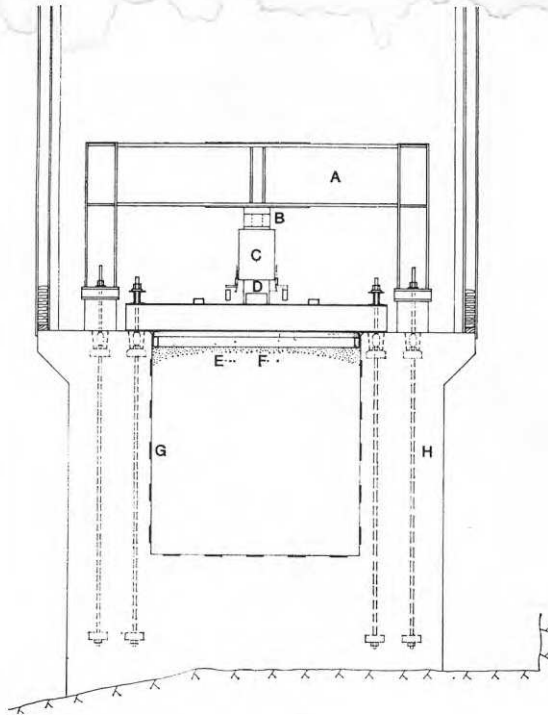
## Försöksmetodik

Försöken har utförts i institutionens forskningsstation, som rymmer ett drygt 2 m djupt schakt i betong med planmått  $2 \times 5$  m<sup>2</sup>, bild 2, på i princip följande sätt:

1. Det använda grusmaterialet med egenskaper enligt bild 3 A-B packas in i 10 cm skikt med hjälp av en eldriven vibratorplatta typ Dynapac CR 11, bild 4. Torrdensitet  $\gamma_d = 1,78$  t/m<sup>3</sup> = 0,94  $\gamma_{d \max}$
2. På ytan placeras en serie flata gummiblåsor täckta av trälock som hålls nere av tvärgående balkar förankrade till vertikala dragstag.
3. En cylindrisk stålstampel med 0,25 m diameter och en massa av 250 kg sänks ned genom ett foderör i ett av trycklocken till kontakt med grusytan.
4. Med hjälp av en kompressor ökas lufttrycket i gummiblåsorna till önskat värde. Det så åstadkomna

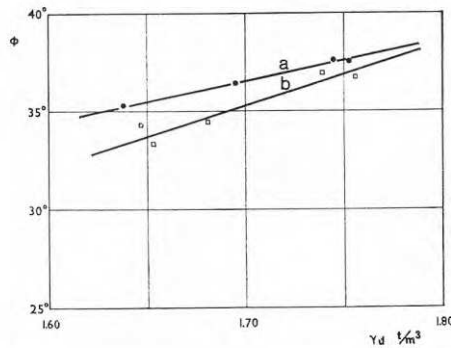
- 2  
Tvärsektion genom betongschakt  
A Mothåll ( $P_{max} = 2\ 000\ \text{kN}$ )  
B Kraftgivare  
C Domkraft  
D Stämpel  
E Gummiblåsa  
F Trälock  
G Jordtrycksdosa  
H Dragstag

Section through concrete shaft  
A Loading frame ( $P_{max} = 2\ 000\ \text{kN}$ )  
B Load cell  
C Jack  
D Footing  
E Rubber bag  
F Wooden cover  
G Earth pressure cell  
H Tie-rod



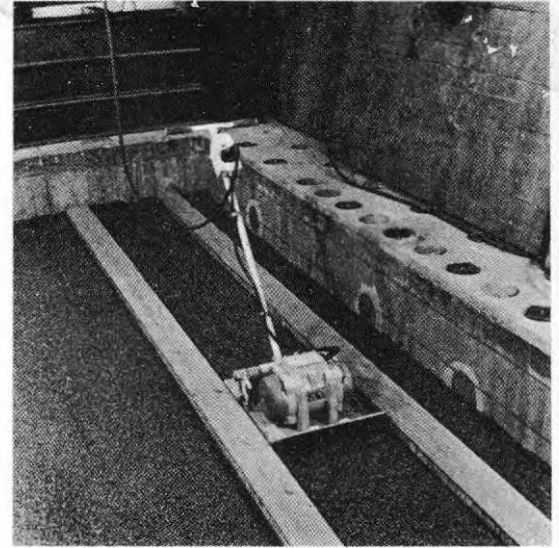
- 3 A-B  
Materialegenskaper hos det sandiga grus som genomgående använts vid försöken  
A. Kornfördelningskurvor  
B. Resultat av triaxialförsök vid varierande lagringstäthet och celltryck  
a.  $\sigma_3 = 200\ \text{kN/m}^2$   
b.  $\sigma_3 = 400\ \text{kN/m}^2$

Properties of sandy gravel used in all the tests  
A. Grain size distribution  
B. Results of tri-axial tests at different dry density and cell-pressure



överlagringsstrycket  $q$  kan varieras mellan 0 och  $200\ \text{kN/m}^2$ .

- Om så erfordras vattenmättas materialet från silrör på botten av schaktet.
- Ett statiskt belastningsförsök utförs med laststeg av högst  $10\ q$  och med krypningsmätning efter 1, 2, 4 och 8 minuter efter lastens påförande, bild 1.
- Efter avlastning och demontering flyttas tryckklocken så att ett nytt stämpelläge erhålls. Moment 3–5 upprepas.
- Dynamisk förbelastning åstadkoms med en cylindrisk hejare av stål med  $0,25\ \text{m}$  diameter och en massa av  $250\ \text{kg}$  som får falla fritt genom ett styrrör

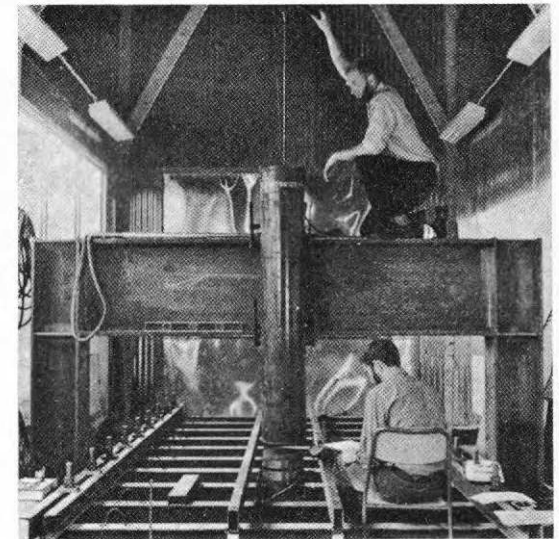


4  
Inpackning av sandigt grus med eldriven vibratorplatta typ Dynapac CR 11

Compaction of sandy gravel using electric vibrating plate type Dynapac CR 11

5  
Interiör från institutionens forskningsstation. Dynamisk förbelastning med fritt fallande hejare.

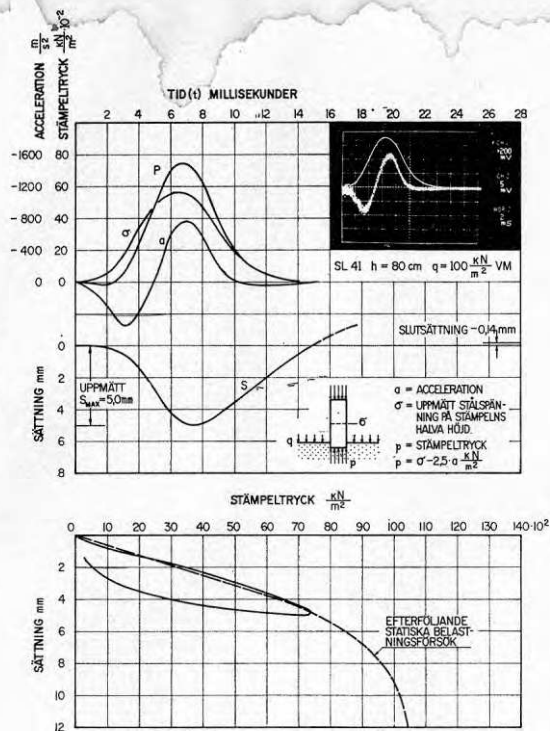
Interior of research station. Dynamic pre-loading with free falling drop hammer.



mot stämpeln, bild 5. Slagen dämpas av en dyna av naturgummi limmad till stämpelns överyta för att minska de momentana accelerationstoppar som annars uppstår. Under slagen mäts stämpelns acceleration samt stålspänningen på halva stämpelns höjd. Båda registreras med hjälp av oscilloskop och bandspelare. Dessutom görs så kallad fjädringsmätning på samma sätt som vid pålning samt mäts stämpelns permanenta sjunkning per slag med hjälp av mät-klocka. Stämpeln slås normalt ned till ett djup av cirka  $5\ \text{cm}$ .

9. På den förbelastade ytan utförs ett statiskt belastningsförsök på samma sätt som beskrivits under moment 6.

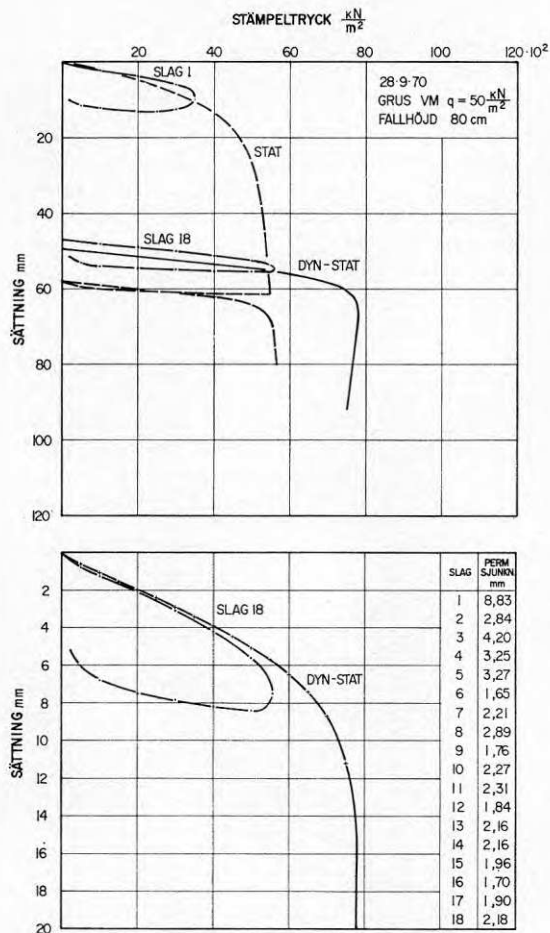




### Stötförloppet

Den första stöten varar cirka 15 millisekunder, bild 6 A-B. Hejaren, som studsar, åstadkommer därefter under en period av drygt 1 sekund en serie lätta stötar. Under den första stöten accelereras stämpelein för att sedan bromsas upp och slutligen lättas från underlaget. Stålspeänningen  $\sigma$  passerar ett maxivärde som under en slagserie förskjuts mot retardationstoppen. Stämpelns rörelse  $s$  som erhålls genom att dubbelintegrera accelerationen visar tydligt att stämpelein kastas upp i slutet av stöten. Kontakttrycket  $p$  mellan stämpel och jord beräknas med ledning av den uppmätta stålspeänningen och accelerationen  $a$ .

$p = \sigma - \frac{a \cdot m}{2A}$  där  $m$  och  $A$  är stämpelns massa respektive tvärsnittsarea. Stämpeltrycket  $p = f(t)$  och rörelsen  $s = f(t)$  sammansätts till en trycksättningskurva  $p = f(s)$ . I det visade exemplet, bild 6 A-B, som hänför sig till sista slaget i en slagserie, har resultatet av efterföljande statiska belastningsförsök lagts in. Pålastningsgrenarna sammanfaller praktiskt taget, vilket normalt har varit fallet när den permanenta sjunkningen minskat till någon millimeter per slag.

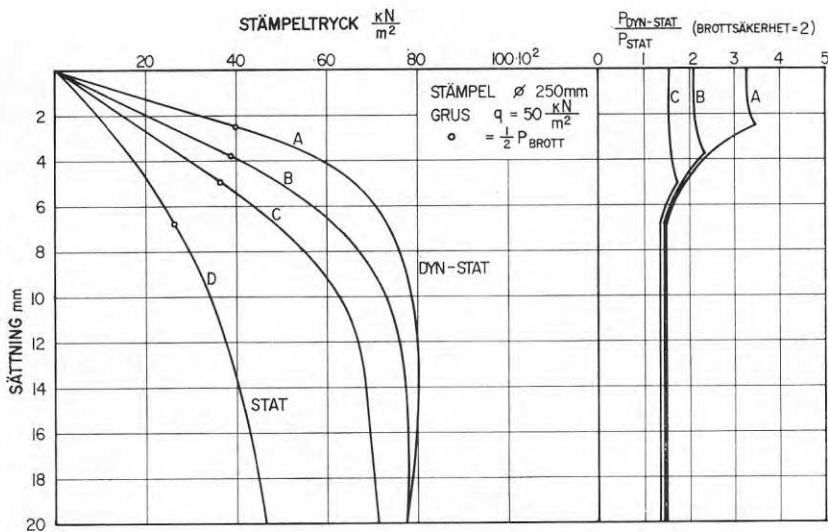


### Dynamisk förbelastningseffekt

I bild 7 redovisas resultatet av en förbelastning på vattenmättat grus vid ett överlagringstryck av 50 kN/m<sup>2</sup> och en fallhöjd av 0,80 m. Totalt erfordrades i detta fall 18 slag för att slå ned stämpelein 5 cm. Last-sättningskurvan för slag 1 skall jämföras med kurvan från ett statiskt försök på icke förbelastat grus, i bilden betecknad STAT, och sista slaget skall jämföras med efterföljande statiska försök, i bilden betecknat DYN-STAT. Följande slutsatser, som gäller samtliga utförda försök, kan dras:

- Den permanenta sjunkningen per slag varierar oregelbundet, sannolikt beroende på att stämpelein kastas upp under slagen.
- Överensstämmelsen mellan dynamiskt och statiskt last-sättningsförlopp förbättras med ökat antal slag.
- Det maximala stöttrycket mot grusytan under sista slaget är genomgående lägre än brottrycket vid efterföljande statiska belastningsförsök. Grundbrott har normalt ej inträffat under förbelastningens slutfas, se bild 6 B. Vid stoppslagning av pålar antas vanligen att den permanenta sjunkningen orsakas av brott i undergrunden, vilket således ej behöver vara fallet.
- Dynamisk förbelastning ger högre brottlast än motsvarande statiska förbelastning, jämför kurvorna STAT och DYN-STAT i bild 7.

I bild 8 redovisas resultatet av en serie förbelastningar på vattenmättat grus vid ett överlagringstryck av 50 kN/m<sup>2</sup>. Förbelastningseffekten har här definierats som den permanenta sjunkningen per slag.



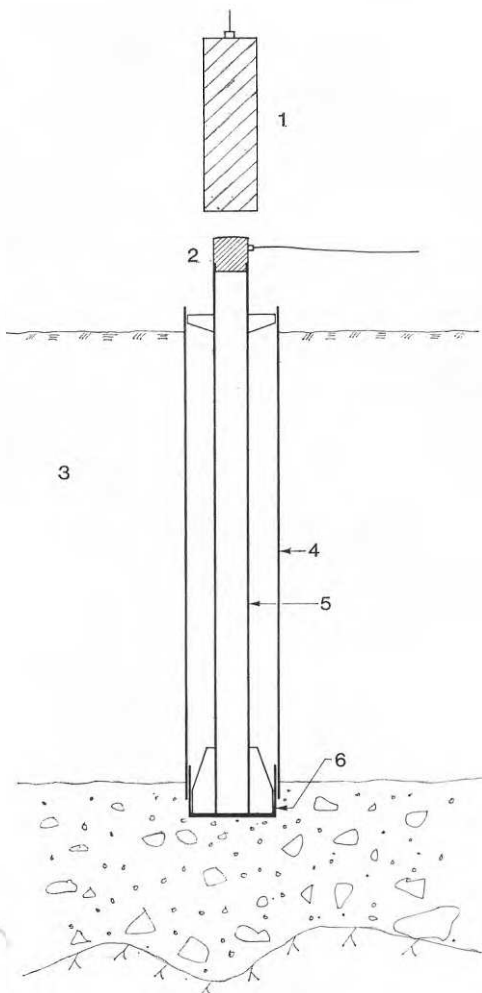
	DATUM 1970	F VM	FALL-HÖJD cm	ANTAL SLAG	S <sub>o</sub> mm
A	30-9	VM	40	50	39,1
B	28-9	VM	80	18	49,4
C	1-10	VM	160	7	50,5
D	25-9	VM	0	0	0

8 Statiska last-sättningskurvor före och efter dynamisk förbelastning. Förbelastningseffekt vid varierande sättning.

Static load-settlement curves before and after dynamic pre-loading. The effect of pre-loading against settlement.

9 Förslag till förbelastningsutrustning  
1 Hejare  
2 Mät huvud  
3 Lera  
4 Foderrör  
5 Slagrör  
6 Slagsko (lämnas kvar)

Suggested pre-loading equipment  
1 Drop hammer  
2 Measurement head  
3 Clay  
4 Casing  
5 Driving core (retracted)  
6 Driving shoe (not retracted)



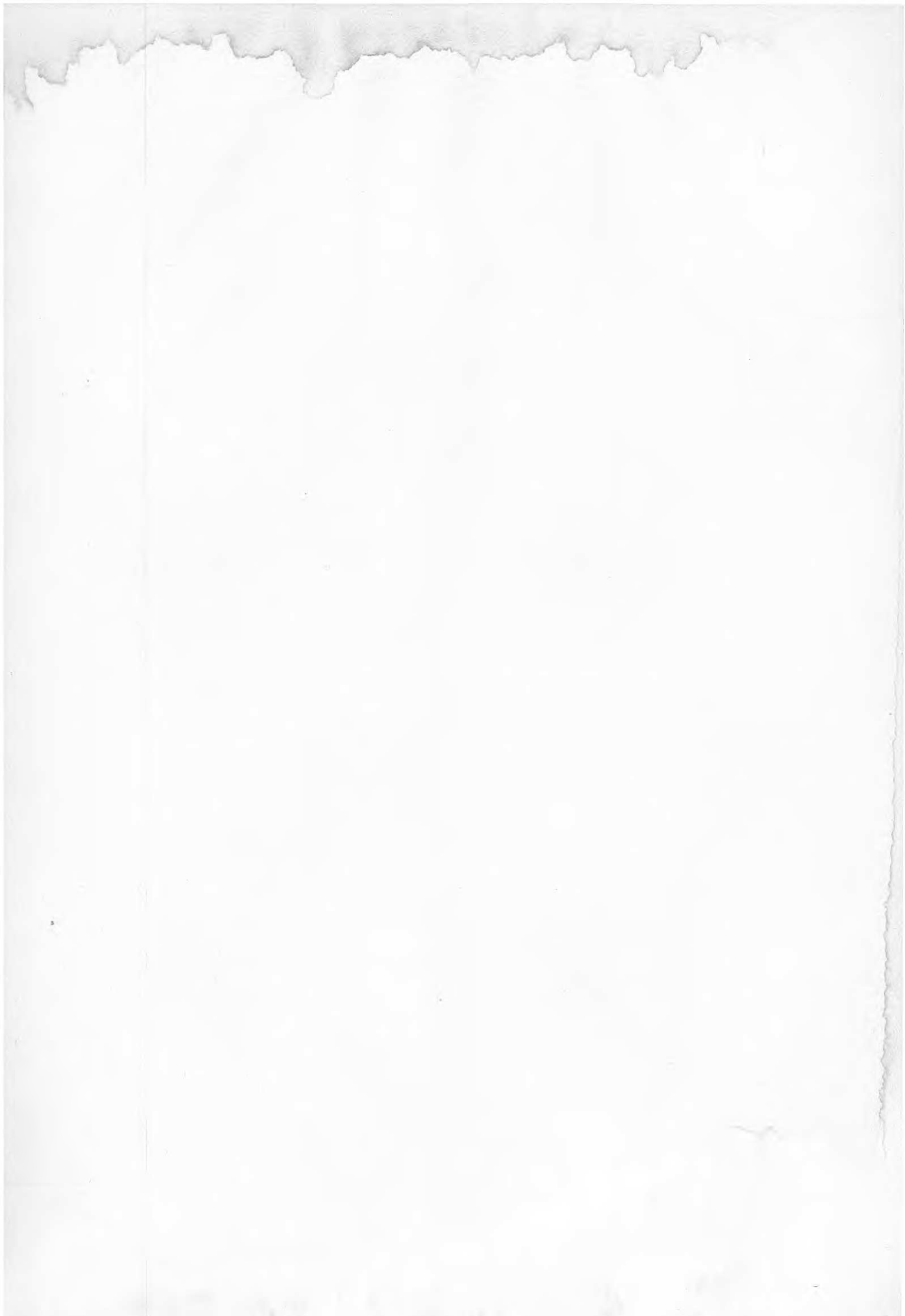
rats som förhållandet mellan tillåten last efter förbelastning och tillåten last utan förbelastning vid en säkerhet mot brott lika med 2. Den varierar med tillåten sättning enligt kurvorna till höger i bilden. Följande slutsatser, som gäller för samtliga försöks-serier, kan dras:

- Förbelastningseffekten ökar med minskad fallhöjd vid givet nedslagningsdjup. Eftersom de dynamiska stämpeltrycken är lägst vid låga fallhöjder, antyder detta att dynamisk förbelastning till brott ej skall eftersträvas.
- Vid optimal förbelastning på vattenmättat grus vid överlagringstryck varierande mellan 50 och 150 kN/m<sup>2</sup> har den maximala förbelastningseffekten varierat mellan 2,5 och 3,5. Med en tillåten sättning på 1–2 procent av stämpelns diameter uppgår motsvarande tillåtna grundpåkänningar till 4 000–6 000 kN/m<sup>2</sup>. Dessa värden är 8–12 gånger högre än de som kan tillåtas enligt nu gällande bestämmelser. Något högre värden har erhållits för fuktigt grus.
- För att undersöka kornstorlekens inverkan vid dynamisk förbelastning på fast lagrad, vattenmättat friktionsjord har förberedande försök utförts i mindre skala, varvid det visat sig att förbelastningseffekten är god även för mojord.

### Slutsatser. Förslag till förbelastningsmetod i full skala

Resultaten av utförda försök visar att man efter dynamisk förbelastning på fast lagrad friktionsjord kan tillåta nästan lika höga grundtryck som i dag tillåts för slagna pålar av betong, vilket betyder att platsgjutna pelare inte alltid behöver föras ned till berg för att tillåtna betongpåkänningar skall kunna utnyttjas. Försök i full skala får avgöra metodens lönsamhet, och en lämplig utrustning har skisserats i bild 9. Den består av en slagsko som lämnas kvar, ett slagrör, ett slag huvud med inbyggd mätutrustning samt en hejare med en massa som bör uppgå till 4–8 t per m<sup>2</sup> pelararea. Grundpelaren färdigställs på följande sätt:

- Schakt till lämplig grundläggningsnivå
- Botten avjämnas med grus
- Slagsko och slagrör sänks ner
- Förbelastning och erforderliga mätningar utförs
- Slagröret dras upp och pelaren gjuts.







**R34: 1971**

**Denna rapport avser anslag nr C 439:4 från Statens råd för byggnadsforskning till Institutionen för geoteknik med grundläggning, Chalmers tekniska högskola, Göteborg**

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

**Pris: 10 kronor**