



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

No. 27

SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

REPRINTS AND PRELIMINARY REPORTS

Supplement to the "Proceedings" and "Meddelanden" of the Institute

Bärförmåga hos släntberg vid statisk belastning av bergspets. Resultat från modellförsök

av Sven-Erik Rehnman

STOCKHOLM 1968

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

No. **27**

SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

REPRINTS AND PRELIMINARY REPORTS

Supplement to the "Proceedings" and "Meddelanden" of the Institute

Bärförmåga hos släntberg vid statisk belastning av bergspets. Resultat från modellförsök

av **Sven-Erik Rehnman**

Ingår även i IVA:s Pålkommittés Meddelande Nr 15

STOCKHOLM 1968

INNEHÅLL

	<u>Sida.</u>
English summary	4
Sammanfattning	6
Inledning	8
I Utförande	10
Beskrivning av provningsmetod	10
Bergartsbeskrivning	16
Val av lämplig stälkvalitet till dubbarna	25
II Resultat	27
Resultat av belastningsförsök	27
Bergartsprovens deformation	32
Brottytans utseende	35
Iakttagelser under belastningsförsöken	39
III Bearbetning av försöksresultat	40
Försök till teoretisk beräkning av bärförmågan hos släntberg	40
Empirisk beräkningsmetod	51
IV Sammanfattning av resultaten och jämförelse med tidigare utförda undersökningar	53
V Kompletterande försök	55
Inverkan av upprepade på- och avlastning	55
Inverkan av sprickor i berget	62
Skalfaktorns storlek	66
VI Slutsats	72
Litteratur	73
Bilaga 1. Last-sjunknings-diagram	
Bilaga 2. Kalibreringsdiagram för tryckpressen	
Bilaga 3. Brottytornas utseende, sektioner och fotografier	
Bilaga 4. Sammanställning av brottvärden	
Bilaga 5. Några svenska bergarters hållfasthet	
Bilaga 6. Sammanställning av resultaten från fullskale- försöken.	

CONTENTS

	<u>Page</u>
English summary	4
Introduction	8
I Experimental studies	10
Description of test method	10
Description of rock types	16
Determination of suitable steel quality of the dowel	25
II Experimental results	27
Results from the loading tests	27
Deformation of the rock samples	32
The appearance of the rupture surface	35
Observations during the tests	39
III Discussion of test results	40
Attempted theoretical calculation of the bearing capacity of a sloping rock surface	40
Empirical calculation	51
IV Summary of the results and comparison with previous investigations	53
V Complementary tests	55
Effect of repeated loading and unloading	55
Effect of joints in the rock	62
Effect of the scale factor	66
VI Conclusion	72
References	73
Appendix 1.	Load-settlement diagram
Appendix 2.	Calibration diagram of the hydraulic jack
Appendix 3.	The appearance of the rupture surfaces, sections and photos
Appendix 4.	Summary of failure values
Appendix 5.	The unconfined compressive strength of some Swedish rocks
Appendix 6.	Summary of the results from the full size tests

ENGLISH SUMMARY

BEARING CAPACITY OF SLOPING ROCK SURFACE
LOADED BY A STEEL DOWEL

Results from model tests

Three different rock types, granite, limestone and sandstone, have been used for the model tests. The ultimate bearing capacity has been measured on samples with varying inclination α ($\alpha = 0^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ and 60°) and with varying depths of embedment of the steel dowel. The embedments have been $D/B = 0$ and $D/B = 1$, where B is the diameter of the dowel and D is the depth of the hole (fig. 1) in the rock sample ($13 \times 13 \times 10$ cm). The steel dowel (ϕ 20 mm) was centered in the hole and then loaded until failure occurred in the sample. In all, about 90 tests have been carried out.

In addition to the bearing capacity of the sloping rock surface, the settlement of the dowel, the mode of failure, the rupture surface, suitable steel qualities, and hardening of the dowel have been investigated.

The properties of the rock types have been examined. The compressive, tensile and shear strengths of the rock have been determined. Petrographic studies have also been carried out.

The test results show that the ultimate bearing capacity under static load for a horizontal rock surface ($\alpha = 0^\circ$) was 4 to 6 times the compressive strength.

The bearing capacity of the granite and the sandstone was for a moderately sloping rock surface very little reduced. The reduction was 10 % when the inclination of slope was 45° but when the inclination was steeper than 45° the reduction was higher (fig. 22). The bearing capacity of limestone was greatly reduced even at a moderate inclination of slope. For example, the reduction was 40 % for a rock surface with a slope of 45° . The embedment of the dowel ($D/B = 1$) increased the bearing capacity 25 % for the granite and the sandstone and 60 % for the limestone (fig. 23).

Results from complementary tests on granite from Rixö

In order to transfer the results from the idealized model tests to real piling conditions complementary tests have been carried out.

The following factors have been investigated:

- Effect of repeated loading and unloading
- Effect of joints in the rock
- Effect of size of the loaded area

Repeated loading and unloading under high stress caused fairly rapid fatigue for the granite rock. The fatigue limit was about 30 % of the static bearing capacity (200.000 psi). In order to get good seating for the rock bearing point the stress under the dowel must be higher than the fatigue limit of the rock during the pile driving.

Joints in the rock reduced the bearing capacity when the dowel was placed in the vicinity of a joint. When the distance between the joint and the dowel was greater than five times the dowel diameter 100 % of the static bearing capacity could be attained (200.000 psi).

Loading tests with cubic granite blocks showed that full bearing capacity was attained when the size of the block was greater than about 15 times the dowel diameter.

Finally the complementary tests on granite showed that bearing capacity was dependent upon the size of the loaded area. At full size tests with a ϕ 60 mm dowel the bearing capacity was reduced 20 % compared with the results from the model tests (ϕ 20 mm).

SAMMANFATTNING

För att få en uppfattning om släntbergs förmåga att uppbära punktlast vid statiskt belastningsfall, har modellförsök utförts vid Statens geotekniska institut på uppdrag av IVA:s pålskommission. Exempel på sådan punktlast är stödpåle med bergspets som stöder mot berg.

Försöken har omfattat bergarterna granit, kalksten och sandsten. Bergytans lutning α har varit 0° , 30° , 45° och 60° . Bärförmågan har uppmätts hos provstenar ingjutna i stålrör. I stenarna har en ståldubb (ϕ 20 mm) ansatts i ett uppborrat hål, och därefter har ståldubben belastats statiskt tills brott inträffat i stenarna. De uppborrade hålens djup D har varierats, så att D/B varit 0 och 1 där B är dubbens diameter. Sammanlagt har ca 90 försök utförts.

Förutom släntbergets bärförmåga har även bergets deformation, brottets karaktär och brottytans utseende studerats. Även valet av lämplig stålqualität och hårdningen av dubbarna har undersökts.

De tre bergarternas egenskaper har undersökts med avseende på tryck-, drag- och skjuvhållfasthet. Dessutom har en petrografisk bestämning utförts.

Försöksresultaten visar, att bärförmågan vid horisontell bergyta var 4 à 6 gånger större än bergartens cylinderhållfasthet. När bergytan hade en måttlig lutning, blev bärförmågan hos graniten och sandstenen något mindre. Reduktionen blev ca 10 % när släntlutningen var 45° , men vid en brantare lutning blev reduktionen betydligt större. Vid kalksten blev minskningen stor redan vid en liten lutning. Bärförmågan minskades sålunda med 40 % vid släntlutningen 45° . Försänkningen av dubben innebar bl.a. en ökning av bärförmågan. Ökningen blev för $D/B = 1$ vid granit och sandsten ca 25 % och vid kalksten ca 60 % av bärförmågan när dubben angrep på ytan.

Resultat från kompletterande försök med Rixögranit

För att kunna överföra resultaten från de idealiserade modellförsöken till verkliga pålningsförhållanden har en del kompletterande försök utförts. De faktorer som härvid undersökts är inverkan av pulserande belastning på bergytan, inverkan av sprickbildning i berget och slutligen skalfaktorns storlek.

Upprepad på- och avlastning visade sig utmatta graniten relativt snabbt vid höga påkänningar. En utmattningsgräns erhöles som var ca 30 % av den statiska bärförmågan (14.000 kp/cm^2). För att erhålla en god inmejsling av bergdubben vid påslagning bör således påkänningen under dubben vid slagningen vara större än bergartens utmattningsgräns.

Sprickor i granitproven reducerade bärförmågan först när dubben angrep relativt nära sprickan. När avståndet mellan spricka och dubb var större än ca 5 ggr dubbens diameter erhöles 100 % bärförmåga d.v.s. 14.000 kp/cm^2 .

Belastningsförsök med kubformade granitblock, som ej gjutits in i stålrör, visade att full bärförmåga erhöles när blockets kantlängd var större än ca 15 ggr dubbens diameter.

De kompletterande försöken visade vidare att bärförmågan var beroende av belastningsytans storlek. Vid fullskaleförsök med $\phi 60 \text{ mm}$ ståldubb erhöles en reduktion av bärförmågan med ca 20 % jämfört med resultaten från modellförsöken ($\phi 20 \text{ mm}$).

BÄRFÖRMÅGA HOS SLÄNTBERG VID STATISK

BELASTNING AV BERGSPETS

RESULTAT FRÅN MODELLFÖRSÖK

INLEDNING

Vid stödpålning mot släntberg kan pålspetsen glida längs berget och dålig pålbäringhet erhållas. Man brukar därför förse pålarna med en spets av stål, som vid slagningen borrar sig ned i berget och ger fäste för pålspetsen. Flera faktorer påverkar möjligheten att få fäste för bergdubben i berget så att tillräcklig bärförmåga uppnås på pålen. Exempel på sådana faktorer är sidomotståndet (1), pålens och bergspetsens utformning, slagningsförfarandet, bergart och släntlutning.

Med hjälp av stötvågsteori (2) kan man approximativt beräkna den stötvåg som uppkommer i pålen vid slagningen. Mätningar på pålar (3) visar, att vid slagning av påle som stöder mot berg uppkommer en spetskraft som är 1,7 å 1,8 ggr den kraft som initialvågen i pålen ger upphov till. Användes en normal 3-tons fallhejare, 30 cm nettofallhöjd och 900 cm² påle med bergspets ϕ 60 mm, blir medelpålkänningen i dubben under slagningen mot hårt berg ca 9000 kp/cm².

En tidigare utförd undersökning (4), visar, att en lokal krossning av berget under bergspetsen erhålles och inträngningen i berget kan bli relativt stor. I skiffrig västkustgnejs har för fem provpålar med bergdubbar ϕ 60 mm uppmätts inträngningsdjupen 22, 8, 14, 7, 9 och 17 cm (4). Försöken visar »att bergdubb med den använda stålkvaliteten (SIS 142090-2 Hellefors 134HF2) borrar sig in i berget och ger gott fäste utan att dubben skadas. Man torde kunna nöjasig med att slå ca 300 slag med en fallhöjd av 0,3 m sedan pålspetsen nått berg, för att få tillräckligt fäste för pålen i berget. Detta skulle då gälla pålar av ordinär längd upp till 20 m och en hejarvikt på 3 ton. Vid längre pålar bör sannolikt antalet slag ökas upp till 400 å 500 slag. Om hejarvikten ökas till 4 ton torde dock 300 slag vara tillräckligt även för mycket långa pålar».

Man kan således konstatera, att vid stödpålning mot berg erhålles lokalt mycket stora pålkänningar i berget, och att ståldubben har förmåga att tränga in i berget. Men hur stor är då den statiska bärförmågan hos berget och hur påverkas bärförmågan av bergets släntlutning och dubbens inträngningsdjup?

För att få en uppfattning om säkerheten mot brott i berget vid stödpålning mot släntberg, har vid Statens geotekniska institut på uppdrag av IVA:s pålkommission

utförts vissa modellförsök. Ändamålet med undersökningen har varit, att studera bärförmågan hos en bergdubb mot olika bergarter vid varierande släntlutning och inträngningsdjup (av bergdubben) samt att studera bergets deformation, brottets karaktär och brottytans utseende.

Försöken har omfattat tre bergarter, granit, kalksten och sandsten. Släntlutningen (α) har varit 0° (horisontell yta), 30° , 45° och 60° . Två olika inträngningsdjup (D/B) (se fig. 1) har undersökts dels $D/B = 0$ och dels $D/B = 1$. Varje försök har som regel upprepats tre gånger.

I. UTFÖRANDE

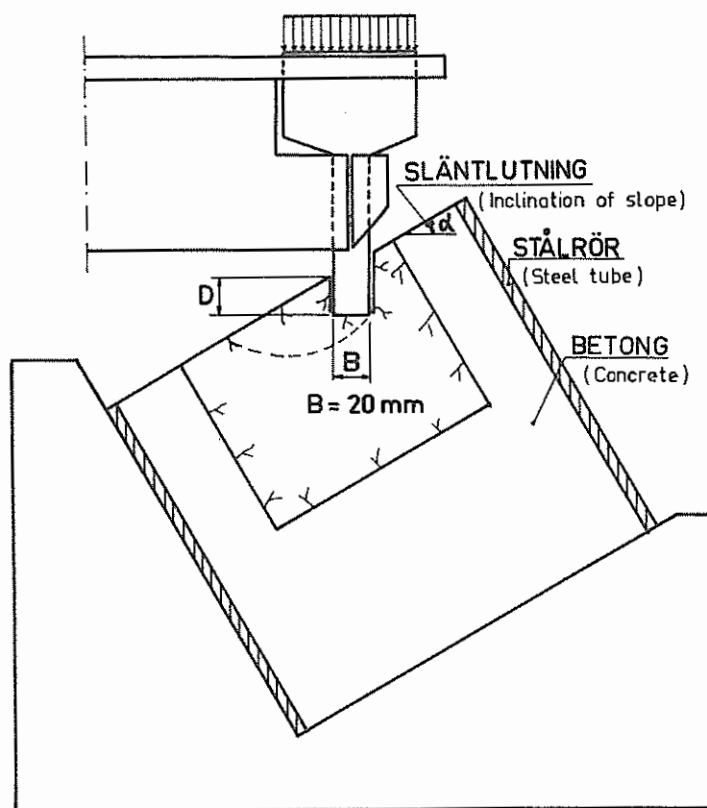
Beskrivning av provningsmetod

Fig. 1. PRINCIPSKISS ÖVER UTFÖRANDET.

Fig. 1. The testing method

Bergartsprov (13 x 13 x 10 cm) göts in i stålrör (se fig. 1) för att inte proven skulle spricka vid belastningsförsöken. I stenarna borrades ett 21 mm hål med djupet D. Detta hål skulle motsvara bergspetsens inträngning i berget. I hålet ansattes en ϕ 20 mm ståldubb med plan ändyta. Med hjälp av en hydraulisk press belastades därefter ståldubben statiskt tills brott inträffade i stenen. Lastökningen var 2 Mp varannan minut och med avlastning efter vart femte laststeg till 4 Mp. Vid försöken på sandsten, när släntlutningen α var 45° och 60° , minskades lastökningen till 1 Mp med hänsyn till att brottlasten var relativt låg. Lasten påfördes således på liknande sätt som i regel sker vid pålprovningar. Under hela förloppet mättes dubbens inträngning i stenen med två diametralt placerade mätlockor. Med en specialkonstruerad vagga kunde släntlutningen varieras.

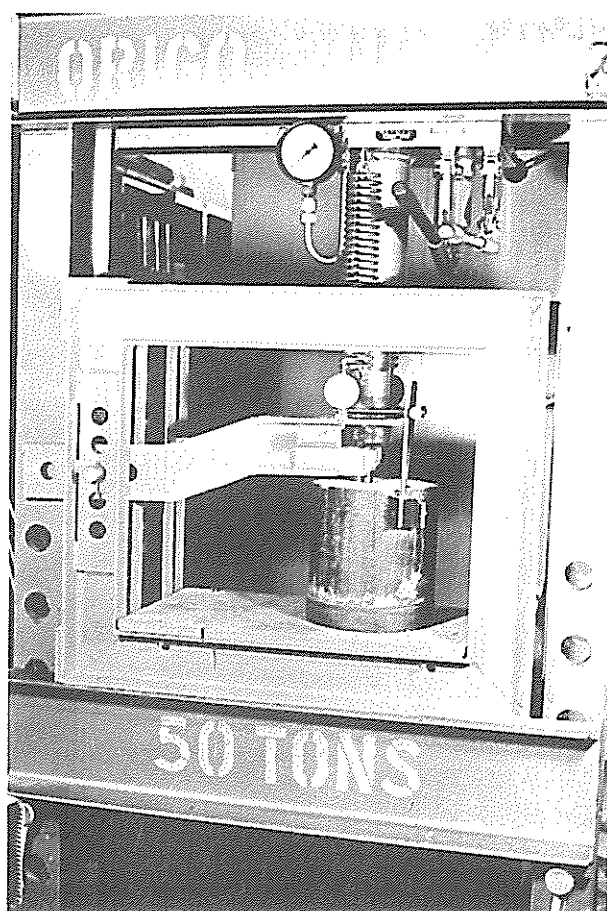


Fig. 2. APPARAT FÖR BERGSPETSFÖRSÖK

Fig. 2. Apparatus for testing the bearing capacity of rock

Ståldubben fastsattes i ena änden av en arm (se fig. 2), som var ledat infäst i en stålram. Avståndet mellan armens axel och dubbens axel kunde stegvis ändras. Det minsta avståndet som användes var 400 mm. Armens fria ände beräknades röra sig maximalt 10 mm under ett belastningsförsök. Detta innebar en maximal vinkeländring hos dubben av $1,4^{\circ}$, vilket ansågs godtagbart med hänsyn till dubbens goda styrning.

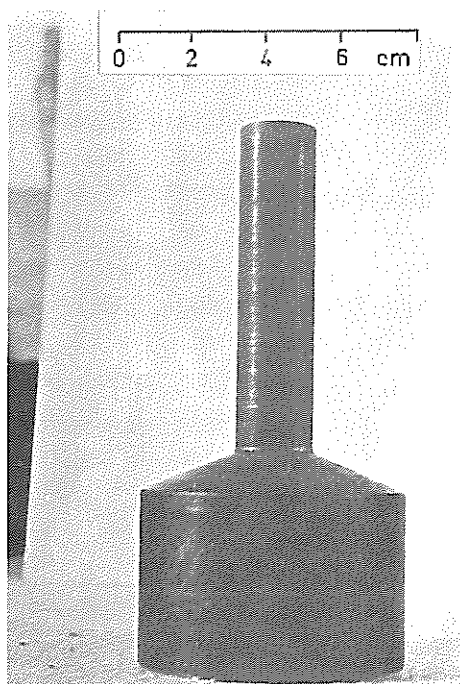


Fig. 3. STÅLDUBB MED 20,0 mm DIAMETER

Fig. 3. Steel dowel with 20,0 mm diameter.

Dubbarna (se fig. 3) svarvades ur 70 mm rundstål så att den grova änden, som pressen tryckte mot, blev ϕ 68,0 mm och spetsen med plan ändyta blev ϕ 20,0 mm. På grund av släntlutning och försänkning, måste »skaftet» på dubben göras relativt långt. Det visade sig praktiskt att tillverka dubbar med tre olika skaftlängder (65 mm, 85 mm och 105 mm) för att täcka alla kombinationer mellan släntlutning och innejslingsdjup.

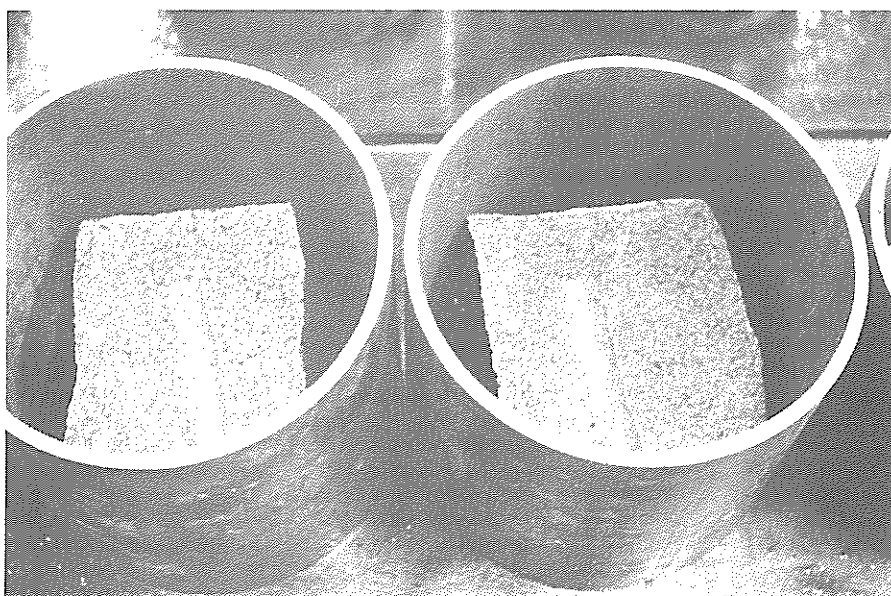


Fig. 4. INGJUTNING AV PROVSTENAR

Fig. 4. Casting of the rock samples into steel tubes.

Före ingjutningen (se fig. 4) lades stenarna först ett par timmar i vatten, för att förhindra utbyte av vatten och luft mellan bruk och bergartsprov. Den våta stenen placerades därefter i ett stålrör. Bruket handstampades omsorgsfullt, så att det helt fyllde utrymmet mellan sten och rör. När röret var fyllt med bruk planslipades överytan väl.

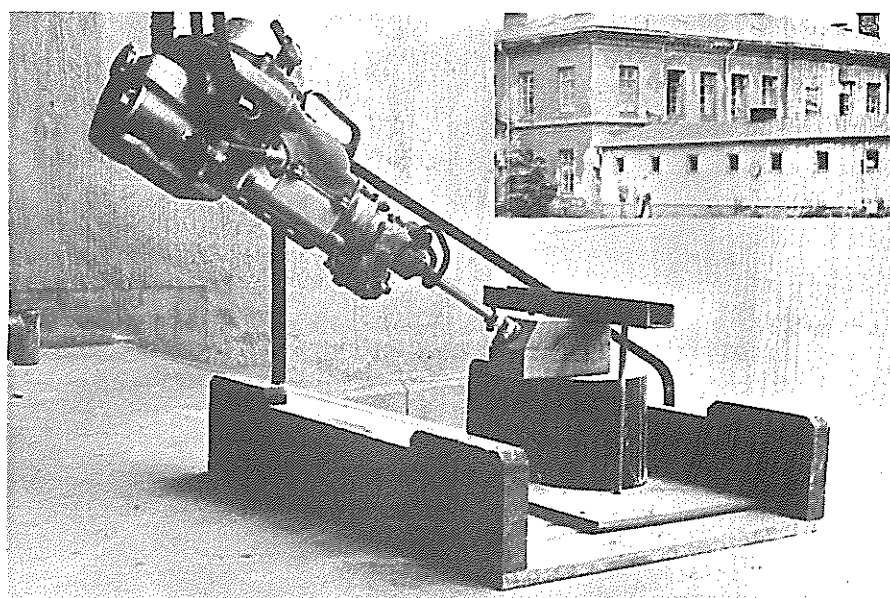


Fig. 5. BORRNING AV PROVSTEN (GRANIT)

Fig. 5. Boring of the rock sample (granite)

Efter en vecka borrades proverna (se fig. 5), så att de erhöill försänkingskvoten $D/B = 0$ eller 1, där D är försänkningens djup (se fig. 1) och B är dubbens diameter. För att erhålla rätt lutning hos hålet användes genomborrade träklotsar som styrning. Träklotsarna spändes fast mot stenen med hjälp av ett ok (se fig. 5). Hålen i granitproven borrades upp med en bensinmotordriven bergbormaskin typ Cobra. Efter som det gick mycket snabbt att borra upp de relativt grunda hålen blev det svårt att erhålla rätt försänkingsdjup (se bilaga 4). Det uppborrade hålet mejslades därefter för hand, så att en plan bottenyta uppstod. Ett tunt lager bergmjöl lämnades kvar i hålet för att tjänstgöra som tryckutjämnande skikt vid belastningsförsöken. För kalksten och sandsten användes en elektrisk bormaskin varigenom försänkingsdjupet lätt kunde kontrolleras. I övrigt utfördes borrningen på samma sätt som vid granitproven.

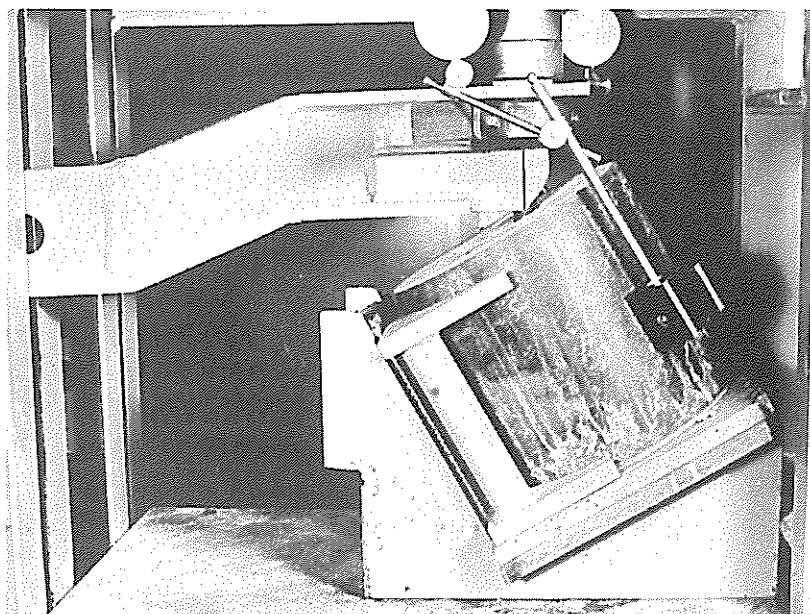


Fig. 6. BELASTNINGSFÖRSÖK PÅ GRANIT. PROV NR 12,
 $\alpha = 30^\circ$, $D/B = 0$.

Fig. 6. Bearing capacity test of granite. Test no 12,
 $\alpha = 30^\circ$, $D/B = 0$.

Vid tryckförsöken placerades stålröret med ingjutet bergartsprov i provningsapparatens (se fig. 6). Med en specialkonstruerad »vagg» erhöles den önskade släntlutningen. Ståldubben ansattes i det uppborrade hålet och justerades så att armen blev nästan horisontell och dubben nästan vertikal. Armens ände överhöjdes så att armen skulle inta horisontellt läge vid belastningen ca 4 Mp.

Dubbens inträngning mättes av två diametralt placerade mätklockor (se fig. 6), som var fästade med magnetfästen vid stålröret. Eftersom dubben hade en relativt lång och smal spets har hänsyn till spetsens hoptryckning tagits vid utvärderingen av dubbens inträngning (se bilaga 1).

Ståldubben belastades med en hydraulisk press (se fig. 2). Motsvarande belastning avlästes på en manometer. Lasten ökades stegvis med 2 Mp varannan minut och avlastning skedde efter vart femte laststeg till 4 Mp enligt schema som visas i fig. 7.

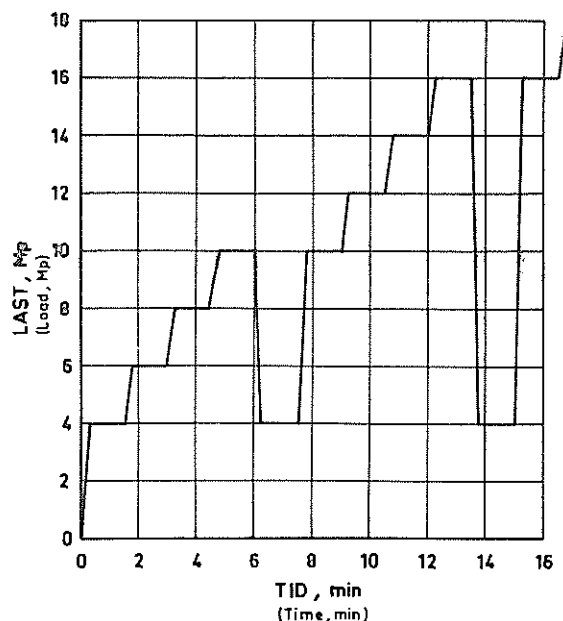


Fig. 7. BELASTNINGSSCHEMA

Fig. 7. Loading sequence. 1 Mp = 2200 lb.

Kalibrering av pressen, med en mikrokatorkraftmätare utfördes med jämna mellanrum under försöksseriens gång (se bilaga 2). Det maximala felet i kraftvärdena uppskattas till 1 Mp.

Belastningsförsöken pågick enligt ovan beskrivna belastningsschema till brott. I de flesta fall inträffade brottet mycket plötsligt, nästan explosionsartat, vilket medförde, att brottvärdet var lätt att bestämma. I de fåtal fall då brottet utbildades långsamt definierades brottvärdet enligt följande metod.

Om $P_{\text{brott}} = \text{brottlasten}$

$\delta_{100} = \text{deformationen vid brott}$

$\delta_{90} = \text{deformationen vid lasten } 0,9 \cdot P_{\text{brott}}$

så skall $\delta_{90} = 0,5 \cdot \delta_{100}$

Efter brott avlastades dubben helt och den kvarstående deformationen mättes om möjligt. Ofta rubbades mätlockorna emellertid ur sina lägen när brottet skedde explosionsartat.

Efter belastningsförsöken studerades och fotograferades brottytorna (se bilaga 3). Det lösa bergmaterialet avlägsnades och gipsavgjutningar gjordes av brottytorna. Genom att såga itu avgjutningarna kunde längd- och tvärsektioner bestämmas (se bilaga 3).

Bergartsbeskrivning

Undersökningen har omfattat tre olika bergarter nämligen granit, kalksten och sandsten. Den följande petrografiska bestämningen har utförts av Docent B. Loberg, Stockholms universitet.

Graniten erhöles från Rixöbrottet i Bohuslän och benämnes här Rixögranit.

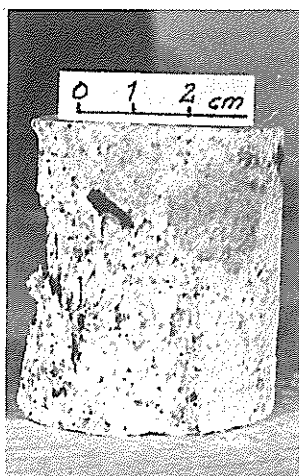


Fig. 8 a

Fig. 8 a. RIXÖGRANIT FRÅN BOHUSLÄN EFTER TRYCKHÅLLFASTHETS—BESTÄMNING

Fig. 8 a. Granite from Rixö (Bohuslän) after compressive strength test

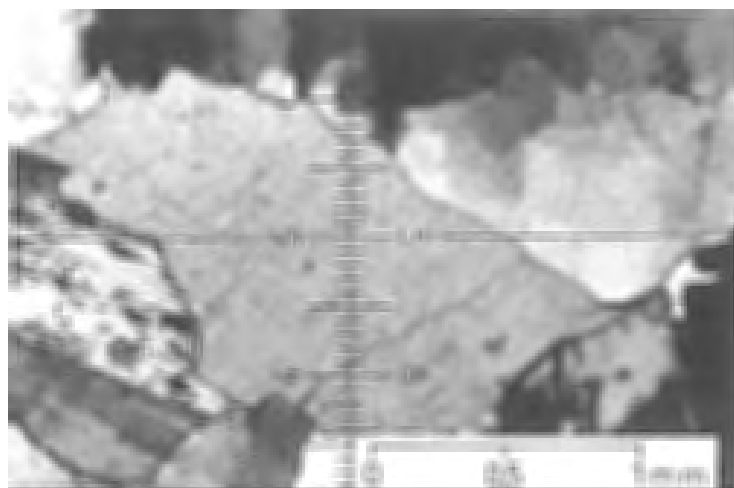


Fig. 8 b

Fig. 8 b. TUNT SLIP AV RIXÖGRANIT

Fig. 8 b. Granite from Rixö in thin section

Den har en massformig medelkornig till finkornig struktur med medelkornstorleken inom intervallet 0,5 — 2 mm. Texturen är helt kristallinisk med huvudsakligen oregelbunden kristallbegränsning. Färgen är ljus grå med brunt stick. De huvudsakligen förekommande mineralen är kvarts, kalifältspat, plagioklas som delvis är omvandlad till mycket finkornig glimmer, mörk glimmer (biotit) som delvis är omvandlad till klorit. Dessutom uppträder ett mineral som troligen är ortit, vilket genom

sin radioaktivitet nedbrutit sin egen struktur och ökat sin volym, som därvid gett upphov till expansionsprickor i de närmast angränsande mineralkornen. Detta fenomen saknar dock betydelse för bergartens hållfasthet i stort. Vidare kan nämnas, att de uttagna provstenarna var påfallande homogena.



Fig. 9 a

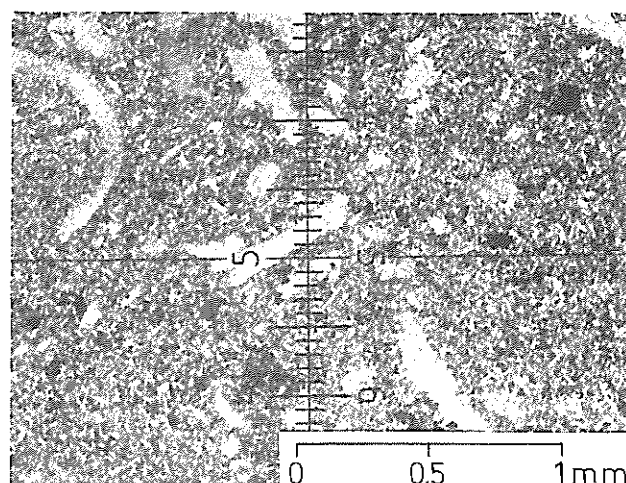


Fig. 9 b

Fig. 9 a. KALKSTEN FRÅN BORGHAMN (VID VÄTTERN) EFTER TRYCK-HÅLLFASTHETSBESTÄMNING

Fig. 9 a. Limestone from Borghamn (located at the lake Vättern) after compressive strength test

Fig. 9 b. TUNT SLIP AV KALKSTEN FRÅN BORGHAMN

Fig. 9 b. Limestone from Borghamn in thin section

Kalkstenen (se fig. 9) utgjordes av en fossilförande kalksten från Borghamn vid Vättern. Den har växlande gröngrå och rödgrå skikt och är tydligt skiktad, dock med ojämna skiktgränser. Partikelstorleken är till övervägande delen mindre än 0,01 mm, dock finns större partiklar av skalfragment (organismrester) med en storlek av flera mm. Provkroppen visade en väl hopläkt ej sprickig kalksten. Dess mekaniska egenskaper kunde icke utan vidare bedömas efter en längre tids exposition i atmosfären.

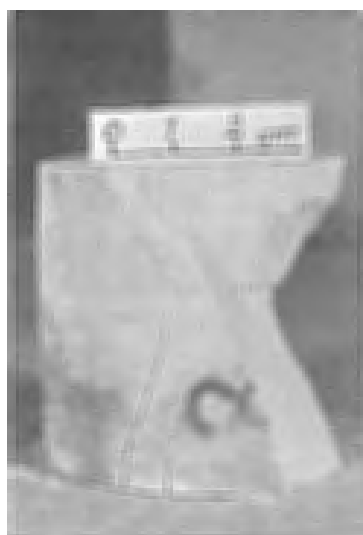


Fig. 10 a

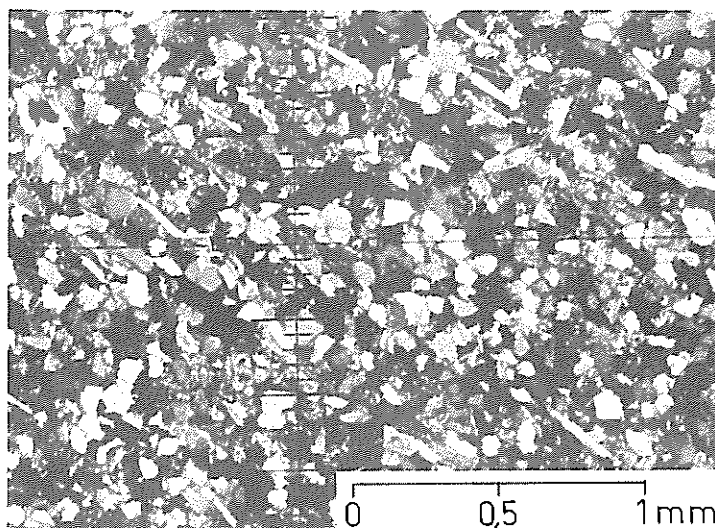


Fig. 10 b

Fig. 10 a. SANDSTEN FRÅN BURGSVIK (GOTLAND) EFTER TRYCKHÅLL-
FASTHETSBESTÄMNING

Fig. 10 a. Sandstone from Burgsvik (in Gotland) after compressive strength test

Fig. 10 b. TUNT SLIP AV SANDSTEN FRÅN BURGSVIK

Fig. 10 b. Sandstone from Burgsvik in thin section

Sandstenen (se fig. 10) var en kalkcementerad, tydligt skiktad, ljus gröngrå sandsten från Burgsvik på Gotland. Den har en medelkornstorlek av ungefär 0,1 mm, med liten spridning. Partikelformen är huvudsakligen kantig. En tydlig orientering av glimmerfragment förekommer. Sandstenen består av kvarts, glimmer (både färgad och ofärgad) och fältspat. Som cement verkar kalcit i riklig mängd.

Hållfasthetsegenskaper hos de undersökta bergarterna

Tryckhållfastheten för de tre bergarterna har utvärderats vid Statens Provningsanstalt. Härvid användes cylindrar med höjden 50 mm och diametern 50 mm, som hade borrats ur vinkelrät mot stenens »fria» yta. Tre bestämningar utfördes på varje bergart och resultaten redovisas i tabell 1.

Tabell 1

Uppmätt tryckhållfasthet hos de undersökta bergarterna

(Measured unconfined compressive strength of the investigated rock types).

Bergart (Rock type)	Granit (Granite)	Kalksten (Limestone)	Sandsten (Sandstone)
Tryckhållfasthet σ_{cyl} , kp/cm ²	2320	1470	713
(unconfined compressive strength, σ_{cyl} , kp/cm ²)	2300	1180	703
	2290	1055	698
Medelvärde, kp/cm ² (Average, kp/cm ²)	2300	1240	705

1 kp/cm² = 14,2 psi

Av stor betydelse för tryckhållfasthetsvärdena är den metod som användes. Mogi (5) har funnit, att tryckhållfastheten beror bl.a. av förhållandet L/D, där L är provets längd och D är dess diameter. Fig. 11 visar som exempel tryckhållfastheten hos Dunhamdolomit som funktion av L/D.

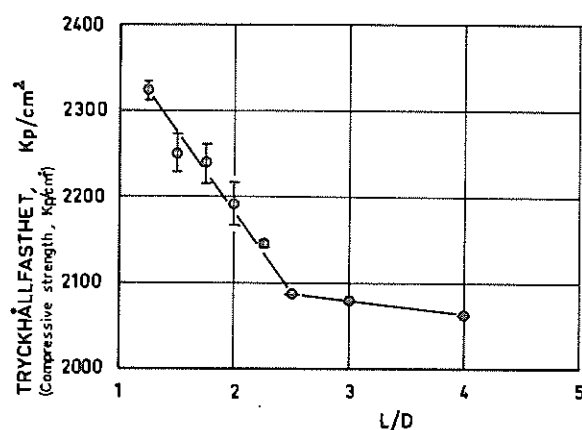


Fig. 11. SAMBAND MELLAN TRYCKHÅLLFASTHET OCH PROVETS LÄNGD/DIAMETER FÖR DUNHAMDOLOMIT

Fig. 11. Relationship between unconfined compressive strength and length/diameter ratio for Dunham dolomite.

Enligt Mogi bör L/D vara större än 2,5, för att inte skjuvspänningarna längs ändytorna skall påverka försöksresultaten. Undersökningar har även visat, att provets volym påverkar försöksresultaten så, att tryckhållfastheten minskar något när volymen ökar. Det är därför av vikt att den använda provningsmetoden anges när bergarters tryckhållfasthetsvärden redovisas. De angivna värdena på tryckhållfastheten hänförs sig således till provcylindrar med höjden 50 mm och diametern 50 mm, i överensstämmelse med den standardmetod som tillämpas vid Statens Provvningsanstalt.

N. Lundborg (6) vid Stiftelsen Svensk Detonikforskning har utvecklat en enkel metod för bestämning av bergarters skjuvhållfasthet som funktion av normaltrycket. Skjuvhållfasthetsproven har utförts på bergartscylindrar med diametern 15 mm och längden 50 mm. Vid försöken skjuvades cylinderns mellersta del av vid olika normaltryck (se fig. 12).

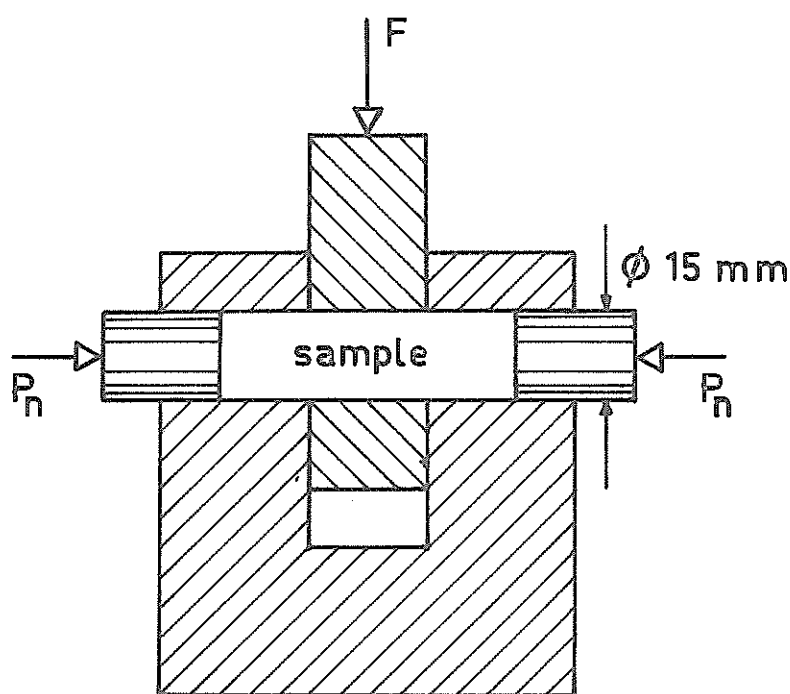


Fig. 12. PROVNINGSSAPPARAT FÖR TREAXLIGA SKJUVFÖRSÖK PÅ BERGARTER

Fig. 12. Apparatus for testing the triaxial shear strength of rock types.

N. Lundborg använder följande samband mellan skjuvhållfasthet och normaltryck.

$$\tau_n = \tau_0 + \frac{\mu \cdot P_n}{1 + \frac{\mu \cdot P_n}{\tau_i - \tau_0}} \quad //$$

där τ_n = skjuvhållfasthet

P_n = normaltrycket

τ_0 = skjuvhållfasthet vid $p_n = 0$

τ_i = gränsvärdet för τ_n då $p_n \rightarrow \infty$

μ = lutningskoefficienten för kurvan när $p_n = 0$

Denna metod har använts vid bestämning av de undersökta bergarternas hållfasthets-egenskaper. Fig. 13–15 visar de härvid uppmätta skjuvhållfasthetsvärdena och de samband enligt ekv. (1), som passats till de uppmätta värdena. I tabell 2 visas de värden på τ_0 , μ och τ_i som erhållits ur fig. 13–15. Som jämförelse har tryckhållfastheten σ_1 uppmätts för samma provbitar. Motsvarande Mohrs cirkel är inlagd i fig. 13–15. Tryckhållfastheten anges även i tabell 2. Av fig. 13–15 framgår, att Mohrs cirkel nästan tangerar skjuvhållfasthetskurvan enligt Mohrs brottheori. Vidare framgår, att kurvornas lutning minskar när normaltrycket ökar (materialets inre friktionsvinkel blir liten vid högt normaltryck).

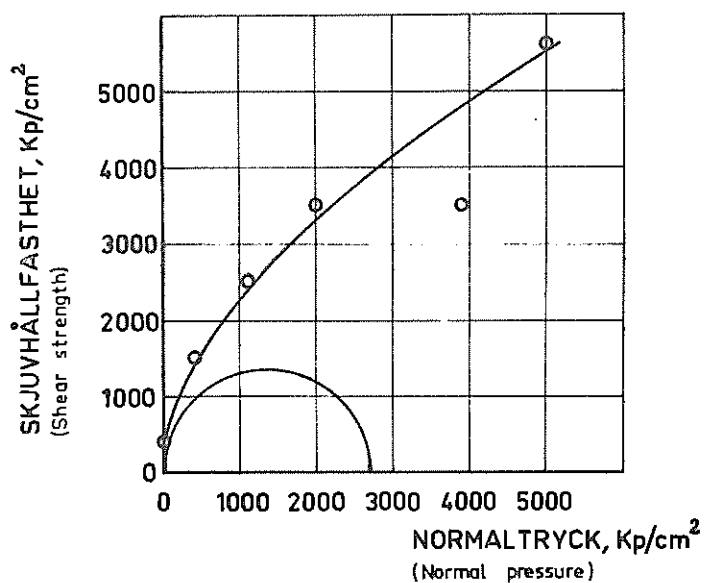
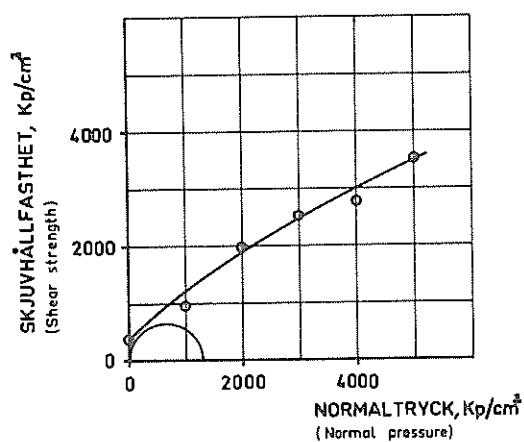
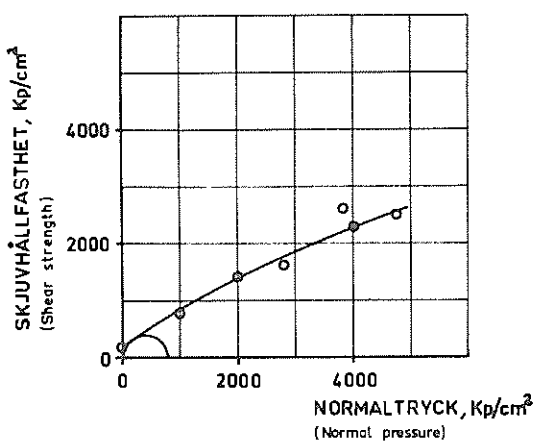
Tabell 2

τ_0 , μ , τ_i och σ_1 för de undersökta bergarterna.

(τ_0 , μ , τ_i and σ_1 for the investigated rock types).

Bergart (Rock)	τ_0 kp/cm ²	μ	τ_i kp/cm ²	σ_1 kp/cm ²
Granit (Granite)	300	1,8	11900	2700
Kalksten (Limestone)	200	1,0	10200	1300
Sandsten (Sandstone)	200	0,7	9000	800

$$1 \text{ kp/cm}^2 = 14,2 \text{ psi}$$

Fig. 13. SKJUVHÅLLFASTHET HOS GRANITFig. 13. Shear strength of graniteFig. 14. SKJUVHÅLLFASTHET HOS KALKSTENFig. 14. Shear strength of limestoneFig. 15. SKJUVHÅLLFASTHET HOS SANDSTENFig. 15. Shear strength of sandstone

Bergarternas draghållfasthet har bestämts med s.k. brazilianska dragförsök på cylindrar med längden 40 mm och diametern 40 mm. På grund av ringa materialtillgång har endast ett fåtal försök utförts (se tabell 3).

Tabell 3

Uppmätt draghållfasthet hos de undersökta bergarterna

(Measured tensile strength of the investigated rock types)

Bergart (Rock type)	Granit (Granite)	Kalksten (Limestone)	Sandsten (Sandstone)
Draghållfasthet kp/cm ²	136	112	40
(Tensile strength kp/cm ²)	160	140	80
		108	
		148	
Medelvärde, kp/cm ² (Average, kp/cm ²)	148	127	60

$$1 \text{ kp/cm}^2 = 14,2 \text{ psi}$$

För att få en uppfattning om berghållfasthetens temperaturberoende har Rixögranitens böjhållfasthet och slagseghet bestämts vid två olika temperaturer. Resultaten redovisas i tabell 4 och 5.

Tabell 4

Böjhållfasthetens temperaturberoende hos Rixögranit

(Influence of temperature on the bending strength of granite from Rixö)

Temperature °C (Temperature °C)	0	+ 60
Böjhållfasthet, kp/cm ²	167	131
(Bending strength, kp/cm ²)	149	134
Medelvärde, kp/cm ² (Average, kp/cm ²)	158	133

$$1 \text{ kp/cm}^2 = 14,2 \text{ psi}$$

Tabell 5

Slagseghetens temperaturberoende hos Rixögranit

(Influence of temperature on the notch value of granite from Rixö)

Temperatur °C (Temperature °C)	+4	+ 60
Energiförlust	30	27
%	27	27
	27	27
(Loss of energy,	28	28
%)	27	27
	27	28
	30	27
Medelvärde, % (Average, %)	28	27

Slagseghetsproven utfördes på samma sätt som Carpyprov på stål. De angivna mätvärdena anger energiförlusten i % av den ursprungliga lägesenergin hos pendeln. Av resultaten framgår, att de undersökta hållfasthetsegenskaperna och därmed släntbergets bärförmåga inte nämnvärt påverkas av en ändring i temperaturen. Möjligen minskar böjhållfastheten något med ökad temperatur.

För att undersöka belastningsytans inverkan på bärförmågan har försök på Rixögranit utförts med olika dubbdiametrar. De i bergarten ingående mineralkornens storlek i förhållande till dubbens storlek kan påverka bärförmågan på så sätt att en liten dubbdiameter ger större bärförmåga än motsvarande försök med stor dubbdiameter. Dubbarna ansattes mot ytan av de horisontellt orienterade stenarna ($\alpha = 0^\circ$, $D/B = 0$) och belastades statiskt till brott. På grund av den hydrauliska pressens begränsade kapacitet kunde större dubbdiameter än $\phi 21$ mm ej väljas. Resultaten redovisas i fig. 16, där bärförmågan (q_{brott}) hos Rixögranit är avsatt som funktion av dubbens diameter (B).

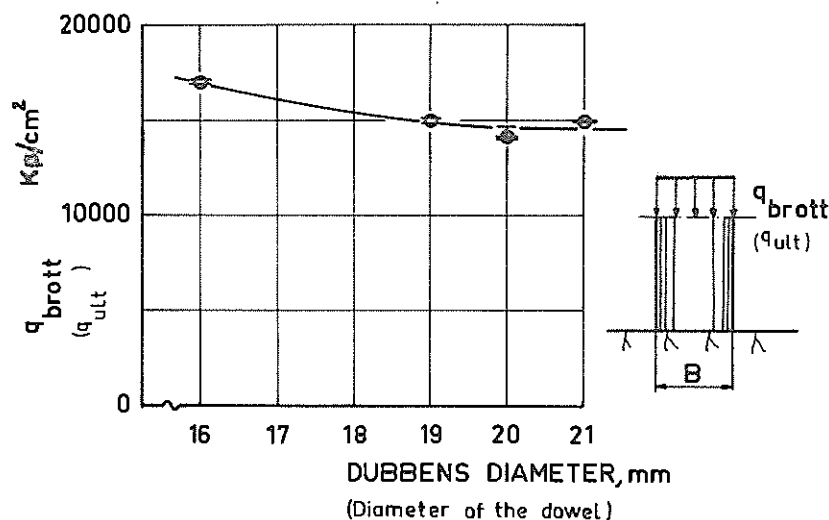


Fig. 16. INVERKAN AV DUBBENS DIAMETER PÅ BÄRFÖRMÅGAN HOS GRANIT.

Fig. 16. Effect of the dowel diameter on the bearing capacity of the granite

Då antalet mätningar är litet blir slutledningarna osäkra. Det verkar dock som om bärförmågan ökar när anliggningsytan minskar. Den valda dubbdiametern (20 mm) föreföll lämplig för modellförsöken. Denna undersökning har endast omfattat granit eftersom mineralkornen i denna bergart är betydligt större än mineralkornen i kalksten och sandsten.

Val av lämplig stålqualität till dubbarna*)

Som tidigare nämnts utfördes ståldubbarna (se fig. 3) med plan cirkulär ändyta (ϕ 20 mm). Det visade sig emellertid svårt att få dubbarna att hålla vid belastningsförsöken på granit. Medeltryckpåkänningen blev i vissa fall så hög som 18000 kg/cm^2 (se fig. 17–19). Den ståltyp som slutligen valdes var Bofors stål HRO 1243, SIS 2550, ett kromnickelmolybdenlegerat verktygsstål (0,55 % C, 1,0 % Cr, 3,0 % Ni, 0,3 % Mo). Dubbar av detta stål härdades till 55 H_{RC}. Dessa dubbar motstod de påfrestningar som uppstod vid försöken (se fig. 20).

*) Bergdubbens hållfasthet behandlas i ett kommande meddelande.

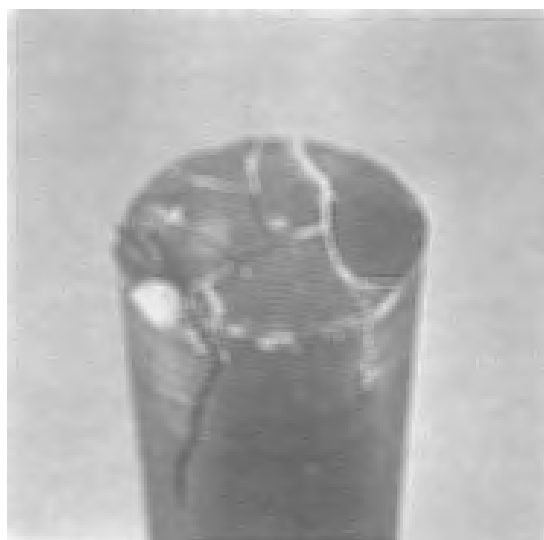


Fig. 17. SR 1855
60 H_{RC}
 $q_{\text{brott}} = 18000 \text{ kp/cm}^2$



Fig. 18. SR 1855
54 H_{RC}
 $q_{\text{brott}} = 17000 \text{ kp/cm}^2$



Fig. 19. ROP 57
60 H_{RC}
 $q_{\text{brott}} = 18000 \text{ kp/cm}^2$

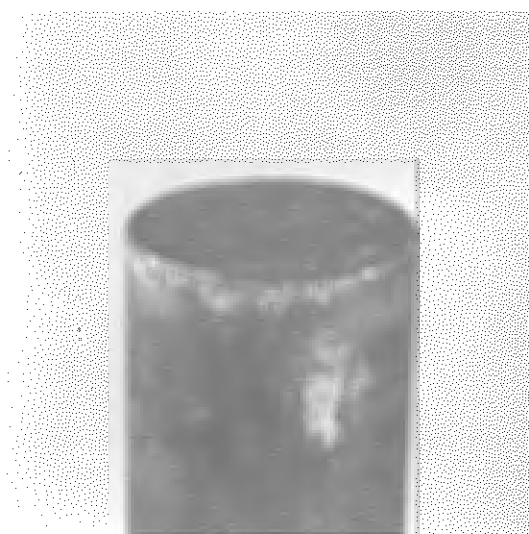


Fig. 20. HRO 1243
55 H_{RC}
EJ BROTT

Fig. 17–20. BROTT I STÅLDUBBAR AV OLIKA KVALITET OCH HÄRDNING

Fig. 17–20. Fracture in steel dowels of different quality and hardness.

Exempel på beteckningar (Exemple of the notations)

SR 1855 = typ av Boforsstål (=type of Bofors steel)

60 H_{RC} = dubbens hårdhet (= the hardness of the dowel)

q_{brott} = medelpåkänningen (= the average compressive stress
vid brott i dubben at failure in the dowel)

II. RESULTAT

Resultat av belastningsförsök

I kapitlet I har belastningsförsökens utförande beskrivits. I några fall avbröts försöken på granit strax innan brott för att ej förstöra ståldubben.

Brottlasten uppmättes vid varierande lutning ($\alpha = 0^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ och 60°) och vid varierande försänkingsdjup ($D/B = 0$ och $D/B = 1$). En sammanställning av brottvärdena redovisas i bilaga 4. Svårigheten med att erhålla rätt försänkingsdjup medförde, att värdet på D/B ibland skiljer sig något från det nominella försänkingsdjupet.

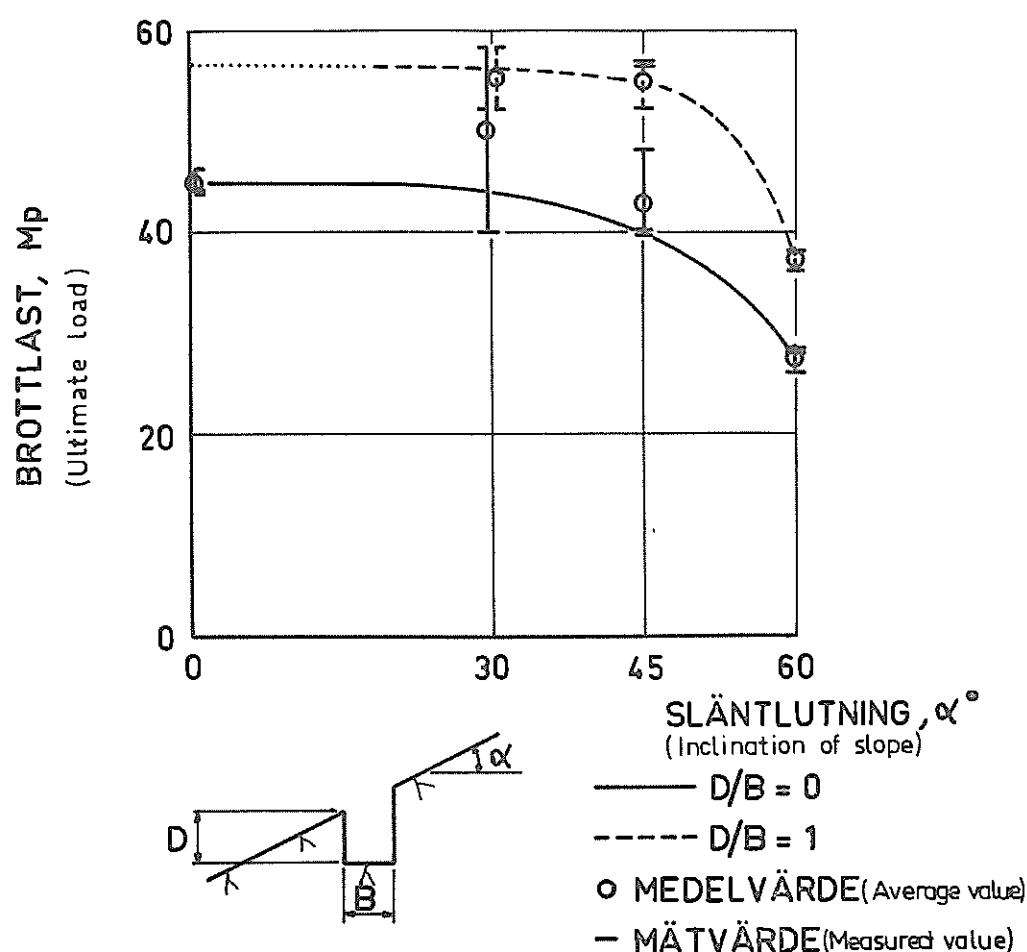


Fig. 21 a. BROTTLAST HOS GRANIT VID VARIERANDE SLÄNTLUTNING OCH FÖRSÄNKNING AV DUBBEN. $B = 20$ mm

Fig. 21 a. Ultimate load of granite with varying inclination of slope and embedment of the dowel. $B = 20$ mm. $1 \text{ Mp} = 2,2 \cdot 10^3 \text{ lb}$.

Resultaten från försöken på granit visas i fig. 21 a. Kurvorna i figurerna 21 åskådliggör erhållet samband mellan brottlast och släntlutning. På grund av den hydrauliska pressens begränsade kapacitet, kunde brott ej åstadkommas i granit vid horisontell bergyta när dubben var försänkt en diameter ($D/B = 1$). Ur de erhållna deformationskurvorna kunde brottlasten uppskattas till ca 60 Mp för $\alpha = 0^\circ$ och $D/B = 1$. Försök utfördes i stället med $\alpha = 0^\circ$ och $D/B = 0,6$ och då erhöles brottlasten 56 Mp.

Vid horisontell bergyta var medelbrottrycket i granit 14000 kp/cm^2 när dubben var ansatt på ytan. Detta brottryck måste betecknas som mycket högt om man jämför med granitens cylinderhållfasthet (2300 kp/cm^2). Vidare är släntlutningens inverkan på bärförmågan av intresse. Brottlasten påverkades ej nämnvärt vid en lutning som var mindre än 45° .

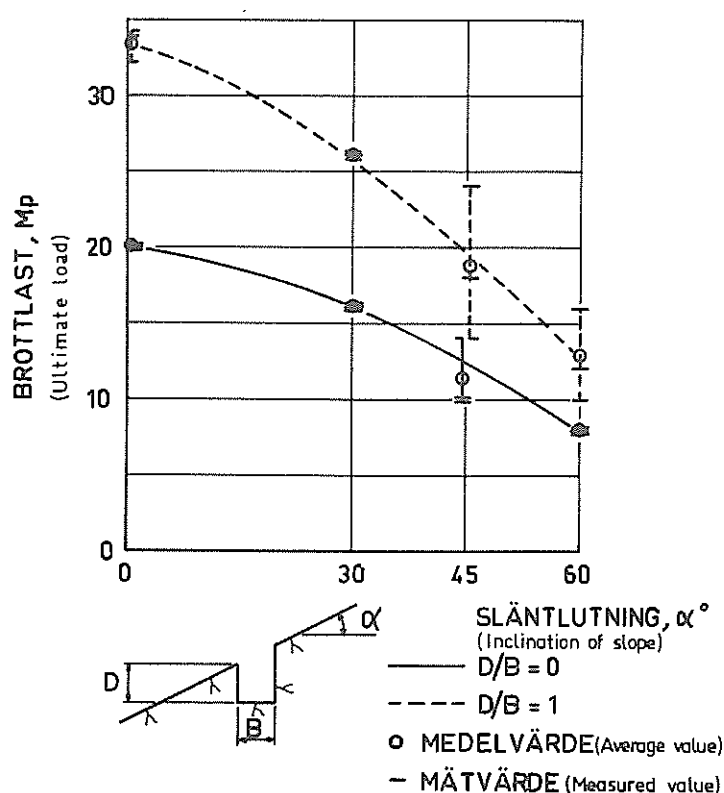


Fig. 21 b. BROTTLAST HOS KALKSTEN VID VARIERANDE SLÄNTLUTNING OCH FÖRSÄNKNING AV DUBBEN. $B = 20 \text{ mm}$.

Fig. 21 b. Ultimate load of limestone with varying inclination of slope and embedment of the dowel.
 $1 \text{ Mp} = 2,2 \cdot 10^3 \text{ lb}$. $B = 20 \text{ mm}$.

En markant skillnad erhöles mellan granit och kalksten. Vid kalksten (se fig. 21 b) påverkade släntlutningen brottlasten redan vid en liten lutning hos bergytan. Av fig. 21 b framgår också försänkingsdjupets stora betydelse. Exempelvis ökade brottlasten vid horisontell stenyta från 20 Mp till 33 Mp, när D/B ökade från 0 till 1. Brottlasten 20 Mp motsvarar kontakttrycket 6.400 kp/cm^2 .

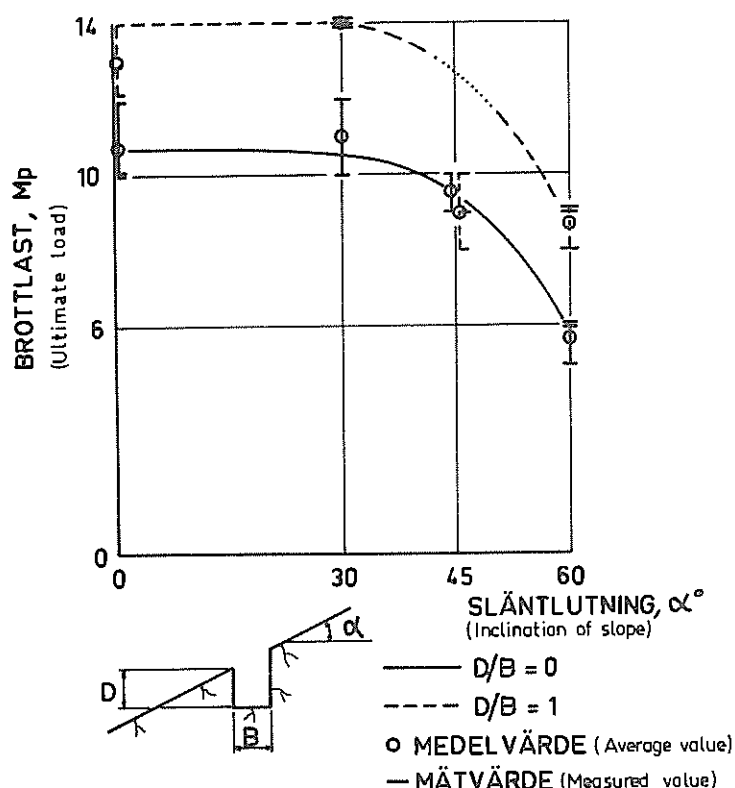


Fig. 21 c. BROTTLAST HOS SANDSTEN VID VARIERANDE SLÄNTLUTNING OCH FÖRSÄNKNING AV DUBBEN. $B = 20 \text{ mm}$.

Fig. 21 c. Ultimate load of sandstone with varying inclination of slope and embeddment of the dowel.
 $1 \text{ Mp} = 2,2 \cdot 10^3 \text{ lb}$. $B = 20 \text{ mm}$.

Bärförmågan hos sandsten (se fig. 21 c) var i stort sett oberoende av släntlutningen för en lutning som var mindre än 45° i likhet med resultaten för granit. Vid en lutning som var större än 45° reducerades bärförmågan emellertid betydligt. Ett oväntat lågt värde på brottlasten erhöles vid släntlutningen 45° när dubben var försänkt en diameter i sandstenen ($D/B = 1$). Brottvärdet blev ungefär samma, som när dubben ansattes vid

ytan ($D/B = 0$). Orsaken kan vara sandstenens skiktning. Den var parallell med stenens »fria» yta. Även sandstenens bärförmåga var anmärkningsvärt hög i förhållande till tryckhållfastheten. För $\alpha = 0^\circ$ och $D/B = 0$ var brottlasten i medeltal 10,7 Mp, vilket motsvarar kontakttrycket 3400 kp/cm^2 .

Med utgångspunkt från de i figurerna 21 a, 21 b och 21 c inlagda kurvorna, har släntlutningens och försänkningens inverkan på bärförmågan hos de tre bergarterna studerats.

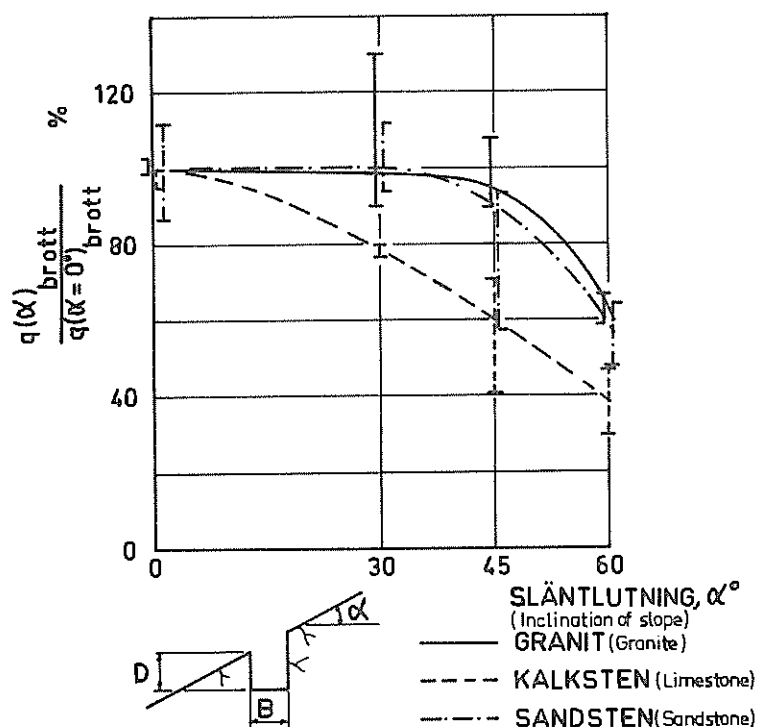


Fig. 22. SLÄNTLUTNINGENS INVERKAN PÅ BROTTLASTEN VID OLIKA BERGARTER. BROTTLASTEN ÄR UPPMÄTT I % AV BROTTLASTEN VID $\alpha = 0^\circ$. KURVORNA GÄLLER BÅDE FÖR $D/B = 0$ OCH $D/B = 1$.

Fig. 22. Influence of inclination of slope on the ultimate load for different types of rock. The ultimate load is measured in % of the ultimate load for $\alpha = 0^\circ$. The curves are valid both for $D/B = 0$ and $D/B = 1$.

En tydlig skillnad råder mellan å ena sidan granit och sandsten och å andra sidan kalksten. Slänthlutningen (se fig. 22) påverkar brottlasten relativt lite för granit och sandsten vid en måttlig slänthlutning ($\alpha < 45^\circ$). Brottlasten för granit och sandsten vid lutningen 45° var ca 90 % av brottlasten vid horisontell bergyta. Man bör observera att kurvorna i fig. 22 gäller både för $D/B = 0$ och $D/B = 1$. Vid försöken med kalksten inverkade slänthlutningen redan vid en liten lutning och medförde en relativt stor reduktion av bärförmågan med ökad slänthlutning. Exempelvis var brottlasten, när bergytan lutade 45° , 60 % av motsvarande brottlast vid horisontell yta.

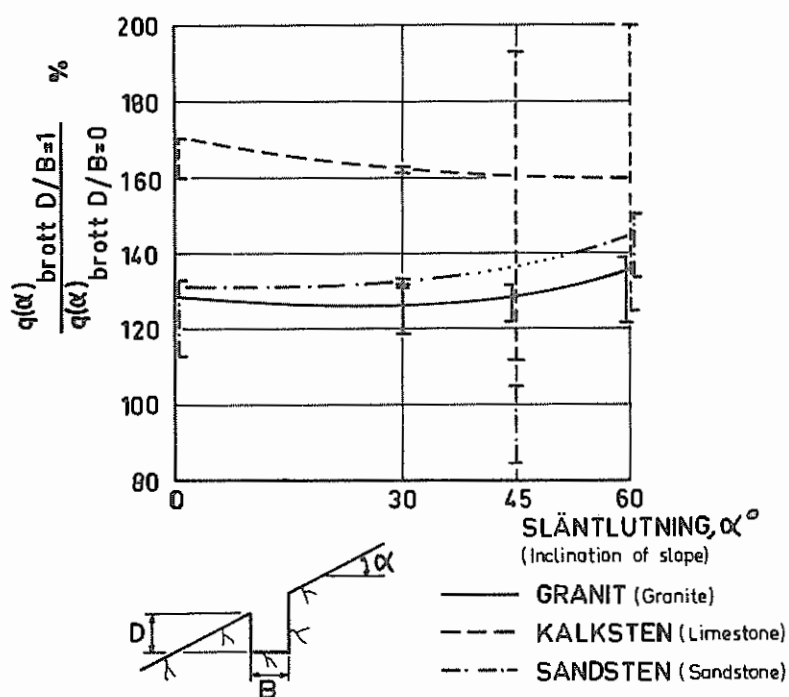


Fig. 23. FÖRSÄNKNINGENS INVERKAN PÅ BROTTLASTEN VID OLIKA BERGARTER. BROTTLASTEN VID $D/B = 1$ ÄR UPPMÄTT I % AV BROTTLASTEN VID $D/B = 0$.

Fig. 23. Influence of embedment on the ultimate load for different types of rock. The ultimate load for $D/B = 1$ is measured in % of the ultimate load for $D/B = 0$.

Försänkningens inverkan på brottlasten framgår av fig. 23. En kraftig ökning av brottlasten erhöles för kalksten, när dubben försänktes en diameter i stenen. Brottlasten ökade med ca 60 %. Motsvarande ökning var mindre för granit och sandsten (ca 25 %). Det bör noteras att ökningen i stort sett var oberoende av släntlutningen.

En ökning av försänkingsdjupet medförde, förutom att brottlasten ökade, även en ändring av brottets karaktär. Brottet inträffade ej så plötsligt och deformationen blev större innan brottet inträffade. Vidare inträffade vid några försök på granit, att en bergflisa lossnade (under dubben) när dubben angrep vid ytan ($D/B = 0$) och släntlutningen var 30° eller större. Detta medförde en excentrisk belastning av dubben, och att dubben gick av i ett fall. Däremot lossnade inga bergflisor under dubben när dubben var försänkt. Detta belyser vikten av att bergdubben får fäste i berget vid stödpålning mot släntberg.

Bergartsprovens deformation

Spetsens inträngning i stenen mättes med två diametralt placerade mätklockor. De erhållna kraft-tid-deformationskurvorna redovisas i bilaga 1. För de undersökta bergarterna gäller ett nästan linjärt samband mellan kraft och deformation fram till brott. Fig. 24 visar i princip sambandet mellan deformation och tid (kraften är direkt prop. mot tiden) vid horisontell bergyta.

I närheten av brottlasten ökade deformationen vid konstant last, och deformationsökningen blev allt större vid varje laststeg. I princip kan man skilja mellan två olika brottförlopp. Det ena uppträdde när dubben var ansatt vid ytan ($D/B = 0$, $\alpha = 0^\circ$) och det andra när dubben var försänkt en diameter ($D/B = 1$, $\alpha = 0^\circ$). Vid $D/B = 0$ erhöles nästan ingen brottvarning. Brottet inträffade plötsligt och motsvarande deformation var relativt liten (ca 1 mm). När brottet inträffade skedde hastigt en stor deformationsökning. Totala inträngningen vid horisontell bergyta var ca 4 mm efter brottet i granit, i kalksten ca 6 mm och i sandsten ca 8 mm. Vid $D/B = 1$ och $\alpha = 0^\circ$ blev brottet segt, och motsvarande brottdeformation var relativt stor (se fig. 24).

Undersökningen omfattade härvid endast sandsten och kalksten eftersom brott, med befintlig utrustning, ej kunde uppnås i granit.

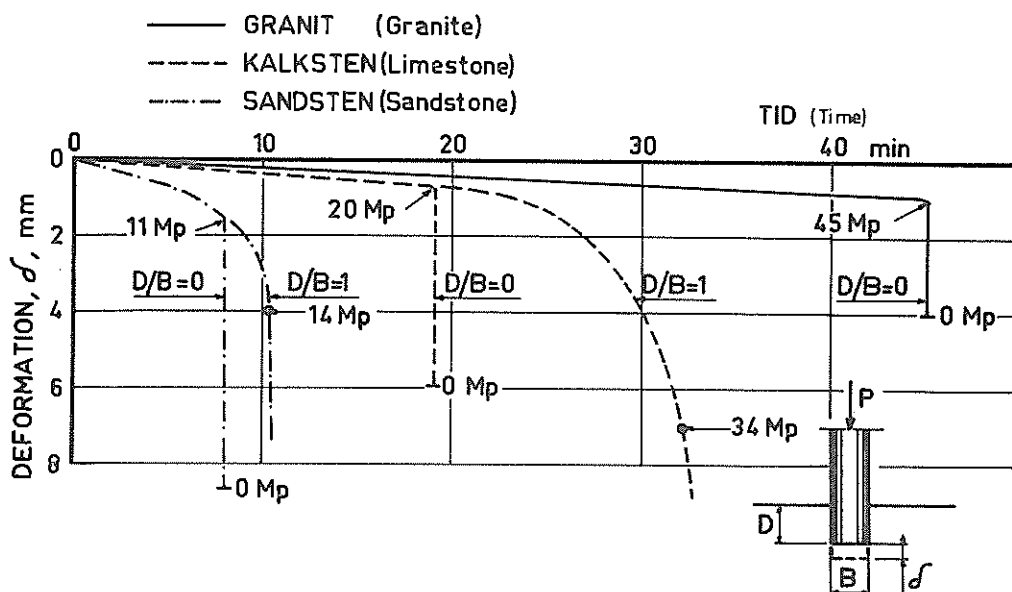


Fig. 24. TID-DEFORMATION (PRINCIPDIAGRAM)

Fig. 24. Time-deformation (schematic diagram)

I stort sett gällde samma deformationsförlopp, som beskrivits ovan, vid en släntlutning som var mindre än 30° . Vid större lutning inträffade brottet plötsligt även om dubben var försänkt en diameter. Exempelvis erhöles för sandsten, vid 60° släntlutning, drygt 1 mm deformation strax före brott vid såväl $D/B = 0$ som $D/B = 1$ (se bilaga 1).

En viktig skillnad mellan horisontell och lutande bergyta var bärförmågan efter brott. Vid horisontell yta bibehölls en stor del av bärförmågan, medan vid lutande bergyta ($\alpha > 30^\circ$) bärförmåga efter brott var mycket liten. När släntlutningen var större än 30° , lossnade i regel ett stycke ur stenen nedanför dubben (se fig. 26). Dubben »hängde» i många fall fritt i luften. Stenens bärförmåga var liten. I dessa fall var deformationen efter brott så stor, att den ej gick att mäta. Motsvarande brottdeformation har i bilaga 1 betecknats med ett oändlighetstecken (∞).

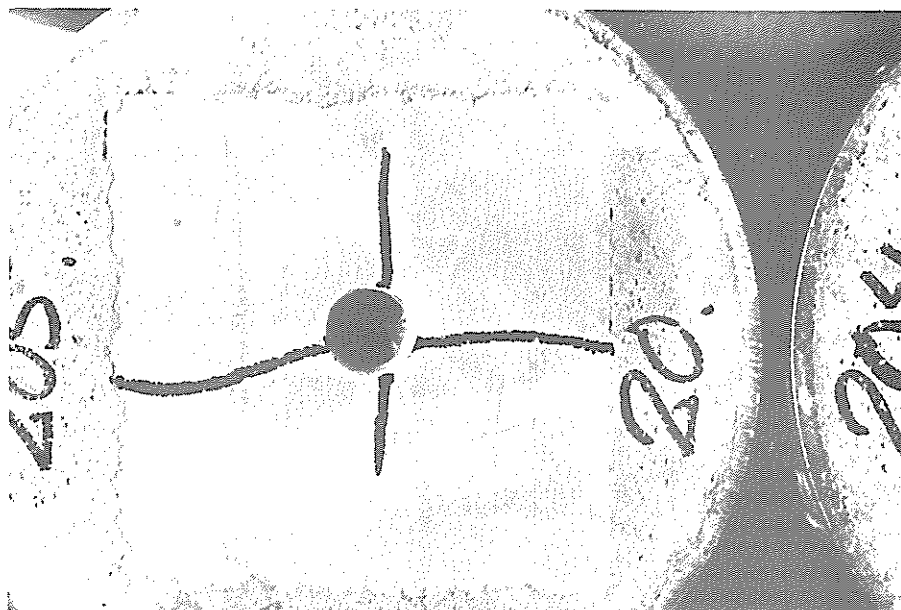


Fig. 25. BROTT I SANDSTEN (PROV NR 205, $\alpha = 0^\circ$, $D/B = 1$).

Fig. 25. Fracture in sandstone (Test No. 205, $\alpha = 0^\circ$, $D/B = 1$).



Fig. 26. BROTT I GRANIT (PROV NR 17, $\alpha = 45^\circ$, $D/B = 1$)

Fig. 26. Fracture in granite (Test No. 17, $\alpha = 45^\circ$, $D/B = 1$)

Brottytans utseende

I bilaga 3 redovisas brottytornas utseende med längd- och tvärsektioner samt fotografier. Vid försöken har i princip erhållits tre olika typer av brottytor.

Brottyp nr 1. Kraterliknande brott (se fig. 27) uppstod vid horisontell bergyta när dubben var ansatt mot ytan. En lokal krossning och sammanpressning av berget under dubben erhöles, och bergmaterialet lyftes upp runt dubben. Efter brott kunde man i botten av kratern finna en kon av sammanpressat bergmaterial (se fig. 27). Kraterns diameter varierade med bergarten. Den genomsnittliga kraterdiametern var för granit 5 cm, kalksten 10 cm och för sandsten 11 cm (se bilaga 3).

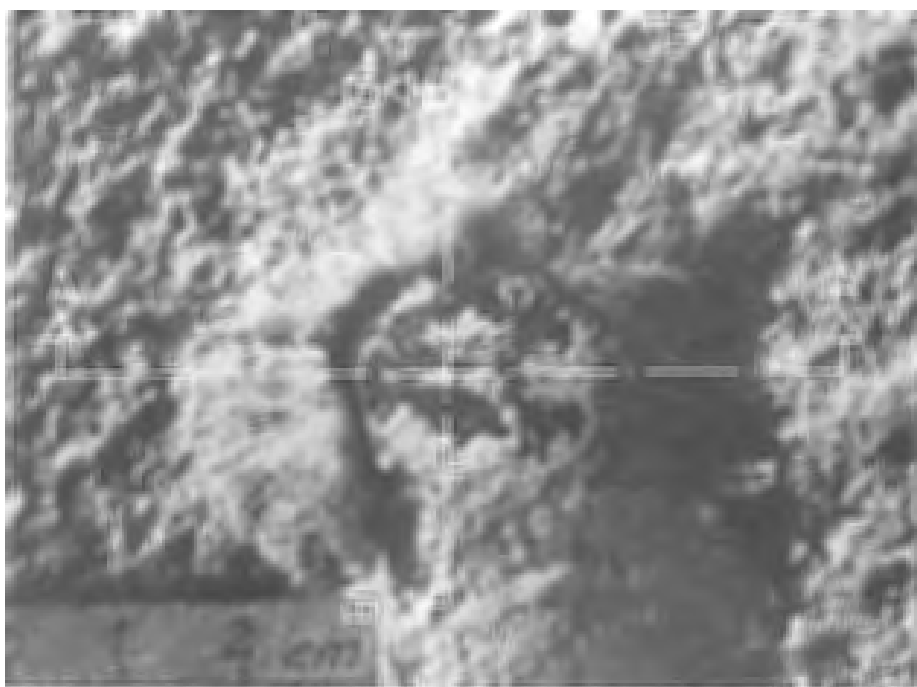


Fig. 27. KRATERLIKNANDE BROTTYTA I GRANIT (PROV NR 3, $\alpha = 0^\circ$, $D/B = 0$). OBSERVERA KONEN I KRATERBOTTEN!

Fig. 27. Plan of failure zone of granite (Test No. 3, $\alpha = 0^\circ$, $D/B = 0$). The zone is similar to a crater with a cone in the bottom.

Den andra typen av brottyta uppkom när dubben var försänkt en diameter i horisontellt orienterad kalksten och sandsten (se fig. 25 och fig. 28). Brottet utbildades långsamt, och deformationen vid brott var stor. Strax innan brott observerades radiella sprickor i stenens yta. Dessa sprickor ökade i längd med dubbens inträngning. Vid brott hade dessa sprickor en längd av 3–5 cm, men i vissa fall trängde de ända ut till den omgivande betongen. Vid brott var det svårt att bibehålla avsedd last. Försöket avbröts när mätklockornas mätområden överskridits vid 10 mm total deformation. De radiella sprickorna hade då i allmänhet nått stenens kantytter (se fig. 25 och fig. 28) och trängt in i den omgivande betongen.

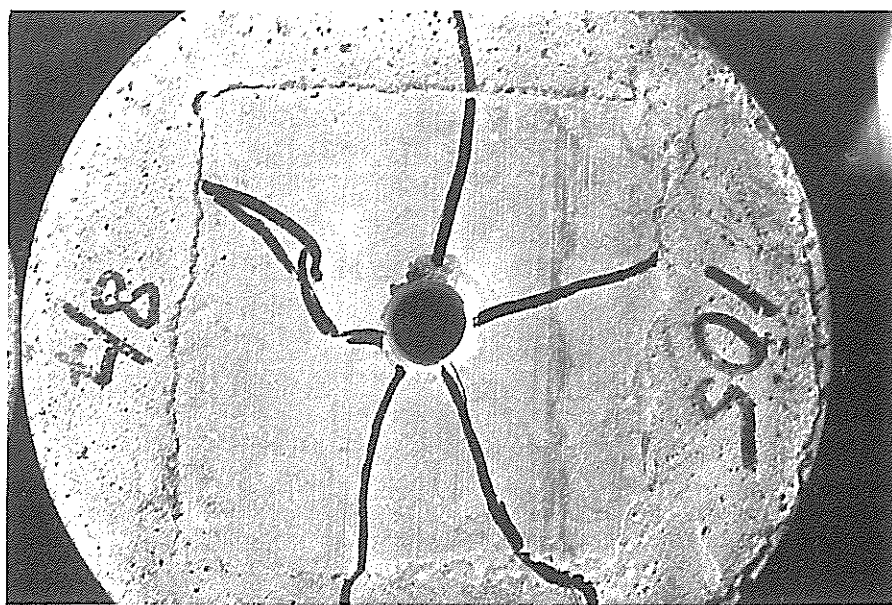


Fig. 28. BROTTETS UTSEENDE I KALKSTEN (PROV NR 105, $\alpha = 0^\circ$, $D/B = 1$)

Fig. 28. Plan of failure zone of limestone (Test No. 105, $\alpha = 0^\circ$, $D/B = 1$)

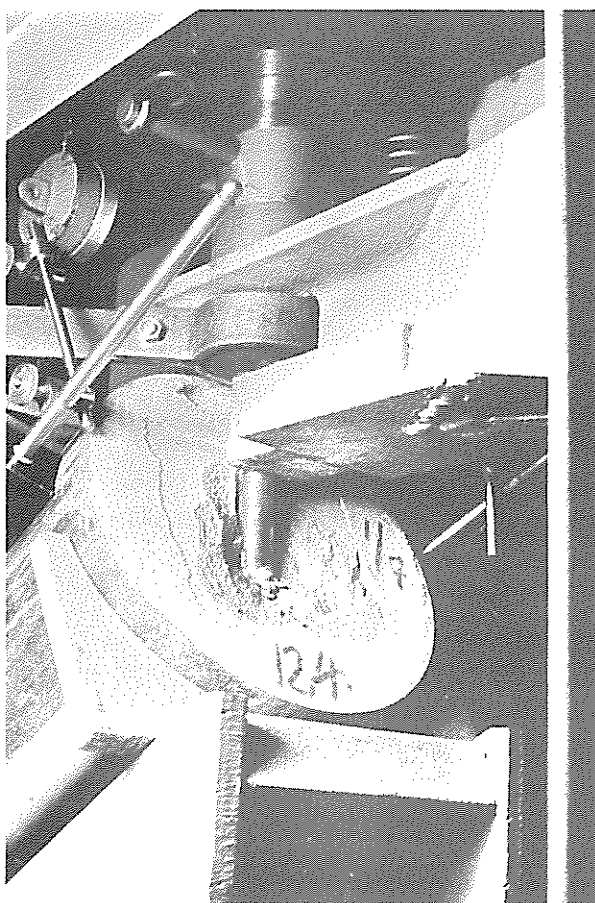


Fig. 29. BROTT I KALKSTEN
(PROV NR 124, $\alpha = 60^\circ$,
D/B = 1)
BROTTLAST 10 Mp

Fig. 29. Failure zone of limestone
(Test No. 124, $\alpha = 60^\circ$,
D/B = 1)
Failure load $22 \cdot 10^3$ lb

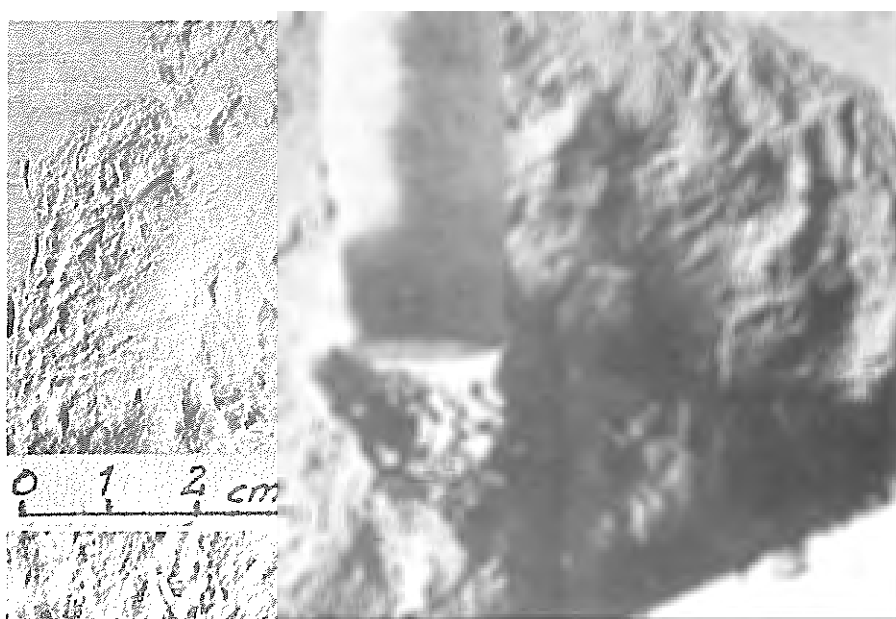


Fig. 30. SAMMA BROTTYTA SOM I FIG. 29. OBSERVERA DEN KONISKA
KILEN I BOTTEN AV HALET!

Fig. 30. The same failure zone as in Fig. 29. Notice the conical wedge in the
bottom of the hole!

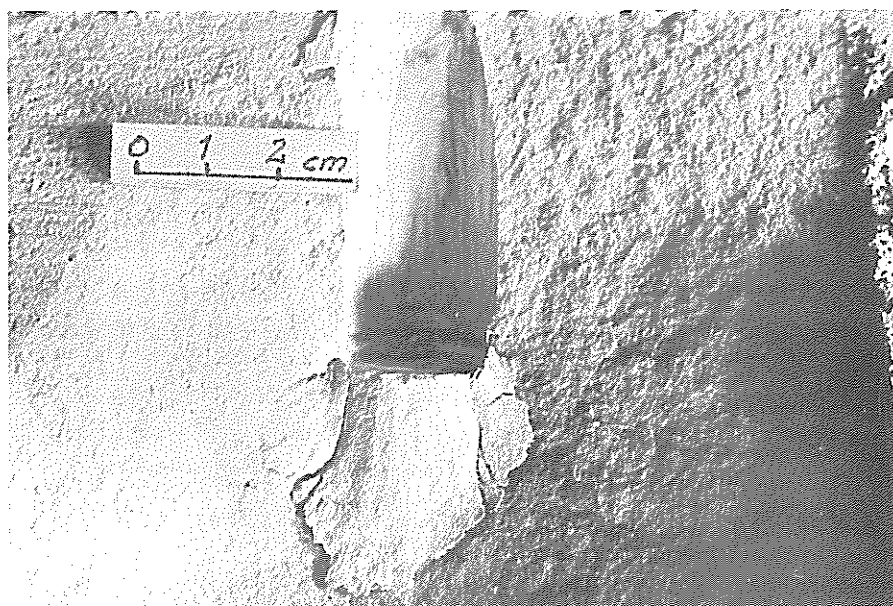


Fig. 31. BROTTYTA I SANDSTEN (PROV NR. 224, $\alpha = 60^\circ$, $D/B = 1$).
OBSERVERA DEN KONFORMADE KILEN!

Fig. 31. Failure zone of sandstone (Test No. 224, $\alpha = 60^\circ$, $D/B = 1$). Notice the conical wedge!

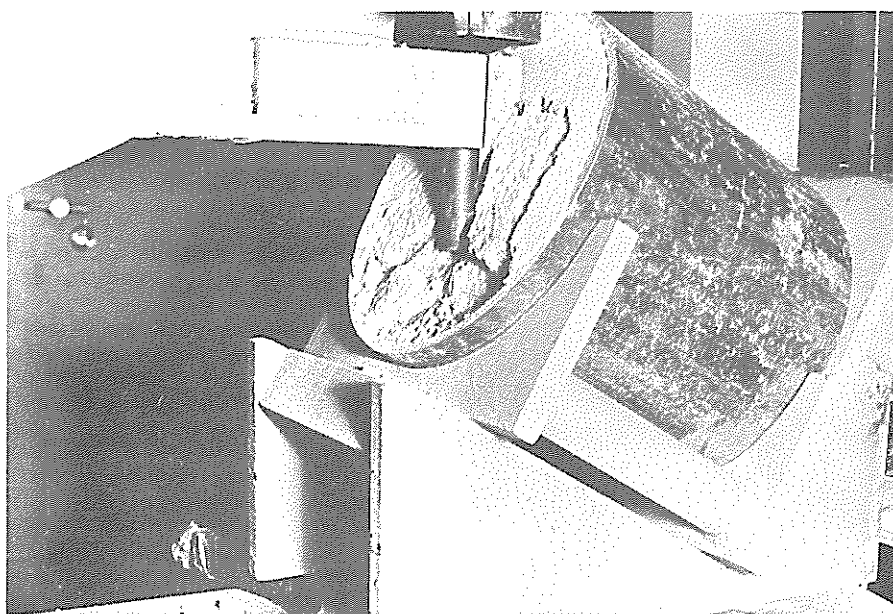


Fig. 32. BROTT I GRANIT (PROV NR. 20, $\alpha = 60^\circ$, $D/B = 0$)

Fig. 32. Failure zone of granite (Test No. 20, $\alpha = 60^\circ$, $D/B = 0$)

Den tredje huvudbrotttypen inträffade vid en släntlutning som var lika med eller större än 30° (se fig. 29, 30 och 31). En konisk kil av sammanpressat bergmjöl bildades härvid under dubben. Denna kil pressades nedåt av dubben, vilket medförde att ett stort bergstycke nedanför dubben spjälkades loss vid brott (se fig. 29, 30 och 31). I många fall blev det stycke som spjälkades loss, när dubben var försänkt en diameter, större än stenens genomskärningsyta (se fig. 32). Brottets spröda karaktär tyder på, att ett sprödbrottsteoretiskt resonemang kan tillämpas. Under denna förutsättning skulle brottlasten ej påverkas nämnvärt av att brottytan går utanför stenen. Om stenens begränsade yta inverkar på brottlasten, innebär det, att de uppmätta brottvärdena är för låga. Detta medför att de verkliga brottlasterna är något större än de uppmätta värdena.

Av de olika brottyperna framgår att stålrören, som provstenarna göts in i, hindrat bergartsproven att spricka. Inngjutningen har medfört att vid belastningsförsöken lokalt brott erhållits i ytan av provstenarna. De erhållna brottvärdena kan därför anses representativa även för bergartsprov med oändlig utsträckning.

Iakttagelser under försöken

Vid försöken observerades att efter en avlastning till 4 Mp brott i många fall inträffade under den därpå följande pålastningen (se belastningsschemat i fig. 7). Möjligen kan detta vara ett utmattningsfenomen. Det är därför tänkbart, att man med ett begränsat antal belastningscykler skulle kunna uppnå brott vid en lägre last, än den som erhålles vid första pålastningen.

Med hörseln var det i allmänhet möjligt att bedöma, när brottet i granit skulle inträffa. Då och då under belastningsförsöken knäppte det till i provningsapparaten, och den uppmätta deformationen ökade några hundra delar mm. Strax innan brott ökade knäpparna i styrka och antal. Vid försöken på kalksten och sandsten erhöles inga knäppningar.

III. BEARBETNING AV FÖRSÖKSRESULTAT

Försök till teoretisk beräkning av bärförmågan hos släntberg

1. Beräkning med $c \varphi$ analys

Brotlasten q_b för jord kan approximativt beräknas (7) ur följande formel.

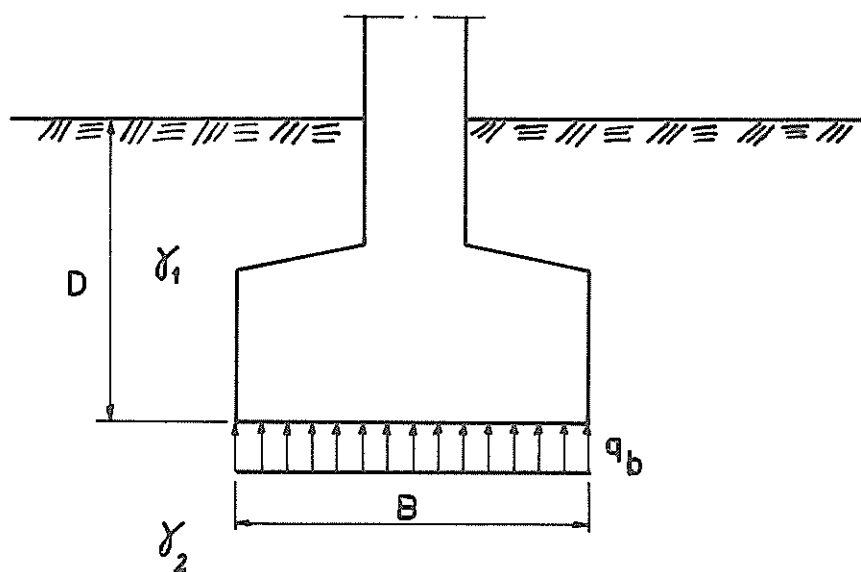


Fig. 33.

$$q_b = N_c \cdot c + N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \quad /1/$$

där

q_b = medelgrundtryck vid brott,

c = skjuvhållfasthetsparameter,

D = grundläggningsdjup,

γ_1 = jordens effektiva densitet (volymvikt) ovanför grundläggningsnivån,

γ_2 = jordens effektiva densitet (volymvikt) under grundläggningsnivån,

B = plattbredd

N_c , N_q och N_γ = bärfaktorer, som är beroende av jordens skjuvhållfasthet, inre friktionsvinkel φ , plattans form, grundläggningsdjup, belastningens riktning och excentricitet.

Antages ekvation (1) även vara giltig för bergmaterial, erhålles

$$\frac{q_b}{c} = N_c + N_q \cdot \frac{\gamma_1}{c} \cdot D + N_\gamma \cdot \frac{\gamma_2}{c} \cdot \frac{B}{2}$$

där $\frac{\gamma_1}{c} \cdot D$ och $\frac{\gamma_2}{c}$ är små och kan försummas eftersom vid bergmaterial

$$c \gg \gamma_1 \cdot D \quad \text{resp.} \quad \gamma_2 \cdot \frac{B}{2}$$

sålledes

$$\frac{q_b}{c} \approx N_c$$

$$q_b \approx N_c \cdot c$$

För beräkning av bärförmågan hos släntberg vid cirkulär stäldubb erhålles

$$q = c \cdot N_c R \quad /2/$$

där q = medeltrycket vid brott

c = skjuvhållfasthetsparameter (kohesion)

$N_c R = a \cdot N_c$, där konstanten a är en formfaktor. Terzaghi anger

$$a = 1,3$$

N_c = bärighetsfaktor som är beroende av släntlutningen α ,
inmejslingsdjupet D/B och inre mobiliserad friktionsvinkel φ_m .

Som synes måste, förutom de rent geometriska storheterna α och D/B , även bergartens inre kohesion och friktionsvinkel bestämmas. Vid treaxliga skjuvförsök på bergarter erhålles i regel en krökt enveloppkurva till Mohr's spänningscirklar. I fig. 34 visas i princip sambandet mellan skjuvhållfasthet och normaltryck för bergmaterial. Se även fig. 13, 14 och 15, som visar den uppmätta skjuvhållfastheten hos de undersökta bergarterna vid olika normaltryck.

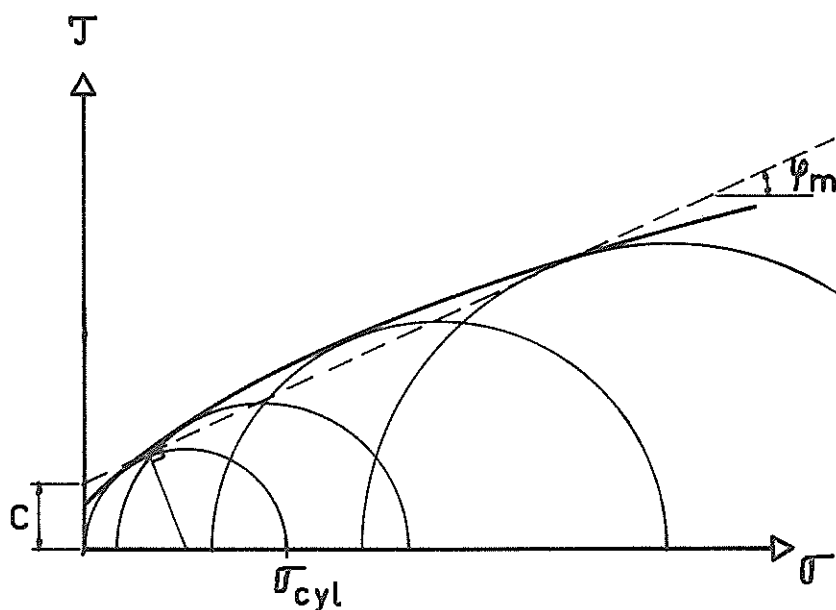


Fig. 34. SKJUVHÅLLFASTHET HOS BERGARTER (PRINCIPDIAGRAM).

Fig. 34. Shear strength of rock (schematic diagram).

Det framgår av fig. 34 att inre friktionsvinkeln φ varierar med normaltrycket. Något konstant värde på φ kan således ej användas vid beräkningar. Emellertid förenklas de fortsatta beräkningarna avsevärt, om man antager, att Coulomb-Naviers teori gäller, d.v.s. att $\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi_m$. I fig. 34 visas detta rätlinjiga samband. Ur fig. 34 erhålles vidare

$$c = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{\text{cyl}} \cdot \operatorname{tg} (45^\circ - \frac{1}{2} \varphi_m) \quad /3/$$

där σ_{cyl} är tryckhållfastheten uppmätt vid enaxliga tryckförsök.

Insättes ekv. /3/ i ekv. /2/ erhålles,

$$q = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{\text{cyl}} \cdot \operatorname{tg} (45^\circ - \frac{1}{2} \varphi_m) \cdot N_{cR} \quad /4/$$

Beräkning av bärighetsfaktorn N_{cR} .

Beräkningen utföres med den av Meyerhof visade metoden (8).

Bärighetsfaktorn beräknas under förutsättning att belastningen utgöres av ett långsträckt fundament med rå yta. Vidare förutsätts, att egenvikten hos omgivande material kan försummas. Fig. 35 visar den antagna brottytans utseende.

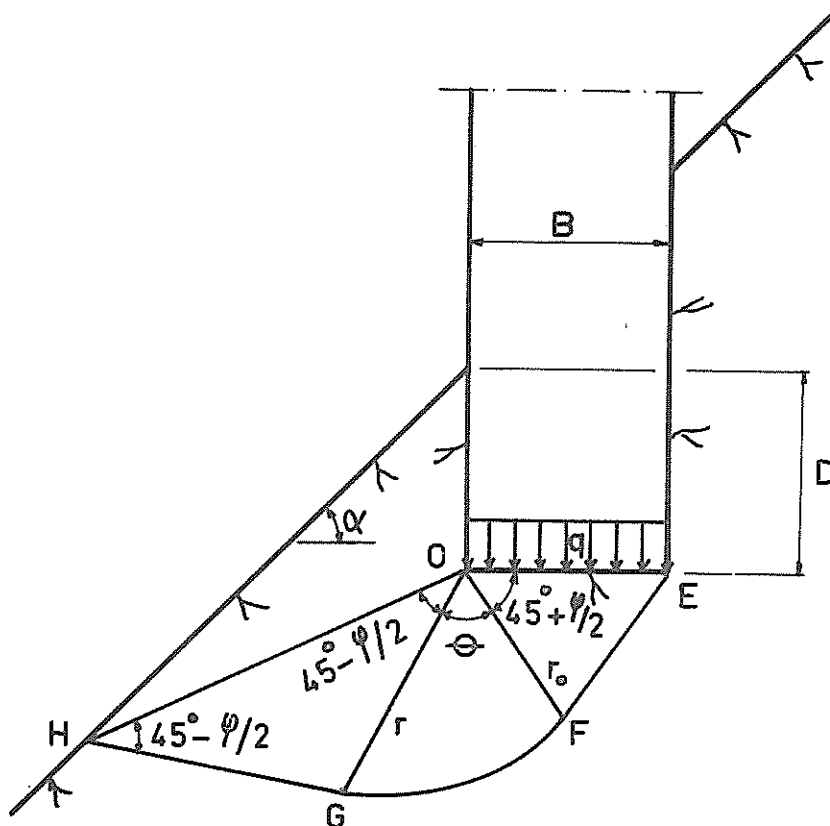


Fig. 35. ANTAGEN GLIDYTA I SLÄNTBERG

Fig. 35. Assumed slip surface in sloping rock surface.

OEF = aktiv Rankine-zon

OFG = Prandtl-zon

OGH = passiv Rankine-zon

FG är en del av den logaritmiska spiralen med ekvationen

$$r = r_0 \cdot e^{\Theta \operatorname{tg} \varphi}$$

Skjuvspänningarna längs den »fria ekvivalenta ytan» HO antages vara noll.

Under dessa förutsättningar kan N_c beräknas ur följande ekvation

$$N_c = \cot \varphi \left[\frac{(1 + \sin \varphi) \cdot e^{2\Theta \tan \varphi}}{1 - \sin \varphi} - 1 \right] \quad (5)$$

för $\varphi = 0^\circ$ beräknas Θ ur villkoret:

$$\cos(\Theta + \alpha) = -\frac{D}{B} \cdot \cos \alpha$$

där α är släntlutningen.

för $\varphi > 0^\circ$ beräknas Θ ur villkoret:

$$\cos(\Theta + \alpha) \cdot e^{\Theta \tan \varphi} = -\frac{D}{B} \cdot \cos \alpha \cdot \cot(45^\circ + \varphi/2)$$

Fig. 36 visar beräknat N_{cR} (enligt ekvation /5/) som funktion av släntlutningen α , för sänkning D/B och inre mobiliserade friktionsvinkeln φ_m ($N_{cR} = 1,3 \cdot N_c$ och $\varphi_m = \varphi$).

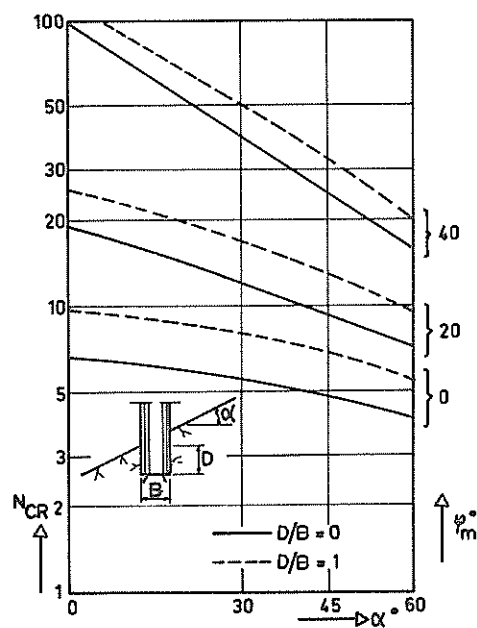


Fig. 36. BÄRIGHETSFAKTORN N_{cR} SOM FUNKTION AV SLÄNTLUTNINGEN α , FÖRSÄNKNINGEN D/B OCH INRE MOBILISERAD FRIKTIONS-VINKEL φ_m .

Fig. 36. Bearing capacity factor N_{cR} as a function of slope α , embedment D/B and mobilized angle of internal friction φ_m .

Som tidigare visats (ekv. /4/) kan bärförmågan beräknas ur

$$q = \frac{1}{2} \cdot \sigma_{cyl} \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{1}{2} \varphi_m) \cdot N_{cR}$$

Denna ekvation kan förenklas till,

$$\frac{2q}{\sigma_{cyl}} = \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{1}{2} \varphi_m) \cdot N_{cR}$$

som vid logaritmering ger

$$\log \frac{2q}{\sigma_{cyl}} = \log \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{1}{2} \varphi_m) + \log N_{cR} \quad /6/$$

I fig. 37, 38 och 39 redovisas dels de vid försöken erhållna värdena på $\log \frac{2q}{\sigma_{cyl}}$, och dels de enligt ekv. /6/ beräknade värdena på $\log \frac{2q}{\sigma_{cyl}}$ vid olika värden på inre mobiliserad friktionsvinkel. I logaritmerad form medför en ändring av formfaktorn $a = 1,3$, som ingår i N_{cR} ($N_{cR} = 1,3 \cdot N_c$), endast en parallell förflyttning av kurvorna. Meyerhof (9) har vid försök på betong erhållit en formfaktor $a = 1,5$ å 2.

Av fig. 37, 38 och 39 framgår att överensstämmelsen är dålig mellan uppmätta och beräknade värden enl. ekv. /6/. Beräkningarna visar, att brottlasten skulle variera i stort sett linjärt (i halvlogaritmiskt diagram) med släntlutningen. Detta stämmer dåligt med försöksresultaten för granit och sandsten. Något bättre överensstämmelse erhöles för kalksten (fig. 38). Dessutom anger de teoretiska kurvorna en större ökning av brottlasten vid försänkt dubb än motsvarande försöksvärden.

De enligt ekv. /6/ beräknade kurvorna förefaller således att stämma bäst med resultaten från kalkstensförsöken. Detta tyder på att ett plasticitetsteoretiskt resonemang (som $c \varphi$ -analysen bygger på) går att tillämpa bäst på sega bergarter. När det gäller spröda bergarter (granit och sandsten) torde ett sprödbrottsteoretiskt resonemang vara bäst.

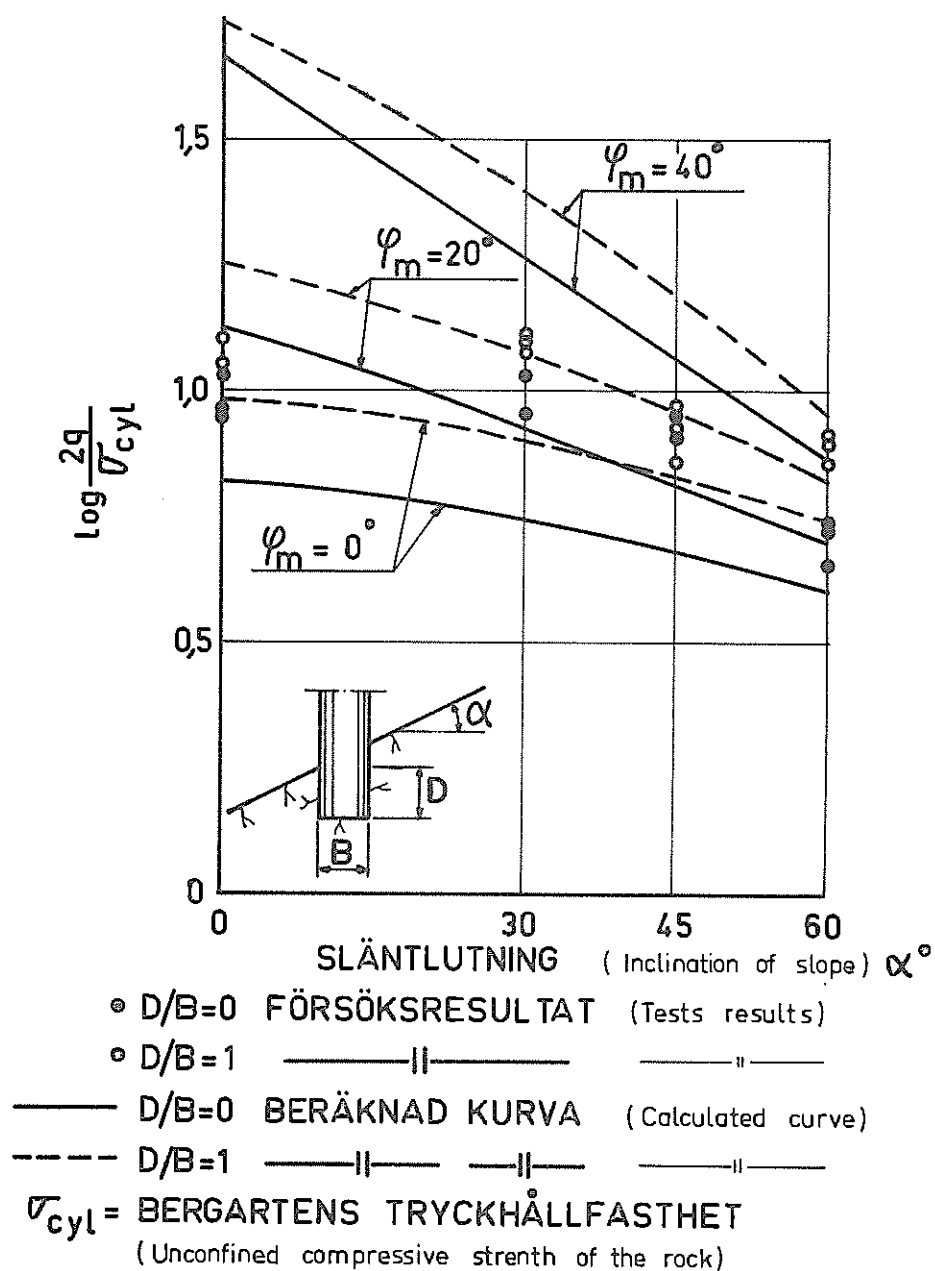


Fig. 39. BÄRFÖRMÅGAN q HOS SANDSTEN, BERÄKNAD FÖR OLIKA VÄRDEN PÅ INRE MOBILISERAD FRIKTIONSVINKEL φ_m , JÄMFÖRD MED UPPMÄTT BÄRFÖRMÅGA.

Fig. 39. The ultimate bearing capacity q of sandstone, calculated with different mobilized angle of internal friction φ_m , compared with the test results.

2. Beräkning av bärförmågan hos berg med Griffith's sprödbrottsteori

Griffith's sprödbrottsteori (10) förutsätter närvaron av elliptiska mikroskopiska brottytor i materialet. Runt dessa brottytor uppstår spänningskoncentrationer, och sprödbrottet inträffar, när materialets draghållfasthet överskrids i någon punkt.

Griffith's teori ger följande uttryck för bärförmågan q_{brott} när dubben angriper vid ytan.

$$q_{\text{brott}} = 24 \cdot \sigma_{\text{drag}} \quad /7/$$

och

$$q_{\text{brott}} = 3 \cdot \sigma_{\text{tryck}} \quad /8/$$

där σ_{drag} = materialets draghållfasthet
 σ_{tryck} = materialets tryckhållfasthet.

Av ekvationerna /7/ och /8/ framgår, att bärförmågan är direkt proportionell mot bergets hållfasthet och att bärförmågan beror endast av denna.

Vidare anger Griffith att $\sigma_{\text{tryck}} / \sigma_{\text{drag}} = 8$. Emellertid kan man i litteraturen finna värden på denna kvot som varierar mellan 5 och 20. I tabell 6 redovisas de vid modellförsöken erhållna värdena på $\sigma_{\text{tryck}} / \sigma_{\text{drag}}$, $q_{\text{brott}} / \sigma_{\text{tryck}}$ och $q_{\text{brott}} / \sigma_{\text{drag}}$. Vid beräkningarna har använts de uppmätta medelvärdena för resp. storheter. Observera att värdena på bergarternas draghållfasthet är mycket osäkra.

Av tabell 6 framgår att en viss överensstämmelse råder mellan Griffith's teori och försöksresultaten. Anmärkningsvärt är överensstämmelsen mellan bärförmåga och tryckhållfasthet för de tre bergarterna. Detta visar, att bärförmågan möjligen är beroende endast av bergmaterialets hållfasthet enl. Griffith's teori. Visserligen är överensstämmelsen sämre när det gäller draghållfastheten. Detta kan bero på de få och osäkra mätvärdena för bergarternas draghållfasthet.

Tabell 6

Uppmätt värde på $\sigma_{\text{tryck}} / \sigma_{\text{drag}}$, $q_{\text{brott}} / \sigma_{\text{tryck}}$ och $q_{\text{brott}} / \sigma_{\text{drag}}$
 (Measured value of $\sigma_{\text{tryck}} / \sigma_{\text{drag}}$, $q_{\text{brott}} / \sigma_{\text{tryck}}$ and $q_{\text{brott}} / \sigma_{\text{drag}}$).

Bergart (Rock Type)	Granit (Granite)	Kalksten (Limestone)	Sandsten (Sandstone)
$\sigma_{\text{tryck}} / \sigma_{\text{drag}}$	16	10	12
$q_{\text{brott}} / \sigma_{\text{tryck}}$	6,2	5,2	4,8
$q_{\text{brott}} / \sigma_{\text{drag}}$	96	50	52

$\sigma_{\text{tryck}} = \sigma_{\text{cyl}} = \text{tryckhållfasthet (unconfined compressive strength)}$

$\sigma_{\text{drag}} = \text{draghållfasthet (tensile strength)}$

$q_{\text{brott}} = \text{bergartens bärförmåga vid } \alpha = 0^\circ \text{ och } D/B = 0.$
 (ultimate bearing capacity of the rock type for $\alpha = 0^\circ$
 and $D/B = 0$).

De resultat som erhållits från granit- och sandstensförsöken, visar att sambandet mellan bärförmåga och släntlutning (se fig. 22) består av, en horisontell del för $0 \leq \alpha < 45^\circ$ och en lutande del vid $\alpha \geq 45^\circ$. Detta tyder på två olika brottmekanismer. Vid en liten släntlutning beror förmodligen bärförmågan endast på bergets hållfasthet, men vid en stor lutning är bärförmågan beroende av ytans lutning samt bergets hållfasthet.

Jämförelsen mellan beräknad och uppmätt bärförmåga hos släntberg visar, att bergmekaniska problem av denna typ ej kan behandlas med enkla teoretiska resonemang. T.ex. kan en $c \varphi$ -analys vara användbar vid sega bergarter, men svårigheter uppstår vid bestämning av den inre mobiliserade friktionsvinkel som skall användas vid beräkningarna. Vidare kompliceras beräkningarna av att belastningsytan är cirkulär och lutande. Förmodligen varierar formfaktorn a med släntlutningen. Sprödbrottsteori lämpar sig för spröda bergarter, men släntlutningens inverkan kan ej beräknas ur en sådan teori. Med hänsyn till dessa svårigheter, torde det vara lämpligt att uppskatta släntbergs bärförmåga med en empirisk beräkningsmetod.

Empirisk beräkningsmetod

Med utgångspunkt från de erhållna försöksresultaten erhålles följande empiriska beräkningsmetod. Metoden kan användas för beräkning av bärförmågan hos släntberg vid statisk belastning av bergspets. Det bör observeras att resultaten har erhållits ur modellförsök på homogena, sprickfria stenar och med en väl styrd stäldubb. Detta medför att man bör använda beräkningsmetoden med stor försiktighet.

Vid denna metod antas att $q_{\text{brott}} = K \cdot \sigma_{\text{cyl}}$, där K är en konstant och σ_{cyl} är tryckhållfastheten hos cylindrar med höjden 50 mm och diametern 50 mm (enligt det normalförfarande som tillämpas vid Statens Provningsanstalt). Ur försöksresultaten kan sedan konstanten K beräknas för olika bergarter. I fig. 40 visas sambandet mellan tryckhållfasthet och K , när bergytan är horisontell och dubben angriper vid ytan ($\alpha = 0^\circ$, $D/B = 0$).

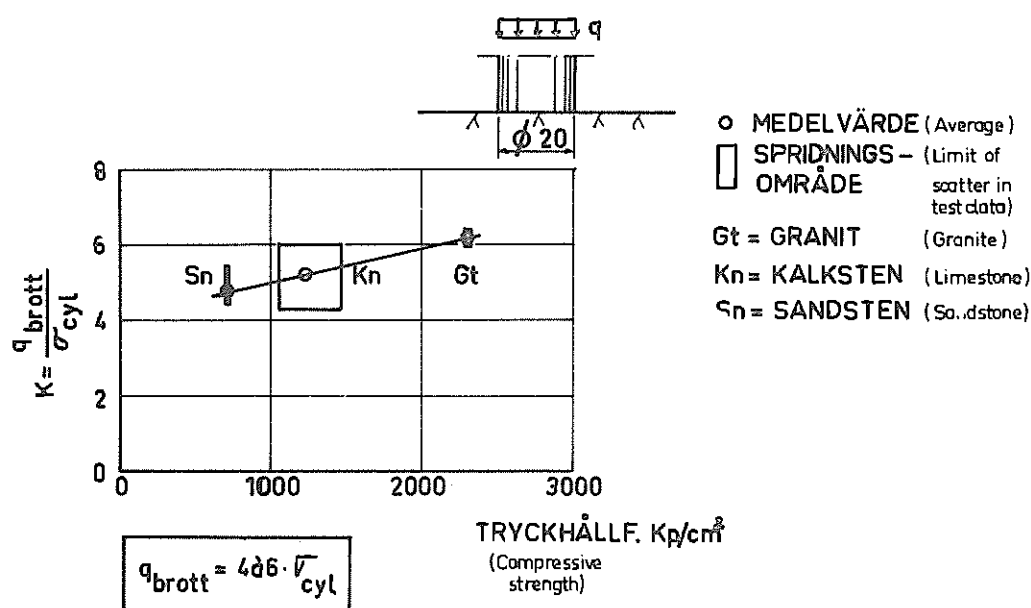


Fig. 40. KVOTEN (K) MELLAN BÄRFÖRMÅGA (q_{brott}) OCH TRYCKHÅLLFASTHET (σ_{cyl}) SOM FUNKTION AV σ_{cyl} NÄR $\alpha = 0^\circ$ OCH $D/B = 0$.

Fig. 40. Relationship (K) between ultimate bearing capacity (q_{brott}) and unconfined compressive strength (σ_{cyl}) as a function of σ_{cyl} for $\alpha = 0^\circ$ and $D/B = 0$.

Ett linjärt samband tycks råda mellan K och tryckhållfasthet. K varierade mellan 4,8 för sandsten och 6,2 för granit. Eftersom de vanligaste svenska bergarterna (se bilaga 5) ligger inom eller strax utanför det undersökta tryckhållfasthetsintervallet, erhålles följande empiriska samband.

$$q_{\text{brott}} = 4 \text{ à } 6 \cdot \sigma_{\text{cyl}} \quad /9/$$

Detta samband gäller således vid horisontell bergyta, när en statiskt belastad bergspets verkar mot ytan. Den bärförmåga som beräknas enligt ekv. /9/ korrigeras därefter för släntlutning och inmejslingsdjup med diagrammen i fig. 22 och 23. Observera att ovanstående samband erhållits vid försök med ϕ 20 mm dubbar, medan man vid pålning använder ϕ 60 – 100 mm.

IV. SAMMANFATTNING AV FÖRSÖKSRESULTAT OCH JÄMFÖRELSE MED TIDIGARE UTFÖRDA UNDERSÖKNINGAR.

Modellförsöken (som omfattat ca 90 försök) har visat, att bärförmågan hos släntberg är 4 à 6 gånger större än bergmaterialets tryckhållfasthet. Dessutom har försöken visat, att bärförmågan hos spröda bergarter är i stort sett oberoende av släntlutningen när denna är mindre än 45° . Vidare har försöken belyst betydelsen av inmejslingsdjupet.

Det är av intresse att jämföra dessa resultat med tidigare utförda försök. År 1941 utfördes i Göteborg av K. E. Pettersson (11), i samband med pålningsarbeten, prov med olika bergspetsar, för att utveckla en spets som är lämpad för stödpålning mot släntberg. Dubbar med 75 mm och 100 mm diameter pressades mot horisontella stenblock ingjutna i betong. Vid dessa försök erhöles ej brott i stenen. Maximal påkänning var 3080 kp/cm^2 , vid vilken sprickor erhöles i dubben. Försök utfördes även med $\phi 75 \text{ mm}$ skålad ståldubb mot 45° lutande släntberg. En påle slogs med 1100 kg fallhejare och en andra påle med 825 kg fallhejare, vid båda försöken var fallhöjden 25 cm. När den första pålen slogs, erhöles efter 20 slag en 45 mm bred hylla i släntberget under dubben. Emellertid gled pålspetsen 65 mm i sidled innan ståldubben fäste i berget. I det andra fallet erhöles efter 75 slag en 60 mm bred hylla. Motsvarande glidning var 150 mm.

Vid provbelastning av pålar för en lagerbyggnad i Slemmestad i Norge 1944 (12) erhöles oväntat låga brottlaster och en undersökning utfördes för att klarlägga detta fenomen. Pålarna var av stål (H-profil) och försedda med $\phi 100 \text{ mm}$ bergspetsar av Oslo-typ. Pålarna var slagna genom lera mot en bergyta av alunskiffer. Bergytan lutade 35° – 60° . I ett antal fall erhöles vid provbelastningen brottlaster 30–60 ton. Efter provbelastningen grävdes en påle fram. Ytterligare en påle grävdes fram. Denna påle provbelastades till brott i framgrävt tillstånd. Man fann att brottet skedde i bergytan vid en medelpåkänning av 300 – 500 kp/cm^2 . Motsvarande inträngning var då 3 – 5 cm. När påkänningen ökades till det dubbla, trängde bergspetsen in ytterligare ca 15 cm. Tyvärr finns inga hållfasthetsvärden angivna för den aktuella bergarten.

I juli 1950 utfördes i Stockholm belastningsprov på pålspetsar i Mälarvarvets skyddsrum. Vid försöken användes $\phi 140 \text{ mm}$ ståldubb. Dubben pressades av en hydraulisk domkraft mot skyddsrummets väggar. Maximal belastning var 300 Mp. Denna belastning motsvarar en påkänning av 2000 kp/cm^2 , under antagande att hela bergspetsens yta medverkade. I verkligheten var påkänningen större. Själva anliggningsytan utgjorde endast ungefär 1/4 av bergspetsens yta. Inga kvarstående deformationer på pålspets eller påldel kunde iakttas. Spetsen hade tryckts in i bergytan. Härvid hade berget krossats till stenmjöl.

Som tidigare visats (4) kan bergspetsen vid lämplig utformning och lämplig slagningsmetod mejslas in i släntberg, om inte släntlutningen är för brant. I Göteborg utfördes 1954 av A. Bergfelt försök där pålar provbelastades med bergdubbar (ϕ 118 mm) på sina urmejslade hyllor (13). Berget utgjordes av Göteborgsgnejs och släntlutningen var ca 45° . Provlasten uppgick till 150 à 160 ton. Denna last motsvarade en påkänning av ca 4000 kp/cm^2 , utan att brott erhöles i berget.

1958 utförde Bergfelt (14) provtryckning av pålspetsar mot berg i Göteborg. En dubb med ϕ 60 mm ansattes vinkelrät mot bergytan, som utgjordes av gnejs. Dess tryckhållfasthet var ca 1000 kp/cm^2 . Berget splittrades vid en påkänning av ca 5300 kp/cm^2 (ett prov). Förhållandet mellan bärförmåga och tryckhållfasthet var i detta fall ca 5, vilket stämmer väl med resultaten från modellförsöken.

I Göteborg finns ytterligare försök utförda av H. Granholm (15). Bl.a. har tre betongpålar typ Herkules 600, försedda med ϕ 60 mm bergspets, provbelastats. Brott erhöles i betongpålarna vid 320, 330 resp. 380 Mp. Denna belastning motsvarar ett anliggningstryck mellan dubb och berg av $11400\text{--}13400 \text{ kp/cm}^2$, om hela kraften nedförs till bergspetsen. Provtryckningen visar i likhet med modellförsöken att bärförmågan hos berg uppgår till flera gånger bergets tryckhållfasthet.

Tidigare utförda försök visar, att berget i allmänhet tålt mycket stora påkänningar i likhet med vad modellförsöken visat. Emellertid är det endast i ett fåtal fall, som brott erhöles i berget. Försöken har ofta avbrutits av andra orsaker. Detta medför att någon direkt jämförelse mellan brottvärden från försök i full skala och från modellförsöken ej erhöles.

V. KOMPLETTERANDE FÖRSÖK

Resultaten som tidigare redovisats i denna rapport har erhållits vid statiska modellförsök, som utförts under idealiserade förhållanden. Man bör därför inte utan vidare översätta resultaten till verkliga pålningsförhållanden. Det är bl.a. följande faktorer som man måste ta hänsyn till.

1. Inverkan av upprepad på- och avlastning.
2. Inverkan av sprickor i bergytan.
3. Påslagningens inverkan.
4. Modellskalen.

För att belysa inverkan av några av ovanstående faktorer har en kompletterande försöksserie genomförts. Den begränsades till att endast omfatta Rixögranit, eftersom denna bergart ansågs mest intressant. För att ytterligare begränsa försöksseriens omfattning undersöktes endast det belastningsfall då ståldubben angrep vinkelrät mot granitytan ($\alpha = 0^\circ$, $D/B = 0$).

Inverkan av upprepad på- och avlastning

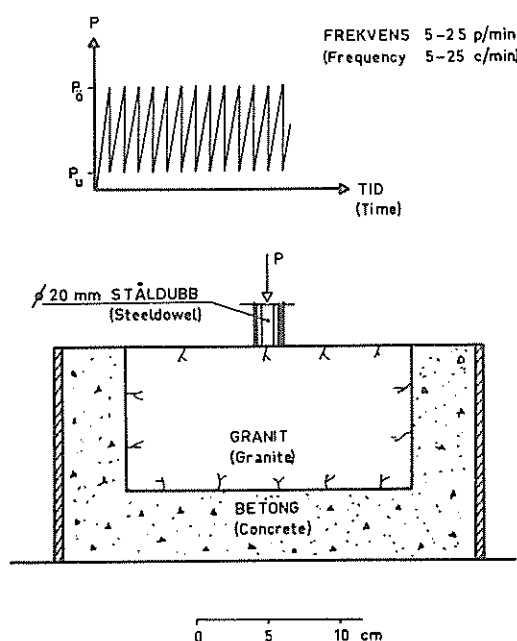


Fig. 41. BELASTNINGSFÖRSÖK MED PULSERANDE LAST

Fig. 41. Loading test with pulsating load.

Vid de tidigare utförda modellförsöken på granit märktes en tendens till utmattning av bergmaterialet under stäldubben. För att närmare undersöka detta har en försöksserie med upprepade på- och avlastning genomförts.

Granitblock (200 x 200 x 100 mm) göts in i stälrör. Mot granitytan ansattes en ϕ 20 mm stäldubb med plan ändyta. Därefter belastades dubben med en pulserande last, som varierade mellan 6 Mp (P_u) och ett övre värde $P_{\bar{o}}$ (se fig. 41). Frekvensen var 5–25 lastväxlingar per minut beroende på inställt $P_{\bar{o}}$.

Dubbens inträngning i granitblocken registrerades kontinuerligt med skrivare kopplad till mätanordningen. Vid brott ökade inträngningshastigheten plötsligt och granitskärvar lossnade runt dubben. Fig. 42 a och 42 b visar registrerad inträngning som funktion av antalet lastväxlingar vid två försök.

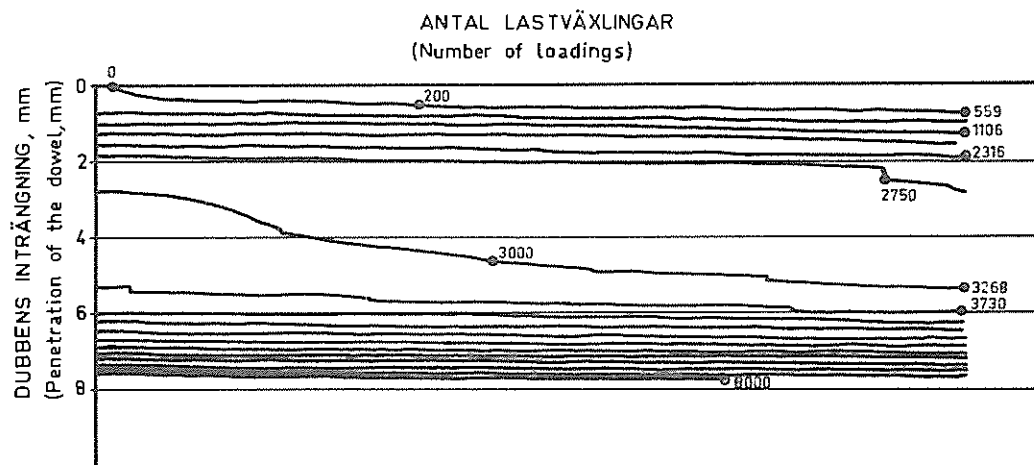


Fig. 42 a. UTMATTNINGSFÖRSÖK PÅ GRANIT, BELASTNING 6–18 MP 22 p/min.

Fig. 42 a. Fatiguetest on granite, loading $13\text{--}40 \times 10^3$ lb 22 c/min.

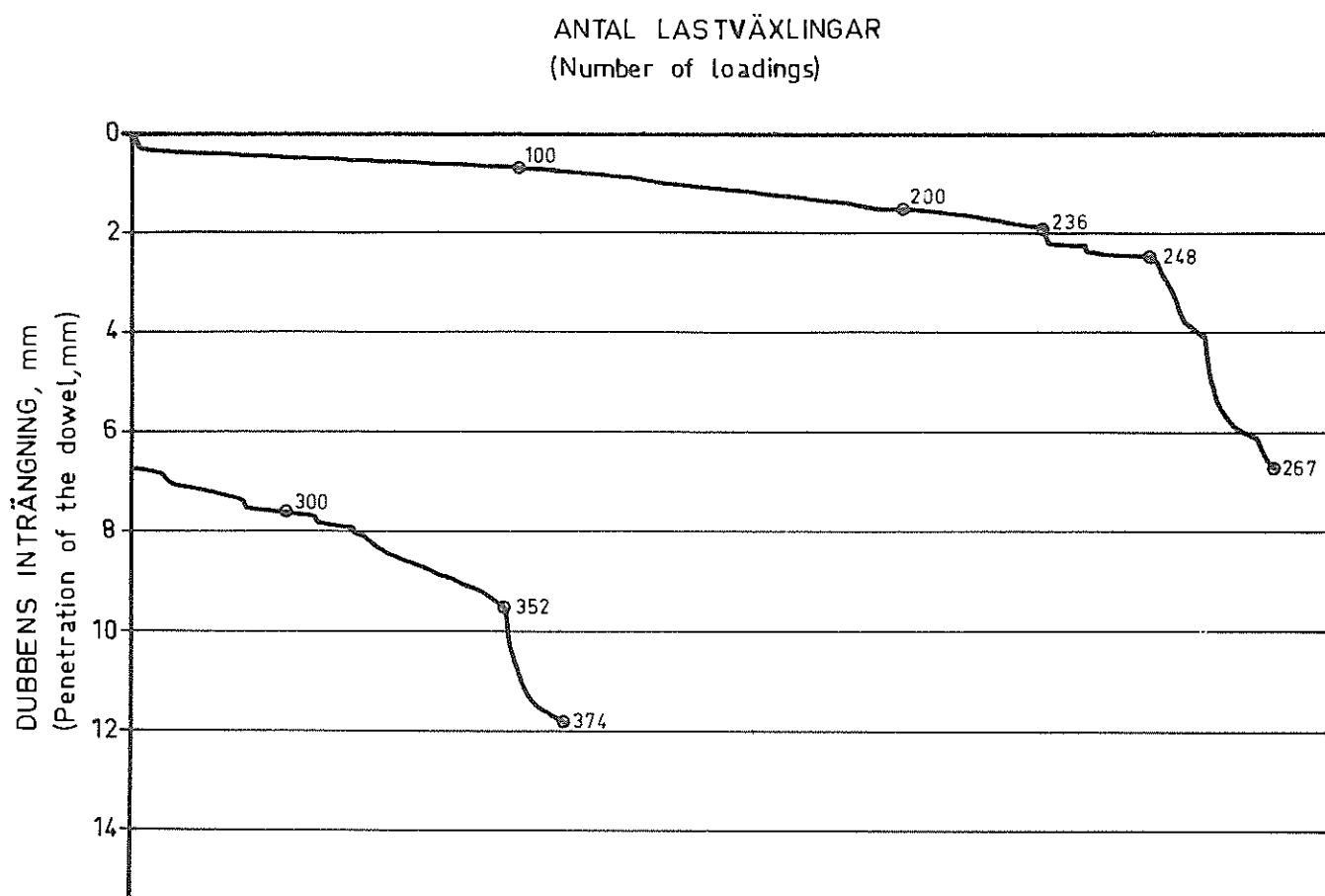


Fig. 42 b. UTMATTNINGSFÖRSÖK PÅ GRANIT, BELASTNING 6–30 MP 11 p/min.

Fig. 42 b. Fatiguetest on granite, loading $13-66 \times 10^3$ lb 11 c/min.

Vid det ena försöket (se fig. 42 a) växlade belastningen mellan 6 och 18 Mp med frekvensen 21 p/min. Av figuren framgår att inträngningshastigheten till en början varit mycket låg. Dubbens inträngning efter 2500 lastväxlingar var endast 2 mm. Vid 2750 lastväxlingar inträffade plötsligt brott och dubben trängde snabbt ner till ca 6 mm djup i granitprovet. Därefter minskade inträngningshastigheten och dubben hade, när försöket avbröts efter 8000 lastväxlingar, trängt in ca 8 mm. Under det andra försöket (se fig. 42 b) växlade belastningen på dubben mellan 6 och 30 Mp och frekvensen var 11 p/min. Vid denna belastning trängde dubben snabbt ner i graniten. Efter 248 lastväxlingar, då brottet inträffade, var dubbens inträngning drygt 2 mm och efter 374 lastväxlingar registrerades 12 mm inträngning. Ovan beskrivna exempel är

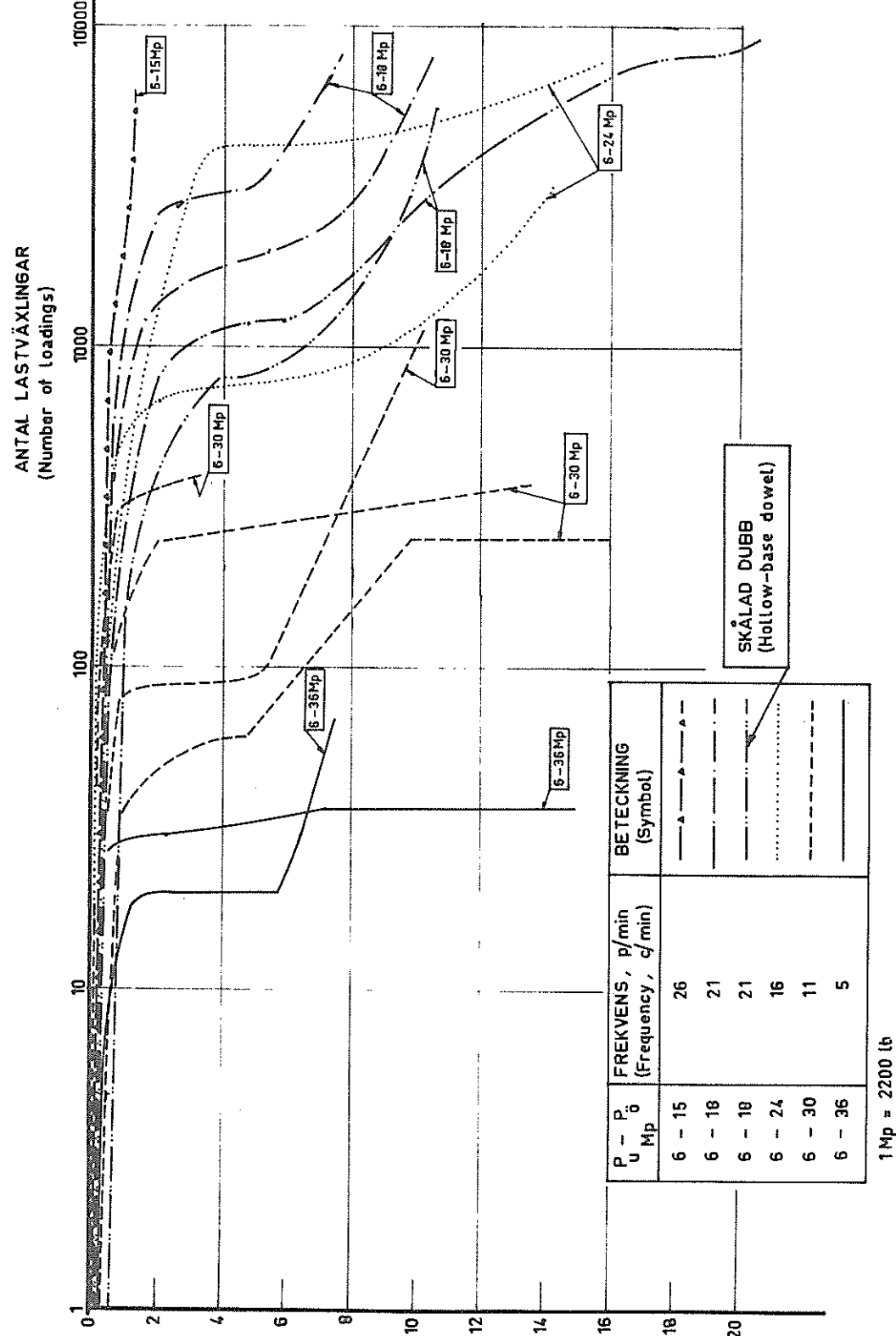


Fig. 43. RESULTAT FRÅN UTMATTNINGSFÖRSÖK PÅ GRANIT

Fig. 43. Results from fatigue tests on granite

typiska för de fall då belastningens övre värde $P_{\bar{0}}$ låg långt under den statiska brottlasten respektive nära P_{stat} .

De utförda försöken visade att brott inträffade i granitytan efter ett relativt litet antal lastväxlingar när belastningscykelns övre värde $P_{\bar{0}}$ låg betydligt under granitens statiska bärförmåga P_{stat} , som uppmättes till 44 Mp med ϕ 20 mm dubb. Fig. 43 visar »livslängden» hos provstenarna vid olika värden på $P_{\bar{0}}$.

Exempelvis inträffade brott i graniten redan efter 20–28 lastväxlingar när belastningen växlade mellan 6 och 36 Mp, medan brott inträffade först efter ca 2000 perioder när belastningscykeln var 6–18 Mp.

Försöksresultaten har således visat att granitens bärförmåga är beroende av antalet lastväxlingar. I fig. 44 visas bärförmågan som funktion av antalet lastväxlingar.

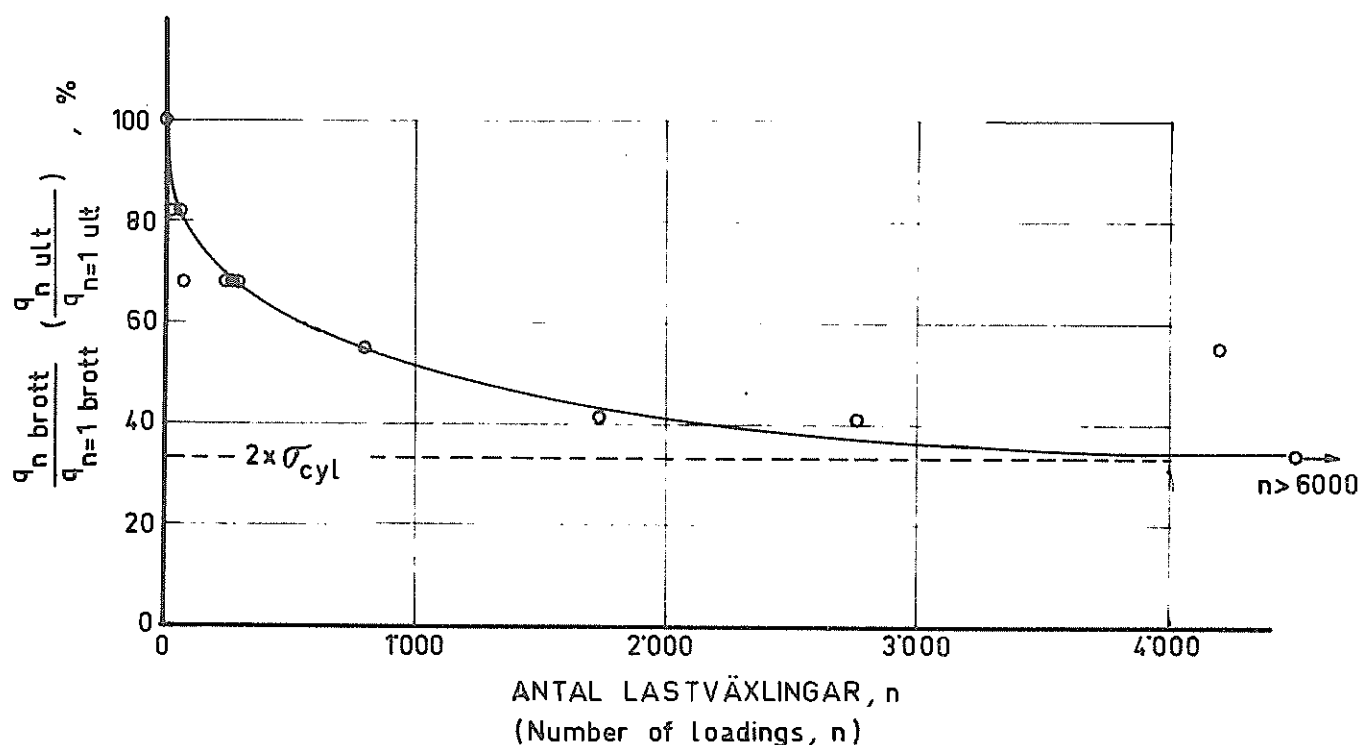


Fig. 44. GRANITENS BÄRFÖRMÅGA SOM FUNKTION AV ANTALET LASTVÄXLINGAR

Fig. 44. The bearing capacity of granite as a function of the number of loadings

För $n = 1$ (en lastväxling) var bärförmågan 14000 kp/cm^2 eller 100 %. Emellertid avtog granitens bärförmåga snabbt när antalet lastväxlingar ökade. När således q_0 var 80 % av den statiska bärförmågan 14000 kp/cm^2 inträffade brott redan efter 30 lastväxlingar och när q_0 var 7000 kp/cm^2 (50 %) erhöles brott efter ca 1000 lastväxlingar. Vidare antyder försöksresultaten en utmattningsgräns på mellan 30 och 40 %, vilket motsvarar ungefär granitens dubbla tryckhållfasthet.

Ståldubbens inträngning i granitblocken redovisas i fig. 43. Av försöksresultaten framgår att inträngningshastigheten varit starkt beroende av belastningens storlek. Tabell 7 visar som exempel antalet lastväxlingar som fordrades för 10 mm inträngning.

Tabell 7

Antal lastväxlingar för 10 mm inträngning

$P_u - P_0$ (Mp)	n	anm.
6 – 15	—	skålad dubb
6 – 18	6.000 –	
6 – 18	2.000 – 4.000	
6 – 24	1.000 – 4.000	
6 – 30	200 – 1.000	
6 – 36	40 – 100	

En jämförelse mellan inträngningsförmågan hos den plana och den skålade $\phi 20$ mm dubben visar att den skålade dubben trängde in något snabbare i graniten (se fig. 43). Fig. 45 visar inträngningen efter 9000 lastväxlingar med en skålad dubb när belastningscykeln varit 6 – 18 Mp. Kraterns djup är ca 20 mm d.v.s. lika med dubbens diameter.

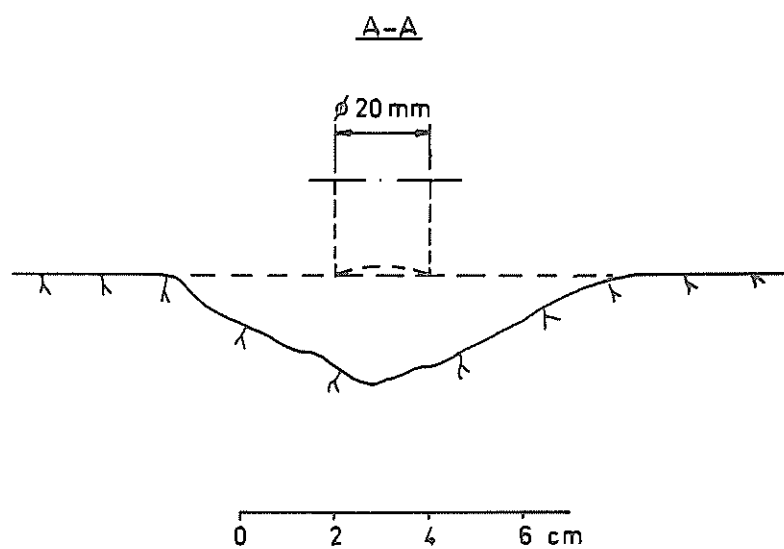
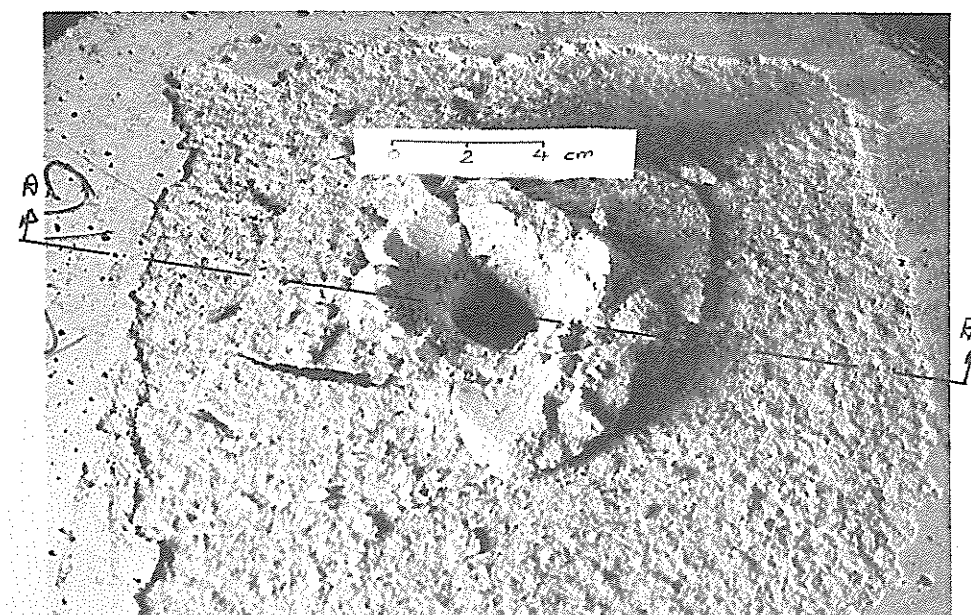


Fig. 45. DEN SKÅLADE DUBBENS INTRÄNGNING I GRANIT EFTER 9000 LASTVÄXLINGAR MELLAN 6 OCH 18 Mp

Fig. 45. The penetration of the hollow-base dowel in granite after 9,000 cycles between $13 \cdot 10^3$ and $40 \cdot 10^3$ lb

Inverkan av sprickor i berget

För en bedömning av bergets bärförmåga vid angrepp av en punktlast är det nödvändigt att känna till hur sprickor i berget påverkar bärförmågan. För att belysa denna inverkan har kompletterande modellförsök med granitblock utförts. Undersökningen har omfattat tre olika spricksystem.

- a. Slutna vertikala sprickor
- b. Öppna vertikala sprickor
- c. Vertikala och horisontella sprickor

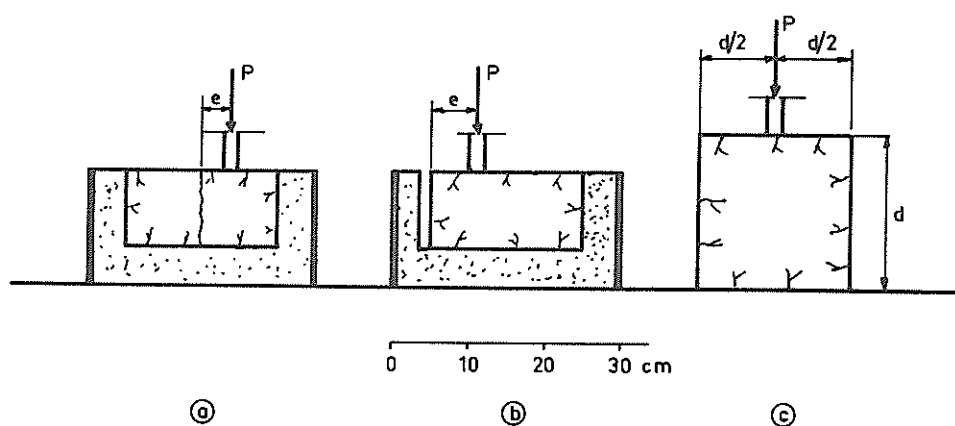


Fig. 46. UNDERSÖKNING AV SPRICKORS INVERKAN PÅ BERGETS BÄRFÖRMÅGA

Fig. 46. Investigation of the influence of joints on the bearing capacity of rock

Slutna vertikala sprickor. — Granitblock med storleken 200 x 200 x 100 mm spräcktes på mitten och göts in i stålrör (se fig. 46 a). Ståldubben (ϕ 20 mm) placerades på avståndet e från sprickan och belastades tills brott inträffade i graniten. När dubben angrep mitt över den slutna sprickan ($e = 0$) erhöles brott vid ca 30 Mp last, vilket var ungefär 70 % av brottlasten för sprickfritt granitprov. Motsvarande värde för $e = 10$ mm var ca 35 Mp d.v.s. 80 % (se fig. 48). Vid brott slog en liten krater upp intill sprickan, vilket framgår av fig. 47.



Fig. 47. BROTT I GRANIT NÄR DUBBEN ANGRIPIT I NÄRHETEN AV EN SLUTEN SPRICKA

Fig. 47. Failure in granite with the dowel seated in the vicinity of a closed joint.

Öppna vertikala sprickor. — Provstenarnas utformning och dubbens placering framgår av fig. 46 b. Det ur försöksresultaten erhållna sambandet mellan bärförmåga och dubbens (ϕ 20 mm) avstånd från den öppna sprickan återges i fig. 48.

När dubben tangerade sprickan ($e = 0,5 \times B = 10$ mm) erhöles brott i graniten vid en relativt låg belastning. Brottlasten var då i medeltal 10 Mp vilket motsvarar 20 – 25 % av brottlasten för sprickfritt granitprov. Full bärförmåga d.v.s. 100 % erhöles när dubben angrep på ett avstånd e från kanten som var större än fem gånger dubbens diameter.

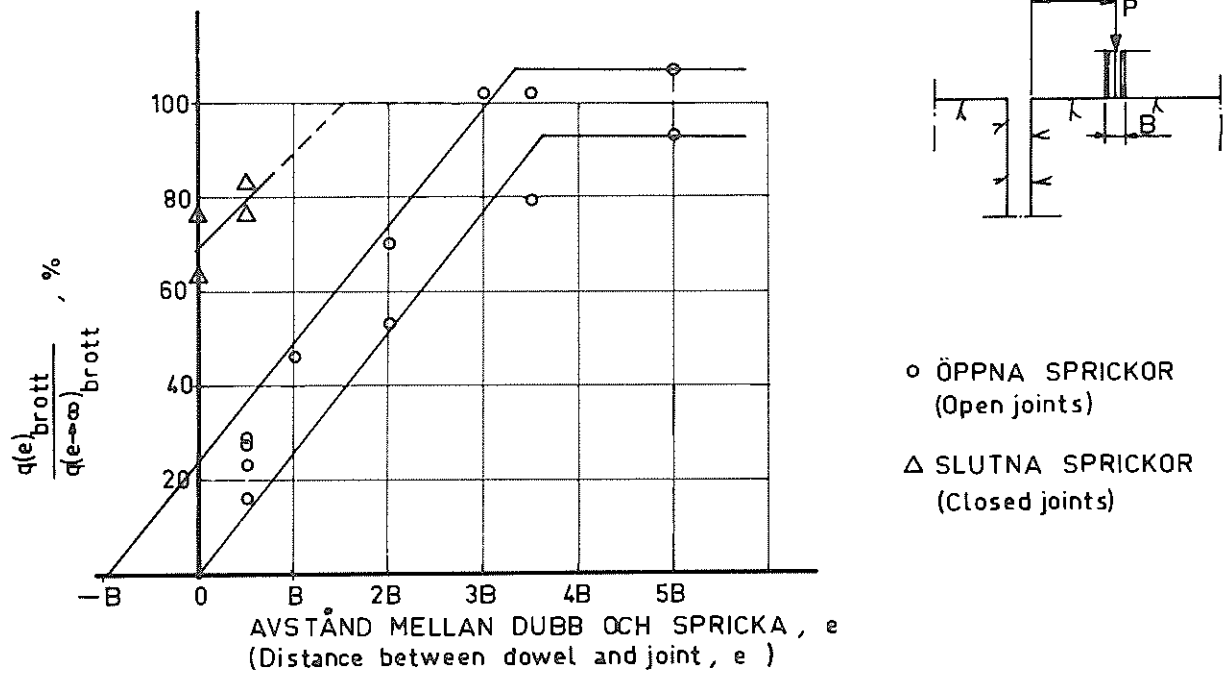


Fig. 48. BÄRFÖRMÅGAN SOM FUNKTION AV AVSTÅNDET MELLAN DUBB OCH SPRICKA

Fig. 48. The bearing capacity as a function of the distance between dowel and joint

Brottets utseende när dubben angrep i närheten av den öppna sprickan framgår av fig. 49.

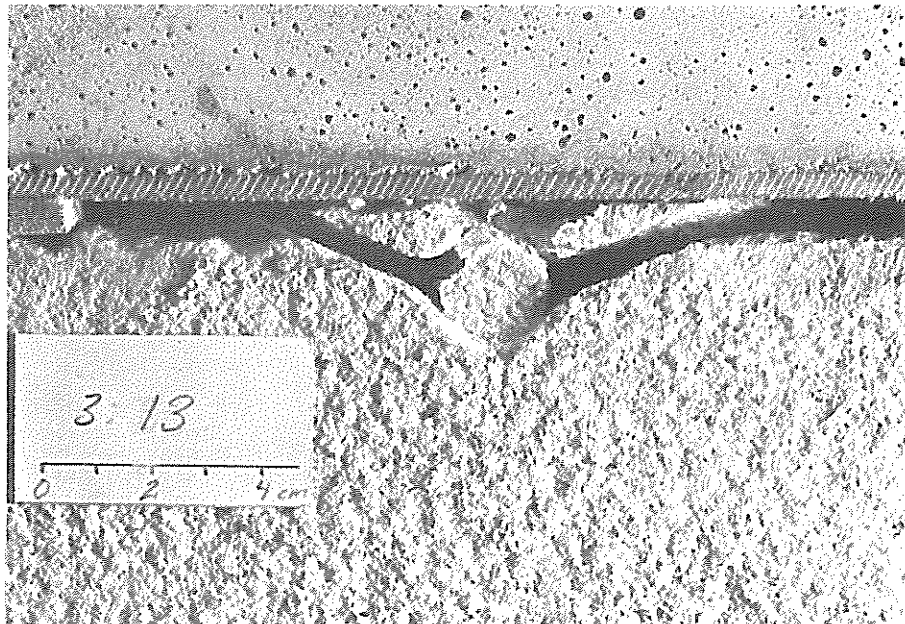


Fig. 49. BROTT I GRANIT NÄR DUBBEN ANGRIPIT I NÄRHETEN AV EN ÖPPEN SPRICKA

Fig. 49. Failure in granite with the dowel seated in the vicinity of an open joint

Vertikala och horisontella sprickor. — Vid försöken har utgångspunkten varit ett mycket förenklat spricksystem, som endast bestod av vertikala och horisontella sprickor. Sprickorna antogs dela upp bergytan i kubformade block, där de vertikala sprickorna var så breda att kontakt mellan olika block endast erhöles vid basytorna.

Belastningsförsöken utfördes med en ϕ 20 mm dubb som ansattes mot kubiska granitblock av olika storlek (se fig. 46 c). Dubben belastades statiskt tills brott erhöles i granitblocket.

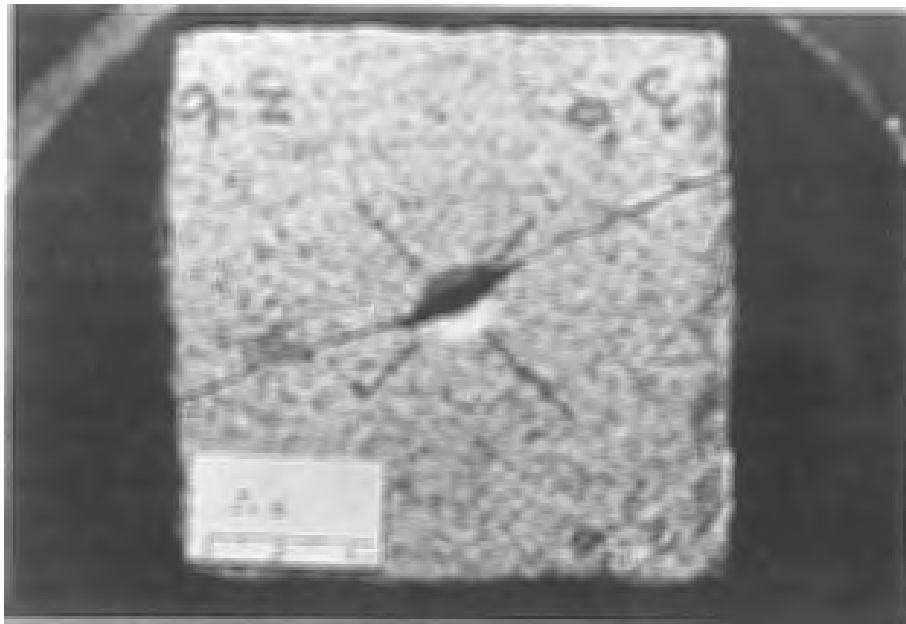


Fig. 50. BROTT I ETT 15 cm KUBFORMAT GRANITBLOCK

Fig. 50. Failure in a 15 cm cubic granite block

Två olika brottyper erhöles, antingen sprack blocket (se fig. 50) eller så slog en krater upp under dubben, allt beroende på blockets storlek. På detta sätt erhöles ett samband mellan brottlaster och blockstorlek. I fig. 51 visas bärförmågan som funktion av granitblockets kantlängd.

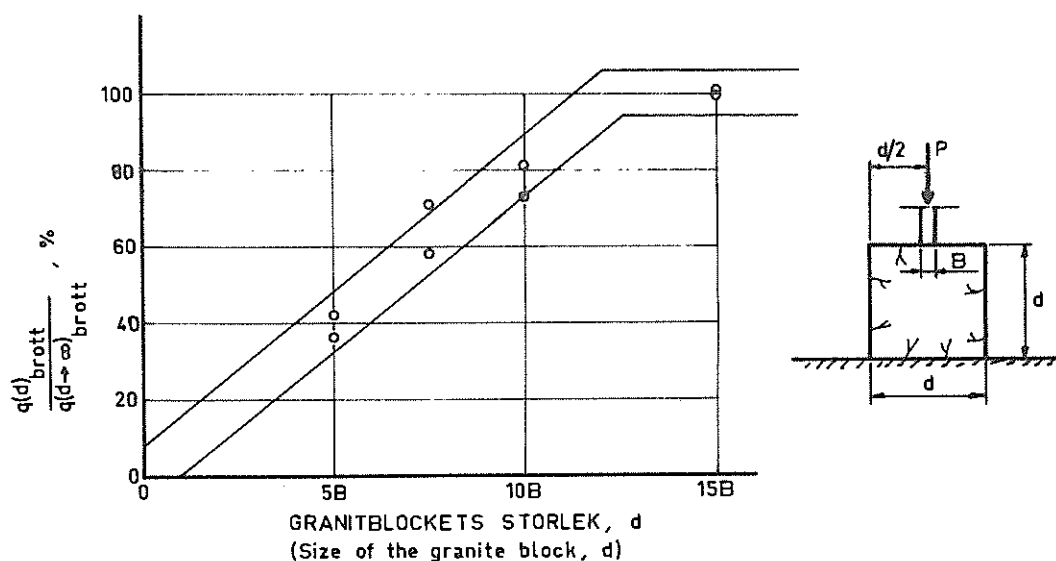


Fig. 51. BÄRFÖRMÅGAN SOM FUNKTION AV GRANITBLOCKETS STORLEK

Fig. 51. The bearing capacity as a function of the size of the granite block

Bärförmågan är uttryckt i procent av bärförmågan hos ett oändligt stort block (14000 kp/cm^2). Kantlängden återges i multiplar av dubbens diameter. Av resultaten framgår att full bärförmåga (100 %) erhöles när blockstorleken var större än ca 13 ggr dubbens diameter. När granitblockets storlek var mindre än denna »kritiska» storlek avtog bärförmågan i stort sett linjärt med minskande blockstorlek.

Skalfaktorns storlek

Vid valet av lämplig dubbdiameter för modellförsöken utfördes inledande försök med olika diametrar hos dubbarna. Resultaten tydde på att bärförmågan uttryckt i kp/cm^2 var beroende av dubbens diameter (se fig. 16). Som lämpligt diametermått valdes 20 mm. Modellförsöken utfördes därefter genomgående med denna dubbstorlek och samtliga resultat hänförs därför till en $\phi 20 \text{ mm}$ dubb. Emellertid används vanligen $\phi 60 \text{ mm}$ ståldubbar vid pålning mot släntberg, i vissa fall förekommer även dubbar med 80 och 100 mm diameter. Det bedömdes därför nödvändigt att utföra några fullskaleförsök med $\phi 60 \text{ mm}$ ståldubbar.

Vid försöken användes granitblock med storleken 300 x 300 x 300 mm, vilka göts in i kraftiga stålrör. En ϕ 60 mm ståldubb med plan anliggningsyta tillverkades av Bofors-stål HRO 1243 och härdades till ca 55 H_{RC}. Dubben placerades ovanpå ett granitblock, vilket framgår av fig. 52, och belastades tills brott inträffade i graniten. Under försöken registrerades kontinuerligt dubbens inträngning i graniten.



Fig. 52. FULLSKALEFÖRSÖK MED ϕ 60 MM STÅLDUBB.

Fig. 52. A fullscale test with a ϕ 60 mm steel dowel

Fullskaleförsöken gav en något lägre bärförmåga än vad modellförsöken givit. Resultaten redovisas i tabell 8.

Tabell 8

Bärförmågan hos granit vid belastning med ϕ 60 mm ståldubb

Prov nr	Brottlast (Mp)
1011	340
1012	300
1013	340
1014	300

Vid fullskaleförsöken erhöles således brott när lasten uppgick till i medeltal 320 Mp, vilket motsvarar 11300 kp/cm^2 . Det är ungefär 80 % av bärförmågan som uppmättes vid modellförsöken (14000 kp/cm^2).

Dubbens inträngning i graniten strax före brott var ca 1,5 mm med ϕ 60 mm dubb (se bilaga 6) och ca 1 mm med ϕ 20 mm dubb. Brottet inträffade plötsligt och en stor krater slog upp runt dubben.

Fig. 53 visar brottytans utseende och två sektioner genom kratern, vars djup är 0,5 – 1,5 cm. Intressant är den upphöjning som syns mitt i kratern. Detta tyder på en spänningskoncentration vid dubbens periferi och ett lägre kontaktryck under dubbens mitt. Om man jämför fig. 53 med brottytans utseende vid modellförsöken enligt fig. 54 finner man att brottytorna har olika form men ungefär samma kraterdjup.

Denna olikhet tyder på att Griffith's sprödbrottsteori skulle kunna användas vid en härledning av sambandet mellan granitens bärförmåga och belastningsytans storlek.

Coats o. Gyenge (20) anger följande samband mellan bärförmåga och dubbdiameter

$$q_{\text{brott}} = K \cdot \frac{\sigma_{\text{cyl}}}{B^n} \quad /10/$$

B är dubbens diameter och σ_{cyl} bergartens tryckhållfasthet. Sambandet är baserat på antagandet att belastningsytan är stel och bergarten spröd. Vidare antages att brottet börjar i en punkt under dubben på ett visst avstånd från periferin. Därefter

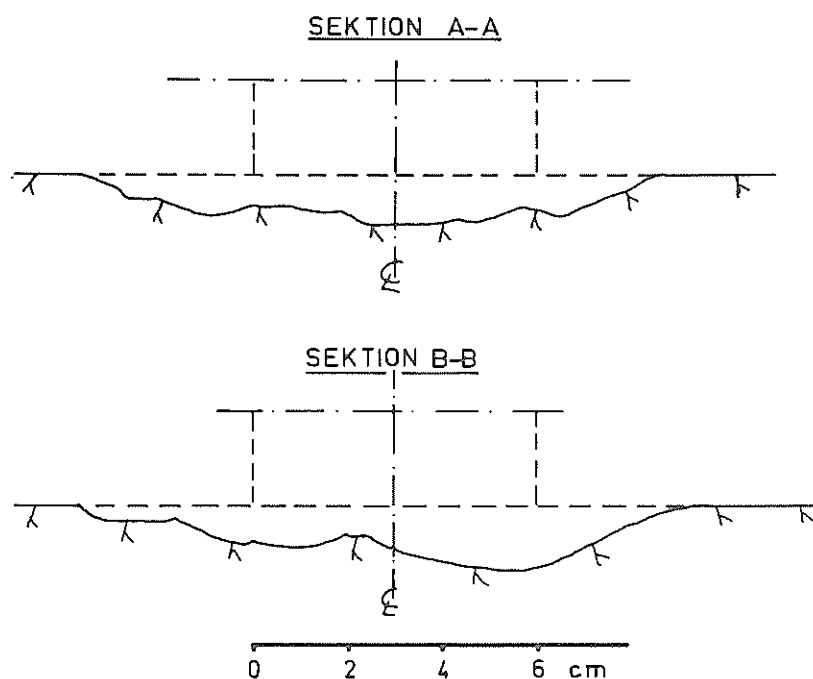
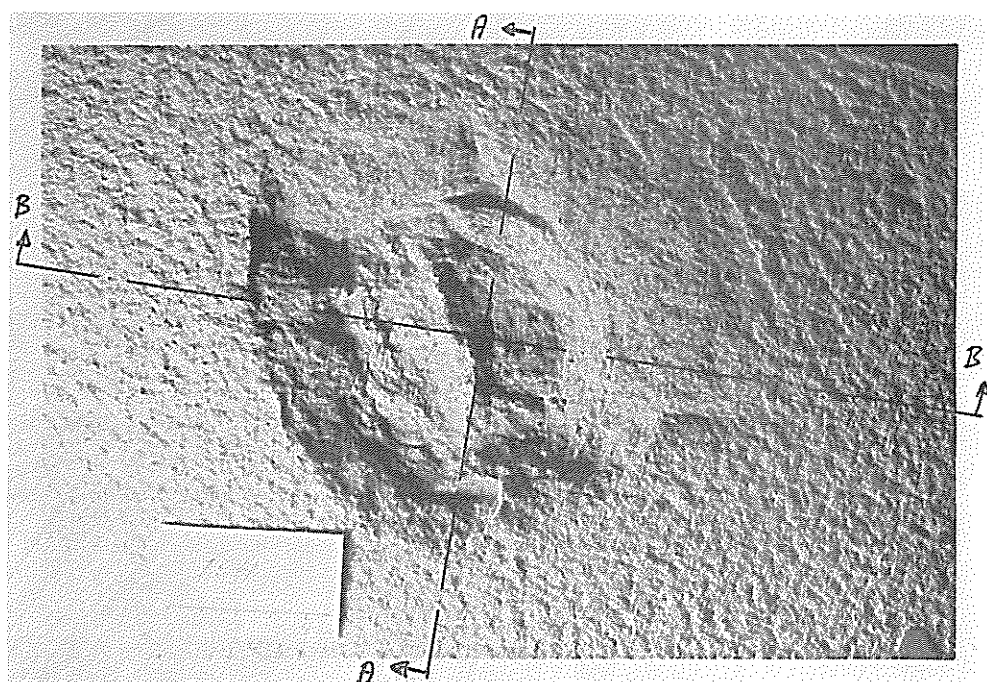


Fig. 53. BROTTYTANS UTSEENDE I GRANIT EFTER ETT FULLSKALEFÖRSÖK
(ϕ 60 mm DUBB)

Fig. 53. The appearance of the rupture surface in granite after a full scale test
(ϕ 60 mm dowel)

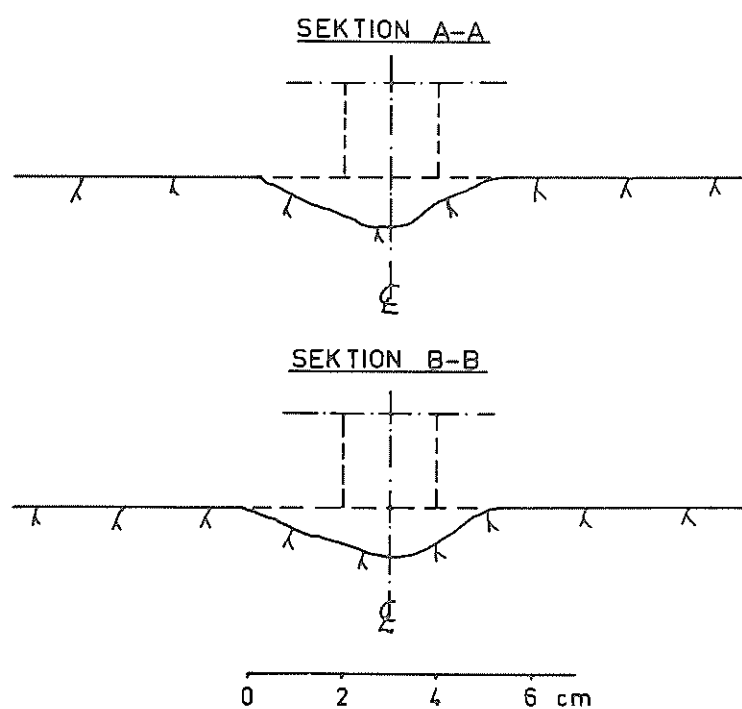
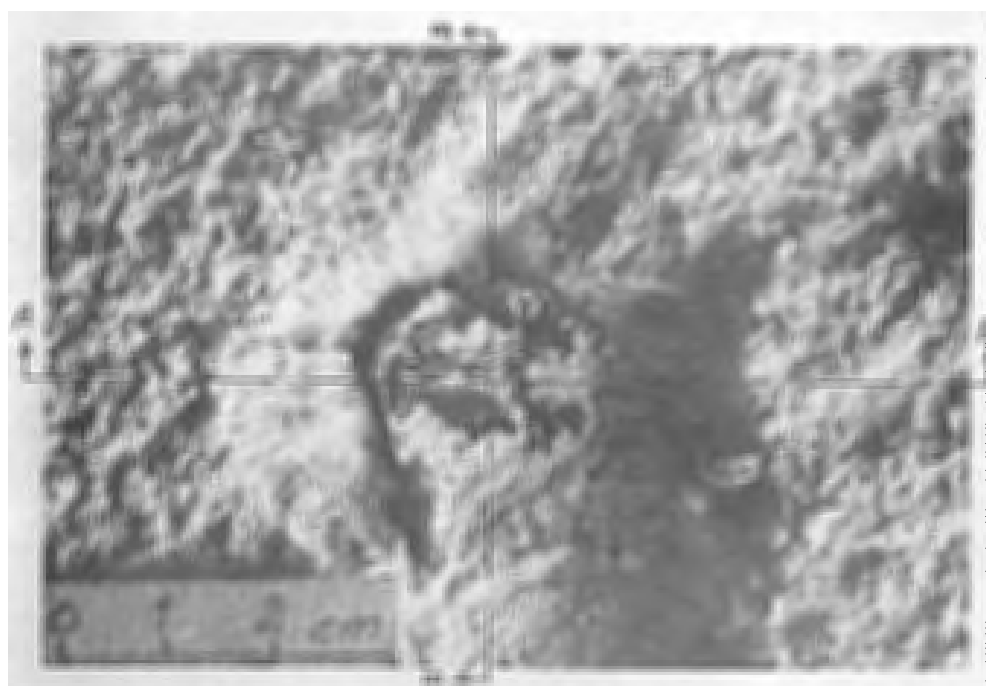


Fig. 54. BROTTYTANS UTSEENDE I GRANIT EFTER ETT MODELLFÖRSÖK
(ϕ 20 mm DUBB)

Fig. 54. The appearance of the rupture surface in granite after a model test
(ϕ 20 mm dowel)

utbildas ett progressivt brott på grund av materialets sprödhet.

Anpassas K och n i ekvation /10/ till försöksresultaten erhålles följande samband, som visas i fig. 55.

$$q_{\text{brott}} = \frac{7 \cdot \sigma_{\text{cyl}}}{B^{0,2}} \quad \text{eller}$$

$$\log q_{\text{brott}} = \log 7 \cdot \sigma_{\text{cyl}} - 0,2 \cdot \log B$$

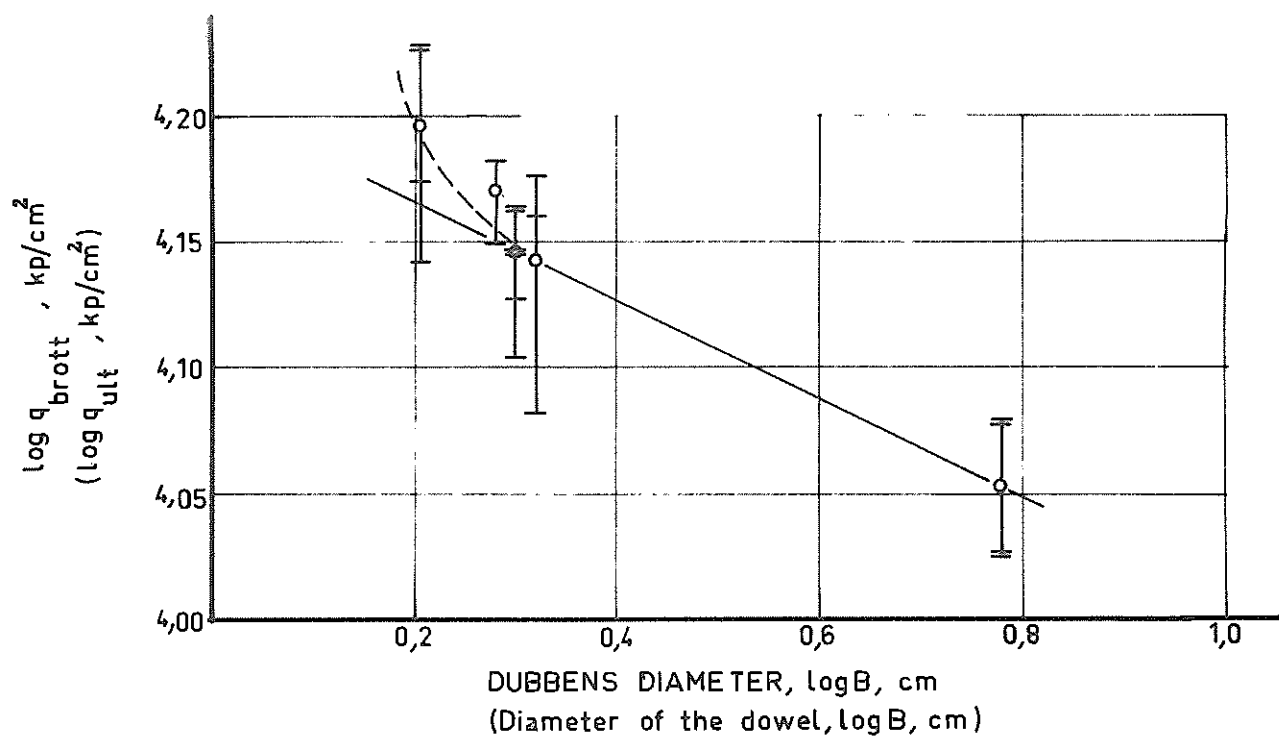


Fig. 55. SAMBAND MELLAN BÄRFÖRMÅGA (q_{brott}) OCH DUBBENS DIAMETER (B).

Fig. 55. Correlation between bearing capacity (q_{ult}) and diameter (B) of the dowel

Av fig. 55 framgår att bärförmågan avtog när belastningsytans storlek ökade. Emellertid är undersökningsmaterialet för litet för att kunna verifiera ovanstående samband. Möjligen erhöles en effekt av mineralkornens storlek vid små belastningsytor (den streckade kurvan i fig. 55), förutom storleksberoendet som anges av Coats o. Gyenge.

VI. SLUTSATS

Första delen av undersökningen har visat att bergets statiska bärförmåga, vid angrepp av punktformig belastning, är mycket hög ca fem gånger bergartens cylindertryckhållfasthet (σ_{cyl}). Detta gäller även vid angrepp mot en lutande bergyta om lutningen är mindre än $30 - 45^\circ$.

Emellertid antyder resultaten från de kompletterande försöken med Rixögranit att bärförmågan, vid pulserande belastning, är starkt beroende av belastningsamplituden och antalet lastväxlingar. Av försöksresultaten framgår att ett undre gränsvärde för bärförmågan på ca $2 \cdot \sigma_{cyl}$ erhålls när antalet lastväxlingar går mot oändligheten.

Effekten av belastningsytans (bergdubbens) försänkning i bergytan har ovan inte medtagits. Försöksresultaten visar att den statiska bärförmågan hos Rixögranit ökade med ca 25 % när bergdubben trängte in en diameter i bergytan.

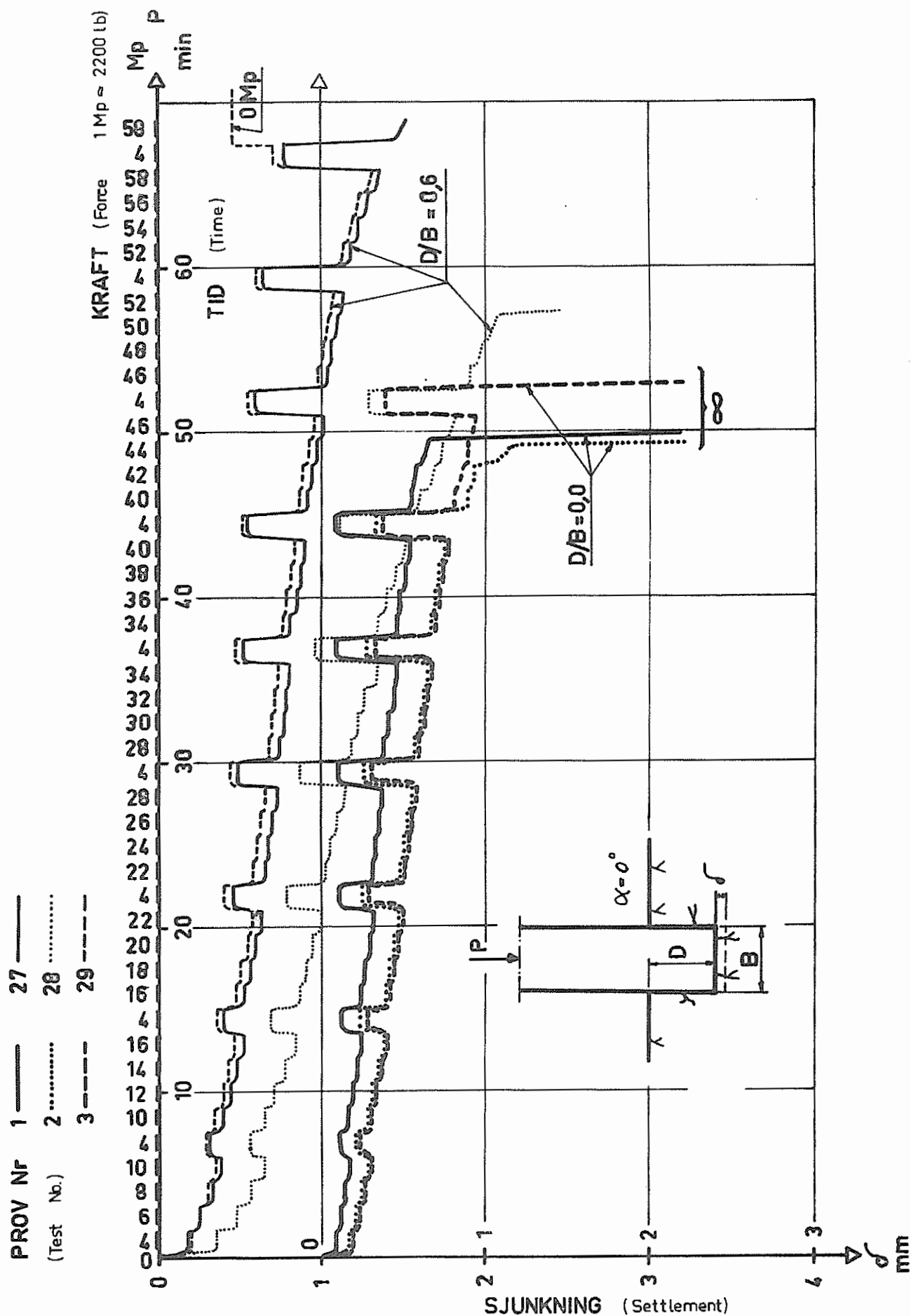
LITTERATUR

- (1) Broms, B.B. »Bärförmåga hos pålar slagna till släntberg»,
IVA:s pålkommitté meddelande nr 11.
- (2) H.C. Fischer och L. Hellman »Pålningen och stötvågsteorin», Väg- och vatten-
byggaren nr 9, 1963
- (3) Vold, R. »Ramförsök på stålpeler», Norges Geotekniske
Institut publ. 17, 1956.
- (4) Fellenius, B. »Slagningsprov av pålskor med bergdubbar»,
IVA:s pålkommitté meddelande nr 1.
- (5) Mogi, K. »Some Precise Measurements of Fracture
Strength of Rocks under Uniform Compressive
Stress», Rockmechanics and Engineering
Geology, Vol. IV/1, 1966, s. 41–55.
- (6) Lundborg, N. »Triaxial shear strength of some Swedish rocks
and ores», Proc. First Congr. Int. Soc. Rock
Mech. Lisbon, 1965.
- (7) Terzaghi, K. Theoretical Soil Mechanics.
- (8) Meyerhof, G.G. »The ultimate bearing capacity of foundations»,
Geotechnique Vol. 2 (1951):4 p. 301–332.
- (9) Meyerhof, G.G. »The bearing capacity of concrete and rock»,
Mag. Concr. Res. 1953 Nr 12.
- (10) Coates, D.F. »Rock Mechanics Principles», Dep. of Mines
and Technical Surveys, Ottawa 1965.
- (11) Pettersson, K.E. »Grundläggning av specialtyp», Teknisk Tidskrift
1941.

- (12) Bjerrum, L. »Norwegian experiences with steel piles to rock», *Geotechnique*, vol. 7, 1957, no. 2.
- (13) Bergfelt, A. »Pålspetsar för anliggning mot berg», *Teknisk Tidskrift* 1955.
- (14) Bergfelt, A. »Provtryckning av pålspetsar mot berg». Nya Asfalt AB, rapport nr 8 (1958).
- (15) Granholm, H. »Bärförmågan hos armerade betongpålar slagna till fast bergbotten», IVA:s pålkommitté meddelande nr 10.
- (16) Hiltcher, R. »Mätning av deformationsmodulen på olika nivåer i berg genom axiell tryckning i borrhål», IVA:s meddelande 142 p. 145–151.
- (17) Timoshenko, S. and Goodier, I.N. »Theory of Elasticity», p. 366–368. Mc Graw–Hill Book Comp., New York 1941.
- (18) Doc. Ing. Csc. Michal Bukovanský »Three types of field shear tests on soft rocks», *Proc. of the first congress of the International Society of Rock Mechanics*, p. 343–346.
- (19) Landanyi, B. »Failure mechanism of rock under a plate load», *Proc. of the first congress of the International Society of Rock Mechanics*, p. 415–420.
- (20) Coates, D.F. and Gyenge, M. »Plate-Load Testing on Rock for Deformation and Strength Properties», *Testing Techniques for Rock Mechanics*, ASTM STP 402, Am. Soc. Testing Mats., 1966 p. 19–35.

LAST-SJUNKNINGS-DIAGRAM

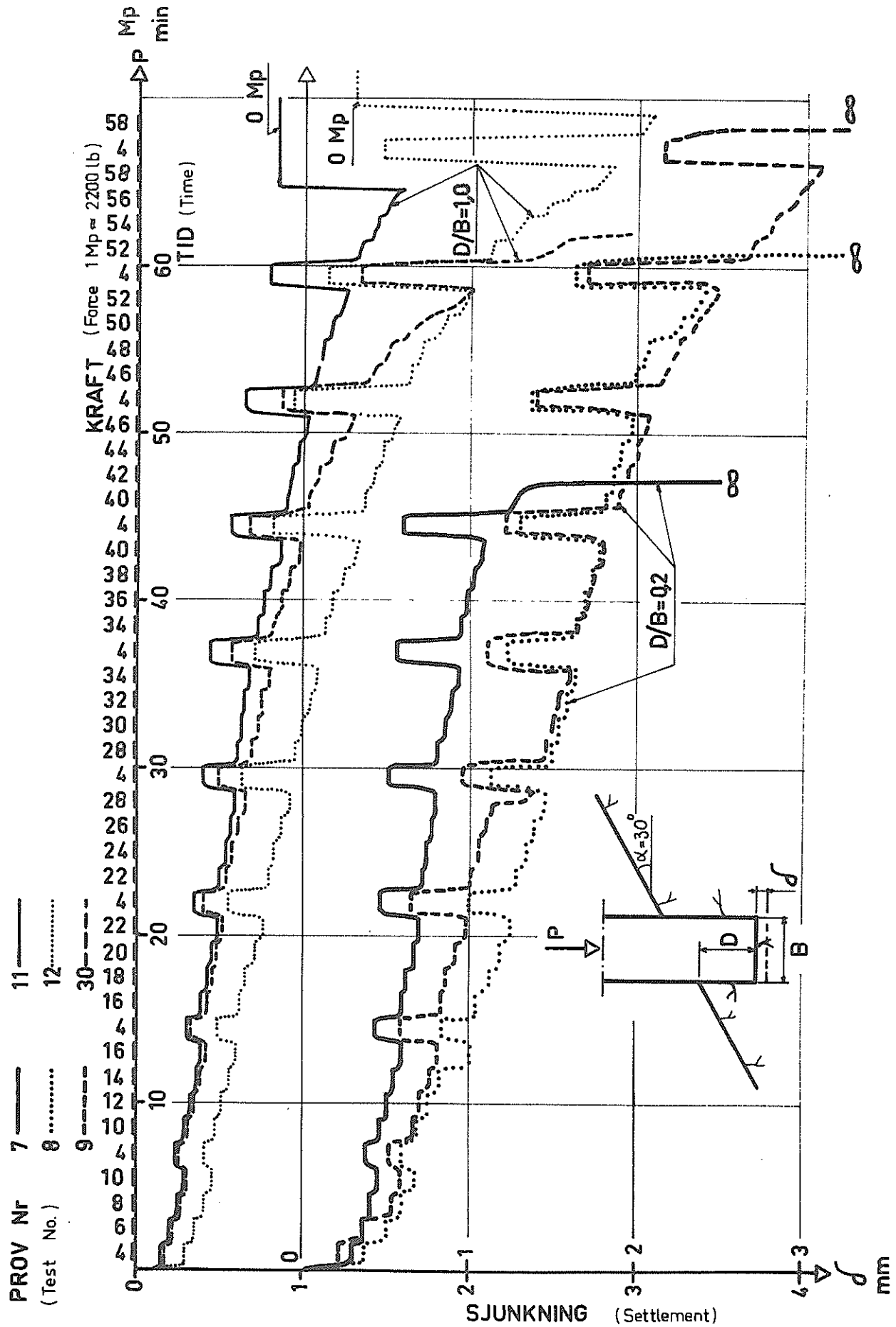
Load-settlement diagram



DUBBENS SJUNKNING I GRANIT
SLÄNTLUTNING $\alpha = 0^\circ$

(The settlement of the dowel in granite)

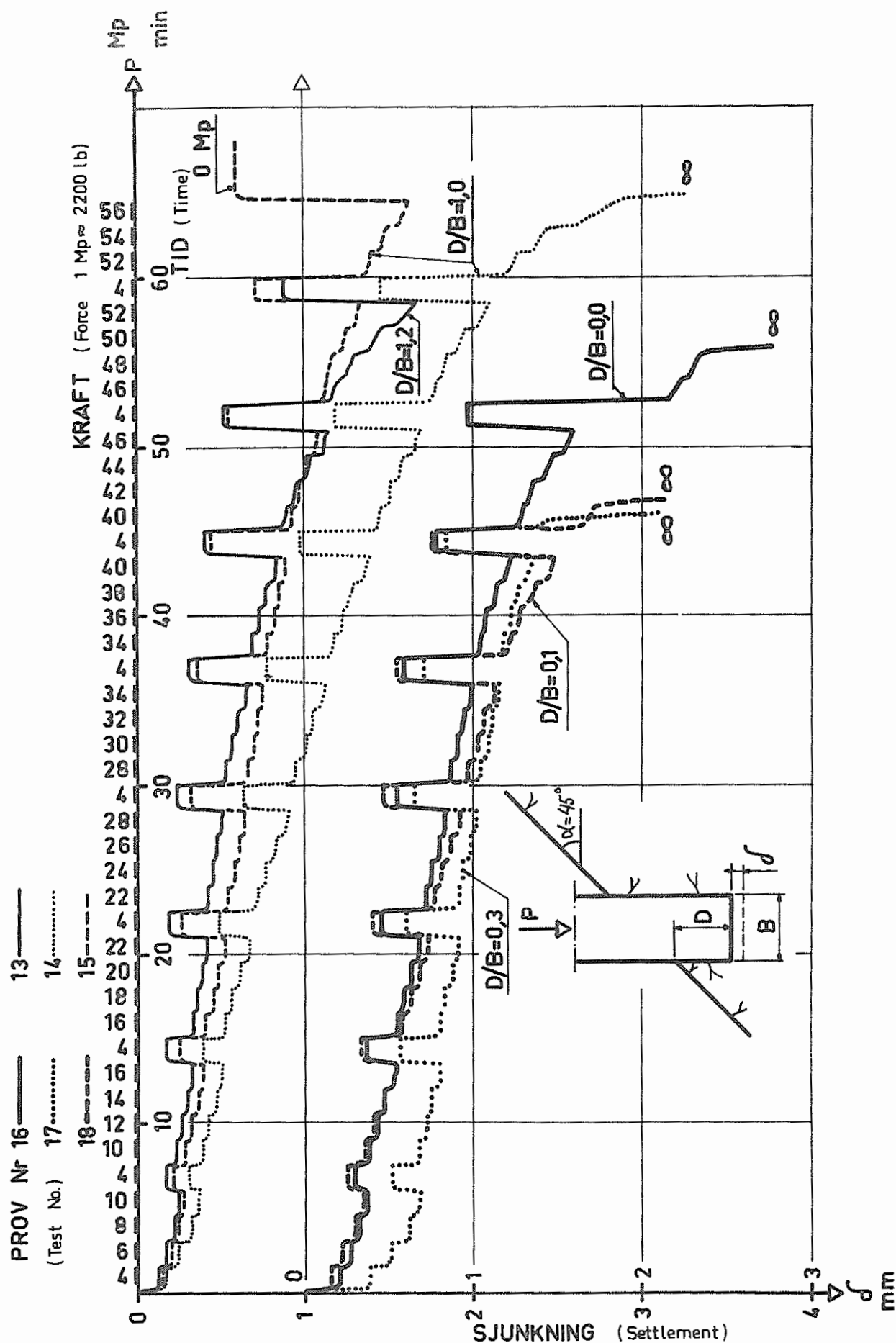
(Inklination of slope $\alpha = 0^\circ$)



DUBBENS SJUNKNING I GRANIT
SLÄNTLUTNING $\alpha=30^\circ$

(The settlement of the dowel in granite)

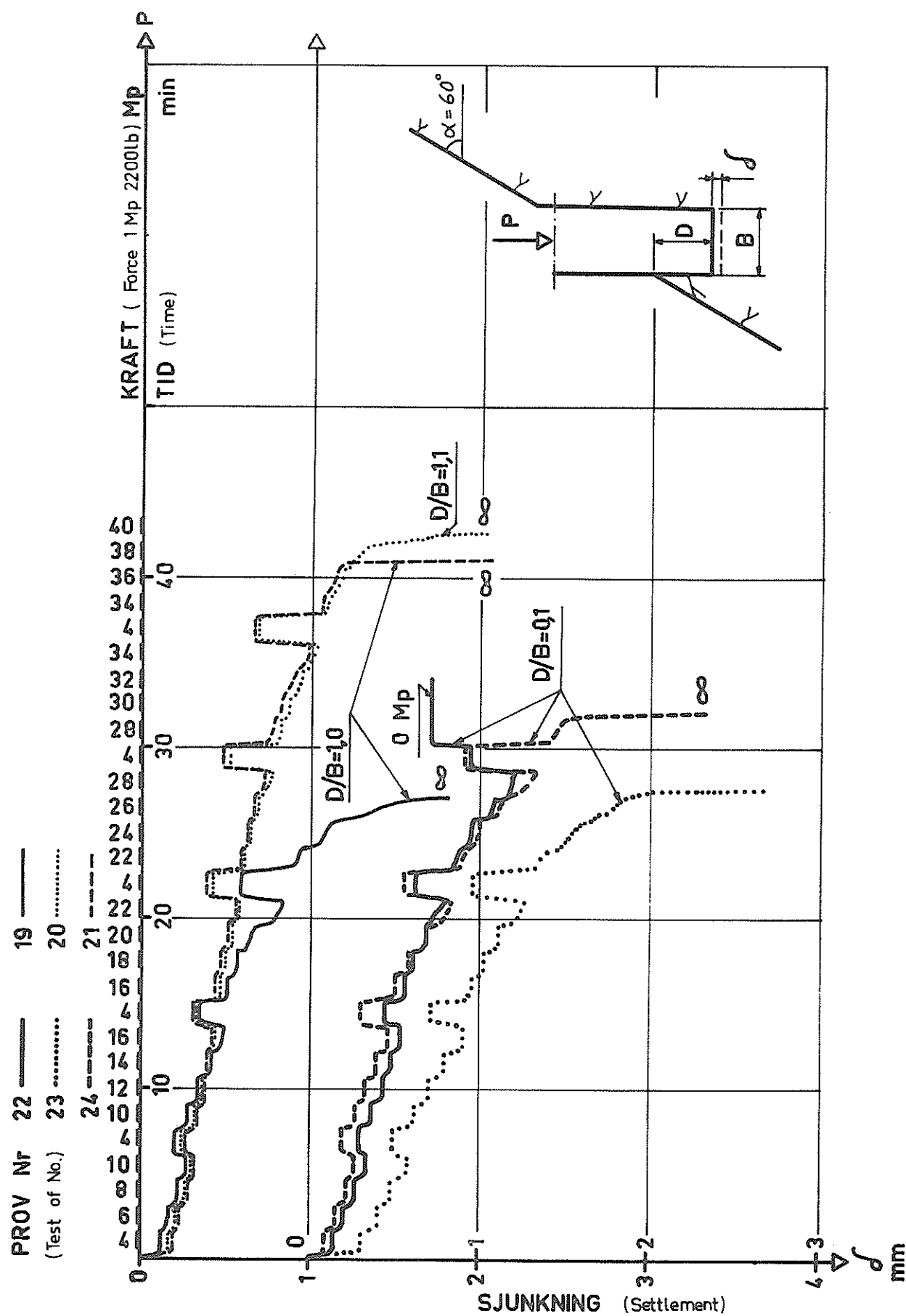
(Inklination of slope $\alpha=30^\circ$)

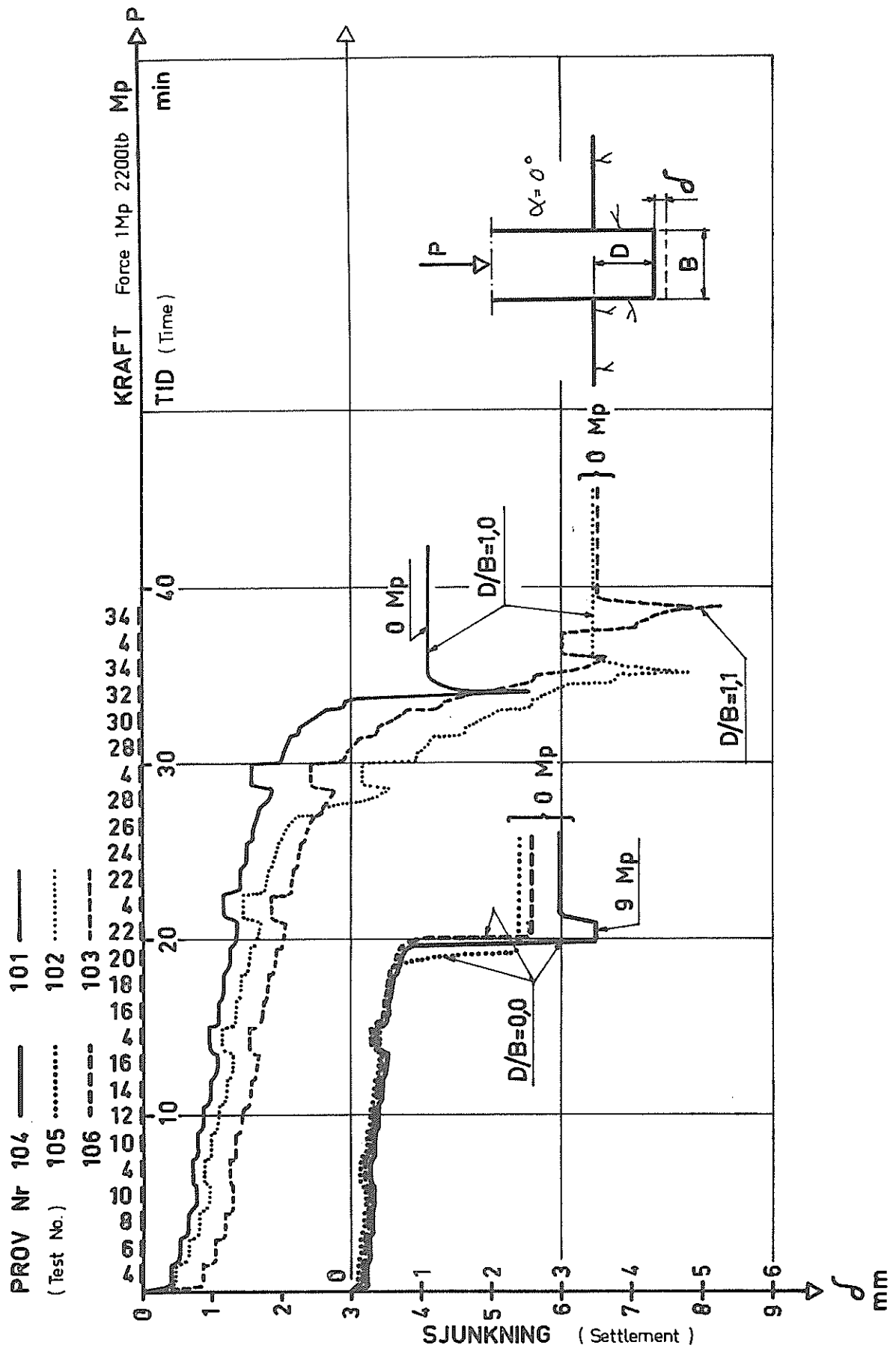


DUBBENS SJUNKNING I GRANIT SLÄNTLUTNING $\alpha = 45^\circ$

(The settlement of the dowel in granite)

(Inkination of slope $\alpha = 45^\circ$)

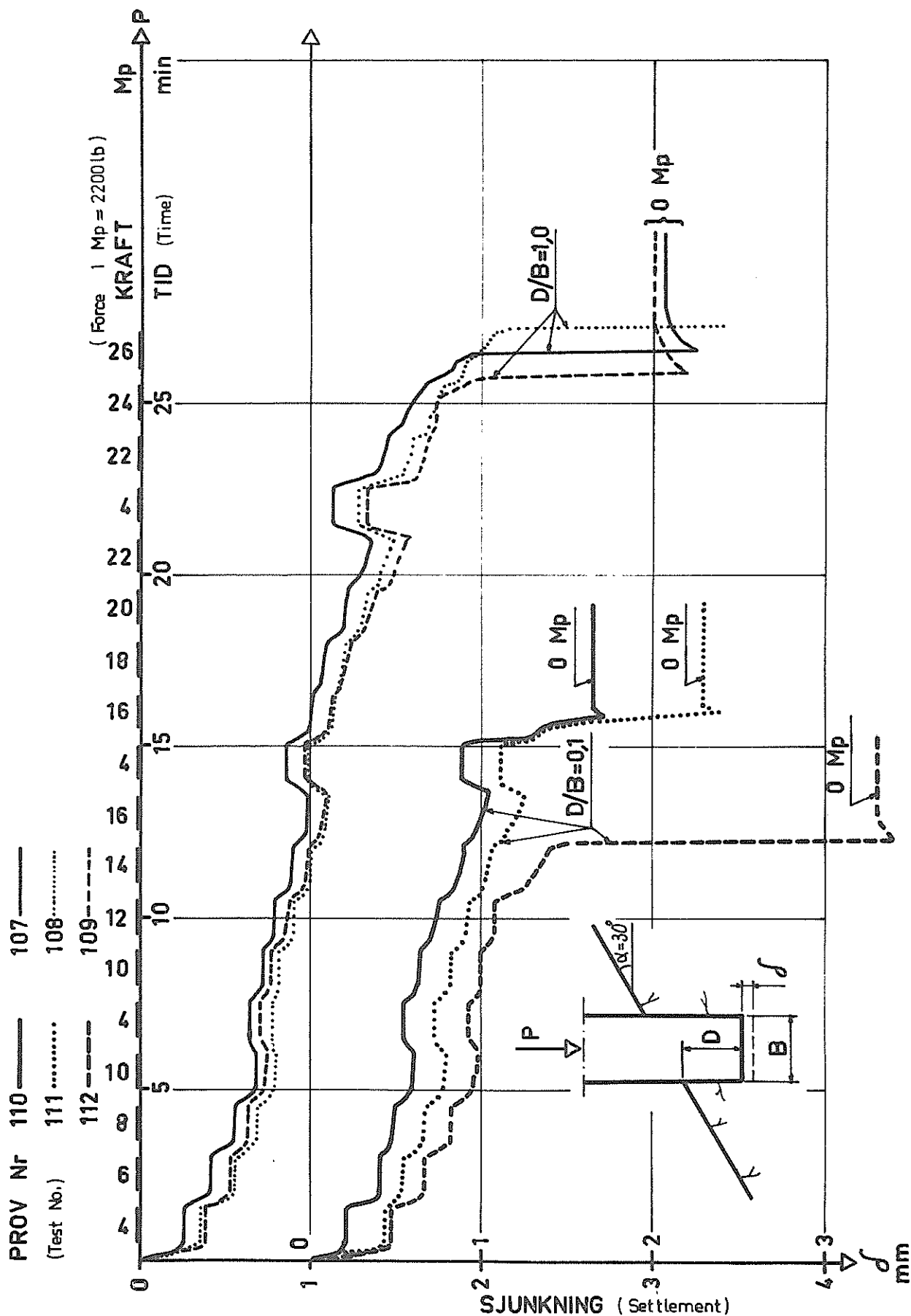




DUBBENS SJUNKNING I KALKSTEN SLÄNTLUTNING $\alpha=0^\circ$

(The settlement of the dowel in limestone)

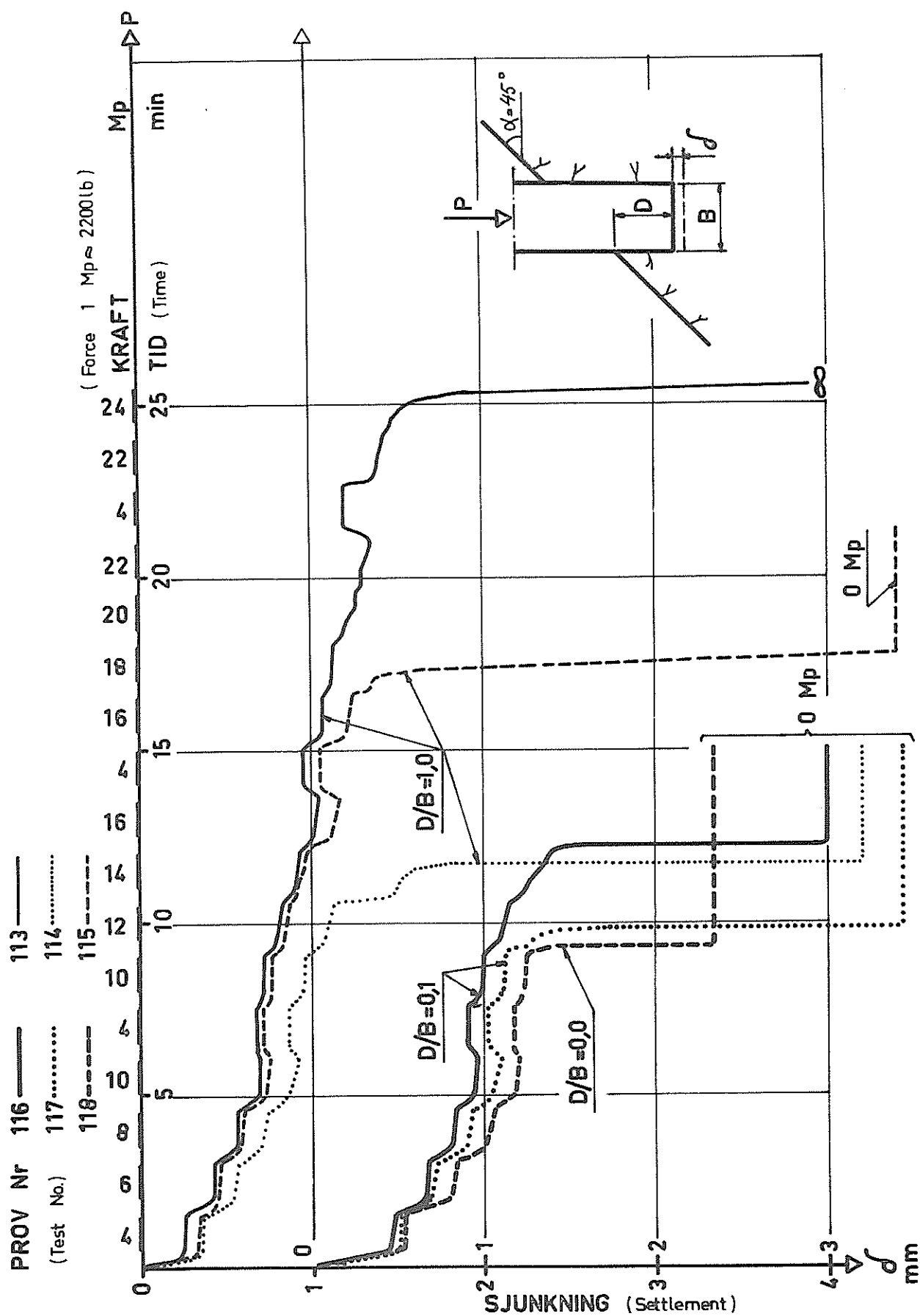
(Inklination of slope $\alpha=0^\circ$)



DUBBENS SJUNKNING I KALKSTEN SLÄNTLUTNING $\alpha = 30^\circ$

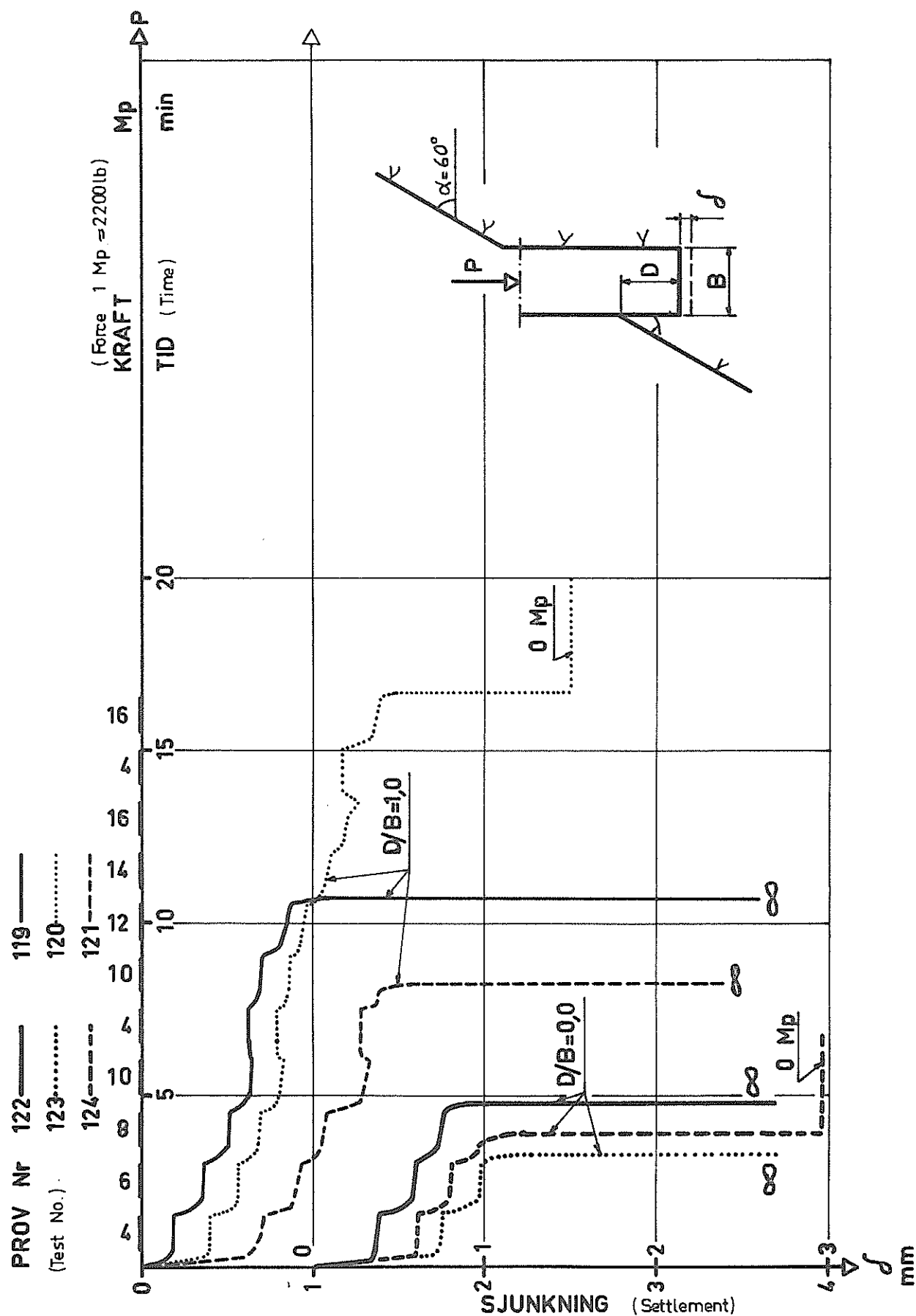
(The settlement of the dowel in limestone)

(Inklingation of slope $\alpha = 30^\circ$)



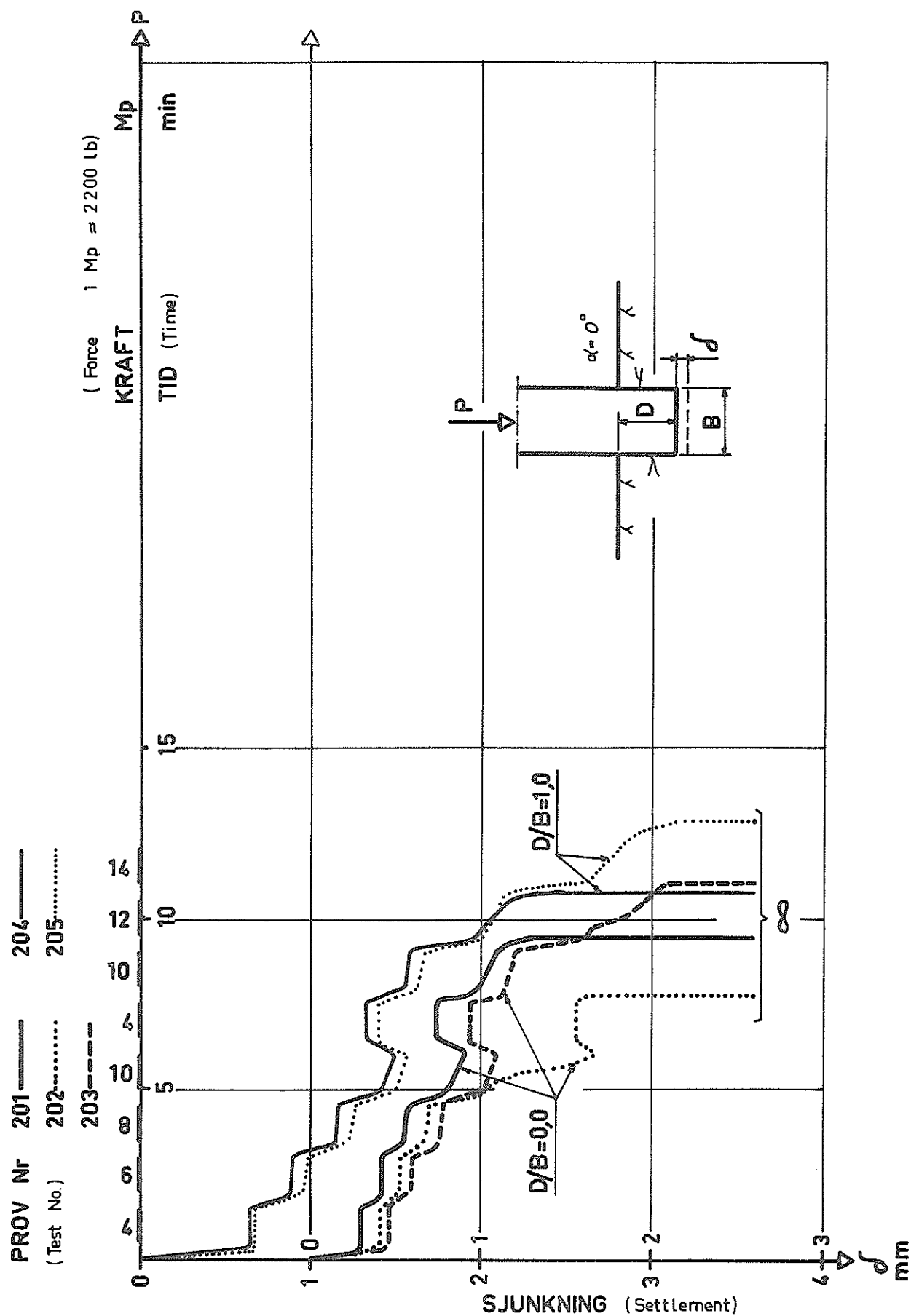
DUBBENS SJUNKNING I KALKSTEN SLÄNTLUTNING $\alpha = 45^\circ$

(The settlement of the dowel in limestone)
Inklination of slope $\alpha = 45^\circ$



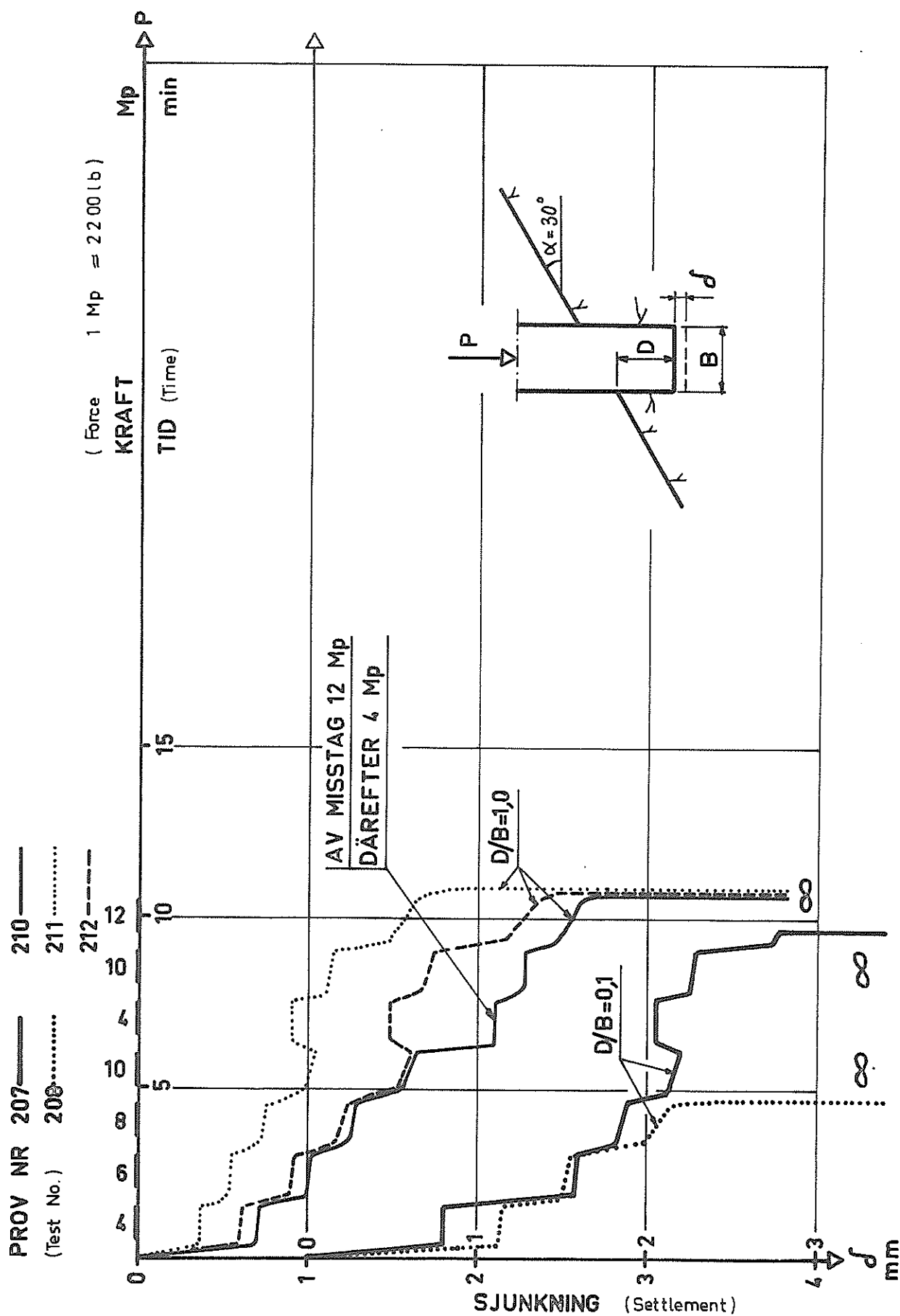
DUBBENS SJUNKNING I KALKSTEN SLÄNTLUTNING $\alpha = 60^\circ$

(The settlement of the dowel in limestone)
(Inklination of slope $\alpha = 60^\circ$)



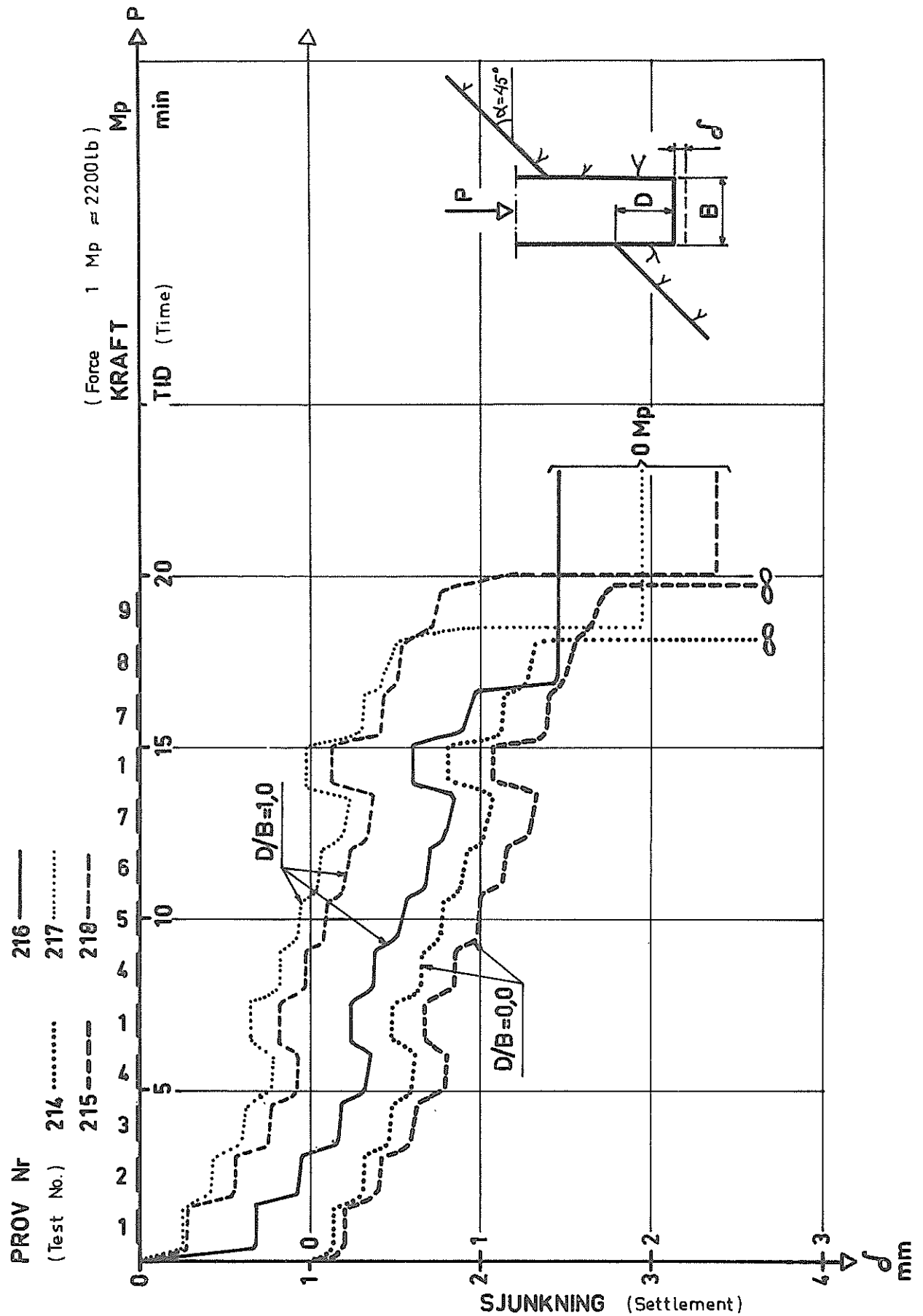
DUBBENS SJUNKNING I SANDSTEN
SLÄNTLUTNING $\alpha = 0^\circ$

(The settlement of the dowel in sandstone)
(Inklination of slope $\alpha = 0^\circ$)



DUBBENS SJUNKNING I SANDSTEN
SLÄNTLUTNING $\alpha = 30^\circ$

(The settlement of the dowel in sandstone)
(Inklination of slope $\alpha = 30^\circ$)



DUBBENS SJUNKNING I SANDSTEN SLÄNTLUTNING $\alpha = 45^\circ$

(The settlement of dowel in sandstone)

(Inklination of slope $\alpha = 45^\circ$)

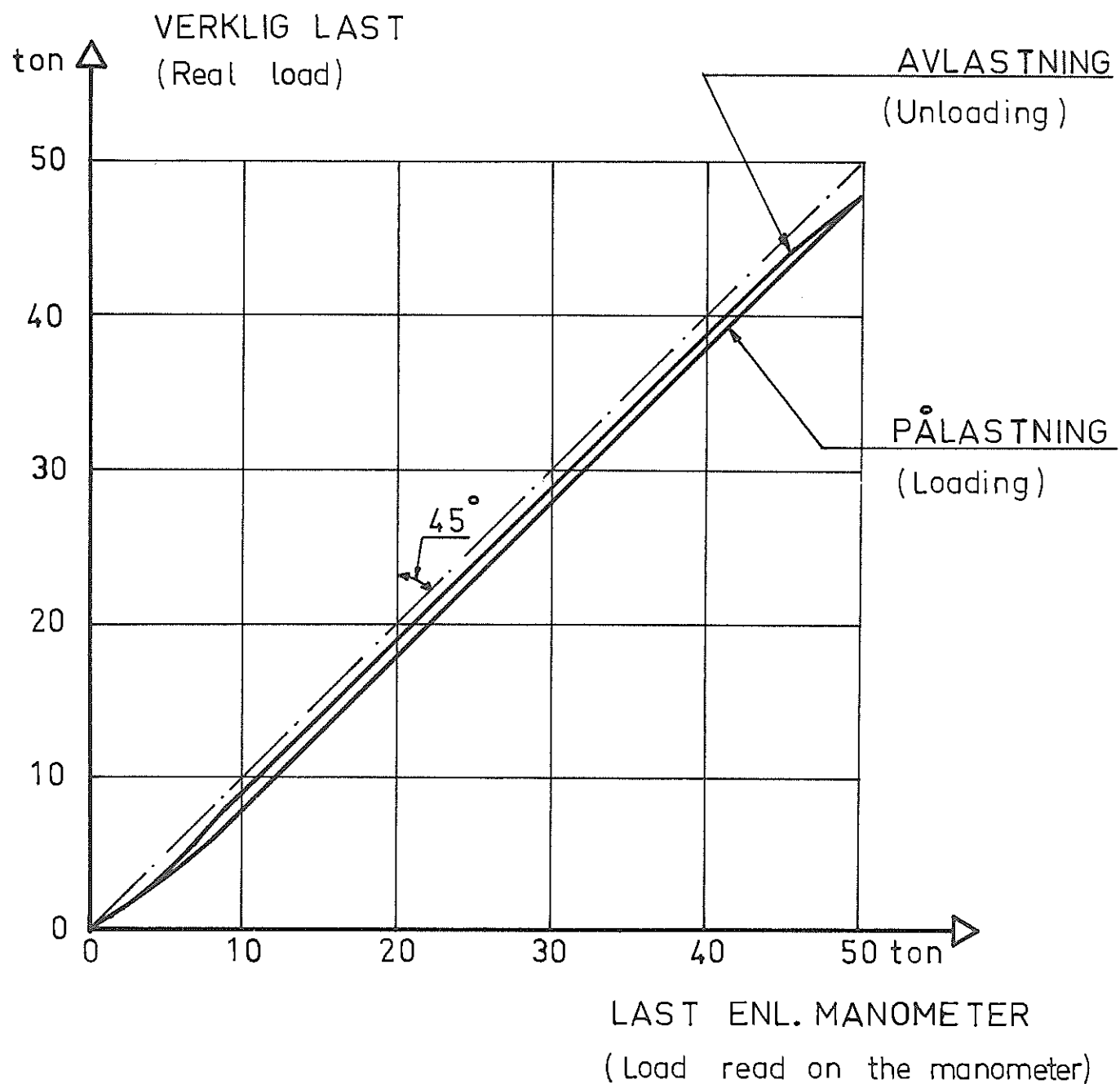


(The settlement of the dowel in sandstone)

(Inklination of slope $\alpha = 60^\circ$)

KALIBRERINGSDIAGRAM FÖR TRYCKPRESSEN

Calibration diagram of the hydraulic jack



KALIBRERINGSDIAGRAM FÖR TRYCKPRESSEN
(Calibration diagram for the hydraulic jack)

BROTTYTANS UTSEENDE, LÄNGD- OCH TVÄRSEKTIONER, FOTOGRAFIER.

The appearance of the rupture surfaces, sections and photos.

I bilaga 3 redovisas de avgjutningar som gjorts av brottytorna. Två vinkelräta sektioner visas för de prov då brottytor erhållits. Beteckningar och provnummer stämmer överens med de i bilaga 1 angivna beteckningarna. Fig. 56 nedan förklarar de beteckningar som användes i bilaga 3. SEKTION A-A är tagen genom centrum på hålet och längs fallinjen. När stenytan är horisontell är sektionerna A-A och B-B tagna genom centrum på hålet och parallellt med provstenens kanter.

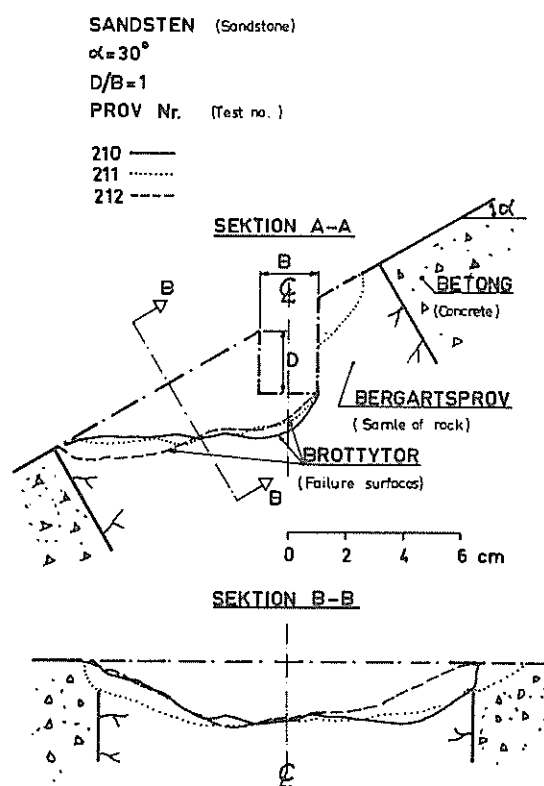


Fig. 56. FIGUREN VISAR DE BETECKNINGAR SOM ANVÄNDES I BILAGA 3.

Fig. 56. The figure shows the symbols in appendix 3 (BILAGA 3). Appendix 3 shows the failure surfaces of the samples.

GRANIT (granite)

$$\alpha = 0^\circ$$

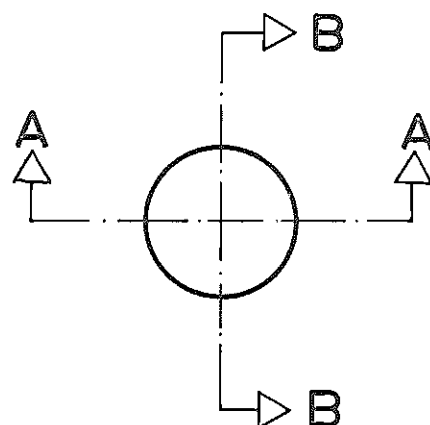
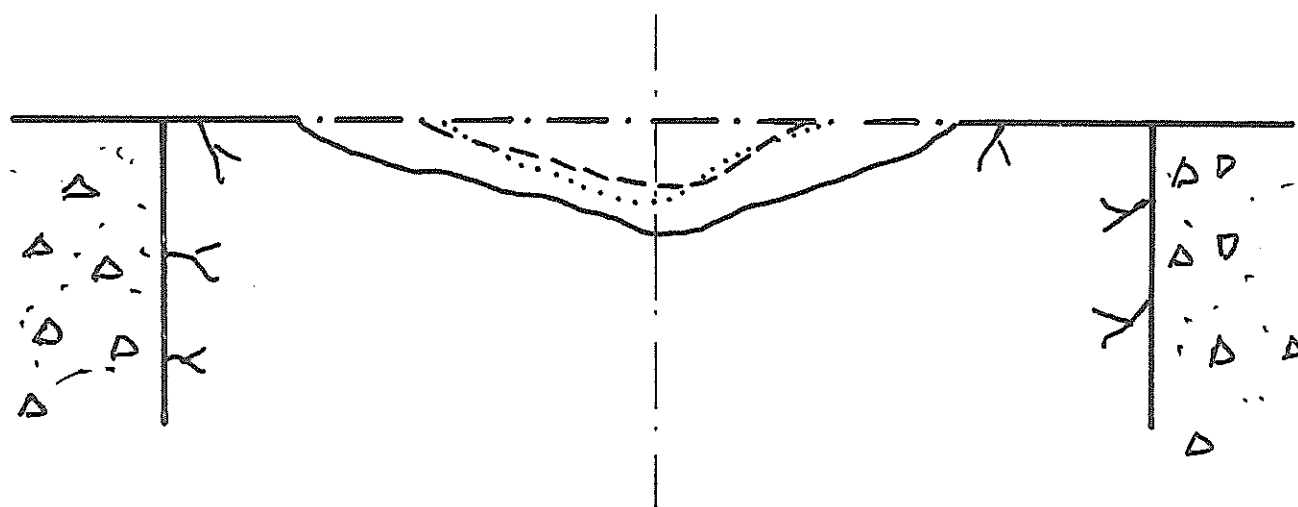
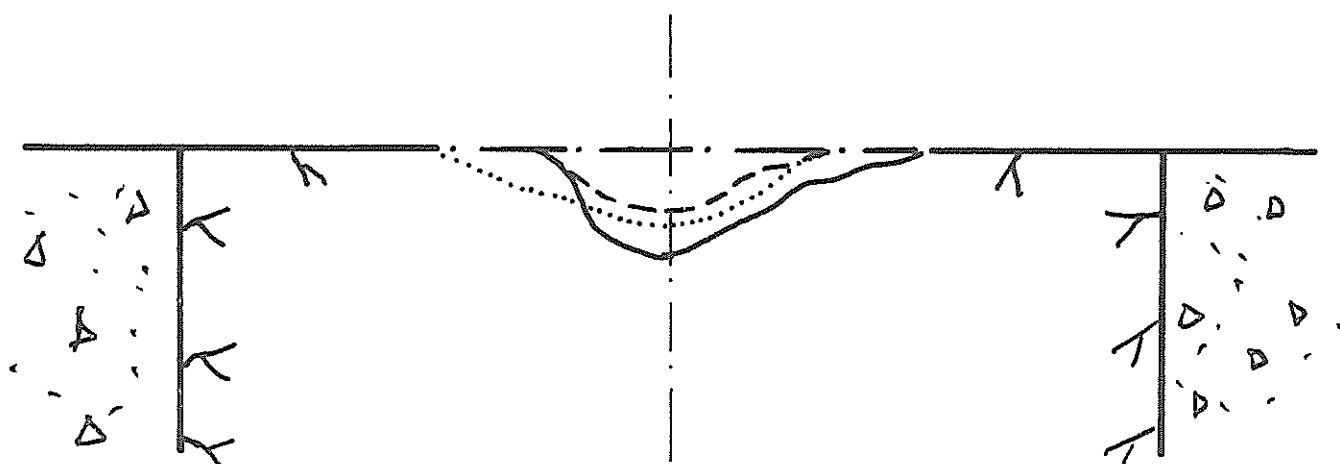
$$D/B = 0$$

PROV Nr. (test no.)

1 ———

2 (dotted line)

3 - - - - (dashed line)

A-AB-B

0 2 4 cm

GRANIT (granite)

3:2

$\alpha = 0^\circ$

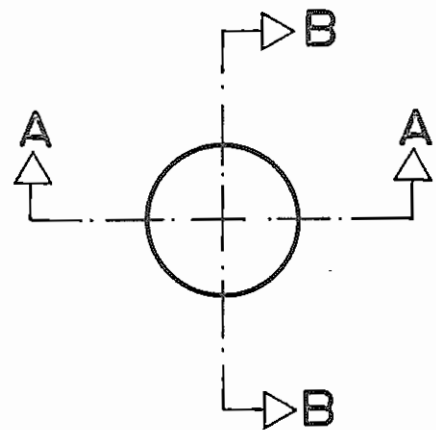
$D/B = 0,6$

PROV Nr. (test no.)

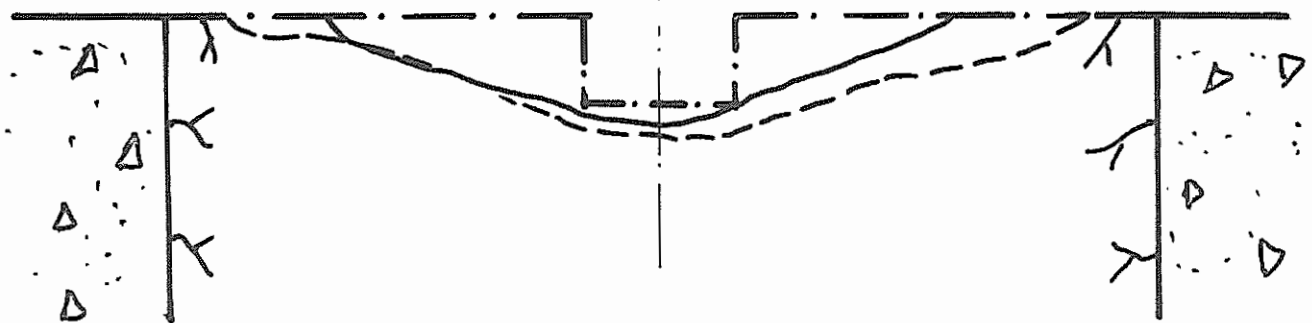
27 ———

28 — · — · —

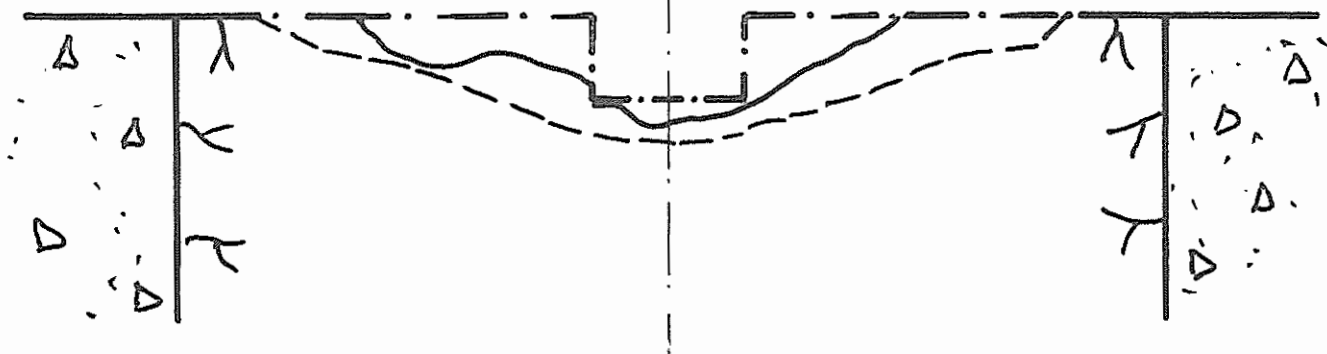
29 - - - - -



A-A



B-B



0 2 4 cm

GRANIT (granite)

3:3

$$\alpha = 30^\circ$$

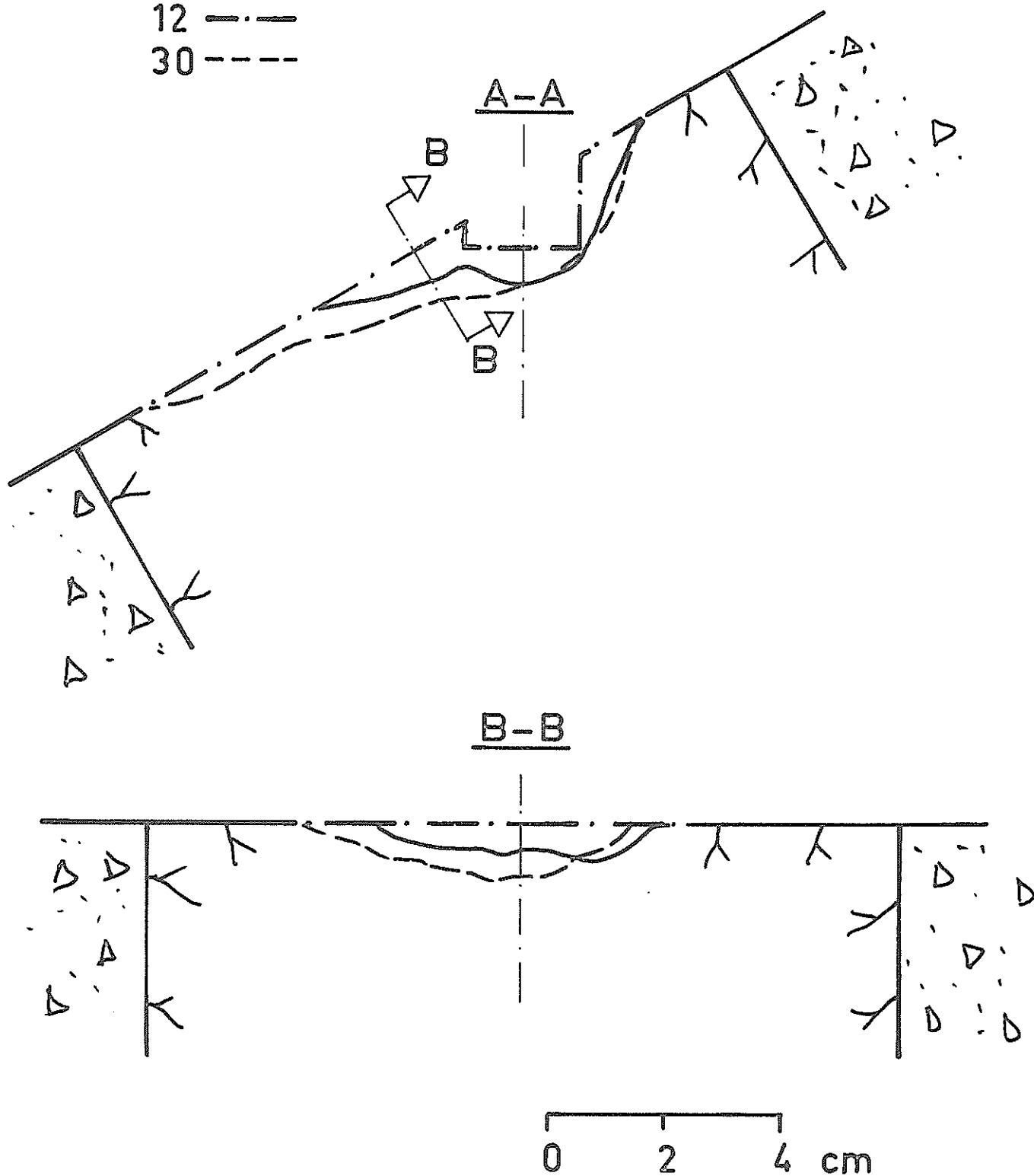
$$D/B=0$$

PROV Nr. (test no.)

11 ———

12 — · — · —

30 - - - -



GRANIT (granite)

3:4

$\alpha = 30^\circ$

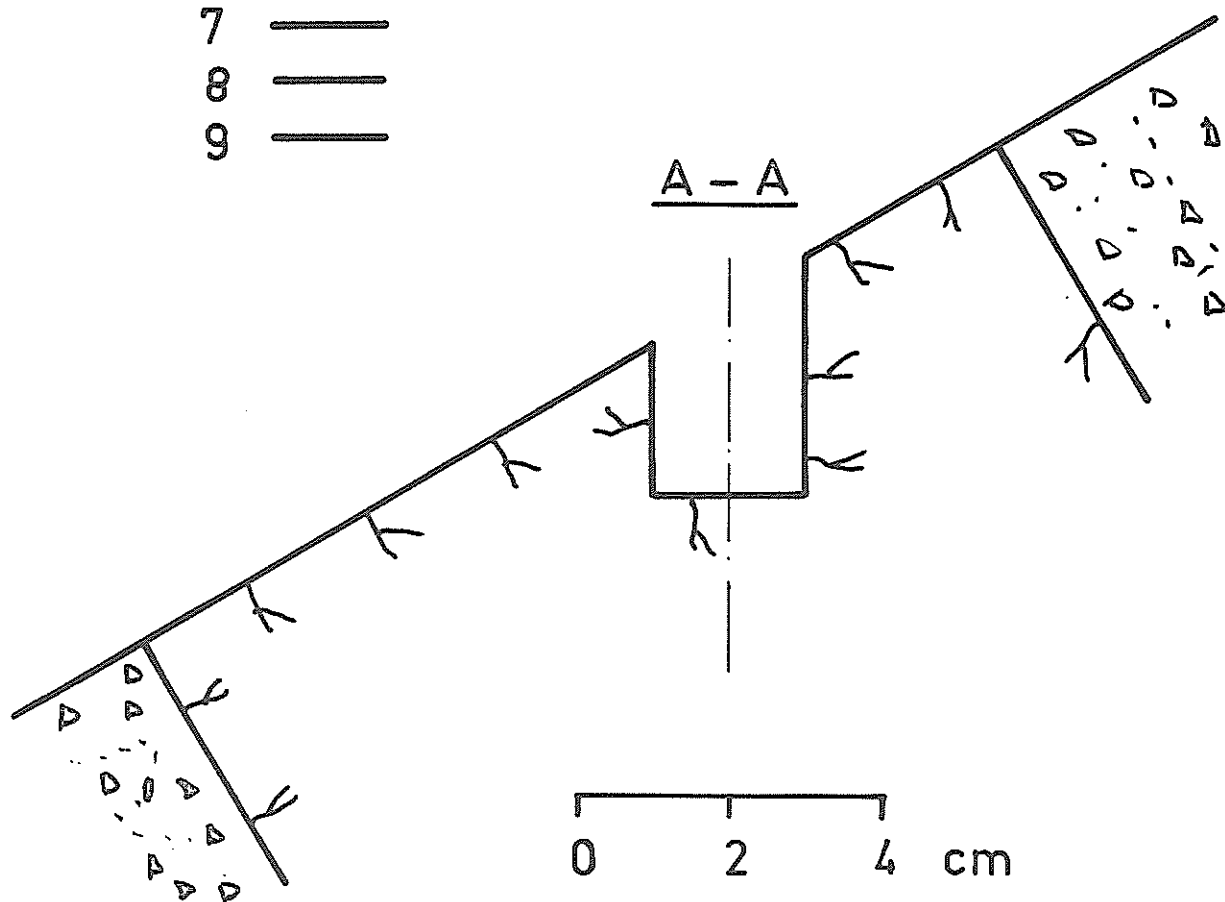
D/B=1

PROV Nr. (test no.)

7 ———

8 ———

9 ———



GRANIT (granite)

3:5

$\alpha = 45^\circ$

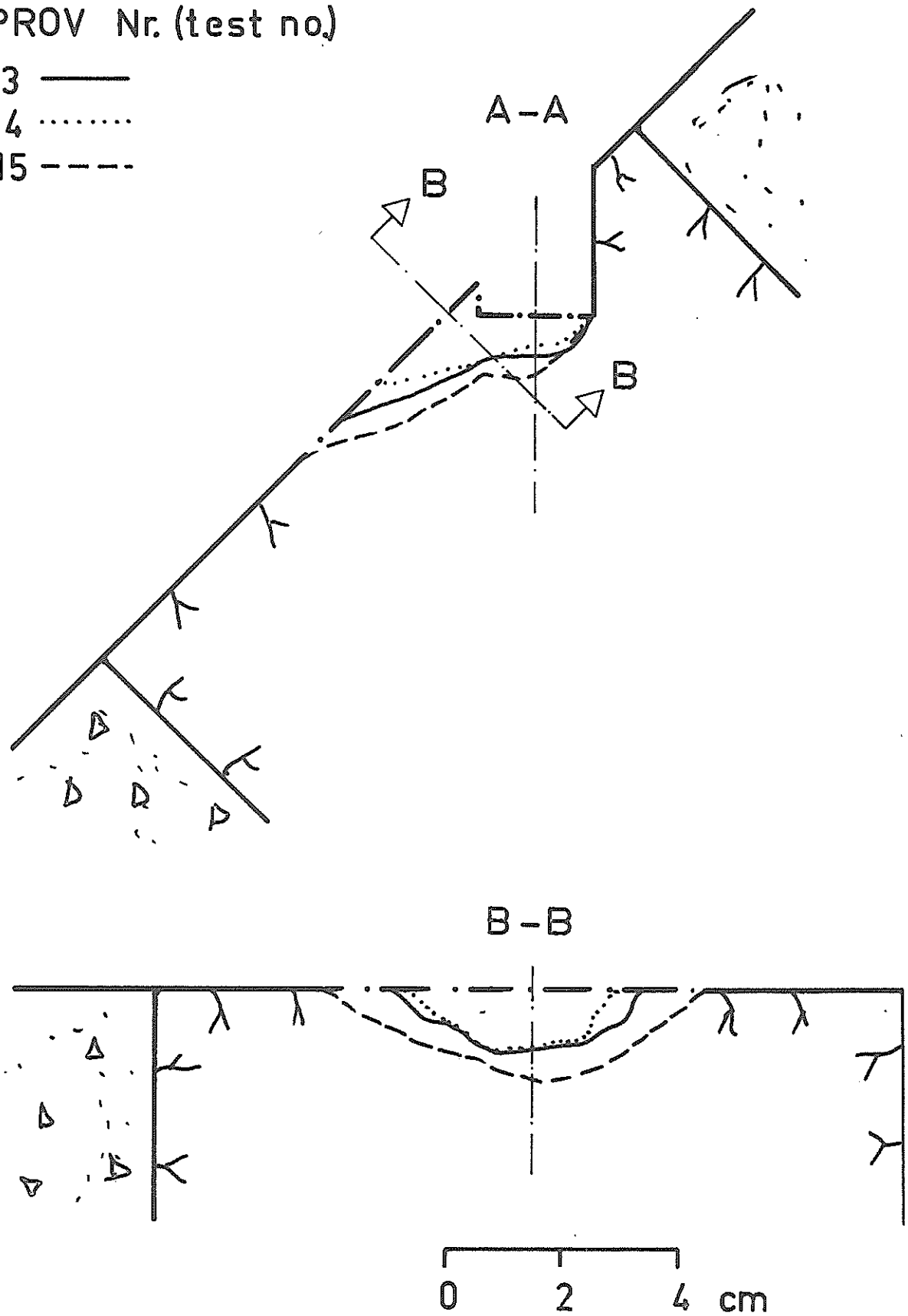
D/B=0

PROV Nr. (test no.)

13 ———

14 (dotted line)

15 - - - - (dashed line)



GRANIT (granite)

3:6

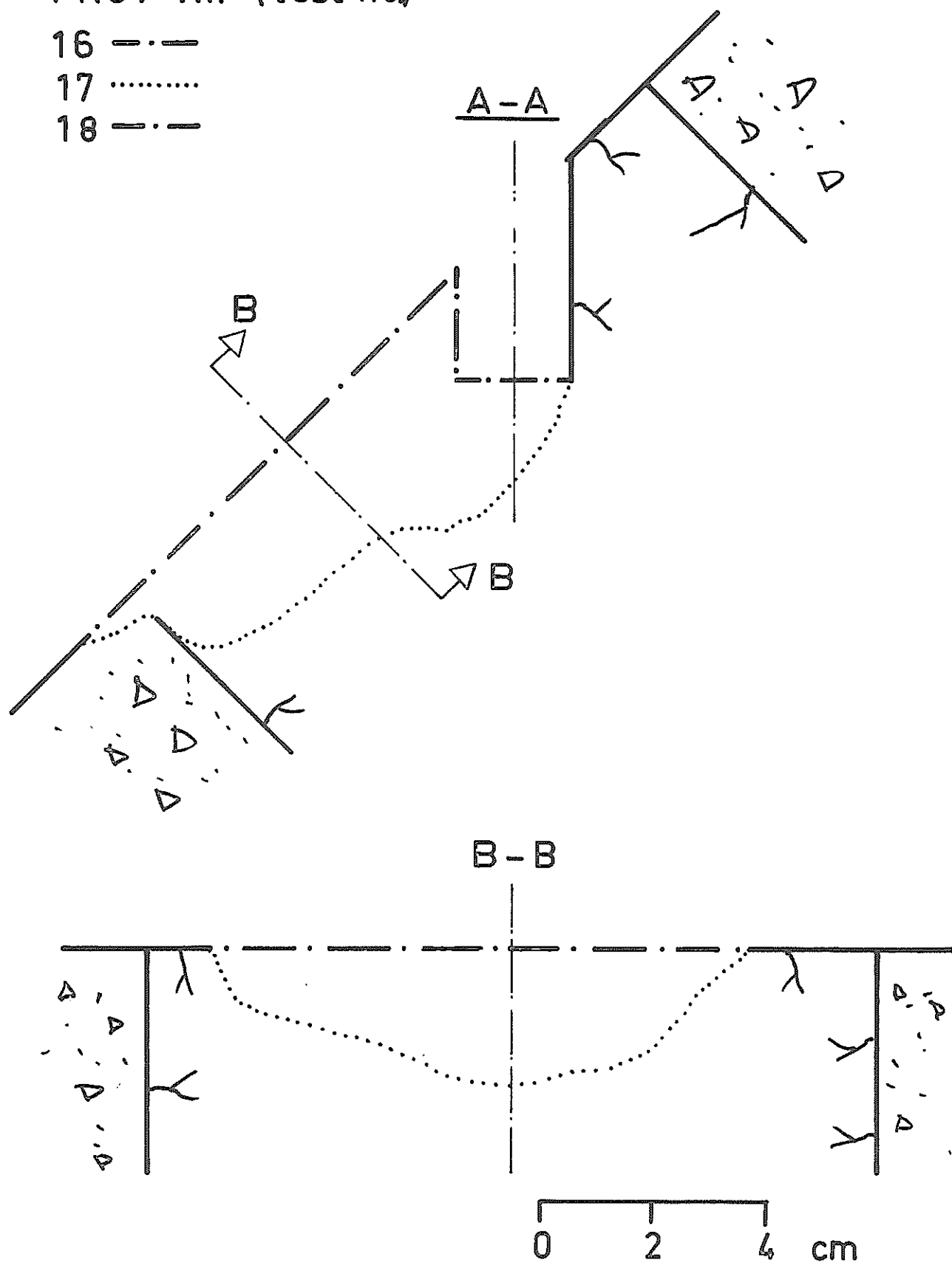
$$\alpha = 45^\circ$$

$$D/B = 1$$

PROV Nr. (test no)

16 — · —

17
18 — · —



GRANIT (granite)

3:7

$\alpha = 60^\circ$

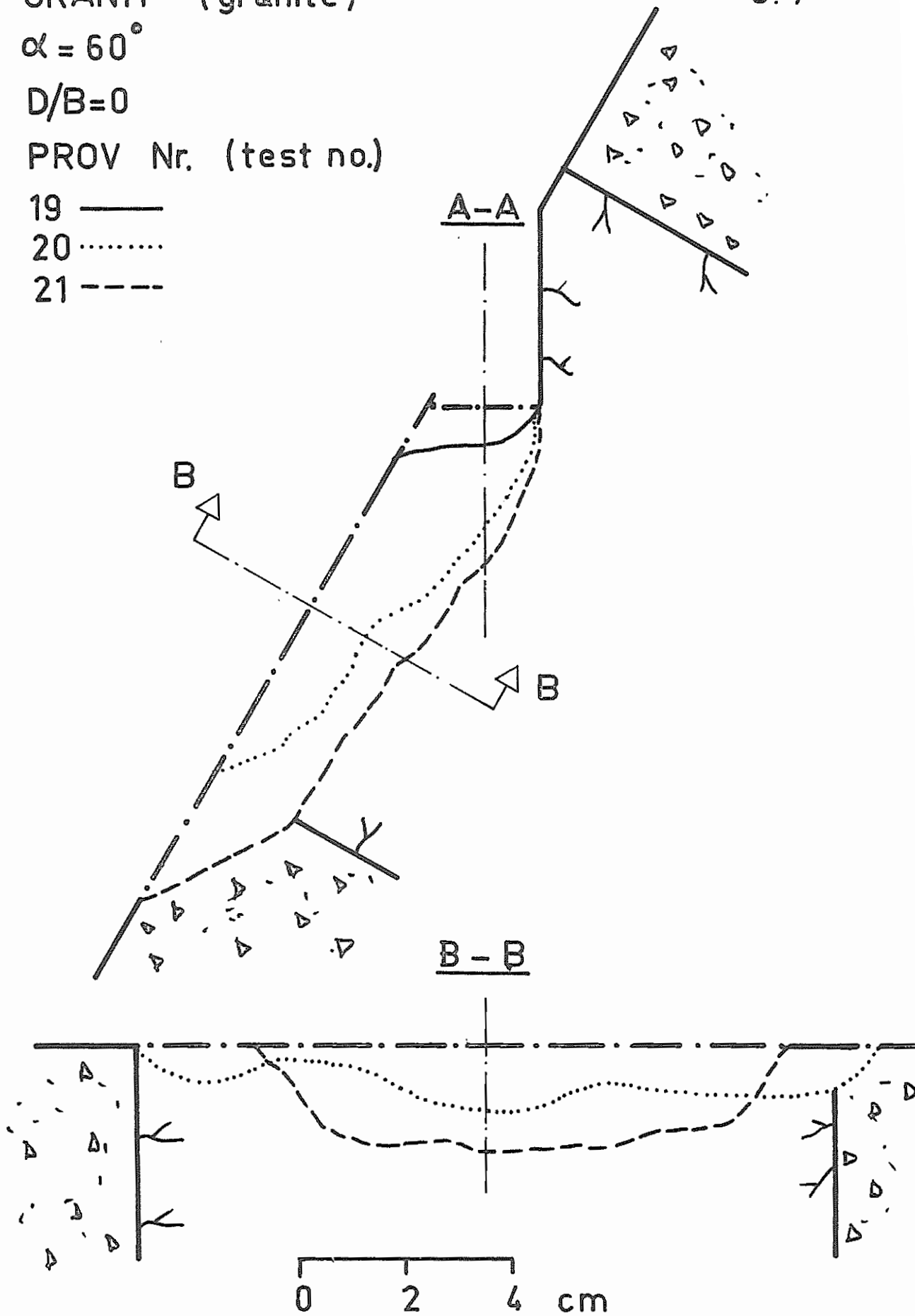
D/B=0

PROV Nr. (test no.)

19 ———

20 (dotted)

21 - - - - (dashed)



GRANIT (granite)

3:8

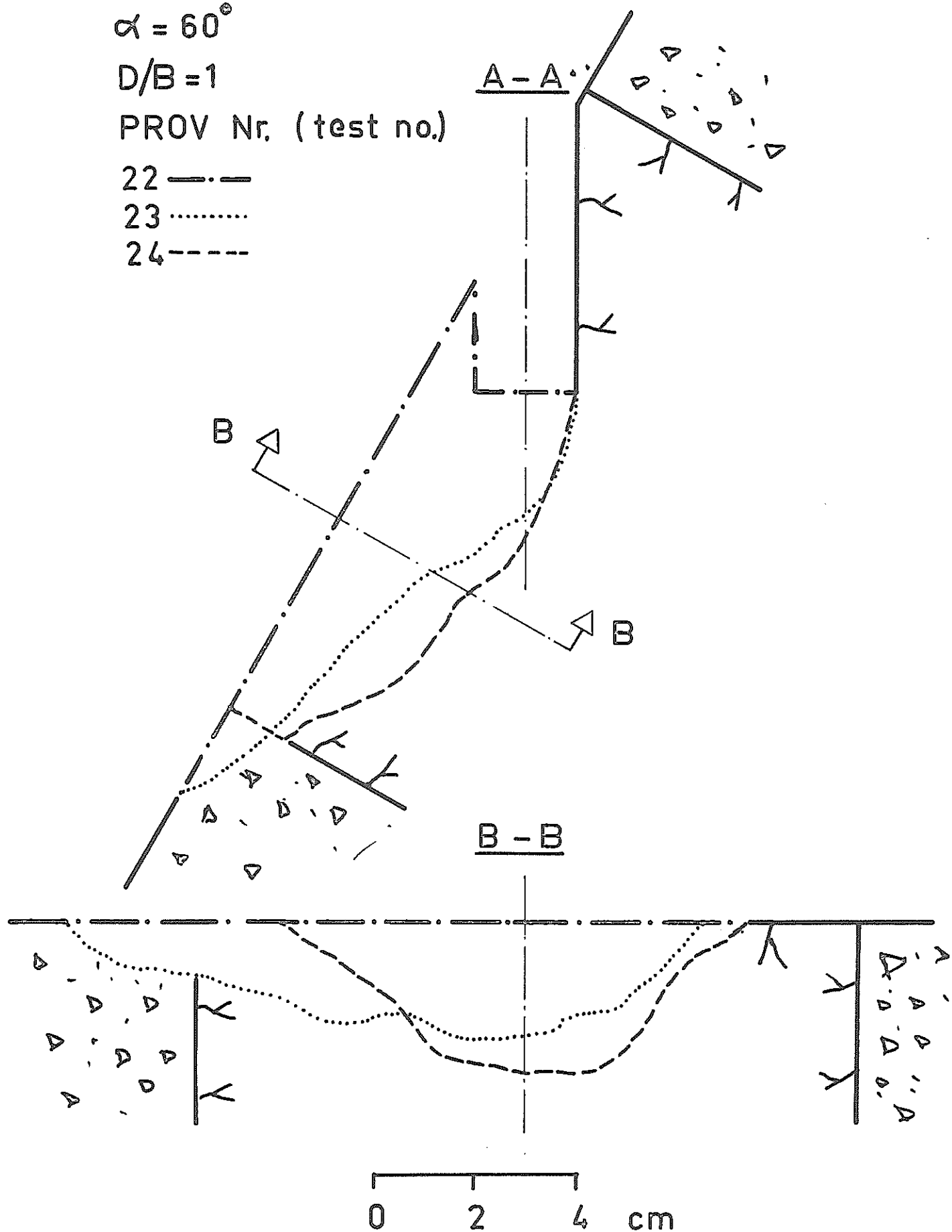
$$\alpha = 60^\circ$$
$$D/B = 1$$

PROV Nr. (test no.)

22 _____

23

24-----



KALKSTEN (limestone)

3:9

$\alpha = 0^\circ$

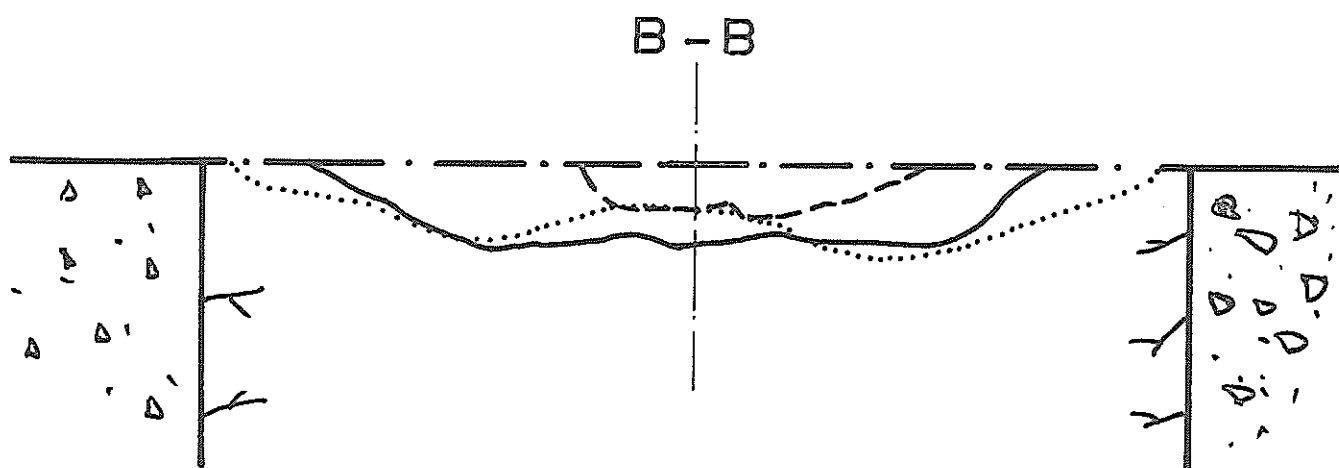
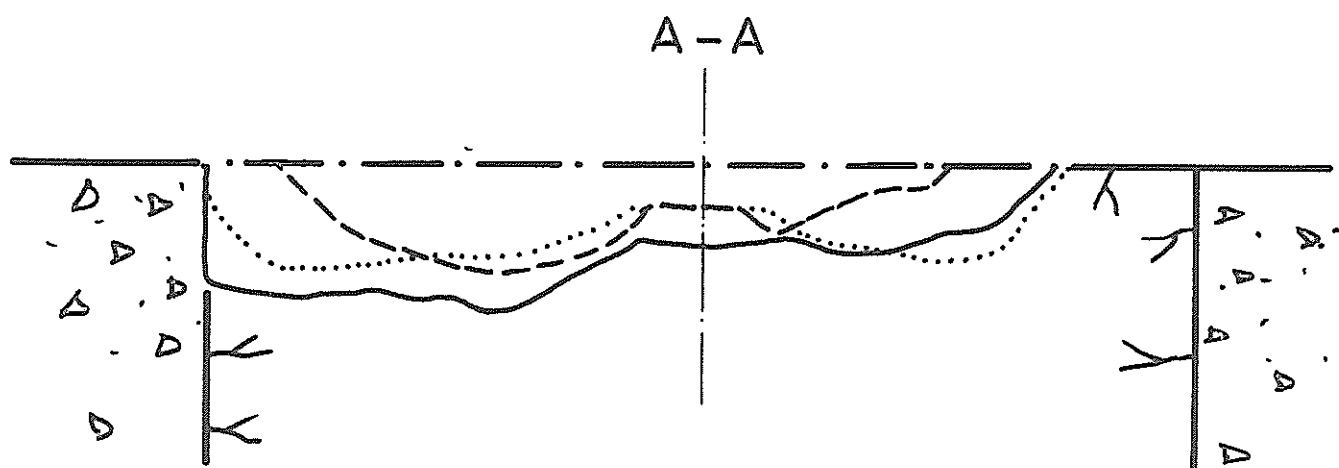
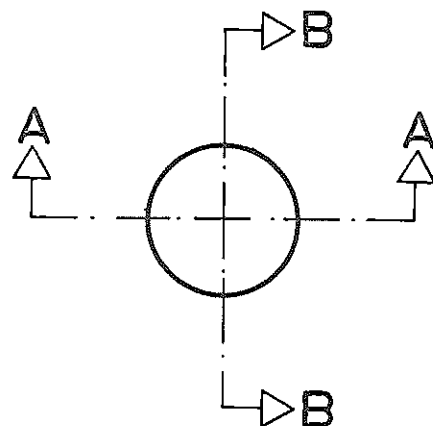
D/B=0

PROV Nr. (test no.)

101 ———

102 (dotted line)

103 - - - - (dashed line)



0 2 4 cm

KALKSTEN

(limestone)

3:10

$\alpha = 0^\circ$

D/B=1

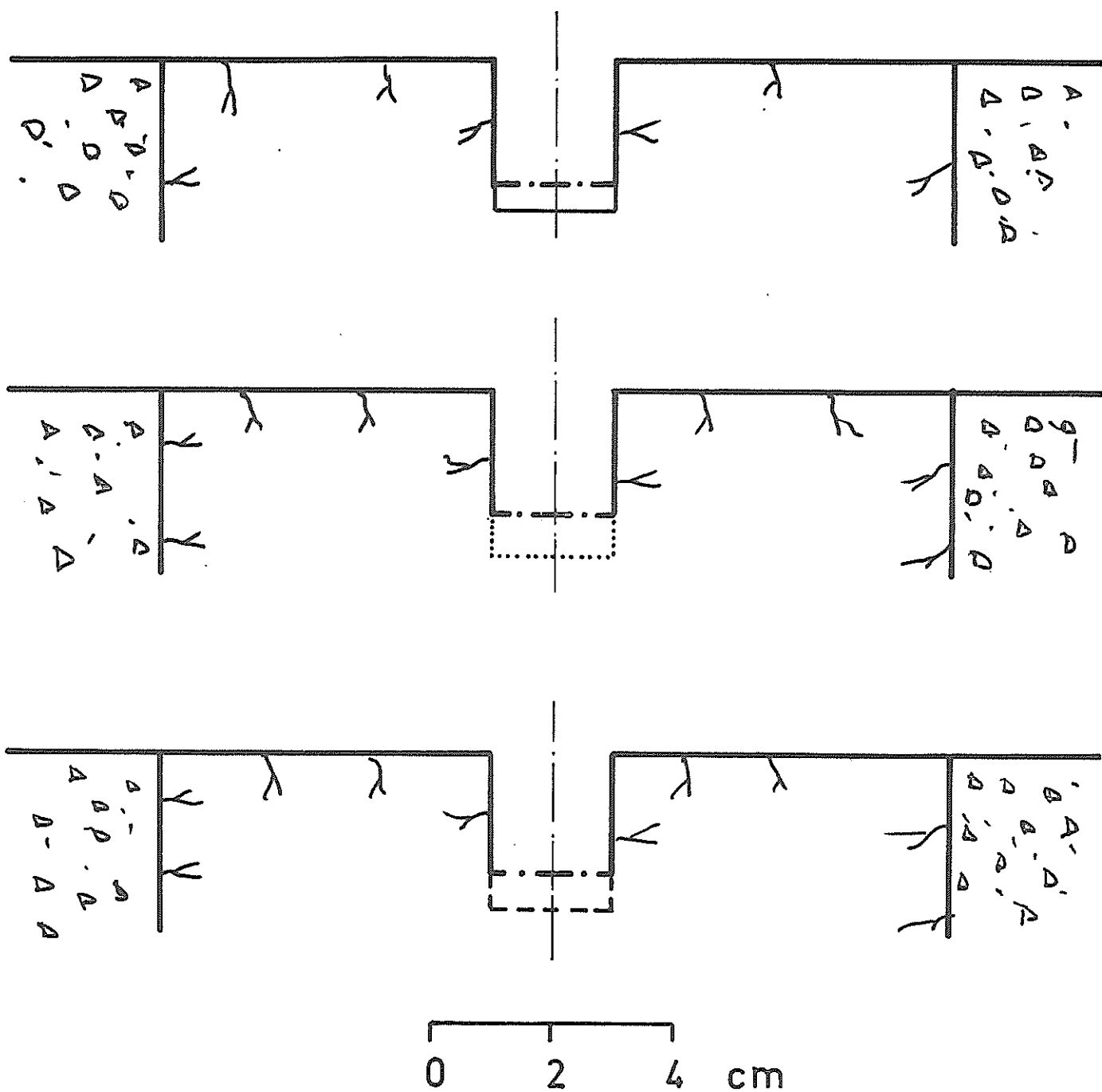
PROV Nr.

(test no.)

104 ———

105
.....

106 -----



KALKSTEN (limestone)

3:11

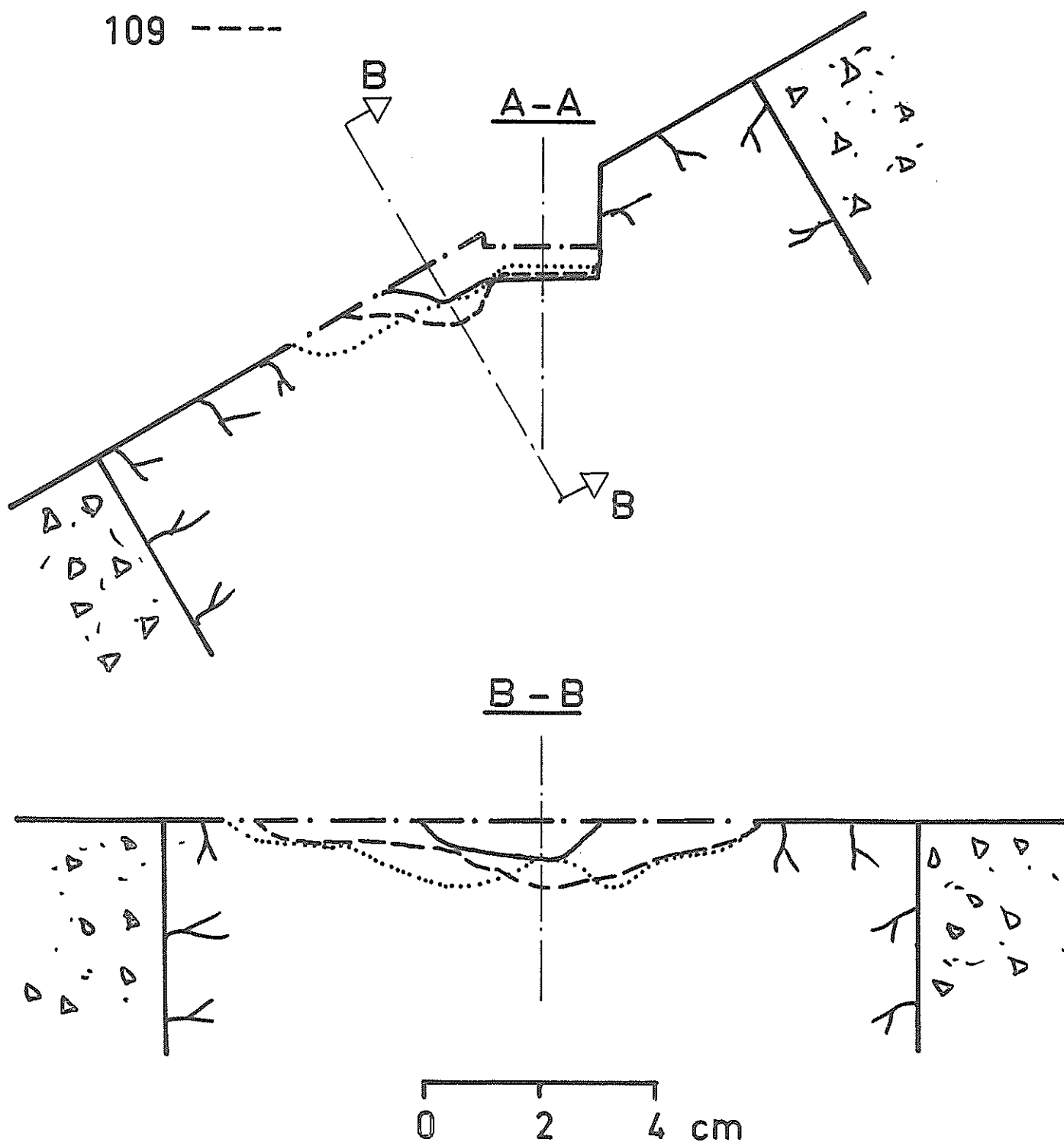
$\alpha = 30^\circ$

D/B=0

PROV Nr. (test no.)

107 ———

108
109 -----



KALKSTEN (limestone)

3:12

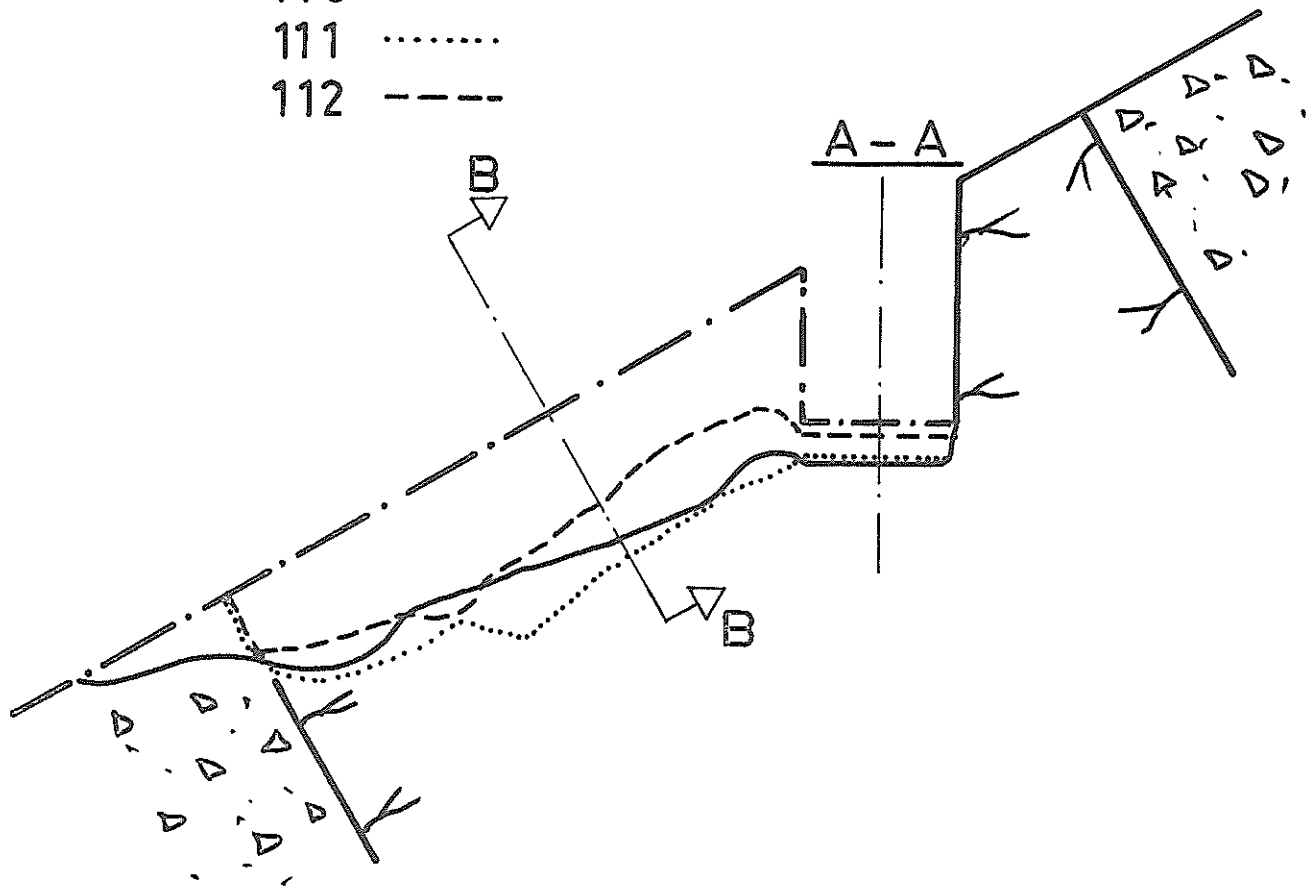
$\alpha = 30^\circ$

D/B=1

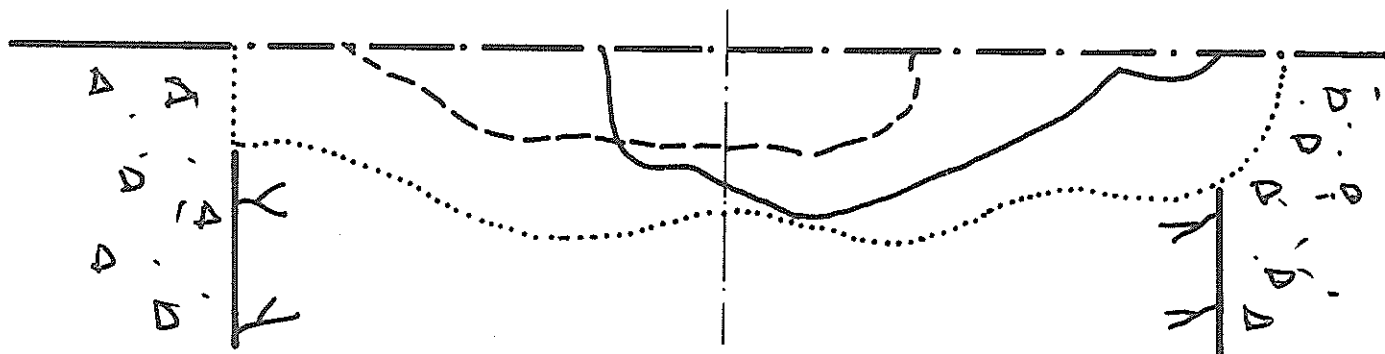
PROV Nr. (test no.)

110 ———

111
112 -----



B - B



0 2 4 cm

KALKSTEN (limestone)

3:13

$\alpha = 45^\circ$

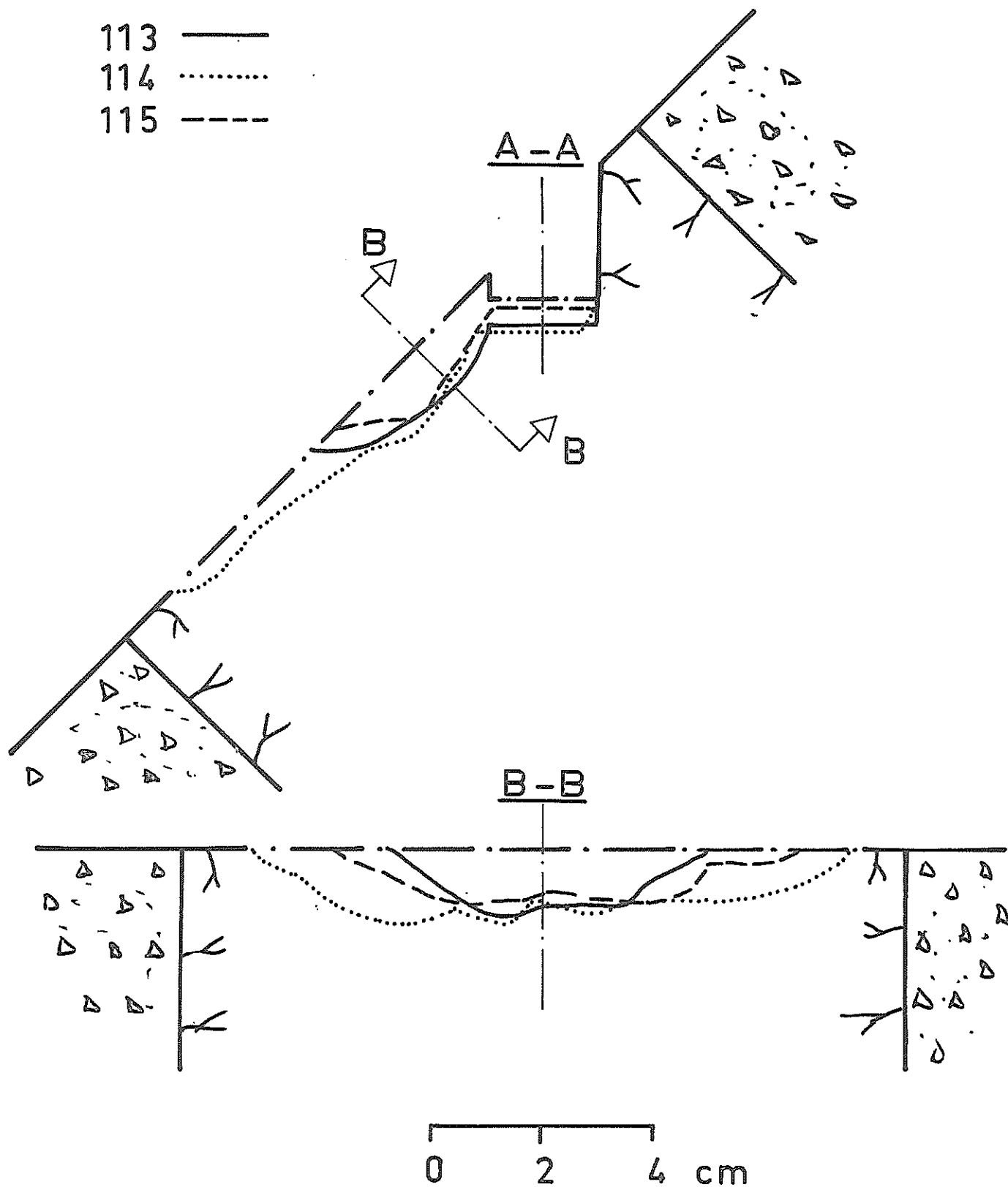
D/B=0

PROV Nr. (test no.)

113 ———

114 (dotted line)

115 - - - - (dashed line)



KALKSTEN (limestone)

3:14

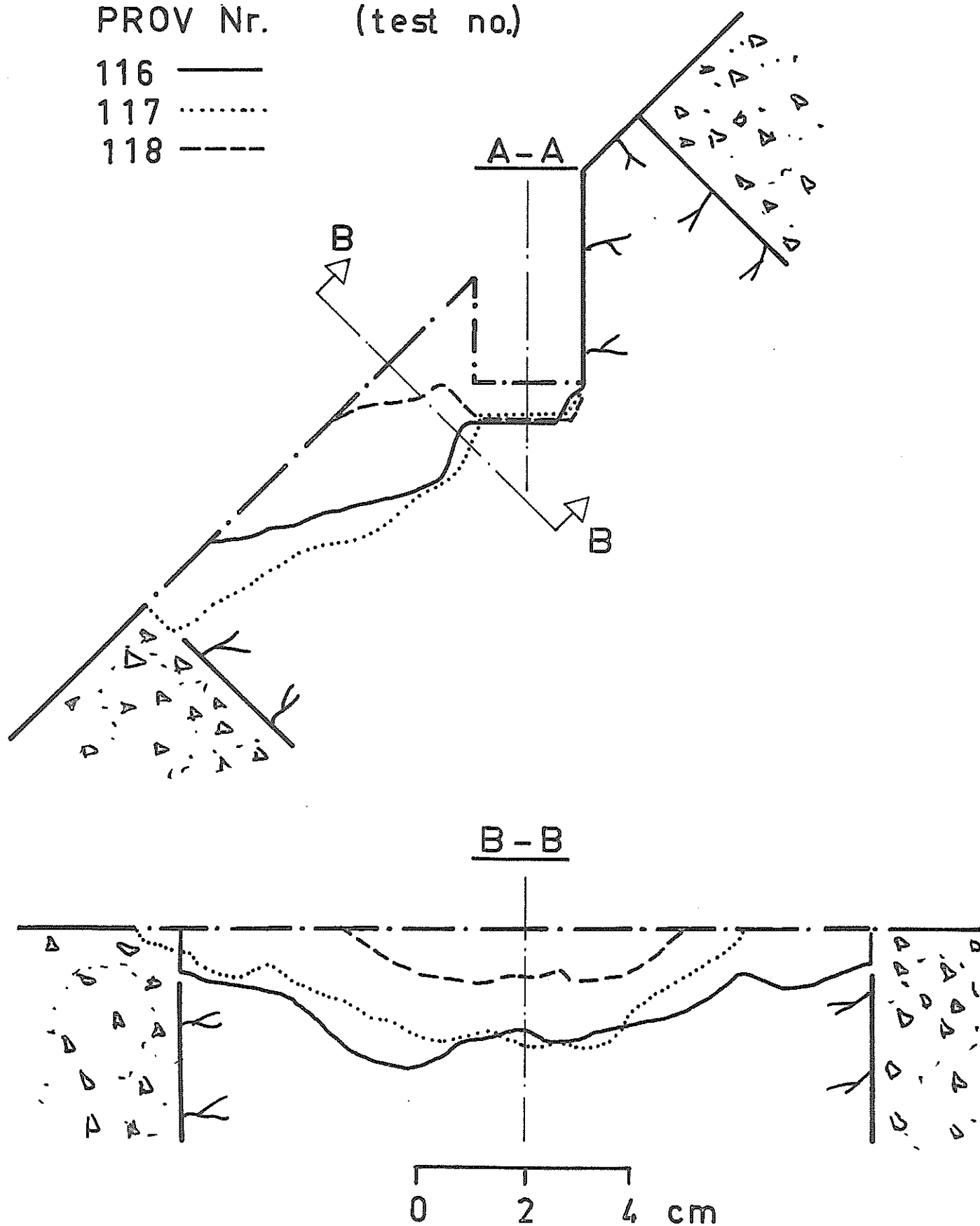
$\alpha = 45^\circ$

D/B=1

PROV Nr. (test no.)

116 ———

117
118 -----



KALKSTEN (limestone)

3:15

$\alpha = 60^\circ$

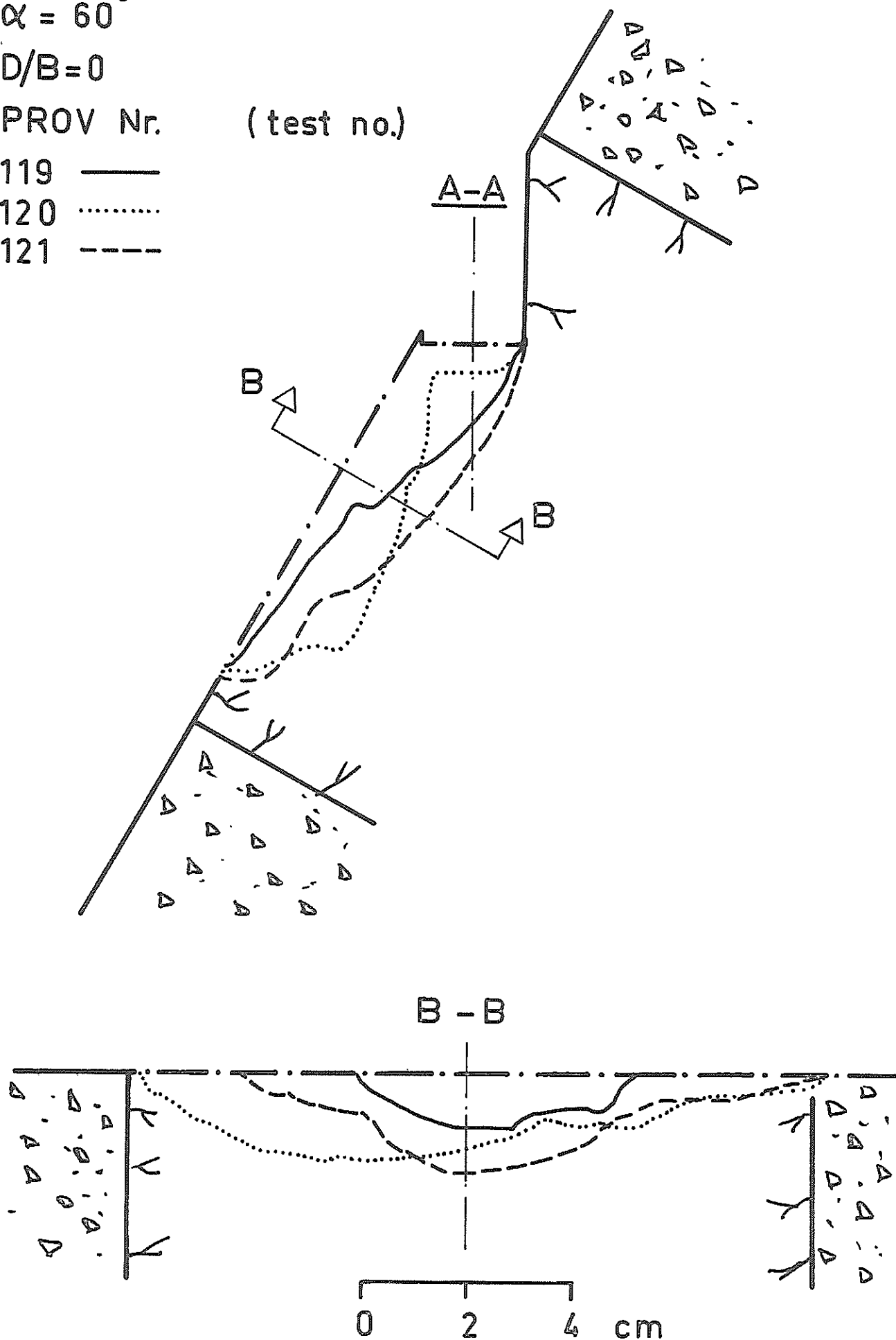
D/B=0

PROV Nr. (test no.)

119 ———

120 (dotted line)

121 - - - - (dashed line)



KALKSTEN (limestone)

3:16

$\alpha = 60^\circ$

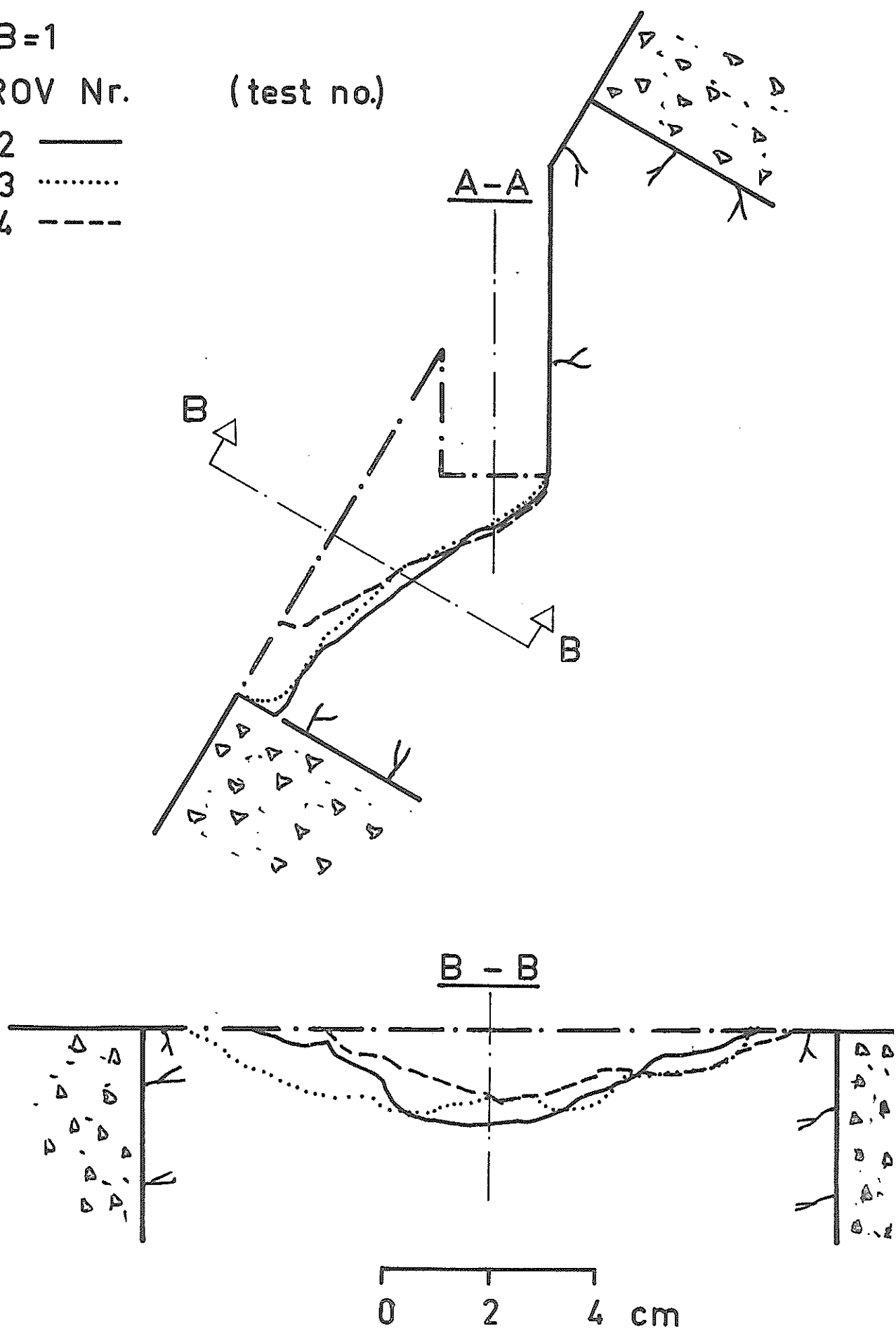
D/B=1

PROV Nr. (test no.)

122 ———

123 (dotted line)

124 - - - - (dashed line)



SANDSTEN (sandstone)

3:17

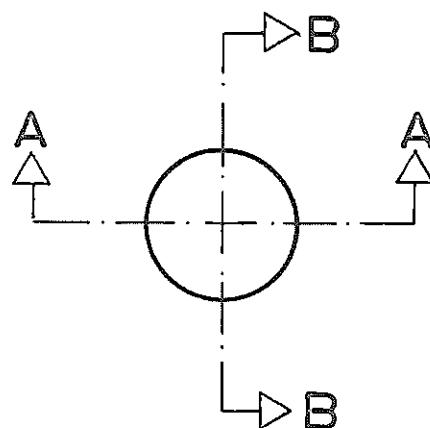
$\alpha = 0^\circ$

D/B=0

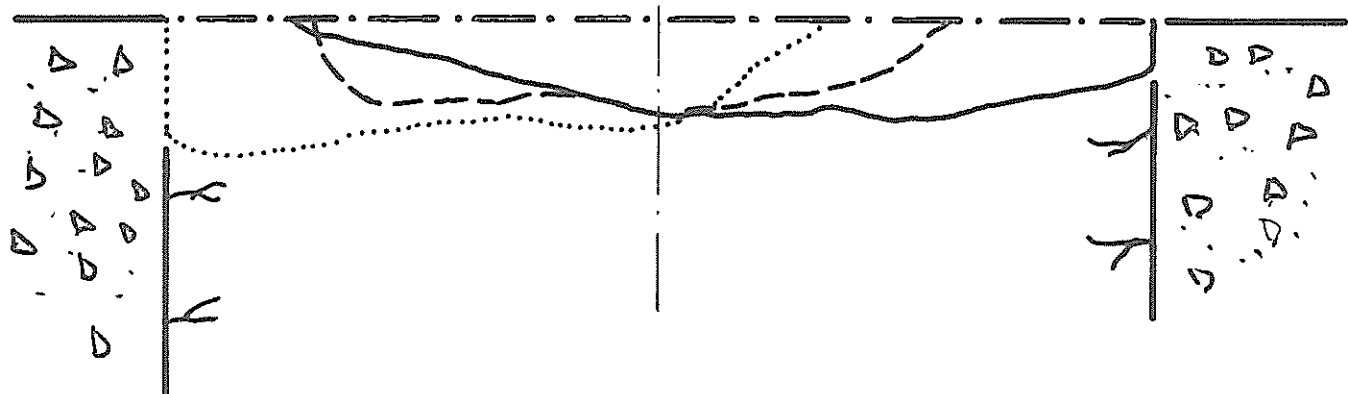
PROV Nr. (test no.)

201 ———

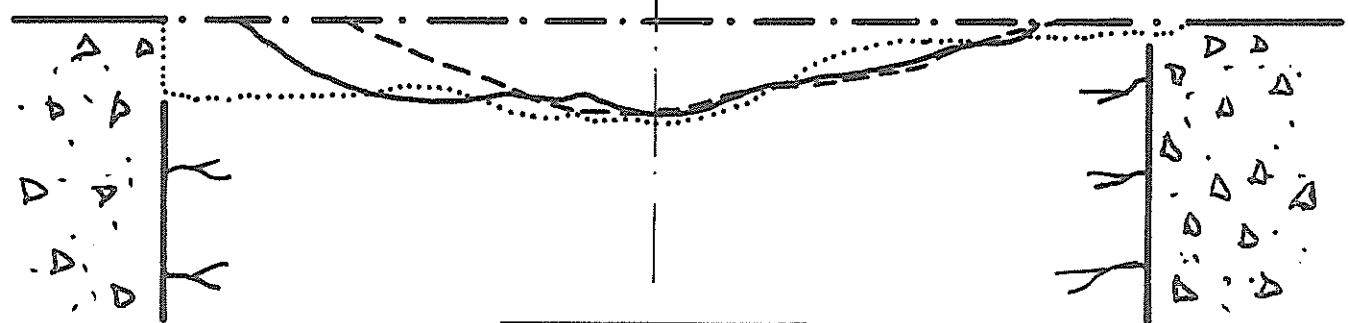
202
203 -----



A - A



B - B



0 2 4 cm

SANDSTEN (sandstone)

3:18

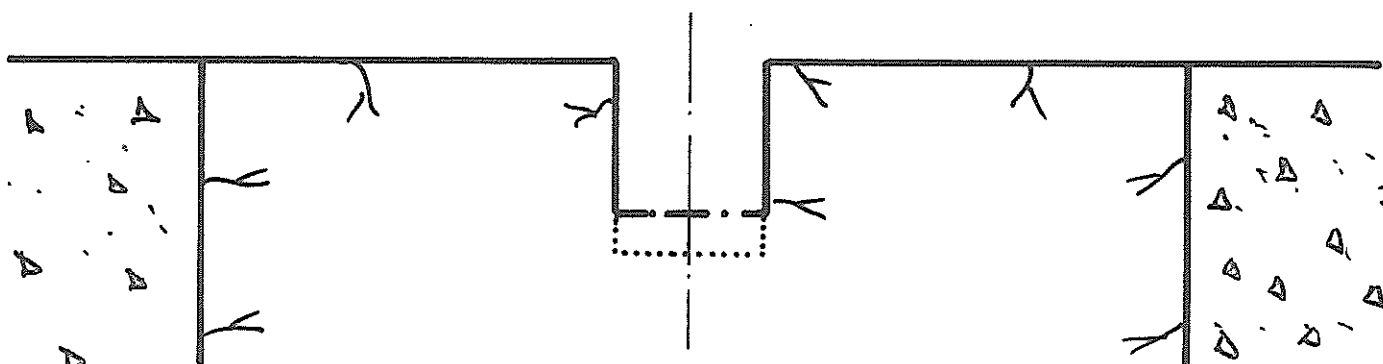
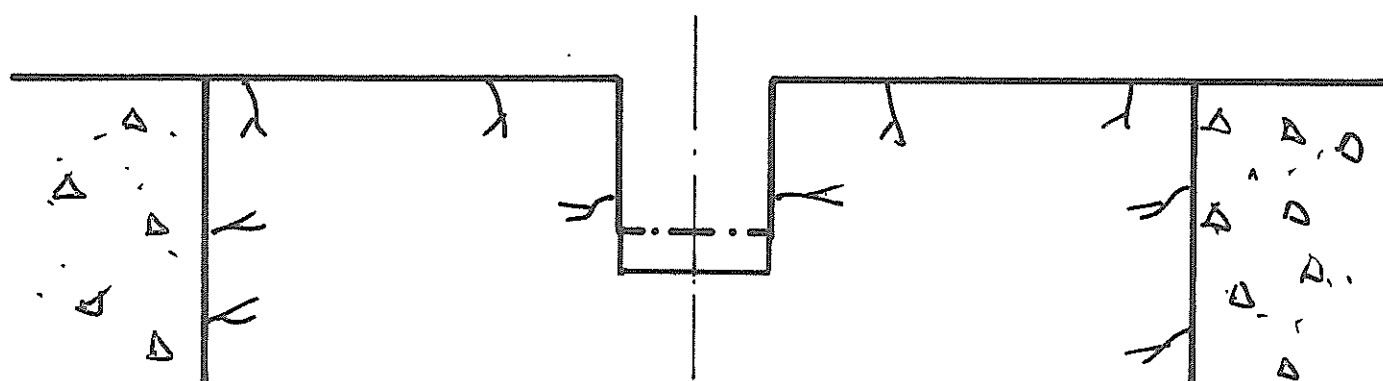
$\alpha = 0^\circ$

D/B=1

PROV Nr. (test no.)

204 ———

205



0 2 4 cm

SANDSTEN (sandstone)

3:19

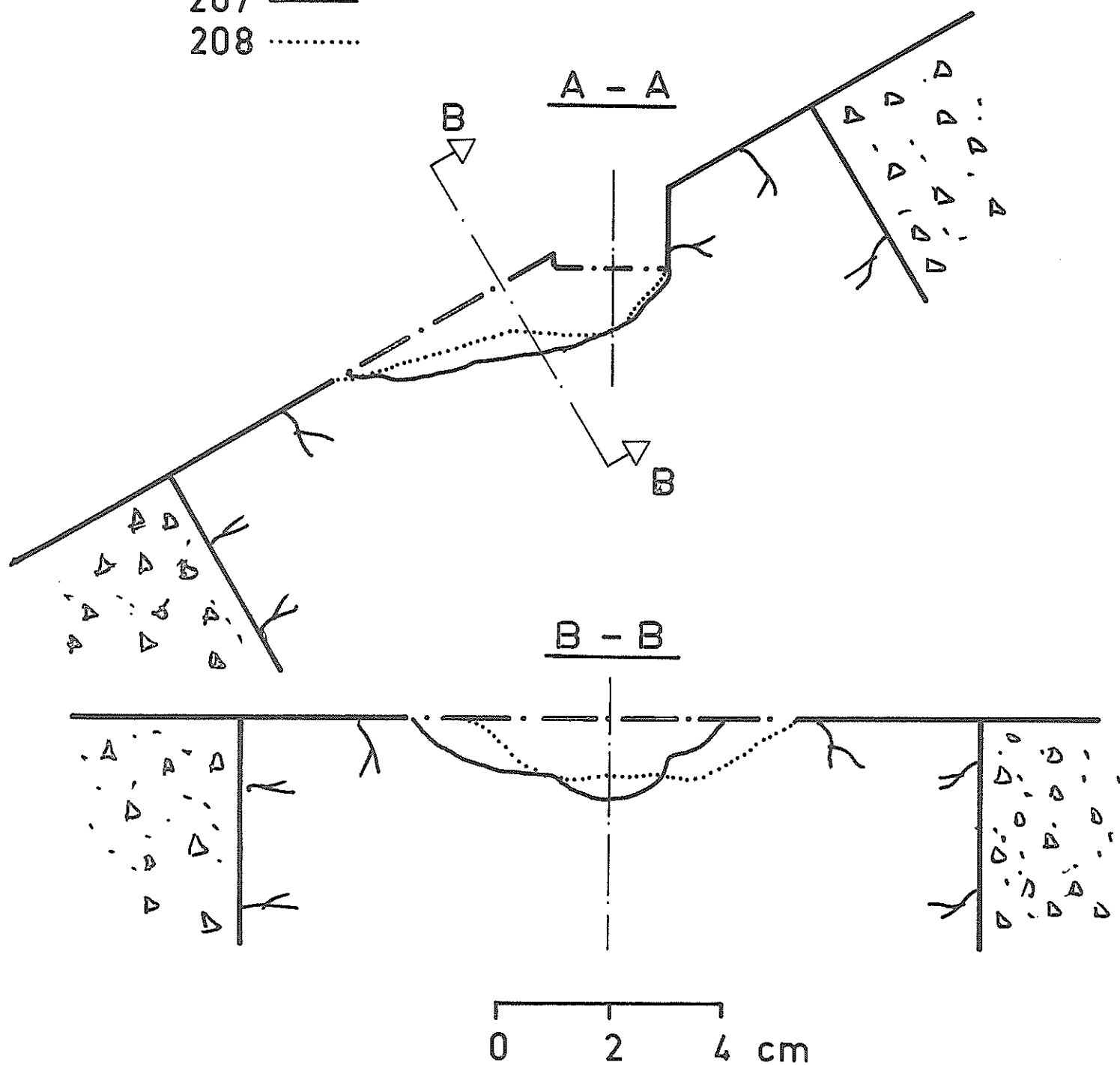
$\alpha = 30^\circ$

D/B = 0

PROV Nr. (test no.)

207 ———

208 ······



SANDSTEN (sandstone)

3:20

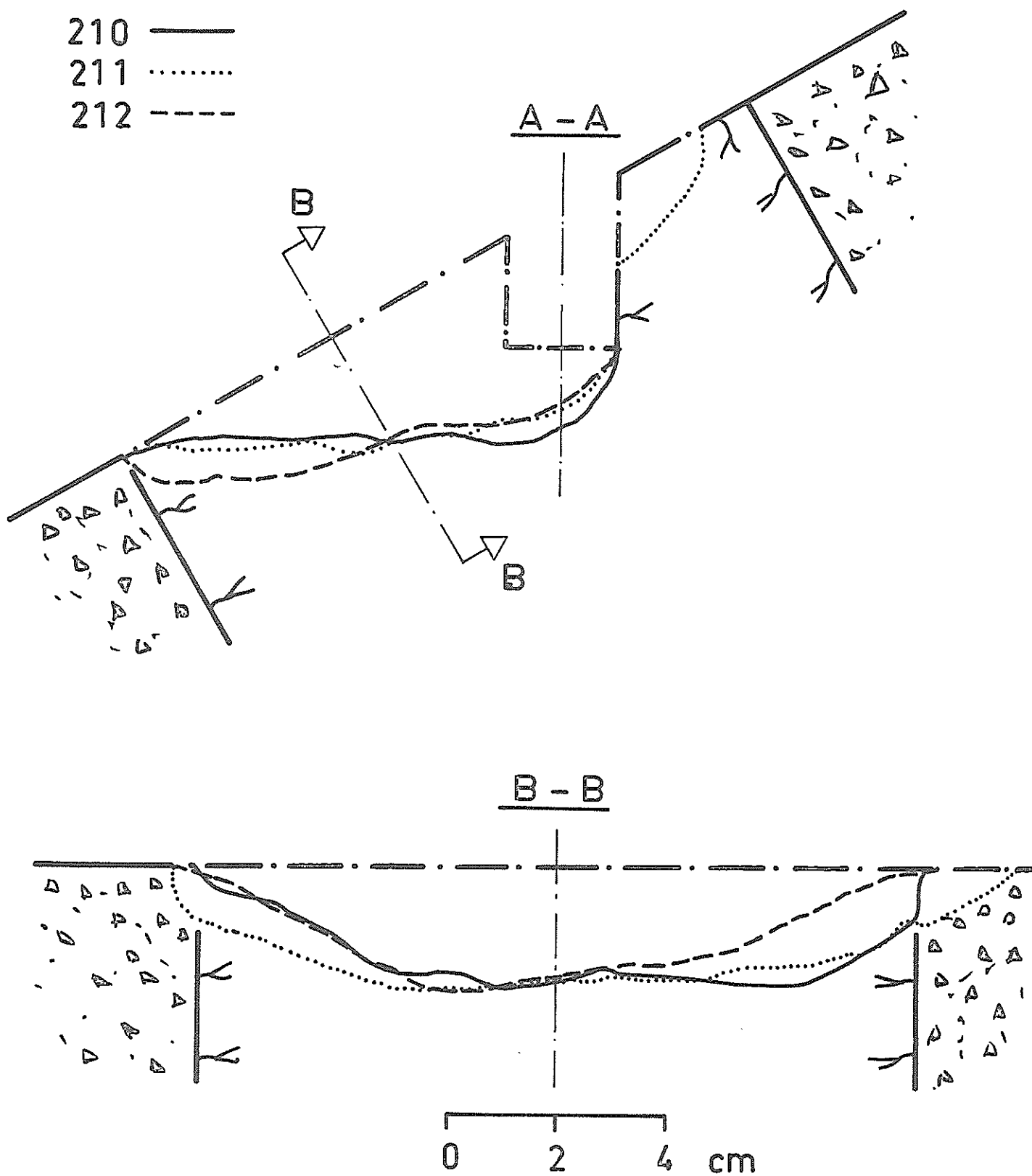
$\alpha = 30^\circ$

D/B=1

PROV Nr. (test no.)

210 ———

211
212 -----



SANDSTEN

(sandstone)

3:21

$\alpha = 45^\circ$

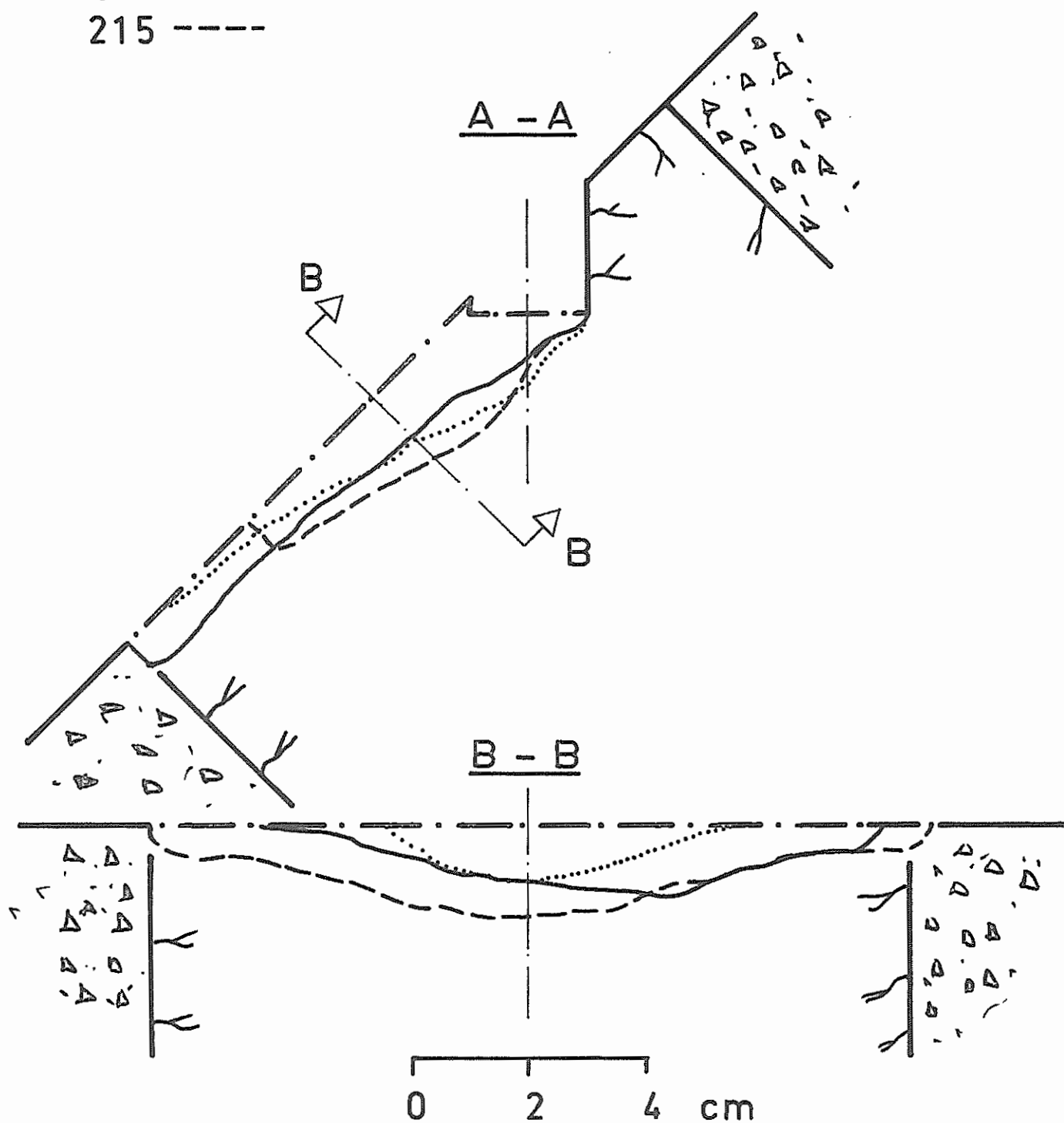
$D/B = 0$

PROV. Nr.

(test no)

213 ———

214
215 -----



SANDSTEN (sandstone)

3:22

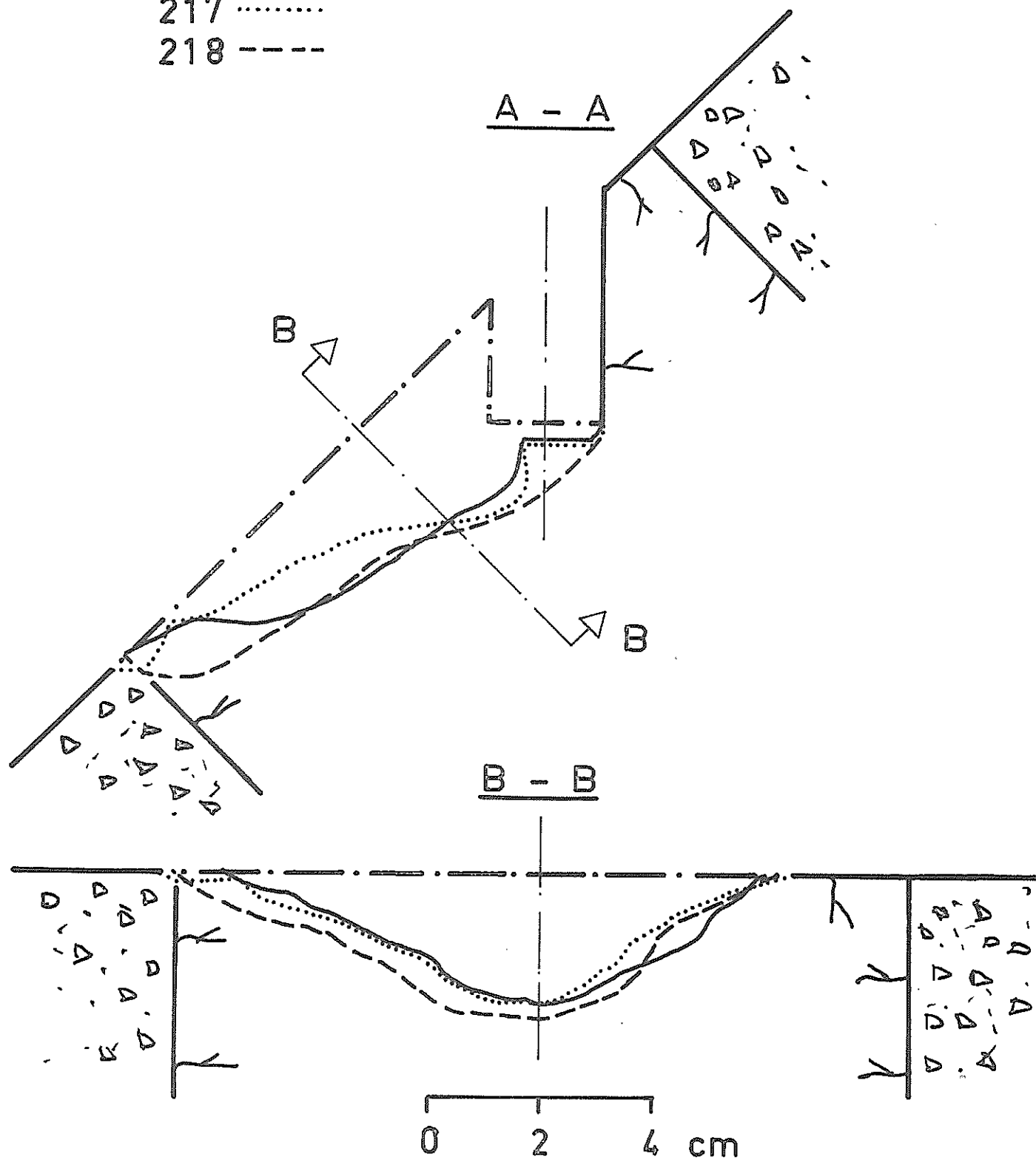
$\alpha = 45^\circ$

D/B=1

PROV Nr. (test no.)

216 ———

217
218 -----



SANDSTEN (sandstone)

3:23

$\alpha = 60^\circ$

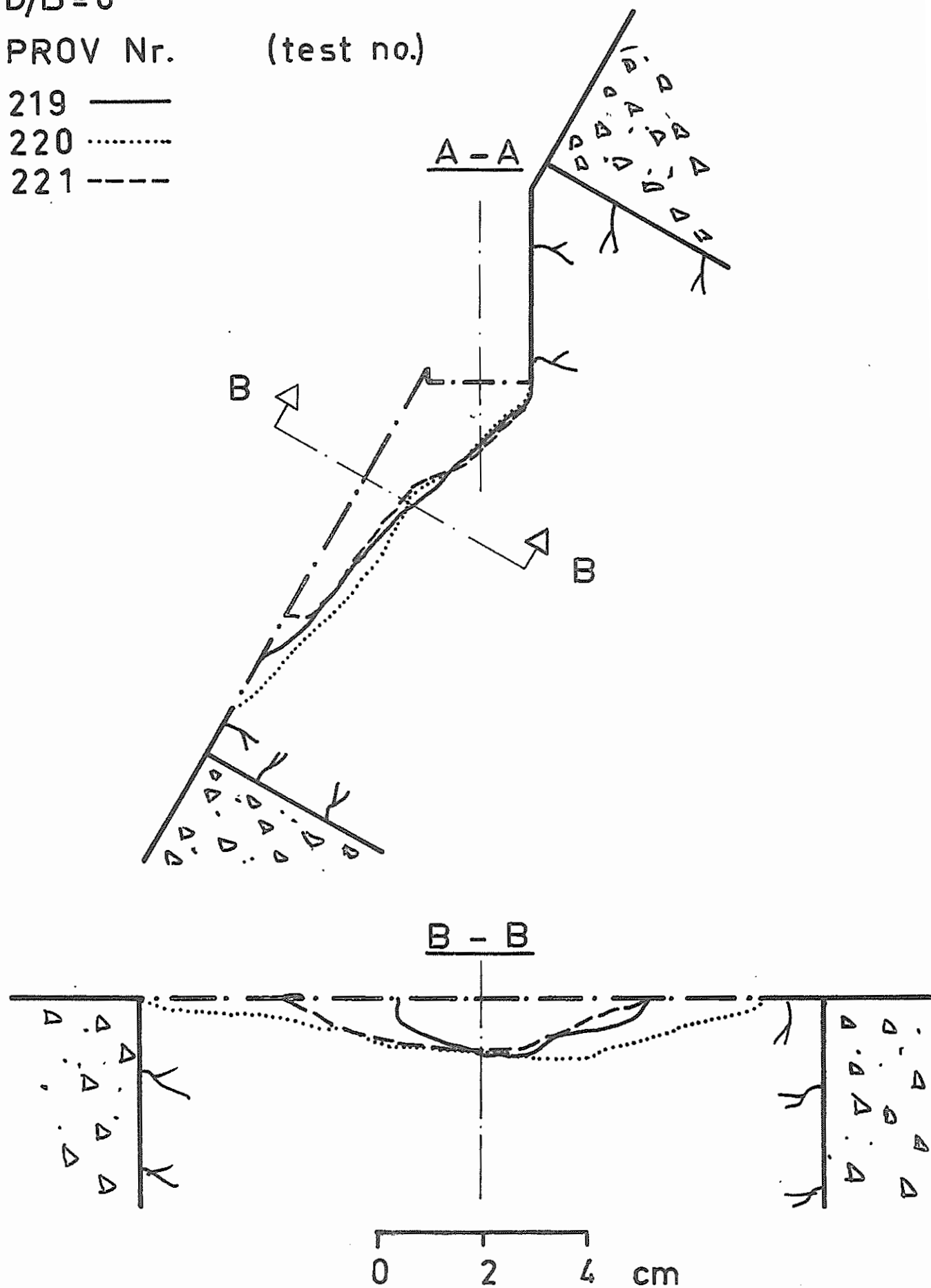
D/B=0

PROV Nr. (test no.)

219 ———

220 (dotted line)

221 ---- (dashed line)



SANDSTEN (sandstone)

3:24

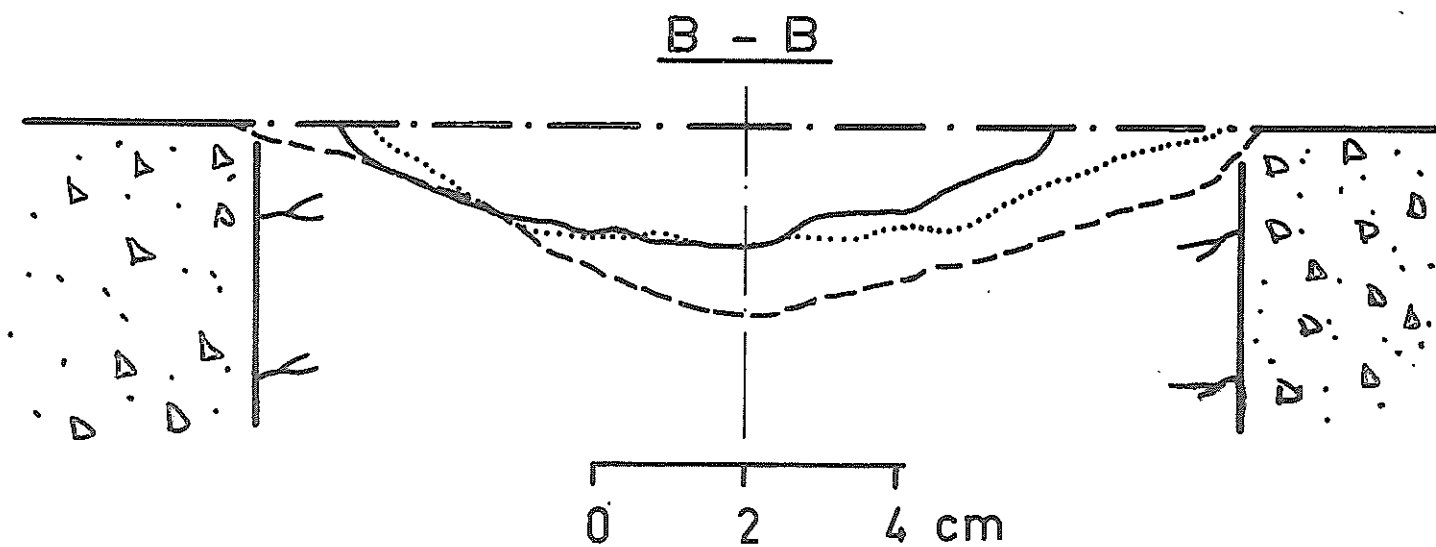
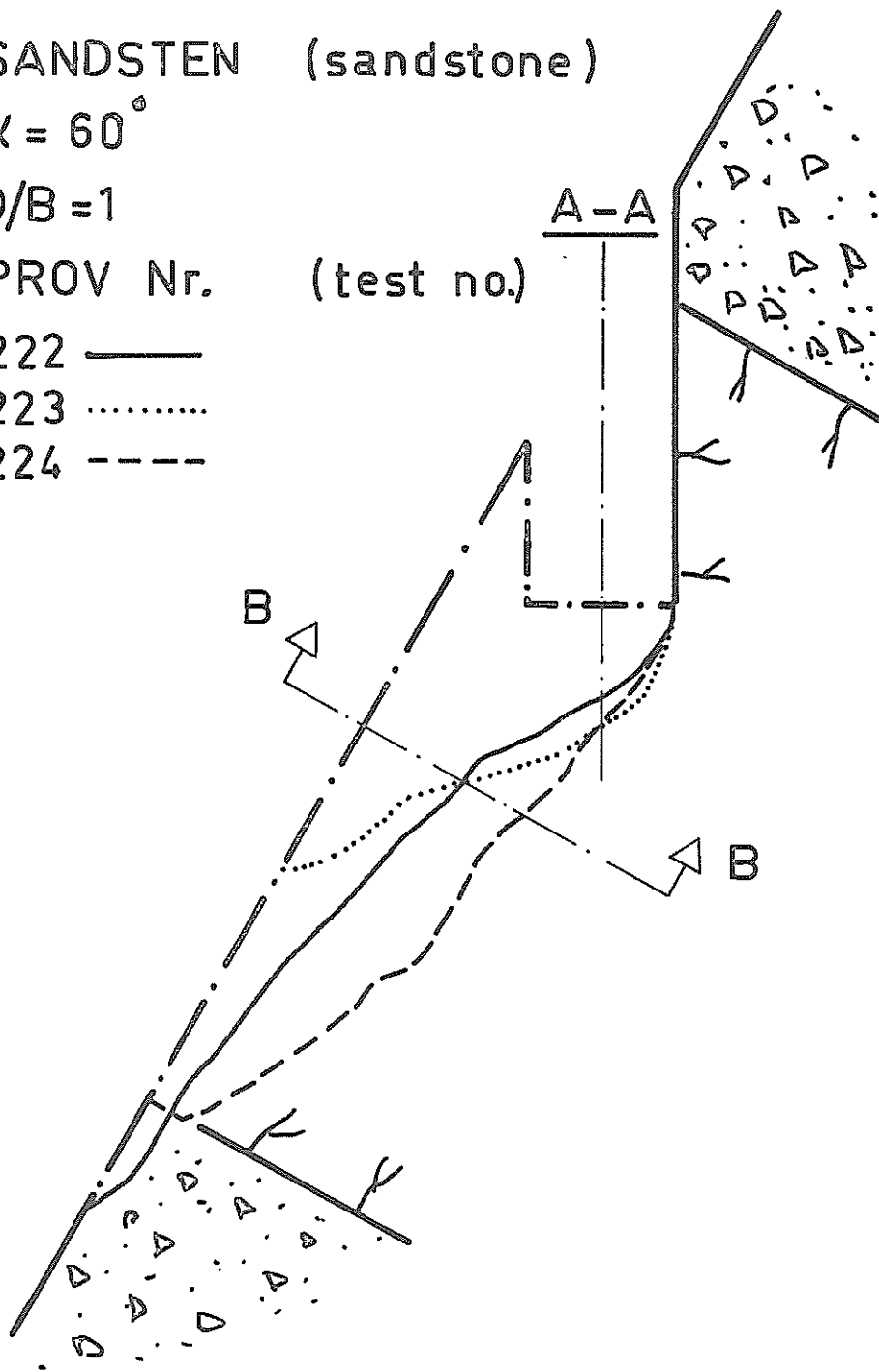
$\alpha = 60^\circ$

D/B = 1

PROV Nr. (test no.)

222 ———

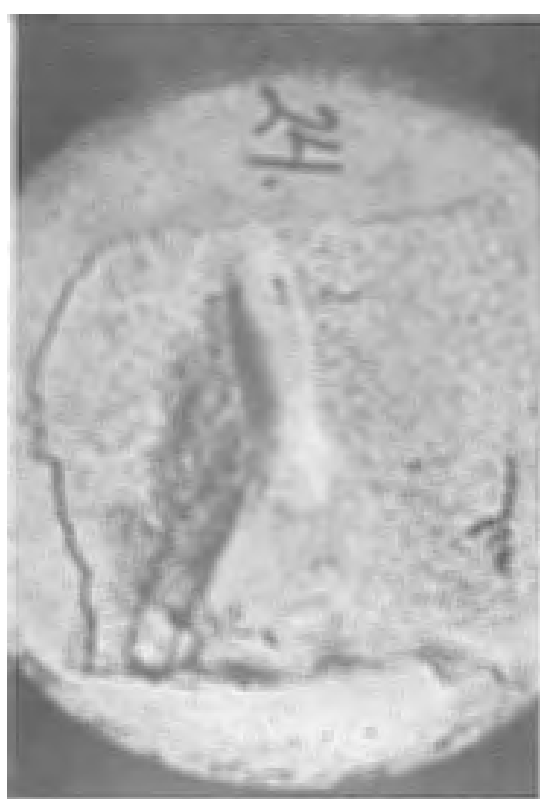
223
224 -----





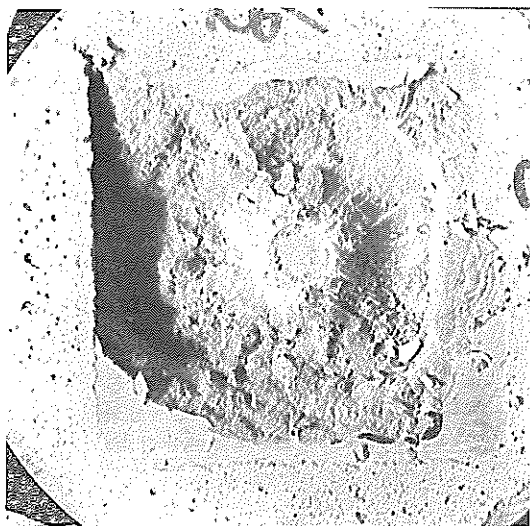
PROV Nr. 13 (GRANIT, $\alpha = 45^\circ$, D/B = 0) PROV Nr. 17 (GRANIT, $\alpha = 45^\circ$, D/B = 1)

Test No. 13 (Granite, $\alpha = 45^\circ$, D/B = 0) Test No. 17 (Granite, $\alpha = 45^\circ$, D/B = 1)



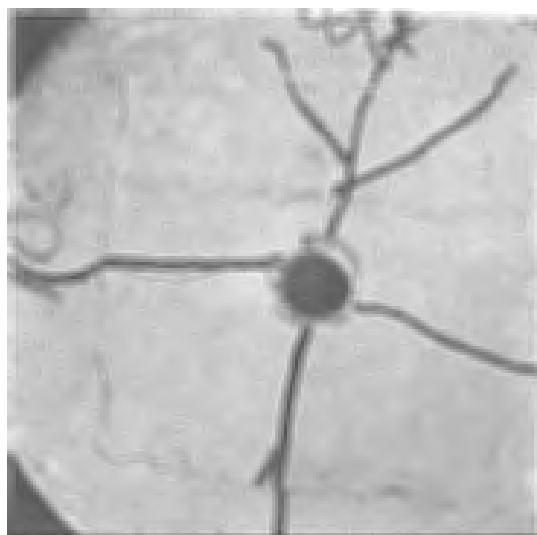
PROV Nr. 24 (GRANIT, $\alpha = 60^\circ$, D/B = 1)

Test No. 24 (Granite, $\alpha = 60^\circ$, D/B = 1)



PROV Nr. 102 (KALKSTEN, $\alpha = 0^\circ$,
D/B = 0)

Test No. 102 (Limestone, $\alpha = 0^\circ$,
D/B = 0)



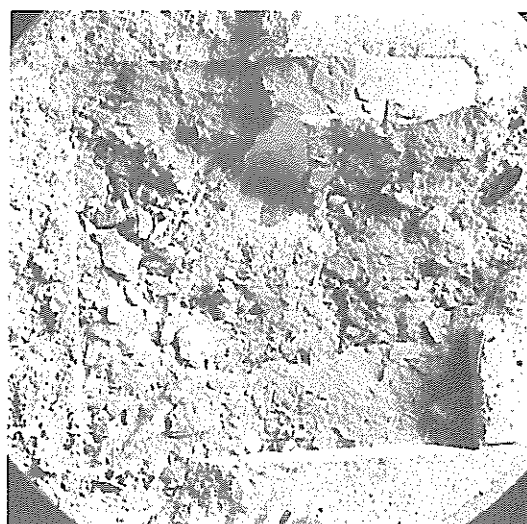
PROV Nr. 106 (KALKSTEN, $\alpha = 0^\circ$,
D/B = 1)

Test No. 106 (Limestone, $\alpha = 0^\circ$,
D/B = 1)



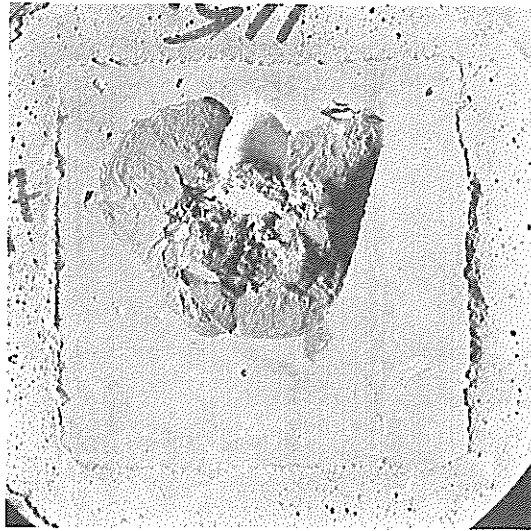
PROV Nr. 109 (KALKSTEN, $\alpha = 30^\circ$,
D/B = 0)

Test No. 109 (Limestone, $\alpha = 30^\circ$,
D/B = 0)



PROV Nr. 111 (KALKSTEN, $\alpha = 30^\circ$,
D/B = 1)

Test No. 111 (Limestone, $\alpha = 30^\circ$,
D/B = 1)



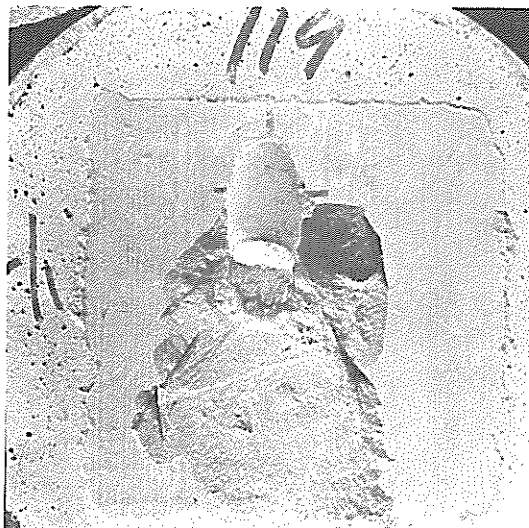
PROV Nr. 115 (KALKSTEN, $\alpha = 45^\circ$,
D/B = 0)

Test No. 115 (Limestone, $\alpha = 45^\circ$,
D/B = 0)



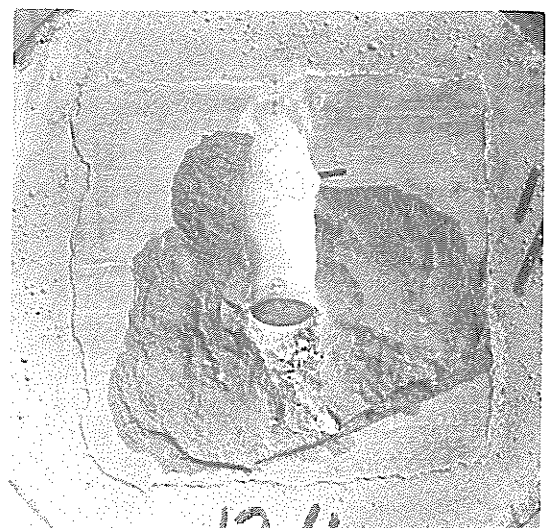
PROV Nr. 117 (KALKSTEN, $\alpha = 45^\circ$,
D/B = 1)

Test No. 117 (Limestone, $\alpha = 45^\circ$,
D/B = 1)



PROV Nr. 119 (KALKSTEN, $\alpha = 60^\circ$,
D/B = 0)

Test No. 119 (Limestone, $\alpha = 60^\circ$,
D/B = 0)



PROV Nr. 124 (KALKSTEN, $\alpha = 60^\circ$,
D/B = 1)

Test No. 124 (Limestone, $\alpha = 60^\circ$,
D/B = 1)



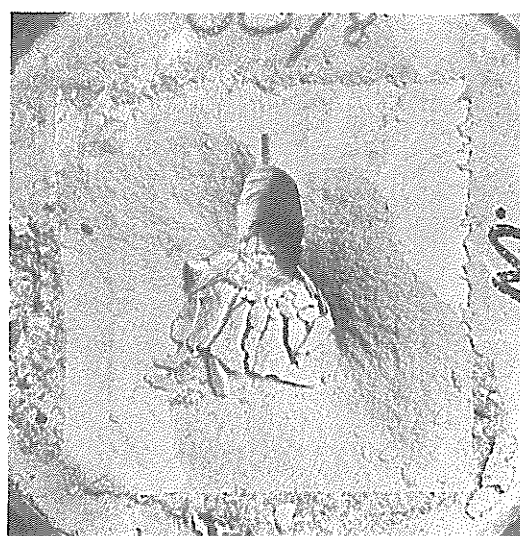
PROV Nr. 201 (SANDSTEN, $\alpha = 0^\circ$, D/B = 0)

Test No. 201 (Sandstone, $\alpha = 0^\circ$, D/B = 0)



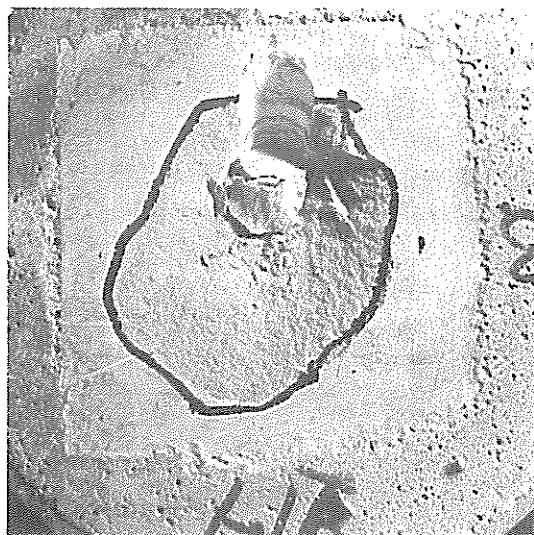
PROV Nr. 208 (SANDSTEN, $\alpha = 30^\circ$,
D/B = 0)

Test No. 208 (Sandstone, $\alpha = 30^\circ$,
D/B = 0)



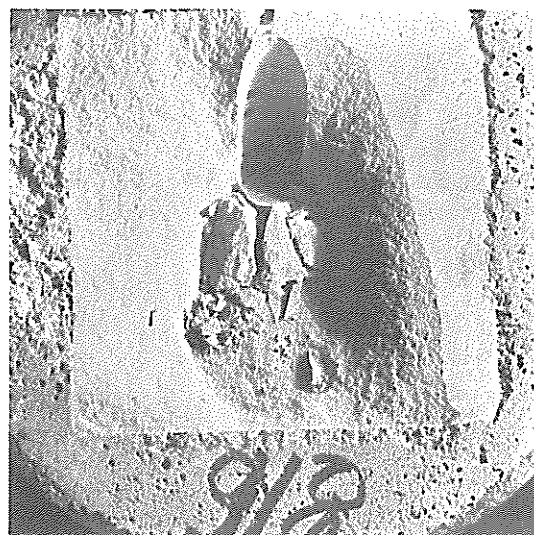
PROV Nr. 212 (SANDSTEN, $\alpha = 30^\circ$,
D/B = 1)

Test No. 212 (Sandstone, $\alpha = 30^\circ$,
D/B = 1)



PROV Nr. 214 (SANDSTEN, $\alpha = 45^\circ$,
D/B = 0)

Test No. 214 (Sandstone, $\alpha = 45^\circ$,
D/B = 0)



PROV Nr. 218 (SANDSTEN, $\alpha = 45^\circ$,
D/B = 1)

Test No. 218 (Sandstone, $\alpha = 45^\circ$,
D/B = 1)



PROV Nr. 221 (SANDSTEN, $\alpha = 60^\circ$,
D/B = 0)

Test No. 221 (Sandstone, $\alpha = 60^\circ$,
D/B = 0)



PROV Nr. 222 (SANDSTEN, $\alpha = 60^\circ$,
D/B = 1)

Test No. 222 (Sandstone, $\alpha = 60^\circ$,
D/B = 1)

SAMMANSTÄLLNING AV BROTTVÄRDEN

Summary of failure values

Resultat från belastningsförsök på granit.

(Results of loading tests on granite)

Prov nr (Test No.)	α °	D/B	Brottlast i Mp (Failure load in Mp)	Anmärkningar (Remarks)
1	0	0,0	44	1 Mp = $2,2 \cdot 10^3$ lb
2	0	0,0	44	
3	0	0,0	46	
27	0	0,6	58	
28	0	0,6	50	
29	0	0,6	58	
11	30	0,2	40	
12	30	0,2	52	
30	30	0,2	58	
7	30	1,0	56	
8	30	1,0	58	
9	30	1,0	52	
13	45	0,0	48	
14	45	0,1	40	
15	45	0,1	40	
16	45	1,2	52	
17	45	1,0	56	
18	45	1,0	56	
19	60	0,1	28	
20	60	0,1	26	
21	60	0,1	28	
22	60	1,0	—	Betongbrott (Concrete fracture)
23	60	1,1	38	
24	60	1,0	36	

Resultat från belastningsförsök på kalksten

(Results of loading tests on limestone)

Prov nr (Test No.)	α°	D/B	Brottlast i Mp (Failure load in Mp)	Anmärkningar (Remarks)
101	0	0,0	20	1 Mp = $2,2 \cdot 10^3$ lb
102	0	0,0	20	
103	0	0,0	20	
104	0	1,0	32	
105	0	1,0	34	
106	0	1,0	34	
107	30	0,1	16	
108	30	0,1	16	
109	30	0,1	16	
110	30	1,0	26	
111	30	1,0	26	
112	30	1,0	26	
113	45	0,1	14	
114	45	0,1	10	
115	45	0,0	10	
116	45	1,0	24	
117	45	1,0	14	
118	45	1,0	18	
119	60	0,0	8	
120	60	0,0	8	
121	60	0,0	8	
122	60	1,0	12	
123	60	1,0	16	
124	60	1,0	10	

Resultat från belastningsförsök på sandsten

(Results of loading tests on sandstone)

Prov nr (Test No.)	α°	D/B	Brottlast i Mp (Failure load in Mp)	Anmärkningar (Remarks)
201	0	0,0	10	1 Mp = $2,2 \cdot 10^3$ lb
202	0	0,0	10	
203	0	0,0	12	
204	0	1,0	12	
205	0	1,0	14	
—	—	—	—	
207	30	0,1	12	
208	30	0,1	10	
—	—	—	—	
210	30	1,0	14	
211	30	1,0	14	
212	30	1,0	14	
213	45	0,0	8	Laststeg 1 Mp i stället för 2 Mp (Load step 1 Mp instead of 2 Mp)
214	45	0,0	9	
215	45	0,0	10	
216	45	1,0	8	
217	45	1,0	9	
218	45	1,0	10	
219	60	0,0	6	
220	60	0,0	5	
221	60	0,0	6	
222	60	1,0	9	
223	60	1,0	9	
224	60	1,0	8	

NÅGRA SVENSKA BERGARTERS HÅLLFASTHET

The unconfined compressive strength of some Swedish rocks.

Tryckhållfastheten hos några ospruckna svenska bergarter

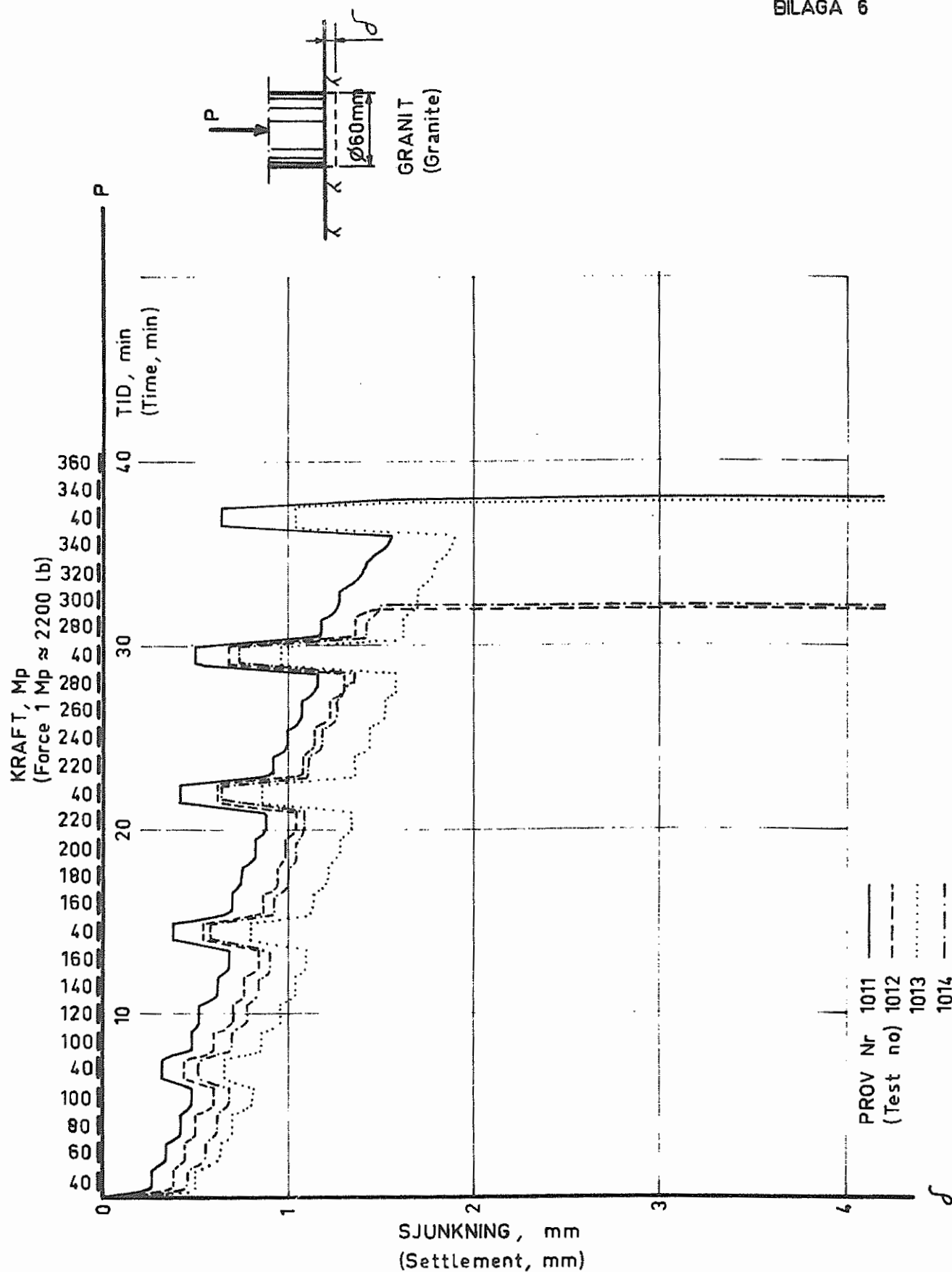
(The unconfined compressive strength of some Swedish rocks)

Bergart (Rock)	Tryckhållfasthet i kp/cm^2 (Compressive strength in kp/cm^2)			Antal prov (Number of samples)	Anm. (Remarks)
	min.	medeltal (average)	max.		
Granit (Granite)	2.120	2.922	4.021	103	1 kp/cm^2 = = 14,2 psi
Diabas (Diabas)	2.925	3.632	4.146	5	
Kalksten (Limestone)	1.366	1.570	1.964	5	
Gnejs (Gneiss)	2.219	2.850	3.741	15	

Värdena är hämtade ur Statens Provningsanstalts meddelande nr 85.

SAMMANSTÄLLNING AV RESULTATEN FRÅN FULLSKALEFÖRSÖKEN

Summary of the results from the full size tests



FULLSKALEFÖRSÖK MED $\phi 60\text{ mm}$ DUBB
(Full scale tests with $\phi 60\text{ mm}$ dowel)

SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

Reprints and preliminary reports

No.		Pris kr. (Sw. crs.)
1.	Views on the Stability of Clay Slopes. <i>J. Osterman</i>	1960 Out of print
2.	Aspects on Some Problems of Geotechnical Chemistry. <i>R. Söderblom</i>	1960 »
3.	Contributions to the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris 1961. Part I.	1961 »
	1. Research on the Texture of Granular Masses. <i>T. Kallstenius & W. Bergau</i>	
	2. Relationship between Apparent Angle of Friction — with Effective Stresses as Parameters — in Drained and in Consolidated-Undrained Triaxial Tests on Saturated Clay. Normally-Consolidated Clay. <i>S. Odenstad</i>	
	3. Development of two Modern Continuous Sounding Methods. <i>T. Kallstenius</i>	
	4. In Situ Determination of Horizontal Ground Movements. <i>T. Kallstenius & W. Bergau</i>	
4.	Contributions to the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris 1961. Part II.	1961 5:—
	Suggested Improvements in the Liquid Limit Test, with Reference to Flow Properties of Remoulded Clays. <i>R. Karlsson</i>	
5.	On Cohesive Soils and Their Flow Properties. <i>R. Karlsson</i>	1963 10:—
6.	Erosion Problems from Different Aspects.	1964 10:—
	1. Unorthodox Thoughts about Filter Criteria. <i>W. Kjellman</i>	
	2. Filters as Protection against Erosion. <i>P. A. Hedar</i>	
	3. Stability of Armour Layer of Uniform Stones in Running Water. <i>S. Andersson</i>	
	4. Some Laboratory Experiments on the Dispersion and Erosion of Clay Materials. <i>R. Söderblom</i>	
7.	Settlement Studies of Clay.	1964 10:—
	1. Influence of Lateral Movement in Clay Upon Settlements in Some Test Areas. <i>J. Osterman & G. Lindskog</i>	
	2. Consolidation Tests on Clay Subjected to Freezing and Thawing. <i>J. G. Stuart</i>	
8.	Studies on the Properties and Formation of Quick Clays. <i>J. Osterman</i>	1965 5:—
9.	Beräkning av pålar vid olika belastningsförhållanden. <i>B. Broms</i>	1965 30:—
	1. Beräkningsmetoder för sidobelastade pålar.	
	2. Brottlast för snett belastade pålar.	
	3. Beräkning av vertikala pålars bärförmåga.	
10.	Triaxial Tests on Thin-Walled Tubular Samples.	1965 5:—
	1. Effects of Rotation of the Principal Stress Axes and of the Intermediate Principal Stress on the Shear Strength. <i>B. Broms & A. O. Casbarian</i>	
	2. Analysis of the Triaxial Test—Cohesionless Soils. <i>B. Broms & A. K. Jamal</i>	
11.	Något om svensk geoteknisk forskning. <i>B. Broms</i>	1966 5:—
12.	Bärförmåga hos pålar slagna mot släntberg. <i>B. Broms</i>	1966 15:—
13.	Förankring av ledningar i jord. <i>B. Broms & O. Orrje</i>	1966 5:—
14.	Ultrasonic Dispersion of Clay Suspensions. <i>R. Pusch</i>	1966 5:—
15.	Investigation of Clay Microstructure by Using Ultra-Thin Sections. <i>R. Pusch</i>	1966 10:—
16.	Stability of Clay at Vertical Openings. <i>B. Broms & H. Bennermark</i>	1967 10:—

No.		Pris kr. (Sw. crs.)
17.	Om påslagning och påbärighet. 1. Dragsprickor i armerade betongpålar. <i>S. Sahlin</i> 2. Sprickbildning och utmattnings vid slagning av armerade modellpålar av betong. <i>B-G. Hellers</i> 3. Bärighet hos släntberg vid statisk belastning av bergspets. Resultat av modellförsök. <i>S-E. Rehnman</i> 4. Negativ mantelfriktion. <i>B. H. Fellenius</i> 5. Grundläggning på korta pålar. Redogörelse för en försöks-serie på NABO-pålar. <i>G. Fjellner</i> 6. Krokiga pålars bärförmåga. <i>B. Broms</i>	1967 5:—
18.	Pålgruppers bärförmåga. <i>B. Broms</i>	1967 10:—
19.	Om stoppslagning av stödpålar. <i>L. Hellman</i>	1967 5:—
20.	Contributions to the First Congress of the International Society of Rock Mechanics, Lisbon 1966. 1. A Note on Strength Properties of Rock. <i>B. Broms</i> 2. Tensile Strength of Rock Materials. <i>B. Broms</i>	1967 5:—
21.	Recent Quick-Clay Studies. 1. Recent Quick-Clay Studies, an Introduction. <i>R. Pusch</i> 2. Chemical Aspects of Quick-Clay Formation. <i>R. Söderblom</i> 3. Quick-Clay Microstructure. <i>R. Pusch</i>	1967 10:—
22.	Jordtryck vid friktionsmaterial. 1. Resultat från mätning av jordtryck mot brolandfäste. <i>B. Broms & I. Ingelson</i> 2. Jordtryck mot oefftergivliga konstruktioner. <i>B. Broms</i> 3. Metod för beräkning av sambandet mellan jordtryck och deformation hos främst stödmurar och förankringsplattor i friktionsmaterial. <i>B. Broms</i> 4. Beräkning av stolpfundament. <i>B. Broms</i>	1967 30:—
23.	Contributions to the Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks, Oslo 1967. 1. Effective Angle of Friction for a Normally Consolidated Clay. <i>R. Brink</i> 2. Shear Strength Parameters and Microstructure Characteristics of a Quick Clay of Extremely High Water Content. <i>R. Karlsson & R. Pusch</i> 3. Ratio c/p' in Relation to Liquid Limit and Plasticity Index, with Special Reference to Swedish Clays. <i>R. Karlsson & L. Viberg</i>	1968 10:—
24.	A Technique for Investigation of Clay Microstructure. <i>R. Pusch</i>	1968 22:—
25.	A New Settlement Gauge, Pile Driving Effects and Pile Resistance Measurements. 1. New Method of Measuring in-situ Settlements. <i>U. Bergdahl & B. Broms</i> 2. Effects of Pile Driving on Soil Properties. <i>O. Orrje & B. Broms</i> 3. End Bearing and Skin Friction Resistance of Piles. <i>B. Broms & L. Hellman</i>	1968 10:—
26.	Sättning vid vägbyggnad Föredrag vid Nordiska Vägtekniska Förbundets konferens i Voksenåsen, Oslo 25—26 mars 1968 1. Geotekniska undersökningar vid bedömning av sättningar. <i>B. Broms</i> 2. Teknisk-ekonomisk översikt över anläggningsmetoder för reducering av sättningar i vägar. <i>A. Ekström</i> 3. Sättning av verkstadsbyggnad i Stenungsund uppförd på normalkonsoliderad lera. <i>B. Broms & O. Orrje</i>	1968 20:—
27.	Bärförmåga hos släntberg vid statisk belastning av bergspets. Resultat från modellförsök. <i>S-E. Rehnman</i>	1968 15:—