



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

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



Rapport

R12:1973

TEKNISKA HOGSKOLAN I LUND
SEKTIONEN FOR VAG- OCH VATTEN
BIBLIOTEKET

**Kompressionsegenskaper
hos traktorutbredda
sprängstensfyllningar
Sättningar hos grund-
plattor**

Ulf Lindblom

Byggforskningen

Kompressionsegenskaper hos traktor- utbredda sprängstensfyllningar Sättningar hos grundplattor

Ulf Lindblom

Fyllningar av sprängstensmassor, som sedan länge använts inom dammbyggnadstekniken, har på senare tid i allt större utsträckning använts för vägbygge och markplanering. Byggnader grundläggs numera ofta med grundplattor på packad sprängstensfyllning.

I rapporten ges en kortfattad översikt av litteraturen inom området. Tidigare experimentella erfarenheter av platsgjutna fundament på sprängstensfyllningar är mycket få.

Det visas, att det är framförallt kornstorlek, portal och kornform som är av betydelse för krafterna i kornskelettet. Deformationerna sker i kontaktpunkterna och kan vara elastoplastiska eller bestå i nedkrossning och glidning.

Olika bergarters lämplighet som fyllningsmassor diskuteras mot bakgrund av det mekaniska verkningssättet. Vidare behandlas inverkan av utbrednings- och packningsteknik. Sättningsobservationer från lagerutbredda sprängstensfyllningar studeras i rapporten. Antalet observationer är få.

Vid de egna undersökningarna studerades bl.a. brottprocessen i belastade kontaktpunkter, kompressionsegenskaper hos skalenligt förminskat sprängstensmaterial och sättningar hos grundplattor i modellförsök. Fältundersökningarna omfattade framförallt belastningsförsök på platsgjutna \varnothing 1,1 m betongfundament. Plattorna uppvisade mycket små sättningar för grundtryck understigande ett kritiskt värde (q_c) när krossning och omlagring inträffade i kornskelettet. För 1,5 m packade lager var q_c ca 1,2 MN/m². De beräk-

nade elasticitetsmodulerna i belastningsintervallet 0–200 kN/m² var ca 130 MN/m², vilket stämmer väl med kompressionsförsöken.

Tidigare undersökningar

Laboratorieundersökningar av grova stenmaterial har utförts sedan början av 1950-talet. Resultat från enaxliga kompressionsförsök har rapporterats av bl.a. Kjellman & Jakobson (1955); Marsal, Gomez, Nunez, Cuelar & Ramos (1965) och Kjaernsli & Sande (1966). Bland resultaten kan nämnas, att kompressibiliteten synes avta med minskande portal hos massorna samt med minskande storlek och kantighet hos kornen. Treaxliga, anisotropa kompressionsförsök i stora försöksutrustningar har bland annat visat, att vid låga allsidiga tryck (σ_3) är axialdeformationen i packade sprängstensmassor mycket obetydlig vid små värden på huvudspänningsförhållandet $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$, men kraftig vid stora värden på $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$ (Marachi, 1969).

Mekaniskt verkningssätt och inverkan av sprängstensmassornas egenskaper

En grov uppskattning av ökningen av kontaktkrafterna ΔP vid en enaxlig belastningsökning $\Delta\sigma$ på ett kornskelett kan erhållas ur $\Delta P = \Delta\sigma \cdot 0,2 \cdot \Pi^{2/3} \cdot a^2 \cdot (1 + e_G)^{4/3}$, där Π är kornens formkoefficient, a medelvärdet av kornens största tvärmått i massan och e_G det lastupptagande kornskelettets portal

Byggforskningen Sammanfattningar

R12: 1973

Nyckelord:

sprängstensfyllning (packad), grundplatta (sättning), kompressionsegenskaper, geoteknik

Rapport R12:1973 avser anslag C 439 från Statens råd för byggnadsforskning till Chalmers tekniska högskola, institutionen för geoteknik med grundläggning, Göteborg.

UDK 624.135
624.151.5
624.131.52
SfB (10)
ISBN 91-540-2112-X

Sammanfattning av:

Lindblom, U, 1973, *Kompressionsegenskaper hos traktorutbredda sprängstensfyllningar. Sättningar hos grundplattor.* (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Rapport R12: 1973, 176 s., ill. 28 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

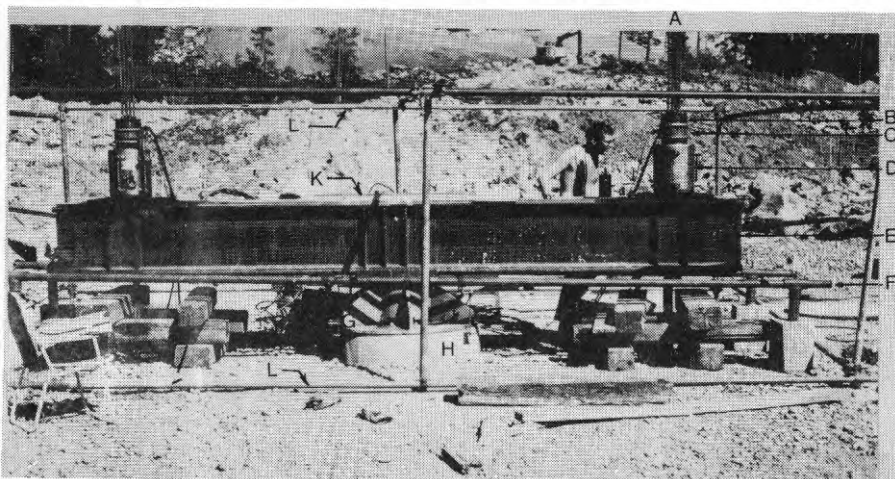


FIG. 1. Plattförsök i fält. Försöksutrustningen monterad (presenningen borttagen). A, dragstag; B, ankarstycke; C, kraftmätare; D, domkraft; E, balk; F, rör; G, trycklock; H, betongplatta; K, vattenpass; L, rörstativ.

(Marsal, 1963; Field, 1963). Vid små ökningar av kontaktkrafterna deformeras kontaktpunkterna endast elastoplastiskt, medan stora ökningar kan leda till sprött brott. Genom packning kan kornskelettet bli överkonsoliderat för pålagda belastningar upp till ett visst värde. Lägre belastning ger i huvudsak elastiska deformationer i kontaktpunkterna och kompressionen (ϵ_{e1}) beror teoretiskt av kornstorleken (a_1 resp. a_2) enligt $(\frac{\epsilon_1}{\epsilon_2})_{e1} = (\frac{a_1 \cdot R_2}{a_2 \cdot R_1})^{1/3}$, där R betecknar krökningsradierna hos kontaktområdena på kornen. Om krökningsradierna är proportionella mot kornstorleken är kompressionen m.a.o. opåverkad av kornstorleken. Högre belastning än vad som motsvarar förkonsolideringen av packning leder till krossningar och omlagringar i kornskelettet. Genom kontaktkrafternas storlek och volymbrottend hos hållfastheten mot sprött brott får massor med större korn större krossning och kompressibilitet än finkornigare massor. Eruptiva bergarter ger de bästa sprängstensmassorna. Sedimentära bergarter ger skivformade korn med låg hållfasthet, vilket kan ge sprängstensmassorna hög kompressibilitet. Starkt glimmerbandade gnejser kan av liknande skäl också vara olämpliga.

Traktorutbredning ger god homogenitet och lågt portal hos sprängstensmassorna och leder till att skarpa kanter och hörn på stenarna slås av. Vid packning med vibrationsvält krossas kontaktpunkter ytterligare och genom den nedsatta inre friktionen skapas ett kornskelett med lågt porinnehåll. I mycket välgraderade kornskelett kan det vara svårt att uppnå någon förkonsolideringseffekt av packning.

Erfarenheter av utförda fyllningar

De få sättningsobservationerna i traktorutbredda sprängstensfyllningar visar, att opackade massor av hårda och ovittrade bergarter har kompressionsmoduler (M) av storleksordningen 20–30 MN/m², medan packade massor får mycket hög modul. I packade massor av sedimentär typ kan modulen uppgå till omkring 60 MN/m². Mätningar visar, att de momentana sättningarna hos platsgjutna grundplattor på packade sprängstensfyllningar av granitisk gnejstyp ligger i området 0–3 mm vid grundtryck mellan 145 och 185 kN/m², medan långtidssättningarna blir ytterst små. Tidigare belastningsförsök med förtillverkade betongplattor gav större sättningar, troligen genom kompression i avjämningslagret mellan platta och sprängstensfyllning.

Egna undersökningar

De egna experimenten avsåg två

sprängstensmaterial av granitisk gnejs, det ena med tämligen massformig struktur men med inslag av sliror och inhomogeniteter (ormingematerialet), det andra med ett rikt inslag av parallellorienterade glimmerskikt (gårdstensmaterialet). Gårdstensmaterialet hade mer avplattade och kantiga korn än ormingematerialet. På försöksplatserna i Orminge (Stockholm) respektive Gårdsten (Göteborg) studerades fyllningar av dessa två sprängstensmaterial. På laboratoriet analyserades material med exakt tiondel av kornstorleken i ormingefyllningen (parallellförflyttad kornkurva).

För att studera brottprocessen i en belastad kontaktpunkt, slipades sammanlagt 12 stenar i ett hörn till kil- eller pyramidform. Efter lagring i vatten eller luft provbelastades dessa "kontaktpunkter" med domkraft. Torra kontaktpunkter deformades lika mycket som tidigare vattenlagrade. Om vatten tillsattes sedan rörelserna avstannat efter krossning, undergick torra kontaktpunkter genast ytterligare deformation. De båda materialen undersöktes i en ringkompressometer med höjden 0,75 m och diametern 0,7 m. Experimenten visade, att modulen var en funktion av vertikaltrycket och packningen. Kompressionsmodulen hade vid belastningens början ett högt värde som successivt avtog när trycket ökade. Vid höga vertikalspänningar steg modulen något med spänningen. Gårdstensmaterialet visade sig vara något mer kompressibelt än ormingematerialet och fick något större krossning. Vidare var långtidsdeformationerna störst i dessa massor.

Modellförsök i en apparat för plant deformationstillstånd demonstrerade, att vid låg packningsgrad hos sprängstensmassorna rörde sig fundamentet som en stämpel ner i fyllningen. Massorna omlagrades redan vid låga grundtryck och såväl momentansom långtidssättningarna blev mycket stora. Parallellt utförda plattförsök på massor som packats kraftigt i en stål-cylinder gav små sättningar och inga omlagringar i kornskelettet.

Belastningsförsök i fält på \varnothing 1,1 m platsgjutna betongfundament, FIG. 1 (16 i Orminge och 4 i Gårdsten), visade mycket små sättningar för grundtryck (q) understigande ett kritiskt värde (q_c), när krossning och omlagring inträffade i sprängstensskelettet. För 1,5 m packade lager var q_c ca 1,2 MN/m². De beräknade elasticitetsmodulerna i belastningsintervallet 0–200 kN/m² var ca 130 MN/m², vilket stämmer väl med kompressionsförsöken. Vid vattenspolning reducerades q_c vid ormingeförsöken med upp till 30 %. Praktiskt taget inga tidberoende sättningar förekom vid $q < \frac{1}{2} q_c$. Försöken visade vidare, att

om sprängstensmaterialet utbreddes med tung traktor, behövde endast det översta lagret packas med vibrationsvält.

Beräkning av kompression och sättningar

För det i praktiken vanliga fallet, att kompressionsmodulen (M) varierar obetydligt med vertikalspänningarna, kan kompressionen (ϵ) i en sprängstensfyllning vid en belastningsökning ($\Delta\sigma$) beräknas ur sambandet

$$\epsilon = \frac{\Delta\sigma}{M}$$

I övriga fall kan beräkningen göras genom summering av sammantryckningen hos delskikt, i vilka M bestäms för medelspänningen. Krypningshastigheten synes vara proportionell mot logaritmen för tiden och mot vertikalspänningens storlek och dessutom bero av bergmaterial och utläggningssätt.

Momentana sättningar hos grundplattor med bredden B och grundtrycket q , gjutna mot underlag av överkonsoliderade sprängstensmassor, kan beräknas med Steinbrenners formel $s = \frac{qB}{E} \cdot I$. Dimensioneras grundplattorna för mer än tvåfaldig säkerhet mot brott ($q < \frac{1}{2} q_c$) synes långtidssättningarna bli utan betydelse.

Compression characteristics of spread fills from blast rock Settlements of footings

Ulf Lindblom

Fills of blast rock, which for many years have been used in dam construction, have recently been found to be of great value in highway construction and land levelling operations. Today, with the frequent foundation of buildings on compacted rockfills, the need for knowledge about deformation properties of this type of fills has increased.

The report contains a brief review of literature on the subject. Very few experiments with in-situ cast concrete footings on fills of blast rock have been made to date.

It appears that the grain size, the void ratio and the shape of the grain are significant factors for the forces in a grain skeleton. Deformation occurs at the points of contact and may be elastoplastic or simply the result of crushing and rearrangement of grains.

The suitability of different types of rock for use as fill is discussed in the light of the mechanical effect.

Observations on settlement in spread fills of blast rock are examined in the report, although the number of these observations is very limited.

The author's own experiments included study of the fracturing process in a rock contact subjected to load, compression properties in rock fill with grains one tenth the field size and model tests on settlement in a footing. The field studies consisted mainly of loading tests on in-situ cast concrete footings of $\varnothing 1.1$ m. The footings exhibited only minute settlement at ground pressures below a critical level (q_c) when crushing and rearrangement occurred in the grain skeleton. The q_c was around 1.2 MN/m² for 1.5 m compacted layers. The calculated Young's moduli in the 0–200 KN/m² pressure range was approx-

imately 130 MN/m². This shows good agreement with the results of the compression experiments.

Earlier investigations

Since the beginning of the 1950's, experimental studies of coarse rockfill materials have been carried out in many locations. Kjellman & Jakobson (1955), Marsal, Gomez, Cuellar & Ramos (1965) and Kjaernsli & Sande (1966) performed uniaxial compression tests on coarse, crushed rock materials. According to these tests, compressibility seems to decrease with void ratio as well as with decreasing size and angularity of the grains. Large scale triaxial, anisotropic compression tests at low confining pressures (σ_3) have shown that the axial deformation in compacted rockfills is very small at low values of the principal stress ratio $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$, but extensive at high values of $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$ (Marachi, 1969).

Mechanical properties and influence of rockfill characteristics

A rough estimate of the increase in contact forces ΔP with a maximal stress increase $\Delta\sigma$ on a grain skeleton can be arrived at from $\Delta P = \Delta\sigma \cdot 0.2 \cdot \Pi^{2/3} \cdot a^2 \cdot (1 + e_g)^{4/3}$; where Π is the grain shape coefficient, a the mean value of the largest grain diameter and e_g the void ratio of the load-bearing grain skeleton (Marsal, 1963; Field, 1963). With small increases of the contact forces, the rock contacts are only subjected to elastoplastic deformations, while large increases may produce brittle failure. Through compaction the grain skele-

National Swedish Building Research Summaries

R12: 1973

Key words:

rock fill (compacted), footing (settlement), compression properties, soil mechanics

Report R12:1973 has been supported by Grant C 439 from the Swedish Council for Building Research to Chalmers University of Technology, Division of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Göteborg.

UDC 624.135
624.151.5
624.131.52
SfB (10)
ISBN 91-540-2112-X

Summary of:

Lindblom, U, 1973, *Kompressionsegenskaper hos traktorutbredda sprängstensfyllningar. Sättningar hos grundplattor*. Compression characteristics of spread fills from blast rock. Settlement of footings. (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Report R12: 1973, 176 p., ill. 28 Sw. Kr.

The report is in Swedish with Swedish and English summaries.

Distribution:
Svensk Byggtjänst
Box 1403, S-111 84 Stockholm
Sweden

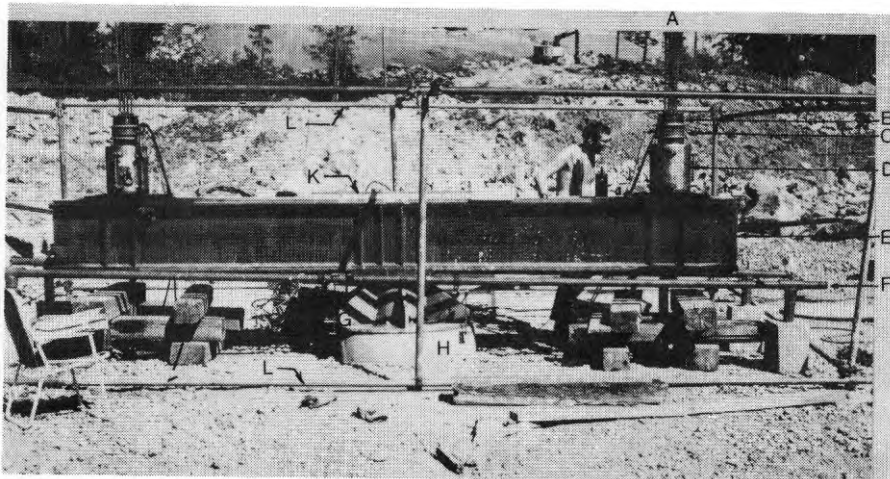


FIG. 1. Plate tests in the field. Test equipment fully erected (tarpaulin removed). A, drawbar; B, anchorage; C, force recorder; D, jack; E, girder; F, pipe; G, thrust cover; H, concrete slab; K, spirit level; L, tubular frame.

ton may become preconsolidated with regard to applied stresses up to a certain level. Lower stresses will mainly produce elastic deformations in the rock contacts and compression (ϵ_{e1}) will theoretically depend upon the grain size (a_1 and a_2 respectively) according to $(\frac{\epsilon_1}{\epsilon_2})_{e1} = (\frac{a_1 \cdot R_2}{a_2 \cdot R_1})^{1/3}$; where R denotes the radii of curvature of the grain contact points. If, in other words, the radii of curvature are proportional to grain size, compression is not affected by varying size of the grains in overconsolidated skeletons. In contrast, stresses beyond the preconsolidation level will cause crushing and rearrangement in the grain skeleton. In this case, the size of contact forces and the volume dependency of brittle rupture strength imply that masses with larger grains undergo greater breakage and thus show larger compression than masses with finer grains. Eruptive rocks are the best adopted types of rock for use in fills. Sedimentary rocks give slab-shaped grains with low strength, which may cause the rockfill to be highly compressive. Of similar reasons, heavily mica-stratified gneisses may be inappropriate.

Spreading by bulldozer produces good homogeneity and low void ratio in the rockfill and also causes sharp stone edges to be rounded off. By compaction with vibratory rollers, rock contacts are additionally crushed and through the reduced internal friction a grain skeleton with a low void ratio is formed. The preconsolidation effect by compaction may be hard to reach in very broadly graded fills.

Experiences of embankments

The few observations made on settlements within spread fills from blast rock indicate a constrained modulus (M) that in uncompacted masses of hard and unweathered rocks varies between 20–30 MN/m², while compacted masses give rise to very high moduli. In compacted masses of rocks with lower strength, M can reach approximately 60 MN/m². Observations on in situ-cast footings on compacted rockfills of granitic gneiss indicate settlements between 0–3 mm at ground pressures 145–185 kN/m². The time-dependent subsidences appear very insignificant. Earlier loading tests on pre-cast footings produced larger settlements, most likely through compression in the thin top layer between the footing and the rockfill.

Own experiments

The Author's experiments involved two rockfill materials of blast granitic gneiss, one fairly isotropical but with recurring lack of homogeneity (the Orminge material), the other with a rich supply of parallel orientated mica strata (the Gårdsten material). The latter material had somewhat more flattened and angular grains than the former. In Orminge (Stockholm) and Gårdsten (Göteborg), experiments were conducted on test fills of the blast rock materials men-

tioned. In the laboratory, materials with grains one tenth the size of the grains in the Orminge test fill (parallel gradation curves) were analyzed.

In order to study the fracturing process in a rock contact subjected to load, 12 stones were sharpened in one corner in the shape of a wedge or a pyramid. After either storing the rocks in water or air, the "contact points" were forced against a steel plate by a jack. Dry contact points proved to deform as much as those stored under water. When creep had subsided after fracturing, dry contact points immediately underwent further deformation if water was added.

Both materials were tested in a ring chamber with the height of 0.75 m and diameter 0.70 m. Experiments showed that the constrained modulus (M) was a function of the vertical pressure and the method of compaction. M had at the beginning of the test a high value, which gradually decreased when pressure increased. At high pressures, M showed an increasing tendency with pressure. The Gårdsten material proved to be slightly more compressible than the Orminge material and it was crushed to a greater extent. Furthermore, the time-dependent deformations were the largest in the Gårdsten material.

Model plate loading tests in a plane strain apparatus containing slightly compacted rock masses demonstrated a punch-like penetration of the footings into the fill, with shifting between the grains occurring already at low ground pressures. Not only momentary but also time-dependent settlement became in this case extremely large. In contrast, parallel run plate loading tests on heavily compacted masses in a steel cylinder produced small settlements and no rearrangement in the grain skeleton.

Field tests on in-situ cast concrete footings with ϕ 1.1 m, FIG. 1 (16 at Orminge and 4 at Gårdsten), showed minute settlements at ground pressures (q) below a critical value (q_c). At this pressure, which was approximately 1.2 MN/m² for 1.5 m compacted layers, crushing and rearrangement occurred in the grain skeleton. The calculated Young's moduli in the 0–200 kN/m² pressure range were around 130 MN/m², which agrees well with uniaxial compression tests using material of one tenth the field size. In the Orminge tests, q_c was reduced by a maximum of 30 % by water hosing. All test footings showed insignificant time-dependent settlements at $q < \frac{1}{2} q_c$. Furthermore, plate loading tests proved that in rock masses spread by heavy dozers, only the top layer needed compaction with a vibratory roller.

Calculation of compression and settlements

In practice, constrained modulus (M) often varies insignificantly with pressure. In this case, compression (ϵ) caused by an increase in overburden pressure ($\Delta\sigma$) in a fill of blast rock

can be calculated from $\epsilon = \frac{\Delta\sigma}{M}$. In other cases, calculation can be made by summing up compressions of individual layers, where M is calculated for the mean pressure. The creep velocity appears to be proportional with logarithm of time and the size of vertical pressure and depend on rock type and method of construction.

Momentary settlements of footings with the width B and ground pressure q , cast on rockfill masses preconsolidated by compaction, can be calculated from Steinbrenner's formula $s = \frac{qB}{E} \cdot I$. When dimensioned for more than twofold safety against failure ($q < \frac{1}{2} q_c$), time-dependent settlements seem to be insignificant.

RAPPORT R 12:1973

KOMPRESSIONSEGENSKAPER HOS TRAKTORUTBREDDA
SPRÄNGSTENSFYLLNINGAR
SÄTTNINGAR HOS GRUNDPLATTOR

COMPRESSION CHARACTERISTICS OF SPREAD FILLS
FROM BLAST ROCK
SETTLEMENTS OF FOOTINGS

Ulf Lindblom

Denna rapport avser anslag C 439 från Statens råd för
byggnadsforskning till Chalmers tekniska högskola,
institutionen för geoteknik med grundläggning, Göteborg.
Försäljningsintäkterna tillfaller fonden för byggnads-
forskning.

Statens institut för byggnadsforskning, Stockholm
ISBN 91-540-2112-X

Rotobekman Stockholm 1973

INNEHÅLL

FÖRORD.....	6	
BETECKNINGAR OCH DEFINITIONER.....	8	
1	INTRODUKTION.....	13
1.1	Bakgrund.....	13
1.1.1	Kort historik.....	13
1.1.2	Aktualitet.....	14
1.2	Tidigare undersökningar.....	16
1.2.1	Försöksutrustning.....	16
1.2.2	Inverkan av spänningstillståndet.....	19
1.2.3	Inverkan av kornskelettets struktur.....	22
1.2.4	Inverkan av kornens egenskaper.....	23
1.2.5	Övriga undersökningar.....	27
1.3	Undersökningens mål och uppläggning.....	27
1.3.1	Mål.....	27
1.3.2	Uppläggning.....	28
2	MEKANISKT VERKNINGSSÄTT.....	30
2.1	Inledning.....	30
2.2	Krafter på kornen.....	30
2.3	Deformationer hos kornen.....	34
2.4	Deformationer i kornskelettet.....	40
2.4.1	Allmänt.....	40
2.4.2	Förkonsolidering genom packning.....	40
2.4.3	Treaxlig isotrop kompression.....	41
2.4.4	Treaxlig anisotrop kompression.....	41
2.4.5	Enaxlig kompression.....	43
2.4.6	Tidberoende kompression.....	44
3	FAKTORER SOM PÅVERKAR KOM- PRESSIONSEGENSKAPERNA.....	46
3.1	Inledning.....	46
3.2	Sprängstensmassornas egenskaper.....	46

3.2.1	Bergart.....	46
3.2.2	Kornstorlek.....	49
3.2.3	Gradering.....	52
3.2.4	Finmaterialinnehåll.....	54
3.3	Utläggning och packning.....	57
3.3.1	Traktorutbredning.....	57
3.3.2	Packning med vibrationsvält.....	60
4	TIDIGARE ERFARENHETER AV UTFÖR- DA FYLLNINGAR.....	63
4.1	Kompression i fyllningar.....	63
4.2	Sättningar hos grundplattor.....	66
5	EGNA FÖRSÖK.....	72
5.1	Inledning.....	72
5.2	Laboratorieundersökningar.....	76
5.2.1	Kornens egenskaper.....	76
5.2.2	Deformationer under olika belastningsför- hållanden.....	92
5.3	Fältundersökningar.....	104
5.3.1	Orminge.....	104
5.3.2	Gårdsten.....	120
5.4	Slutsatser.....	128
5.4.1	Last-deformationsförlopp.....	128
5.4.2	Krypningsförlopp.....	131
5.4.3	Inverkan av bergart.....	133
5.4.4	Inverkan av vatten.....	134
5.4.5	Inverkan av stenstorlekar.....	134
5.4.6	Inverkan av packning.....	135
6	BERÄKNING AV KOMPRESSION OCH SÄTTNINGAR.....	137
6.1	Kompression i fyllningar.....	137
6.1.1	Momentan kompression.....	137
6.1.2	Tidberoende kompression.....	138

6.2	Sättningar hos grundplattor.....	139
6.2.1	Momentana sättningar.....	139
6.2.2	Långtidssättningar.....	142
	LITTERATUR.....	145
	APPENDIX.....	151
A1	Försöksresultat ur litteraturen.....	151
A2	Detaljer från egna undersökningar.....	168

FÖRORD

I föreliggande rapport studeras kompressionsförloppet vid belastning av traktorutbredda sprängstensfyllningar. Mot bakgrund av att allt fler byggnader grundläggs på packad sprängstensfyllning är avsikten särskilt att presentera en enkel beräkningsmetod för sättningar hos grundplattor på denna typ av fyllningar.

Undersökningen utfördes juli 1969 - augusti 1972 vid institutionen för geoteknik med grundläggning vid Chalmers tekniska högskola och bekostades med anslag från Statens råd för byggnadsforskning. Bidrag till fältundersökningarna har också lämnats av byggnadsfirman Ohlsson & Skarne AB, Stockholm och av Göteborgs gatukontor.

Rapporten har presenterats som doktorsavhandling vid Chalmers tekniska högskola. Den försvarades vid en offentlig disputation den 28. 9. 1972. Fakultetsopponent var tekn.dr Laurits Bjerrum, Oslo.

Jag står i tacksamhetsskuld till många vänner och kolleger för värdefull hjälp under arbetets gång.

Professor Sven Hansbo vid institutionen har som handledare lett arbetet och gett mig mycket stöd och uppmuntran. Docent Roland Pusch har visat stort intresse för projektet och gett mig värdefulla råd, inte minst i bergtekniska frågor. Han har föreslagit många förbättringar av avhandlingen. Kollegerna på institutionen har vid otaliga diskussioner hjälpt mig över svårigheter. De har också läst och kommenterat mitt manuskript.

Civilingenjör Gunnar Busk har delgett mig av sina erfarenheter av grundläggning på sprängstensfyllning. Tekn.dr Lars

Forssblad och geolog Carl-Olof Morfeldt har granskat och förbättrat delar av framställningen. Stor hjälp i mineralogiska frågor har lämnats av fil. lic. Bo Ronge och fil. kand. Göran Bergman.

Delar av den experimentella undersökningen har utförts som examensarbeten av nuvarande civilingenjörerna Sten Gruvstad, Claes Monse'n, Tore Willebrand och Carl Johan Wiman.

Civilingenjör Leif Andréasson har föreslagit utformningen av ringkompressometern och granskat konstruktionsritningarna. Laboratorieingenjörerna Ingemar Forsgren och Sören Eskilson har gett mig ovärderlig hjälp vid de praktiska experimenten och har renritat en stor del av figurerna. Instrumentmakare Erik Bengtsson har med stor skicklighet tillverkat huvuddelen av försöksutrustningen. Fröken Margareta Nyberg har omsorgsfullt renskrivit manuskriptet.

Författaren tackar för all hjälp och uppmuntran.

Göteborg i augusti 1972

Ulf Lindblom

BETECKNINGAR OCH DEFINITIONER

ROMERSKA BOKSTÄVER

symbol	betecknar	definierad på sidan:
A_k	kontaktarea mellan korn	36
a	kornmått	88
B	bredd hos fundament	
b	kornmått	88
C	förhållande mellan kornstorlekar	51
C_u	graderingskoefficient	52
c	kornmått	88
D	diameter hos fundament	
D	provdiameter	
d	karaktäristisk korndiameter enligt siktanalys	
E	elasticitetsmodul	41
e	portal: förhållande mellan porernas och fasta fasens volym	
e_0	utgångsportal: portal vid belast- ningens början	
f	finmaterialhalt	54
H	total mäktighet hos fyllning	
h	höjd	
I	influenstal	140
K	volymförändringsmodul (tryckmodul)	42
K_0	viljordtryckskoefficient	43

k	konstant	
M	kompressionsmodul vid förhindrad sidoutvidgning	43
N	normalkraft i kontaktpunkt	
N	antal	
N_k	antal kontaktpunkter per korn	
N_s	antal kontaktpunkter per ytenhet	
N_v	antal kontaktpunkter per volymenhet	
n_v	antal korn per volymenhet	
o	omkrets	
P	kraft i kontaktpunkt	
P_r	dragkraft i kompressometerring	
p	isotropt tryck	41
q	medelgrundtryck hos fundament	
q_c	kritiskt medelgrundtryck hos fundament	118
R	krökningsradie hos sfärisk kontaktpunkt	
s	momentan sättning	
s_k, s_p	deformation hos kontaktpunkt av kil- eller pyramidform	
s_t	tidberoende sättning (krypning)	
T_{max}	största skjuvkraft i kontaktpunkt	
t	tid	
V	volym	
W	vikt	
z	djup under fyllningsyta	

GREKISKA BOKSTÄVER

a	krypningskoefficient	132
a_q	krypningskoefficient vid fundament	132
Δ	differens	
$\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$	kompression i största, mellersta och minsta huvudspänningsriktningen	
ϵ_1, ϵ_2	relativ sammantryckning av två korn	51
ϵ_t	tidberoende kompression i vertikalled	
ϵ_v	relativ volymförändring	42, 43
v	kontraktionstal	42
Π	formkoefficient	88
ρ	skrymdensitet: förhållande mellan fyllningens vikt och volym	
ρ_s	kompaktdensitet: förhållande mellan kornens vikt och volym	
Σ	summa	
σ	vertikalspänning i fyllning	
σ_0	vertikalspänning i fyllning innan belastning	
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	största, mellersta och minsta huvudspänning	
σ_g	största huvudspänningen vid brott enligt Griffiths teori	
σ_j	konstant jämförelsespänning	
σ_{mg}	största huvudspänningen vid brott enligt Griffiths teori, modifierad för sprickfriktion	
σ_t	hållfasthet hos berg vid koncentrerat tryck	36
ϕ_{pr}	friktionsvinkel prov-kompressometerring	
ϕ_μ	friktionsvinkel korn mot korn	
ψ	sfäricitet	88

FÖRKORTNINGAR

ASCE	American Society of Civil Engineers, USA
CFE	Comisión Federal de Electricidad, Mexiko
CTH	Chalmers tekniska högskola
MIT	Massachusetts Institute of Technology, USA
NGI	Norges Geotekniske Institutt
SGI	Statens Geotekniska Institut, Sverige

1 INTRODUKTION

1.1 Bakgrund

1.1.1 Kort historik

Sprängstensmassor började tämligen sent användas som fyllningsmaterial vid vägbyggen och markarbeten men har använts i dammkonstruktioner sedan mitten av 1800-talet när omfattande reservoaranläggningar byggdes i Sierra Nevadabergen i samband med guldrushen. Eftersom fyllningsjord där i stor utsträckning saknades, var det naturligt att utnyttja sprängstensmassor som fyllningsmaterial. Massorna som i allmänhet var mycket grova tippades till full bankhöjd. De goda erfarenheterna av dessa fyllningar medförde, att användningen senare fortsatte vid stora vattenkraftsprojekt. Dammhöjderna var emellertid begränsade. Fram till 1940 hade endast ett tiotal stenfyllningsdammar högre än 30 m konstruerats (Marachi, 1969). Därefter började metoden med ändtippning av sprängstensmassor från hög höjd att användas av Tennessee Valley Authority (TVA) och av Aluminum Company of America (ALCOA) i 50 - 100 m höga dammar. Sedan dess har användningen ökat kraftigt. Omtalade är de upp till 150 m höga stenfyllningsdammar med tätningsdäck av betong som uppfördes i Kalifornien på 1950-talet, Steele & Cooke (1958). Denna typ av ändtippade sprängstensfyllningar har visat sig kunna få betydande långtidssättningar, Kjaernsli (1962) och Sowers, Williams & Wallace (1965).

Traktorutbredning av sprängstensmassor är en direkt tillämpning av metoden att konstruera jordbankar. Den tillkom för att undvika de skador i tätningsdäck och i tätkärnor som ibland blivit följden av stora rörelser i tippade sprängstensmassor och för att kunna utnyttja mycket välgraderade sprängstensmassor. Frånsett några tidiga amerikanska stenfyll-

ningsdammar som utlades på detta sätt, dröjde det ända till slutet på 1940-talet innan metoden att traktorutbreda och packa sprängstensmassorna i tunna lager kom till användning vid ett mindre dammbygge i Sverige (Berg, 1949). Man uppnådde en medelporositet om cirka 30%, jämfört med 40 - 50 % i fyllningar ändtippade från hög höjd. Sättningarna blev helt betydelselösa. Metoden att utbreda och packa sprängstensmassor i lager blev under 1950- och 60-talet allt vanligare, till en början främst i Europa. I dag är vid konstruktion av stenfyllningsdammar traktorutbredning den vanligaste metoden.

Sprängstensmassor som fyllningsmaterial till väg- och flygfältsbyggen och till markplanering har under senare år ökat kraftigt genom att bergterräng alltmer tas i anspråk för byggande. En pådrivande faktor har varit den gynnsamma kostnadsutvecklingen för borrhning och sprängning av berg samt för lastning, transport, utbredning och packning av sprängstensmassor. Stor betydelse har också den minskande tillgången på grustäcker. Erfarenheter från dammbyggnadsområdet och förbättrad packningsutrustning har medfört att sprängstensfyllningarnas kvalitet kunnat förbättras avsevärt. På senaste tiden har packade sprängstensfyllningar med gott resultat utnyttjats för grundläggning av hus och konstbyggnader.

1.1.2 Aktualitet

På grund av skadeverkningarnas omfattning vid ras eller stora sättningar i en dammkropp, är en korrekt bedömning av fyllningsmaterialets egenskaper särskilt väsentlig vid dammbyggnad. Förändringar i val av material samt i utläggnings- och packningsmetodik innebär stora ekonomiska konsekvenser för bygget. Vid stora dammbyggen har man

därför med försök i fält och på laboratorium sökt studera hållfasthets- och deformationsegenskaper, liksom lämplig utläggnings- och packningsmetod för de aktuella sprängstensmassorna.

Många oklarheter synes emellertid föreligga om det mekaniska verkningssättet och om de faktorer som påverkar egenskaperna hos en sprängstensfyllning. Det amerikanska väg- och vattenbyggaressamfundet ASCE gick under 1966 ut med en enkät till företag och institutioner runt om i världen med stor erfarenhet av jord och stenfyllningsdammar (ASCE, 1967). Man bad de tillfrågade ordna efter angelägenhetsgrad tio aktuella problem vid utformning och byggande av jord- och stenfyllningsdammar, där ett stort behov av mer kunskap förelåg. Till de högst prioriterade problemen hörde kompressionsegenskaper och packningsmetoder vid fyllningar av sprängstensmassor.

Inom vägbyggnadsfacket pekar utvecklingen på allt större användning av överbyggnader av sprängsten. Genom att många vägar dras fram i kuperad bergterräng, blir bankarna ofta höga. Kunskaper om kompressionsegenskaper liksom om lämplig utläggnings- och packningsteknik för sprängstensmassor är därför nödvändiga.

I många markentreprenader vid bostadsbyggande ingår terrasseringsarbeten i berg. Sprängstensmassor används till utfyllning av lågt belägna områden samt till gator och planer. Numera tillåts också grundläggning av hus direkt på packade sprängstensfyllningar (Svensk Byggnorm 1967). Grundläggningsmetoden har stora produktionsmässiga fördelar, då grundarbetena kan utföras maskinellt, direkt i samband med övriga markarbeten inom området. Tidigare måste grundmurarna gjutas mot fast berg, varefter uppfyllning

fick ske mellan grundmurarna. Cadling, Paus, Bengtsson, Lundberg & Persson (1965) visade att grundläggning på packade sprängstensmassor är ekonomiskt fördelaktig. Metoden ger grunder som är väl lämpade för modern husbyggnadsproduktion, där man eftersträvar jämna, bärkraftiga ytor från vilka monteringsarbetet kan bedrivas störningsfritt och med tunga maskiner. På senare år har därför grundläggning på packade sprängstensfyllningar tillämpats i allt fler bostads- och industriområden. I samma takt har behovet av utökad kunskap om sprängstensmassors deformations- och hållfasthetsegenskaper fått ökad aktualitet. Kännedom om storleken av sättningar hos grundplattor är väsentlig inte minst när det gäller elementbyggda, sättning-skänliga husstommar. En ökning av tillåten grundpåkänning betyder minskade grundläggning-kostnader, men fordrar att man känner storleken av grundplattornas brottlast. Om de för närvarande tillåtna lagertjocklekarna kunde ökas och packningen begränsas, skulle ytterligare stora kostnadsbesparingar kunna göras.

1.2 Tidigare undersökningar

1.2.1 Försöksutrustning

Experimentella studier av sprängstensmassor försvåras genom förekomsten av grova block. Man vet (se Marsal, 1969) att ett representativt prov bör ha en diameter som åtminstone överstiger sex ggr största kornstorleken. Man ansåg därför länge, att laboratorieprovning av sprängstensmaterial inte var praktiskt möjlig. Terzaghi (1960) hävdade för tolv år sedan: "It is impracticable to determine the significant properties of rockfills by laboratory tests. These properties can only be deducted from their observed manifestations in field".

Zeller & Wulliman (1957) visade emellertid att man kunde uppskatta friktionsvinkeln i grova stenmassor ur försöksresultat

på material som framställts genom att successivt avlägsna de grövsta fraktionerna ur massorna. Senare undersökningar av bland andra Fumagalli (1969) och Marachi (1969) klargjorde att man i stället för prototypfyllningen kan studera ett modellmaterial med samma gradering och kornform men med mindre kornstorlek.

Utrustningar för studium av mycket grova stenmaterial har utvecklats på flera håll.

Vid Statens geotekniska institut (SGI) konstruerade Kjellman & Jakobson (1955) en ringkompressometer med diametern 0,5 m., avsedd för prover med korn av stenstorlek, FIGUR 1 (a).

Norges Geotekniske Institutt (NGI) byggde i början av 1960-talet en \varnothing 0,5 m ödometer med flytande ring, FIGUR 1 (b). En ödometer med denna diameter byggdes samtidigt av Comisión Federal de Electricidad (CFE) i Mexico (Marsal, Gomez, Nunez, Cuellar & Ramos, 1965), FIGUR 1 (c). Ringkompressometrar med diametrar upp till 1,3 m konstruerades i Italien vid mitten av sextiotalet (Fumagalli, 1969).

För närvarande synes den mest omfattande utrustningen för mycket grova stenmaterial finnas vid CFE i Mexiko och vid universitetet i Kalifornien (UC). Den större utrustningen vid CFE består av en triaxialapparat med diametern 1,13 m och höjden 2,5, innesluten i sfärisk tryckkammare. FIGUR 1 (d). Celltrycket kan gå upp till $3,0 \text{ MN/m}^2$, vertikallasten till 15 MN och den maximala axialdeformationen till 20%. Vidare kan kompressionsförsök utföras i en ödometer med flytande ring av diametern 1,13 m och höjden 0,67 m. Ödometern placeras inne i triaxialapparatens tryckkammare som FIGUR 1 (d) visar. Vid CFE har också konstruerats en apparat för plan deformation av prismatiska prover $0,75 \cdot 0,75 \cdot 1,85 \text{ m}$, vilken placeras inne i den sfäriska tryckkammaren (Marsal, 1967). Vid UC har byggts en triaxialapparat för prover med diametern 0,92 m och höjden 2,29 m, placerad i en tryckkam-

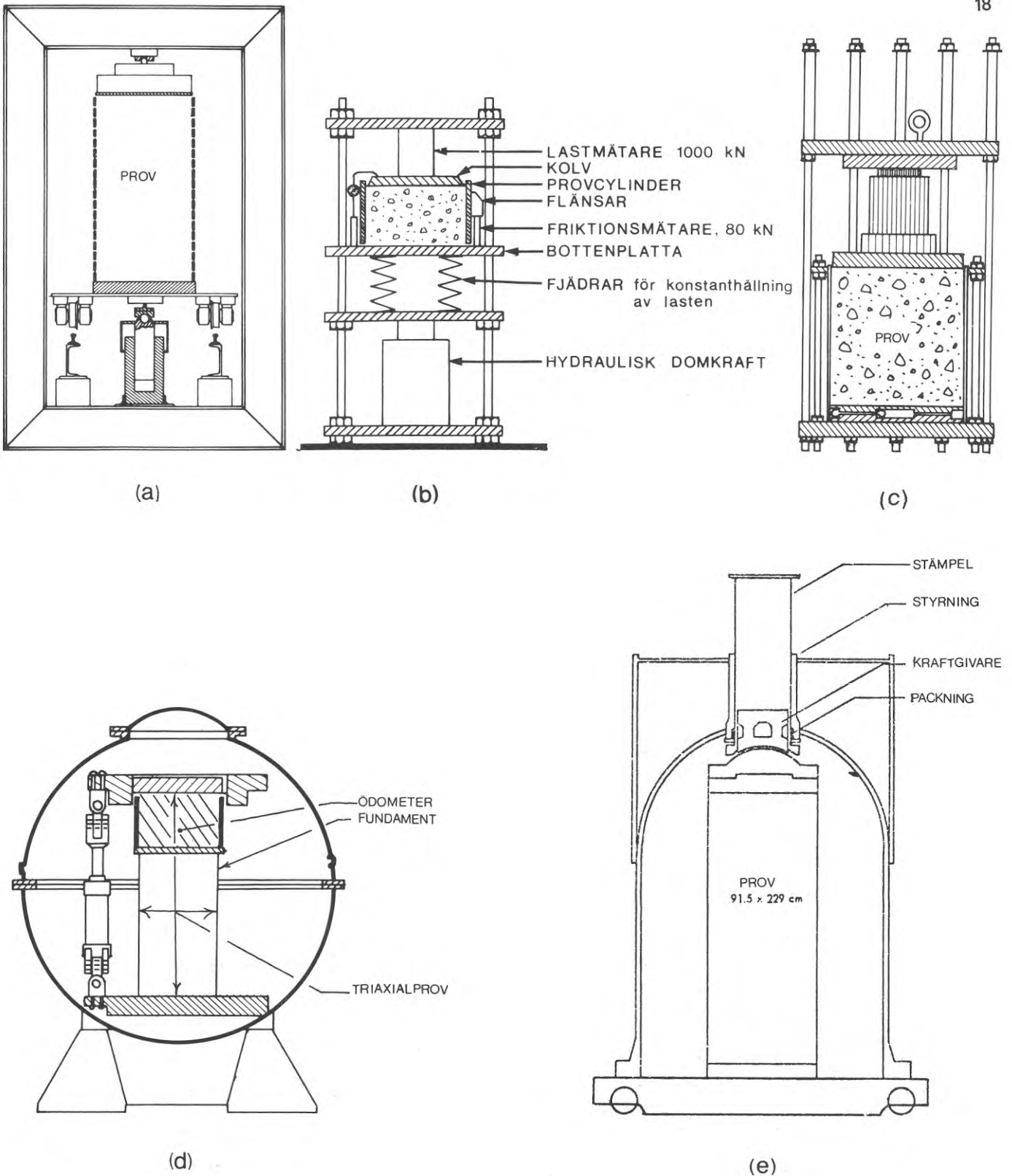


Fig. 1. Exempel på utrustningar för undersökning av grova stenmaterial.

- a) Ringkompressometer enligt SGI (Kjellman & Jakobson, 1955)
 b) Ödometer enligt NGI (Kjaernsli & Sande, 1966)
 c) Ödometer enligt CFE (Marsal et al., 1965)
 d) Triaxialapparat och ödometer enligt CFE (Marsal, 1967)
 e) Triaxialapparat enligt UC (Chan, 1969).

Fig. 1. Examples of equipment used for investigation of coarse gravel and cobbles.

- a) Ring compressometer according to SGI (Kjellman & Jakobson, 1955)
 b) Oedometer according to NGI (Kjaernsli & Sande, 1966)
 c) Oedometer according to CFE (Marsal et al., 1965)
 d) Triaxial apparatus and oedometer according to CFE (Marsal, 1967)
 e) Triaxial apparatus according to UC (Chan, 1969).

mare som medger celltryck på upp till $5,3 \text{ MN/m}^2$, FIGUR 1 (e). Domkraften har kapaciteten 18 MN och tillåter en axialdeformation på 30%. Vidare har konstruerats en plane-strain-apparat för prover med tvärsnittet $0,61 \cdot 1,53 \text{ m}$ och längden 1,37 m. Apparaten placeras i den beskrivna tryckkammaren (Chan, 1969).

I avsnitt 1.2.2 - 1.2.4 presenteras resultat från undersökningar utförda i apparater av den beskrivna typen. Mycket få experimentella resultat enligt litteraturen avser sprängstensmassor. Delvis behandlar översikten därför resultat för andra kantiga och grova stenmassor.

1.2.2 Inverkan av spänningstillståndet

I samband med studier av krossat och sprängt stenmaterial i stora försöksutrustningar, jfr avsnitt 1.2.1, har flera författare visat hur kompressionsegenskaperna påverkas av varierande spänningstillstånd.

Treaxlig kompression

Vid isotrop konsolidering får sambandet mellan volymminskningen och logaritmen för det pålagda trycket en tydlig brytpunkt. Casagrande (1965) hävdade, att kurvan böjer av vid ett tryck som motsvarar den spänning som packningen inducerat i kornskelettet.

Vid treaxlig anisotrop kompression där σ_1/σ_3 hölls konstant genom hela försöket visade Lee & Farhoomand (1967) att volymförändringen hos krossgrus endast berodde av vertikalspänningen σ_1 , men var oberoende av huvudspänningsförhållandet σ_1/σ_3 .

Vid treaxliga anisotropa kompressionsförsök med konstant celltryck visar erfarenheten, att den axiella sammantryck-

ningen vid viss deviatorspänning är mindre ju högre det allsidiga trycket är. Vid visst värde på σ_1/σ_3 är däremot den axiella sammantryckningen större ju högre det allsidiga trycket σ_3 är. Försök av Marsal (1967) på grova sprängstensmassor av granitisk gnejs visade att vid höga allsidiga tryck, FIGUR 2 (a), ($\sigma_3 = 0,5 \text{ MN/m}^2$) var sidoutvidgningen (ϵ_n), försumbar då $\sigma_1/\sigma_3 < 2$. Därefter växte ϵ_3 till att vara proportionell mot σ_1 (konstant kontraktionstal), samtidigt som volymminskningen avtog. Försök av Marachi (1969) visade, FIGUR 2 (b) att i grovt, packat stenmaterial var axialdeformationen vid lågt allsidigt tryck mycket obetydlig vid små värden σ_1/σ_3 men kraftigt ökande vid större värden på huvudspänningsförhållandet.

Enaxlig kompression

Kjellman & Jakobson (1965) fann att kompressionsmodulen hos kraftigt packad, ensgraderad krossmakadam vid låga spänningar minskade något med spänningen. Författarna ansåg att krossning i kontaktpunkterna under packningen kunde ha gett den höga kompressionsmodulen vid försökets början. Material med låg packningsgrad visade en kompressibilitet som ökade svagt med vertikaltrycket. Avvikelsen från en rätlinjig kompressionskurva var i båda fallen liten.

Holestöl, Kjaernsli & Torblaa (1965) visade, att kompressionsmodulen för mycket välgraderade sprängstensmassor (tunnelskärv) ökade med vertikal spänningen. Provet komprimerades också när belastningen var konstant (krypning). När krypningen avstannat, visade materialet tydlig förkonsolideringseffekt då belastningen på nytt ökades. Författarna demonstrerade också att krypningarna ökade vid vattentillsats i provet.

Marsal et al. (1965) rapporterade att löst lagrade sprängstensmassor gav en låg kompressionsmodul som var tämligen konstant för olika spänningar. Prover som packats med vibrator-

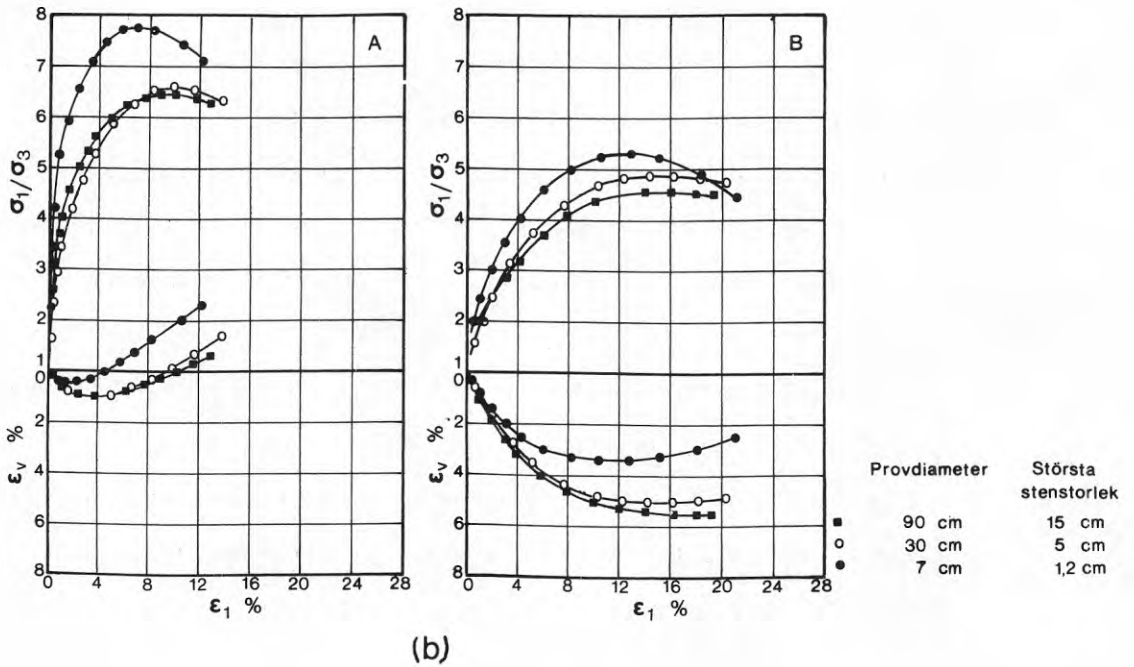
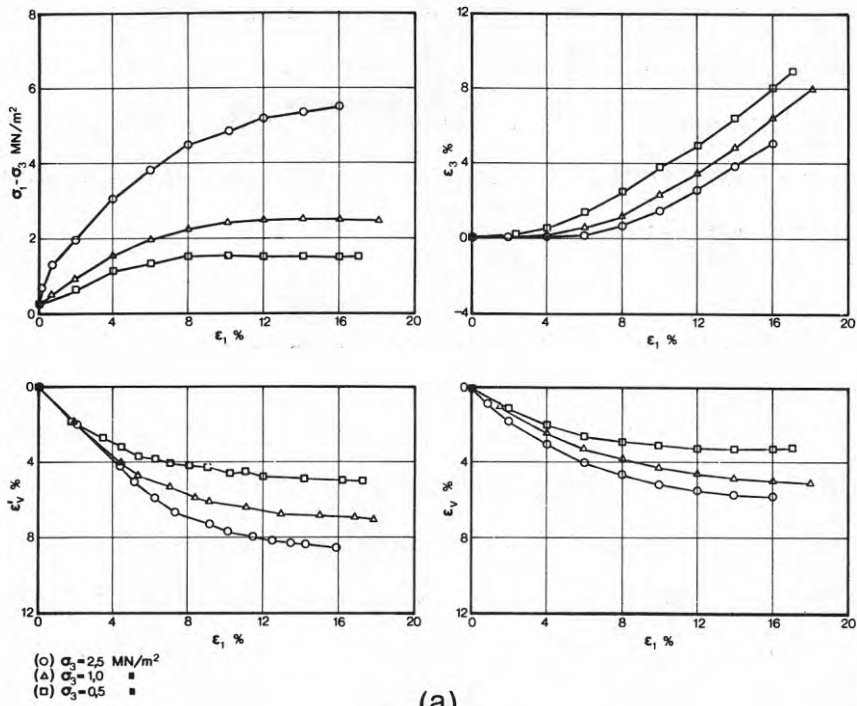


Fig. 2. Resultat från treaxlig anisotrop kompression av sprängstensmassor.

- a) Granitisk gnejs, $d_{100} = 180$ mm, $C_u = 14$ (Marsal, 1967)
- b) Lerskiffer, $d_{100} = 12,50$ resp. 150 mm, $C_u = 50$
Diagram A avser $\sigma_3 = 0,2$ MN/m², diagram B $\sigma_3 = 1$ MN/m² (Marachi, 1969).

Fig. 2. Results of triaxial anisotropic compression tests on blasted rock.

- a) Granitic gneiss, $d_{100} = 180$ mm, $C_u = 14$ (Marsal, 1967)
- b) Clay shale, $d_{100} = 12.50$ and 150 mm, $C_u = 50$
Diagram A refers to $\sigma_3 = 0.2$ MN/m², diagram B to $\sigma_3 = 1$ MN/m² (Marachi, 1969).

platta hade en hög modul som vid belastningens början var något avtagande med trycket. Författarnas försöksresultat visar att krypningen för ett konstant vertikalkompressionstryck i medeltal fortgår i proportion till logaritmen för belastningstiden och till tryckets storlek.

1.2.3 Inverkan av kornskelettets struktur.

En mängd försöksresultat föreligger som visar att kompressibiliteten hos friktionsjordar minskar med minskande portal. För grovt, sprängt material kan nämnas undersökningar av Marsal et al. (1965), Kjaernsli & Sande (1966) och Marsal (1967). Portalet påverkas, förutom av spänningshistorien (packningen) mycket starkt av graderingen hos massorna.

Vid isotrop konsolidering av grova sprängstensmassor av granitisk gnejs med samma största stenstorlek men med olika gradering, fann Marsal (1967), att för tryck under 1 MN/m^2 var kompressibiliteten praktiskt taget densamma i proven, medan den vid högre tryck var betydligt större i de ensgraderade proverna, se FIGUR 3. Trycket 1 MN/m^2 motsvarar förmodligen verkan av packningen som utfördes lika i båda fallen. Utgångsportalet blev betydligt lägre i de välgraderade proverna. Vid treaxlig kompression var vid visst värde på huvudspänningsförhållandet vertikalkompressionen störst och tvärkontraktionen minst i det ensgraderade materialet. Resultatet avspeglar inverkan av graderingen på portalet och därmed på kompressionsegenskaperna hos massorna.

Sowers et al. (1965) och Kjaernsli & Sande (1966) fann vid studium av kompressionsegenskaperna hos krossade, grovkorniga stenmaterial i ödometer, att vid samma packningsarbete fick proverna lägre utgångsportal och kompressibilitet, ju mer välgraderat materialet var.

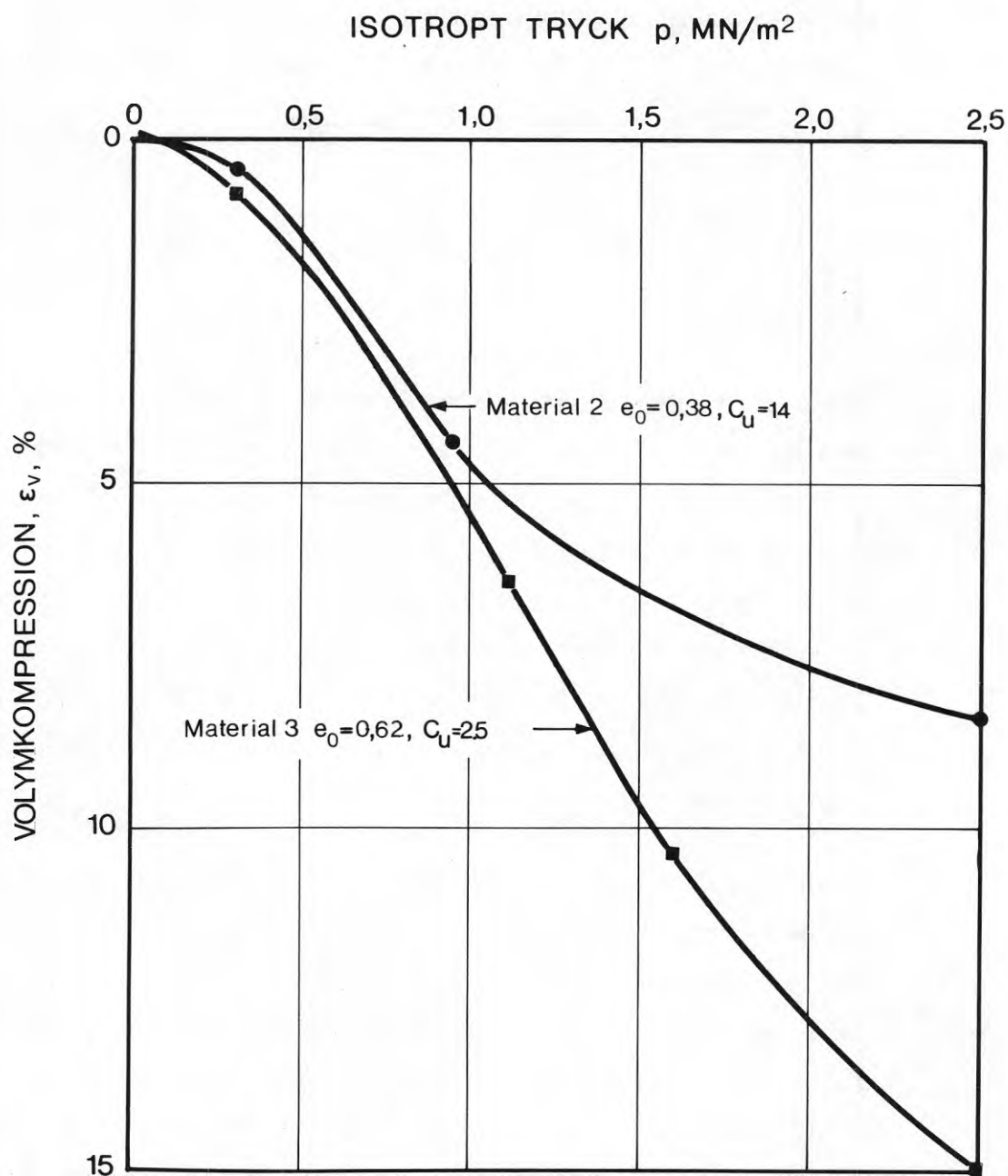


Fig. 3. Volymminskning hos två sprängstensprover av granitisk gneiss med olika gradering under inverkan av isotropt tryck. Proverna hade samma största stenstorlek ($d_{100} = 180$ mm) och packades lika (vibratorplatta). Efter Marsal (1967).

Fig. 3. Reduction in volume in two samples of blasted granitic gneiss of different gradings due to the influence of isotropic pressure. The maximum grain size was the same in the two samples ($d_{100} = 180$ mm) and they were compacted in the same way (plate vibrator). According to Marsal (1967).

Kompressionsmodulens spänningsberoende påverkas i hög grad av graderingen hos massorna, vilket diskuterades i avsnitt 1.2.2.

1.2.4 Inverkan av kornens egenskaper

Kornstorlek

Lee & Farhoomand (1967) fann att volymkompressibiliteten hos krossat granitiskt grusmaterial ökade något med ökande kornstorlek. Försöksresultaten avslöjar att den högre kompressibiliteten var förknippad med större nedkrossning. Liknande erfarenheter redovisades av Kjaernsli & Sande (1966), som gjorde enaxliga kompressionsförsök på krossad syenit med upp till 64 mm kornstorlek och av Fumagalli (1969), som studerade kompressionsegenskaperna hos grov krossad kalksten i ringkompressometrar.

I motsats till dessa resultat fann Marachi (1969) vid isotrop konsolidering av krossad, hård basalt att kompressibiliteten inte var kornstorleksberoende. Flisiga och spröda sprängstensmassor av lerskiffer gav emellertid större kompression vid större kornstorlekar, FIGUR 4. Han visade vidare teoretiskt, att stenstorleken inte har någon inverkan på kompressibiliteten om stenarna är likformiga och deras kontaktpunkter deformeras rent elastiskt eller rent plastiskt. Han antog därför att den högre kompressibiliteten i grövre sprängstensmassor var en effekt av större krossning. Detta bevisade han emellertid inte experimentellt.

Kornform

Undersökningar visar, att kantigt material krossas lättare än runt material.

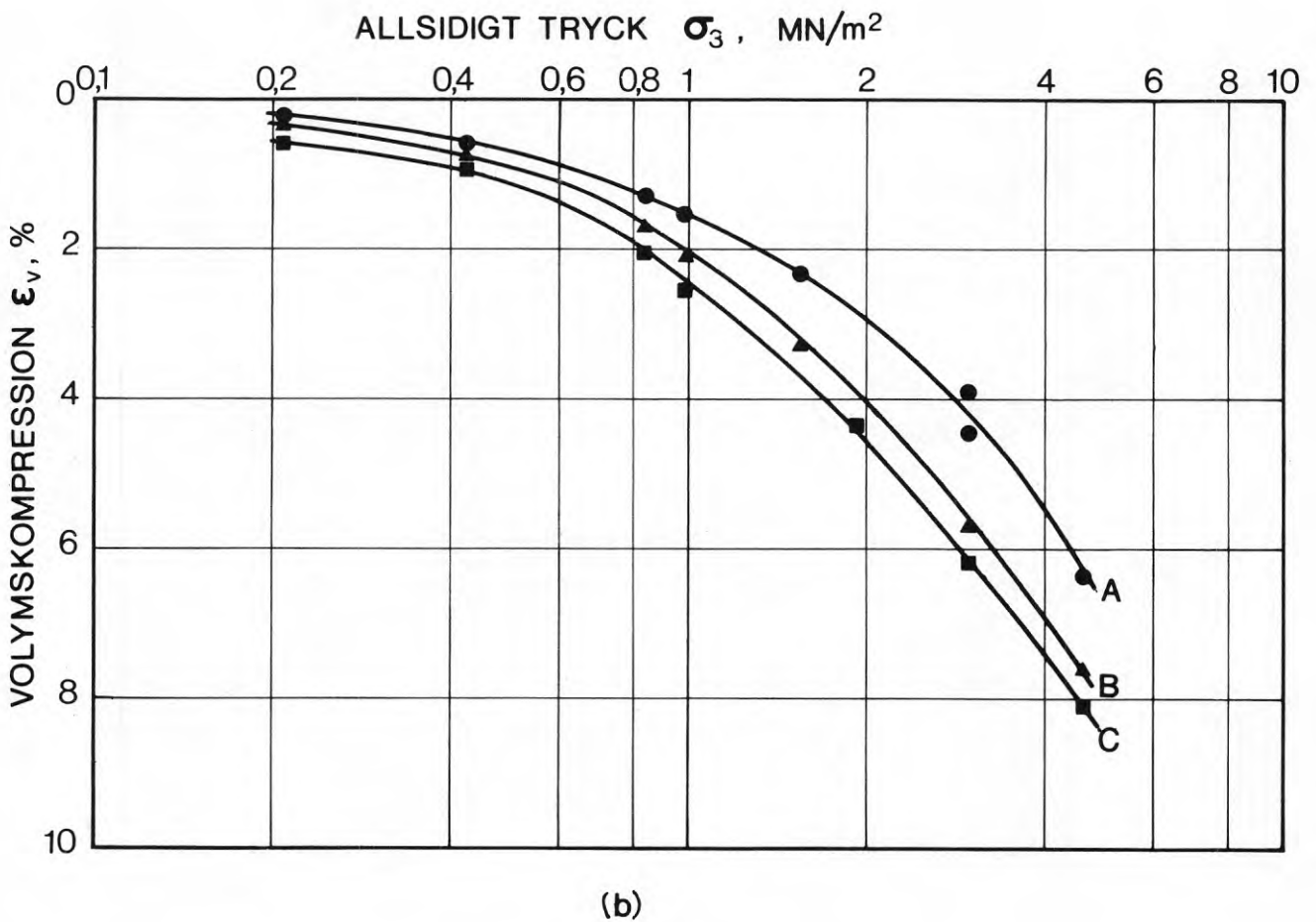
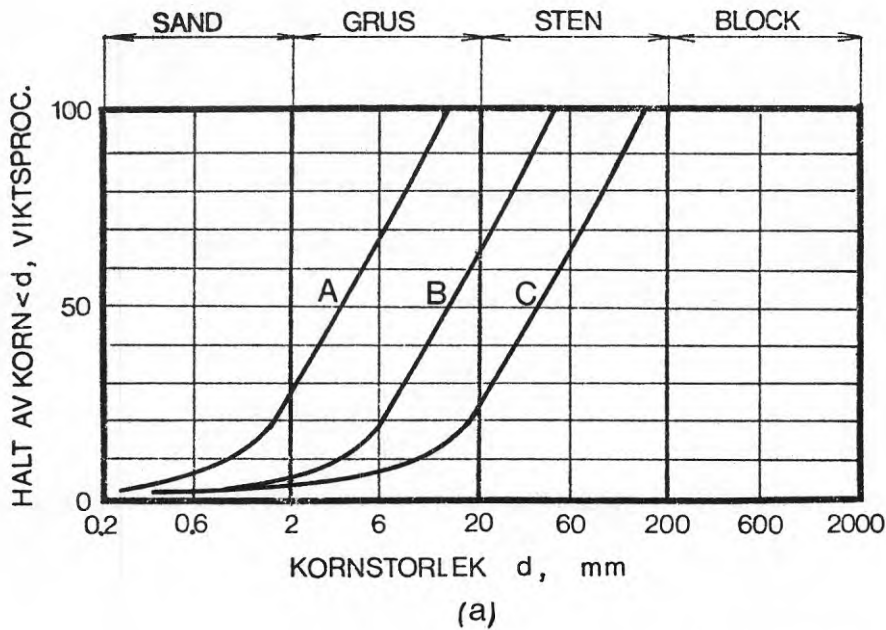


Fig. 4. Kornstorlekens inverkan på kompressibiliteten hos sprängstensmassor av lerskiffer utsatta för isotropt tryck.
a) Kornfördelning i massorna.

b) Uppmätt volymminskning i % av ursprunglig volym.
Efter Marachi (1969).

Fig. 4. The effect of grain size on the compressibility of blasted rock fill of clay shale when subjected to isotropic pressure.

a) Grain-size distribution in the fills

b) Reduction in volume measured in terms of the percentage of the original volume. According to Marachi (1969).

Kjellman & Jakobson (1955) och Kjaernsli & Sande (1966) kunde påvisa att kompressibiliteten hos grovt stenmaterial var större vid kantig än vid rund kornform. Större delen av denna effekt synes vara orsakad av att vid runda korn gav packningen prover med lägre portal. Liknande erfarenheter redovisades av Marachi (1969).

Lee & Farhoomand (1967) och Fumagalli (1969) visade att kompressibiliteten hos krossmaterial minskade om rundheten hos kornen ökades genom nötning i en roterande trumma. Nötningens procedur torde ha inneburit att materialets kvalitet gradvis blev bättre, vilket kan förklara en del av kompressibilitetsminskningen. Lee & Farhoomand fann att den större kompressibiliteten hos kantiga korn var förknippad med större nedkrossning.

Kornhållfasthet

Marsal et al. (1965) fann vid enaxliga kompressionsförsök att nedkrossningen och kompressionen hos kantiga, grova stenmaterial stod i omvänd proportion till bergmaterialets hållfasthet vid enkla tryckförsök. Man betecknade emellertid försöksresultaten som "preliminära".

Sowers et al. (1965) och Kjaernsli & Sande (1966) rapporterade, att vid enaxliga kompressionsförsök på krossat berg fick prover av hållfasthetsmässigt sämre bergarter större kompression än prover av bättre bergarter.

Marachi (1969) fann vid jämförelse av lika sammansatta prover av krossad basalt och utsprängd lerskiffer, att vid isotrop konsolidering var kompressibiliteten större i det senare, mindre hållfasta materialet.

1.2.5 Övriga undersökningar

En mångfald andra undersökningar av speciell karaktär föreligger, vilka har anknytning till de problem som behandlas i rapporten. Hänvisningar till sådana undersökningar har införts på aktuell plats i framställningen.

1.3 Undersökningens mål och uppläggning

1.3.1 Mål

Huvudavsikten med denna undersökning var att klarlägga kompressionsförloppet vid belastning av traktorutbredda sprängstensfyllningar. Undersökningen inriktades särskilt på att ge underlag för beräkning av momentan- och långtidssättningar hos platsgjutna grundplattor på packade sprängstensfyllningar.

För att nå det uppsatta målet, ansågs det nödvändigt att närmare analysera

det mekaniska verknings sättet vid belastning av ett sprängstensskelett

hur bergart och sammansättning hos sprängstensmassan påverkar fyllningens egenskaper

hur utläggnings- och packningsmetod påverkar fyllningens egenskaper

Inledningsvis gjordes en omfattande litteraturgenomgång, delvis presenterad i avsnitt 1.2 och APPENDIX, för att söka klarlägga vetandet i de aktuella frågorna. Genomgången visade att mycket återstod att undersöka, speciellt beträffande plattgrundläggning på sprängstensfyllningar. I den fortsatta undersökningen lades därför stor vikt vid egna experimentella undersökningar av last-sättningsegenskaper hos grundplattor.

1.3.2 Upplägging

Avsnitt 2 behandlar det mekaniska verkningssättet när en sprängstensmassa belastas, speciellt krafter och deformationer i kontaktpunkterna och deformationer hos kornskelettet.

I avsnitt 3 diskuteras de faktorer som påverkar kompressions-egenskaperna: dels bergarten samt sammansättningen hos sprängstensmassan, dels utläggnings- och packningsmetoderna.

I avsnitt 4 har sammanställts tidigare erfarenheter av traktorutbredda sprängstensfyllningar vad gäller kompressionen i fyllningar och sättningar hos grundplattor.

Avsnitt 5 utgör en presentation av de egna undersökningarna på laboratorium och i fält. Sist i avsnittet analyseras de erhållna resultaten.

I avsnitt 6 lämnas, på basis av insamlade och egna försöksdata, anvisningar för beräkning av kompression i traktorutbredda sprängstensfyllningar och sättningar hos platsgjutna grundplattor på packade sprängstensfyllningar.

I avsnitt 7 lämnas en förteckning över den litteratur till vilken hänvisning gjorts framställningen.

I APPENDIX lämnas i koncentrerad form resultat från en rad laboratorie- och fältstudier av egenskaper hos grova stenmaterial. Uppgifterna lämnas utan analys. Avsikten är att genom ett enhetligt redovisningssätt ge läsaren en lättöverskådlig resumé av kända forskningsresultat. I APPENDIX lämnas också detaljer från de egna försöken.

Slutligen skall påpekas att undersökningen avser rena sprängstensmassor med luftfyllda hålrum. Porvattenundertryck kan

påverka kompressionsegenskaperna hos massor med hög finmaterialhalt. I de fall inverkan av vatten diskuteras, avses effekten på bergmaterialets hållfasthet. Inblandning av främmande beståndsdelar som avfall, organiskt material, snö och is påverkar i hög grad kompressionsegenskaperna hos sprängstensmassor. Denna effekt har av naturliga skäl inte behandlats.

2 MEKANISKT VERKNINGSSÄTT

2.1 Inledning

Funktionssättet vid belastning av en friktionsjordsmassa är mycket komplicerat. En matematisk analys kräver idealiserande antaganden, inte blott om kornens form och lagringsförhållanden, utan också om bergmaterialets deformations-, brott- och friktionsegenskaper. Många sådana försök till lösningar har presenterats. En omfattande sammanställning lämnades av Scott & Ko (1969). Ansträngningar har även gjorts att på statistisk väg studera krafter och deformationer i kornskelett (Marsal, 1963 och Fletcher, 1971). Krypningssfenomenet är inte mindre komplicerat. Marsal (1965) analyserade krypningssprocessen med diffusionsteori.

Strukturen och kornformen i en sprängstensmassa är så skiftande, att det är tämligen gagnlöst att försöka finna en teoretisk modell som relevant beskriver funktionssättet. Studiemetoden måste vara experimentell. För en analys av kompressionsegenskaperna är emellertid kännedom om de delfaktorer som påverkar verkningsättet nödvändig. Här avses framför allt krafterna i kornskelettet, deformationsprocesserna i kontaktpunkterna och det yttre spänningstillståndet. De studeras därför i detta avsnitt.

2.2 Krafter på kornen

En metod för grov uppskattning av storleken på de krafter som verkar på kornen i ett kornskelett har angetts av Marsal (1963). Om en volymenhet av fyllningen innehåller n_v korn med i medeltal största tvärmåttet a , så är den fasta massans volym

$$V_f = \frac{1}{1+e_G} = \frac{\pi}{6} \cdot a^3 \cdot \Pi \cdot n_v \quad (1)$$

$$\text{dvs.} \quad n_v = \frac{6}{\pi \cdot \Pi \cdot (1+e_G) \cdot a^3} \quad (2)$$

där e_G betecknar portalet hos kornskelettet som i sin helhet antas aktivt lastupptagande och Π är formkoefficienten, definierad på sid.88 (Fumagalli, 1969).^{x)} Om man antar, att varje korn i medeltal har N_k kontaktpunkter med intilliggande korn, blir antalet kontaktpunkter per volymenhet

$$N_v = n_v \cdot \frac{N_k}{2} \quad (3)$$

eftersom två kornkontakter bildar en kontaktpunkt.

Härav följer, att

$$N_v = \frac{3}{\pi \cdot \Pi \cdot (1+e_G) \cdot a^3} \cdot N_k \quad (4)$$

Uppmätningar av antalet kontaktpunkter per korn utfördes av Field (1963) och Marsal (1963). Resultaten, som återges i FIGUR 5, omfattar material med varierande gradering och med såväl rundade som kantiga korn. Medelantalet kontaktpunkter per korn synes enligt figuren kunna uttryckas med relationen

$$N_k = \frac{12}{1+e_G} \quad (5)$$

som angavs av Field (1963), varför antalet kontaktpunkter per volymenhet med Marsals uttryck (4) kan skrivas

x) Fumagalli använde beteckningen C_f .

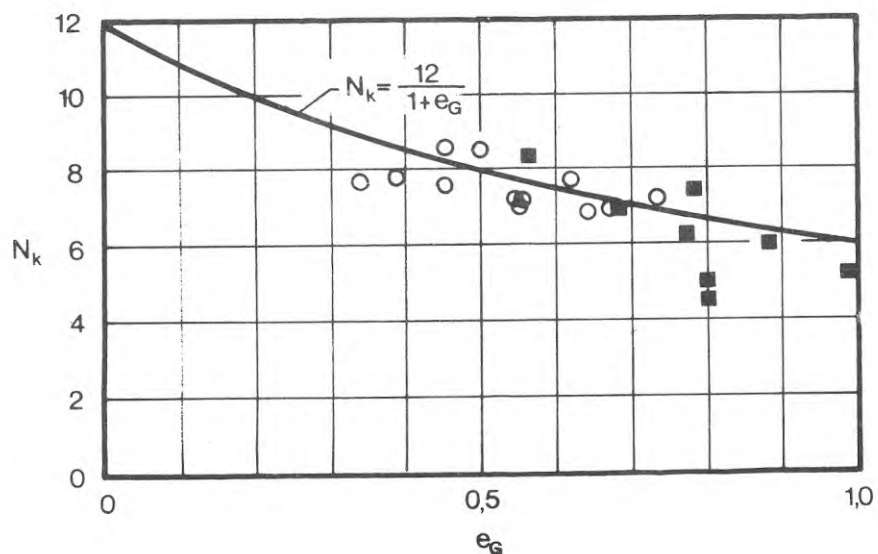


Fig. 5. Resultat av uppmätning av medelantalet kontaktpunkter per korn i välgraderade och ensgraderade fyllningar. Kantiga och rundade korn upp till 11 cm storlek. ■ mätningar av Marsal (1963), ○ mätningar av Field (1963).

Fig. 5. Results of measurements of the average number of points of contact per grain in well graded and uniformly graded fills. Angular and round grains ranging in size up to 11 cm. ■ measurements made by Marsal (1963), ○ measurements made by Field (1963).

$$N_v = \frac{36}{\pi} \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \frac{1}{a}^3 \cdot \frac{1}{1+e_G} \quad (6)$$

Om kontaktpunkterna antas vara jämnt fördelade i rymden, är antalet i ett godtyckligt plan genom massan (Marsal, 1963)

$$N_s = N_v^{2/3} \quad (7)$$

I ett horisontalplan utsatt för trycket σ är krafterna i kontaktpunkterna i medeltal

$$P = \frac{\sigma}{N_s} \quad (8)$$

En ökning av vertikalspänningarna med $\Delta\sigma$ ökar alltså kontaktkrafterna med i medeltal

$$\Delta P = \frac{\Delta\sigma}{N_s}$$

dvs. med (2.6) och (2.7)

$$\Delta P = \Delta\sigma \cdot 0,2 \cdot \pi^{2/3} \cdot a^2 \cdot (1+e_G)^{4/3} \quad (9)$$

Ekvation (9) bygger på mycket förenklade antaganden om kornskelettets uppbyggnad och ger endast en ungefärlig uppfattning om de kontaktkrafter som induceras vid belastningsökning. Sambandet belyser emellertid vilka faktorer som är väsentliga för storleken av krafterna på kornen.

Kornstorleken betyder mest. Man finner exempelvis att vid samma överlagringstryck är kontaktkrafterna cirka en miljon ggr större i en stenfyllning med 0,5 m block än i en sand med kornstorleken 0,5 mm. Detta innebär att deformationsprocesser i kornens kontaktpunkter spelar en central roll för det

mekaniska funktionssättet vid belastning av sprängstensmassor, vilket kommer att framgå av den fortsatta framställningen. Vidare inverkar portalet på kontaktkrafterna. Lyckas man genom lämpliga utläggnings- och packningsmetoder sänka det lastöverförande kornskelettets portal från 0,6 till 0,4, minskar kontaktkrafterna med omkring en femtedel vid efterföljande belastning.

Enligt ekvation (9) skulle vidare kontaktkrafterna bli mindre ju mer avplattade kornen är. Normalt blir emellertid verkan den motsatta, eftersom portalet ofta blir betydligt större i denna typ av massor.

2.3 Deformationer hos kornen

Kompressibiliteten hos sprängstensfyllningar är alltid avsevärt större än själva bergmaterialens kompressibilitet. Deformationerna i ett sprängstensskelett torde därför till största delen äga rum i kontaktytorna mellan stenarna. Rörelsernas storlek beror av sprängstenarnas utseende, hållfasthet och arrangemang. Deformationsprocessen är mycket komplicerad, men man kan urskilja tre grundtyper för rörelser i kontaktpunkterna: elastoplastisk kompression, glidning och nedkrossning. Vilken av dessa deformationstyper som dominerar, beror, förutom av sprängstensskelettets egenskaper, i hög grad av de påförda spänningarnas storlek och karaktär. Spänningshistorien har också avgörande betydelse.

I FIGUR 6 överst visas strukturen hos en sprängstensmassa. De stenar som bygger upp kornskelettet är i jämvikt under inverkan av krafterna i kontaktpunkterna. Nederst i figuren visas en kontaktpunkts utseende i detalj. De två stenarna berör varandra endast i ett fåtal (minst tre) upphöjningar, där spänningarna är mycket höga (Terzaghi, 1925). Vid ökning av normalkraften (N) krossas upphöjningarna ner så mycket,

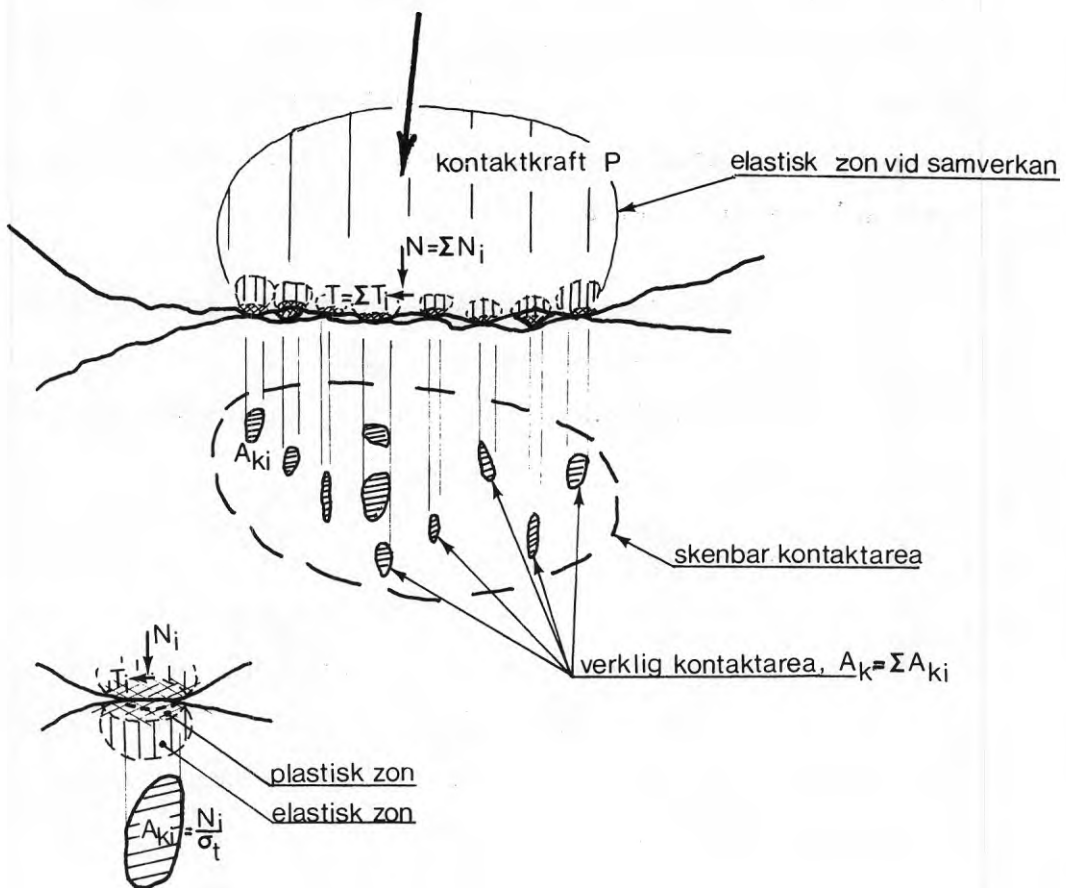
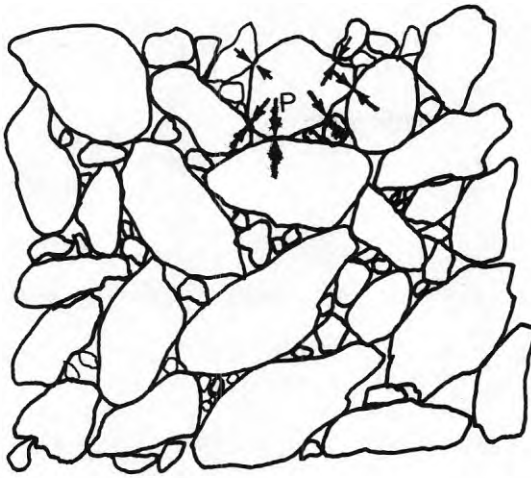


Fig. 6. Överst strukturen i en sprängstensmassa med kontaktkrafterna i ett korn inritade. Nederst detalj av en kontaktpunkts utseende.

Fig. 6. Top diagram shows the structure of a fill of blasted rock, with the contact forces acting upon one grain as indicated. The bottom diagram shows in detail the appearance of a point of contact.

att kraften på nytt precis kan överföras som tryckspänningar i de verkliga kontaktareorna

$$A_k = \frac{N}{\sigma_t} \quad (10)$$

där σ_t betecknar bergmaterialets hållfasthet för denna typ av koncentrerat tryck, Lambe & Whitman (1969).

Samtidigt med denna plastiska deformation sker en elastisk sammantryckning av bergmaterialet innanför kontaktområdena. Genom samverkan mellan spänningarna från de verkliga kontaktytorna får den elastiska zonen en omfattning som beror av den skenbara kontaktareans storlek, FIGUR 6. Tryckspänningarnas storlek i denna zon påverkas alltså av hur spetsig kontaktpunkten är.

Om någon eller några av kontaktkrafterna på kornet förändras till storlek eller riktning, måste övriga kontaktkrafter ställa in sig för det nya spänningstillståndet. I princip kan tre fall därvid inträffa:

1. Måttliga ökningar av normalkraften innebär att den verkliga kontaktarean ökar något (ekv. 10) och att tryckspänningarna och kompressionen i det elastiska området tilltar. Detta fall inträffar då kontaktpunkten redan tidigare varit högre belastad, det vill säga i överkonsoliderat kornskelett.
2. Ökas tangentialkraften starkt medan normalkraften inte förändras lika mycket (skjuvning i kornskelettet), kan glidning inträffa i kontaktytorna. Den tangentialkraft som högst kan mobiliseras är nämligen proportionell mot den verkliga kontaktarean och därmed också mot normalkraften (Terzaghi, 1925)(jfr ekv. 10)

$$T_{\max} = \operatorname{tg} \phi_{\mu} \cdot N \quad (11)$$

Genom låsningseffekter blir ϕ_{μ} högre ju råare kornytorna är (Dickey, 1966).

3. Ökningen av kontaktkraften kan innebära, att tryckspänningarna i den elastiska zonen blir så höga, att kontaktpunkten krossas ned, FIGUR 7. Nedkrossningen kan förklaras med Griffiths teori för brott i spröda material (Griffith, 1921, 1924). Denna teori förutsätter att bergmaterialet har en viss initialsprickighet och att brottet börjar när uppträdande dragspänningar längs sprickorna överskrider bergets draghållfasthet.

Walsh & Brace (1966) hävdade, att porositeten hos berg kan indelas i två kategorier, "porer" och "sprickor". Med porer avsåg författarna hålrum av mer eller mindre sfärisk form. Sprickor ansåg man huvudsakligen uppträda i korngränserna. Som exempel på en bergart med porer nämndes sandsten, som i det närmaste har linjärelastiska egenskaper. I sprickiga bergarter, som granit och gnejs, sluts sprickorna vid belastning, varför kompressibiliteten hos bergmaterialet till en början avtar med belastningen, FIGUR 7 (b). Invid ändarna av inlagrade sprickor uppträder höga dragspänningar i bergmaterialet, Odé (1960), och i sprickor med en viss, kritisk lutning mot tryckspänningen inträffar små dragbrott vid sprickändarna, FIGUR 7 (c). Vidare uppsprickning förhindras av friktion i sprickorna, men om spänningarna ökas ytterligare överskrider denna friktionskraft och kontaktpunkten går till brott genom axiell klyvning av bergmaterialet, (Hoek & Bienawski, 1966), FIGUR 7 (d) och (e).

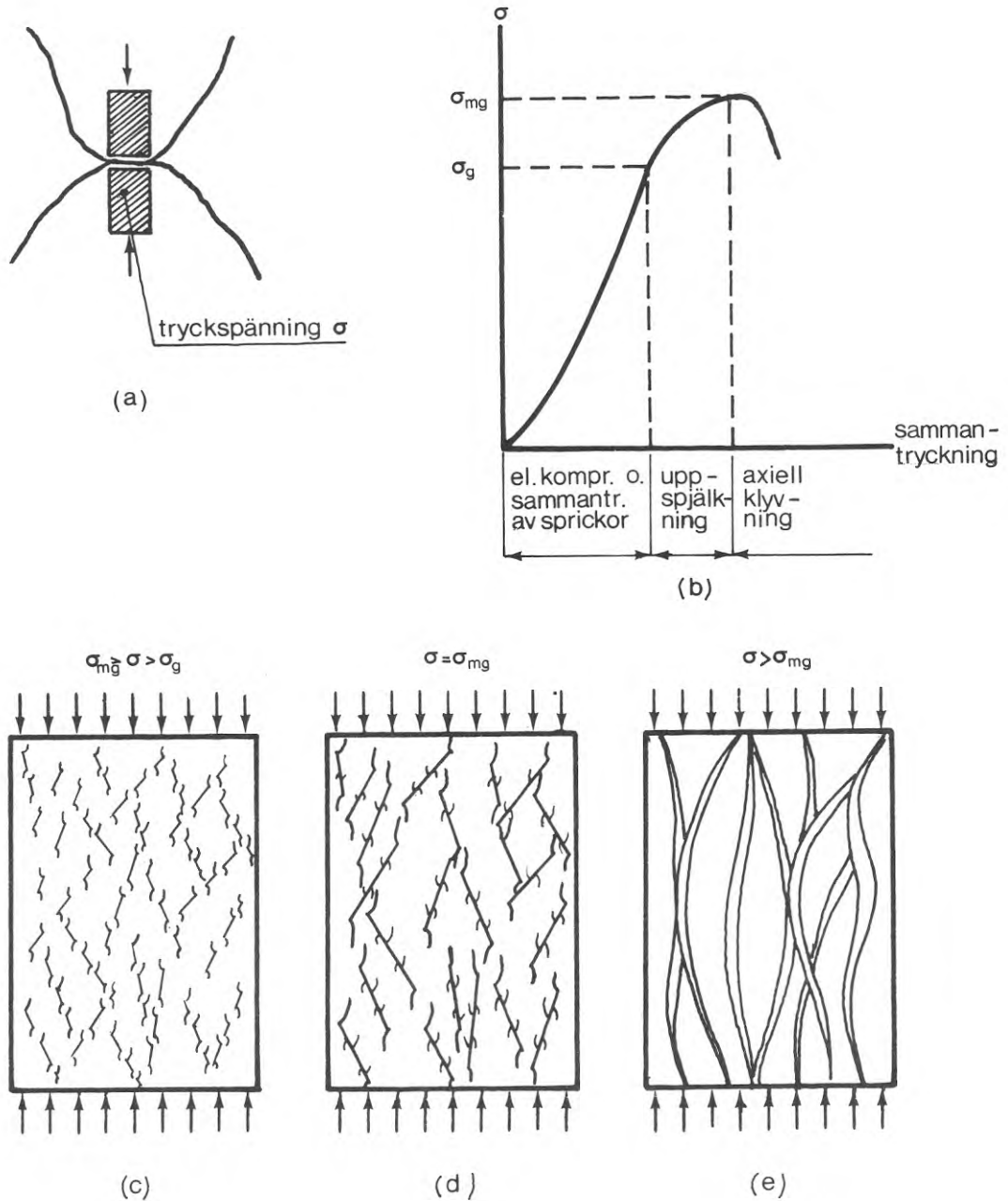


Fig. 7. Brottutbildning i en tryckt kontaktpunkt i sprött, initialsprickigt berg.

- a) Kontaktpunkt med tryckt bergelement.
 b) Spännings-deformationsförhållande i bergelementet.
 c) Dragbrott nära ändarna i slumpmässigt orienterade initialsprickor. Friktionen i sprickorna ej överskriden.
 d) Glidning i initialsprickorna och förlängning av sprickorna genom sammanfall med intilliggande sprickor. Fortplantning av dragbrott nära ändarna av sprickorna.
 e) Axiell klyvning i bergmaterialet.

Fig. 7. Development of failure in a point of contact under pressure in a brittle rock with initial cracks.

- a) Point of contact with element of rock in compression
 b) Stress-strain curve in the element of rock
 c) Tensile failure near the ends in initial cracks oriented at random.
 Friction in cracks not exceeded.
 d) Slip in the initial cracks and extension of cracks owing to coincidence with adjacent cracks. Propagation of tensile failure near the ends of the cracks.
 e) Axial cleavage in the rock material.

Tangentialkrafter i kontaktpunkterna gynnar uppkomsten av sprött brott genom att öka dragspänningarna längs sprickväggarna.

Det är känt att närvaro av vatten reducerar hållfastheten mot sprött brott i många bergarter.

Sowers, et al. (1965) gjorde försök med krossning av bergprover av gråvacka som slipats till pyramid- eller kilform. När belastning lades på proverna skedde en plötslig initialkrossning bestående i spräckning och klyvning av berget tills kontaktytan hade ökat. Prover som lagrats i vatten krossades mer än torra. Efter 5 dygn spolades de torra proverna med vatten. Inom en tid som varierade mellan bråkdelar av en sekund och en halv timme inträffade ett nytt brott i bergstycket. Författarna gjorde iakttagelsen, att om ett ytspänningsnedsättande medel sattes till vattnet reducerades tiden mellan vätning och brott. De studerade inte hur ursprungligen vattenlagrade prover reagerade på vätning.

Kjaernsli & Sande (1966) undersökte hur vatten påverkade tryckhållfastheten hos syenit. Några prover hade före försöket torkats i ugn medan andra förvarats i vattenbad. Resultaten visade, att vattenlagrade prover i genomsnitt hade 6 % lägre hållfasthet än torra prover vid tryckförsök i luft, och 15 % lägre hållfasthet vid försök under vatten.

Med ledning av de dokumenterade resultaten misstänks att orsaken till hållfasthetsreduktionen är att vatten sugs upp i mikrosprickor i bergmaterialet och där bildar ett stelt vatten-skikt mot sprickans väggar, vilket reducerar friktionen i sprickan.

2.4 Deformationer i kornskelettet

2.4.1 Allmänt

Det aktiva kornskelettet anpassar sig till ett nytt spänningstillstånd antingen genom att kontaktpunkterna deformeras elastoplastiskt, avsnitt 2.3, utan att kornens inbördes lägen förändras, eller genom att krossning och glidning inträffar mellan kornen och förorsakar strukturella förändringar i kornskelettet. Deformationer av den första typen förekommer när kornskelettet tidigare varit högre belastat vid samma spänningstillstånd (överkonsolidering).

Omlagringar i kornskelettet resulterar i minskning av portalen (volymförändring) eller i sidoutvidgning (formförändring), varvid den vid det rådande spänningstillståndet minst arbetskrävande deformationstypen dominerar.

De yttre faktorer som avgör deformationerna i kornskelettet är alltså spänningshistorien och spänningstillståndet.

2.4.2 Förkonsolidering genom packning

Kornskelettet i en sprängstensmassa som packas blir överkonsoliderat för spänningar upp till vissa värden genom de under packningen inducerade krafterna, vilka ger krossningar och glidningar i kontaktpunkterna och leder till minskat portal och bättre låsning i kornskelettet. Ett packat sprängstensskelett undergår vid små yttre belastningar endast en liten, delvis reversibel kompression. Om belastningarna blir tillräckligt stora, överskrids förkonsolideringen och nedkrossning eller glidning sker i vissa kontaktpunkter. Därvid ökar krafterna momentant på intilliggande kontaktpunkter och en kedjereaktion av krossningar och glidningar inträffar i kornskelettet.

I opackade massor sker omlagringar mellan kornen direkt vid belastningens början eftersom kornskelettet inte tidigare utsatts för lika höga krafter.

Det skall tilläggas att det ofta är omöjligt att skapa den o-nämnda förkonsolideringseffekten i mycket välgraderade sprängstensmassor, avsnitt 3.3.2.

2.4.3 Treaxlig isotrop kompression

Utsätts en sprängstensmassa för en isotrop tryckökning

$p = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ såsom vid början av ett triaxialförsök, blir den relativa volymminskningen

$$\epsilon_v = \frac{P}{K} \quad (12)$$

där K är volymförändringsmodulen (tryckmodulen).

Sprängstensprover som packats i lager med vibratorplatta har en tryckmodul som är hög vid låga tryck men som avtar något när trycket ökar för att åter stiga vid höga tryck (Marsal, 1967). Vanligen redovisas volymförändringen som funktion av logaritmen för det allsidiga trycket. Vid förkonsolideringstrycket, som framkallats av packningen, får kurvan en markerad brytpunkt (Casagrande, 1965; Marsal, 1967; Marachi, 1969), FIGUR 8 (b).

2.4.4 Treaxlig anisotrop kompression

Vid treaxlig, anisotrop kompression belastas sprängstensmassan vertikalt, medan sidotrycket hålls konstant ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$). Elasticitetsmodulen kan bestämmas ur vertikalkompressionskurvans lutning (tangentmodul)

$$E = \frac{d\sigma_1}{d\epsilon_1} \quad (13)$$

eller som sekantmodul för visst belastningsintervall. Den relativa volymförändringen kan approximativt tecknas

$$\epsilon_v = \epsilon_1 + 2 \epsilon_3 \quad (14)$$

Här är ϵ_3 den radiella töjningen hos provet

$$\epsilon_3 = \nu \cdot \epsilon_1 \quad (15)$$

ν är kontraktionstalet. Mellan elasticitetsmodulen, kontraktionstalet och tryckmodulen råder sambandet

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (16)$$

Om sprängstensmassor packade i lager belastas vid lågt sidotryck, fås till en början en hög elasticitetsmodul som något avtar med vertikaltrycket, de heldragna kurvorna A i FIGUR 8 (c). När kornskelettets förkonsolidering överskrids, fås en markerad minskning av E (Marachi, 1969). Ofta övergår volymminskningen i en volymökning (dilatans), ett tecken på att skjuvbrott utbildas i sprängstensmassan.

Vid höga sidotryck har den förkonsolidering hos kornskelettet som orsakats av packningen överskridits redan vid konsolideringen av provet, varför kompressionsförloppet får en mer plastisk karaktär, utan brytpunkt (Marsal, 1967; Marachi, 1969), de heldragna kurvorna B i FIGUR 8 (c). På grund av det höga sidotrycket utbildas inga sidodeformationer förrän vertikalspänningen nått ett visst värde (Marsal, 1967).

Opackade massor får ett plastiskt deformationsförlopp vid såväl låga som höga sidotryck. Vid låga sidotryck dominerar formförändringar, vid höga sidotryck volymminskning, FIGUR 8 (c), streckade kurvor.

2.4.5 Enaxlig kompression

Vid vertikalkompression med förhindrad sidoutvidgning belastas sprängstensmassan vertikalt i en cylinder med stela sidoväggar (ödometer). Ur last-kompressionskurvan vid dylika försök kan den så kallade kompressionsmodulen M (ödometermodulen) bestämmas. M utvärderas därvid antingen som sekantmodul för viss belastningsökning eller som tangentmodul, vilken varierar med vertikalspänningen. I det senare fallet blir

$$M = \frac{d\sigma_1}{d\epsilon_1} \quad (17)$$

Eftersom sidorörelser är förhindrade är volymkompressionen exakt lika med vertikalkompressionen

$$\epsilon_v = \epsilon_1 \quad (18)$$

och huvudspänningsförhållandet kan skrivas

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1}{K_0} \quad (19)$$

där K_0 är vilojordtryckskoefficienten.

Mellan elasticitetsmodulen, kontraktionstalet och kompressionsmodulen råder sambandet

$$M = \frac{1 - \nu}{1 - \nu - 2\nu} 2 \cdot E \quad (20)$$

Sprängstensmassor packade i lager har vanligen en i det närmaste konstant kompressionsmodul som vid stora deformationer tenderar att bli ökande (Marsal et al., 1965). Vid kraftigt packat krossmaterial har noterats att kompressionsmodulen inledningsvis kan vara avtagande (Kjellman & Jakobson, 1955, Andréasson, 1971), jfr FIGUR 8 (e).

Ökningen av kompressibiliteten omkring förkonsolideringsnivån blir obetydlig, eftersom sidodeformationerna är förhindrade och kornskelettet i stället tvingas in i en tätare lagring. Vid mycket välgraderat sprängstensmaterial är kompressionsmodulen inledningsvis låg och ökar kontinuerligt med kompressionen (Holestöl et al., 1966).

2.4.6 Tidberoende kompression

I belastade sprängstensskelett uppträder också tidsberoende deformationer. Krypning uppkommer genom brott i enstaka kontaktpunkter med höga spänningar, vilket orsakar omfördelning av krafterna på intilliggande korn. Därvid kan någon av dessas kontaktpunkter krossas. Därmed påbörjas en kedjereaktion som avtar hastigt med tiden, allteftersom antalet labila kontaktpunkter minskar (Terzaghi, 1960). Kompressionsförsök och sättningsmätningar i fält (Marsal et al., 1965; Sowers et al., 1965) indikerar att den tidberoende vertikalkompressionen är proportionell mot logaritmen för belastningstiden och att den är större ju högre spänningarna är. Vidare synes den vara påverkad av utläggnings- och packningsmetoden. Sättningsarna accelererar om kornkontakternas hållfasthet av någon anledning nedsätts, till exempel genom vattenpåverkan eller vittring (Terzaghi, 1960).

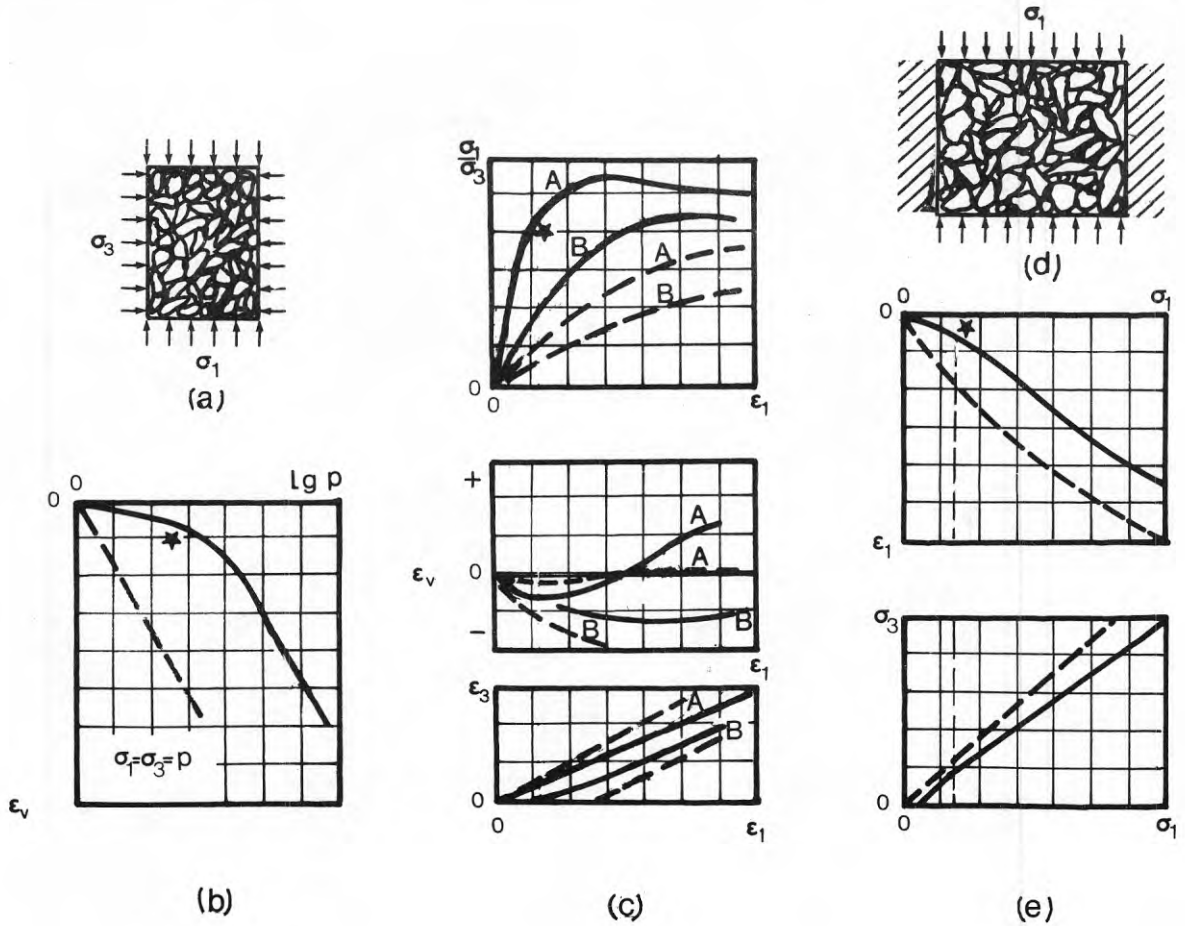


Fig. 8. Principfigur, visande deformationer i sprängstensskelett vid olika spänningstillstånd.

———— packade prover och - - - - löst lagrade prover. ★ symboliserar början av krossning och omlagring i packat material.

- a) Spänningstillstånd vid treaxlig kompression
 b) Treaxlig isotrop kompression
 c) Treaxlig anisotrop kompression, A vid lågt sidotryck, B vid högt sidotryck
 d) Spänningstillstånd vid treaxlig kompression
 e) Enaxlig kompression.

Fig. 8. Figure showing in general terms the strains in the blasted rock skeleton for different states of stress.

———— compacted samples, - - - - samples laid in loose layers. ★ denotes the beginning of crushing and recompaction of the compacted material.

- a) State of stress in the case of triaxial compression
 b) Triaxial isotropic compression
 c) Triaxial isotropic compression, A in the case of low lateral pressure, B in the case of high lateral pressure
 d) State of stress in the case of triaxial compression
 e) Uniaxial compression.

3 FAKTORER SOM PÅVERKAR KOMPRESSIONS- EGENSKAPERNA

3.1 Inledning

Mot bakgrund av det mekaniska verknings sättet, som diskuteras i avsnitt 2, står det klart, att vissa egenskaper hos de sprängstensmassor som skall användas har särskild betydelse för kvaliteten hos den färdiga fyllningen. Den allmänna formen och kantigheten hos stenarna är väsentlig, och påverkas framförallt av bergarten. Tryckhållfasthet och beständighet är också viktiga bergartsberoende faktorer. Stenstorlek och gradering hos massan hör till de egenskaper som i huvudsak regleras av hur sprängningen utförs (Langefors & Kihlström, 1967). Detta gäller i regel också finmaterialinnehållet i massorna. Här kan emellertid bergarten ha stor betydelse.

Utläggings- och packningsmetoden påverkar porositeten i massorna och därmed kompressionsegenskaperna. Genom packning kan överkonsolideringsverkan erhållas i kornskelettet.

I detta avsnitt skall diskuteras hur bergart, kornstorlek och gradering hos sprängstensmassorna samt utläggings- och packningsförfarande kan påverka kompressionsegenskaperna hos den färdiga fyllningen. Faktorerna kan i stor utsträckning regleras på arbetsplatsen, möjligen med undantag av bergarten.

3.2 Sprängstensmassornas egenskaper

3.2.1 Bergart

Eruptivbergarter, exempelvis granit, uppvisar vanligen

massformighet och strukturell isotropi och ger sprängstenar med tämligen lika axellängd. Stenarnas begränsningsytor är sammansatta av nästan plana partier, ofta parallelepipediskt riktade efter "klov" i bergmaterialet. Mellan de plana partierna finns kanter och hörn med jämförelsevis trubbiga vinklar och god hållfasthet. Hos graniter med grov struktur kan kanterna emellertid vara uppbyggda av stora kristaller, som lätt spjälkas av vid belastning. De svenska graniterna har god hållfasthet och är vanligen resistent mot kemisk vittring. De ger sprängstensmassor som är väl lämpade för fyllningsändamål.

Gnejserna, som tillsammans med graniterna utgör den större delen av Sveriges berggrund, har bildats genom tektoniska processer och är ofta starkt anisotropa. Sprängstenarna blir därför vanligen stängliga. Glimmerfattiga och ovittrade granitiska gnejser ger stenar med god vittringsbeständighet. Kantpartier kan emellertid vara spetsiga och spröda, särskilt om de innehåller grovkristallina sliror. Genom spärrverkan av de stängliga stenarna kan sprängstensmassor av gnejs vara svårare att packa än granitmassor. Ibland är gnejserna starkt glimmerbandade. Förbandet i de parallella glimmerskikten är ofta svagt och stenarnas begränsningsyta sammansätts av skiffrighetsytan och partier där bergmaterialet slitits av tvärs skiktriiktningen. De senare är starkt flisiga och krossas lätt genom spjälkning längs skiffrighetsplanen. Vid vattenpåverkan sjunker glimmerens hållfasthet ytterligare, varför kraftig krypningsökning kan följa på vattenbegjutning av sprängstensfyllningar av glimmerrik gnejs. Vatten som sugits upp kan vintertid frysa och spränga sönder materialet (fysikalisk vittring). Medan glimmerfattig gnejs ger sprängstensmassor som är väl lämpade för fyllningsändamål, bör starkt glimmerbandade gnejser användas med försiktighet.

Utomlands är sprängstensmassor av skiffer, kalksten och sandsten vanliga material för stenfyllningar, medan de är mer sällsynta i vårt land. Hållfasthetsmässigt är de ofta underlägsna urbergsmaterial. På grund av bildningssättet är de mer eller mindre planskiffrika, ofta med växellagring av olika mineral, vilket ger planparallella stenar med flisiga och lättkrossade ändytter. Sprängstensmassorna får ofta stor finmaterialinnehåll. Kornformen och graderingen gör massorna svårpackade. Många stenar kommer att överföra kontaktkrafter genom balkverkan, varför de lätt bryts sönder vid belastningsökning. Vissa lågmetamorfa typer av bergarterna kan vara vittringskänsliga, medan kristallina, metamorfa varianter (fyllit, resp. kvartsit) vanligen är mer vittringsbeständiga.

Den starkt varierande formen och hållfastheten hos stenarna samt skillnaderna i gradering vid sprängstensmassor av olika bergarter påverkar kompressibilitet och hållfasthet hos den färdiga fyllningen. Mot bakgrund av det mekaniska verkningssättet inses, att starkt anisotropa och mjuka bergarter ger sprängstensmassor med sämre egenskaper, medan hårda, massformiga och finkristallina bergarter ger de bästa massorna. Detta gäller fyllningar som utlagts utan särskild packning. Det har emellertid visat sig, att en lämplig packning väsentligt kan reducera skillnaderna i deformationsegenskaper vid sprängstensmassor av olika bergarter, avsnitt 3.3.2. Orsaken synes vara att packningseffekten kan bli god i hållfasthetsmässigt sämre sprängstensmassor om de ej innehåller alltför mycket finmaterial (Pousse & Molbert, 1964) och att skillnaden i egenskaper som orsakas av kornformen, minskar när portalet blir lågt.

Ytstrukturen hos kornen påverkar glidfriktionen mellan stenarna. Bergarter som ger stenar med släta begräns-

ningsytor, exempelvis finkorniga eruptivbergarter, är från denna synpunkt sämst.

Slutligen skall erinras om, att hållfastheten hos kristallina, initialsprickiga bergarter vanligen sätts ned av vatten, även om bergmaterialet inte är vittringskänsligt, avsnitt 2.3.

3.2.2 Kornstorlek

I avsnitt 2.2. visades, att medelkornstorleken påverkar kontaktkrafterna i kornskelettet mycket kraftigt (ekv. 9). Eftersom vinklarna på kanter och hörn i sprängstenars begränsningsytor ofta är lika spetsiga hos stora som hos små stenar, kan större kornstorlek innebära mer omfattande krossning av kontaktpunkterna. Som beskrivits i avsnitt 2.3 förutsätter dessutom sprött brott att gynnsamt orienterade sprick- eller svaghetsplan finns i bergmaterialet, FIGUR 7. Särskilt gynnas uppkomsten av brott, om större inlagrade svaghetsplan, såsom glimmerskikt, förekommer. Sannolikheten för detta ökar med kornstorleken (Ladanyi, 1967). Grövre massor borde alltså få ökad krossningsfrekvens i kornskelettet och därmed ökad kompressibilitet. Att det också förhåller sig så har bekräftats genom försök av bland andra Marsal et al., och Lee & Farhoomand (1967).

Ovanstående resonemang gällde kornskelett som inte förbelastats. Har kornskelettet genom packning kondoliderats för högre spänningar och kontaktkrafter än de rådande, sker deformationerna i kontaktpunkterna i huvudsak som elastisk sammantryckning, FIGUR 5. Hur storleken av denna teoretiskt påverkas av stenstorleken skall nu diskuteras (jfr Marachi, 1969).

Betrakta två korn 1 och 2 som är likformiga så när som på kontaktområdets utseende och har största tvärmåtten a_1 och

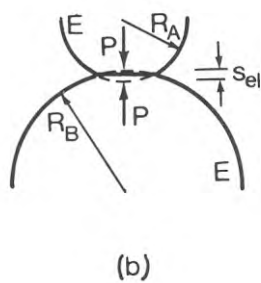
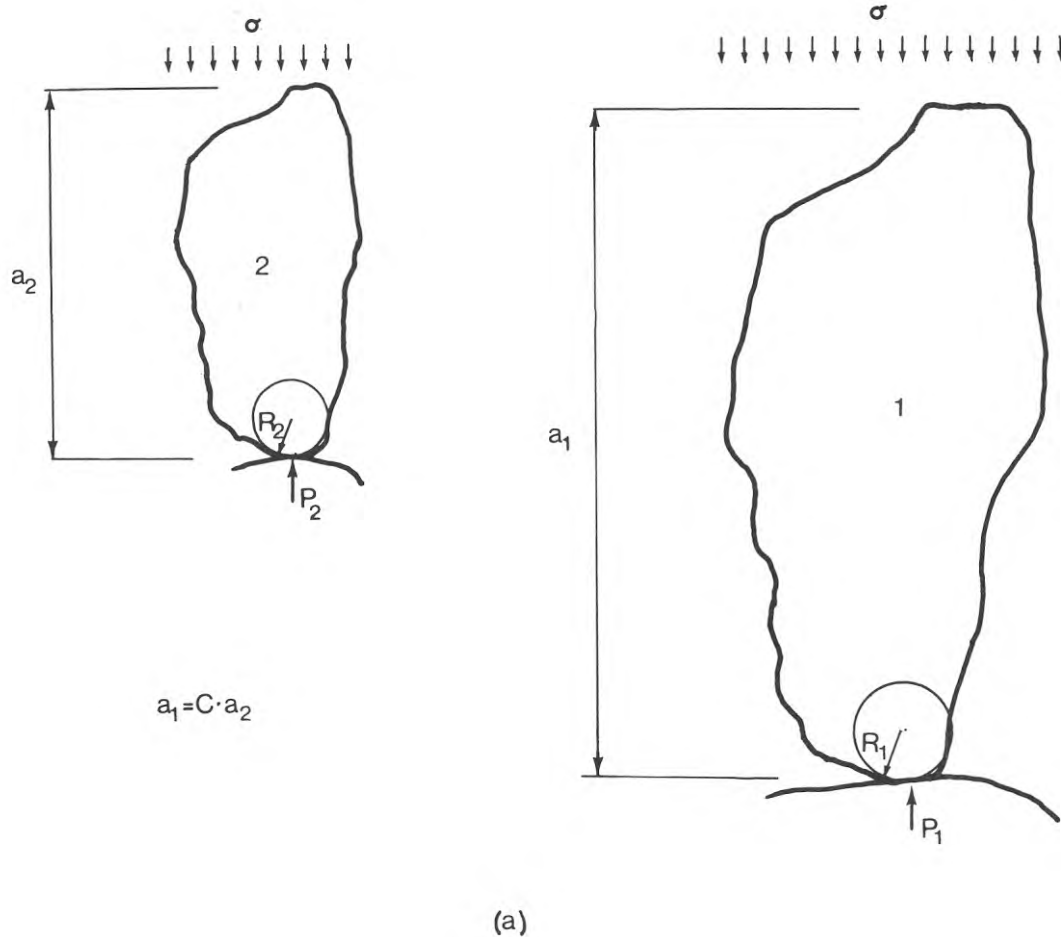


Fig. 9. a) Två likformiga korn i en sprängstensmassa. b) Sammantryckning i kontaktytan mellan två elastiska sfärer med olika radier. Jfr Marachi (1969).

Fig. 9. a) Two similar grains in a body of blasted rock fill. b) Compression in the contact surface between two elastic spheres of different radii. See also Marachi (1969).

a_2 , där $a_1 = C \cdot a_2$, FIGUR 9 (a). Antag för enkelhets skull att kornen endast påverkas av en yttre vertikalspänning. Förhållandet mellan kontaktkrafterna blir enligt ekvation (9)

$$\frac{P_1}{P_2} = \frac{a_1^2}{a_2^2} = C^2 \quad (21)$$

Om man grovt antar att kontaktområdena efter packningen har sfärisk form, kan den elastiska kompressionen i kontaktytan mellan två stenar A och B med Hertz'formler (Timoshenko & Goodier, 1951) beräknas till

$$s_{el} = 1,23 \left(\frac{P^2}{E^2} \cdot \frac{R_A + R_B}{R_A \cdot R_B} \right)^{1/3} \quad (22)$$

där P är kontaktkraften, E elasticitetsmodulen för bergmaterialet och R_A resp. R_B krökningsradierna i kontaktpunkten, FIGUR 9 (b).

Eftersom samma förhållande $R_A : R_B$ råder vid korn 1 och 2 kan förhållandet mellan de elastiska sammantryckningarna tecknas

$$\left(\frac{s_1}{s_2} \right)_{el} = \left(\frac{P_1}{P_2} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{R_2}{R_1} \right)^{1/3} = C^{4/3} \cdot \left(\frac{R_2}{R_1} \right)^{1/3} \quad (23)$$

Omräknas dessa deformationer till ekvivalent "kompression"

$$\epsilon = \frac{s}{a}, \text{ fås} \quad \left(\frac{\epsilon_1}{\epsilon_2} \right)_{el} = \frac{s_1}{a_1} \cdot \frac{a_2}{s_1} = \left(C \cdot \frac{R_2}{R_1} \right)^{1/3} \quad (24)$$

Ekvation (24) visar, att om likformigheten mellan kornen är så fullkomlig att krökningsradierna i kornens begräns-

ningsytor beror av kornstorleken, $R_1 = C \cdot R_2$, så är den elastiska kompressibiliteten oberoende av stenstorleken.

Det har tidigare nämnts, att storleken av kantvinklarna på odeformerade sprängstenar ofta inte ökar i takt med stenstorleken. Skulle detta också gälla kontaktpunkternas krökningradier i packat material, ökar enligt ekvation (24) den elastiska kompressibiliteten med kornstorleken, eftersom värdet inom parentes blir större än 1.

Villkoret $R_1 = C \cdot R_2$ torde stämma bättre ju rundare korn materialet har. Marachi (1969) fann att kompressibiliteten i överkonsoliderade prover av mycket flisigt sprängstensmaterial ökade något med kornstorleken. I krossat, mindre kantigt material samt i rundat material påverkades kompressibiliteten inte alls av kornstorleken.

3.2.3 Gradering

Graderingen brukar uttryckas med graderingskoefficienten C_u , definierad som

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (25)$$

där d_{60} och d_{10} är karakteriska korndiametrar vid 60 % respektive 10 % passerande vikt mängd vid siktning.

Graderingen hör till de faktorer som påverkar portalet och inverkar därför kraftigt på kompressionsegenskaperna (Andréasson, 1971). Vid ett och samma packningsarbete får ett välgraderat kornskelett lägre portal än ett ensgraderat. Härigenom blir antalet kontaktpunkter per volymenhet fler och kontaktkrafterna mindre, ekvation (9). Det skall emellertid nämnas, att storleken av portalet till en del beror av halten finmaterial, som ligger inaktivt i hålrummen och inte

påverkar kompressionsegenskaperna, avsnitt 3.2.4. Större betydelse för kontaktkrafternas storlek än portalet har medelkornstorleken (ekvation 9). I välgraderat sprängstensmaterial är medelkornstorleken vanligen betydligt mindre än i ensgraderat. Som diskuterats i avsnitt 3.2.2 innebär detta mindre krossning och därmed lägre kompressibilitet hos kornskelettet. Det mindre porinnehållet i välgraderat material medför att stenarnas rörelsemöjligheter är mindre och detta kan vara en orsak till att kompressibiliteten hos sådant material avtar i högre grad med spänningarna än kompressibiliteten hos mer ensgraderade sprängstensmassor (jfr Marsal, 1967).

Enaxliga kompressionsförsök av Sowers et al., (1965) och Kjaernsli & Sande (1966) visade, att vid samma inpackningsarbete var kompressibiliteten hos välgraderat, kantigt stenmaterial mindre än hos ensgraderat material med samma största stenstorlek. Samma erfarenheter redovisas av Lee & Farhoomand (1967), som också kunde påvisa att skillnaderna i kompressibilitet stod i samband med nedkrossningsgraden.

Nackdeln med mycket välgraderade sprängstensmassor är att de kan vara svåra att packa, avsnitt 3.3.2. Erfarenheten visar att det kan vara omöjligt att skapa den förkonsolideringseffekt hos kornskelettet som vibrationsvältning ger i ensgraderat sprängstensmaterial (jfr Holestöl et al., 1963). Skall fyllningen packas, är mot denna bakgrund mer ensgraderade massor i allmänhet att föredra.

3.2.4 Finmaterialinnehåll

Hittills har endast behandlats den aktivt lastupptagande delen av sprängstensmassan. I hålrummen mellan stenarna i kornskelettet finns också finare material som ej är lastupptagande, såvida dess andel av massans volym inte är mycket stor. I detta fall kan det vara omöjligt att bilda ett stabilt kornskelett och materialet saknar då de egenskaper som förknippas med grova stenfyllningar och övergår i jordkaraktär. Det icke lastupptagande materialet kallas här finmaterial och halten (i viktprocent) betecknas med f . Återstoden av materialet benämns grovmaterial, FIGUR 10 (a).

För sprängstensmassans portal gäller med beteckningarna V = volym, W = vikt; indices F = finmaterial, G = grovmaterial, f = fast fas, p = porer:

$$e = \frac{V_{Gp} - V_{Ff}}{V_{Gf} + V_{Ff}} \quad (26)$$

Halten finmaterial är, om alla korn har samma kompaktdensitet

$$f = \frac{W_F}{W_G + W_F} = \frac{V_{Ff}}{V_{Gf} + V_{Ff}} \quad (27)$$

Insätts (27) i (26) fås efter några omräkningar

$$f = \frac{e_G - e}{e_G + 1} \quad (28)$$

där e_G betecknar det grova materialets (kornskelettets) portal

$$e_G = \frac{V_{Gp}}{V_{Gf}} \quad (29)$$

Ekvation (28) representeras av de heldragna kurvorna i FIGUR 10 (b).

Om finmaterialet precis fyller hålrummen mellan de grova

stenarna blir

$$V_{Gp} = V_{Ff} + V_{Fp} \quad (30)$$

dvs. med (26) och (27).

$$e = \frac{V_{Fp}}{V_{Ff}} \cdot f = e_F \cdot f \quad (31)$$

där e_F är finmateriallets portal.

Kombineras slutligen (28) och (31) fås finmaterialhalten när hålrummen i det grova skelettet precis är fyllda.

$$f = \frac{e_G}{e_G + e_F + 1} \quad (32)$$

I FIGUR 10 (b) har ekv. (32) uppritats för $e_F = 0,85$ resp. $0,25$ (kurva A och B). Enkla packningskontroller på sprängstensmaterial mindre än grusstorlek har nämligen visat, att portalet kan variera ungefär mellan dessa gränser. Vad gäller det grövre kornskelettet, kan detta svårligen vara stabilt med färre än sex kontaktpunkter per sten (tre på ovan- resp. undersidan), jfr. Field (1963). Enligt ekv. (5) motsvaras detta av en praktisk övre gräns för e_G på 1,0. Teoretiskt måste alltså ett stabilt sprängstensskelett hamna i området till vänster om kurva A i FIGUR 10 (b). Exemplet i figuren avser en fyllning med portalet 0,2. Är finmaterialhalten under 22%, är hålrummen ej fyllda (vänstra skuggade ytan). Vid högre finmaterialhalter måste finmateriallet komprimeras för att få plats i hålrummen i det grova kornskelettet (högra skuggade ytan). Denna typ av massor blir svårpackade.

För att säkerställa en god stabilitet hos kornskelettet måste i praktiken såväl e_G som f vara lägre än de teoretiska värden som diskuterats. I verkligheten är porerna nämligen ej jämnt fördelade i sprängstensmassan, utan lokala hålrumrika ansam-

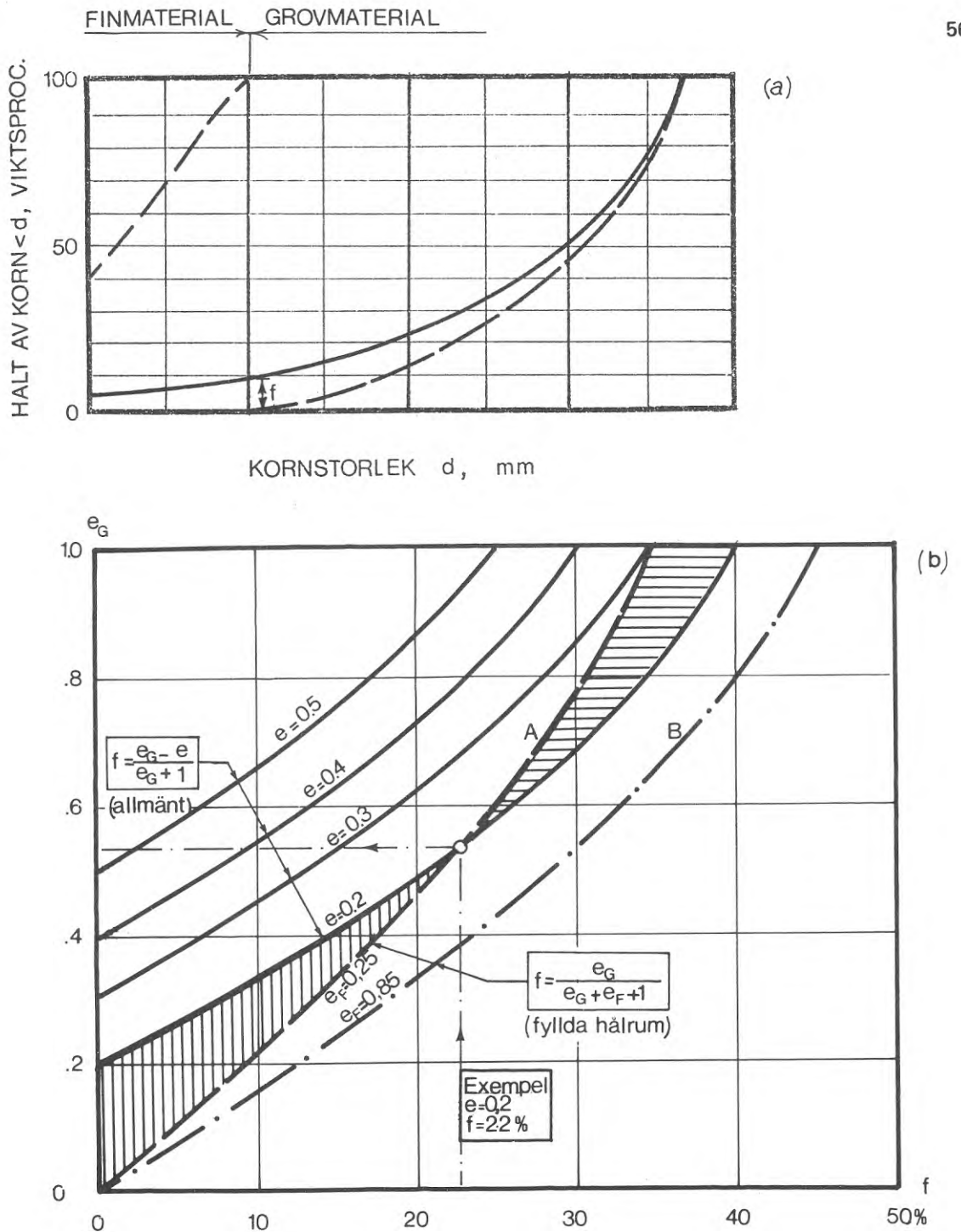


Fig. 10. a) Kornfördelningen i sprängstensmassan, ———, och fördelning av grov- och finmaterial i massan, ———. Finmaterialhalten f angiven. b) Samband mellan portal i det grova kornskelettet och finmaterialhalt för några olika värden på sprängstensmassans portal, ———. Samband mellan finmaterialhalt och portal i det grova kornskelettet, när hålrummen i det senare är helt fyllda med löst finmaterial, ———; respektive packat finmaterial ———. Exemplet som inlagts i figuren beskrivs i texten.

Fig. 10. a) Grain size distribution in the rock fill, ———, and distribution of coarse and fine material in the fill, ———. The proportion of fine material f is indicated. b) Relationship between voids ratio in the coarse grain skeleton and the fines content for some values of the voids ratio for the rock fill, ———. Relationship between fines content and voids ratio in the coarse grain skeleton when the voids in the latter are completely filled with fines, ———. The same relationship for compacted fine material is indicated by ———. The example illustrated in the figure is described in the body of the report.

lingar av grova block förekommer liksom partier med tätt lagrad mindre sten.

Genom traktorutbredning minskas denna olägenhet, avsnitt 3.3.1.

Det kan diskuteras vid vilken kornstorlek f bör bestämmas. Kraftig krossning av berget närmast laddningen leder inte sällan till att sprängstensmassorna innehåller särskilt mycket material av grusstorlek eller finare, ibland så mycket att det är omöjligt att forma ett stabilt kornskelett (Sherard, Woodward, Gizienski & Clevenger, 1963). Materialet mindre än 25 mm klassificeras ofta som finmaterial ("rock fines").

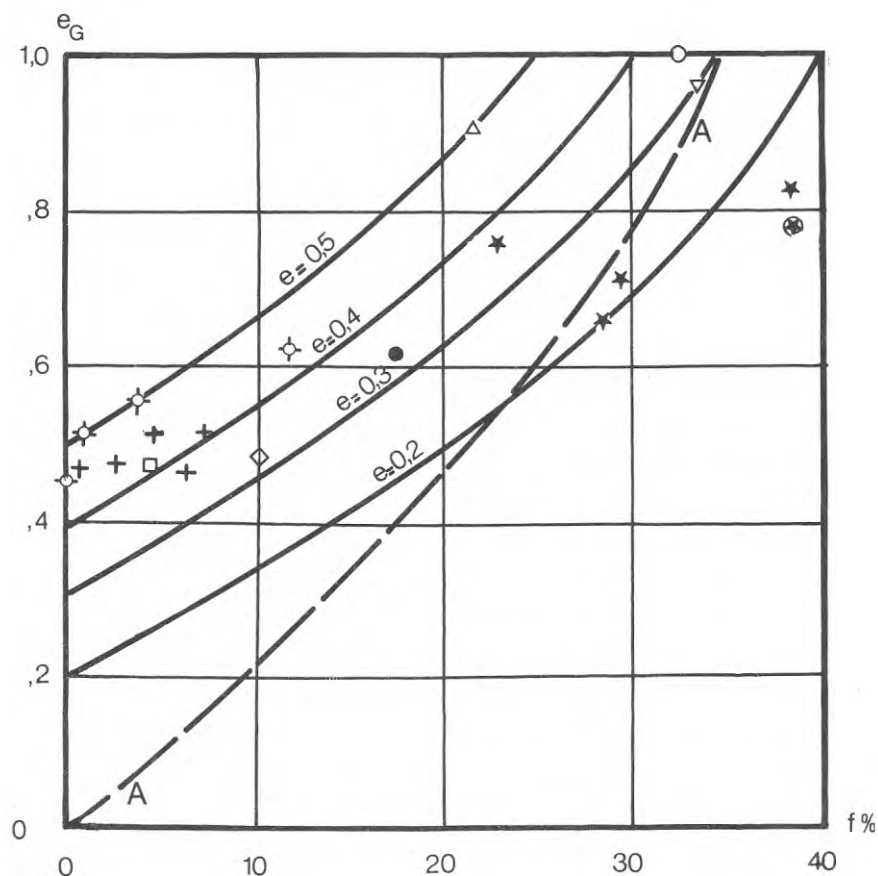
I FIGUR 11 har några traktorutbredda sprängstensfyllningar analyserats med finmaterialhalten (f) bestämd vid 25 mm kornstorlek. Som synes av figuren hamnar två av fyllningarna invid linje A och nära $e_G = 1$. Dessa massor består av mycket välgraderad tunnelskärv. Enligt fotografier "svävar" en stor del av de större stenarna i en matris av fint material. Massorna var också tämligen kompressibla, jfr TABELL 1.

3.3 Utläggning och packning

3.3.1 Traktorutbredning

Sprängstensmassor som breds ut i lager ger fyllningar med avsevärt lägre kompressibilitet än fyllningar av sprängstensmassor som ändtippas från stor höjd (Kjaernsli, 1962). Stora tipphöjder innebär att sprängstensmassorna separerar under tippningen, så att nedre delen av fyllningen får ett tämligen ensgraderat, hålrumrikt kornskelett medan överdelen kan bli mycket rik på finmaterial (Terzaghi, 1960).

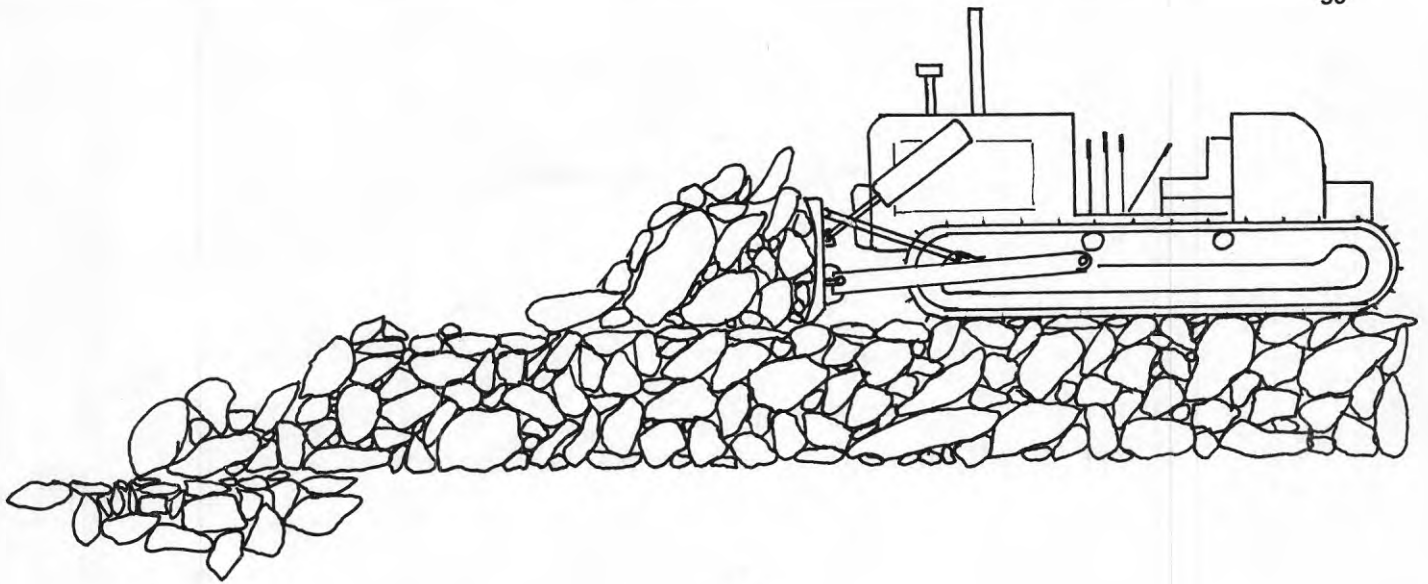
Vid traktorutbredning undviks separering och kornskelettet blir homogenerare. Det bästa resultatet erhålls om spräng-



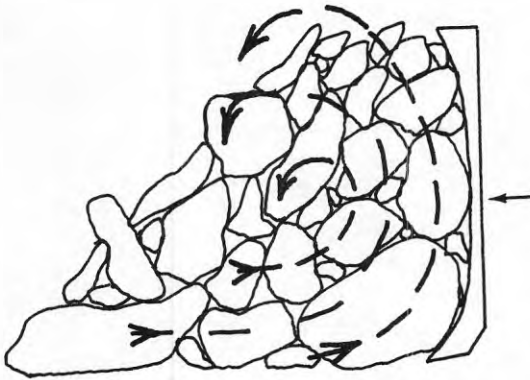
Symbol	Damm	Referens
○	Nissaström, packad	Berg (1949)
◇	Bjurfors nedre, opackad	Forssblad (1960)
+	Mont Cenis, packad	Pousse & Molbert (1964)
⊕	Gepatsch, packad	Lauffer & Schober (1964)
□	Cougar, packad	Basgen (1964)
▽	Venemo, packat ytlager	Holestöl <u>et al.</u> (1965)
△	El Infiernillo, opackad	Marsal & Arellano (1967)
●	Akosombo, packad	Chan (1964)
★	Göschenalp, opackad	Zeller & Zeindler (1957)
⊗	Göschenalp, packad	Zeller & Zeindler (1957)

Fig. 11. Uppmätt portal och finmaterialhalt hos några traktorutbredda stenfyllningar. Finmaterialhalten f har tolkats som viktprocenten material som passerar 25 mm (1") sikt. De flesta fyllningarna har beskrivits på annat håll i rapporten. Linje A markerar den finmaterialhalt, vid vilken hålrummen är fyllda.

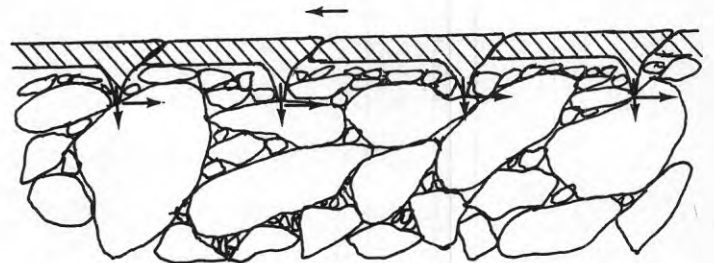
Fig. 11. Recorded values of voids ratio and fines content in some rock fills spread by bulldozer. The fines content f has been taken as the percentage by weight of material that passes a 25 mm (1") screen. Most of these fills have been described in the report. Line A indicates the fines content at which all the voids are filled.



(a)



(b)



(c)

Fig. 12. Traktorutbredning av sprängstensmassor.

- a) Principskiss
- b) Detalj av rörelseförlopp framför schaktblad, »rolling action».
- c) Detalj av kraftöverföring larvband-kornskolett.

Fig. 12. Spreading of rock fill with a bulldozer.

- a) General arrangement
- b) Detail of movement pattern, 'rolling action', in front of the blade
- c) Detail of transmission of force between the track and the grain skeleton.

stensmassorna tippas ett stycke in på det nya lagret och utbredds med schaktblad, FIGUR 12 (a). Materialet blandas effektivt till lågt portal genom den roterande rörelse som uppstår framför schaktbladet, FIGUR 12 (b). Vid rotationen slås sannolikt många skarpa hörn och kanter av på stenarna, vilket ger ett mindre krossningskänsligt kornskelett. Arbetsmaskinerna kan ge betydande packningsverkan (Pousse & Molbert, 1964). När bandtraktorer går fram över fyllningen kommer kornskelettet via uppstickande stenar att utsättas för en stor del av traktorns tyngd. Påskjutningskraften vid utbredningen kommer vidare att belasta kornskelettet med betydande skjuvkrafter, särskilt om banden är försedda med kammar, FIGUR 12 (c).

Vilken lagertjocklek man skall ha för att få tätaste lagring beror av många faktorer och bör helst avgöras i provfyllning (Forssblad, 1960; Pousse & Molbert, 1964 och Lauffer & Schober, 1964). Med hänsyn till homogeniteten i lagren bör lagertjockleken inte vara för liten i förhållande till kornstorleken; ett praktiskt minimivärde synes vara $1\frac{1}{2}$ ggr största kornstorleken. Med tanke på separeringsrisken bör lagertjockleken inte vara för stor (Forssblad, 1960).

Om utbredningen sker under vattenspolning kan man ibland notera en något högre densitet i fyllningen än vid torrt material, (Pousse & Molbert, 1964). Om lagren skall packas, måste lagertjockleken anpassas efter packningsutrustningens djupeffekt i sprängstensmassor av den typ som föreligger, avsnitt 3.3.2.

3.3.2 Packning med vibrationsvält

När en vibrationsvält går fram på en sprängstensmassa, kommer kontaktpunkterna i kornskelettet att utsättas för stora oscillerande krafter. Under inverkan av dessa krossas många kontaktpunkter och genom den nedsatta inre friktionen skapas ett

kornskelett med lågt portal och hög stabilitet. Genom lastspridningen, samt av dämpningen i kontaktpunkterna avtar de dynamiska krafterna hastigt mot djupet. Portalminskningen blir därmed störst närmast ytan, men därunder allt mindre, tills ingen förändring alls kan märkas. Djupeffekten ökar något med antalet överfarter allteftersom en kraftigt packad zon med låg inre dämpning utbreder sig nedåt fyllningen.

Eftersom vibrationsenergien fortplantas som krafter i kornskelettet, torde det ur packningssynpunkt vara fördelaktigt med grova och ensgraderade sprängstensmassor, där kontaktpunkterna är få och de dynamiska krafterna kan nedföras till stort djup med liten dämpning. Ju finare och finmaterialrikare massorna är, desto sämre packningseffekt och djupverkan får välten. Vid stort finmaterialinnehåll måste vibrationsenergien delvis överföras i det finkorniga materialet mellan de grova stenarna, varför dämpningen blir kraftig. I något fall har det blivit nödvändigt att i dylika massor sortera bort de grova stenarna och packa återstoden i mycket tunna skikt (Sherard et al., 1963).

Packningsverkan är inte sällan dålig vid stänglig eller avplattad kornform hos sprängstensmaterialet. Stenar av denna form bildar ofta stora hålrum genom överbrygningseffekter. Eftersom packningen är förknippad med krossning av kanter och hörn på stenarna, underlättas den vanligen genom vattning (Pousse & Molbert, 1964), jfr avsnitt 2.3.

Genom större dynamisk kraft ger en tung vält större ytsättning och djupverkan än en lätt på tjocka sprängstenslager. Vid tunna lager synes en del av packningsenergien kunna reflekteras mot underliggande lager och orsaka hävning och uppluckring i sprängstensmassorna omkring välten. Tunna lager kan av denna studseffekt till och med få mindre ytsättning med en tung vält än med en lätt (Geoffrey, 1969). Vidare kan de

höga anslagskrafterna från en mycket tung vält orsaka betydande krossning i fyllningsytan. Genom studsverkan och kraftiga uppåtriktade accelerationer bakom välten kan det finkorniga ytlagret bli kraftigt uppluckrat och kompressibelt.

Volymminskningen och krossningen som packningen gett i sprängstensskelettet skulle vid statisk belastning kräva spänningar som betydligt överstiger de som råder efter packningen. Med geoteknisk terminologi brukar dylika mot tidigare belastning ekvivalenta spänningar benämnas förkonsolideringstryck. Genom packningen har sprängstensskelettet förkonsoliderats för spänningar upp till en viss nivå, jfr avsnitt 2.4.

4 TIDIGARE ERFARENHETER AV UTFÖRDA Fyllningar

4.1 Kompression i fyllningar

Tyvär är litteraturuppgifter om sättningar i traktorutbredda sprängstensfyllningar ytterst sällsynta. I TABELL 1 och FIGUR 13 har sammanställts kända mätresultat. Kompressionen växte i de relaterade fallen praktiskt taget linjärt med det ökande överlagringstrycket. De punkter som anges i FIGUR 13 representerar slutvärdena av kompressionen, uppmätt på olika djup när fyllningarna hade färdigställts.

Utan att medge någon närmare analys av inverkan av faktorer som bergart, gradering och lagertjocklek, tycks sammanställningen peka på, att kompressionsmodulen i traktorutbredda men ej ytterligare packade sprängstensmassor av hårda och ovittrade bergarter ligger i området 20 - 30 MN/m². Kompressionsmodulen hos packade massor av denna typ är antagligen betydligt högre (Kjaernsli, 1962). Sprängstensmassor av hållfasthetsmässigt sämre bergmaterial som skiffer, kalksten och sandsten visar sig kunna få kompressionsmoduler på upp till 60 MN/m² eller högre om de packas effektivt med vibrationsvält.

Å andra sidan demonstrerar resultaten från Venemodammen att kompressionsmodulen kan bli mycket låg, trots packning med vibrationsvält. I detta fall var fyllningsmaterialet välgraderad tunnelskärv av fyllit och granitisk gnejs. Massorna utlades och packades dels i 1,5 m vattenspolade lager, dels i torrhet i 1 m lager (vintertid) (Holestöl *et al.*, 1965). Den höga kompressibiliteten kan troligen förklaras av dålig djupverkan hos välten, orsakad av att massorna var relativt mjuka och välgraderade och krossades kraftigt i ytan. Detta

TABELL 1. Sammanställning av egenskaper hos sprängstensfyllningar enl. FIGUR 13.

Beteckning i FIGUR 11 och 13	Damm (Referens)	Bergart	Korngradering d 10 d 60 d max mm	Lager- tjocklek m	Packning (Utöver arbetsmaskiner)	Vattning	Medel- densitet t/m ³	M MN/m ²
■	Messaure (Bernell, 1964)	Gränit	1000	1,5	Ingen	Ja	-	20-25
△	EL Inffernillo (Marsal & Arellano, 1967)	Konglomerat, diorit	600	0,6-1,0 2-2,5	Ingen	Nej	1,85	60 ^{xx}
▲					Ingen	Nej	1,76	20-35
○	Bjurfors Nedre (Forssblad, 1960)	Granitisk gnejs (tunnelskärv)	800	2,0	Ingen	Ja	1,97	20-30
□	Cougar (Basgen, 1964)	Basalt		0,6	8,6 t vibrationsvält 4 överfarter	Nej	1,82	25-50
▽	Venemo (Holestöl, et al, 1964)	Fyllit (tunnelskärv)	400	1,5	8 t vibrationsvält 10 överfarter 15 överfarter	Ja	1,84	11-27
▼	Rama (Pavlovic & Katalinic, 1970)	Kalksten	1300	1,5	10,5 vibrationsvält	Ja	2,10	30-100
●	Akosombo (Chan, 1964)	Kvarsit	700	0,9	3,5 vibrationsvält 4 överfarter	Ja	1,95	25-35
◆	Scammonden (Penman, Burland & Charles, 1971)	Sandsten		1,0	11,5 vibrationsvält 5 överfarter	Nej	2,12	20-30

x) värden efter vattenspolning på ytan, annars 20 - 40 MN/m²

xx) för överlagringstryck understigande 1,2 MN/m²

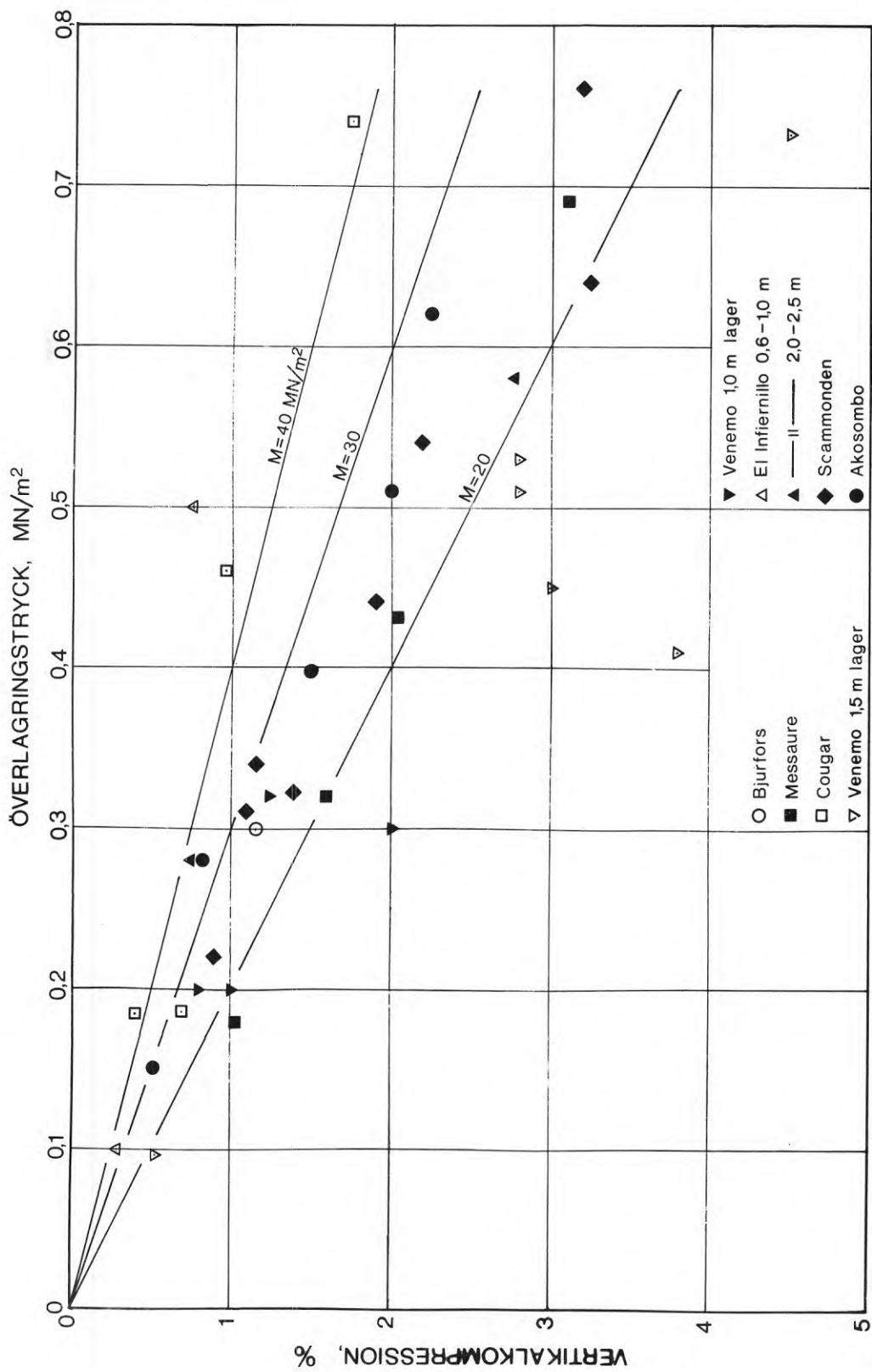


Fig. 13. Sammansättning av momentan vertikalkompression som uppmäts i damkroppar av lagerutbredda sprängstensmassor. Data om fyllningarna framgår av Tabell 1.

Fig. 13. Instantaneous vertical compression recorded in rock fill dams where the fill was spread by bulldozer. Data concerning the fills are given in Table 1.

torde ha gett kraftig dämpning av vibrationsenergien vilket inneburit att de använda lagertjocklekarna var för stora, jfr FIGUR 11 och avsnitt 3.3.2.

Sättningsmätningarna i Venemodammen visade vidare en plötslig ökning av kompressionen vid kraftig vattenspolning av den utlagda fyllningen. Denna kompressionsökning inträffade också i de partier som utlagts under vattenspolning, vilket indikerar att tidigare vattenmättat material fått ytterligare hållfasthetsreduktion vid förnyad vattenpåverkan.

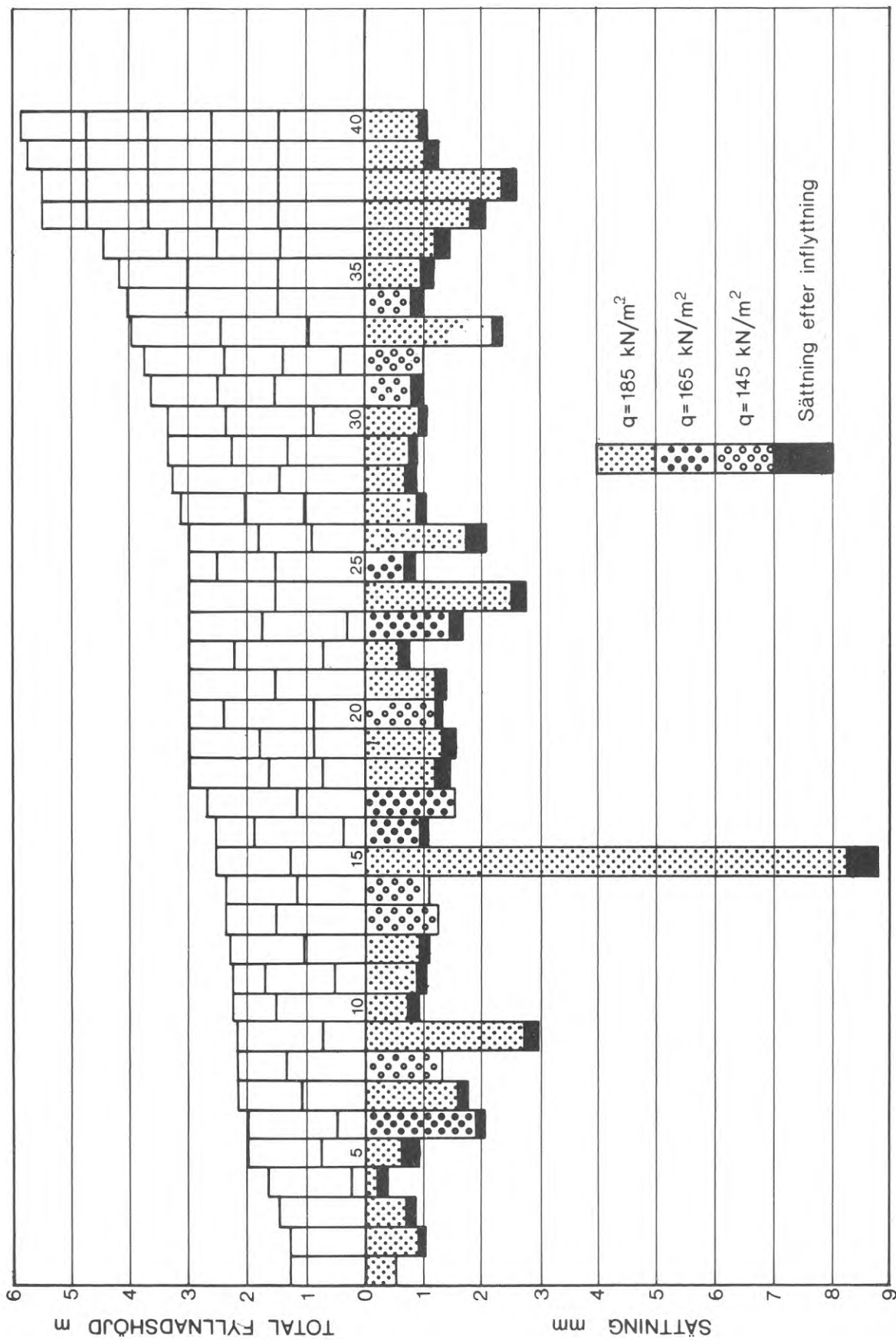
Ytterst få mätningar av långtidsrörelser i traktorutbredda sprängstensfyllningar har rapporterats. Hellström (1955) och Kjaernsli (1962) redovisade rörelser som var praktiskt taget noll i packade stensprängsfyllningar. Långtidsrörelserna i opackade lagerutbredda fyllningar synes enligt Sowers *et al.* (1965) och Marsal & Arellano (1967) utbildas i proportion till logaritmen för tiden som förflutit sedan fyllningen färdigställt. Storleken på kompressionen var i dessa fall $0,5 - 1^0/00$ vid en fördubbling av tiden.

4.2 Sättningar hos grundplattor

Som nämnts i avsnitt 1 har på senaste tid sprängstensfyllningar allt mer utnyttjats som grunder för hus. Det hör emellertid till ovanligheterna att grundernas kvalitet kontrolleras genom sättningsobservationer i uppförda hus. Veterligen har detta i vårt land endast förekommit i nämnvärd skala i Ormingeområdet öster om Stockholm (Busk, 1972). I övrigt har vissa mätningar utförts i Gårdsten, Göteborg. Några kontroller med avvägning av ingjutna dubbar har också utförts (Cadling *et al.*, 1965). Sättningskontroll genom avvägning ger emellertid en i förhållande till rörelsernas storlek alltför dålig noggrannhet vilket också de sistnämnda försöken visade.

Inom Ormingeområdet har uppförts ett 150-tal flerfamiljshus, dels lamellhus i 2 våningar, dels 3-5 våningars punkthus. Husen som är uppbyggda av förtillverkade element och i allmänhet saknar källare har i de allra flesta fall grundlagts med plastgjutna grundplattor på packad sprängbotten eller upp till 6 m tjock packad sprängstensfyllning. Vid de senast anlagda delarna av området har sprängstenen utbretts med traktor i 0,5 - 1,5 m tjocka lager, vilka sedan packats utan vattenspolning med minst 10 överfarter av 5 - 5,6 vibrationsvält. Inom dessa delar har en omfattande kontroll av grundplattornas rörelser ägt rum (Busk, 1972). Bergarten är en grå, ovittrad gnejs och största stentvärmåttet har fått uppgå till 1 m. Efter packning av det översta sprängstensskiktet har utlagts 0,1 m samkross eller naturgrus 0-30 mm som sedan också packats. Sättningarna har uppmätts i totalt ca 40 mätpunkter i kantplattor och inre grundplattor i husen. Fyllningsmaktigheten vid mätpunkterna varierande mellan 1,3 och 5,9 meter (ca 75 % mellan 2 och 4 m). Sättningsmätarna utgjordes av ett stål som borrhats genom fyllningen och injekterats fast i berget. Stålet kunde passera fritt genom grundplattan i ett ingjutet öppet rör. På detta rör monterades en mätklocka som som alltså visade plattans vertikalarörelse i förhållande till det nerborrade stålet. Kantplattorna var långsträckta med bredden 0,5 - 0,7 m och de inre grundplattorna kvadratiska med sidan 1,3 m resp. 1,6 m eller rektangulära med måtten 0,8 x 1,9 m. De dimensionerande grundpåkänningarna varierade mellan 128 och 198 kN/m². Under byggnadstiden gjordes avläsningar efter montering av nya bjälklag och därefter några gånger per år. FIGUR 14.

De momentana sättningsarna är som framgår mycket obetydliga (grundplattan med den största sättningen hade av misstag gjutits mot en tjälad ytavjämning). Som jämförelse kan nämnas, att för den aktuella hustypen - som är mycket sättningskänslig -



TOTAL Fyllnadshöjd m

SÄTTNING mm

$q = 185 \text{ kN/m}^2$

$q = 165 \text{ kN/m}^2$

$q = 145 \text{ kN/m}^2$

Sättning efter inflyttning

Fig. 14. Sättningar hos grundplattor på packade sprängstensmassor av granitisk gnejs, (Busk, 1972).

Fig. 14. Settlements of footings on compacted blasted rock fills of granitic gneiss (Busk, 1972).

kan differenssättningar på 25 mm tillåtas utan risk för stom-
mens stabilitet. Differenssättningar under 13 mm bedöms
inte ge upphov till någon underhållskrävande sprickbildning.

De registrerade långtidssättningarna, som avser en tidperiod
av omkring två år, uppgår till högst till några tiondels milli-
meter, FIGUR 14. Även dessa är således oskadliga från bygg-
nadsteknisk synpunkt.

För att ge underlag för sättningsberäkning vid plattgrundlägg-
ning på packad sprängstensfyllning utförde Busk (1967) belast-
ningsförsök med två förtillverkade ϕ 0,6 och ϕ 1,0 m grund-
plattor på bland annat sprängstensfyllning av ovittrad granitisk
gnejs. Belastningen påfördes med en 3,0 MN domkraft place-
rad mellan grundplattan och en 4 m lång balk som vid ändarna
var fäst med två vertikala dragstag i berg.

Sprängstensytan tätades med fin skärv och 0,01 m stenmjöl
innan plattan lades på plats. Plattförsöken utfördes på mycket
välgraderade sprängstensmassor med $C_u = 100$ som utbretts
med traktor i 1,5 m lager, samt på mera ensgraderade massor
($C_u = 25$) utlagda med grävmaskin i två 0,75 m eller ett 1,0 m
lager. Massorna utlades utan vattning.

I FIGUR 15 visas last-deformationskurvor för ϕ 0,6 m grund-
plattan på traktorutbredda 1,5 m lager, dels opackade, dels
packade med tio överfarer med en 3,5 t respektive en 5 t
vibrationsvält. Det kan nämnas, att vid packningen blev me-
delsättningen 4,0 cm resp. 6,0 cm för respektive vält, mot-
svarande 2,7 % resp. 4 % av lagertjockleken. Trots detta
gav plattförsöken inom de två områdena i medeltal samma re-
sultat, FIGUR 15 (b) och (c). I den opackade delen av spräng-
stenslagret blev sättningarna hos plattan större, FIGUR 15 (a).

Av de massor som lades ut med grävmaskin visade de helt opackade mycket hög kompressibilitet, medan de som packats i 0,75 m lager hade ungefär samma egenskaper som de tidigare nämnda traktorutbredda och packade 1,5 m lagren, FIGUR 15.

Utläggning- och packningsförfarandet för sprängstensfyllningarna i Orminge var samma som vid de tre plattförsöken i FIGUR 15 (c), varför man med hjälp av dessa försöksresultat borde kunna förutsäga sättningarna för husen i Orminge. I verkligheten satte sig husfundamenten betydligt mindre än försöksplattorna, jfr FIGUR 14. Huvudorsaken till detta torde ha varit kompression i avjämningsskiktet mellan den lösa försöksplattan och stenfyllningen, ett skikt som saknades under grundplattorna i Orminge.

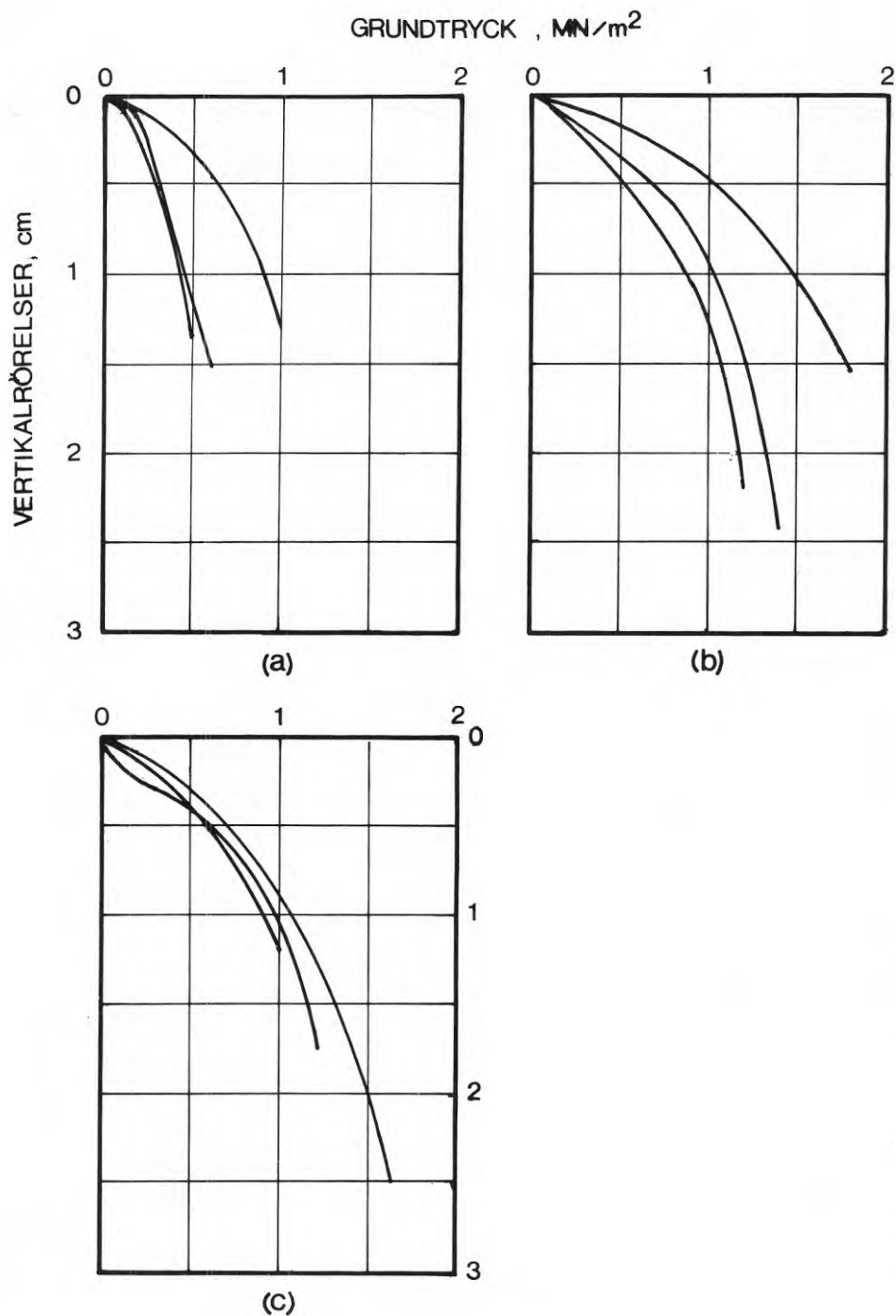


Fig. 15. Resultat från 9 plattförsök på sprängstensfyllning av granitisk gnejs, traktorutbredd utan vattning i ett 1,5 m lager. Diagrammen avser packning med
 a) endast traktorutbredning
 b) tio överfarer med en 3,5 t vibrationsvält
 c) tio överfarer med en 5 t vibrationsvält. Försöken utfördes med förtillverkade betongplattor \varnothing 0,6 m. Efter Busk (1967).

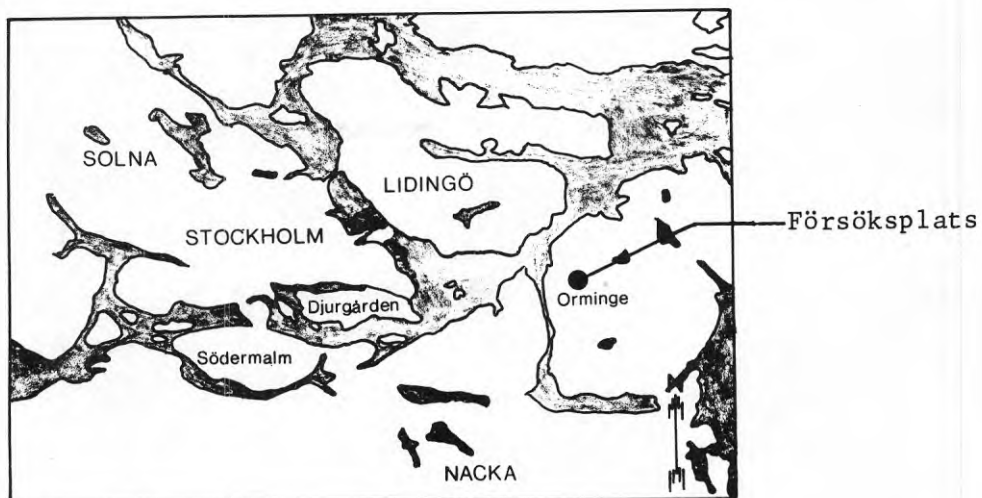
Fig. 15. Results from 9 plate tests on blasted rock fill consisting of granitic gneiss spread by bulldozer without watering in one layer 1.5 m thick. The diagrams refer to compaction with
 a) only spreading by bulldozer
 b) ten passes with a 3.5 ton vibratory roller
 c) ten passes with a 5 ton vibratory roller. The tests were made using prefabricated concrete slabs 0.6 m in diameter. According to Busk (1967).

5 EGENA FÖRSÖK

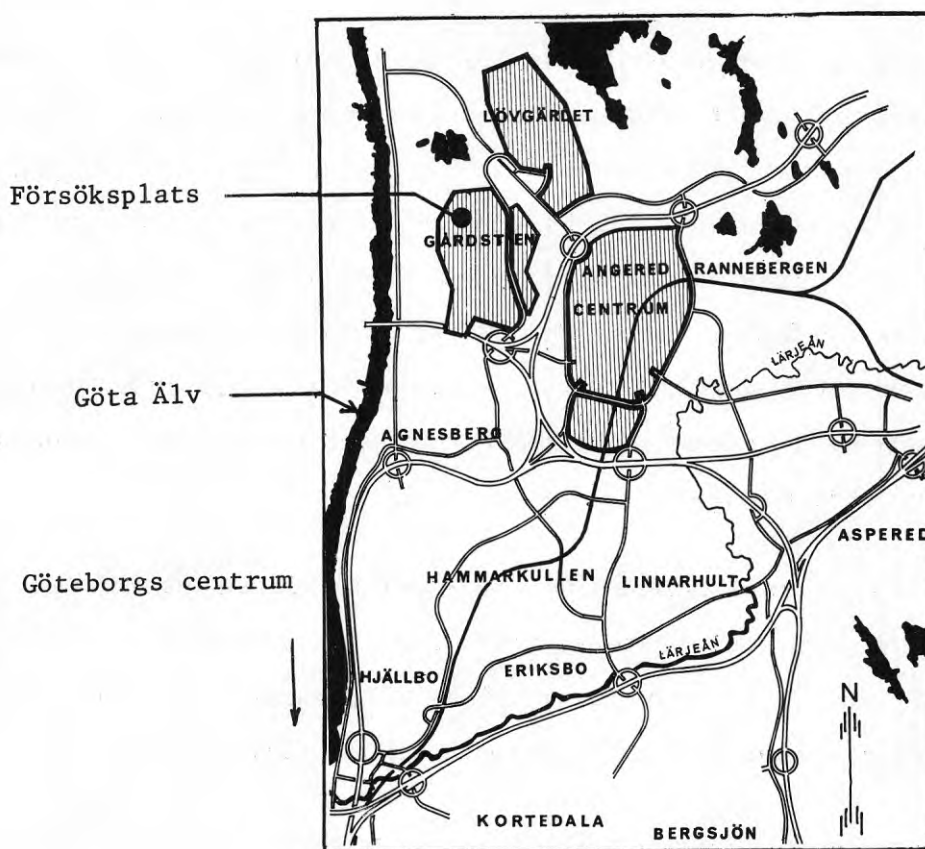
5.1 Inledning

De egna undersökningarna har i huvudsak bestått i studier av arbetsteknik vid sprängnings-, utfyllnings- och packningsarbeten, kontroll av fyllningsmassornas egenskaper, belastningsförsök på sprängstensfyllningar samt uppföljning av långtidsrörelser i grundplattor i hus som uppförts på försöksplatserna i Orminge och Gårdsten. Vidare har prover av sprängstensmaterialen studerats på laboratoriet vid institutionen för geoteknik, CTH med avseende på mineralsammansättning och andra egenskaper hos kornen samt deformationer vid skilda typer av belastningar på material i modellskala.

Vårvintern 1970 inleddes fältundersökningar i Orminge, cirka 15 km öster om Stockholms centrum, FIGUR 16 (a). Sedan tre år hade då omfattande arbeten pågått med sprängning och utfyllning av sprängstensmassor inom området. Sättningskontroller i hus som grundlagts på fyllningarna hade också utförts, jfr FIGUR 14. Till en början utbreddes och packades sprängstenen i 1,0 m lager varvid sättningarna blev mycket obetydliga. För att öka fyllningskapaciteten ändrades senare lagertjockleken till 1,5 m. Denna utläggningsmetodik visade sig också ge fyllningar med mycket låg kompressibilitet. Med anledning härav önskade entreprenören (Ohlsson & Skarne AB, Stockholm) studera en förenklad utläggningsmetod där packning endast används på översta sprängstenslagret. Två husgrunder - den ena utlagd som tidigare inom området, den andra enligt den förenklade metoden - iordningsställdes ett halvår tidigare än planerat för att tjäna som försöksplatser. Förutom kontroll av densitet, korngradering och packning i sprängstensmaterialet utfördes sexton provbelastningar av betongplattor på de två grunderna. Hösten 1971 byggdes hus på



(a)



(b)

Fig. 16. Försöksplatsernas lägen (vid markeringarna)
 a) Orminge, Stockholm
 b) Gårdsten, Göteborg.

Fig. 16. The locations of the test sites
 a) Orminge, Stockholm
 b) Gårdsten, Gothenburg.

vardera grunden. Långtidssättningarna i grundplattorna har därefter noggrant följts.

Hösten 1969 startade en fältundersökning i Gårdsten i nordöstra Göteborg, FIGUR 16 (b). I stadsdelen har omkring en miljon kubikmeter berg sprängts, och den erhållna sprängstenen har till stor del använts som fyllningsmaterial för husgrunder. Därvid har gällt att lagertjockleken ej fått överstiga 1,0 m och vid stora fyllningshöjder har endast de översta lagren till 3,0 m djup tillåtits bestå av packad sprängsten, medan bottenlagren utförts med finare, krossat material. Sättningar i husen uteblev praktiskt taget helt. Byggherren (Göteborgs gatukontor) önskade därför undersöka om goda sättningsegenskaper kunde bibehållas när lagertjocklek och total mäktighet ökades. En ca 7 m hög provfyllning utlagd i 1,5 m lager utfördes och försågs med anordningar för registrering av rörelser. Utfyllnings- och packningsarbete kontrollerades noggrannt. Vidare upprättades ett belastningsprogram som innefattade att en stor ytlast lades ut i etapper på sprängstensytan, samtidigt som rörelserna i sprängstensfyllningen lästes av. Våren 1971 utfördes dessutom fyra plattförsök på försöksfyllningen.

Vid försöksplatserna i Orminge och Gårdsten insamlades cirka 2 m^3 sprängstensmaterial med kornstorlekar under 200 mm. Proverna förvarades under rumstemperatur tills laboratorieundersökningarna startades våren 1971.

För noggrann undersökning av kompressionsmodulen konstruerades en stor ringkompressometer med SG1:s stora kompressometer som förebild (Kjellman & Jakobson, 1955).

Författaren har också känt det angeläget att få upplysningar om hur sprängstensmaterial deformeras under en belastad grundplatta. För detta ändamål tillverkades en speciell ut-

rustning, i vilken rörelserna i sprängstensmaterialet kan observeras genom en vägg av plexiglas. Rörelserna vinkelrätt plexiglasväggen är förhindrade (plane strain).

Plattförsök i modellskala utfördes med små, cirkulära betongfundament gjutna mot överytan av sprängsten som inpackats i en stålcyllinder.

Försöken på laboratoriet utfördes på material med en gradering som motsvarar en tiondel av de kornstorlekar som mättes upp på fyllningsmaterialet i Orminge. I apparaterna placerades materialet i 10 ggr tunnare lager än i fält. Även modellplattorna var cirka 10 ggr mindre än de plattor som provbelastades i fält.

Slutsatser av de gjorda undersökningarna, innefattande analys av last-deformations- och krypningsförloppen samt studium av hur olika faktorer påverkat kompressionsegenskaperna, ges sist i avsnittet.

5.2 Laboratorieundersökningar

5.2.1 Kornens egenskaper

Mineralsammansättning

FIGUR 17 visar två typiska korn från de två sprängstensproverna. Sett med blotta ögat är ormingematerialet en granitisk, fin- till medelkornig gnejs med skiktvisa biotitsamlingar och med inslag av kalifältspat och kvartssliror. Gårdstensmaterialet är en gnejs, i allmänhet utan sliror och makroskopiska inhomogeniteter, men med ett rikt inslag av parallellorienterade glimmer-hornbländeskikt, vilka tenderar att bilda avlossningsytor. Ormingematerialets färgtoner varierar mellan svart (glimmer) över svagt rött (kalifältspat) till vitt (kvarts). Gårdstengnejsen är grå till gråsvart.

Ca 0,03 mm tjocka slipsnitt har gjorts av vardera provet för granskning i polarisationsmikroskop. Det skall påpekas, att det är svårt att erhålla helt representativa preparat från inhomogena bergmaterial. Några mikrobilder tagna på slipsnitt visas i FIGUR 18. Mikrobilderna visar att ormingematerialet är granitiskt, finkornigt och sprickfattigt. Strukturellt är det något anisotropt. Gårdstengnejsen är också finkornig, men kännetecknas av mer markerad strukturell anisotropi med svagt utbildade sprickplan kursande förskiffringsplanen.

På mikrobilderna har de vanligaste förekommande mineralen markerats. Mineralinnehållet, bestämt med hjälp av polarisationsmikroskopi, redovisas i TABELL 2. I ormingematerialet utgörs plagioklasmineralen främst av albit eller natriumrik oligoklas. Cirka en tredjedel av plagioklasen har omvandlats till finkornig glimmer (muskovit), s k sericitisering. I gårdstengnejsen observerades också sericitisering.

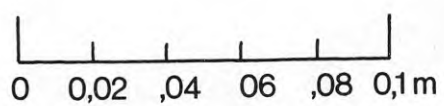
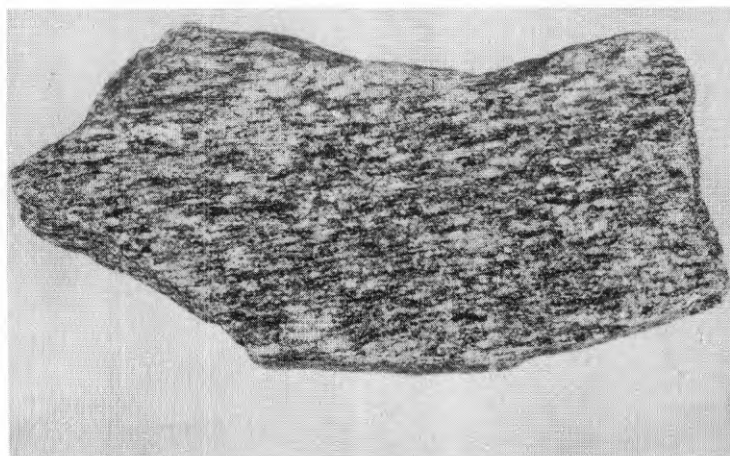
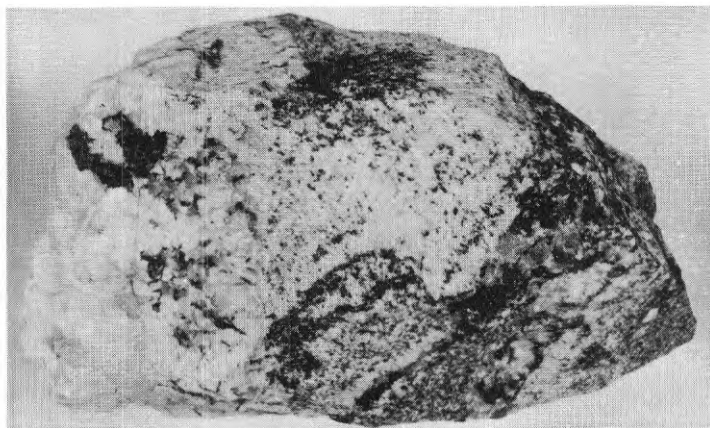


Fig. 17. Två typiska korn ur, överst, Orminge- och nederst, Gårdstensmaterialet.

Fig. 17. Two typical grains from Orminge, top, and Gårdsten, bottom.

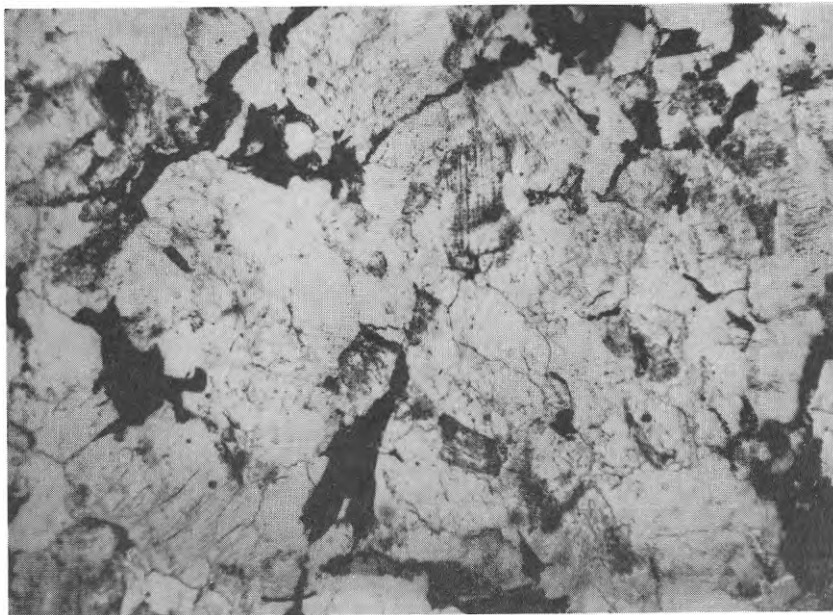
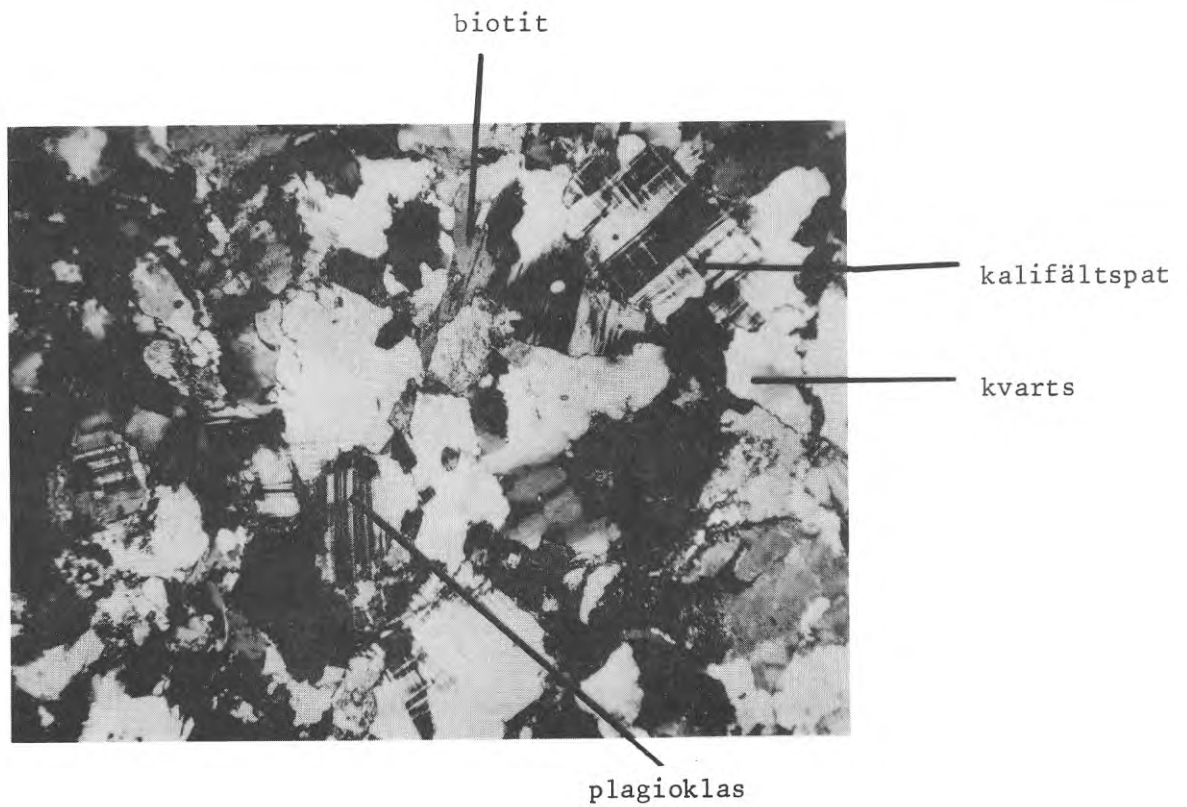


Fig. 18 a) Mikrobild från slipsnitt på orminge-
 materialet. Överst korsade nicoller. På övre
 bilden har de vanligaste mineralerna marke-
 rats. 31 ggr förstoring. Foto: fil.kand. G Berg-
 man.

Fig. 18. a) Microphotograph of polished spe-
 cimen of the Orminge material.
 The most common minerals have been mark-
 ed on the top photograph. Magnification: x31.
 Photograph by G. Bergman.

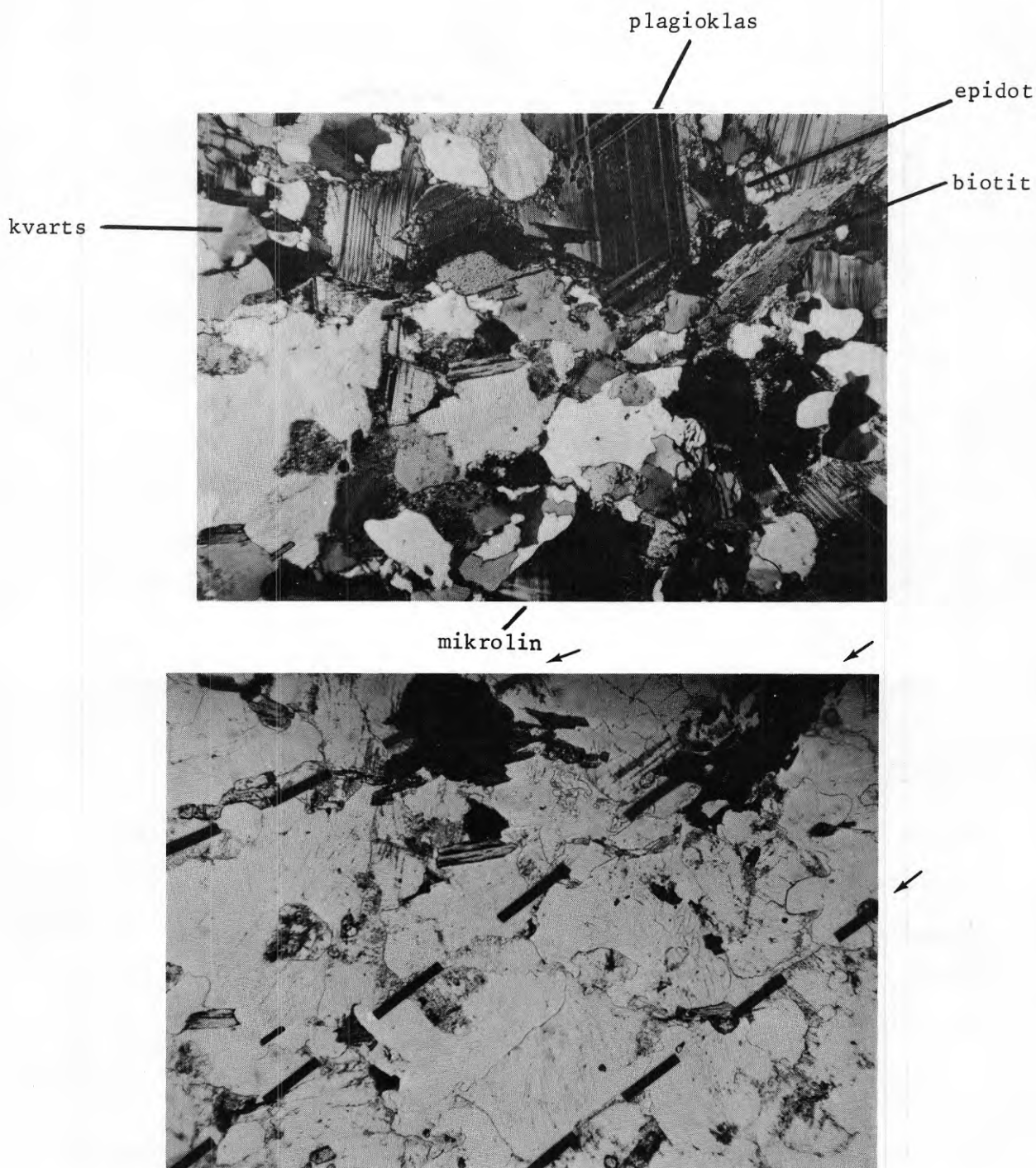


Fig. 18 b) Mikrobild från slipsnitt på gårdstensmaterialet. Överst korsade nicoller. På övre bilden har de vanligaste mineralen markerats, på nedre bilden har förskiffrighetsplan lagts in. 31 ggr förstoring. Foto: fil.kand. G. Bergman.

b) Microphotograph of polished specimen of the Gårdsten material. At the top, crushed nicol prisms. The most common minerals have been marked on the top photograph, and the bedding planes have been indicated on the bottom one. x31 magnification. Photographer: G. Bergman.

Materialet visade sig också ha relativt hög halt av biotit och epidot.

Röntgendiffraktionsanalys av malt material resulterade i ungefär samma kvalitativa och kvantitativa mineralinnehåll som den optiska analysen. Röntgendiffraktionsanalysen visade vidare att ingen omvandling till lermineral ägt rum i några material.

TABELL 2. Mineralinnehåll i de två bergmaterialen bestämt med hjälp av polarisationsmikroskopi. Enligt fil.kand. G. Bergman.

Mineral	Volymprocent	Mineral	Volymprocent
Ormingematerialet		Gårdstensmaterialet	
Kvarts	36,7	Plagioklas	30,5
Kalifältspat	33,1	Kvarts	27,9
Plagioklas	17,2	Kalifältspat	23,5
Biotit	13,1	Biotit	12,9
Malmmineral	0,6	Epidot	4,4
Muskovit	spår	Granat	0,4
Klorit	spår	Malmmineral	spår
Epidot	spår	Apatit	spår
		Klorit	spår
		Titanit	spår

Den mineralogiska sammansättningen hos de båda materialen skiljer sig alltså något. Denna skillnad bör erfarenhetsmässigt innebära, att det relativt sett mer glimmerrika och anisotropa gårdstensmaterialen dels har lägre hållfasthet, dels bildar mer avplattade stycken vid sprängning och krossning än ormingematerialet.

Kompaktdensiteten bestämdes med pyknometer på prover med olika kornstorlek:

ormingematerialet	$\rho_s = 2,70 \text{ t/m}^3$	(2,68, 2,71, 2,72)
gårdstensmaterialen	$\rho_s = 2,76 \text{ t/m}^3$	(2,76, 2,76, 2,75).

Kornhållfasthet

Vanligen uttrycks hållfastheten hos stenmaterial med sprödhetstalet eller Los Angeles-talet (Höbeda, 1966). Sprödhetstalet definieras som viktprocenten material med kornstorlek 8 - 11,3 mm som efter fallhammarförsök i en standardiserad provningsanordning kan passera 8 mm-sikten (Statens vägverk, 1970). Los Angeles-talet bestäms på prov med bestämd kornfördelning i en provningsanordning som består av en horisontell, roterande stålcylander försedd med en inre, längsgående fläns. Provet uppblandas med ett visst antal stål-kulor. Los Angeles-talet är skillnaden mellan vikten av originalprovet och material som efter tvättsiktning och torkning efter försöket passerar 1,68 mm-sikten, uttryckt i procent av originalprovets vikt.

Sprödheten bestämdes dels för det sprängda materialet, dels för material som krossats ned i käftkross ur större bergstycken. Det senare förfaringssättet används vid bestämning av bergmaterials användbarhet för vägändamål och utfördes av Statens väg- och trafikinstitut. För fraktionen 8-11,3 mm

blev sprödhetstalet

	sprängt	krossat
ormingematerial	53	39 (37, 40)
gårdstensmaterial	58	45 (45, 44).

Sprödhetstal överstigande 50 anses vara tecken på dåligt bergmaterial. Det är intressant att notera den stora skillnaden i materialegenskaper hos sprängt och krossat berg, vilken torde innebära att kompressionsegenskaperna också skiljer sig åt. Fallhammareförsök på sprängt material av storleken 11,3-16 mm gav "sprödhetstalen" (icke normerade) 57 resp. 69, vilket antyder att sprödheten ökar med kornstorleken. Liknande resultat har rapporterats av Egelstig (1970) för krossade material. Prover från Gårdsten visade efter krossning en tendens att bli något flisigare än prover från Orminge. Flisigheten var betydligt större i sprängt än i krossat material, 1,35 resp. 1,40 för orminge- och gårdstensmaterialen. Båda de krossade proven tillhör styrkegrad 1 enligt Statens vägverk (1970), dvs. högsta kvalitet.

Los Angeles-talen bestämdes på material 9,5-19,0 mm krossat i käftkross. Resultatet,

ormingematerial	23
gårdstensmaterial	31

antyder en större kvalitetsskillnad än sprödhetstalen. Som jämförelse kan nämnas, att de finska vägnormerna kräver högst 30 för beläggningar och högst 25 för bärlager.

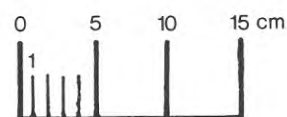
Los Angeles-tal för sprängmassor har ej bestämts.

Det strukturella utseendet hos en sprängstensmassa leder till antagandet, att de kornkontakter som i första hand blir

föremål för nedkrossning är av typen spets eller kant mot plan yta. Följande undersökning utfördes för att få upplysningar om hur kornkontakter av denna typ krossas ned under olika betingelser. Sammanlagt 12 stenar, 8 av ormingematerialet och 4 av gårdstensmaterialet, tillslipades i ett hörn till kil- eller pyramidform, varefter de ingöts i betongkuber och lagrades under skilda betingelser, se sammanställningen i TABELL 3. Orienteringen av kilarna och pyramiderna valdes slumpmässigt, utan hänsyn till svaghetsplan i bergmaterialet. Efter lagringen belastades de tillslipade "kontaktpunkterna" mot en stålplatta varvid deformationen uppmättes med mätklockor. Bergstyckena kunde under belastningen helt sättas under vatten eller ges en mycket liten vattentillsats med hjälp av en sprutflaska. Deformationerna skedde som en serie större nedkrossningar, då bergmaterialet spjälkades längs brottytor som lutade svagt mot kraftriktningen. Efter ett brott kunde lasten vanligen ökas ytterligare. Mellan brottlasterna var deformationerna i stort sett proportionella mot lasten. FIGUR 19 visar en typisk last-deformationskurva och gipsavgjutningar av bergstycket efter nedkrossningarna. När vattentillsats gjordes vid stillestånd efter en brottlast, konstaterades en krossningsökning som avstannade efter någon minut. I luftlagrade prover skedde ökningen plötsligt och det räckte att droppa litet vatten på det tryckta materialet. Tidigare vattenlagrade prover fick stå under vatten i ca tio minuter innan någon ökning av deformationen kunde noteras. Deformationstillskottet av vattenpåverkan synes ha medfört att den erforderliga lastökningen till nytt brott blev avsevärt större, dvs. en förkonsolideringseffekt.

TABELL 3. Sammanställning av bergprover för krossningsundersökningar.

Prov nr	Material	Form	Lagring	Kontaktpunktens utseende (Längdskala 1:5)	
				PLAN	SIDOVY A-A
01	Orminge	Kil	Luft		
02	Orminge	Kil	Luft		
03	Orminge	Kil	Vatten 12 dygn		
04	Orminge	Kil	Luft		
05	Orminge	Pyramid	Luft		
06	Orminge	Pyramid	Vatten 12 dygn		
07	Orminge	Pyramid	Vatten 16 dygn		
08	Orminge	Pyramid	Luft		
G1	Gårdsten	Kil	Luft		
G2	Gårdsten	Kil	Vatten 13 dygn		
G3	Gårdsten	Pyramid	Vatten 14 dygn		
G4	Gårdsten	Pyramid	Luft		



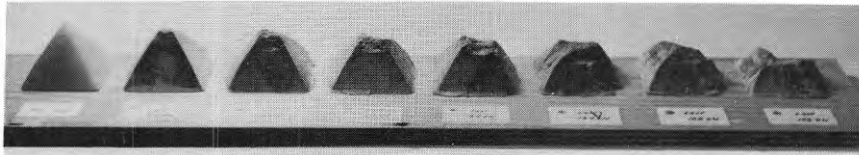
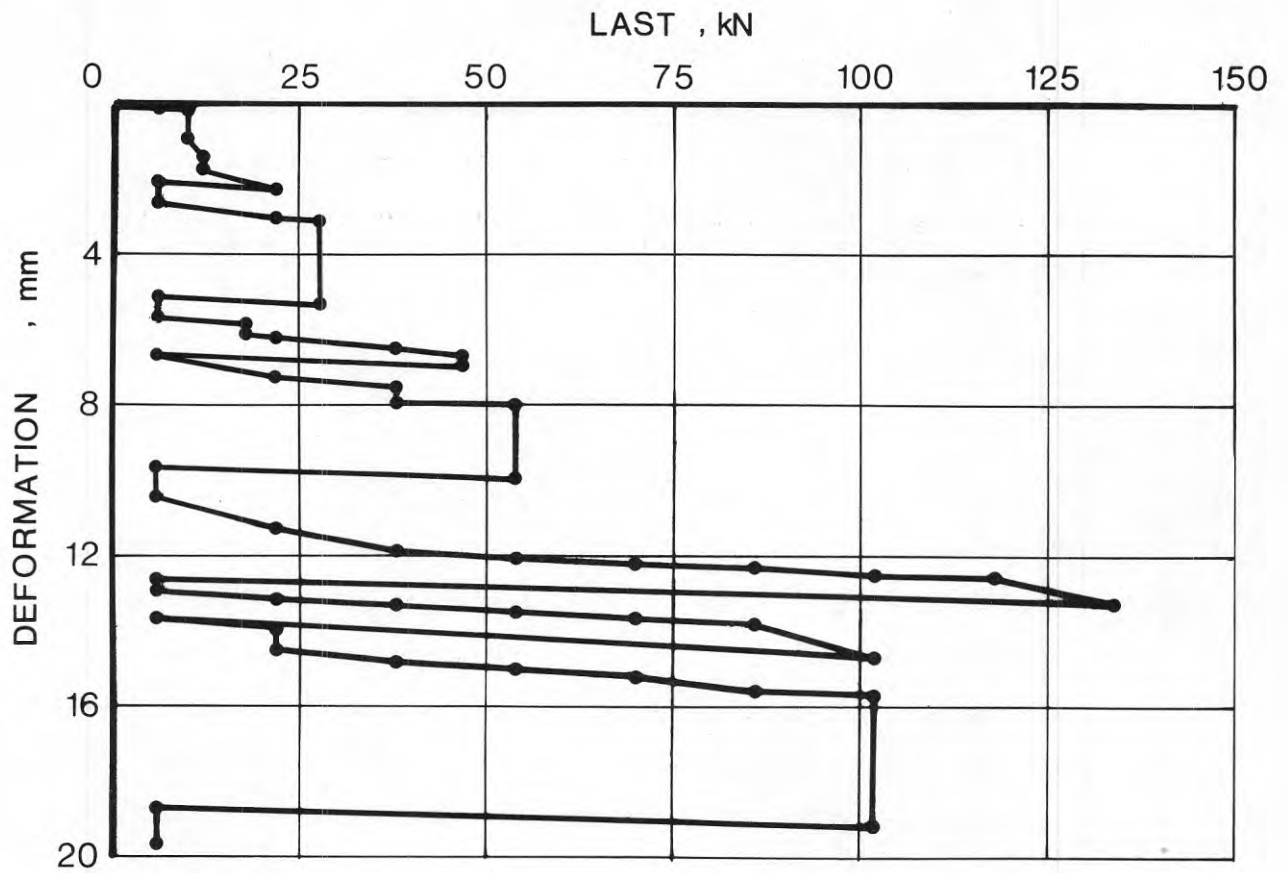


Fig. 19. Last-deformationskurva och gipsavgjutningar av bergstycket i försök 05. Gipsavgjutningarna tagna efter varje brott.

Fig. 19. Load-deformation curve and plastic badges of the piece of rock in test 05. The plastic badges were taken after each failure.

I FIGUR 20 har i ett dubbellogaritmiskt diagram samtliga brottlaster (N) avsatts mot deformationen vid brottens början (s_k respektive s_p för kilar och pyramider). Kilarnas nedkrossning kan enligt figuren beskrivas med ett potensuttryck med ekvationen

$$s_k = k_1 \cdot N^{3/2} \quad (33)$$

Spridningen kring linjen kan minskas om hänsyn tas till olika längd och toppvinkel hos kilar. Sambandet synes gälla oberoende av bergmaterial och lagringsbetingelser. Pyramidernas nedkrossning tycks också vara obetydligt påverkad av lagring i vatten men beroende av bergmaterial och spetsvinkel. För pyramider av ormingematerial med spetsvinkel omkring 70° blir enligt FIGUR 20 nedkrossningen

$$s_p = k_2 \cdot N^{5/4} \quad (34)$$

Pyramiderna av gårdstenmaterial synes ha fått ungefär dubbelt så stor nedkrossning.

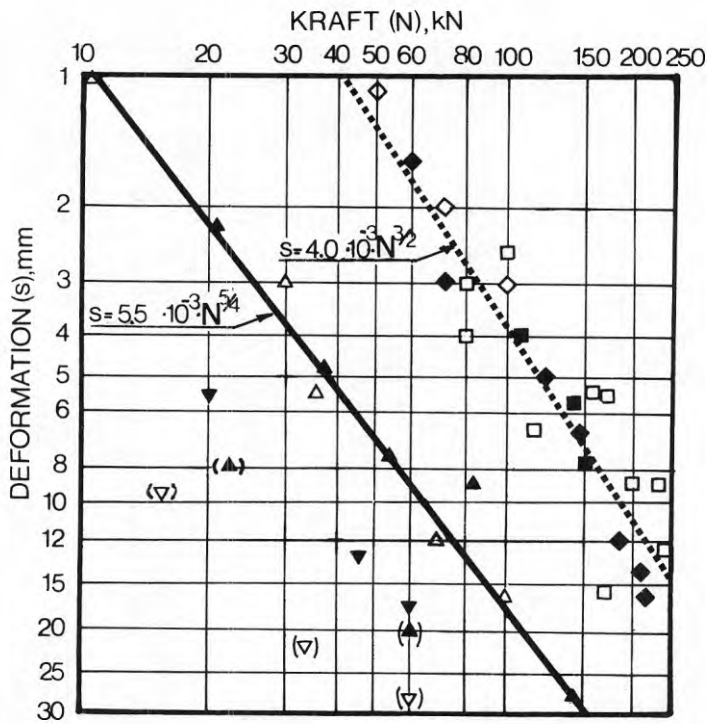


Fig. 20. Sambandet mellan kraft och deformation omedelbart innan inträffade brott under 12 försök med krossning av tillslipade kontaktpunkter.

Beteckningar:

Kilar:

- ■ ormingematerial
- ◇ ◆ gårdstensmaterial

Pyramider:

- △ ▲ ormingematerial
- gårdstensmaterial
- (▲)(△) anger mycket spetsiga pyramider (07 resp. G4).

Fyllda symboler anger att provet varit vattenlagrat innan försöket.

Fig. 20. Relation between force and deformation immediately prior to failure in 12 tests in which sharpened contact points were crushed.

Symbols:

Wedges:

- ■ Orminge material
- ◇ ◆ Gärdsten material

Pyramids:

- △ ▲ Orminge material
- Gärdsten material
- (▲)(△) Indicates pyramids with very sharp points (07 and G4).

Filled-in symbols indicate that the material had been saturated with water prior to the test.

Kornform

Kornparametrarna a , b och c för beskrivning av kornformen har angetts av Krumbein (1941). a betecknar kornets största mått (längd), b största bredden på den största projektionsytan vinkelrätt a och c kornets största tjocklek, uppmätt vinkelrätt mot såväl a som b , se FIGUR 21 (a).

Sfäriciteten (ψ) är det allmännaste måttet på kornets form och definieras som förhållandet mellan geometriska mediet av partikelparametrarna ($\sqrt[3]{a \cdot b \cdot c}$) och den största parametern (a), eller

$$\psi = \frac{\sqrt[3]{b \cdot c}}{a} \quad (35)$$

Kubformade eller sfäriska korn får sfäriciteten 1, medan utpräglad skivformiga korn får värden i närheten av noll. För vartdera av de två aktuella sprängstensmaterialen bestämdes ψ på 100 korn. Frekvensfunktion över ψ ges i FIGUR 22. Medelvärdena blev 0,680 för orminge- och 0,627 för gårdstensmaterialet.

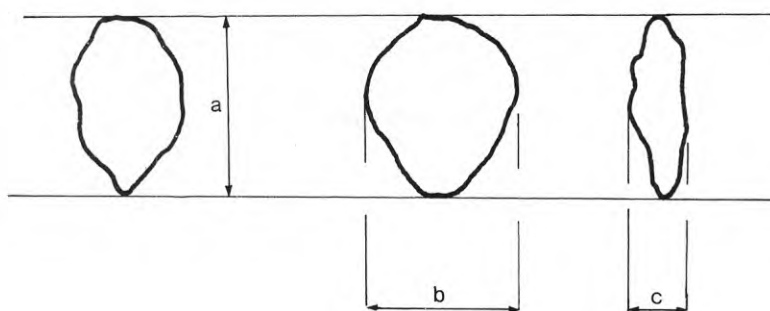
Ett mått på hur mycket kornen volymsmässigt avviker från sfärisk form är den så kallade formkoefficienten (Fumagalli, 1969)

$$\Pi = \frac{\sum \frac{W_i}{\rho_s}}{\sum \frac{\pi}{6} \cdot a^3} \quad (36)$$

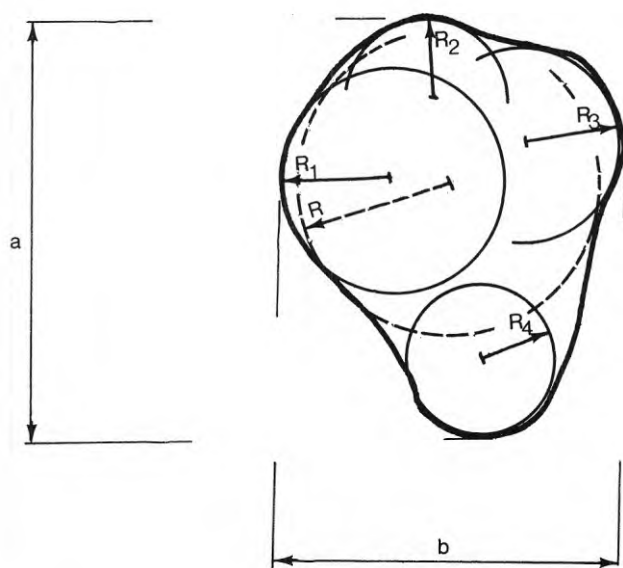
där W_i är vikten av ett korn med största måttet a . För 100 korn av vartdera materialet erhöles

ormingematerialet $\Pi = 0,218$

gårdstensmaterialet $\Pi = 0,163$



(a)



(b)

Fig. 21. a) Kornformsp parametrarna a , b och c enligt Krumbein (1941). a är största dimensionen, b är det största breddmättet på största projekti onsytan vinkelrät mot a och c det största breddmättet då partikeln med a som axel vrids 90° från det läge som visar mättet b .

b) Radierna R_i och R för bestämning av rundningsgrad enligt Wadell (1932).

Fig. 21. a) Grain shape parameters a , b and c according to Krumbein (1941). a is the largest dimension, b the largest width dimension on the largest projection area at right angles to a , and c the largest width dimension obtained when the particle is rotated, around a as an axis, through 90° from the position giving the dimension b .

b) The radii R_i and R for determination of the degree of roundness, according to Wadell (1932).

Det förra materialet har alltså en mer sfärisk kornform.

Rundningsgraden (Wadell, 1932) anger kantigheten hos kornen

$$\frac{\Sigma\left(\frac{R_i}{R}\right)}{N} \quad (37)$$

jfr FIGUR 21 (b).

där N är antalet hörn när kornet observeras i c-riktningen

R_i är krökningsradien hos hörnen

R är radien hos största inskrivna cirkeln i observationsplanet.

Rundheten bestämdes på ca 25 korn ur vardera sprängstensmaterialet. Medeltalet blev 0,33 för båda materialen. Frekvensfunktion återfinns i FIGUR 22.

Avplattningen är ett mått på hur skivformade kornen är och definieras med storheterna a , b och c som

$$\frac{a + b}{2c} \quad (38)$$

Resultat från inmätning av 100 korn visar medelvärdena 2,1 respektive 2,3 för orminge- och gårdstensmaterialen, FIGUR 22.

Flisigheten uttrycker förhållandet mellan kornets bredd och tjocklek, eller med ovan definierade mått,

$$\frac{b}{c} \quad (39)$$

Som resultatet i FIGUR 22 anger, är flisigheten praktiskt taget densamma för sprängstensmaterialen, med medelvärdet omkring 1,8.

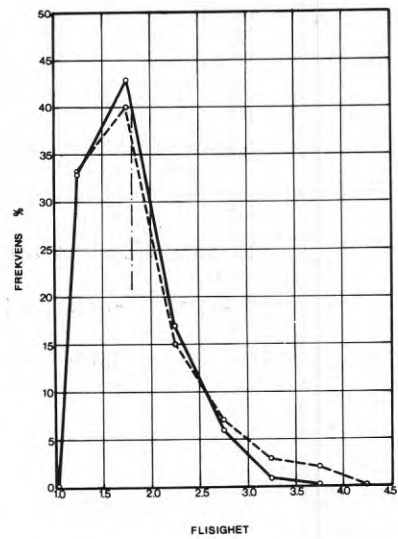
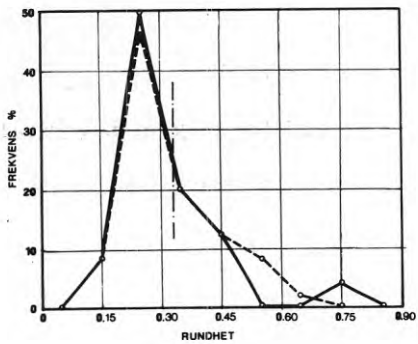
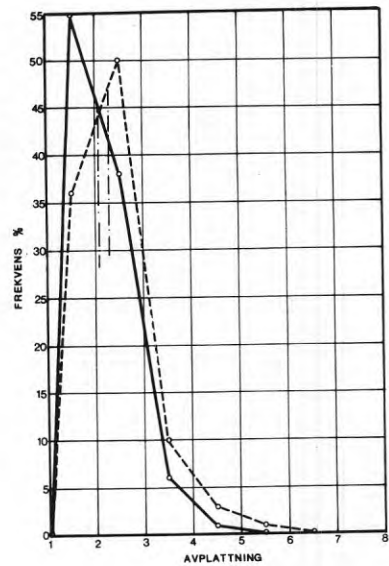
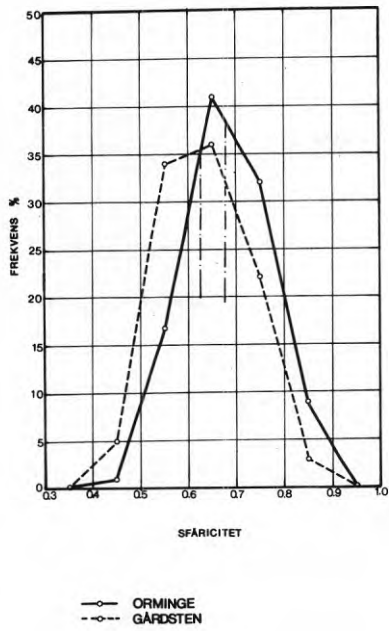


Fig. 22. Frekvensfunktioner för sfäricitet, rundhet, avplattning och flisighet för orminge- och gårdstensmaterialen, samt beräknade medelvärden. Bestämningen av rundhet gjord på 25 korn, övriga parametrar på 100 korn av vardera materialet.

Fig. 22. Frequency functions for sphericity, roundness, flatness and flakiness for the material from Orminge and Gårdsten, and the calculated means. Determinations of roundness made on 25 grains and the other parameters on 100 grains of each material.

5. 2. 2 Deformationer under olika belastningsförhållanden

Kompressionsförsök

Kompressometern som visas i FIGUR 23 består av femton 46 mm höga stålringar, staplade på varandra med 4 mm mellanrum mellan varje ring, vilket ger provhöjden 0,75 m. Ringarna är svarvade till inre diametern 700 mm och godstjockleken 15 mm. Belastningen påföres provet med en hydraulisk domkraft och ett kraftigt trycklock av stål. Vertikal-kompressionen uppmäts mellan de näst yttersta ringarna i fyra punkter och mellan de ringar som bestämmer provets nedre, mittersta resp. övre tredjedel i vardera två punkter. Horisontaltrycket i provet kan uppmätas på tre nivåer i provet. Kompressometerväggen är i det närmaste helt stel i horisontal-talled men ger samtidigt ett försumbart motstånd mot vertikalkompression av provet. Med en plastfolie som uppspänns mot kompressometerns insida kunde vid försöken jordmaterialet helt förhindras att tränga ut i mellanrummet mellan ringarna.

Vid inpackningen av provet styrs ringarna av 4 mm stål mellanlägg och fyra vertikala gejdor. Proven ifylldes i fem lager som packades med 100 slag av en 12 kg handstamp eller med en 65 kg vibratorplatta under 1 minut (dynamisk kraft ca 10 kN). Två torra prover från vardera Orminge och Gårdsten, alla med kornfördelningskurva enligt FIGUR 24, undersöktes vid de nämnda inpackningsmetoderna. Kornfördelningen motsvarar en förminskning av stenstorlekarna i fyllningarna i Orminge, FIGUR 33, tio ggr. Utgångsdensiteterna

		handstamp		vibratorplatta	
	försök	densitet	portal	försök	densitet portal
ormingematerialet	8	1,97	0,37	11	2,00 0,35
gårdstensmaterialet	9	1,98	0,40	10	2,02 0,37

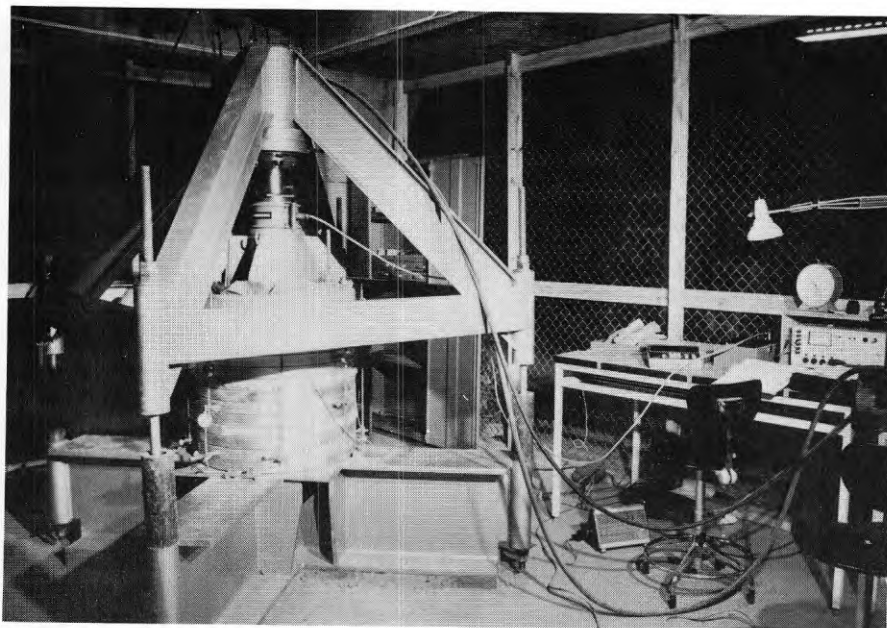
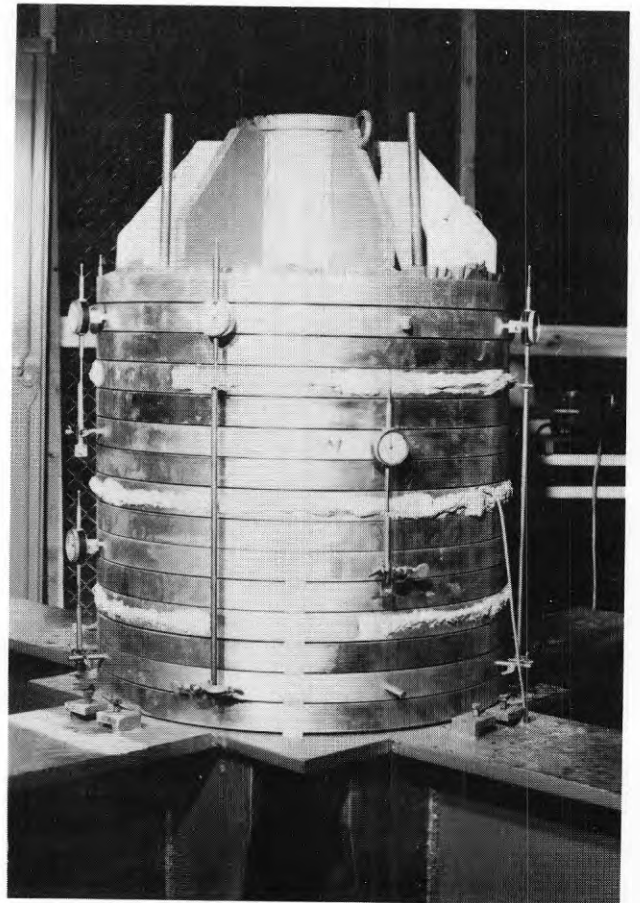
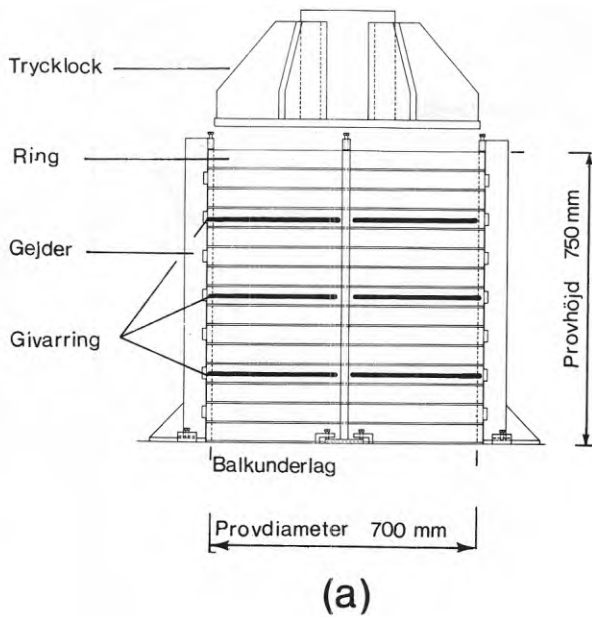


Fig. 23. Ringkompressometern.

- a) Vy i skalan 1:20, där mätklockorna utelämnats. Med givar-ring avses ring för horisontaltryckmätning.
 b) Fotografi, där mätklocksarrangemanget framgår. Gejdrarna borttagna.
 c) Totalvy över försöksanordningen.

Fig. 23. The ring compressor.

- a) View to scale 1:20 with the dial gauges omitted. The term 'givar-ring' (sensor ring) indicates ring for measurement of horizontal pressure.
 b) Photograph showing arrangement of dial gauges. The guides have been removed.
 c) Overall view of the test ring.

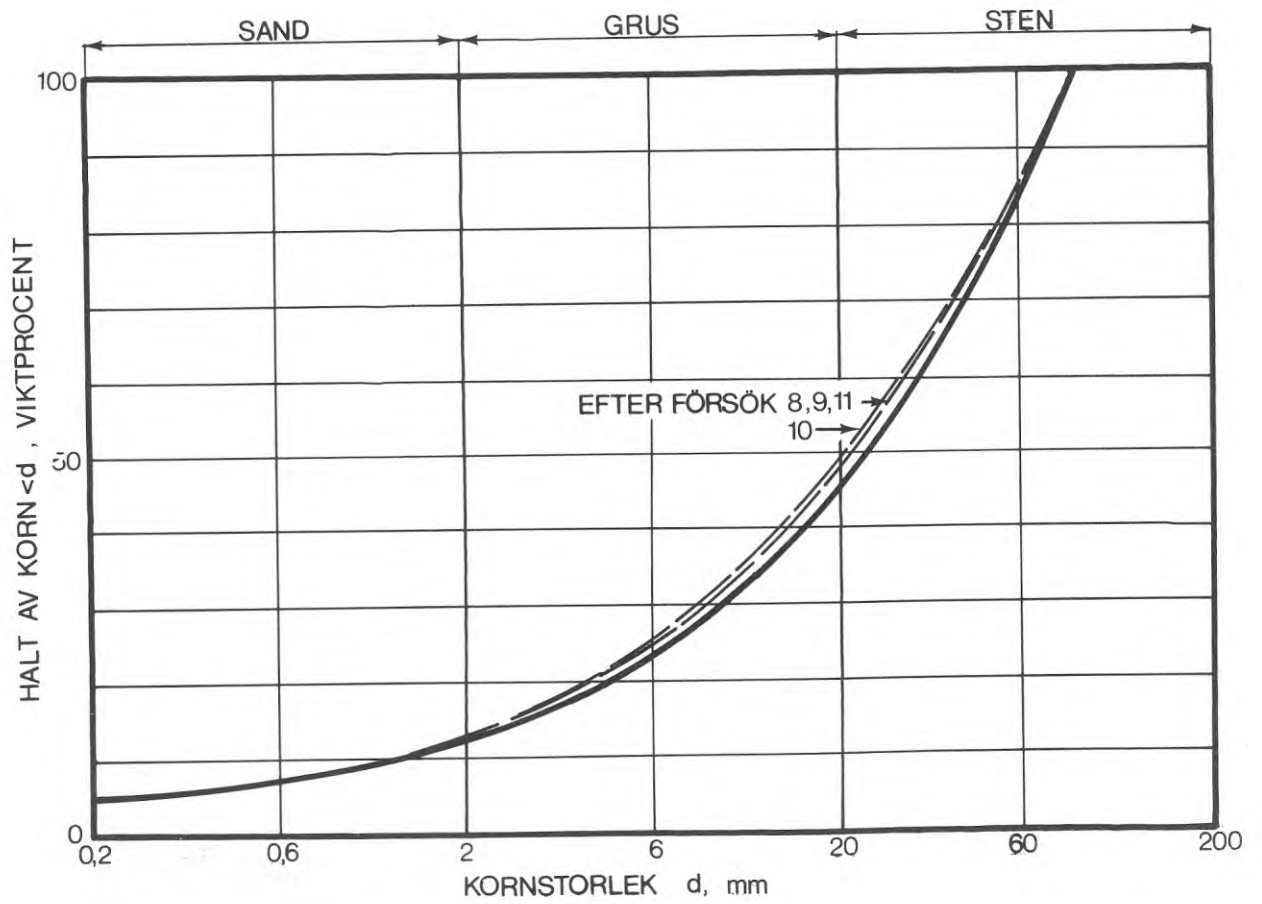


Fig. 24. Kornfördelningskurva för sprängstensmaterialen vid laboratorieundersökningarna. Kornfördelningen motsvarar stenstorlekar som är en tiondel av de i sprängmassorna i Orminge, Fig. 33. - - - - - anger kornfördelningen efter kompressionsförsöken.

Fig. 24. Grain size distribution curve for the blasted rock material used in the laboratory tests. The distribution applies to grain sizes which are one-tenth of those used in the fill at Orminge, Fig. 33. - - - - - indicates the particle size distribution after the compression tests.

För att undvika spänningskoncentrationer och nedkrossning under stämpeln, göts en betongavjämning mot överytan. Försöket inleddes med en liten vertikalbelastning (26 kN/m^2), då gejdtrar och mellanläggsbrickor togs bort och mätklockor och givarringar nollavlästes. Belastningen pålades stegvis i tre cykler upp till ca $2,5 \text{ MN/m}^2$. Vid varje laststeg avlästes deformationen mellan näst översta och näst understa ringen efter 1/2, 1, 2, 4 och 8 minuter. Lastkompressionskurvorna, FIGUR 25, har till en början en svagt nedåtkrökt form som så småningom övergår i en rät linje för att vid de högsta lasterna kröka av uppåt. Den senare effekten uppträdde vid så stora deformationer, att ringarna börjat gå ihop, och kan delvis förklaras av den ökande väggfriktionen. Kompressionsmodulen ($\frac{d\sigma_1}{d\epsilon}$, tangentmodul) vid vertikalspänningen 0, 0,5 och

1 MN/m^2 har sammanställts nedan

	försök	$\sigma_1 \text{ MN/m}^2$		
		0,03	0,5	1,0
ormingematerial handstamp	(8)	90	75	80
vibratorplatta	(11)	175	140	120
gårdstensmaterial handstamp	(9)	80	55	50
vibratorplatta	(10)	165	130	105

Vid fyra laststeg - 420, 840, 1260 och 1680 kN/m^2 - utsträcktes belastningstiden tills krypningshastigheten hade avtagit till 0,01 mm på 5 minuter. De registrerade krypningsförloppen som återges i FIGUR 26 visar, att rörelserna, avsatta mot logaritmen för tiden, i stort sett följer räta linjer med större lutning ju större belastningen är. Kompressionen på olika höjd i proven avlästes vid slutlasten i varje belastningscykel. Resultatet av dessa mätningar har samlats i FIGUR 27. Figuren visar, att det varit svårt att få proven homogena, särskilt ormingematerialet. Den heldragna kurvan är den tidigare redovisade kompressionen av hela provet.

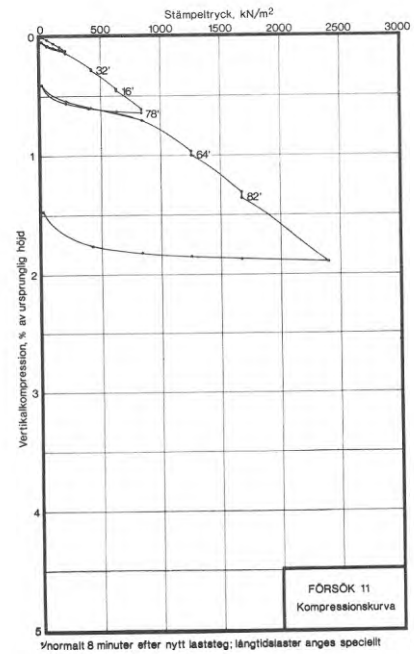
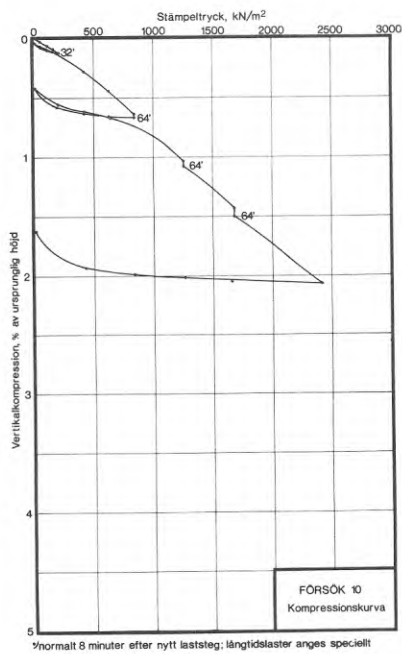
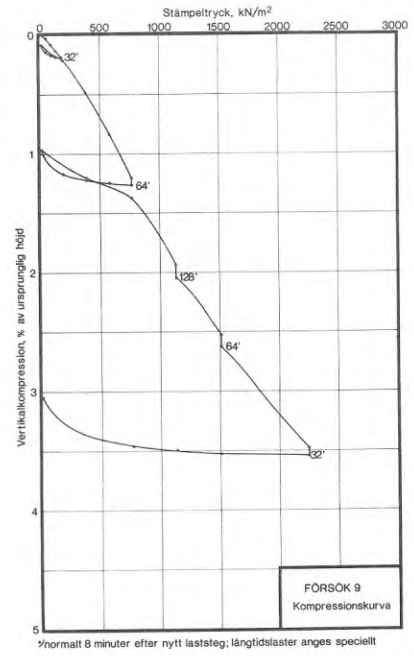
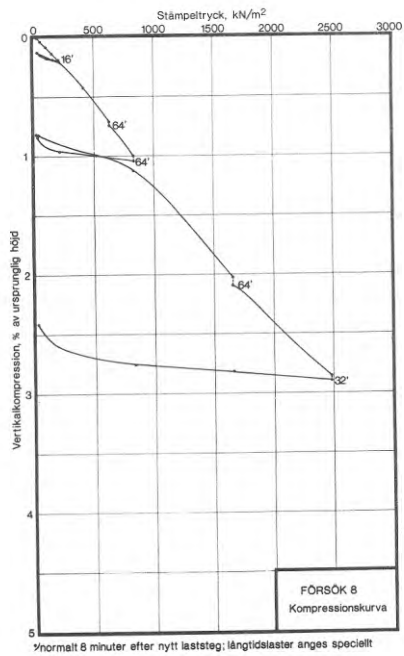


Fig. 25. Last-kompressionskurvor från de fyra försöken i ringkompressometern. De angivna deformationerna är medelvärden för de fyra mätlockorna monterade mellan näst översta och näst understa ringen.

Fig. 25. Load-compression curves from the four tests in the ring compressometer. The deformations indicated are the means of those obtained with the four dial gauges mounted between the top-but-one and bottom-but-one ring.

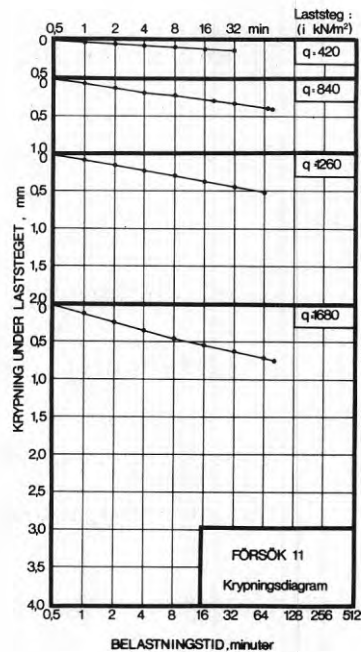
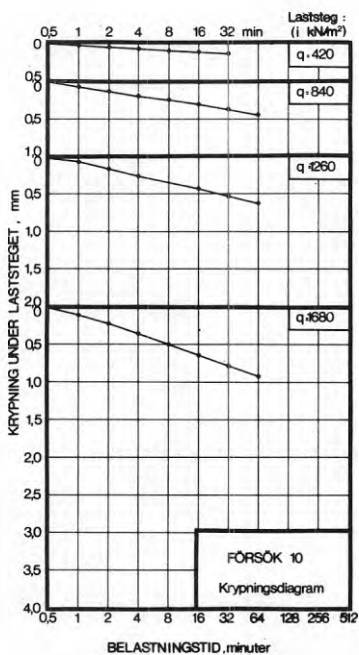
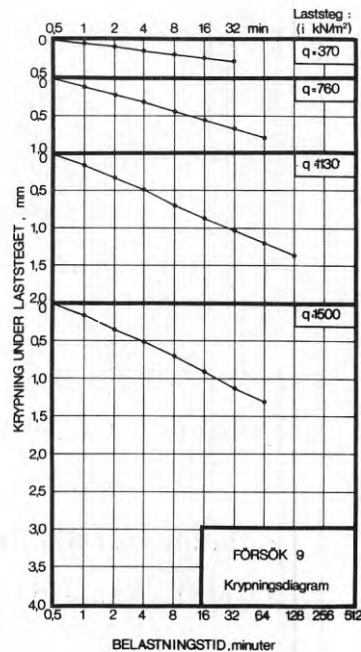
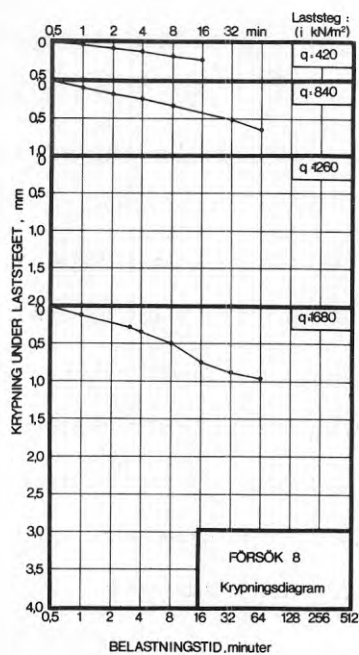


Fig. 26. Uppmätta krypningsförlopp under fyra konstanta belastningar vid försöken i ringkompressometern. De angivna rörelserna är medelvärden av klockorna mellan näst översta och näst nedersta ringen (effektiv provhöjd ursprungligen 600 mm). Rörelsen efter 0,5 min har satts = 0.

Fig. 26. Creep curves recorded under four constant loads in the ring compressometer tests. The movements indicated are the means obtained with the dial gauges between the top-but-one and the bottom-but-one ring (effective height of sample originally 600 mm). The movement after 0.5 min has been given as 0.

Horisontaltrycken framgår av FIGUR 27. I gårdstensmaterialet var horisontaltrycket vid ett visst stämpeltryck praktiskt taget detsamma på olika nivåer, medan det ökade linjärt med djupet i ormingematerialet. Orsaken torde vara, att inåtriktade skjuvkrafter som motverkar tvärkontraktionen uppstår under den råa betongöverytan. Den horisontella skjuvkraften fortplantas nedåt i provet genom låsning i kornskelettet. Ormingematerialet uppvisar bättre låsning än gårdstensmaterialet. De uppmätta horisontaltrycken är proportionella mot det rådande vertikaltrycket. Eftersom kompressometerväggen är stel, kan sidotrycken betraktas som vilojordtryck,

$$\sigma_3 = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \sigma_1 = K_0 \cdot \sigma_1 \quad (40)$$

Medelvärden av kontraktionstalet (ν) och vilojordtryckskoefficienten (K_0) framgår av sammanställningen:

	handstamp		vibratorplatta	
	ν	K_0	ν	K_0
ormingematerial	0,30	0,43	0,29	0,41
gårdstensmaterial	0,34	0,51	0,27	0,37

Vibratorpackning synes alltså något minska tvärkontraktionen vid efterföljande belastning.

Nedkrossning i proverna blev tämligen måttlig, FIGUR 24. En del av krossningen erhöles vid inpackningen. Gårdstensmaterialet tycks krossas mer än ormingematerialet, särskilt då proven packades med vibratorplatta.

Deformationer under en grundplatta

För att få upplysningar om deformationerna under ett fundament som gjutits mot en sprängstensyta, utfördes laborieförsök i en apparat vars utseende framgår av FIGUR 28. Frontväggen

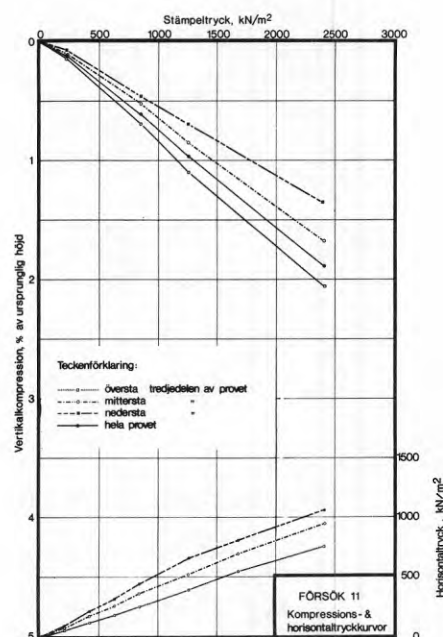
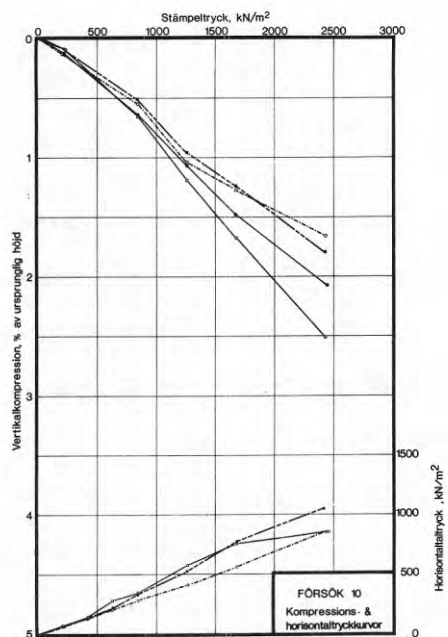
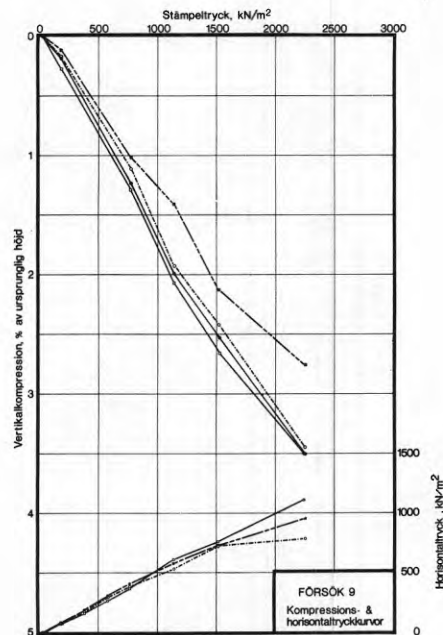
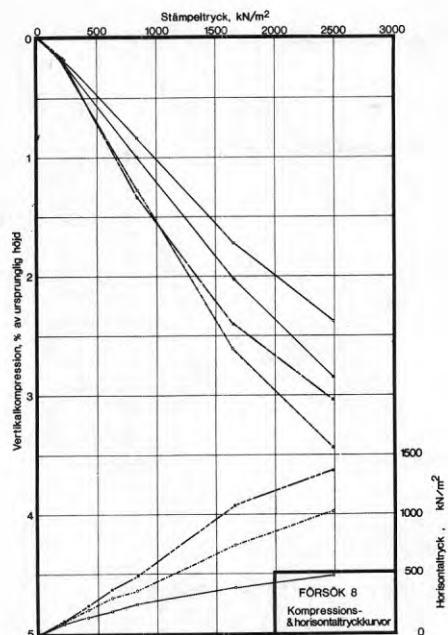


Fig. 27. Kurvor visande uppmätt delkompression och registrerat horisontaltryck på olika höjd i proven under kompressionsförsöken. Kompressionen uppmättes med två mätklockor mellan ring 2 och 6, 6 och 10 resp. mellan ring 10 och 14 med ringarna numrerade uppifrån i kompressometern (översta, mittersta resp. nedersta tredjedelen av provet). Mät-ringarna för bestämning av horisontaltrycken var placerade som ring 4, 8 resp. 12. Vid försök II användes fyra mätklockor på mittersta tredjedelen av provet. Jfr Fig. 23.

Fig. 27. Curves showing partial compression and horizontal pressure recorded at different levels in the samples during the compression tests. The compression was measured with two dial gauges between rings 2 and 6, 6 and 10 and 10 and 14, the rings being numbered from the top of the compressometer (the top, middle and bottom thirds of the sample). The rings for measurement of the horizontal pressure were Nos. 4, 8 and 12. Four dial gauges placed at the middle third of the sample were used in test 11. See also Fig. 23.

i apparaten utgörs av en 10 mm tjock plexiglasskiva medan övriga väggar är av stålplåt. För att göra apparaten styv i tvärläng är den försedd med tio kraftiga ok. Stor omsorg nedlades på att nedbringa väggfriktionen.

Material med samma kornfördelning som vid kompressionsförsöken placerades i apparaten i fyra 15 cm lager, dels utfyllda löst och dels något packade med en liten magnetvibrator. Densiteterna i t/m^3 och utgångsportalen blev

	löst utfyllt			obetydligt packat		
	försök	densitet	portal	försök	densitet	portal
ormingematerialet	1	1,77	0,53	3	1,84	0,47
gårdstensmaterialet	4	1,79	0,54	6	1,88	0,47

De uppnådda utgångsportalen var alltså betydligt högre än i kompressometern.

Efter inpackningen göts en 15 x 15 cm betongplatta i apparatens mitt. Plattan belastades stegvis med en hydraulisk domkraft högst till grundtrycket $1,2 \text{ MN/m}^2$. Last-deformationskurvor och krypningsdiagram för försök 3 och 6 framgår av FIGUR 29. Den branta, rätlinjiga sättningsskurvan bekräftar att materialet var obetydligt packat. Krypningarna var i stort sett proportionella mot logaritmen för tiden och större ju högre grundtrycket var. Deformationerna i fyllningen under fundamentet registrerades som förskjutningar mellan två 5 x 5 cm rutnät, ett fixerat vid plexiglasskivans insida, och ett som ritats på ett av de tunna plastfolieskikt som följde sprängstensmassans rörelser. Några exempel visas i FIGUR 30. Omlagringar i kornskelettet började omedelbart när belastningen lades på och plattan rörde sig som en stämpel ner i fyllningen.

Apparatens utformning med stela, glatta väggar innebär, att plattan torde kunna betraktas som långsträckt med bredden 15 cm. För att studera inverkan av fundamentformen, belas-

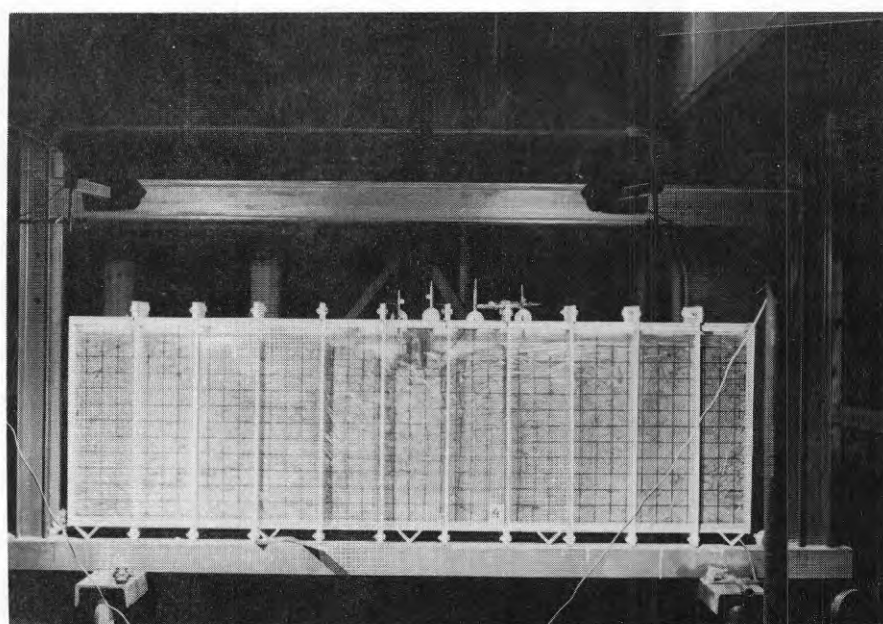
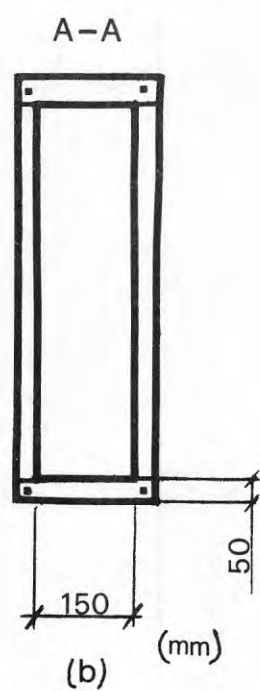
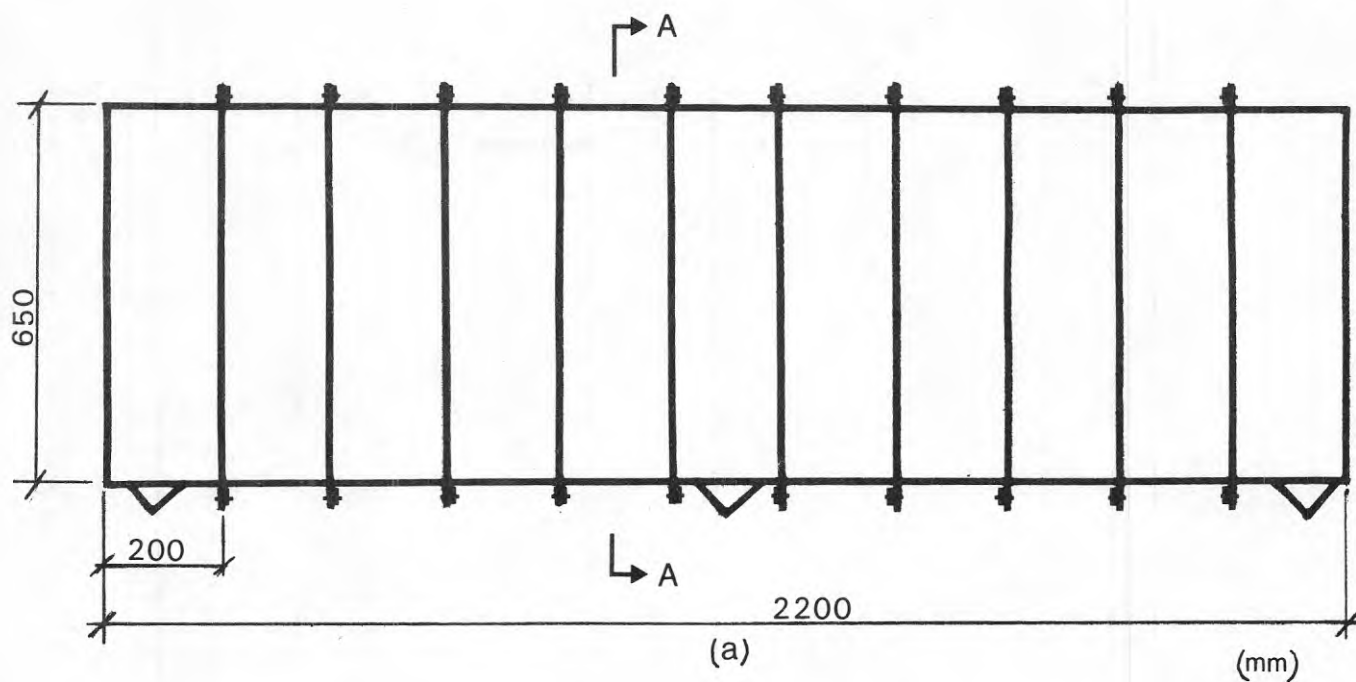


Fig. 28. Apparat för plan deformation (plane strain).
a) Skiss. b) Ok. c) Vy över anordningen under pågående försök.

Fig. 28. Apparatus for determination of plane strain.
a) Sketch b) Yoke c) View of apparatus during a test.

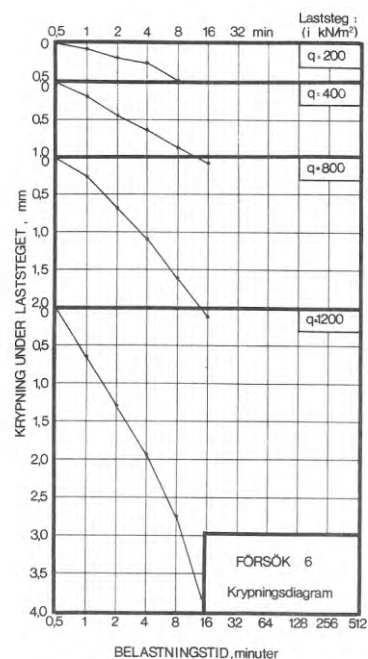
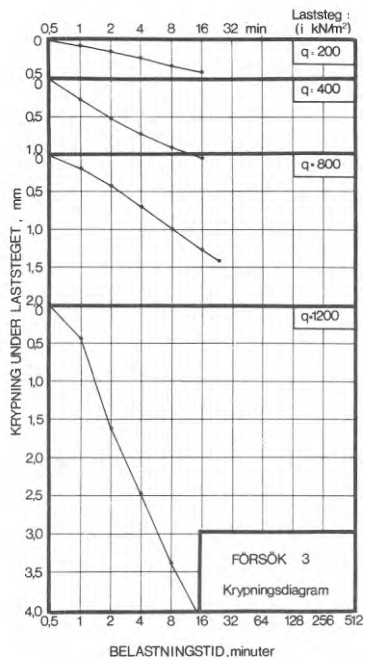
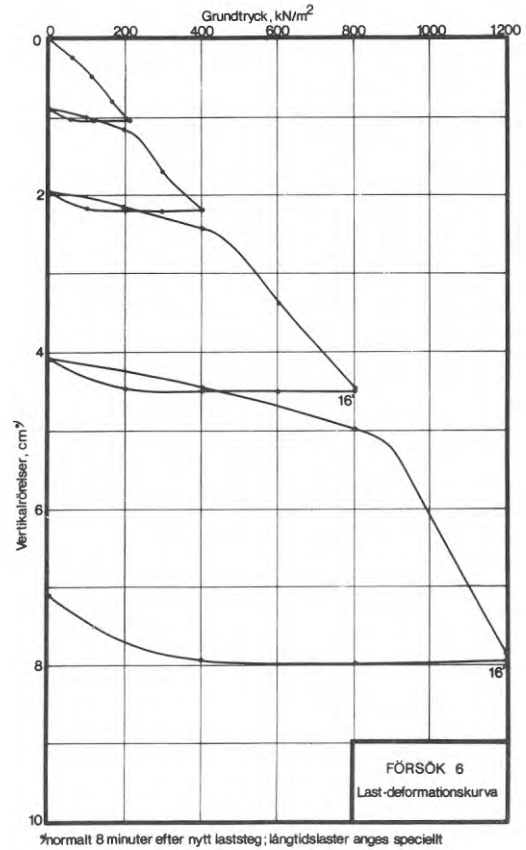
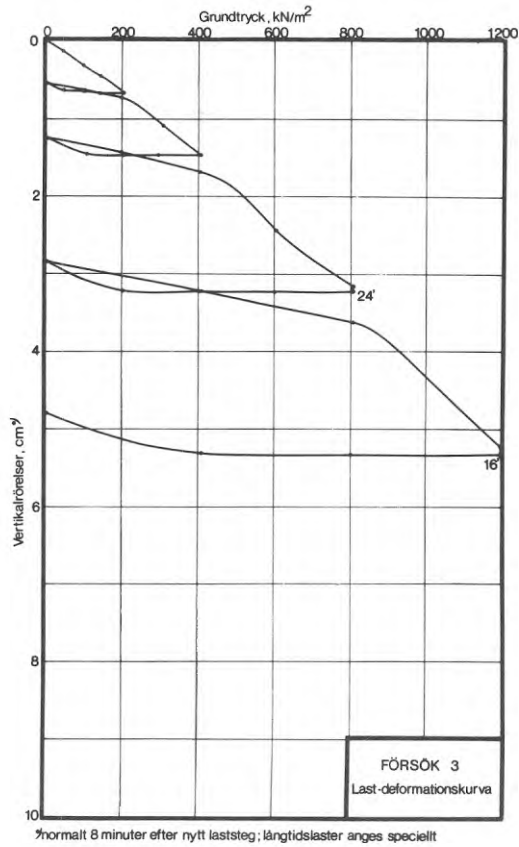
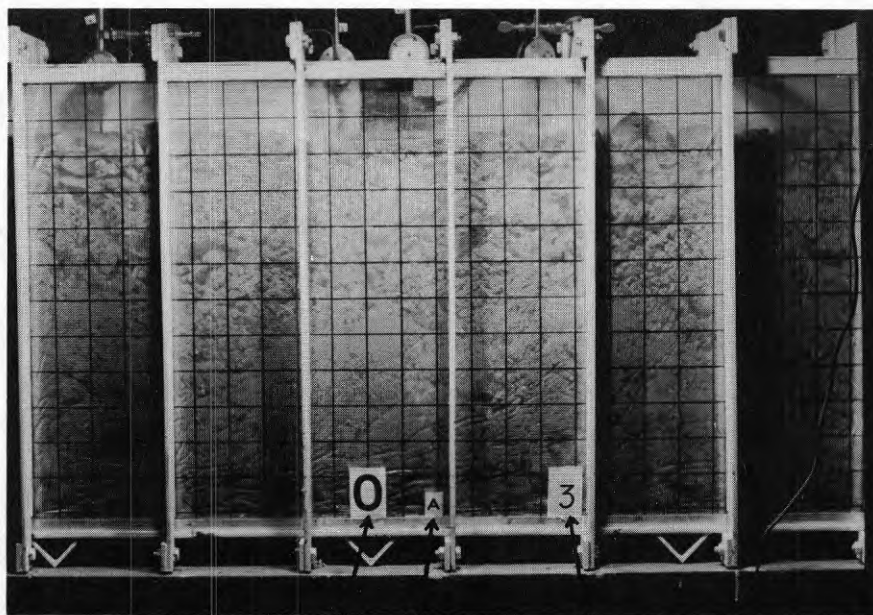


Fig. 29. Last-deformationskurvor och krypningsdiagram för de i lager utfyllda och obetydligt packade proverna av orminge- och gårdstensmaterialet (försök 3 respektive 6).

Fig. 29. Load-deformation curves and creep diagrams for samples of the Orminge and Gårdsten material deposited in layers and subjected to negligible compaction. (Tests Nos. 3 and 6.)



LAST, kN/m^2
BELASTNINGSCYKEL

FÖRSÖK

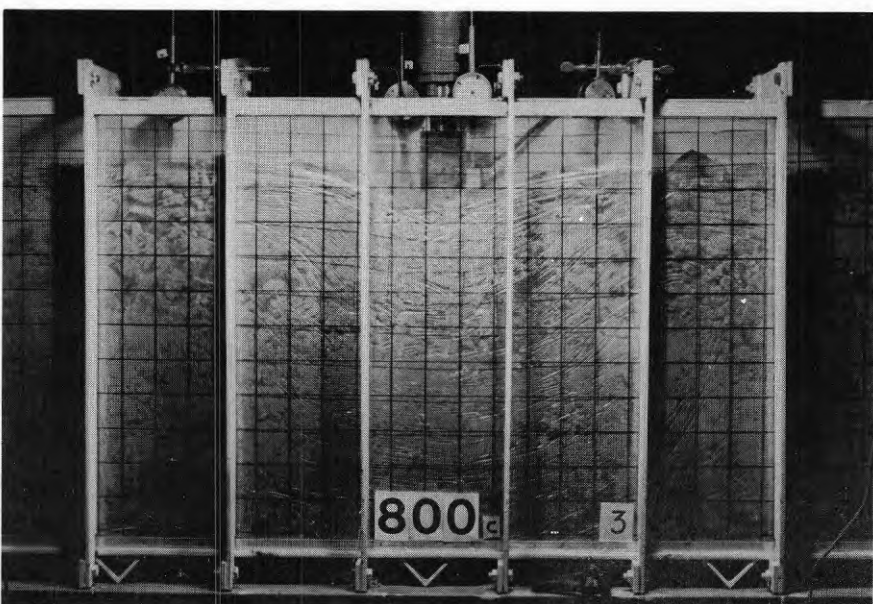
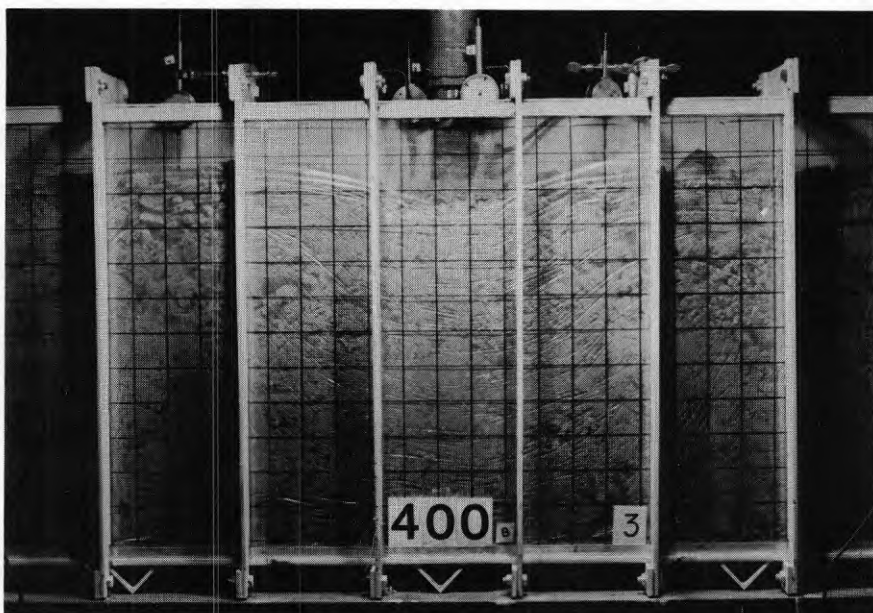


Fig. 30. Exempel på registrering av deformationer i apparaten för plan deformation, här från försök 3.

Fig. 30. Example of recording of strains in the plane-strain apparatus. Test No. 3.

tades en rund \varnothing 15 cm betongplatta i en stålcylander med radien 0,7 m och höjden 0,5 m FIGUR 31 (a). I cylindern inpackades ormingematerialet på identiskt sätt som vid försök 3 i den förra apparaten. Densiteten blev också ungefär densamma, $1,83 \text{ t/m}^3$ ($e_0 = 0,48$). Last-deformationskurvorna visar, FIGUR 31 (b), försök 7, att sättningarna blev drygt tre gånger mindre än vid långsträckt platta. Sättningsberäkning enligt Steinbrenner (1934) (baserad på elasticitetsteori) ger förhållandet 2,7 vid kontraktionstalet 0,3. Långtidsrörelserna var också betydligt mindre än vid försök 3.

Konstruktionen av apparaten för plan deformation medgav inte lika kraftig packning av proverna som i kompressometern. Inverkan av packningsgraden demonstreras tydligt av en jämförelse mellan försök 7 och 12 i FIGUR 31 (b). Försök 12 avser belastningsförsök med en \varnothing 11 cm platta på ormingematerial, inpackat i cylindern med vibratorplatta som vid kompressionsförsöken. Densiteten blev $1,97 \text{ t/m}^3$ ($e_0 = 0,37$). Vid belastning av denna platta skedde inga omlagringar i kornskelettet.

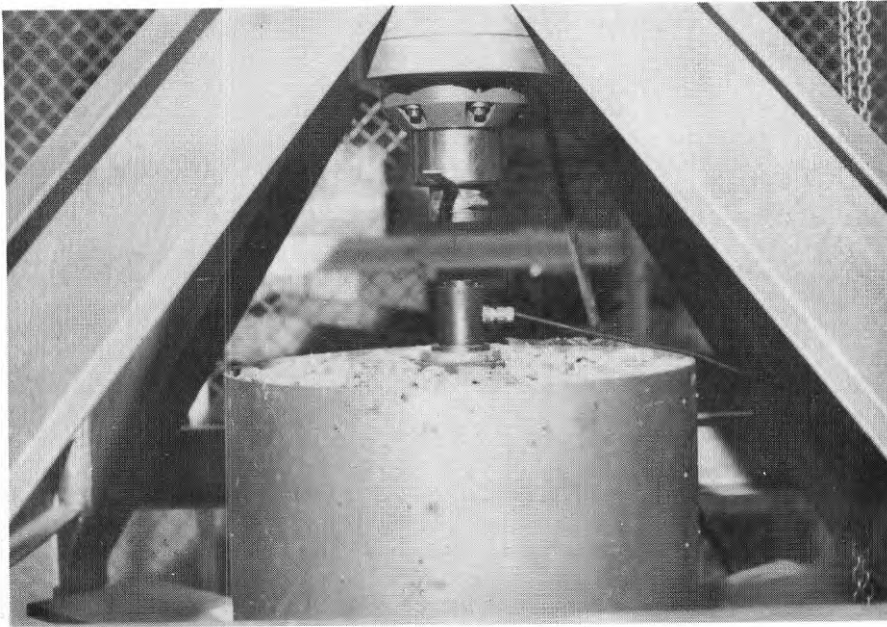
5.3 Fältundersökningar

5.3.1 Orminge

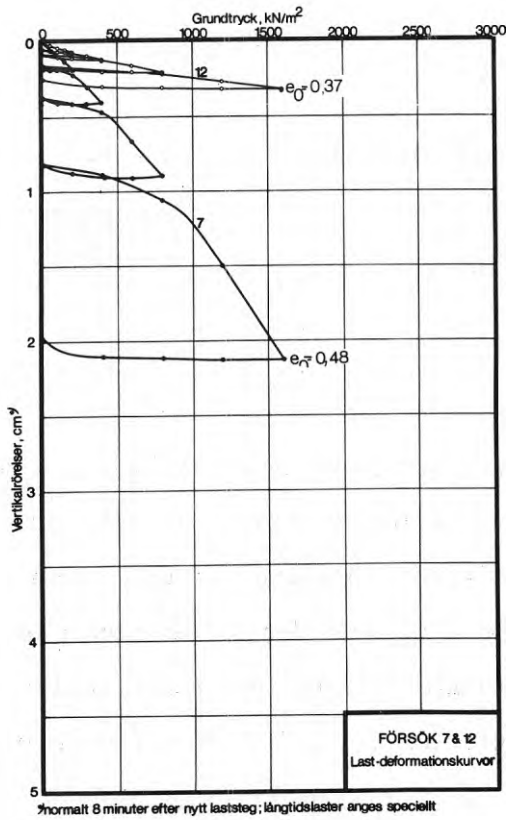
Undersökningen gjordes på två sprängstensfyllningar, i det följande benämnda P90 och P92, i det nya bostadsområdet Orminge öster om Stockholm. I detta område har sedan 1966 uppförts ett 150-tal flerfamiljshus. Husen har genomgående grundlagts med plastgjutna grundplattor på sprängstensfyllning eller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

Utfyllningsmetoder

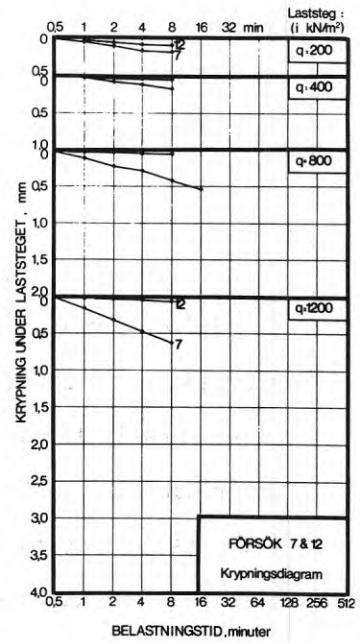
Rensat berg utgjorde underlag för båda fyllningarna, och den totala fyllningsmaktigheten varierade mellan 0 (sprängbotten)



(a)



(b)



(c)

Fig. 31. Försök 7 och 12.

a) Bild av anordningen

b) Last-deformationskurvor och krypningsdiagram

c) Krypningsdiagram.

Fig. 31. Tests Nos. 7 and 12.

a) Photograph of apparatus

b) Load-deformation curves and creep diagram

c) Creep diagram.

och 6 m i P90 och mellan 2 och 5 m i P92. 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 vibrationsvält (VIBROVERKEN CH 45). I P92 lades sprängstenen ut i 1,5 m tjocka lager med en tung traktor med schaktblad (CAT D7) utan särskild packning med vibrationsvält. Endast det översta lagret utbreddes 1 m tjockt och packades med 5,6 t vibrationsvält som i P90. Båda grunderna försågs med en cirka 0,1 m tjock, packad ytavjämning av krossgrus. Plan över grunderna och principen för uppbyggnaden framgår av FIGUR 32. Fyllningsarbetena utfördes under vinterförhållanden. Nattetid och vid snöfall täcktes sprängstensfyllningarna med presenningar.

Densiteter och kornfördelning

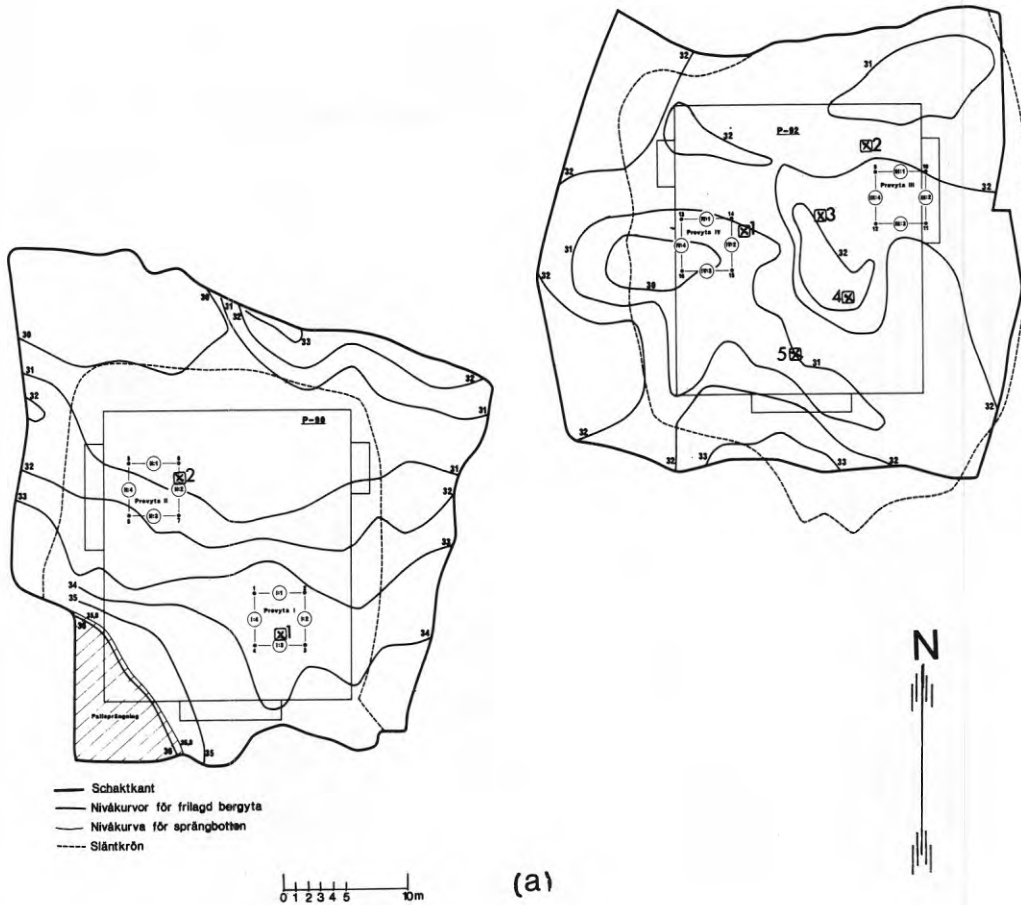
Varje lastvagn med sprängsten till de två fyllningarna fick gå över en fordonsväg. På detta sätt kunde totalvikten av sprängstensmassorna i vardera fyllningen beräknas. Totalvolymerna bestämdes genom avvägning, och medeldensiteterna beräknades till $1,93 \text{ t/m}^3$ för P90 och $1,89 \text{ t/m}^3$ för P92.

Vid studium av fotografier kunde inga större avvikelser i kornfördelning under fyllningsarbetet konstateras. Kornfördelningskurvan i FIGUR 33 kan därför antas vara någorlunda representativ för massorna i de båda grunderna, åtminstone vad beträffar de grövre fraktionerna. Graderingen bestämdes genom skiktning av en 16 t bergtransport (block > 400 mm inmättes med tumstock).

Bergarten har beskrivits tidigare.

Packningskontroll

Packningseffekten hos 5 t välten kontrollerades genom avvägning



(a)

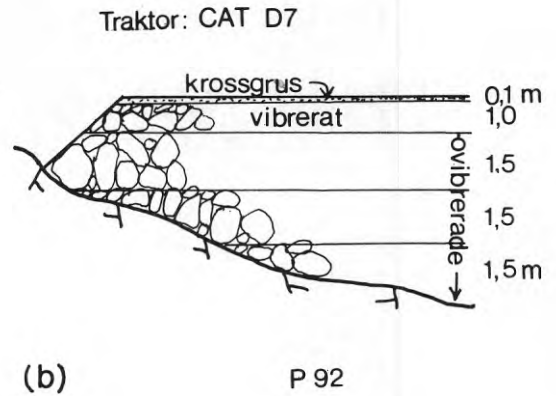
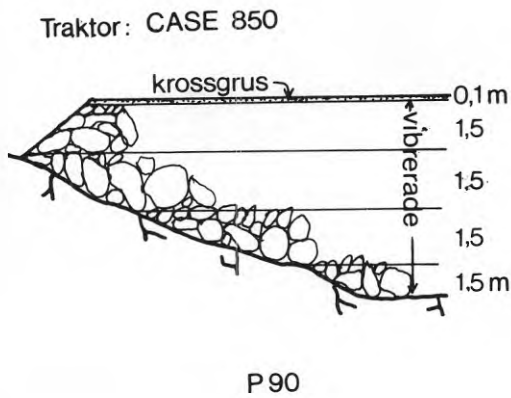


Fig. 32. a) Plan över grunderna P90 och P92 med provytorna I–IV. ⊕ markerar lägena för de grundplattor i husen, där sättningsmätare är placerade.

b) Principer för uppbyggnaden av grunderna.

Fig. 32. a) Plan of foundations P90 and P92 with the test areas I–IV. ⊕ marks the positions of the footings in the buildings where the settlement recorders were placed.

b) Methods of constructing the foundations.

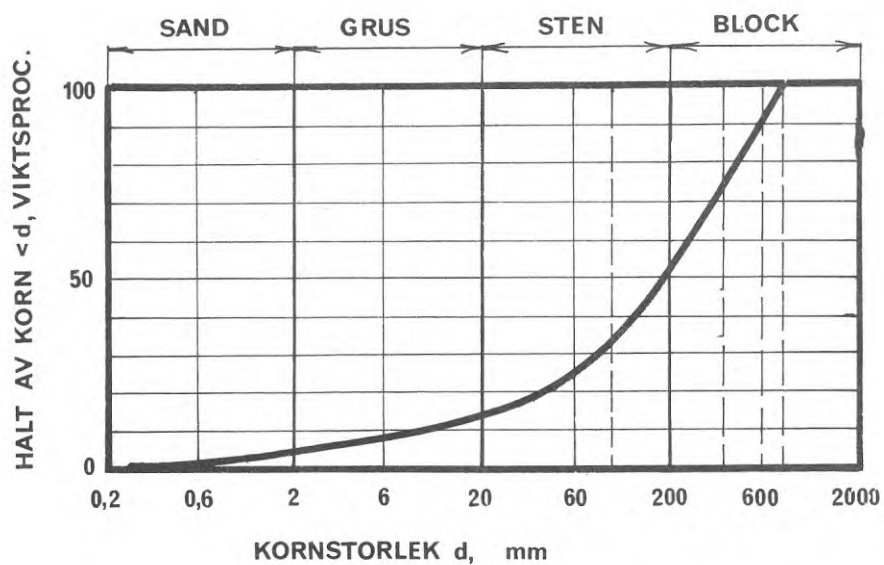


Fig. 33. Kornfördelningskurva för stenmaterialet (överst) och tillvägagångssättet vid siktningen av korn > 100 mm.

Fig. 33. Grain size distribution curve for the blasted rock material (top) and procedure in sieving grains > 100 mm.

av sprängstenslagrens överytor. I FIGUR 34 (a) visas ett typiskt resultat från en packningskontroll. Sjunkningen hos överytan var proportionell mot logaritmen för antalet överfarter av välten.

Vidare undersöktes om effektiv packning kunde uppnås när överytan i opackat tillstånd hade försetts med avjämning (0,1 m krossgrus 0-60 mm). Även i detta fall registrerades sättningarna på sprängstensytan, FIGUR 34 (b). Avjämningsskiktet innebar tydligen en kraftig dämpning av vibrationsenergin. Förnyad packning sedan topplagret avschaktats gav återstoden av sjunkningen, se figuren.

Plattförsök

På vardera fyllningen göts direkt mot överytan 0,25 m höga cirkulära plattor med diametern 1,1 m 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 (P90). I varje grupp göts plattorna med centra mitt på de 4 m långa sidorna av en kvadrat. Som motåll för belastning användes vertikala dragstag, vilka borrades genom fyllningen i kvadratens hörn och injekterades fast i berget. FIGUR 35 visar en färdig plattgrupp och belastningsanordningen. Dragstagen (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 ankarsstycke (B). Domkrafterna kunde regleras oberoende av varandra. Kraften fördelades på betongplattan (H) med ett trycklock av stål (G). Plattans vertikallrörelser registrerades med mätklockor mot fyra vinkeljärn fastskruvade på plattans sida. Mätklockorna var monterade på två 6 m långa 4" vattenledningsrör (F) fästade i kraftiga betongkuber. Med vattenpasset (K) kontrollerades att balken var horisontell. På rörstativet (L)

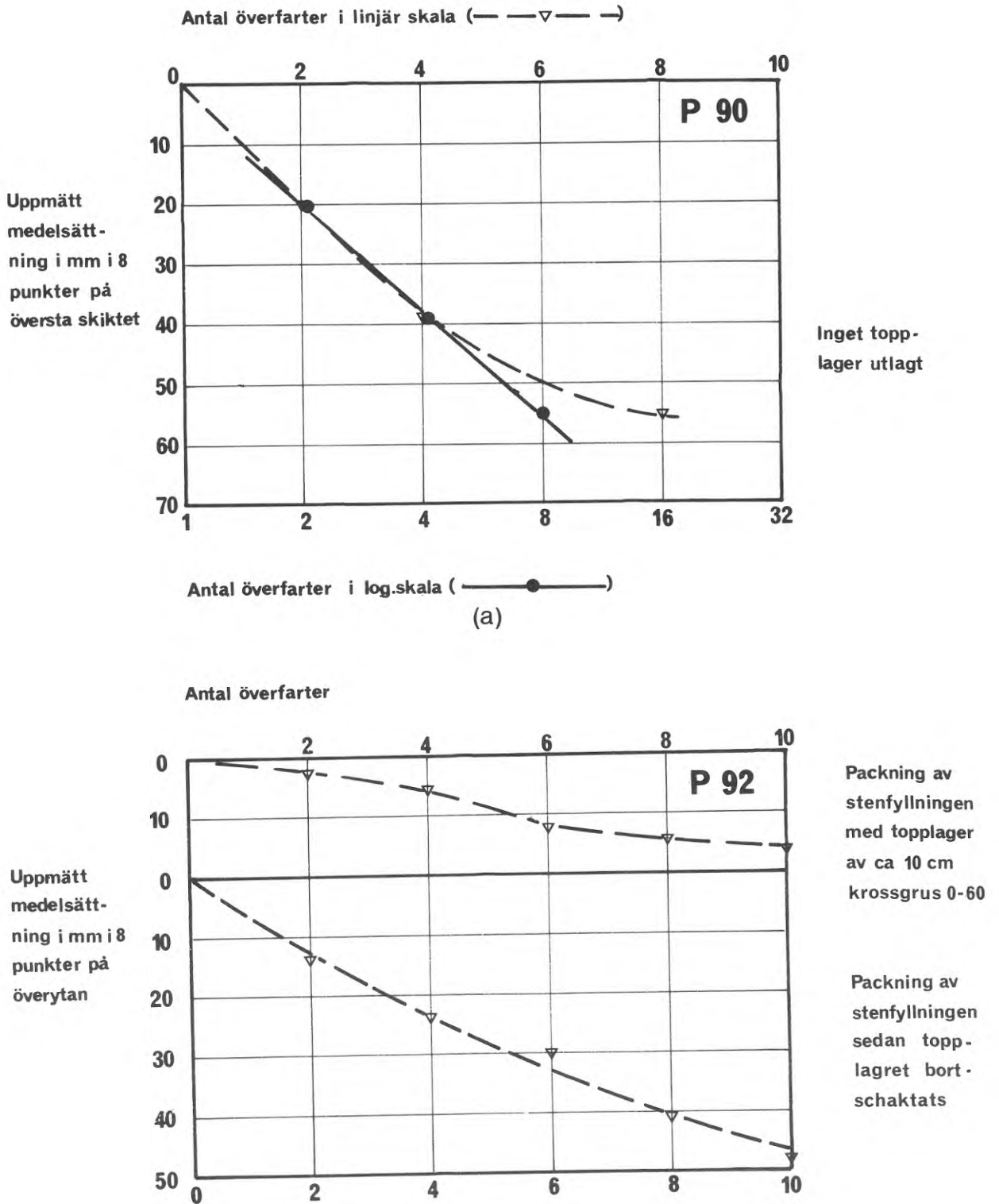


Fig. 34. a) Sjunkning hos överytan vid packning av ett 1,5 m tjockt sprängstenslager med 5 t vibrationsvält.

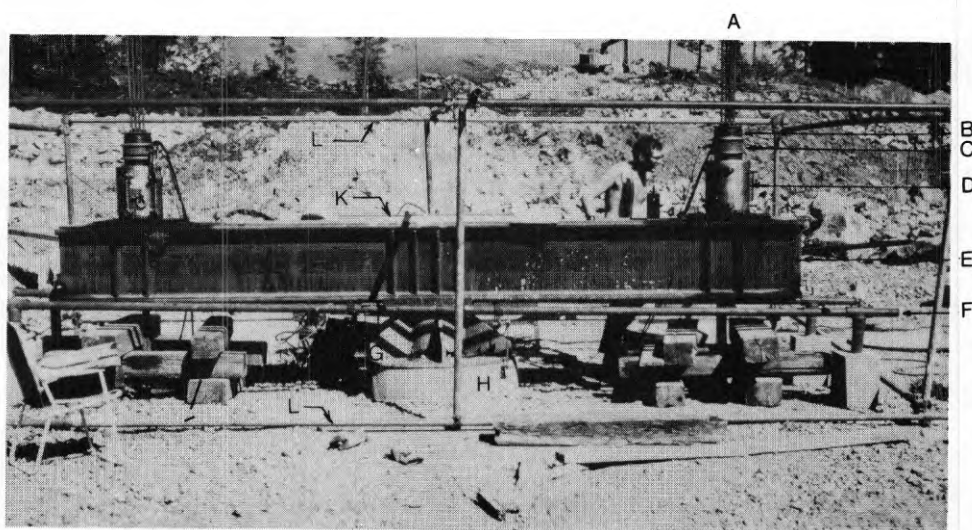
b) Sjunkning hos överytan vid packning av ett 1,0 m tjockt sprängstenslager, dels med en utlagd 10 cm avjämning av krossgrus 0–60 mm (överst), dels sedan avjämningen bortschaktats (underst).

Fig. 34. a) Settlement of the top surface in compacting a rock fill layer 1.5 m thick with a 5 t vibratory roller.

b) Settlement of the top surface in compacting a rock fill layer 1.0 m thick, with a blinding course of crushed gravel 0–60 mm in size spread on the rock (top) and after removal of this blinding course (bottom).



(a)



(b)

Fig. 35. Plattförsök i fält.

a) Vy av en plattgrupp

b) Försöksutrustningen monterad (presenningen borttagen). A dragstag. B ankarstycke. C kraftmätare. D domkraft. E balk. F rör. G trycklock. H betongplatta. K vattenpass. L rörstativ.

Fig. 35. Plate tests in the field.

a) View of a group of plates

b) Test equipment fully erected (tarpaulin removed). A drawbar, B anchorage, C force recorder, D jack, E girder, F pipe, G thrust cover, H concrete slab, K spirit level, L tubular frame.

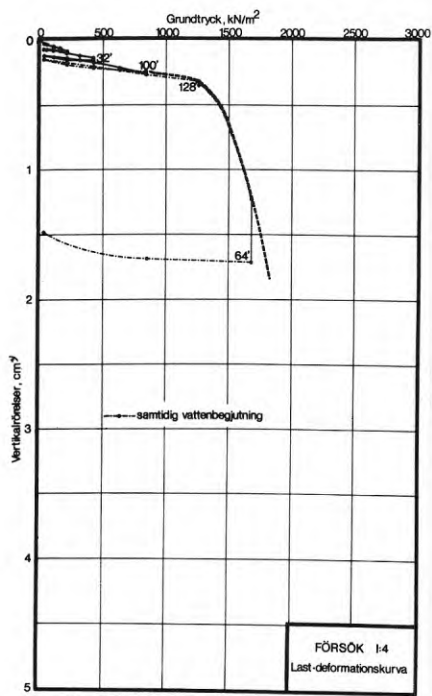
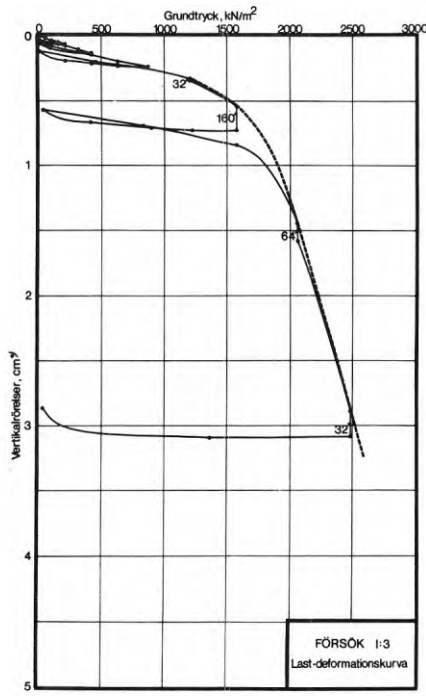
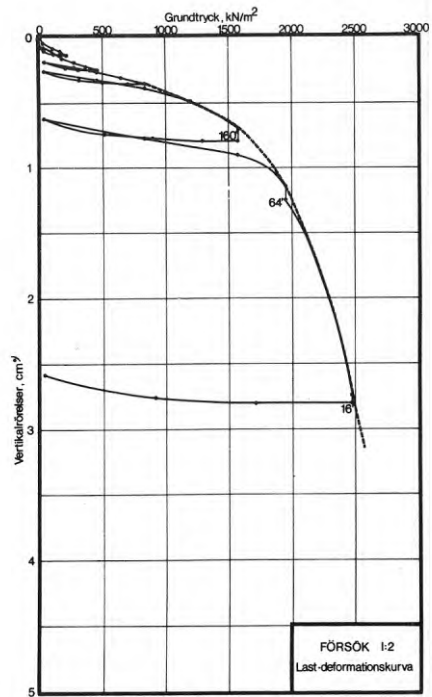
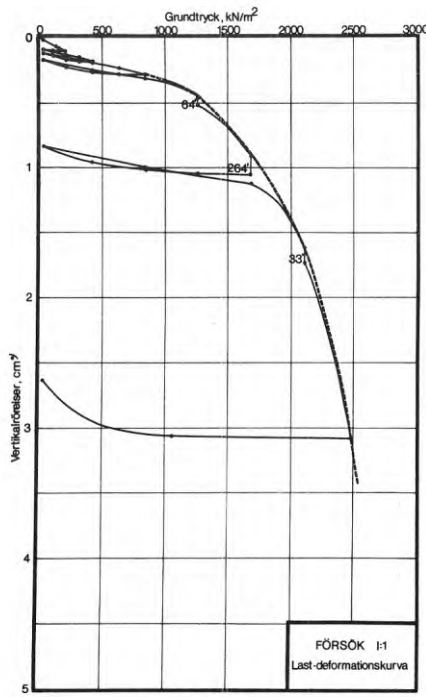
placerades en presenning för att skydda mätutrustningen.

Belastningarna påfördes stegvis i fem cykler. Slutbelastningarna i dessa var 210, 420, 840, 1580 respektive 2530 kN/m² 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 tiddiagrammet. Vid den sist belastade plattan i varje grupp vattenspolades stenfyllningen. Spolningen påbörjades när krypningen stannat för belastningen 840 kN/m² i tredje lastcykeln. Vattnet fick sedan under återstoden av försöket strömma ner i sprängstenen i tre slangar, vilka stucksits genom hål i tryckklocket och betongplattan ner i fyllningen under plattan. 8-minutersavläsningar har redovisats i last-deformationsdiagram för varje platta, där även total belastningstid och slutavläsning vid långtidslaster anges, FIGUR 36-39. Krypningsobservationerna har samlats i FIGUR 40.

Om elasticitetsmodulen bestäms enligt Steinbrenner (1934), avsnitt 6.2.1.

$$E = I \cdot \frac{q}{s} \cdot D \quad (41)$$

där s är sättningen vid grundtrycket q , D plattdiametern och I ett influenstal vars storlek beror av det elastiska lagrets tjocklek och kontraktionstal (ν) samt av plattbredden, blir medelvärdena av E för de fyra plattgrupperna, tolkade som sekantmoduler för första belastningen 0-210 kN/m² ($\nu = 0,3$).



*normalt 8 minuter efter nytt laststeg; långtidslaster anges speciellt (den beräknade kurvan vid enbart 8-minuterslaster stretchad)

Fig. 36. Last-deformationskurvor för platt-grupp I, Orminge.

Fig. 36. Load-strain curves for plate group I, Orminge.

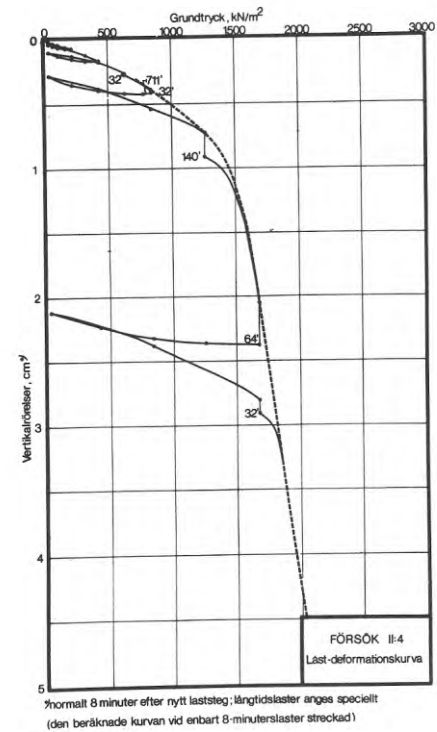
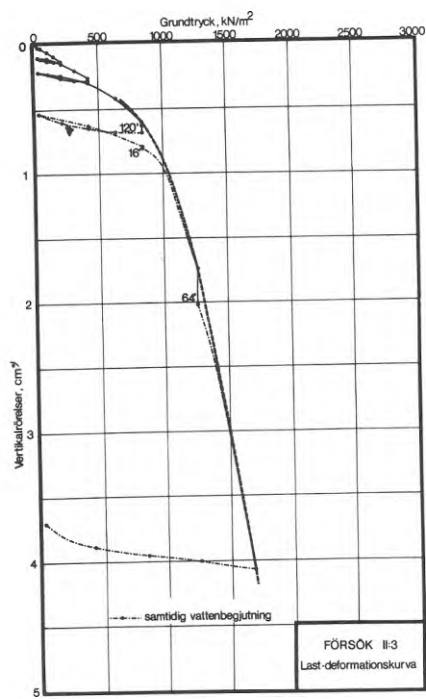
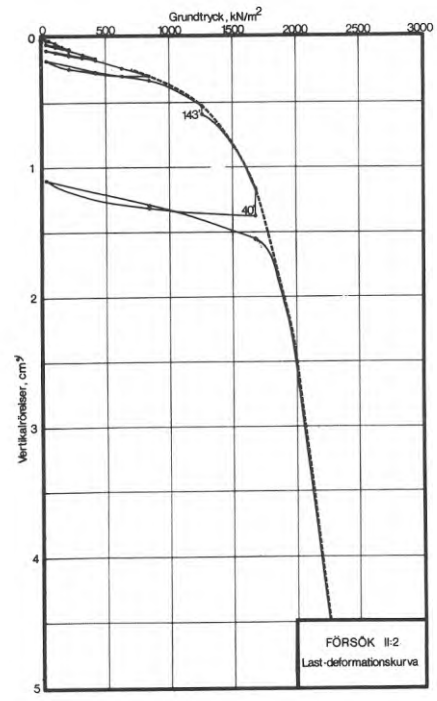
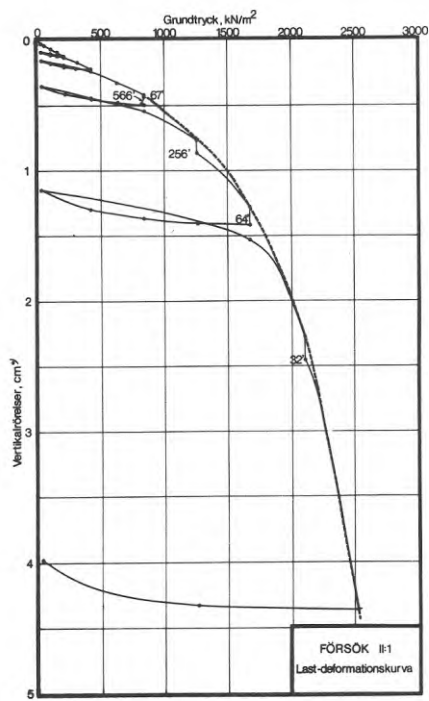


Fig. 37. Last-deformationskurvor för platt-grupp II, Orminge.

Fig. 37. Load-strain curves for plate group II, Orminge.

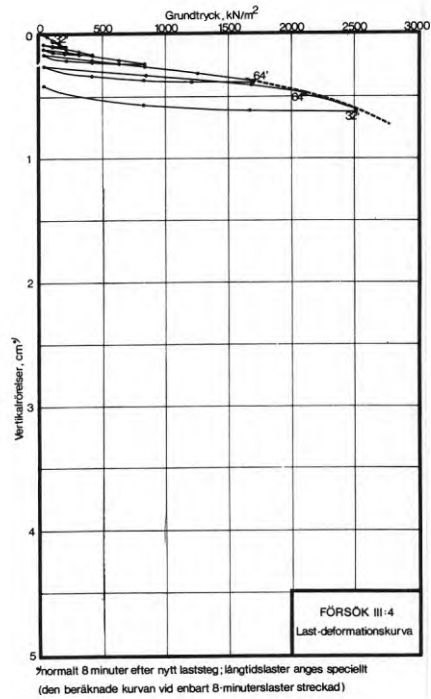
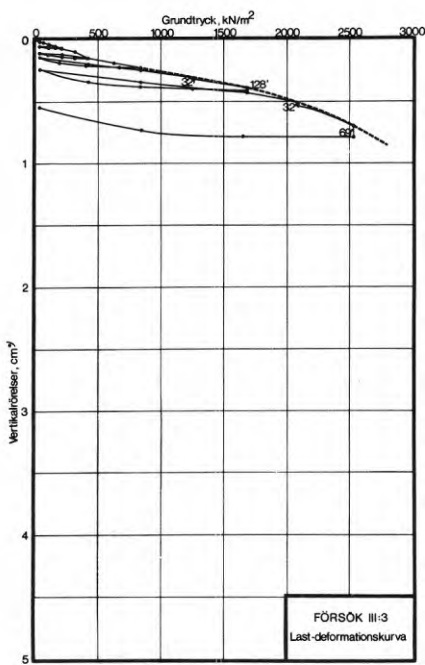
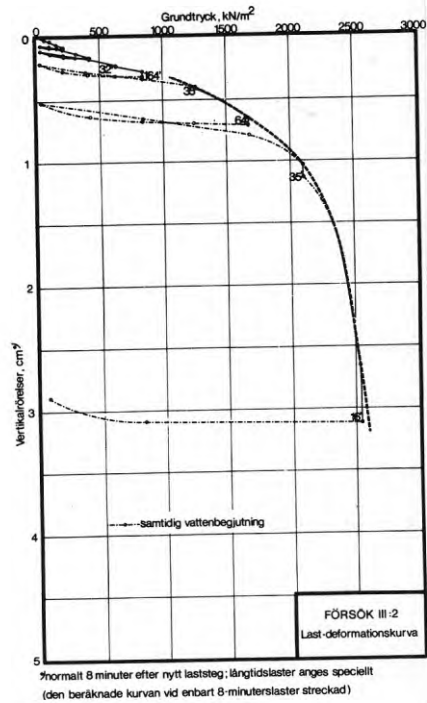
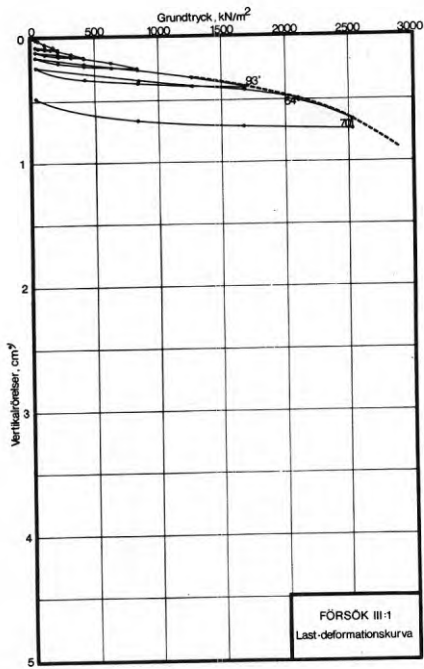


Fig. 38. Last-deformationskurvor för platt-grupp III, Orminge.

Fig. 38. Load-strain curves for plate group III, Orminge.

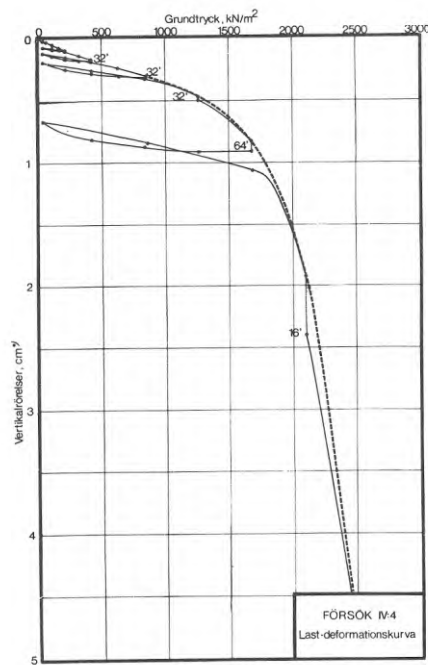
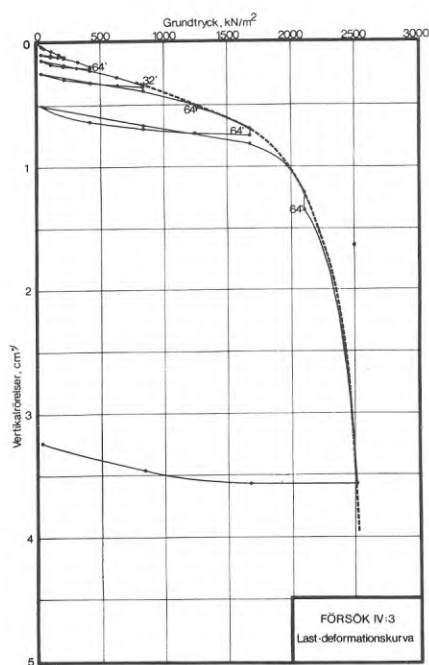
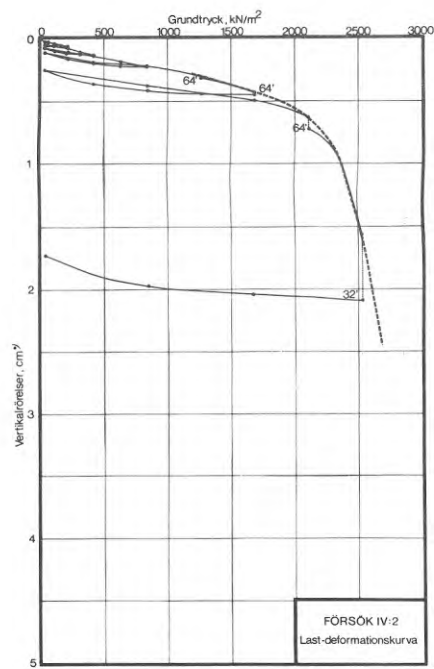
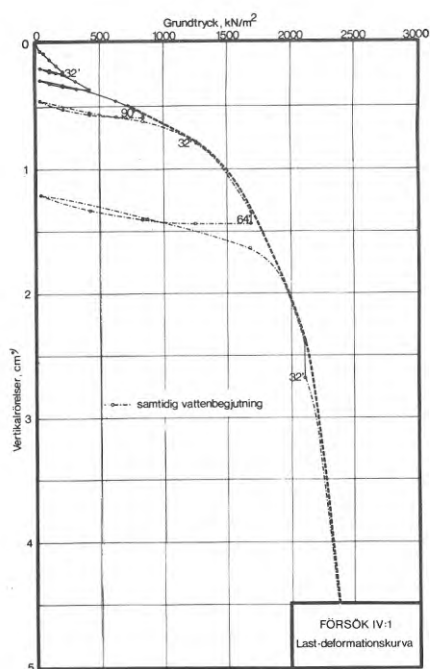


Fig. 39. Last-deformationskurvor för platt-grupp IV, Orminge.

Fig. 39. Load-strain curves for plate group IV, Orminge.

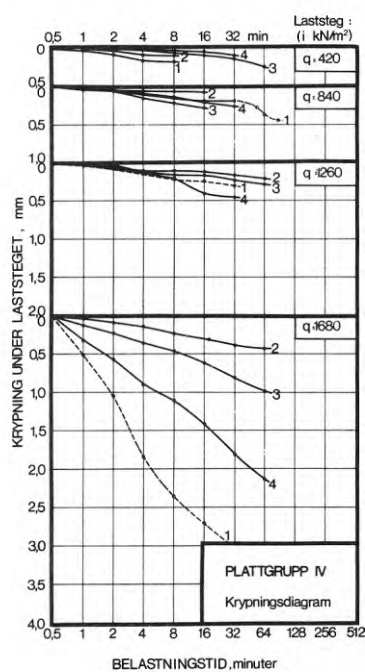
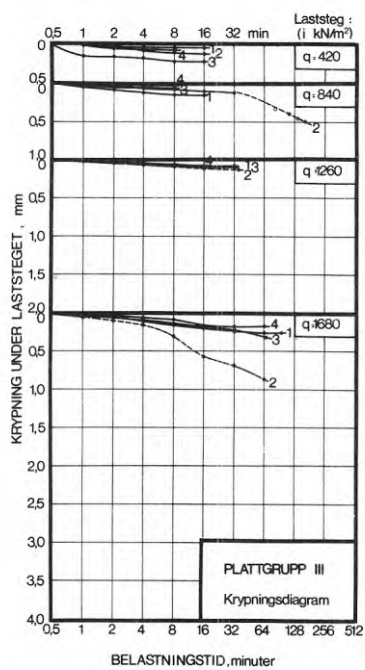
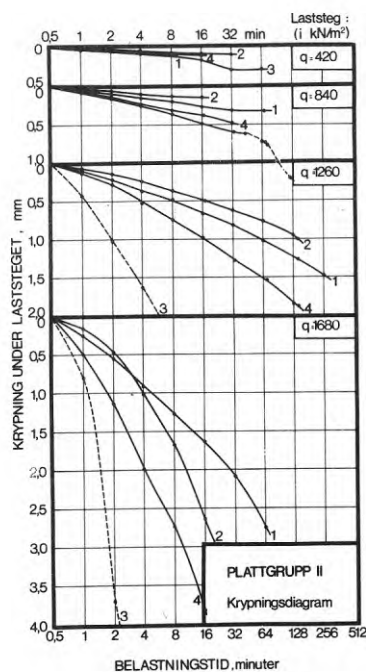
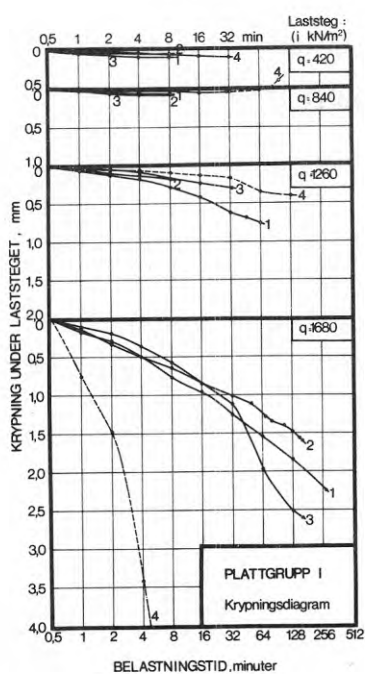


Fig. 40. Uppmätta krypningsförlopp under fyra konstanta belastningar på plattorna i plattgrupp I–IV, Orminge. Angivna rörelsen är medelvärden av avläsningarna på fyra mät-klockor. Rörelsen vid 0,5 min har satts till 0. — — ○ — — Vattenspolning pågick under plattan.

Fig. 40. Creep curves recorded during four constant loading tests on the plates in groups I–IV, Orminge. The movements indicated are the means of readings on four dial gauges. The movement at 0.5 min has been taken as 0. — — ○ — —, indicates that water was being spread below the plate.

Plattgrupp	Fyllning	Medelmäktighet, m	Elasticitetsmodul, MN/m ²
I	P90	2,7	133
II	P90	4,7	130
III	P92	2,7	141
IV	P92	4,7	160

Last- deformationskurvorna har för låga grundtryck en rätlinjig eller svagt nedåtböjd form. Sättningsarna är här små och i huvudsak av elastisk natur. Kurvans lutning ökar markant vid ett visst grundtryck, då också kraftiga krossljud - åtföljda av plötsliga vertikala rörelser hos plattan - började höras från stenfyllningen. Detta kritiska medelgrundtryck hos en stel grundplatta, gjuten direkt mot fyllningen, skall här betecknas q_c . Vattningen reducerade q_c , vilket tycks innebära att fuktigt stenmaterial krossas lättare än torrt. Värden på q_c har samlats redan. Siffrorna för torrt försök är medelvärden för tre plattor:

Plattgrupp	Fyllning	Medelmäktighet, m	q_c , MN/m ²	
			torrt försök	vattenspolning
I	P90	2,7	1,2	1,2
II	P90	4,7	1,2	0,8
III	P92	2,7	2,0	1,4
IV	P92	4,7	1,6	1,3

Vattenflöde i sprängstensfyllningen gav alltså för vissa grundplattor en mer än trettioprocentig reduktion av bärförmågan. Krypningarna i logaritmisk tidskala, Figur 40, synes i stort sett varit avtagande då grundtrycket understeg halva q_c men inledningsvis ökande vid kritiska grundtryck och däröver. Vid mellanliggande belastningar var krypningen linjär mot logaritmen för tiden. Krypningens storlek var beroende av belastningen och fyllningshöjden. Krypningshastigheten ökade

i samband med vattenpåsläpp.

Utlägningsförfarandet vid P92 gav alltså en fyllning som både sättnings- och bärighetsmässigt var överlägsen P90.

Grundplattor i hus på P90 och P92

När plattförsöken avslutats, byggdes på P90 ett sexvåningshus och på P92 ett fyrvåningshus. Husen grundlades på sprängstensytorna med platsgjutna plattor. Rörelserna i två grundplattor i hus P90 och fem grundplattor i hus P92 kontrollerades med sättningsmätare enligt avsnitt 4.2. Grundplattornas lägen framgår av FIGUR 32. Följande sammanställning ger medelvärden av elasticitetsmodulerna, beräknade som vid plattförsöken (sekantmoduler). Mätningarna utfördes av AB J&W Grundkonsult. Plattorna är kvadratiska med sidan 1,3 m och de slutliga grundtrycken 240 respektive 160 kN/m² för P90 och P92 (en platta i P92 hade sidan 1,45 m och grundtrycket 130 kN/m²):

Fyllning	Fyllningsmättighet, m					Elasticitetsmodul, MN/m ²
P90	2,5	5,0				103 (146,61)
P92	3,0	3,0	3,5	4,0	4,1	163 (134,244,199,109,131).

Värdena överensstämmer i stort med resultaten från plattförsöken.

Krypningarna under drygt ett halvår från inflyttningen uppgick till 0,42 mm för en platta i P90 och 0,25 mm för en platta i P92. Övriga fundament rörde sig mindre än en tiondels millimeter.

5.3.2 Gårdsten

Inom bostadsområdet Gårdsten i nordöstra Göteborg har ett stort antal 3-8 våningars betongelementhus grundlagts med hel bottenplatta i betong som gjutits direkt mot utfyllda sprängstensmassor. Försöksplatsen utgörs av en bergssänka som uppfyllts med sprängstensmassor till större mäktighet och med större lagertjocklekar än inom övriga delar av området.

Utfyllningsmetoder

Fyllningsbotten var delvis täckt med avlagringar av sand och mo. Sprängstensfyllningen traktorutbreddes vid plusgrader i fem 1,5 m lager upp till grovplaneringsnivån, FIGUR 41. Varje lager packades utan vattning med 15 överfarter av en 8,6 t vibrationsvält (LOKOMO AT 82 B). Material till de två undre lagren schaktades ned från pallsprängningar vid sänkans kanter, medan återstående lager i huvudsak uppbyggdes av massor som transporterats till platsen i lastvagnar. Som mottagningstraktor användes en Caterpillar D8 med schaktblad. Sprängstenen var i stor utsträckning stänglig och innehöll många block med större tvärmått än 1 m. Bergmaterialet har tidigare beskrivits. Kontroll av densitet eller kornfördelning företogs ej. För sättningskontroll placerades i de fyra översta lagren sammanlagt sex 20 m långa plastslangar i uppgrävda och återpackade ledningsgravar med ena änden i en nedstigningsbrunn genom fyllningen, FIGUR 41. Mätslangen lades på sand i betonghalvrör, vilka vilade på packad makadam i ledningsgravens botten, FIGUR 42 (a). Därefter kringfylldes slangens med sand och rörgraven återfylldes med makadam och överst med mindre sprängsten, varefter hela lagret packades.^{x)} Sprängstensmassorna under mätslangarna låg direkt mot berg.

^{x)} För utformningen svarar Göteborgs gatukontor.

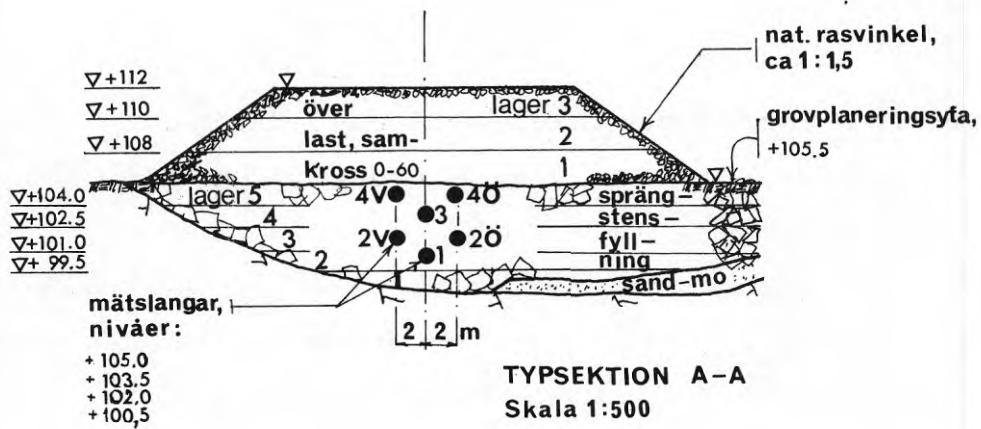
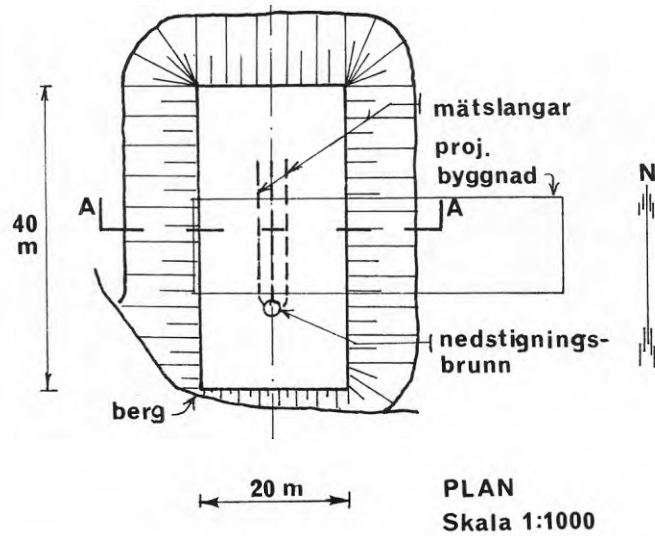


Fig. 41. Sprängstensfyllningen och överlasten i Gårdsten. Plan, sektion och fotografisk vy.

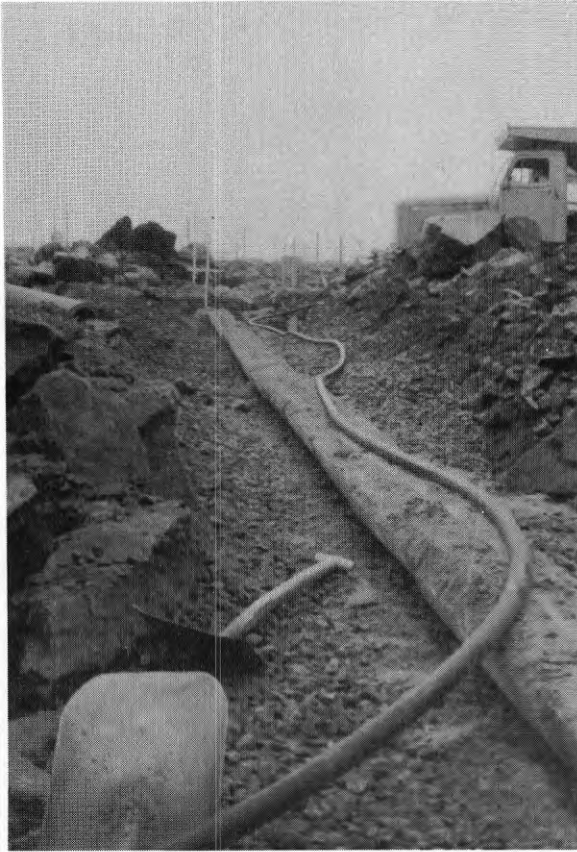
Fig. 41. The rock fill and loading embankment at Gårdsten. Plan, section and photograph.

FIGUR 43 visar resultat av packningskontroll på översta sprängstenslagret uppmätt i slang 4V en halv meter under fyllningsytan. De tio sista överfarterna gav som synes obetydlig packningseffekt. Sättningarna på en halv meters djup blev endast obetydligt mindre än ytsättningen som erhöles i Orminge med 5 t-välten på 1,5 m lager, FIGUR 34 (a). Vid Packningen var vertikalrörelserna hos slangarna i underliggande lager obetydliga.

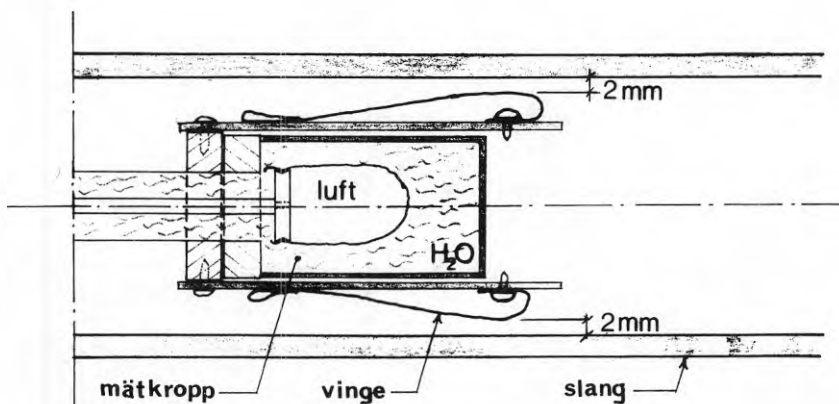
Försök med utbredd ytlast

Ovanpå den plana, horisontella fyllningsöverytan utlades en överlast av samkross, som utkördes i tre lager med tjocklekarna 2,0, 2,5 och 2,0 m; efter full utfyllning fick överlasten krönmåtten 20x40 m och höjden 6,5 m, FIGUR 41. Genom vägning av transportfordonen kunde överlastens densitet bestämmas till $2,01 \text{ t/m}^3$. Sprängstensfyllningen utsattes alltså successivt för ytlasterna 40, 90 och 130 kN/m^2 .

Vertikalrörelserna hos mätslangarna bestämdes med hjälp av en mätkropp som från nedstigningsbrunnen kunde föras in i slangarna, FIGUR 42 (b). Metoden har utvecklats av Bergdahl (1966). För att minska rörelsemöjligheterna i slangen försågs mätkroppen med en styrningsanordning. På grund av mycket jämna temperaturförhållanden, kan mätnoggrannheten antas ha legat vid $\pm 3 \text{ mm}$. Slangarnas nivå bestämdes dels då sprängstensfyllningen var färdigställd, dels omedelbart efter utläggningen av varje lager av överlasten samt då överlasten legat på under en månad. Rörelserna hos slang 1, 2Ö, 3 och 4Ö visas i FIGUR 44, där den horisontella nollinjen representerar avläsningen innan någon ytlast påförts. Spridningen i värden ger en uppfattning om mätnoggrannheten.



(a)



(b)

Fig. 42. Utrustning för sättningsmätning, Gårdsten.

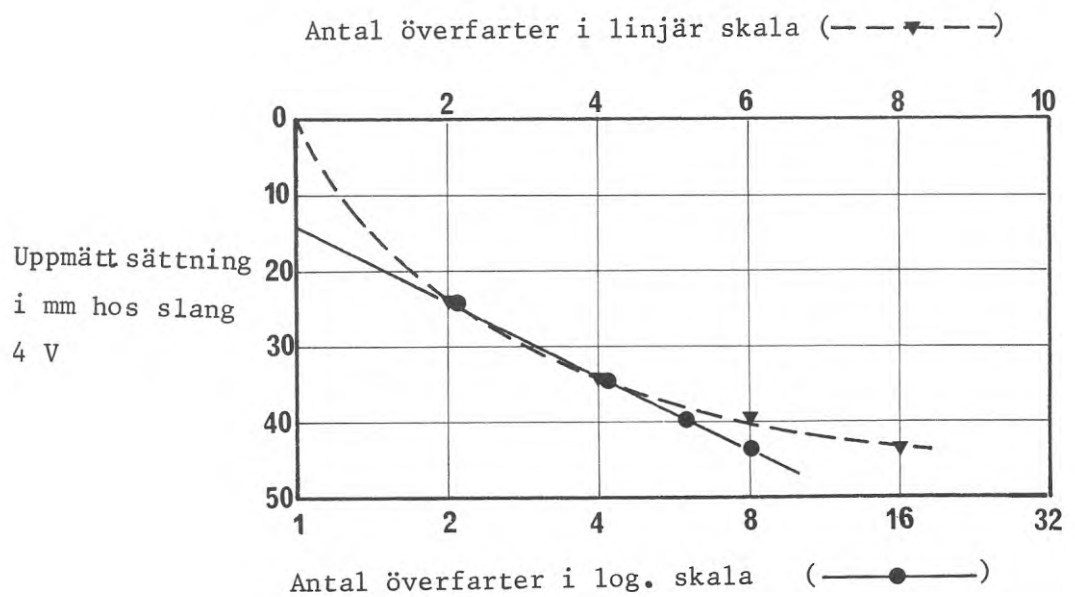
- a) Uppschaktad rörgrav med betonghalvrör på packad makadam. Mätslangen klar att läggas på plats i sanden i halvröret.
b) Mätkropp.

Fig. 42. Equipment for measurement of settlements, Gårdsten.

- a) Excavated pipe trench with concrete invert pipe laid on compacted crushed rock. Pneumatic hose ready to be laid in the invert pipe.
b) Sensor.



(a)



(b)

Fig. 43. Packningskontroll vid översta sprängstenslagret, Gårdsten.

- a) Den använda vibrationsvälten
b) Uppmätt sättning på 0,5 m djup.

Fig. 43. Check of compaction of top layer of rock fill, Gårdsten.

- a) The vibratory roller used.
b) Settlement recorded at a depth of 0.5 m.

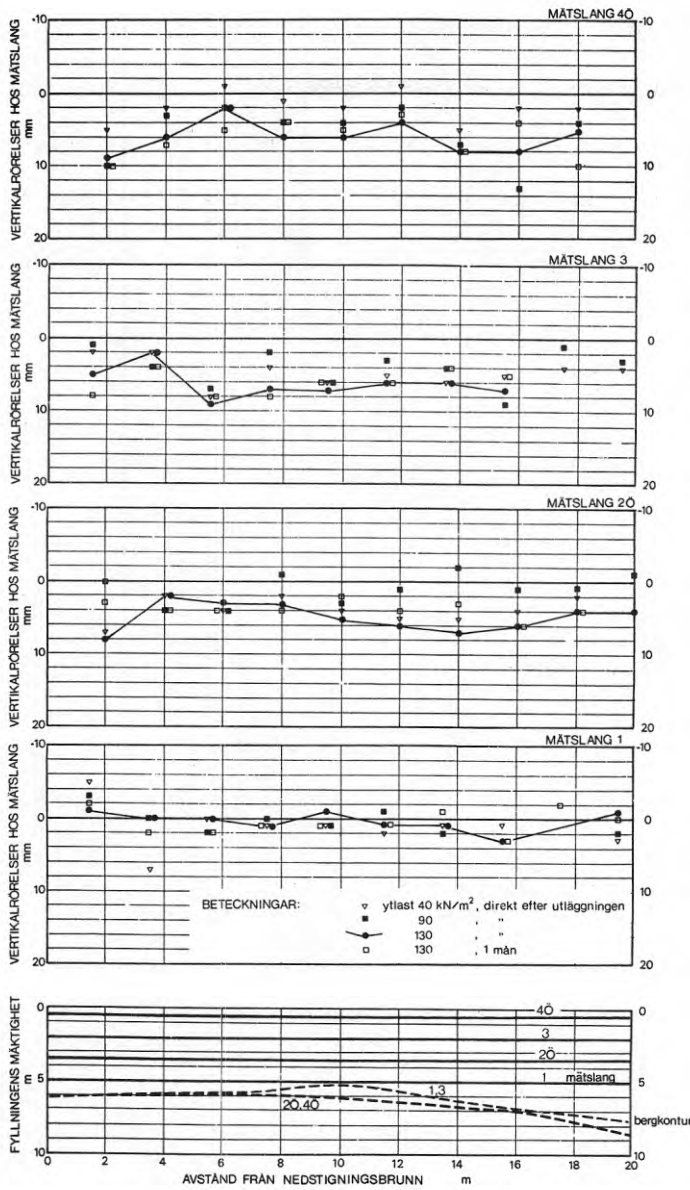


Fig. 44. Sättningsmätningar i Gårdsten. Uppmätta rörelser i mätslangarna 1, 2Ö, 3 och 4Ö vid olika storlek av överlasten. Nederst anges fyllningens mäktighet och slangarnas lägen.

Fig. 44. Measurement of settlements at Gårdsten. Movements recorded in pneumatic hoses Nos. 1, 2Ö, 3 and 4Ö for different superimposed loads. The bottom diagram indicates the thickness of the fill and the positions of the hoses.

Rörelserna i mätslang 1, som ligger nära botten, var obetydliga. Rörelserna på 0,5 och 2,0 m djup var ungefär lika stora (5 à 8 mm), vilket innebär att den övre delen av fyllningen fått mycket hög kompressibilitet. Den största kompressionen erhöles i de djupast liggande delarna av fyllningen. Närmast brunnen synes packningseffekten varit sämre än i övrigt.

Plattförsök

Sedan ytlasten avlägsnats provbelastades fyra betongplattor med diameterna 1,1 m, gjutna direkt mot sprängstensövertytan (försök 1-4). Försöksutrustning och belastningsprogram var desamma som i ormingeundersökningen. Resultaten ges i FIGUR 45. Försök 1 och 4 skedde i torrhet, medan platta 2 belastades under vattenspolning. Vid försök 3 började vattenspolning när krypningarna avstannat för medelgrundtrycket 840 kN/m^2 . Elasticitetsmodulerna, beräknade som tidigare för $0-210 \text{ kN/m}^2$ (sekantmoduler), blev för $\nu = 0,3$.

Platta	Mäktighet, m	Elasticitetsmodul, MN/m^2
1	5,0	165
2	5,7	171
3	5,6	122
4	6,3	175

dvs. något högre än i Orminge. Det skall dock märkas, att överlasten 130 kN/m^2 tidigare hade legat på sprängstensfyllningen.

Storleken av de kritiska medelgrundtrycken (q_c) var 1,3, 1,3, 1,1 respektive 1,2 MN/m^2 för de fyra plattorna, dvs. av samma storleksordning som i grund P90 i Orminge. Det är anmärkningsvärt, att ingen reduktion av q_c kunde iakttagas vid

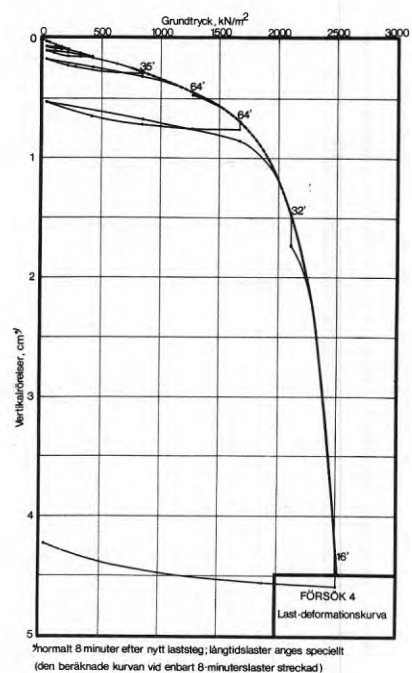
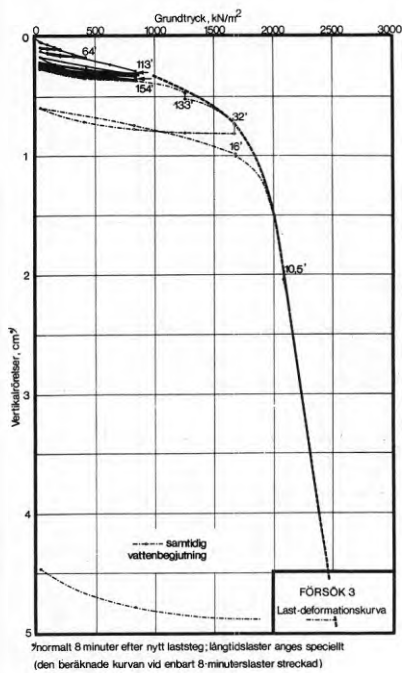
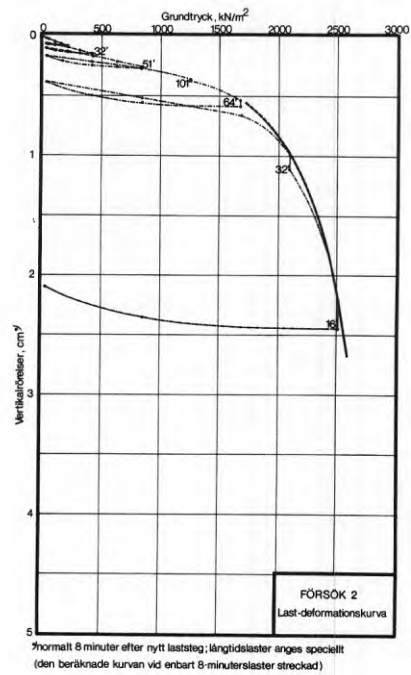
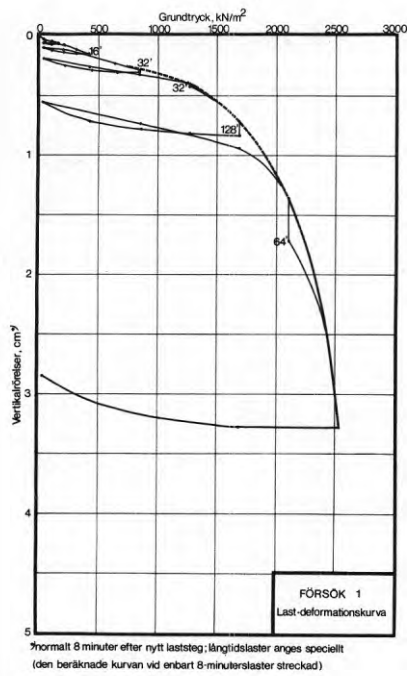


Fig. 45. Last-deformationskurvor från de fyra plattförsöken i Gårdsten.

Fig. 45. Load-strain curves for the four plate tests at Gårdsten.

vattenspolning. Det skall dock påpekas, att stenfyllningen -
- i motsats till fyllningarna i Orminge - sannolikt blivit
vattendränkt åtskilliga gånger under det halvtannat år den
legat oskyddad mot nederbörd.

Krypningarna var tämligen lika under försöken, med stor-
leken beroende av det rådande grundtrycket, FIGUR 46.
Redovisade som funktion av logaritmen för belastningens
verkningstid är krypningarna avtagande vid små grundtryck,
ökande vid grundtryck över q_c och i övrigt rätlinjiga. Vatten-
spolningen påverkade inte krypningarna nämnvärt.

5.4 Slutsatser

5.4.1 Last-deformationsförlopp

Enaxlig kompression

De utförda kompressionsförsöken på packat material visar
att kompressibiliteten är en funktion av vertikaltrycket och
packningen, FIGUR 25. Kompressionsmodulen (tangentmodul)
har vid belastningens början ett högt värde som successivt
avtar när trycket ökas. Modulen når ett minimum vid ett
visst vertikaltryck, varefter den visar en svag ökning i takt
med fortsatt vertikaltrycksökning, FIGUR 47 (a). De för-
höjda värdena på kompressionsmodulen vid låga tryck torde
stå i samband med den förkonsolideringseffekt, som pack-
ningen gett i kornskelettet, se avsnitt 5.4.6.

Grundplatta

Platsgjutna fundament på packade sprängstensfyllningar får
mycket små sättningar vid låga grundtryck. Last-deforma-
tionskurvan är rätlinjig eller svagt nedåtböjd, FIGUR 36-39
och FIGUR 45, och sättningarna synes vara resultatet av

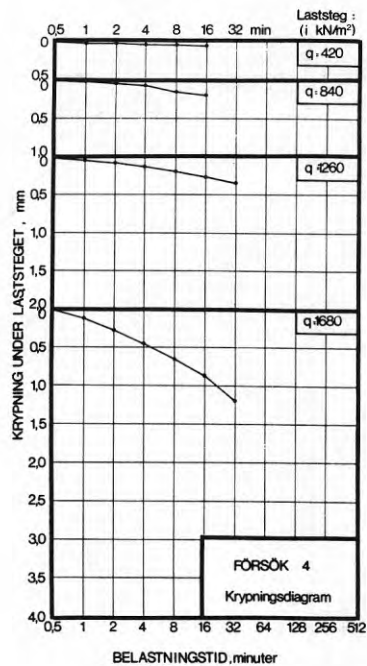
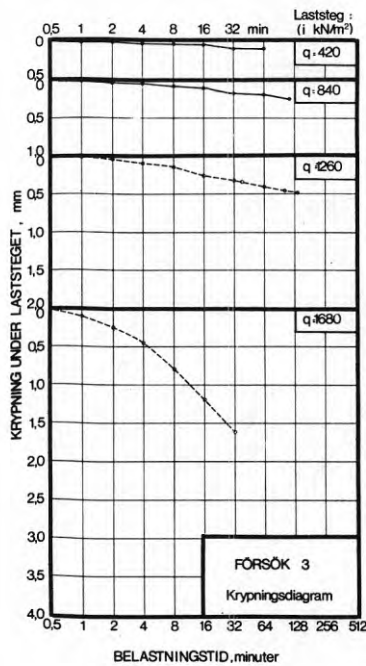
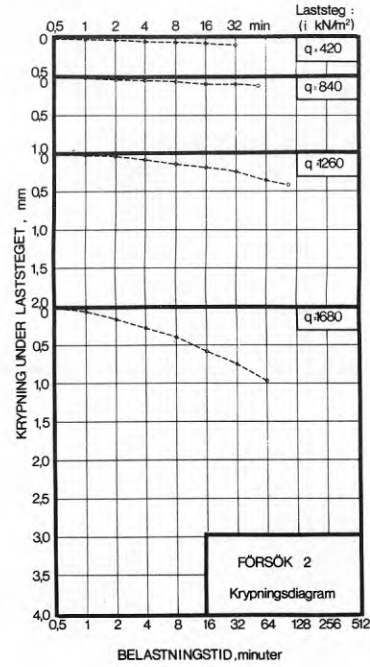
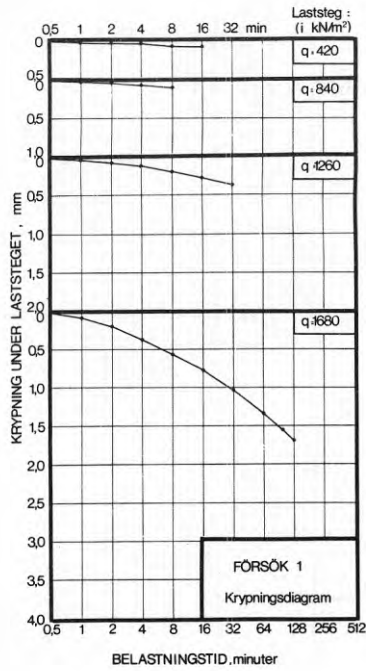


Fig. 46. Uppmätta krypningsförlopp under fyra konstanta belastningar på plattorna, Gårdsten. Angivna rörelser är medelvärden av avläsningarna på fyra mätklockor. Rörelsen vid 0,5 min har satts till noll. --○-- Vat- tenspolning pågick under plattan.

Fig. 46. Creep curves recorded during four constant loading tests on the plates at Gårdsten. The movements indicated are the means of readings on four dial gauges. The movement at time = 0.5 min has been put equal to nought. --○--, indicates that water was spread below the plate.

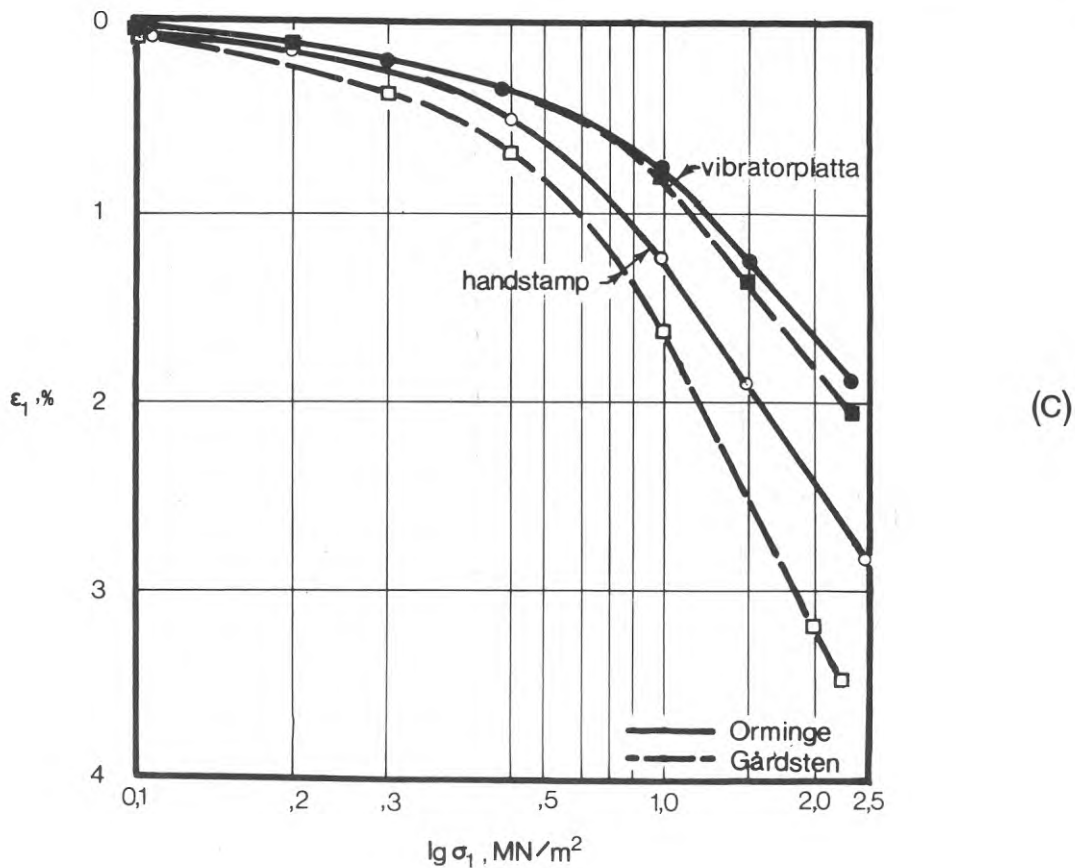
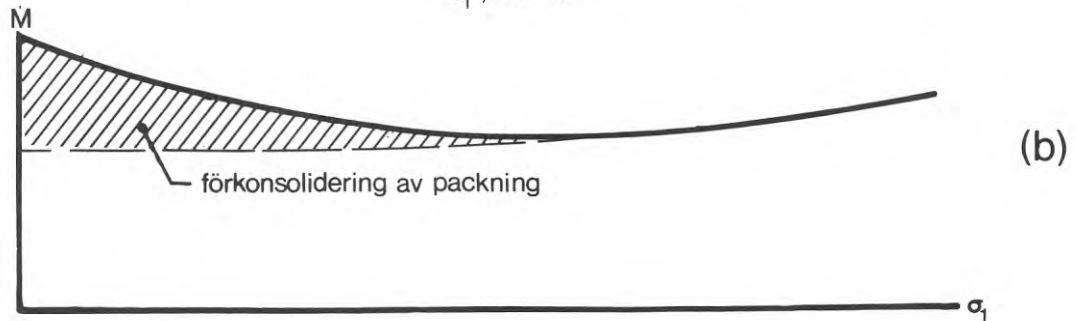
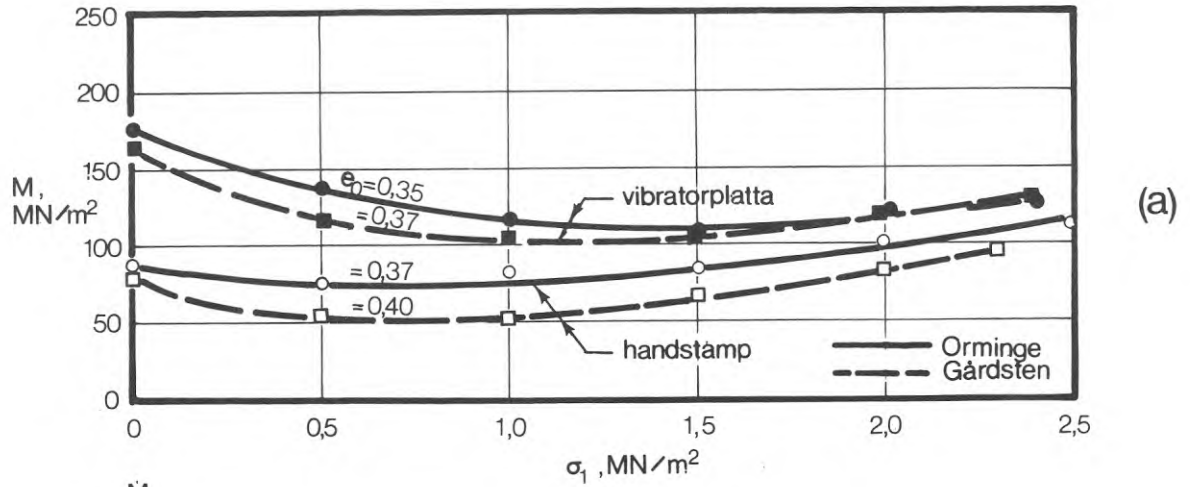


Fig. 47. Kompressionsegenskaper hos sprängstensmaterialen.

a) Kompressionsmodulens variation med vertikalspänningen.

b) Förkonsolideringseffekt av packning.

c) Kompression mot logaritmen för vertikalspänningen.

Fig. 47. Compression characteristics of the rock fill material.

a) Variation of the modulus of compressibility with the vertical stress

b) Pre-consolidation effect due to compaction

c) Compression plotted against the logarithm of the vertical stress.

elastiska och plastiska deformationer hos sprängstenarnas kontaktpunkter. (På grund av kompression i ytskikt med sämre packning kan något större rörelser än i övrigt inträffa omedelbart vid belastningens början). När medelgrundtrycket når upp till ett kritiskt värde (q_c) ökar last-deformationskurvans lutning markant i samband med att kontaktpunkter börjar krossas. Härav rubbas kraftjämvikten i kornskelettet och stenarna börjar förskjutas. Eftersom sättningarna blir stora, är det viktigt att detta tillstånd inte uppnås i fundament till byggnader. q_c bör alltså betraktas som brottlast. Försöken visar liknande spännings/deformationsbild som vid treaxlig kompression med lågt sidotryck, kurvorna A i FIGUR 8 (c).

Belastningsförsök i modellskala visar att under fundament på löst lagrade sprängstensmassor börjar omlagringar i kornskelettet redan vid låga belastningar. Sättningarna blir mycket stora med ungefär rätlinjig last-deformationskurva. Detta bekräftar iakttagelser av Busk (1967) vid belastningsförsök i fält. Plattgrundläggning på opackade sprängstensmassor bör därför unvikas.

5.4.2 Krypningsförlopp

Enaxlig kompression

Kompressionsförsök på packat material visar enligt FIGUR 26 att krypningarna vid konstant belastning utbildas proportionellt mot logaritmen för tiden. Vidare är krypningshastigheten större ju högre vertikalspänningen är. Med ledning av dessa erfarenheter kan kompressionen för belastningen σ_1 mellan tidpunkterna t_0 och t , räknade från belastningens början, tecknas

$$\epsilon_t = a \cdot \frac{\sigma_1}{\sigma_j} \cdot \lg \frac{t}{t_0} \quad (42)$$

där a (krypningskoefficienten) är en konstant för en och samma sprängstensmassa, packad på visst sätt. σ_j är en jämförelsespänning (för dimensionsriktighet). Liknande erfarenheter har rapporterats av Marsal et al. (1965).

Grundplattor

Resultat från plattförsök i fält indikerar att de tidsberoende sättningarna hos platsgjutna fundament på packade sprängstensfyllningar är mycket små vid grundtryck lägre än det kritiska (q_c), FIGUR 40 och 46.

Belastningar lägre än $1/2 \cdot q_c$ synes överhuvudtaget inte framkalla några fortgående krypningar i kornskelettet.

Grundtryck mellan $1/2 \cdot q_c$ och q_c ger rörelser ungefär proportionella mot logaritmen för belastningstiden. De synes vidare öka i proportion till sprängstensfyllningens mäktighet H , och mot grundtryckets storlek i förhållande till q_c . Sättningen hos fundamentet mellan tidpunkterna t_0 och t , räknade från belastningens början, kan skrivas

$$s_t = a_q \cdot \frac{q}{q_c} \cdot H \cdot \lg \frac{t}{t_0} \quad (43)$$

där a_q (krypningskoefficienten) är en konstant för en och samma sprängstensfyllning och fundamenttyp.

Plattor med grundtryck större än q_c fick stora sättningar. Rörelserna, avsatta mot logaritmen för tiden, visade ökande tendens, vilket indikerar brottillstånd i fyllningen.

Den senare typen av krypningsförlopp erhöles också vid modellplattor på löst lagrat material, FIGUR 29.

Det skall påpekas att krypningsobservationerna skedde under

mycket kort tid. Som stöd för att sambandet ekv. (42) också gäller vid långvarig belastning kan nämnas observationer av rörelser i utlagda sprängstensfyllningar, rapporterade av Sowers et al. (1965) och Marsal & Arellano (1967). Busk (1972) visade, att långtidsrörelser hos fundament med låga grundtryck praktiskt taget uteblev.

5.4.3 Inverkan av bergart

Av de två studerade bergarterna, gav den kraftigt glimmerbandade gårdstengnejsen mer avplattade och stängliga sprängstenar än den mer isotropt uppbyggda ormingegnejsen. Planskiffrigheten hos gårdstensmaterialet synes ha inneburit att stenarna ofta hade extremt flisiga kanter i de partier där berg-
et slitits av tvärs bandningsriktningen. Dessa kanter kunde ibland brytas loss med händerna. Begränsningsytorna hos ormingematerialets stenar hade däremot inga markerat svaga partier utom i något fall då grovkristallina, lättavspjälkade kvartssliror förekom. Enkla fallhammareförsök visade också att gårdstensmaterialet var lättare att krossa än ormingematerialet.

Trots den något mer stängliga och avplattade kornformen hos gårdstengnejsen, vilken erfarenhetsmässigt borde inneburit högre portal än i ormingegnejsen, blev portalet efter packning lägst i det förra materialet. De efterföljande kompressionsförsöken visade att gårdstensmaterialet, trots den något lägre utgångs porositeten var mest kompressibelt och gav störst krossning, FIGUR 24 och 47. Vidare var krypningen för viss belastning störst i detta material, jfr FIGUR 26, vilket innebär att värdet på konstanterna a och a_q i ekvationerna (42) respektive (43) beror av bergmaterialet. De observerade skillnaderna i egenskaper torde kunna härledas till att gårdstensmaterialets kantigare stenar bildar svagare kontaktpunkter

än ormingematerialets.

5.4.4 Inverkan av vatten

Plattförsöken visade att det kritiska medelgrundtrycket reducerades med upp till en tredjedel när den ursprungliga torra sprängstensfyllningen i Orminge spolades med vatten. Detta indikerar att kontaktpunkterna krossas lättare när vatten är närvarande.

Belastningsförsök på tillslipade "kontaktpunkter" stöder detta antagande. Torra prover som belastats till brott och sedan inte avlastats, krossades ytterligare när vatten droppades på det belastade partiet. Iakttagelserna stämmer väl med de resultat som rapporterats av Sowers et al. (1965). Sprängstensfyllningen i Gårdsten låg under ett och ett halvt år oskyddad för nederbörd innan plattförsöken utfördes. De kritiska grundtrycken var ungefär lika stora som i de torra massorna i Orminge, men påverkades inte av att massorna vattenspolades vid försöken.

Vid provning i luft deformerades tillslipade "kontaktpunkter" av vattenlagrat bergmaterial lika mycket som torra, FIGUR 20. Tillskottsdeformationer genom vattenpåverkan erhöles också i detta fall, men först sedan provet fått stå belastat och helt nedsänkt under vatten i tio minuter. Med ledning av dessa resultat kan det inte uteslutas att långvarigare och kraftigare vattenspolning än den som skedde skulle gett ökning av sättningarna också i Gårdsten, jfr Holestöl et al. (1963).

Reduktionen av det kritiska medelgrundtrycket innebär, att vattenspolning också påskyndar krypningarna, jfr ekvation (43).

5.4.5 Inverkan av stenstorlekar

Vid kompressionsförsök på sprängstensmaterial från Orminge,

inpackat i 15 cm lager med vibratorplatta, var kompressionsmodulen $M = 160 \text{ MN/m}^2$ i belastningsintervallet $0-0,2 \text{ MN/m}^2$ (sekantmodul), se FIGUR 25. I samma spänningsintervall gav grundplattor på 1,5 m packade lager med tio gånger större stenstorlekar elasticitetsmodulen $E = 130 \text{ MN/m}^2$ (plattgrupp I och II).

För att kunna avgöra om kompressionsmodulen på förminskat material kan användas för att förutsäga sättningarna hos plattorna, måste M omräknas till elasticitetsmodul enligt ekvation (20). Enligt kompressionsförsöken väljes kontraktions-talet till 0,3, varför $E = 0,74 \cdot 160 = 120 \text{ MN/m}^2$. Överensstämmelsen med plattförsöken är alltså god.

5.4.6 Inverkan av packning

Kompressionsförsöken visar packningens betydelse för kompressionsegenskaper, FIGUR 47 (a). I det lägsta spänningsområdet var modulen avtagande vid tryckökning. Det kan antas att kornskelettet genom packningen här var förkonsoliderat relativt de rådande spänningarna, FIGUR 47 (b). Förkonsolideringstrycken framträder också tydligt om kompressionen som i FIGUR 47 (c) redovisas mot logaritmen för vertikalt trycket, jfr Casagrande (1965). Vibratorplattan gav betydligt bättre packningseffekt än inpackning med handstamp, även om skillnaden i portal var relativt obetydlig (0,02 á 0,03). Den innebar också att krypningshastigheten hos provet blev lägre, se FIGUR 26. Värdet på krypningskoefficienten a (ekvation 42) påverkas alltså av packningsmetoden.

Tidigare har nämnts, avsnitt 5.4.1, att plattgrundläggning på opackade massor ger stora sättningar och därför bör undvikas. Packningen synes ge sprängstensskelettet en förkonsolidering som medger att medelgrundtrycket på plattan kan ökas till q_c utan att krossningar och förskjutningar inträffar i stenarnas

kontaktpunkter. De utförda försöken på 1,5 m torra lager gav $q_c = 1,2 \text{ MN/m}^2$ medan 1,0 m lager hade 30-50% högre värden. Packningen påverkar också långtidssättningarna. Det har tidigare visats, att dessa avtar med ökande q_c , avsnitt 5.4.2 (ekv. 43).

Eftersom de största spänningstillskotten från en grundplatta inträffar på djup mindre än plattbredden, är kraven på packning av underliggande delar inte lika höga som för ytlagret. Plattförsöken vid grund P92 i Orminge visade, att om fyllningen utbredds med traktor på lämpligt sätt (se avsnitt 3.3.1), behöver endast det översta sprängstenslagret packas med vibrationsvält.

6 BERÄKNING AV KOMPRESSION OCH SÄTTNINGAR

6,1 Kompression i fyllningar

6.1.1 Momentan kompression

För massorna i en fyllning över stor yta råder vid ökning av överlagringstrycket i stort sett samma deformationstillstånd som för materialet i en ödometer. Vertikalkompressionen på viss nivå vid en ökning av vertikalspänningarna från σ_0 till $\sigma_0 + \Delta\sigma$, till exempel orsakad av fortsatt uppbyggnad av banken, kan beräknas med hjälp av kompressionsmodulen (ödometermodulen) M , avsnitt 2.4.5

$$\epsilon = \int_{\sigma_0}^{\sigma_0 + \Delta\sigma} \frac{d\sigma}{M} \quad (44)$$

varefter sättningen hos den belastade sprängstensytan erhålls genom integrering av relativa kompressionen i ett vertikalsnitt genom fyllningen

$$s = \int_0^H \epsilon \, dz \quad (45)$$

där H är fyllningshöjden och z är djupet under fyllningsytan. M varierar med vertikalspänningens storlek. Ofta är emellertid variationen inte större än att man för praktiskt bruk kan betrakta kompressionsmodulen som konstant, varvid

$$\epsilon = \frac{\Delta\sigma}{M} \quad (46)$$

och

$$s = \frac{\Delta\sigma \cdot H}{M}$$

Om M varierar kraftigt med vertikalspänningen kan den förenklade beräkningsmetoden inte användas, I detta fall utförs sätt-

ningsberäkningen lämpligen genom elementär summering av delkompressionen i skikt med tjockleken Δz

$$s = \sum \frac{\Delta \sigma}{M} \cdot \Delta z \quad (47)$$

där M beräknas för medelspänningen $\sigma_0 + \frac{\Delta \sigma}{2}$ i varje skikt. Korrekta sättningsbedömningar med de angivna formlerna kräver att man kan ange kompressionsmodulen med tillräcklig noggrannhet.

I flera fall har det visat sig att M bestämd vid ödometerförsök på förminskat material kan användas (Holestöl *et al.*, 1963; Marsal & Arellano, 1967 och Perman *et al.*, 1971). Egna undersökningar tyder på, att det är möjligt att noggrant bestämma kompressionsegenskaperna hos packade sprängstensfyllningar genom kompressionsförsök på skalenligt förminskat material, skiktvis inpackat med vibratorplatta.

Stora svårigheter uppstår när man skall avgöra gradering och lagringstäthet i originalmassorna för att kunna tillverka representativa ödometerprover. Ofta får man nöja sig med att uppskatta sättningsvärden enligt ekvation (46) med erfarenhetsvärden på kompressionsmodulen. Sådana värden har tidigare presenterats i avsnitt 4. Till dessa kan efter egna experiment fogas, att noggrant packade fyllningar av ovittrad granitisk gnejs har kompressionsmoduler av storleksordningen 100-150 MN/m².

6.1.2 Tidberoende kompression

Kompressionsförsök och sättningsmätningar i fält indikerar att den tidberoende kompressionen (krypningen) är ungefär proportionell mot logaritmen för den förflutna tiden och mot överlagringstryckets storlek σ . Krypningen mellan tidpunkterna t_0 och t , räknade från belastningens början, synes kunna uppskattas ur;

$$a \cdot \frac{\sigma}{\sigma_j} \cdot \lg \frac{t}{t_0} \quad (48)$$

där a är en dimensionslös faktor, vars storlek förutom av jämförelsespänningen σ_j beror av utläggnings- och packningsmetoden samt av typen av sprängmassor.

Tyvär är antalet sättningsobservationer på lagerutbredda sprängstensfyllningar alltför litet för att man skall kunna ange riktvärden på a för olika typer av sprängstensmassor och packningsmetoder. Enstaka upplysningar kan hämtas ur Kjaernsli (1962), Sowers et al., (1965) och Marsal & Arellano (1967).

Egna kompressionsförsök antyder, att långtidssättningarna i noggrant packade massor av ovittrad, granitisk gnejs blir mycket obetydliga (a ca 0,5 ‰ vid $\sigma_j = 1 \text{ MN/m}^2$), en erfarenhet som stämmer väl med sättningsobservationer rapporterade av Hellström (1955) och Kjaernsli (1962).

6.2 Sättningar hos grundplattor

6.2.1 Momentana sättningar

Detta avsnitt avser grundplattor som gjutits direkt mot underlag av sprängstensmassor, förkonsoliderade genom packning.

Som nämnts tidigare, bör det medelgrundtryck q_c som ger krossning och omlagring i kornskelettet betraktas som en brottlast för fundamentet. Det är därför lastdeformationsegenskaperna vid lägre medelgrundtryck än q_c som här skall diskuteras. Grundplattor på opackade eller svårpackade (mycket välgraderade) sprängstensmassor behandlas inte, när de som i regel ger otillåtligt stora sättningar.

Storleken av det kritiska medelgrundtrycket beror förutom av sprängstensmassornas egenskaper av packningsenergien och lagertjocklekarna. Vid 1,5 m traktorutbredda lager av ovittrad gnejs, packade med vibrationsvält, var q_c för 1 m^2 plattor ca $1,2 \text{ MN/m}^2$, medan 1,0 m lager gav 30 - 50% högre värden. Utsätts en i torrhet utlagd sprängstensfyllning för vattenspolning får man räkna med att det kritiska medelgrundtrycket sjunker. Vid de nämnda plattförsöken reducerades q_c med upp till en tredjedel när fyllningen vattenspolades.

Som visats under avsnitt 5.4.1 är omlagringarna i kornskelettet i spänningsområdet under q_c oväsentliga. En sättningsberäkningsmetod baserad på elasticitetsteorien synes därför vara lämplig. Enligt Steinbrenner (1934) kan momentansättningarna under en rektangulär, jämnt fördelad och flexibel belastning med bredden B och intensiteten q , vilande på ett elastiskt underlag med elasticitetsmodulen E beräknas ur

$$s = \frac{qB}{E} \cdot I \quad (49)$$

Här är I ett influenstal, vars storlek beror på underlagets tjocklek och kontraktionstal, på belastningens längd/breddförhållande och på avståndet från belastningens mitt till den punkt där sättningen söks. Om denna väljs som den så kallade karakteristiska punkten erhålls sättningen i ett likformigt, men böjstyvt fundament (Grasshoff, 1955). Terzaghi (1943) har kompletterat Steinbrenners diagram över I med värden för cirkulära fundament. I FIGUR 48 har på basis av ekvation (49) upprättats ett nomogram för förenklad beräkning av sättningarna hos stela kvadratiska och cirkulära fundament på elastiska underlag av begränsad tjocklek. Kontraktionstalet är satt till 0,3.

I FIGUR 49 har sättningsobservationer från platsgjutna grundplattor på traktorutbredda och packade 0,5-1,5 m sprängstens-

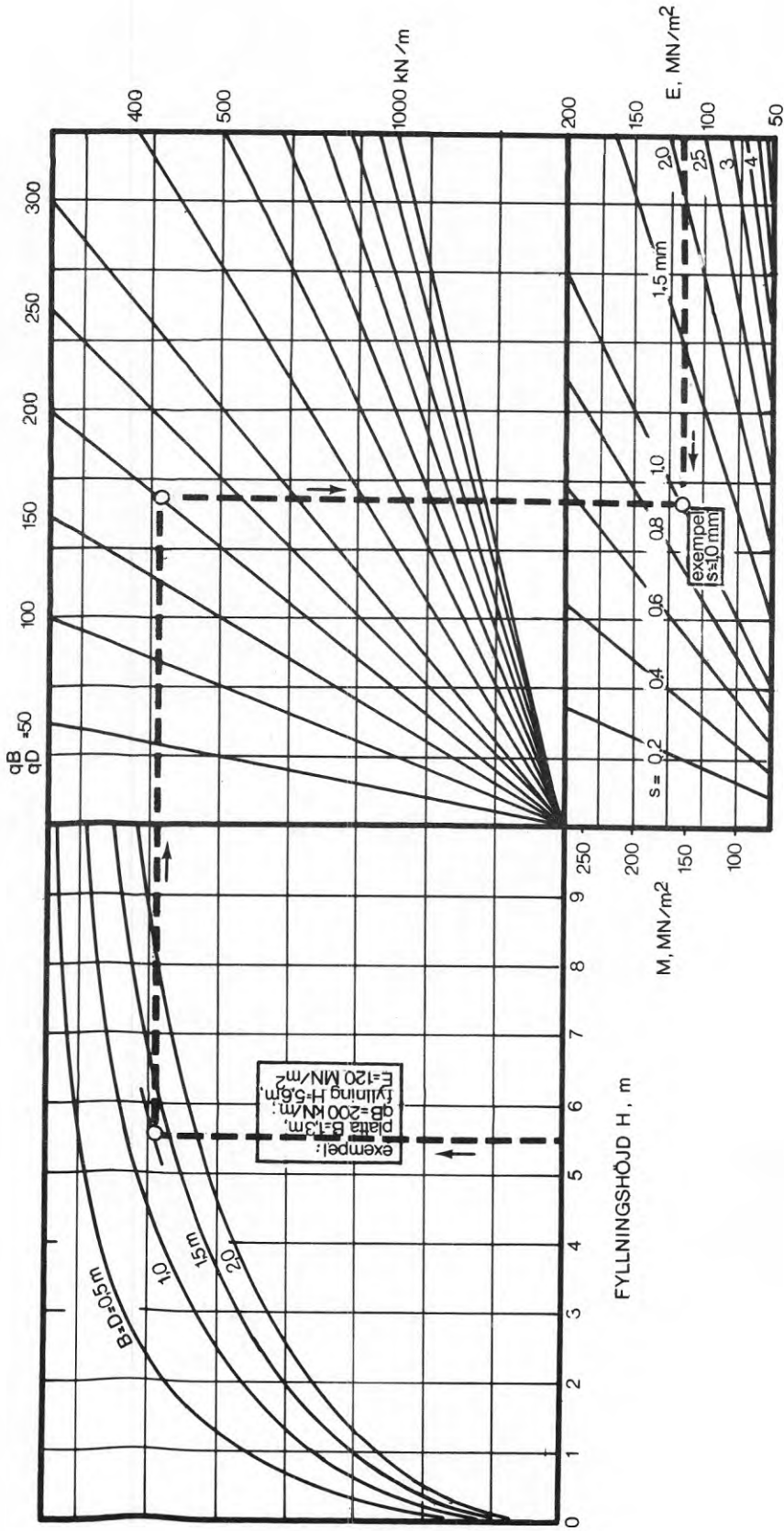


Fig. 48. Nomogram for determination of the settlement in a flexurally stiff square or circular foundation on an elastic stratum of limited thickness. Drawn on the basis of data given by Steinbrenner (1934), Terzaghi (1943) and Grasshof (1955). Poisson's ratio = 0.3, no friction between the fill and the subgrade.

Fig. 48. Nomogram för bestämning av sättningen hos ett böjstyvt, kvadratisk eller cirkulärt fundament på ett elastiskt lager med begränsad tjocklek. Upprättat efter data från Steinbrenner (1934), Terzaghi (1943) och Grasshoff (1955). Kontraktionsstal 0,3 och ingen friktion fyllning/underlag. Variationen i sättningar med $E = 50-200 \text{ MN/m}^2$ enligt nedre diagrammet är normal för platsgjutna fundament på packad sprängstensfyllning av typen ovittrad granit eller granitisk gnejs.

The variation in settlements with $E = 50-200 \text{ MN/m}^2$ according to the bottom diagram is normal for in-situ foundations on compacted blasted rock fills of unweathered granite or granitic gneiss.

lager av hård, ovittrad gnejs sammanställts med q_B (q_D) som abscissa. Sammanställningen omfattar kvadratiska grundplattor med 1,3 och 1,6 m sida, långsträckta kantsulor med bredden 0,5-0,7 m (se avsnitt 4.2) samt cirkulära 1 m^2 plattor (egna försök). Samtliga plattor är platsgjutna och fyllningsytorna är avjämnade med ca 0,1 m finare krossmaterial och därefter packade på nytt. Fyllningsmaktigheterna vid mätställena varierade mellan 1,3 och 5,9 m.

FIGUR 49 visar att sättningar hos grundplattor på fyllningar av den beskrivna typen kan beräknas med E i intervallet 50-200 MN/m^2 . Spridningen är inte förvånande stor med tanke på rörelsernas storlek. Att stor spridning också erhöles vid de väl kontrollerade plattförsöken visar, att det torde vara faktorer som inhomogeniteter hos underlaget och variationer i lagertjocklek som framförallt orsakar spridningen. Nomogrammet i FIGUR 48 ger sättningarna hos grundplattor vid $E = 50\text{-}200\text{ MN/m}^2$.

Vid visst värde på q_B synes långsträckta grundplattor få i medeltal tre gånger större sättningar än kvadratiska grundplattor.

Om samtliga lager i sprängstensfyllningen utbretts med schaktbladsförsedd, tung bandtraktor, kan ovanstående sättningar påräknas även om endast det översta sprängstenslagret packats med vibrationsvält.

6.2.2. Långtidssättningar

Den tidberoende sättningen hos platsgjutna fundament med medelgrundtryck lägre än halva det kritiska (brottsäkerhet > 2) avslutas snabbt och uppgår på sin höjd till några tioendels millimeter.

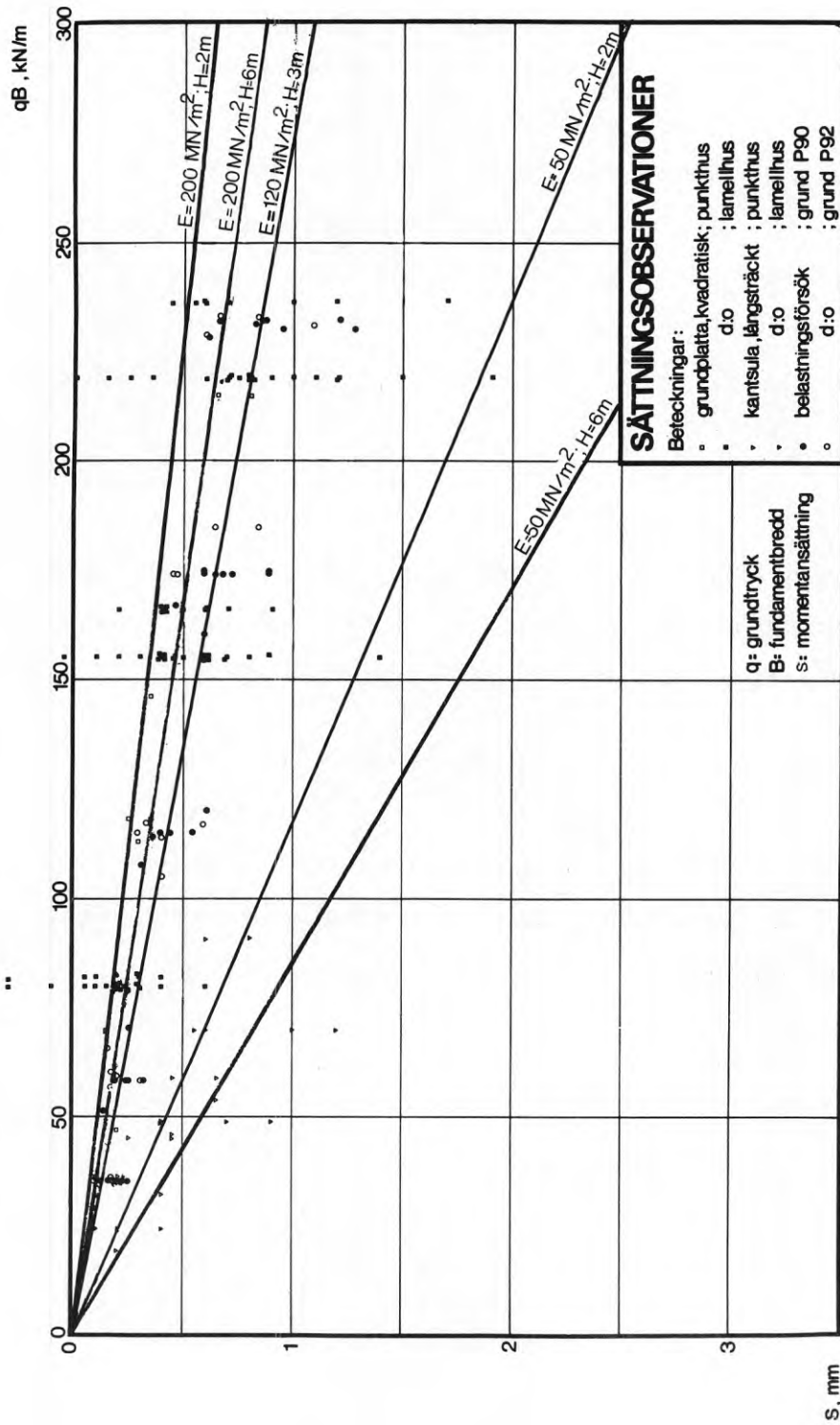


Fig. 49. Observed settlements at Orminge, partly according to Busk (1972) and partly according to our own tests. The straight lines represent settlements for 1.3-1.6 m square (circular) foundations, calculated with the aid of the nomogram in Fig. 48.

Fig. 49. Sättningsobservationer i Orminge, delvis efter Busk (1972), delvis efter egna försök. De räta linjerna representerar sättningar för 1,3-1,6 m kvadratiska (cirkulära) fundament, beräknade med nomogrammet i Fig. 48.

Vid högre grundtryck och fyllningshöjder mellan 2 och 5 m synes sättningen mellan två tidpunkter t_0 och t från belastningens påförande vara proportionell mot logaritmen för tiden, mot kvoten mellan det aktuella och det kritiska grundtrycket samt mot sprängstensfyllningens tjocklek under fundamentet

$$s_t = a_q \cdot \frac{q}{q_c} \cdot H \cdot \lg \frac{t}{t_0} \quad (2 < H < 5 \text{ m}) \quad (50)$$

Cirkulära, kvadratmeterstora plattor på traktorutbredda och packade 1, 0-1, 5 m sprängstenslager av ovittrad gnejs gav vid mätningar under kort tidsperiod a_q -värden mellan 0,05 - 0,10⁰/oo. Detta gällde också då endast det översta lagret var packat med vibrationsvält. Långtidssättningarna var alltså ytterst obetydliga. Eftersom observationer över lång tid saknas för grundplattor med så höga grundtryck, bör alltför stor tillit inte sättas till de vid plattförsöken erhållna värdena på a_q .

Vid höga grundtryck får man räkna med att krypningarna accelererar om fyllningen vattenspolas. Ligger medelgrundtrycket i närheten av q_c , kan brott inträffa i grundplattan.

En ökad krypning kan också påräknas om bergets hållfasthet nedsätts av annan anledning, till exempel genom vittring. Dylka aspekter måste tas i beaktande vid bestämning av tillåtna grundtryck på fundament på sprängstensmassor av vittringskänsliga bergarter.

LITTERATUR

- Andréasson, L, 1971. Friktionsjordars kompressibilitet. (Byggmästarens förlag.) Byggmästaren, No. 4. Stockholm.
- Andréasson, L, 1971a, Kompressibilitet hos grova friktionsjordar. (CTH, Institutionen för geoteknik med grundläggning..) Intern rapport. Göteborg.
- ASCE, 1967, Problems in design and construction of earth and rockfills dams. (ASCE) Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 93, No. SM 3.
- Basgen, D H, 1964, Construction experience - Cougar Dam. (Eight Congress on Large Dams.) Question 31, Report 9. Edinburgh.
- Berg, L, 1949, Stenfyllningsdammen i Nissaström. (Svenska Vattenkraftsföreningen.) Publikation nr 411. Stockholm.
- Bergdahl, U, 1966, Ny metod för mätning av sättningar hos bankfyllnader på kompressibla jordlager. Väg- och vattenbyggaren, No. 3.
- Bernell, L, 1964, Measurements in the Messaure Dam, a rock-fill structure with wet-compacted moraine core. (Eight Congress on Large Dams.) Question 29, Report 18. Edinburgh.
- Boughton, N O, 1970, Elastic analysis for behavior of rock-fill. (ASCE) Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 96, No. SM 5.
- Busk, G, 1967, Provb belastning av grundplattor på sprängstensmassor. (Statens institut för byggnadsforskning.) Rapport I3. Stockholm.
- Busk, G, 1972, Mätning av sättningar i packad sprängstensfyllning. (Statens institut för byggnadsforskning.) Rapport 18. Stockholm.
- Cadling, L, Paus, K, Bengtsson, H, Lundberg, B, & Persson, I, 1965, Grundläggning på berg. (Svenska Riksbyggen.) Handlingar nr 10. Stockholm.
- Casagrande, A, 1965, Hohe Staudämme. (Technische Hochschule, Wien, Institut für Grundbau und Bodenmechanik.) Communication No. 6. Wien.

Chan, 1964, Construction of Akosombo Dam. (Eight Congress on Large Dams.) Question 31, Technical session, Edinburgh.

Chan, C K, 1969, Rockfill Testing Facility. (7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.) Discussion, Speciality session 13. Mexico City.

Chen, L S, 1948, An Investigation of the Stress, Strain & Strength Characteristics of Cohesionless Soils by Triaxial Compression Tests. (2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.) Proceedings, Vol. 5 Rotterdam.

Dickey, J W, 1966, Frictional Characteristics of Quartz. (MIT) S.B. thesis. Cambridge. Refererad av Lambe & Whitman (1969).

Egelstig, C, 1970, Hållfasthetsbestämning av bergarter genom fallhammarförsök. (CTH, Institutionen för geologi.) Examensarbete. Göteborg.

Field, W G, 1963, Towards the Statistical Definition of a Granular Mass. (4th Australia-New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.) Proceedings. Adelaide.

Fletcher, E H, 1971, Random walk model of ideal granular mass. (ASCE) Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 97, No. SM 10.

Forssblad, L, 1960, Jorddammsarbeten vid Bjurfors nedre kraftverk (del II). (Svenska vattenkraftföreningen.) Meddelande 161. Stockholm.

Forssblad, L, 1968, Heavy vibratin rollers - design, compaction data and applications. (Vibro-verken.) Research Bulletin No. 8013. Solna.

Fumagalli, E, 1969, Test on cohesionless materials for rockfill dams. (ASCE) Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 95, No. SM 1.

Geoffrey, D N, 1969, Interstate Route 84. Vibratory compaction. Rockfill tests. (New York State Department of Transportation.) Report 69-1. Albany.

Grasshoff, H, 1955, Setzungsberechnungen starrer Fundamente mit Hilfe des "kennzeichnenden Punktes". Der Bauingenieur 30. Heft 2.

Griffith, A A, 1921, The Phenomena of Rupture and Flow in Solids. (Royal Society of London.) Philosophical Transactions, Series A, Vol. 221. London.

Griffith, A A, 1924, The Theory of Rupture. (1st International Congress on Applied Mechanics.) Proceedings.

Hellström, B, 1955, Compaction of a rockfill dam. (Fifth Congress on Large Dams.) Question 18, Report 35. Paris.

Hoek, E & Bieniawski, Z T, 1966, Fracture propagation mechanism in hard rock. (1st International Congress on Rock Mechanics.) Proceeding, Vol. 1. Lissabon.

Holestöl, K, Kjaernsli, B & Torblaa, I, 1965, Compression of tunnel spoil at Venemo Dam. (6th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering.) Proceedings, Vol. II. Montreal.

Höbeda, P, 1966, Erfarenheter av hållfasthets- och kornformsbestämningar för stenmaterial till vägändamål. (Statens väginstitut.) Specialrapport No. 45. Stockholm.

Kjaernsli, B, 1962, Deformationer av fyllningsdammer. (NGI) Publikation 48. Oslo.

Kjaernsli, B & Sande, A, 1966, Compressibility of some Coarse-Grained Materials. (NGI) Publikation 66. Oslo.

Kjellman, W & Jakobson, B, 1955, Some relations between stress and strain in coarse-grained cohesionless materials. (SGI) Proceedings. No. 9. Stockholm.

Krumbein, W C, 1941, Measurement and geological significance of shape and roundness of sedimentary particles. Journal for Sedimentary Petrology, Vol. 2 No. 2.

Ladanyi, B, 1967, Discussion on: Lee, K L & Farhoomand, I. Compressibility and Crushing of Granular Soils in Anisotropic Triaxial Compression. Canadian Geotechnical Journal, February 1967.

Lambe, T W & Whitman, R V, 1969, Soil Mechanics. (Wiley). New York.

Langefors, U & Kihlström, B, 1967, The modern technique of rock blasing. (Almqvist & Wiksell). Uppsala.

Lauffer, H & Schober, W, 1964, The Gepatsch rockfill dam in the Kauner valley. (Eight Congress on Large Dams.) Question 31, Report 4. Edinburgh.

Lee, K L & Farhoomand, I, 1967, Compressibility and Crushing of Granular Soils in Anisotropic Triaxial Compression. Canadian Geotechnical Journal. February 1967.

Marachi, N D, 1969, Strength and deformation characteristics of rockfill materials. (University of California.) Sc.D. thesis. Berkeley.

Marsal, R J, 1963, Contact Forces in Soils and Rockfill Materials. (2nd Pan-american Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.) Proceedings. Buenos Aires.

Marsal, R J, 1965, Stochastic Processes in the Grain Skeleton of Soils. (6th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering.) Proceedings, Vol. II. Montreal.

Marsal, R J, Gomez, E, Nunez, A, Cuellar, R & Ramos, R, 1965, Research on the Behaviour of Granular Materials and Rockfill Samples. (Comisión Federal de Electricidad.) Mexico.

Marsal, R J, 1967, Large scale testing of rockfill materials. (ASCE) Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 93, No. SM 2.

Marsal, R J & de Arellano, L R, 1967, Performance of El Infiernillo Dam, 1963-1966. (ASCE) Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 93, No. SM 4.

Marsal, R J, de Arellano, L R & Nunez, A, 1967, Plane strain testing of rockfill materials. (3rd Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.) Proceedings, Vol. 1. Caracas.

Marsal, R J, 1969, Comments by the organizer. (7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.) Contributions and discussions on mechanical properties of rockfill and gravel materials, Speciality session 13. Mexico City.

Odé, H, 1960, Faulting as a Velocity Discontinuity. (Geological Society of America.) Memorandum. Vol. 79.

- Pavlovic, M & Katalinic, I, 1970, Rockfill Dam Rama. (Tenth Congress on Large Dams.) Question 36, Report 41. Montreal.
- Penman, A D M, Burland, J B & Charles, J A, 1971, Observed and predicted deformations in a large embankment dam during construction. (Building Research Station.) Current Paper 18/71. Garston.
- Pousse, L & Molbert, J, 1964, Essais de mise en oeuvre d'enrochements au Mont-Cenis. (Huitième Congrès des Grands Barrages.) Question 31, Réport 1. Edinburgh.
- Robeson, F A & Crisp, R L, 1966, Rockfill design - Carters Dam. (ASCE) Journal of the Construction Division, Vol. 92, No. CO 3.
- Rzadkowski, B & Zurek, J, 1970, Influence de l'eau sur la déformabilité des roches broyées et sur le tassement des barrages en enrochement, (Dixième Congrès des Grands Barrages.) Question 36, Réport 49, Montréal.
- Scott, R F & Ko, H Y, 1969, General report: Stress-deformation and strength characteristics. (7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.) Proceedings, Vol. I. Mexico City.
- Sherard, J L, Woodward, R J, Gizienski, S F & Clevenger, W A, 1963, Earth and Earth-Rock Dams. (Wiley) New York.
- Sowers, G F, Williams, R C & Wallace, T C, 1965. Compressibility of broken rock and the settlement of rockfills. (6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.) Proceedings, Vol. II. Montreal.
- Statens vägverk, 1970, Byggnadstekniska anvisningar. Stockholm.
- Steele, J C & Cooke, J B, 1958, Rockfill dams; Salt Springs and Lower Bear River concrete face dams. (ASCE) Journal of the Power Division, Vol. 84, No. PO 4.
- Steinbrenner, W, 1934, Tafeln zur Setzungsberechnung. Die Strasse, Vol. 1.
- Svensk byggnorm 1967. Statens Planverk, Stockholm.
- Széchy, K, 1963, Der Grundbau. Erster Band, (Springer-Verlag.) Wien.

- Terzaghi, K, 1925, Erdbaumechanik. (Deuticke.) Wien.
- Terzaghi, K, 1943, Theoretical soil mechanics. (Wiley.) New York.
- Terzaghi, K, 1960. Discussion on: Steele, I C & Cooke, J B, Rockfill dams; Salt Springs and lower Bear River concrete face dams. (ASCE) Journal of the Power Division, Vol. 86, No. PO 1.
- Timoshenko, S & Goodier, N J, 1951, Theory of Elasticity. (Mc Graw-Hill.) New York.
- Wadell, H, 1932, Volume, shape and roundness of rock particles. Journal of Geology, Vol. 40, No. 5.
- Walsh, J B & Brace, W F, 1966, Cracks and pores in rocks. (1st International Congress on Rock Mechanics.) Proceedings, Vol. I. Lissabon.
- Zeller, J & Wulliman, R, 1957, The shear strength of the shell materials for the Göschenalp dam, Switzerland. (4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.) Proceedings, Vol. II. London.
- Zeller, J & Zeindler, H, 1957, Test fills with coarse shell materials for Göschenalp dam. (4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.) Proceedings, Vol. II. London.

APPENDIX

A1 Försöksresultat ur litteraturen

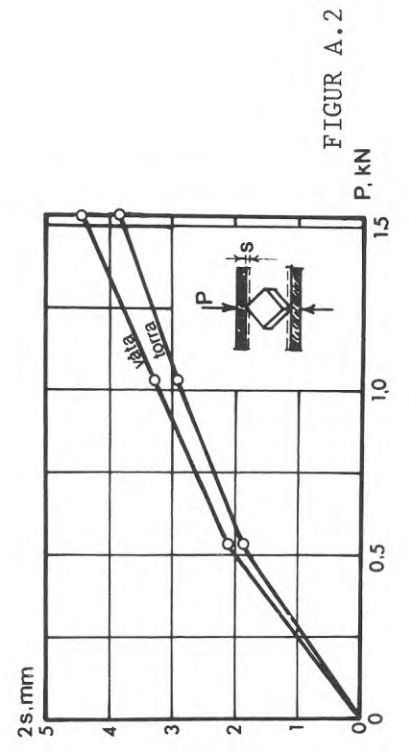
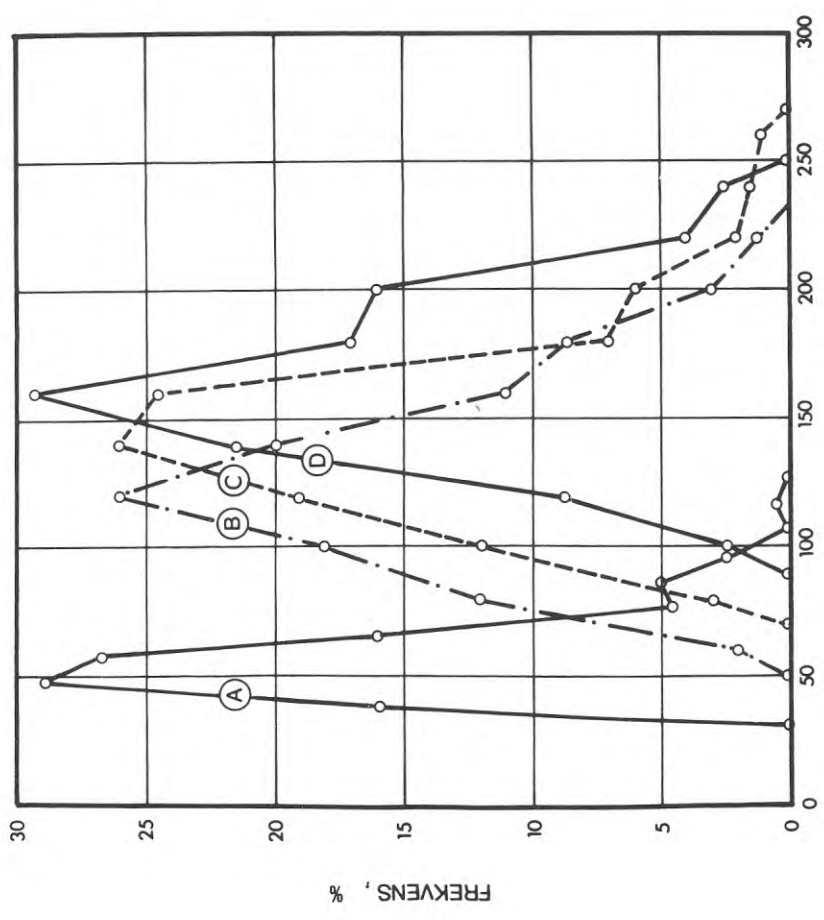
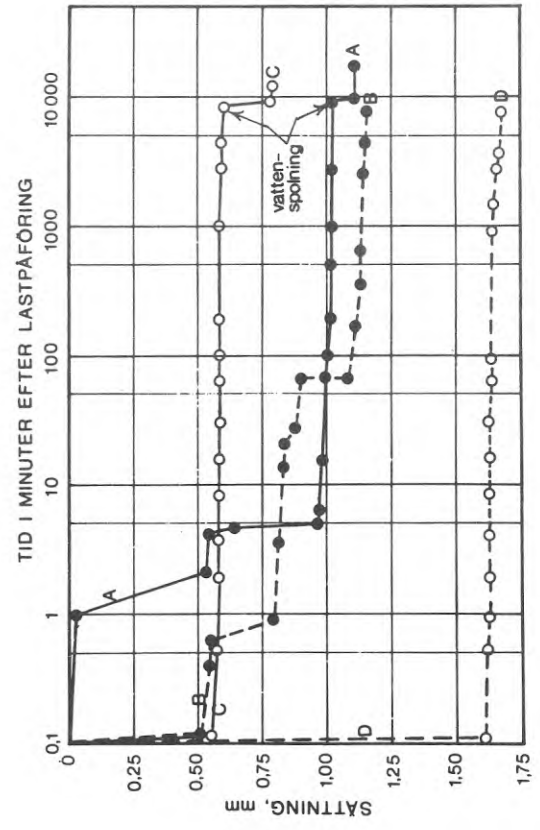
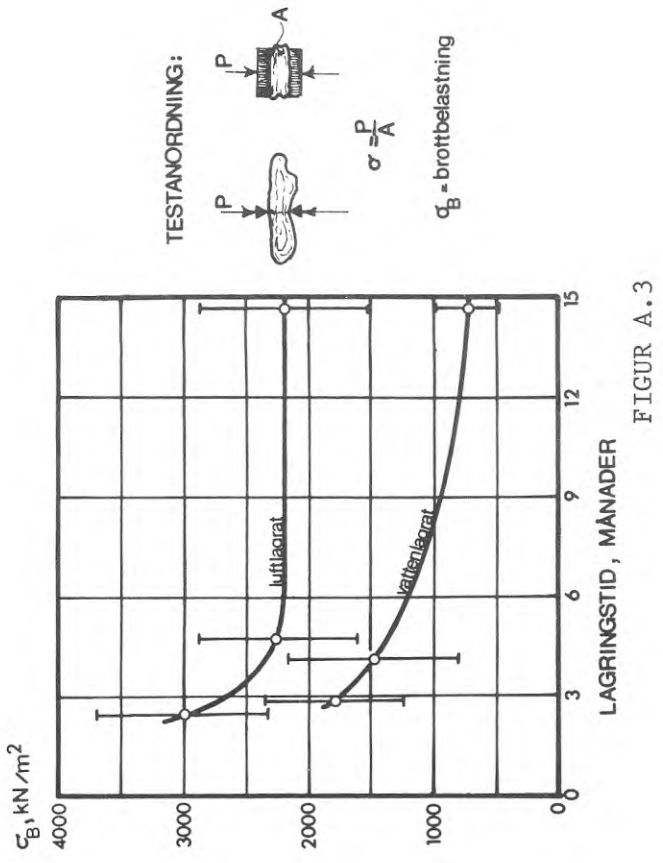
Kornhållfasthet

Resultat av tryckhållfasthetsbestämning (enkla tryckförsök) på kubiska kalkstensprover. Inverkan av provstorlek, vattenlagring och frysning efter vattenlagring. Kurva A betecknar torra 20 cm prover, kurva B vattenlagrade och frysta 5 cm prover, kurva C vattenlagrade 5 cm prover och kurva D torra 5 cm prover. I medeltal blev tryckhållfastheten 57, 129, 147 respektive 172 MN/m² i de fyra fallen. Källa: Pavlovic & Katalinic (1971). FIGUR A.1

Deformationer vid belastning av hörnen på kubformade sandstensprover. Inverkan av vattenspolning. Den undre kurvan visar medelvärdena av deformationerna i 36 torra kontaktpunkter. Den övre kurvan visar summan av de förra deformationerna och tilläggsrörelserna när belastningen gjordes om efter vattenspolning av kontaktpunkterna. Källa: Rzaczkowski & Zurek (1970). FIGUR A.2

Draghållfastheten hos stenar av skifferbergart, bestämd vid olika lagringstid efter sprängning. Den övre kurvan avser medelvärdet för 20 luftlagrade stenar, den undre medelvärdet för 20 stenar som lagrats under vatten. 90% konfidensintervall för hållfasthetsbestämningarna markerade. Källa: Rzaczkowski & Zurek (1970). FIGUR A.3

Deformationer hos cylindriska bergprover av gråvacka (kvartsit-typ), slipade i ena ändan till kil- eller pyramidform. Kurva A avser tryckning av torrt prov mot berg, kurva B tryckning av vattenspolat prov mot berg, kurva C tryckning av torrt prov mot stålplatta och kurva D tryckning av vattenspolat prov mot stålplatta. Källa: Sowers et al. (1965). FIGUR A.4



Enaxlig kompression

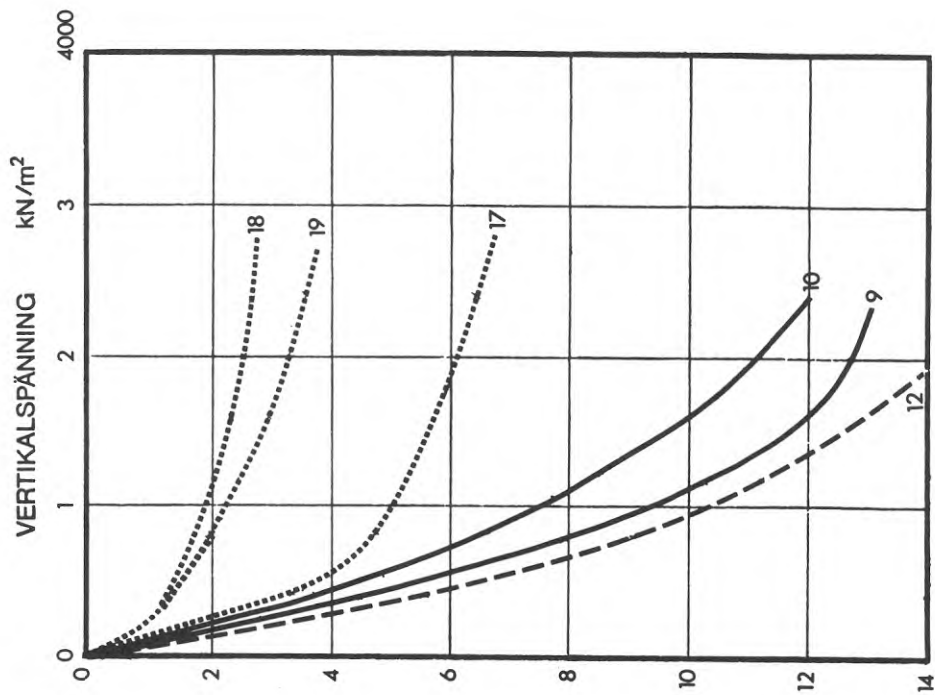
Kompression hos torra, krossade prover av sandsten, granit och gråvacka med $d_{100} = 40$ mm och varierande gradering. Ödometer ϕ 0,2 m, höjd 0,1 m. Beteckningar: ----- sandsten, $C_u = 3,6$; ---- granit, $C_u = 1,3$; ——— gråvacka, $C_u = 3,5$ och ——— gråvacka, $C_u = 1,3$. Källa Sowers et al. (1965). FIGUR A.5

Kompression hos torra sprängstensprover av diorit (material 3) och hårt kvartskonglomerat (material 4) med $d_{100} = 75$ mm. Ödometer med ϕ 0,5 m och höjd 0,5 m. Graderingskoefficient för de torra proverna $C_u = 3,2$, för de fuktiga $C_u = 6,4$. Heldragna kurvor avser prover som packats med vibratorplatta, streckade kurvor löst lagrat material. Källa: Marsal et al. (1965). FIGUR A.6

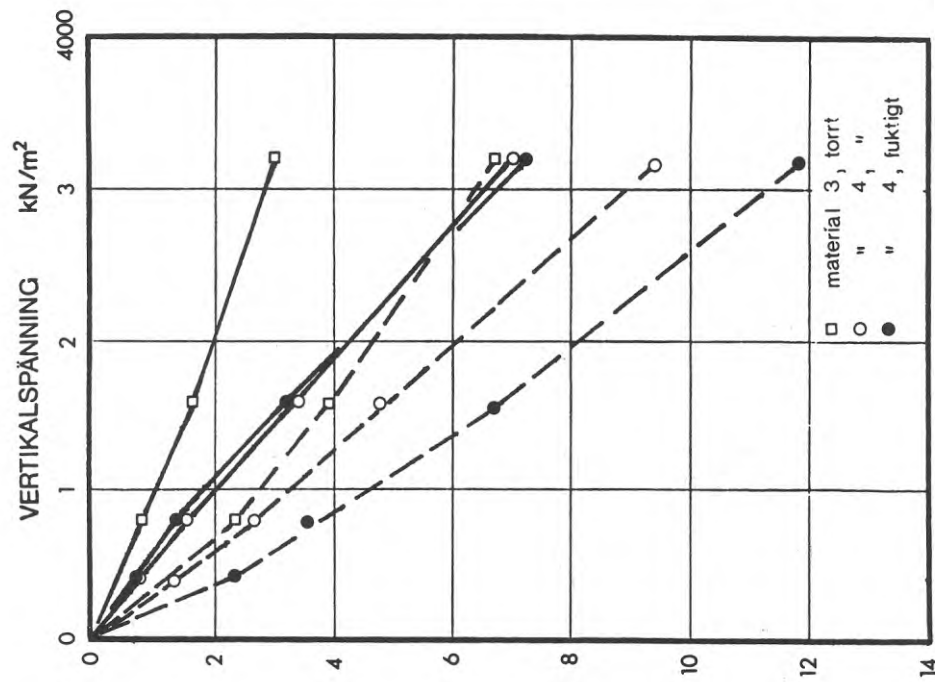
Kompression hos stenmaterial enligt nedanstående sammanställning i en ϕ 0,5 m ödometer med höjden 0,2 m. FIGUR A.7

Försök	Material	d_{100} mm	C_u	e_0	Anmärkning
9	Tunnel- skärv av	128	56	0,66	Lösaste lagr.
10	gnejs	128	56	0,52	
12	Krossad kalksten	128	30	0,50	
17	Fluvial sten	64	50	0,37	
18	Fluvial sten	64	50	0,23	Fastaste lagr.
19	Fluvial sten	64	57	0,39	

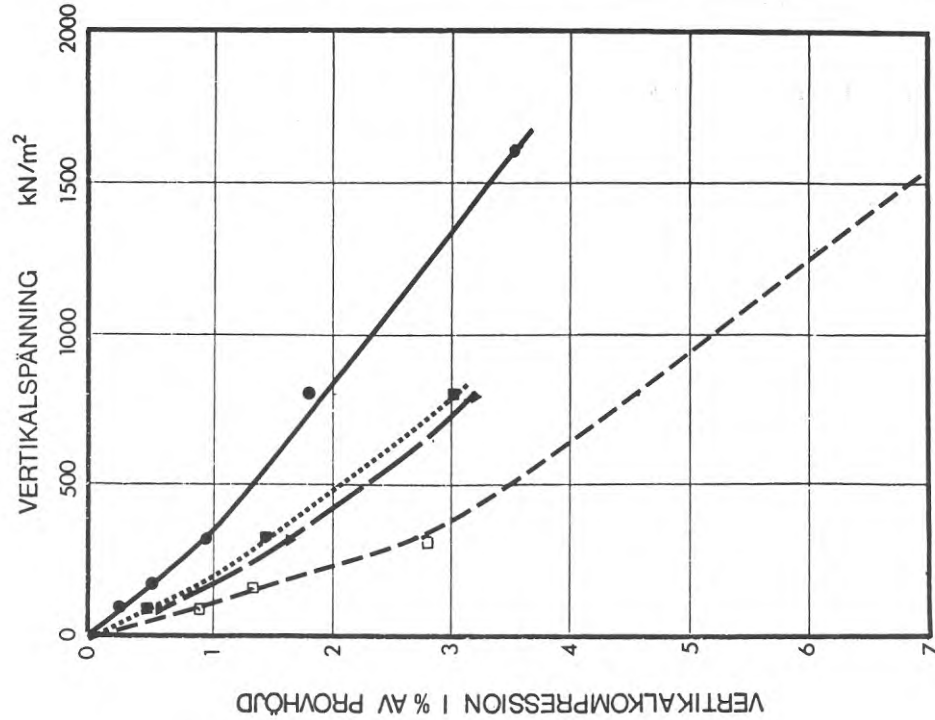
Källa: Kjaernsli & Sande (1966).



FIGUR A.7



FIGUR A.6



FIGUR A.5

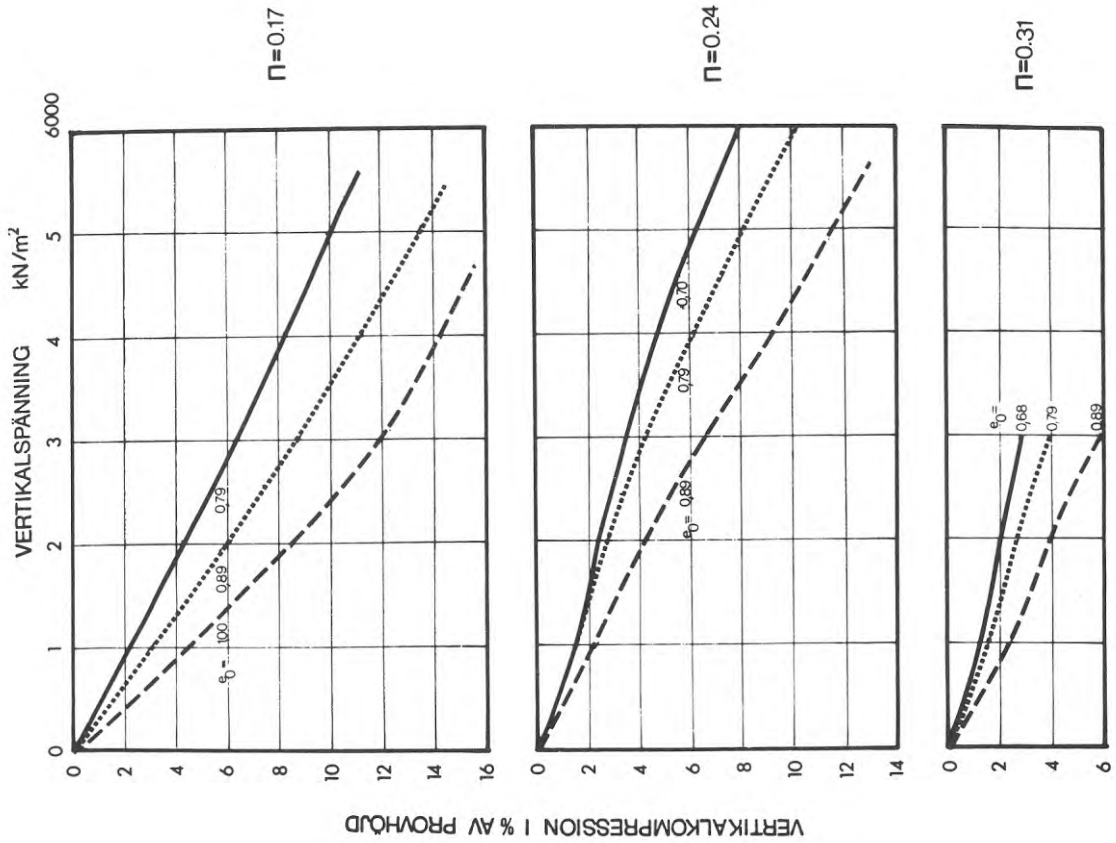
Kompression hos krossad kalksten 10-20 mm i en ϕ 0,1 m ringkompressometer med höjden 0,2 m. Formkoefficienten $\Pi = 0,17$ motsvarar obehandlat material efter krossning. Rundare korn ($\Pi = 0,24$ och $\Pi = 0,31$) erhöles genom bearbetning av materialet i en roterande trumma. Det lägsta utgångsportalet motsvarar maximal packning med vibratorplatta, det högsta utgångsportalet lös utfyllning. Bergmaterialets tryckhållfasthet cirka 80 MN/m^2 . Källa: Fumagalli (1969).

FIGUR A.8

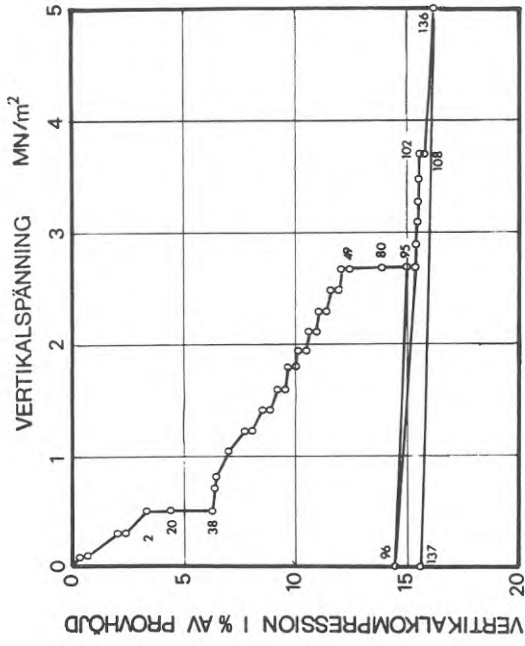
Kompression hos välgraderad tunnelskärv av gnejs och fyllit från Venemodammen (Norge) vid långtidsförsök i en ϕ 0,5 m ödometer med höjden 0,2 m. Ur sprängstensmassorna hade de grövsta 30% avlägsnats innan inpackning i ödometern. Siffrorna anger belastningsdygnet, räknat från försökets början. Kompression mellan dygn 20-38, 80-95, 106-108 och 108-136 skedde med vattenmättat prov. Källa Holestöl et al. (1965).

Kompression hos krossad syenit 32-64 mm vid långtidsförsök i en ϕ 0,5 m ödometer med höjden 0,2 m. Utgångsportal 1,02. Medeltal av tryckhållfasthet hos bergmaterialet, bestämd på $50 \cdot 50 \cdot 100$ mm prover (värden inom parentes $50 \cdot 50 \cdot 140$ mm prover): torrt tillstånd 186 (173) MN/m^2 , fuktigt tillstånd 173 (162) MN/m^2 och nedsänkt i vatten 149 (159) MN/m^2 . Källa: Kjaernsli & Sande (1966).

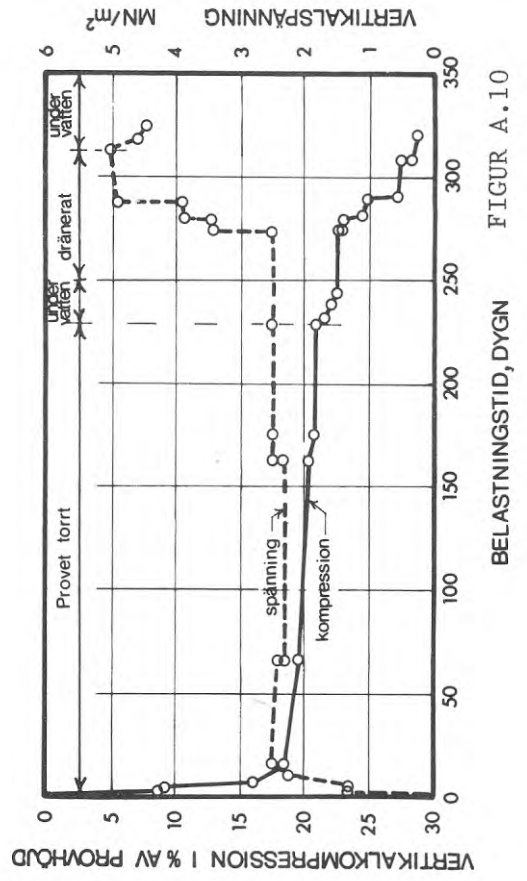
FIGUR A.10



FIGUR A.8



FIGUR A.9

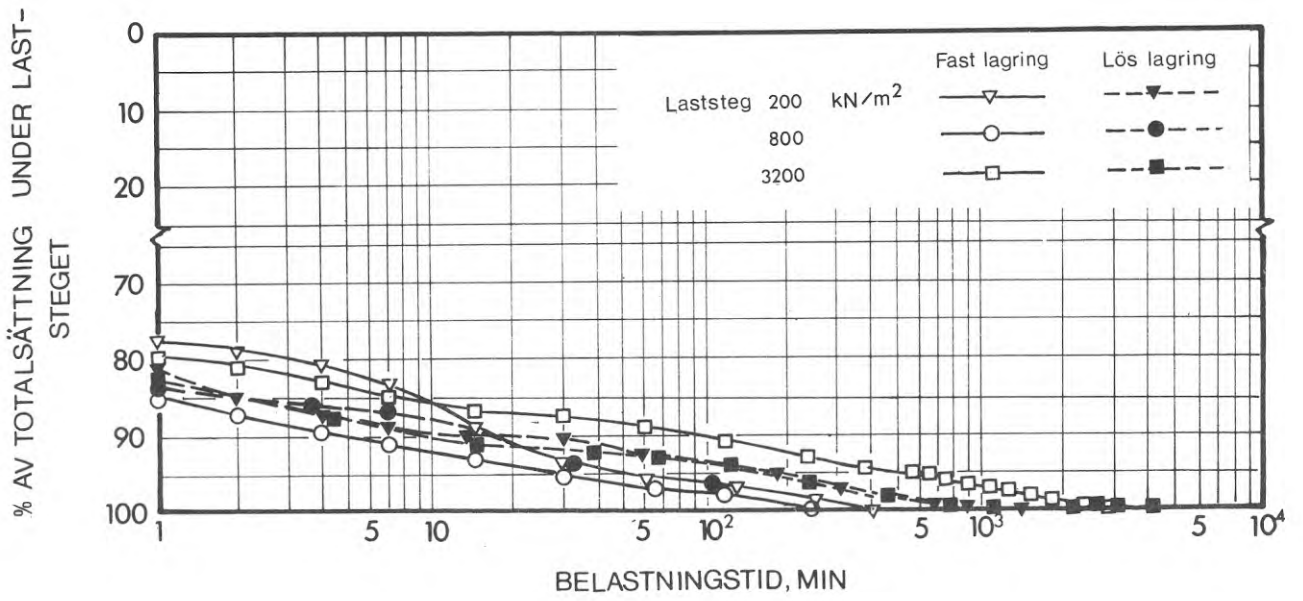


FIGUR A.10

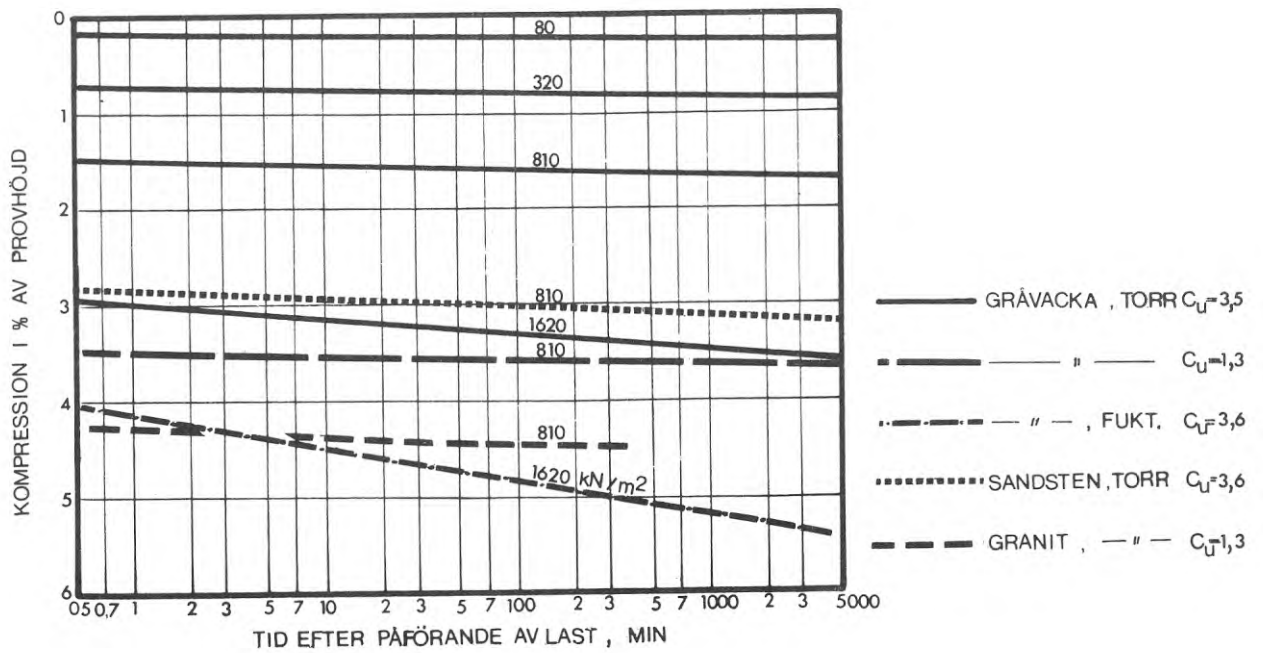
BELASTNINGSTID, DYGN

Tidberoende kompression hos torra sprängstensprover av diorit FIGUR A.11
($d_{100}=75$ mm, $C_u=3,2$) vid tre konstanta belastningar i en ϕ 0,5 m
ödometer med höjden 0,5 m. Kompressionen är uttryckt i % av
totalsättningen efter 48 timmars belastning. Fast lagring åstad-
koms med vibratorplatta. Källa: Marsal et al. (1965).

Tidberoende kompression hos krossade bergmaterial med $d_{100}=40$ mm i en ϕ 0,2 m ödometer med höjden 0,1 m. Siffrorna i figuren
anger de konstanta vertikalktrycken i kN/m^2 . Källa: Sowers et al.
(1965).



FIGUR A.11



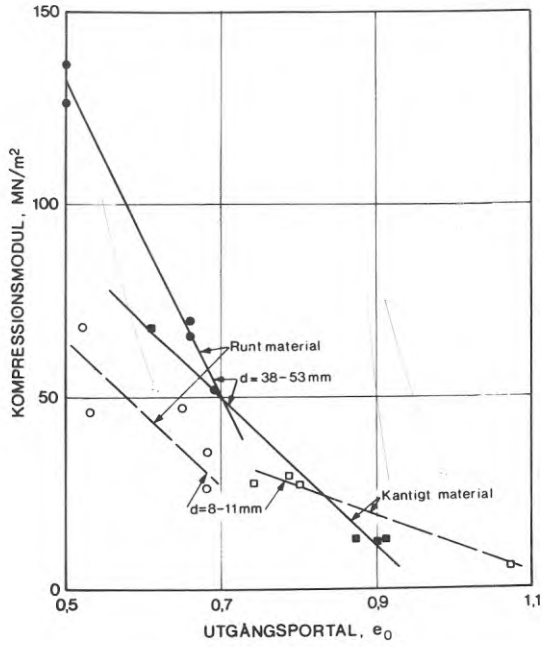
FIGUR A.12

Kornformens, kornstorlekens och utgångsportalets inverkan på kompressionsmodulen (M) för krossade och rundkorniga grus- och stenmaterial, vid försök i ϕ 0,5 m ringkompressometer (höjd 1,0m). FIGUR A.13
Bergmaterial: granitisk gnejs. M är bestämd som sekantmodul i belastningsintervallet 0-200 kN/m². Källa: Kjellman & Jakobson (1965).

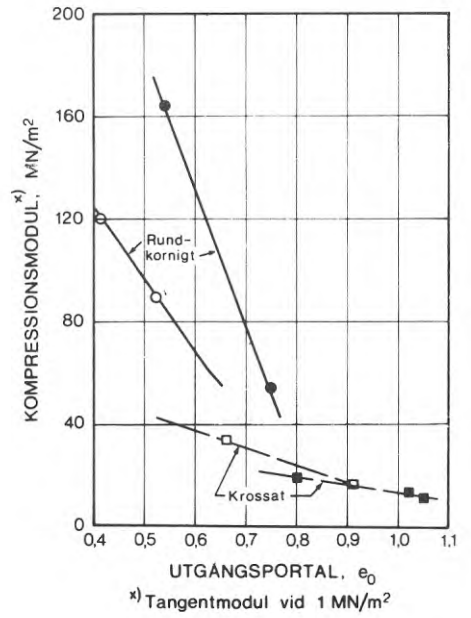
Bergartens och utgångsportalets inverkan på kompressionsmodulen (M) hos några krossade 32-64 mm stenmaterial. M bestämd i ϕ 0,5 m ödometer med höjden 0,2 m. FIGUR A.14
Källa: Kjaernsli & Sande (1966).

Kornformens, kornstorlekens och utgångsportalets inverkan på kompressionsmodulen (M), bestämd i ϕ 0,5 m ödometer (höjd 0,2 m). FIGUR A.15
Värdena representerar krossad syenit och rundkornigt fluvialt stenmaterial. Fyllda symboler betecknar kornstorlek 32-64 mm, öppna symboler kornstorlek 4-32 mm. Källa: Kjaernsli & Sande (1966).

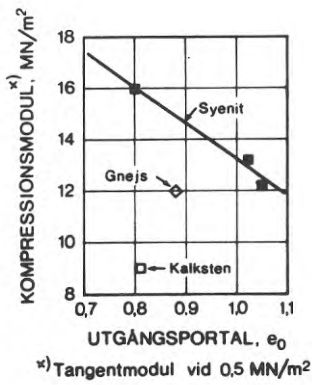
Graderingens och utgångsportalets inverkan på kompressionsmodulen FIGUR A.16
(M) bestämd i ϕ 0,1 m ringkompressometer. Krossad kalksten med $d_{100}=20$ mm. Lägsta utgångsportalet motsvarar den kraftigaste inpackning som kunde uppnås med vibratorplatta. Källa: Fumagalli (1969).



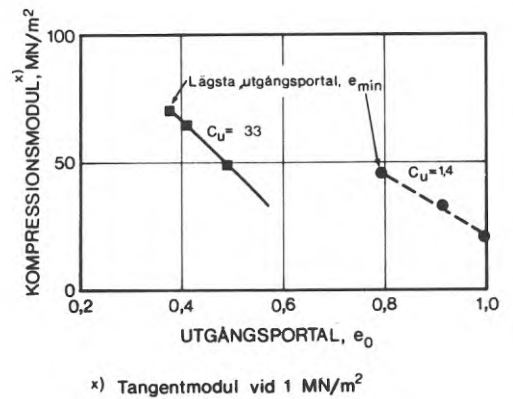
FIGUR A.13



FIGUR A.15



FIGUR A.14



FIGUR A.16

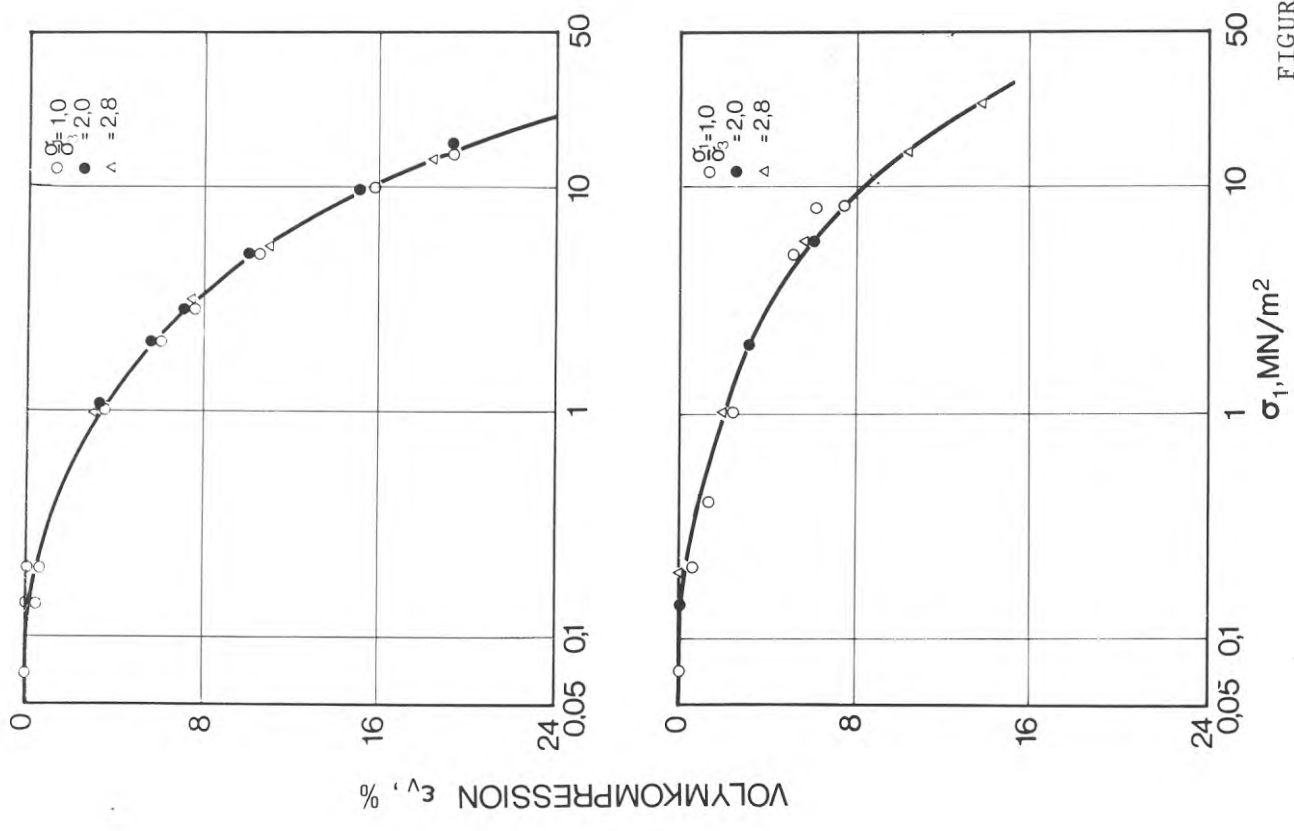
Treaxlig, anisotrop kompression

Kornformens och utgångsportalets inverkan på elasticitetsmodulen FIGUR A.17 (E) hos två sandprover, båda med $d_{100}=0,8$ mm och $C_u=1,2$. Bestämningen gjord i ϕ 0,07 m triaxialapparat vid celltryck omkring $0,1$ MN/m². E avser vertikalkompressionen efter 25 på- och avlastningar till 30% av vertikalspänningen vid brott. Källa: Chen (1948).

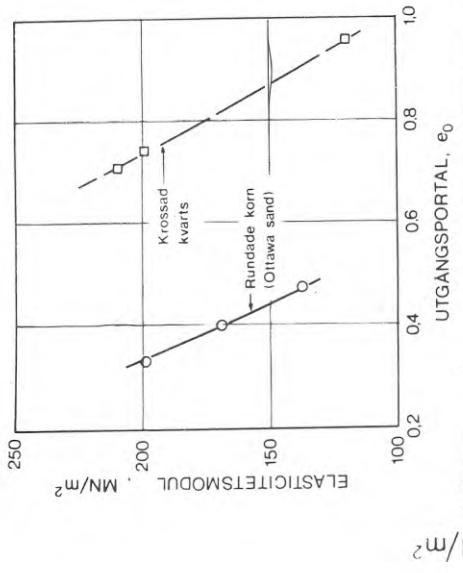
Sammanställning av elasticitetsmodul (E) och kontraktionstal (ν) FIGUR A.18 som funktion av allsidigt tryck och huvudspänningsförhållande vid treaxlig, anisotrop kompression av ϕ 0,15 m prover av svagt vittrad, utsprängd kvartsit. Materialet var torrt och hade $d_{100}=20$ mm, graderingskoefficienten $C_u=25$ och utgångsportalet $e_0=0,23$, vilket motsvarar den högsta packningsgrad som kunde uppnås. Såväl E som ν är tolkade som tangentvärden ($\frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_1}$ resp. $\frac{d\varepsilon_3}{d\varepsilon_1}$). Den streckade kurvan motsvarar spänningstillståndet vid förhindrad sidoutvidgning. Källa: Boughton (1970).

Inverkan av kornform och huvudspänningsförhållande på volymkompressionen hos sand med kornstorleken 1-5 mm. Mätningen utförd vid tre konstanta huvudspänningsförhållanden i triaxialapparat med diametern 0,07 m och höjden 0,15 m. Materialet framställdes genom krossning av granit. Övre diagrammet avser obehandlat krossmaterial, nedre diagrammet krossat material som avrundats i en roterande trumma. Materialet packades till högsta lagringstäthet med en vibratorplatta. Utgångsdensiteterna blev 0,75 (kantigt material) resp. 0,58 (rundat material). Källa: Lee & Farhoomand (1969). FIGUR A.19

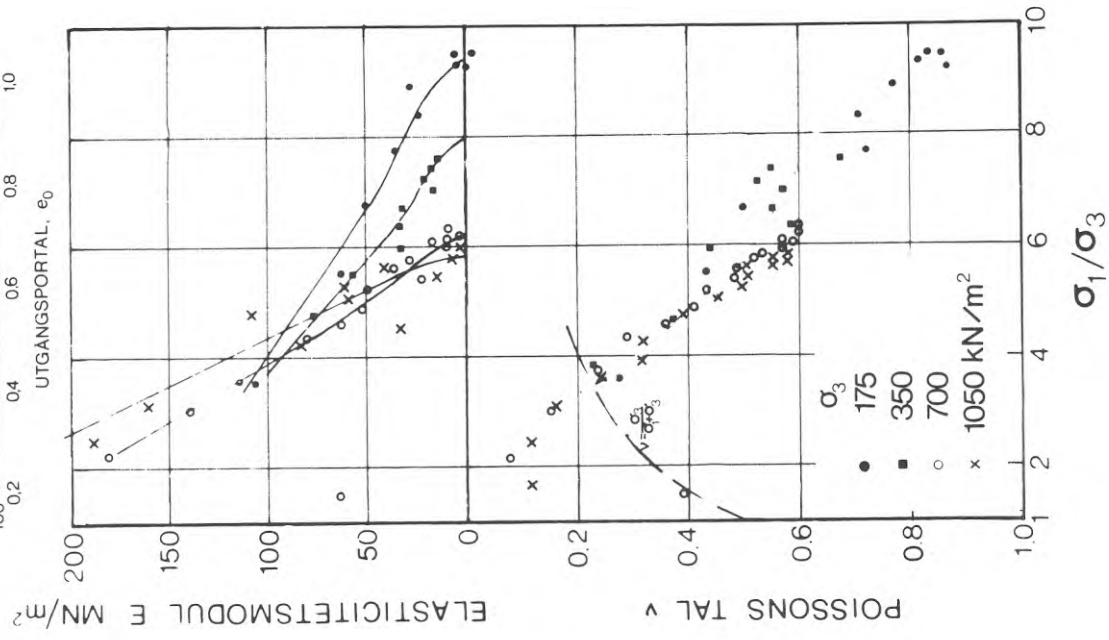
FIGUR A.19



FIGUR A.17



FIGUR A.18



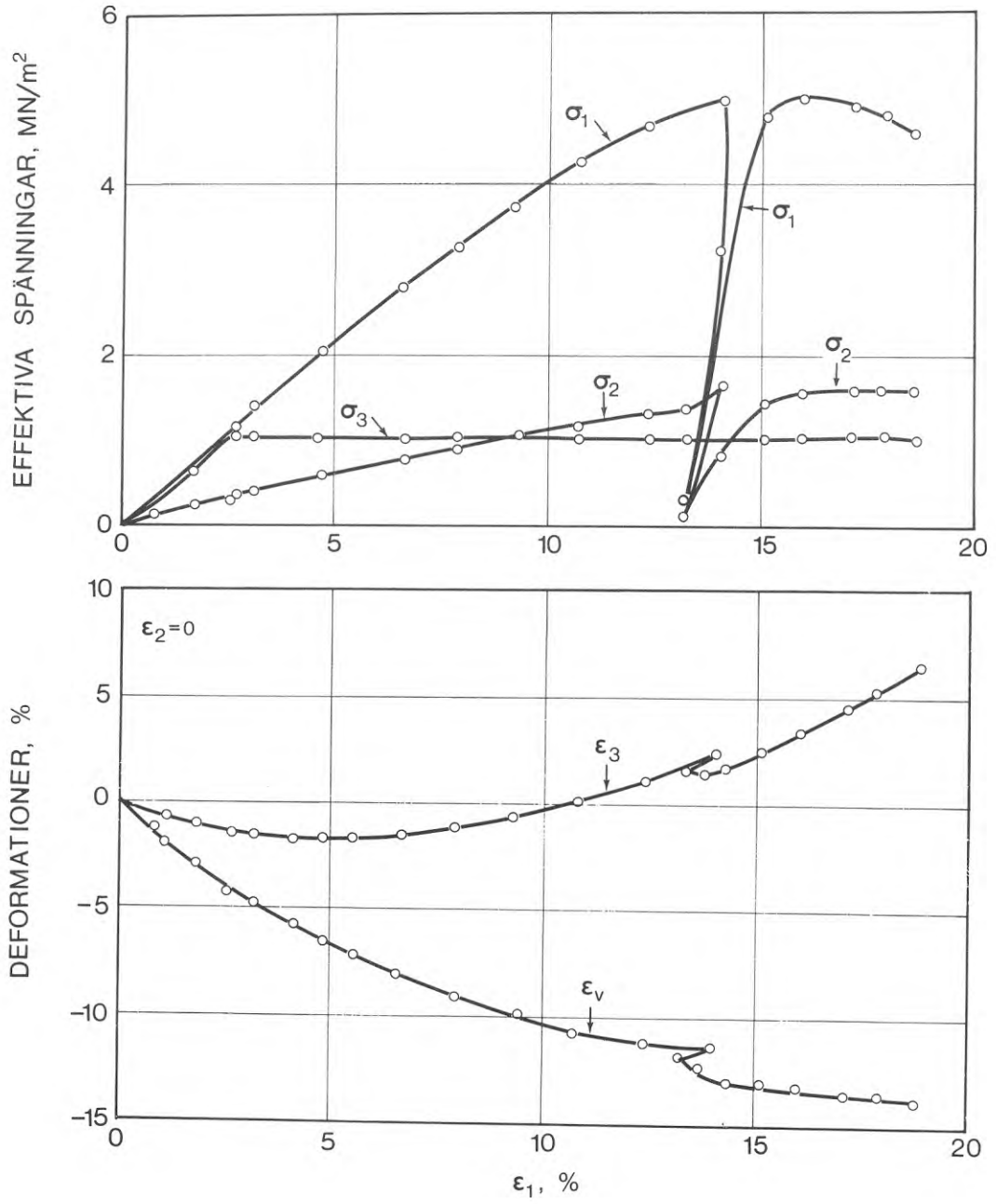
Tvåaxlig, anisotrop kompression

Resultat från tvåaxlig, anisotrop kompression (plane strain) av FIGUR A.20 vattenmättad krossad basalt med provstorleken $0,75 \cdot 1,80 \cdot 0,75$ m. Materialet hade $d_{100} = 80$ mm, graderingskoefficienten $C_u = 10$ och utgångsportalet $e_0 = 0,51$, vilket motsvarar den högsta packningsgrad som kunde uppnås med vibratorplatta. Källa: Marsal, Arellano & Nunez (1967).

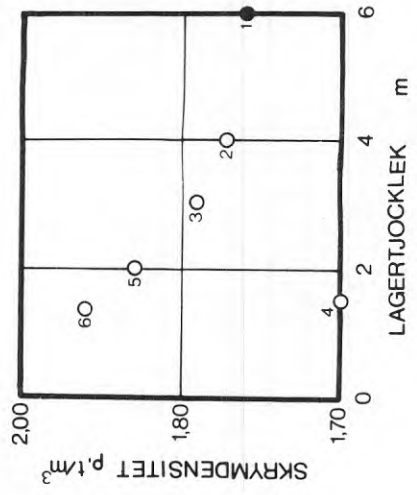
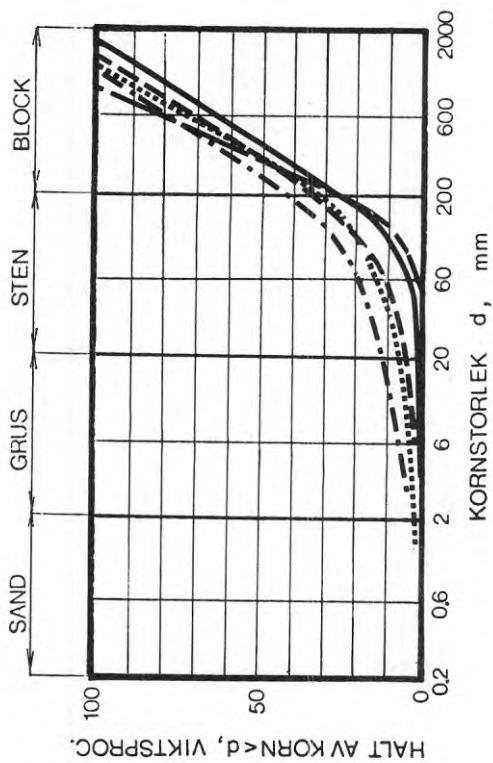
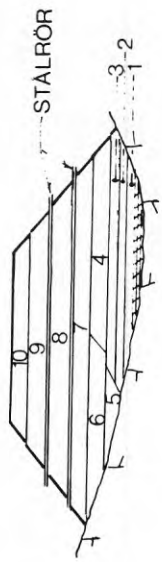
Densitet hos sprängstenslager

Inverkan av gradering och lagertjocklek på skrymdensiteten hos FIGUR A.21 traktorutbredda sprängstenslager av skiffer med avplattad kornform. Kornkurvorna bestämdes på material med $d_{100} < 1$ m, men i de tjockaste lagren förekom större block. Överst en sektion genom sprängstensfyllningen. Siffrorna i figurerna anger lagrens nummer. Ofyllda symboler betecknar torra massor, fyllda vattnade massor. Källa: Pousse & Molbert (1964).

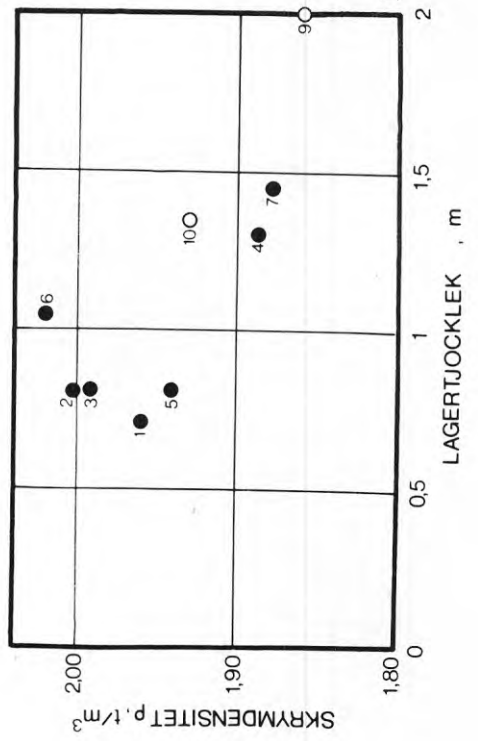
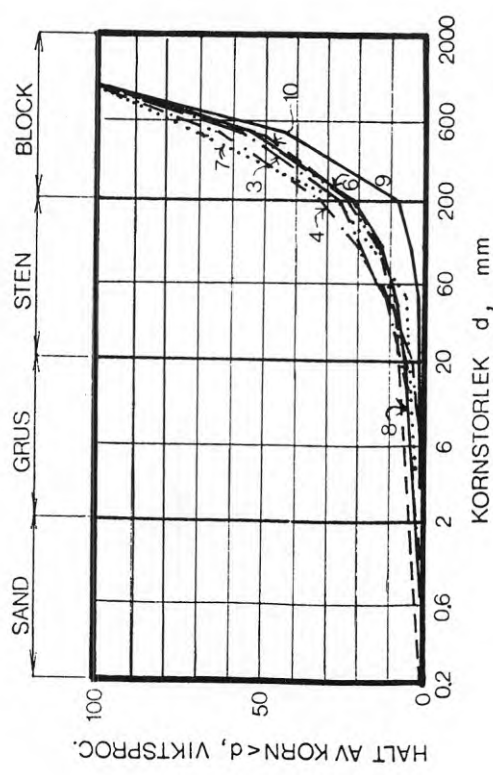
Inverkan av gradering och lagertjocklek på skrymdensiteten hos FIGUR A.22 ändtippade sprängstenslager av ovittrad gnejs. Siffrorna i figuren anger lagrens nummer. Ofyllda symboler betecknar torra massor, fyllda vattnade massor. Källa: Lauffer & Schober (1964).



FIGUR A.20





FIGUR A.22



FIGUR A.21

Packning med vibrationsvält

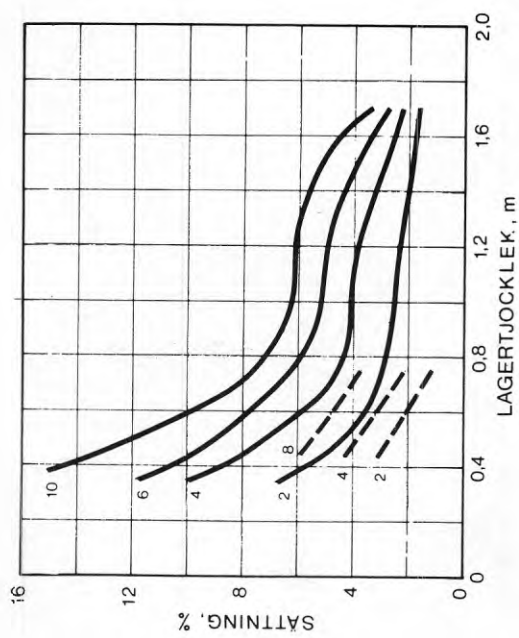
Ytsättning, uttryckt i % av tjocklek hos sprängstenslager av ovittrad kvartsit vid packning med en 10 t  och en 5 t  vibrationsvält. Siffrorna i figuren anger antalet vältöverfarter. Den tyngre välten gav betydande ytkrossning efter 6-8 överfarter. Källa Robeson & Crisp (1966). FIGUR A.23

Ytsättning som funktion av antalet överfarter av en 8 t vibrationsvält på sprängstenslager av skiffer (kornkurvor, se FIGUR A.21). Heldragna kurvor avser först utlagda delar av lagren, vilka alltså blivit utsatta för trafik av arbetsmaskiner, streckade kurvor sist utlagda delar av lagren. Siffrorna i figurerna anger lagrens nummer och lagertjockleken, jfr. FIGUR A.21. Det övre diagrammet avser massor som utlagts torra, det nedre diagrammet vattnade massor. Källa: Pousse & Molbert (1964). FIGUR A.24

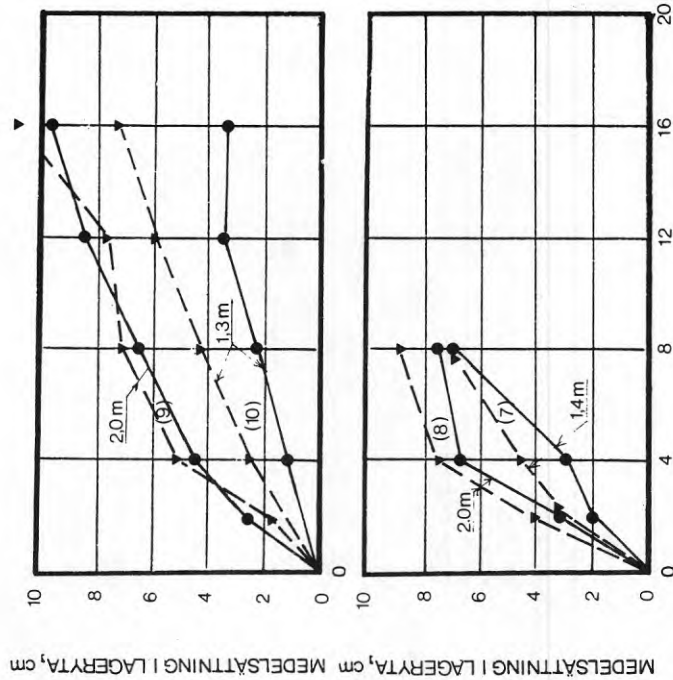
Uppmätta sättningar i ytan och på olika djup i sprängstensfyllningar av granitisk gnejs vid packning med vibrationsvältar. FIGUR A.25

(a) Hög bank packad med 12,5 t vält.
 (b) 1,5 m lager packat med 5 t vält.
 (c) 1,0 m lager packat med 5 t vält.

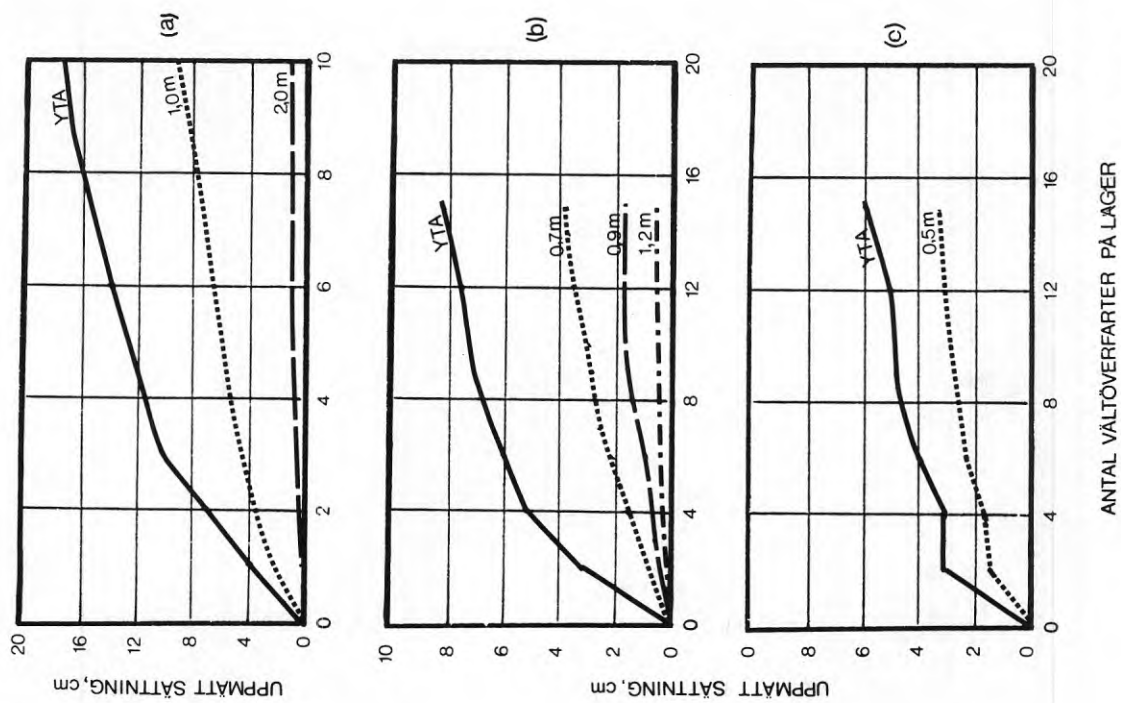
Siffrorna i figurerna anger sättningsmätarnas ursprungliga avstånd från fyllningsytan. Källa: Forssblad (1968), samt personlig kommunikation med dr. Forssblad.



FIGUR A.23



FIGUR A.24

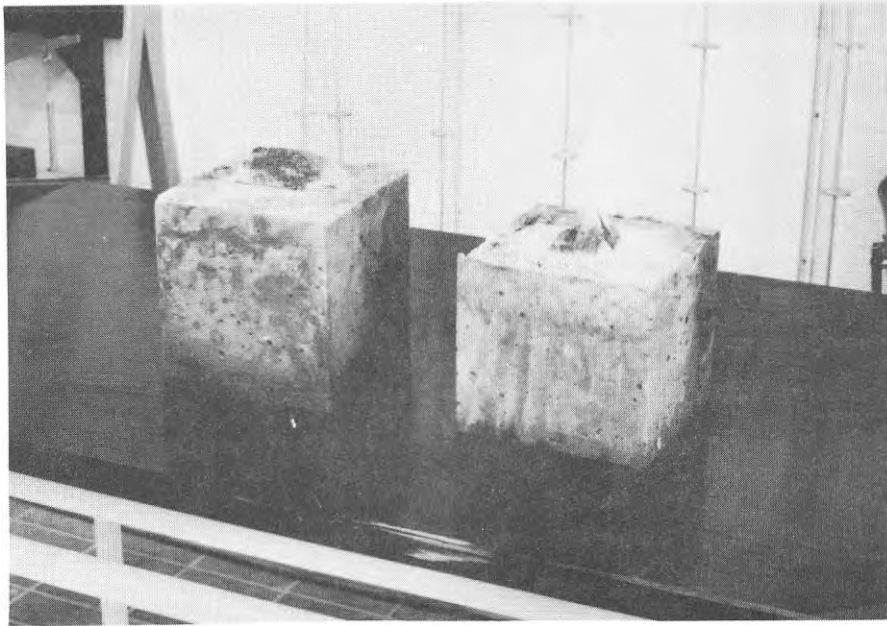


FIGUR A.25

A2 Detaljer från egna undersökningar

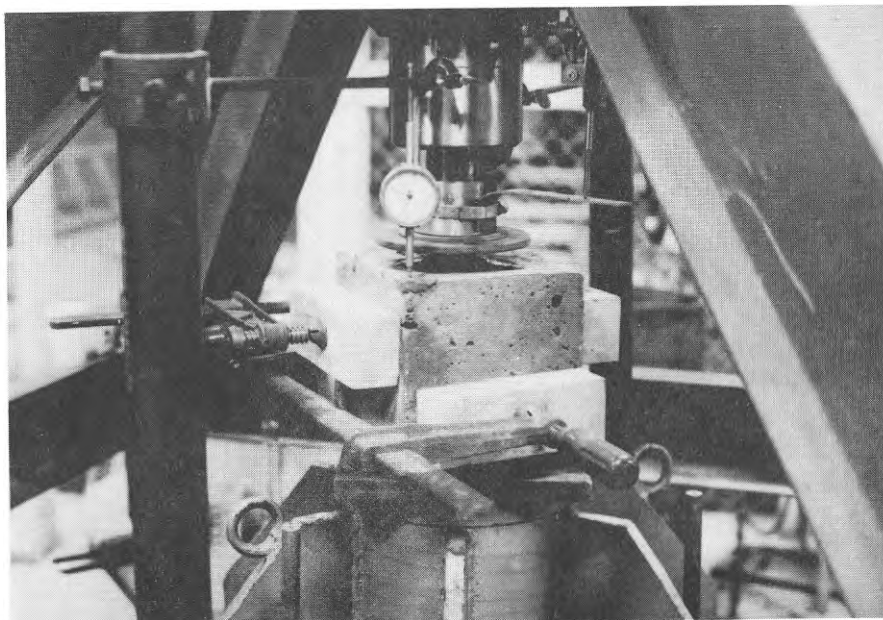
Krossning av kontaktpunkter

Utseendet hos de två typerna av provkroppar, till vänster kilformad och till höger pyramidformad kontaktpunkt, framgår av FIGUR A.26.



FIGUR A.26

I FIGUR A.27 visas provningsanordningen. Domkraftens kolv verkar via en stålplatta direkt mot kontaktpunkten. Den synliga mätklockan registrerar underlagets sjunkning. De båda mätklockor som mäter stämpelns sjunkning är skymda.



FIGUR A.27

Kompressometerväggens styvhet

I FIGUR A.28 (a) visas ett horionstalsnitt genom en ring. Ringen påverkas i horisontalled av det radiellt riktade trycket σ_3 från provet. En jämviktsbetraktelse visar att detta tryck ger en dragkraft P_r i ringen av storleken (beteckningar i figuren)

$$P_r = \frac{1}{2} \cdot D \cdot h \cdot \sigma_3 \quad (\text{A.1})$$

Dragkraften ger töjningen ϵ_r i ringen,

$$\epsilon_r = \frac{P_r}{A_r \cdot E_r} \quad (\text{A.2})$$

där A_r är ringens tvärsnittsarea och E_r stålmateriallets elasticitetsmodul. σ_3 uppgick maximalt till ca 1 MN/m^2 vid försöken. Antages $E_r = 21 \cdot 10^4 \text{ MN/m}^2$ och insättes övriga kända storheter i ekvationerna ovan erhålls den maximala töjningen i ringarna till

$$\epsilon_r^{\max} = \frac{0,7 \cdot 0,05 \cdot 1}{2 \cdot 0,0046 \cdot 0,015 \cdot 21 \cdot 10^4} = 1,2 \cdot 10^{-4} \quad (\text{A.3})$$

vilket motsvarar en ökning av omkretsen med

$$\Delta o = 1,2 \cdot 10^{-4} \cdot \pi \cdot 715 = 0,27 \text{ mm} \quad (\text{A.4})$$

eller en ökning av ringdiametern med

$$\Delta D = \frac{\Delta o}{\pi} = 0,09 \text{ mm} \quad (\text{A.5})$$

Uppställs Hookes lag för horisontaltöjningen av provet,

$$\epsilon_3 = \frac{\sigma_3}{E} - \nu \frac{\sigma_3 + \sigma_1}{E} \quad (\text{A.6})$$

kan i detta uttryck därför ϵ_3 sättas ≈ 0 , varför

$$\sigma_3 = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \sigma_1 = K_0 \cdot \sigma_1 \quad (\text{A.7})$$

Friktion mot kompressometerväggen

I FIGUR A.28 (b) visas ett vertikalsnitt genom kompressometervägen. Försummas ringens egenvikt, är friktionen från provet riktat nedåt i övre halvan av varje ring och uppåt i nedre ringhalvan. Antas för enkelhets skull, att full friktion utbildas över hela ringen fås den skjuvspänningsfördelning som visas i FIGUR A.28 (c), där $\text{tg}\phi_{\text{pr}}$ betecknar friktionskoefficienten prov-ring, jämför Kjellman & Jakobson (1955). I ringmitt blir tillskottet i vertikalkraft av friktionen mot övre ringhalvan

$$P_f = \pi \cdot D \cdot \frac{h_r}{2} \cdot \sigma_1 \cdot K_0 \cdot \text{tg}\phi_{\text{pr}} \quad (\text{A.8})$$

Felet i förhållande till den totalt pålagda vertikalkraften P_v blir

$$\frac{P_f}{P_v} = \frac{2h_r \cdot K_0 \cdot \text{tg}\phi_{\text{pr}}}{D} \quad (\text{A.9})$$

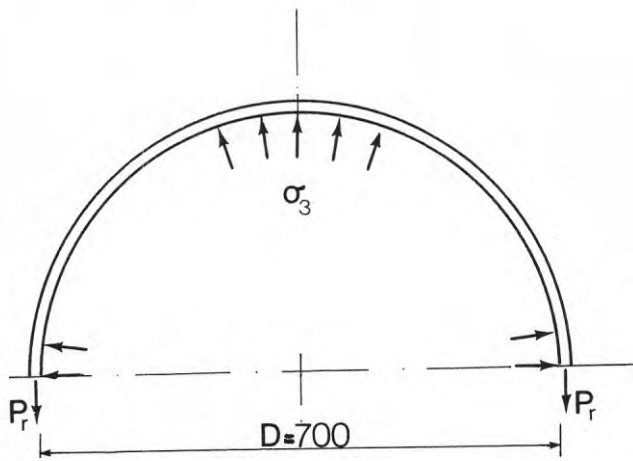
Eftersom felet är noll i ett vertikalsnitt mellan två ringar blir "medelfelet" i hela provet av friktion mot kompressometerväggen högst

$$\frac{P_f}{P_v} = \frac{h_r}{D} \cdot K_0 \cdot \text{tg}\phi_{\text{pr}} = 6,6 \cdot 10^{-2} \cdot K_0 \cdot \text{tg}\phi_{\text{pr}} \quad (\text{A.10})$$

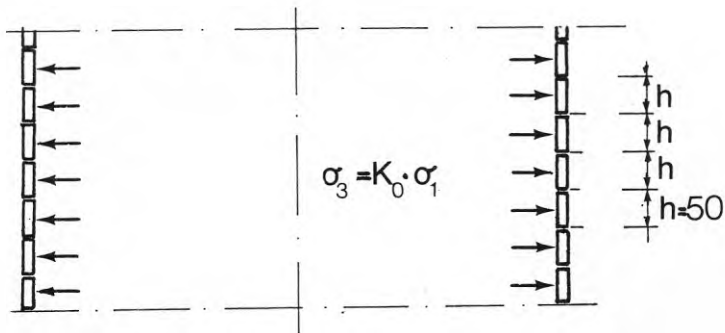
K_0 är ungefär 0,3. Antas friktionsvinkeln ϕ_{pr} prov-vägg vara 20° , blir felet mindre än 1%. Inverkan av väggfriktionen är alltså försumbar.

Horisontaltrycksmätning i kompressometern

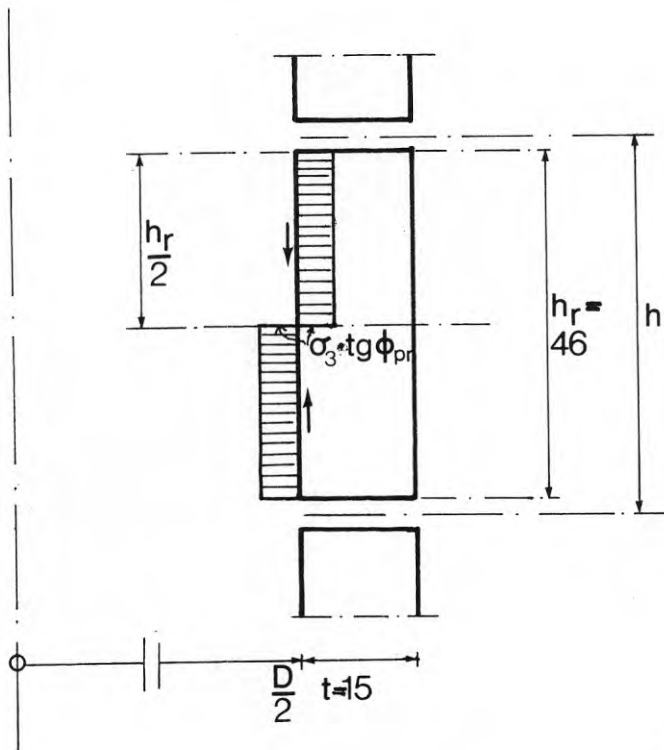
Tre av ringarna användes för mätning av horisontaltryck i proverna. Dessa ringar var försedda med vardera 8 st trådtöjningsgivare av "rosett"-typ (vilka mäter töjningen i två vinkelräta riktningar) jämnt fördelade längs ringen. Kopplingschema framgår av FIGUR A.29. Genom punktanläggningar från stenar kan vissa givare registrera höga töjningar och andra låga töjningar p.g.a. uppkomna böjdragspänningar. Med det relativt stora antalet mät-



(a)



(b)

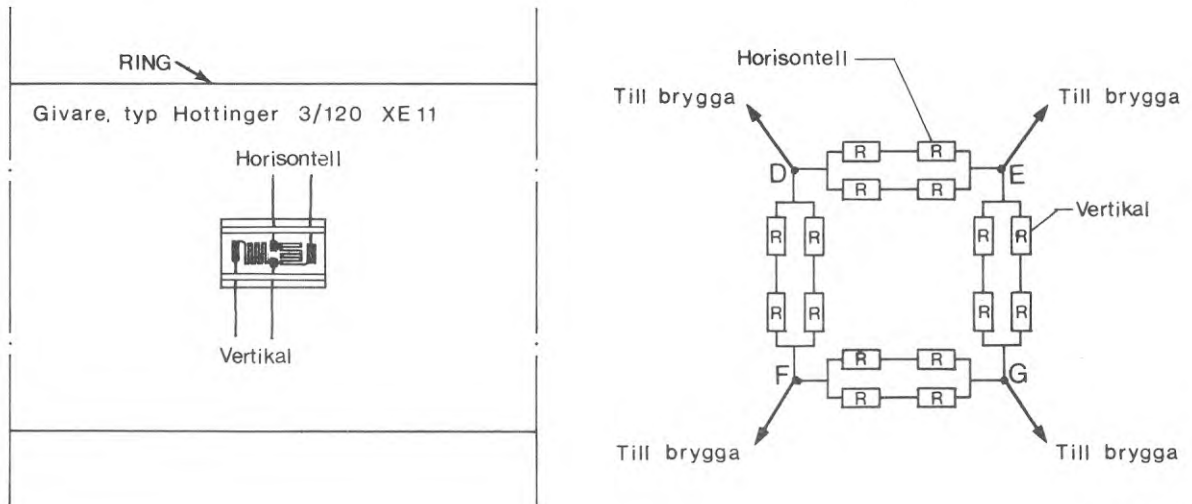


(c)

(mått i mm)

FIGUR A.28

punkter runt ringen erhålls troligen ändå ett gott medelyärde på horisontaltrycket.

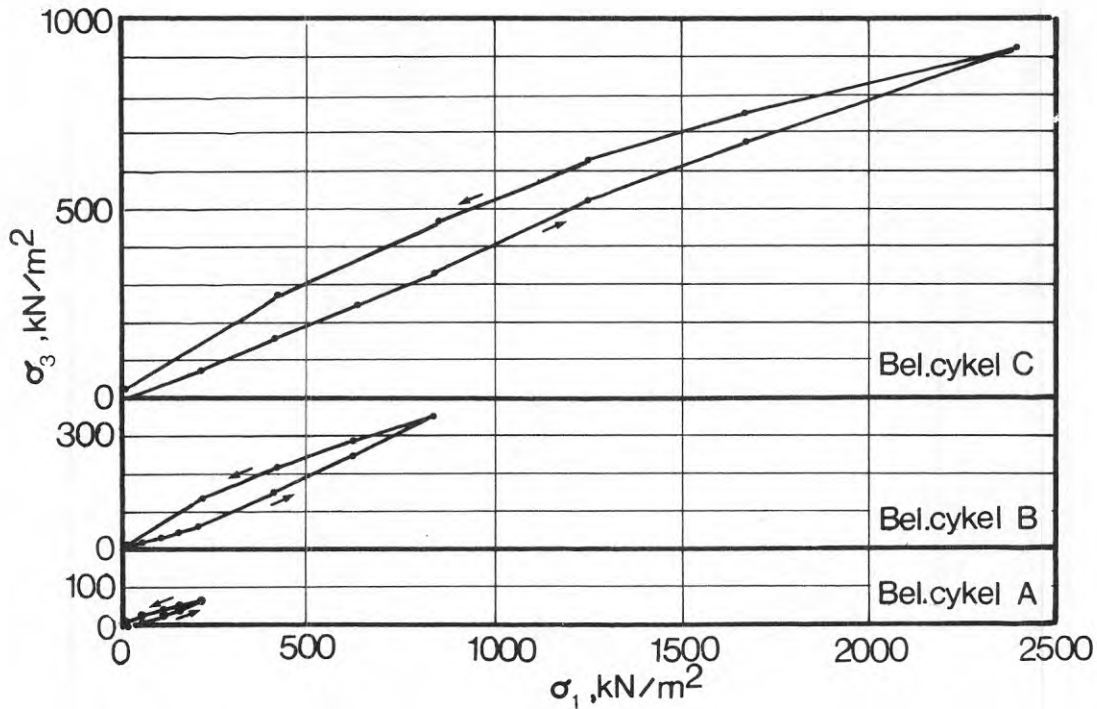


FIGUR A. 29

Genom att koppla givarna på det sätt som visas i FIGUR A. 29 mäts den relativa ökningen i töjning (resistans) hos de horisontella givarna i förhållande till de vertikala (referensgivare, "passiva" givare). En temperaturökning över hela ringen innebär alltså inget utslag, då de resulterande ökningarna i horisontal- och vertikaltöjningarna är lika. En ökning av sidotrycket mot ringen innebär en horisontaltöjning $\Delta\epsilon_r$ i ringen men en kompression i vertikalled $-\nu_r \cdot \Delta\epsilon_r$ (ν_r = tvärkontraktionstalet hos stålet). Den relativa ökningen blir alltså $(1 + \nu_r) \Delta\epsilon_r$. Med inkopplingen kombineras alltså en god upplösningsförmåga vid avläsning av horisontaltryck med hög temperaturokänslighet.

Mätningarna kalibrerades med hjälp av en cylindrisk gummiblåsa, ϕ 0,7 m och ca 0,5 m hög, som inneslötts i kompressometern, i vilken sammanlagt endast 11 ringar monterats, FIGUR A.30 . Genom att öka lufttrycket och samtidigt avläsa utslagen på mätbryggan kunde kalibreringskurvan i FIGUR A.31 uppritas. Det framgår av figuren att varje μ -strain utslag på mätbryggan med god noggrannhet motsvarar $3,5 \text{ kN/m}^2$ i sidotryck mot ringarna.

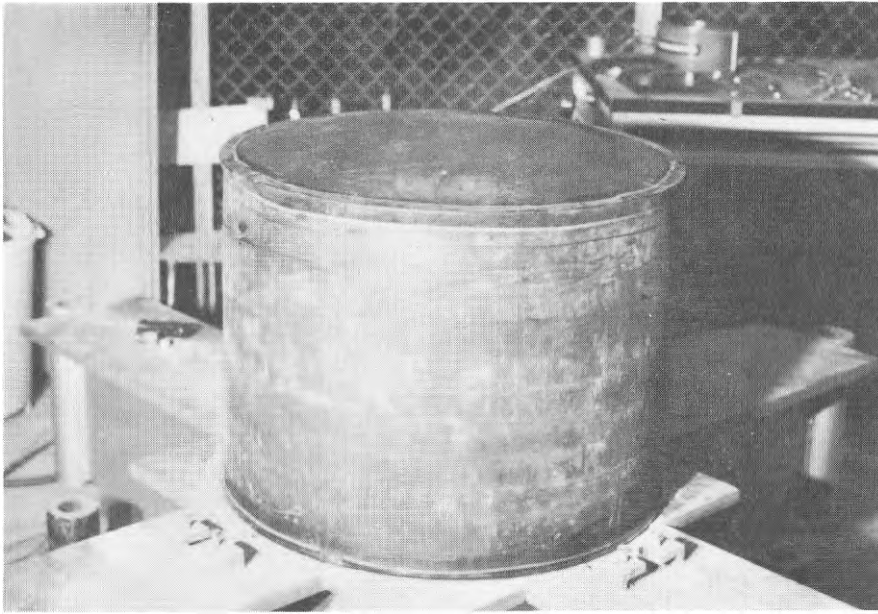
I FIGUR A. 32 visas ett exempel på horisontaltrycksmätningar vid ett kompressionsförsök (försök 11, mittersta mätningen).



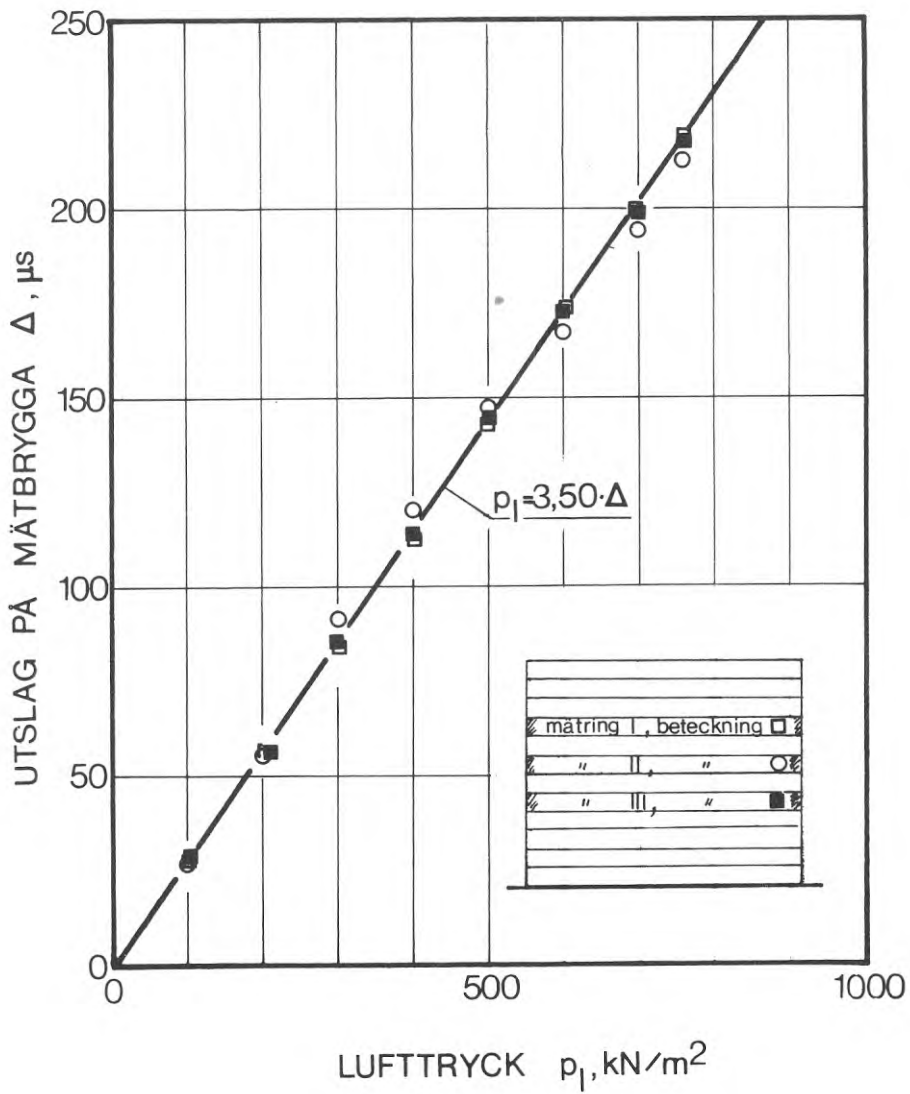
FIGUR A. 32

Detaljer i utrustningen för plattförsök i fält

I FIGUR A. 33 redovisas några detaljer av den utrustning som användes vid plattförsöken i Orminge och Gårdsten. (A) visar domkraft, kraftgivare och dragstycke, (B) mätklocksarrangemang, (C) oljepumpar och mätbryggor och (D) anordningen för vattenspolning av sprängstensfyllningar under plattan.



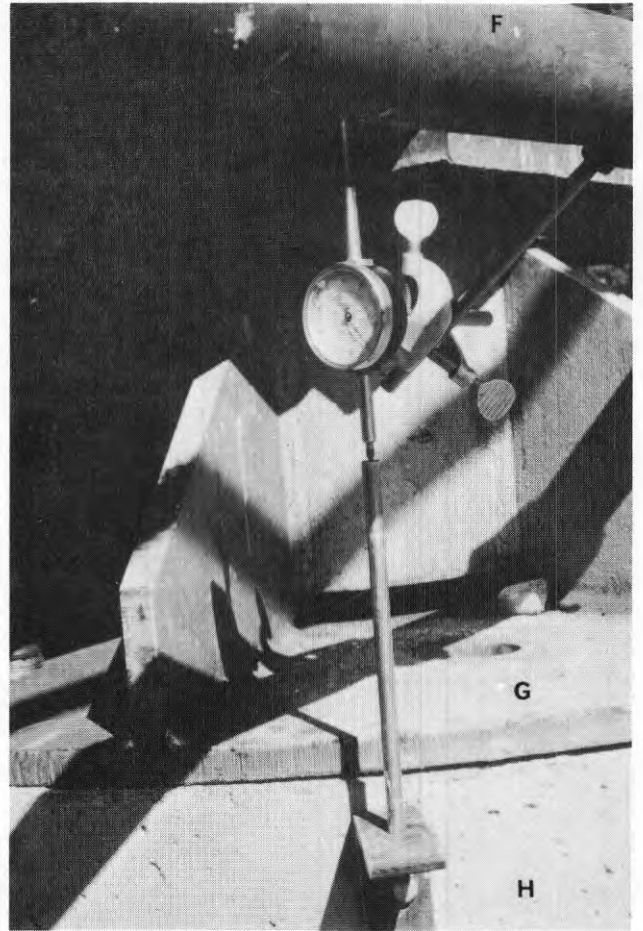
FIGUR A.30



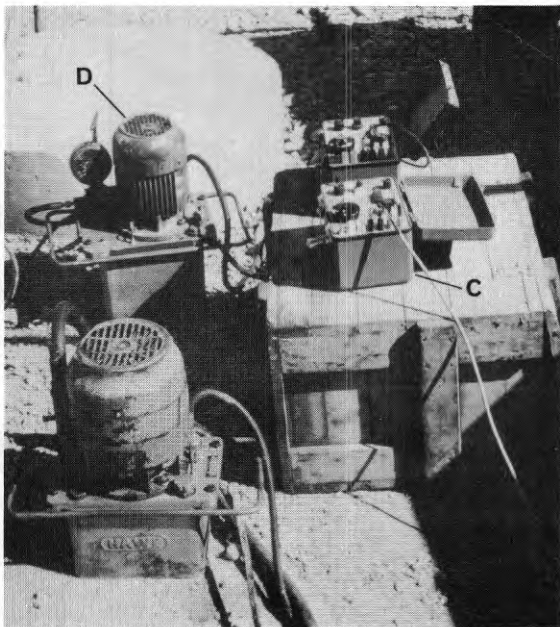
FIGUR A.31



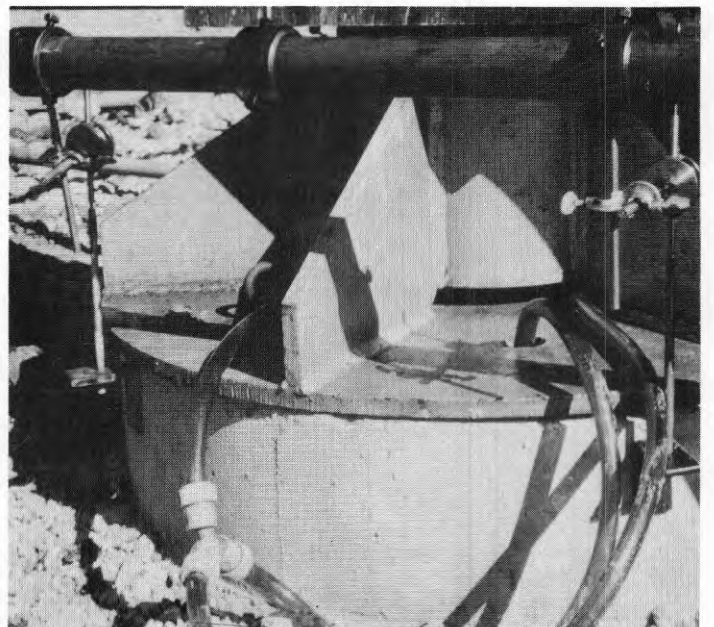
(A)



(B)



(C)



(D)

FIGUR A. 33

R12: 1973

**Rapport R12:1973 avser anslag C 439 från Statens råd för
byggnadsforskning till Chalmers tekniska högskola, institutionen
för geoteknik med grundläggning, Göteborg.**

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

Pris: 28 kronor