



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

No. 39

SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

REPRINTS AND PRELIMINARY REPORTS

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

Morändag 1969

**Symposium anordnat av Svenska Geotekniska
Föreningen den 3 december 1969**

STOCKHOLM 1970



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

No. **39**

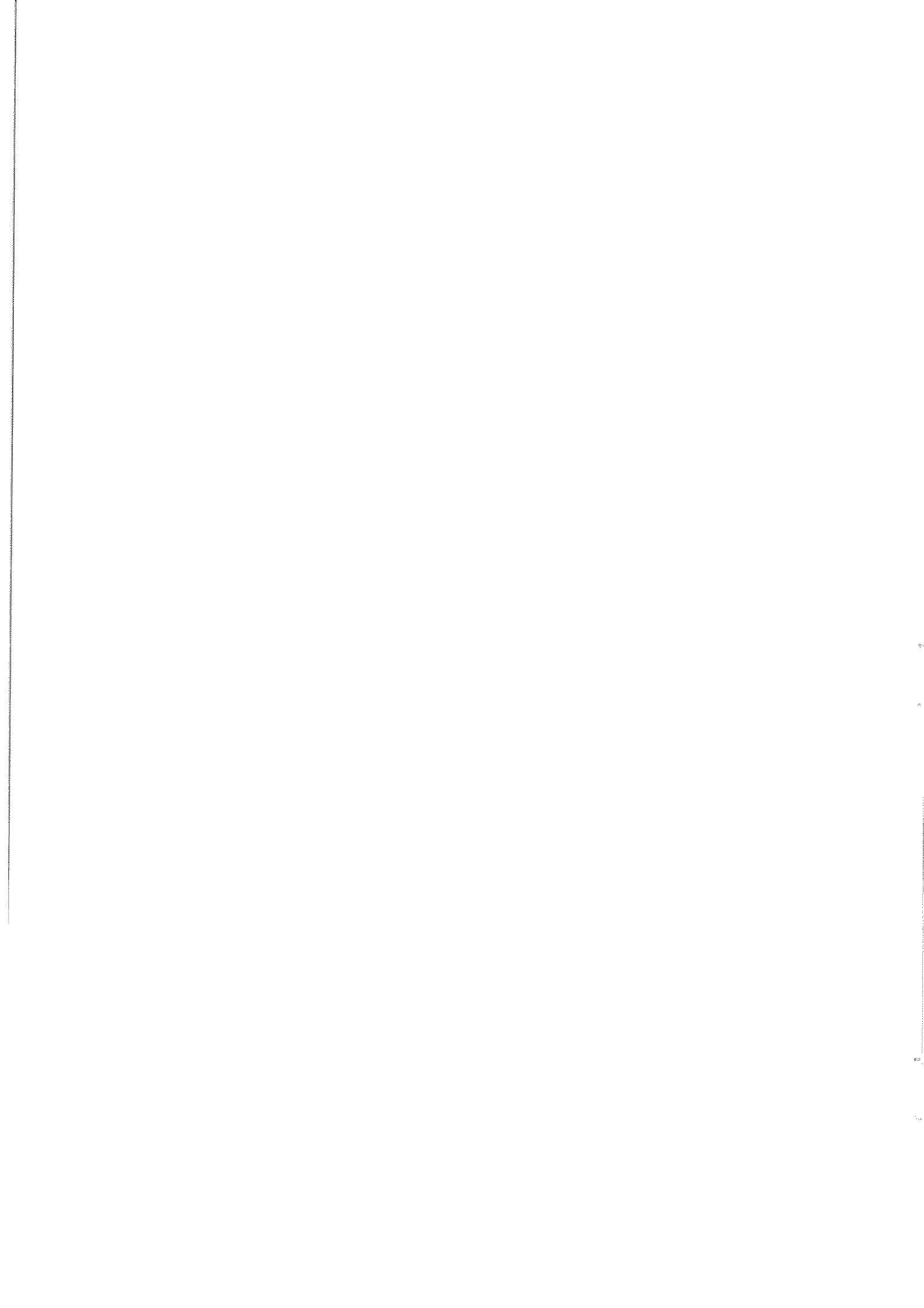
SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

REPRINTS AND PRELIMINARY REPORTS

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

Morändag 1969

Symposium anordnat av Svenska Geotekniska
Föreningen den 3 december 1969



FÖRORD

I anslutning till förarbetet med Svensk Byggnorm 67 diskuterades bl a tillåtna påkänningar på morän och om möjligheterna att höja dessa. Någon ändring av tidigare bestämmelser ansågs emellertid ej tillräddlig beroende på att tillräckligt omfattande erfarenheter ej ansågs föreligga och att nya rön ej framkommit som kunde motivera en höjning.

I syfte att få frågan om moränens och moränlerans egenskaper allmänt belysta och få en översikt av hithörande problem anordnade Svenska geotekniska föreningen en morändag den 3 december 1969. Vid denna redogjordes i huvudsak för senaste svenska erfarenheter och forskningsresultat. Åtta föredrag presenterades jämte ett diskussionsinlägg. För vidgad information om moränen hade som föredragshållare också inbjudits professor K. V. Helenelund från Finland. Två representanter från Danmark, civilingenjör T. Balstrup och tekn. lic. H. Moust Jacobsen, redogjorde dessutom i diskussionsinlägg för danska erfarenheter och undersökningar beträffande moränlera.

Eftersom det är av allmänt intresse att framkomna resultat och synpunkter om moränen och moränleran ges så stor spridning som möjligt - en höjning av de tillåtna påkänningarna skulle avsevärt reducera hithörande grundläggningskostnader - har institutet ansett det angeläget att bidra till publiceringen av de angivna föredragen och diskussionsinläggen.

Redigeringen av manuskripten har utförts av civilingenjör Gunnar Fjellkner.

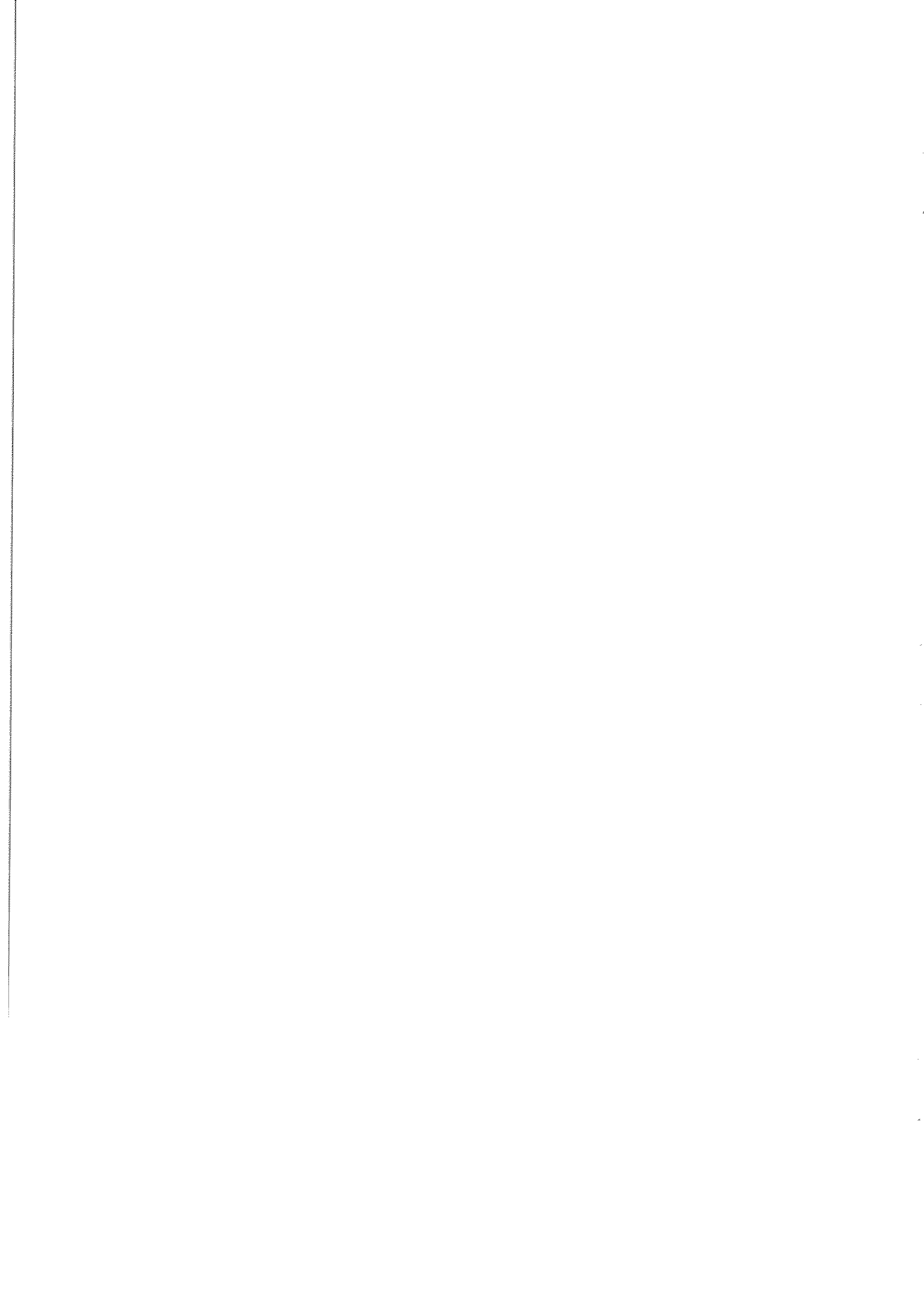
Stockholm i juni 1970

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT



INNEHÅLLSFÖRTECKNING

INLEDNINGSANFÖRANDE	1
Erik Sandegren	
GEOLOGISKA SYNPUNKTER PÅ MORÄN	3
Jan Lundqvist	
MORÄNENS EGENSKAPER SOM BYGGNADSMATERIAL	19
Lennart Bernell	
GEOTEKNISKA MORÄNUNDERSÖKNINGAR I FINLAND	33
K. V. Helenelund	
ÖVERSIKT ÖVER PÅGÅENDE MORÄNFORSKNING VID CTH	47
Sven Hansbo	
KOMPRESSIONSFÖRSÖK PÅ MORÄN I JÄTTEÖDOMETER	51
Erland Högberg	
HÅLLFASTHETSEGENSKAPER HOS NÅGRA SKÅNSKA MORÄN- LEROR	57
Jan Hartlén	
FÄLTSTUDIER AV SÄTTNINGAR I MORÄN OCH MORÄNLERA	67
Sven Hansbo	
EKONOMISKA OCH TEKNISKA ASPEKTER PÅ DJUPGRUND- LÄGGNING PÅ MORÄN	79
Björn Lundahl	
SYNPUNKTER PÅ MORÄNENS BÄRIGHET SAMT HUR DEFOR- MATIONSEGENSKAPERNA PÅVERKAR ÖVERBYGGNADENS KONSTRUKTION	95
Stig Bernander	
DANSKE ERFARINGER AV MORÄNELER	107
T. Balstrup	
LABORATORIEMÅLINGER PÅ MORÄNELER I DANMARK	115
H. Moust Jacobsen	
KOMPRESSIONS- OCH SKJUVAPPARAT FÖR MORÄNMATERIAL	121
Heinz Thurner	



INLEDNINGSAINFÖRANDE

Överingenjör Erik Sandegren, Svenska geotekniska föreningens ordförande.

På Svenska geotekniska föreningens vägnar får jag härmed hälsa alla hjärtligt välkomna till föreningens första morändag. Jag vänder mig då speciellt till våra danska, finska och norska deltagare.

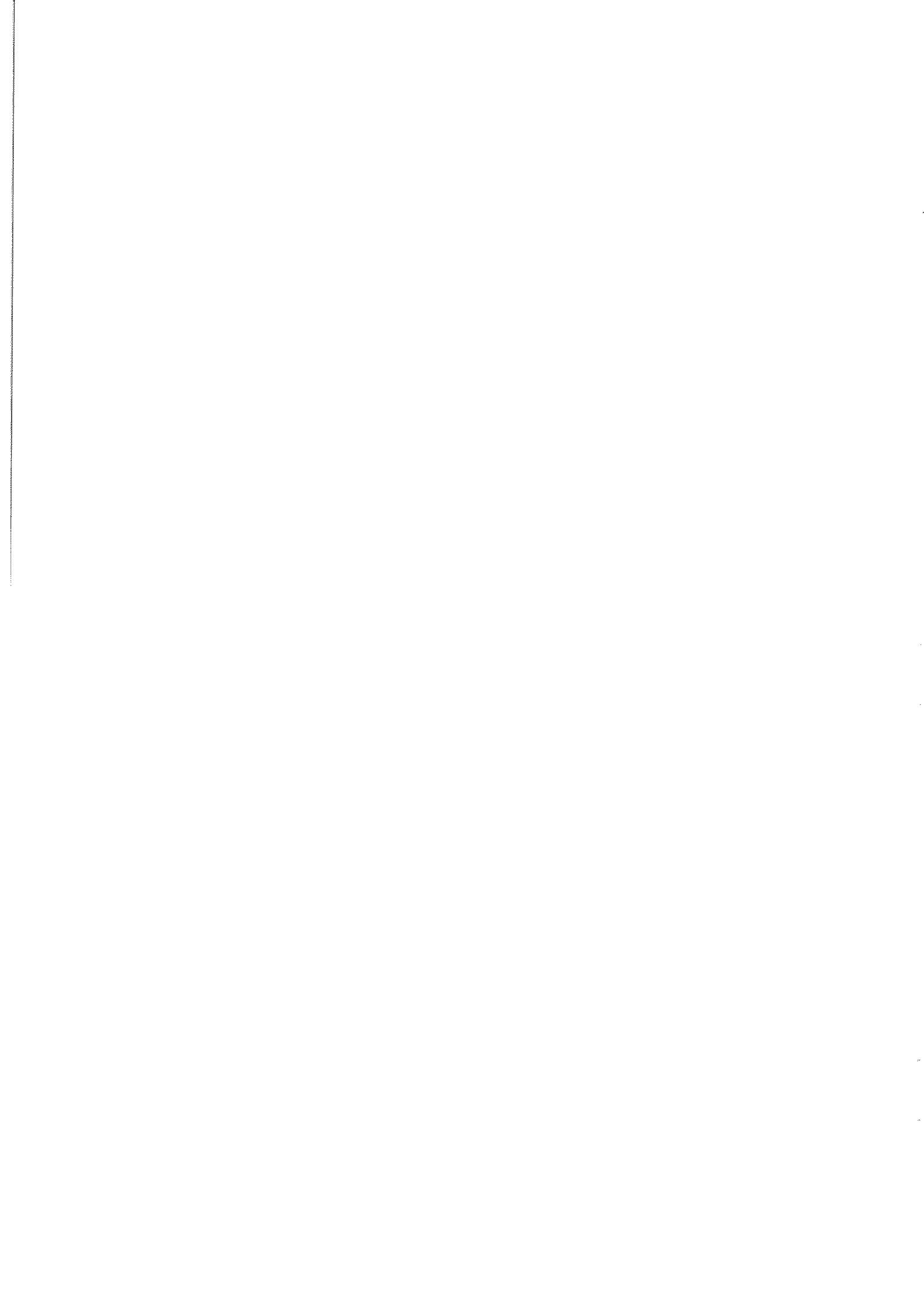
När Svensk Byggnorm 67 kom ut hade man förväntat sig en omarbetning av tidigare gällande normer, så att ett mer ekonomiskt byggande på morän skulle möjliggöras. Så är dock ej fallet utan de nya normerna är synnerligen summariska. Sålunda framgår i kap. 23:5321, "Grundläggning med plattor, tillåten last vid olika slag av undergrund, naturligt lagrad jord, morän" att inga bindande föreskrifter finns, endast 11 rader anvisningstext. Beträffande rekommenderade påkänningar på morän motsvarar anvisningstexten de normer Kungl. Byggnadsstyrelsen angivit i sitt förslag den 5. 12. 1958 till "Anvisningar till Byggnadsstadgan".

För moränlera finns inga speciella anvisningar utan påkänningarna måste här beräknas enligt kap. 23:53231 och :53232. Anmärkningen att vid starkt överkonsoliderad lera påkänningen bör begränsas till 5 kp/cm^2 avser tydligen att inte locka in någon i äventyrligheter, därest värdet på skjuvhållfastheten skulle vara så högt att man i enstaka fall skulle råka nå upp i paritet med eller komma högre än det angivna maximivärdet.

Nu må anmärkas att Statens Planverk fullt korrekt kan säga, att så länge vi inte har underlag för att ändra normerna måste vi begränsa påkänningarna, även om det kostar stora pengar.

Det är föreningens avsikt att med denna morändag försöka visa att det numera finns underlag för omprövning av normerna. Föreningen är därför mycket tacksam för att såväl ansvariga för statlig forskning, som representanter för statlig och enskild konstruktions- och byggnadsverksamhet velat bidra med föredrag. Jag är fullt förvissad om att alla dessa specialister skall ge oss så bärande positiva fakta, att vår målsättning säkert kommer att uppnås.

Med de orden får jag förklara Svenska geotekniska föreningens morändag öppnad.



GEOLOGISKA SYNPUNKTER PÅ MORÄN

Fil.dr. Jan Lundqvist, Sveriges Geologiska Undersökning.

Morän brukar definieras som en ofullständigt sorterad jordart, bildad av krossprodukter från berggrunden och avlagrad direkt av en inlandsis eller glaciär. Ett närmare skärskådande av termen ger dock vid handen, att den inte är så entydig. Termen morän har i själva verket använts med något olika innebörd, nämligen för att beteckna dels en jordart, dels en avlagring, dels en terrängform. Delvis griper självfallet begreppen över varandra, men delvis gör de det icke, vilket kan ha sin betydelse, inte minst ur praktisk-geoteknisk synpunkt.

Den nämnda definitionen motsvaras närmast av jordarten morän. Det är den, eller åtminstone dess ytlager, vars karaktär markeras på de geologiska kartorna. En kort resumé av moränen ur denna synpunkt kan här vara befogad.

Moränen i en ismassa transporteras dels på isytan, dels spridd i ismassan, dels och huvudsakligen vid isens botten. Alltefter sitt läge och avlagring ur dessa olika lägen, brukar man tala om ytmorän respektive bottenmorän, eventuellt också om en mellanmorän (inre morän). Ytmoränen är oftast stenig och lucker, bottenmoränen mer kompakt, pinnmo. Skillnaden mellan dessa bäddar är i naturen ofta ej så klar men spelar en viss principiell roll för den fortsatta diskussionen.

Med hänsyn till jordartens sammansättning brukar moränen karaktäriseras efter dels finmaterialets (mindre än sten) kornfördelning, dels blockhalten i ytan. Uttrycket i ytan bör observeras. Av rent praktiska skäl är det vid regionala arbeten, t ex kartläggning, inte möjligt att närmare undersöka blockhalten på djupet. Den ser man endast punktvis vid stora schaktningsarbeten.

Efter blockhalten brukar man som bekant ologiskt men praktiskt beteckna moränen som storblockig, blockrik, normalblockig eller blockfattig. Exakta värden på de olika blockhalterna finns visserligen (G. Lundqvist 1940, 1946), men i praktiken blir det alltid fråga om en skattning av frekvensen.

Efter mellanmassans sammansättning betecknas moränen grusig, sandig, moig, mjälig, lerig eller vid högre lerhalt moränlera. Eftersom en morän i allmänhet innehåller alla fraktioner, kan man sedan tillägga så många karaktäriserande fraktioner man vill, enligt gängse regler med de procentuellt viktigaste sist.

I viss mån råder ett samband mellan moränens blockhalt och kornstorlek. Om bergarten i en viss morän är sådan, att den överhuvudtaget kan bilda block, blir ursprungsjordarten, lokalmoränen, blockrik, eventuellt storblockig. De finaste fraktionerna spelar alltid i en lokalmorän en underordnad roll. Ju längre materialet transporteras med isen, desto mer spräcks blocken sönder. De blir mindre och färre. Samtidigt ökar halten av de finare fraktionerna. Slutprodukten, den långtransporterade moränen, är därför mer eller mindre blockfattig och moig, mjälig eller lerig beroende på bergartens karaktär. Detta ger följande samband: Blockrik morän är grovkornig, blockfattig är finkornig.

Emellertid finns många undantag från regeln. Bilden kan kompliceras av att andra bergarter tillförs och kan ge hög blockhalt åt en i övrigt långtransporterad, finkornig morän. Om å andra sidan bergarten är sådan, att den inte kan bilda block, blir redan lokalmoränen blockfattig, trots att den är grovkornig och föga nedkrossad. Ett tredje fall, som kanske hittills beaktats alltför litet, är följande. Regeln för sambandet gäller strängt taget bara inom samma jordart, således inom ytmoränen eller inom bottenmoränen. Blockhaltsbenämningen gäller ytan, dvs ytmoränen om sådan finns. En kornstorleksbestämning av moränens huvudmassa, bottenmoränen, kan dock avse en annan jordart, bottenmoränen, och behöver alls icke överensstämma med ytmoränens blockhalt.

Detta är en följd av att kornstorleksbestämningen utförs på prover, som man så vitt möjligt försöker ta på ett visst djup under markytan, i varje fall under markprofilen. Extremfallet att ytmoränen är ytterligt tunn och representeras huvudsakligen av block vilande på en kanske mycket finkornig bottenmorän torde inte vara alltför ovanligt. Kontentan av detta är, att man inte utan vidare kan dra slutsatser om moränens blockhalt och kornstorlek på djupet utifrån blockhalten i ytan eller från en jordartskartas blockbeteckningar.



Fig. 1. Genom det riktade trycket vid botten av en landis samt genom smältning och återfrysning i bergets sprickor bryts stycken loss därur, för att transporteras med av isen som morän. Indian Pond, Newfoundland. Foto J. Lundqvist.

Huvuddelen av moränmaterialet i en landis härstammar, som redan antytts, från den underliggande berggrunden. Vanligt är att ca 70 % av materialet härör från berggrunden på platsen. Genom det riktade tryck som uppstår vid botten av en framglidande ismassa bryts stycken loss från läsidan av uppstickan-

de bergpartier. I regel sker avlossningen längs sprickanläggningar i bergarten men i en sprickfri, homogen bergart äger den rum mer regelbundet skalformigt. Material kan också brytas loss genom upprepad frysning av vatten i sprickor i berget i samband med variationer i ismassans tryck (fig. 1). De lösbrutna styckena bryts under transporten med isen ytterligare sönder i mindre bitar. Samtidigt sker en nötning av dessa stycken mot varandra och mot den underliggande bergytan, varvid finare material uppkommer.

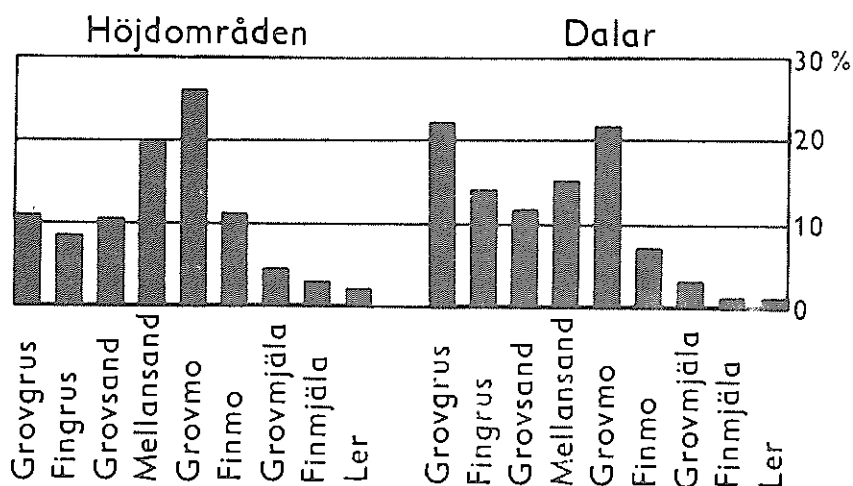


Fig. 2. Genomsnittssammansättningen av ett stort antal moränprover från utpräglade höjd- respektive dallägen i Värmland. Efter J. Lundqvist, SGU Ca 38.

Genom att den mer lättrörliga isen kan tränga in i sprickor i bergartsstyckena och mellan dem, skingras fragmenten successivt. De sprids mer eller mindre solfjäderformigt i transportriktningen och uppåt i ismassan. Konsekvensen är, att ju längre och till ju högre nivå moränmaterialet transporteras, desto mindre blir brottstyckena. Moränen blir finkornigare och mindre blockig (fig. 2). Denna regel, som uppställdes av G. Lundqvist (1940), kompliceras dock av många faktorer. Dels förekommer stora variationer i materialet från olika bergarter, dels tillförs moränmassan successivt nytt material, dels slutligen kan stora oregelbundenheter i isens rörelsemönster ha ägt rum, t ex i isdelarområdena. I vissa trakter, främst kanske Bergslagen och de östra delarna av Norrland,

syns dock regeln ofta vara tillämplig. I de områdena är berggrunden ur moränbildningssynpunkt förhållandevis enhetlig, likaså har isrörelseriktningarna varierat relativt litet, och vidare gör landskapets stormorfologi, att man märker variationerna i höjden.



Fig. 3. Blockfattig, odlingsbar morän av lösa lerskiffrar och kalkstenar.
Ollsta, Jämtland. Foto J. Lundqvist.

Det säger sig självt, att bergarterna har mycket stort inflytande på moränens sammansättning. Lösa bergarter som lerskiffrar o dyl ger knappast några block men rikligt med de finare fraktionerna (fig. 3). Redan efter kort transport blir deras morän lerig. Andra bergarter, t ex grova graniter och ådergnejser, ger mycket stora block (fig. 4), vilka successivt krossas ned och då ger tilltagande mängd finmaterial. Vissa hårda bergarter, t ex porfyrier och kvartsiter, spricker lätt sönder, varför de ej ger så rikligt med stora block. Å andra sidan är de resistent mot nötning och inte ens i långtransporterad morän blir de finaste fraktionerna särskilt rikligt representerade.



Fig. 4. Storblockig granitmorän.
Risede, Jämtland. Foto J. Lundqvist.

All moränjord utgör dock inte en ren krossprodukt. När inlandsisen bredde ut sig över vårt land, fanns där säkerligen mängder av äldre jordarter, sediment, som kom att ingå i moränmassan i isen. På vissa håll, särskilt i Norrlands in-land, finner man sådana äldre sediment bevarade som mäktiga lager under moränen, ett förhållande som givetvis har stor praktisk betydelse. I regel blev dock sedimenten mer eller mindre fullständigt inkorporerade i moränmassan men de kan ibland spåras såsom en onormalt hög sorteringsgrad, väl rundade stenar eller andra avvikelser från moränens normala utseende. Man kan också finna bättre bevarade sedimentpackar i moränmassan. Goda exempel är vissa moränleror i Jämtland och baltiska moräner i Skåne, vilka till stor del består av omlagrad, äldre, sedimentär lera (fig. 5).

Därmed är vi inne på begreppet morän som avlagring. Huvuddelen av moränavlagringarna utgörs visserligen av moränjord, men de kan dessutom till större eller mindre del uppbyggas av annat material, t ex de nämnda äldre sediment-

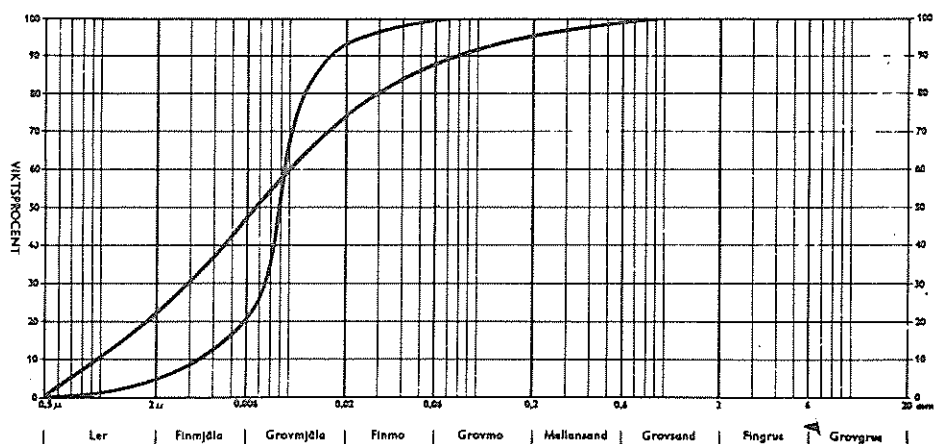


Fig. 5. Den flackare kurvan visar en moränlera från Svenstavik, Jämtland, och den brantare ett bevarat parti av sedimentär mjäla däri.

packarna. Vanligare än dessa och av större praktisk betydelse är emellertid ensorterade sediment, avsatta i vatten i direkt anslutning till moränbildningen.

Sådana sediment i form av tunna skikt eller linser ingår som ett normalt led i bottenmoränen (fig. 6). Troligen har dessa sediment avsatts i smärre smält-



Fig. 6. Morän med talrika tunna skikt och linser av ensorterad sand och mo.
N. Finnskoga, Värmland. Foto J. Lundqvist.

vattenflöden i eller under den ännu rörliga isen. Det är också att märka, att man ibland finner ett mycket tunt skikt av ungefär mjälans sammansättning mellan moräntäcket och underliggande håll. Detta förhållande har kanske mindre praktiskt men väl teoretiskt intresse. Det skulle kunna tyda på, att isen i kontakten med bergytan åtminstone tidvis eller ställvis varit smält till följd av den kombinerade effekten av jordvärmets och isens tryck på stort djup under isytan.

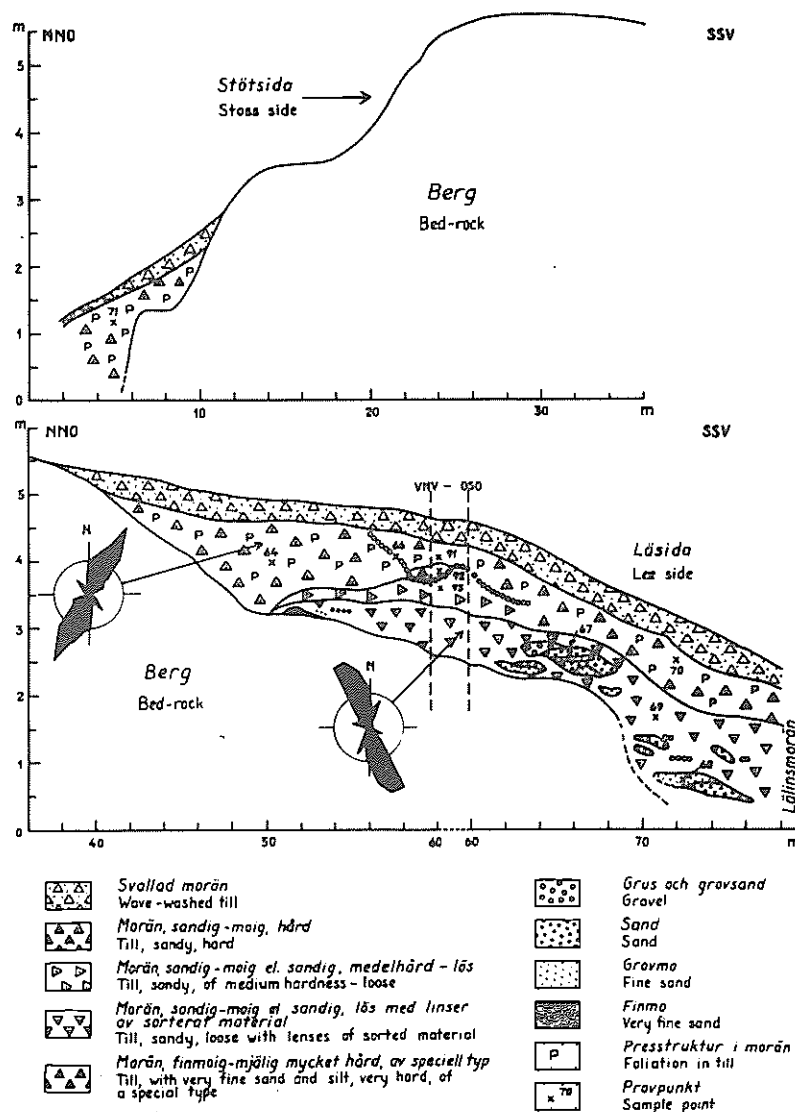


Fig. 7. Lälinsmorän från Stockholmstrakten. På läsidan av en bergkulle är moränen i sitt inre rik på linser och bankar av ensorterade sediment. Efter H. Möller, 1960.

Några andra fall har speciell betydelse ur praktisk synpunkt. Dit hör den så kallade lälinsmoränen (Möller 1960), som är vanlig på läsidan av branta bergkullar i Stockholmstrakten, på Västkusten och i andra områden med likartad terräng under högsta kustlinjen. Lälinsmoränen utgörs av moränjord med större eller mindre mängd linser av sediment från mjåla till grus och täckt av hårt packad bottenmorän (fig. 7). Tillsammans utgör dessa lager en kägelformad bildning på hällens läsida. Sedimenten är ibland så rikliga, att man kunnat utnyttja dem för grustäkt för lokala behov.



Fig. 8. Där ett stråk av isälvsavlagringar slutar, är moränen i sitt inre rik på vattenavsatt sand och grus. Ljusnans dal, Värmland. Foto J. Lundqvist.

I dalgångarna i inlandet ovanför högsta kustlinjen finner man också i vissa lägen särskilt rikligt med sand- och gruslager i moränen. Det är bl a fallet där stora stråk av isälvsavlagringar upphör. Sedimenten kilar så att säga ut i moränen och kan spåras som uppströms allt smärre bankar, linser och skikt av grus och sand ännu där ytlagren blivit en typisk, ofta blockrik morän (fig. 8). Även utan samband med isälvsavlagringar förekommer skiktat, sorterat material i moränen i sådana dalar. Det gäller t ex där isdämda sjöar haft avlopp under den dämmande isen. Det vill också synas som om sedimentinlagringar

är särskilt vanliga vid utloppen från sjöar i dalarna. Kanske är dock förhållandet skenbart, och betingat endast av att dylika platser undersökts noga i samband med dammanläggningar. Det ensorterade, genomsläppliga materialet är självfallet viktigt att känna till. Brister härvidlag har orsakat besvär och förluster på grund av läckage under dammarna.

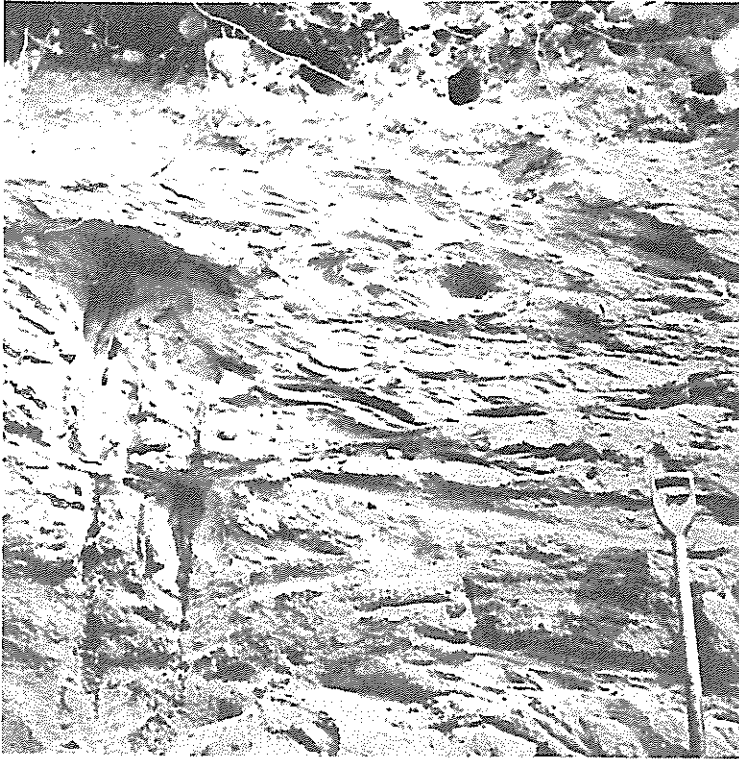


Fig. 9. Kalixpinnmo utgörs till övervägande del av ensorterad mo med veckad och slirig lagring. Visterud, Värmland. | Foto J. Lundqvist.

I områden som varit isdämda samt längs Norrbottenskusten finner man ofta s k Kalixpinnmo, dvs en jordart som i ytan är normal, gärna blockrik morän men som på djupet utgörs nästan enbart av ensorterat, skiktat, moigt eller sandigt material (fig. 9). Lagringen är störd med oregelbundna veckningar o dyl, vilket antyder att sedimentationen skett under isen. De vattenavsatta sedimenten har sedan införlivats med moränen. Kalixpinnmon kan ibland sägas utgöra en övergångsform mellan issjösediment och dödismorän. Den bildar då ett kuperat landskap av dödismorärens typ, vars kullar har en normal, blockig morännya.



Rogenmorän kännetecknas av ryggformer vinkelrätt mot isrörelseriktningen. Den förekommer i dödismråden men torde ha bildats vid botten av den ännu rörliga landisen.

Rogen, Härjedalen. Foto J. Lundqvist.

Här må slutligen påpekas, att jordarten morän inte endast förekommer i moränavlagringar. Man finner den även i andra avlagringar, främst isälvsavlagringar, som bildats i nära anslutning till isen. Ett exempel är de s k moränflottarna, dvs moränpartier på ytan av rullstensåsar som anses ha deponerats av drivande isberg. Även inne i åsar och andra isälvs sediment är lager och bankar av morän tämligen vanliga.

Morän som beteckning för en terrängform avser sådana typer som t ex den nämnda dödismoränen eller, med en bättre och mer neutral term, moränbacklandskap, ändmoräner, drumlins och vissa specialtyper som Rogenmorän. De olika dellementen i dessa moränterränger uppbyggs väsentligen av moränavlagringar av de ovan skildrade typerna. Man kan dock inte utan vidare ta för givet, att varje enskild kulle i en dödismorän, varje enskild ändmorän etc verkligen utgörs av moränavlagringar. Bland dem finner man nämligen även sådana element som består enbart av sorterat sedimentmaterial.

Ett moränbacklandskap är ett småbrutet, kulligt landskap. Däri kan kullarna utgöras av såväl lucker ytmorän, kompakt bottenmorän, morän med sedimentinlagringar som rena isälvs- eller issjösediment. Det är inte alltid som ytan ger en direkt anvisning om jordarten på djupet.

Rogenmorän används som term för moränbacklandskap, vars kullar är utdragna till långa ryggar tvärs för isrörelseriktningen (fig. 10). Den betraktas ibland som en form av dödismorän, men torde i själva verket vara den normala bottenmoränen, som genom tension i isens bottendel blivit uppdelad på nämnda sätt. Ryggarna i ett sådant landskap utgörs i regel av bottenmorän ehuru denna ofta är täckt av mycket blockrik ytmorän. Då Rogenmoränen ofta uppträder i likartade områden som issjöar, är det enligt ovan naturligt, att man i den även finner Kalixpinna.

Ändmoräner, dvs moränvallar bildade utmed isens front (fig. 11), kan i sitt inre utom av morän utgöras av t ex sediment, som avlagrats framför isen och blivit inbakade i moränen, då iskanten gjort en mindre framstöt. Det är sediment som varierar från grus till lera. Framförallt gruset är principiellt viktigt. Alla övergångar finns nämligen mellan ändmoräner och randåsar, alltså isälvsavlagringar bildade i motsvarande läge. Det är därför inte så ovanligt,



Fig. 11. Ändmoräner är ofta blockiga moränvallar bildade utmed landisens front.
Östanbro, Västmanland. Foto J. Lundqvist.

att en förmodad ändmorän visar sig bestå enbart av luckert isälvsgrus, kanske med ett obetydligt täcke av morän på ytan.



Fig. 12. Drumlins är strömlinjeformade moränkullar, utsträckta i isens rörelseriktning. Bildens tre drumlins är upp till 700 m långa.
Dörrshöjderna, Jämtland. Foto J. Lundqvist.

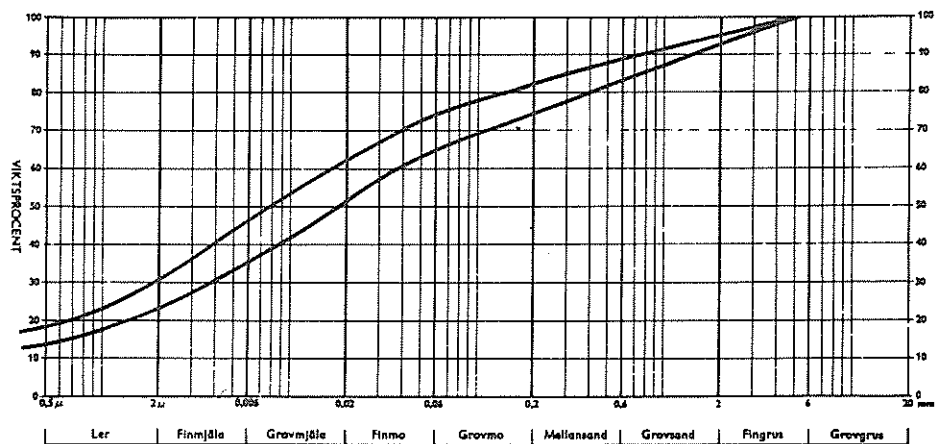


Fig. 13. Materialet i drumlins i fig. 12 är luckert, sedimentlikt men helt osorterat, bortsett från att grövre fraktioner, från grovgrus och uppåt, saknas.

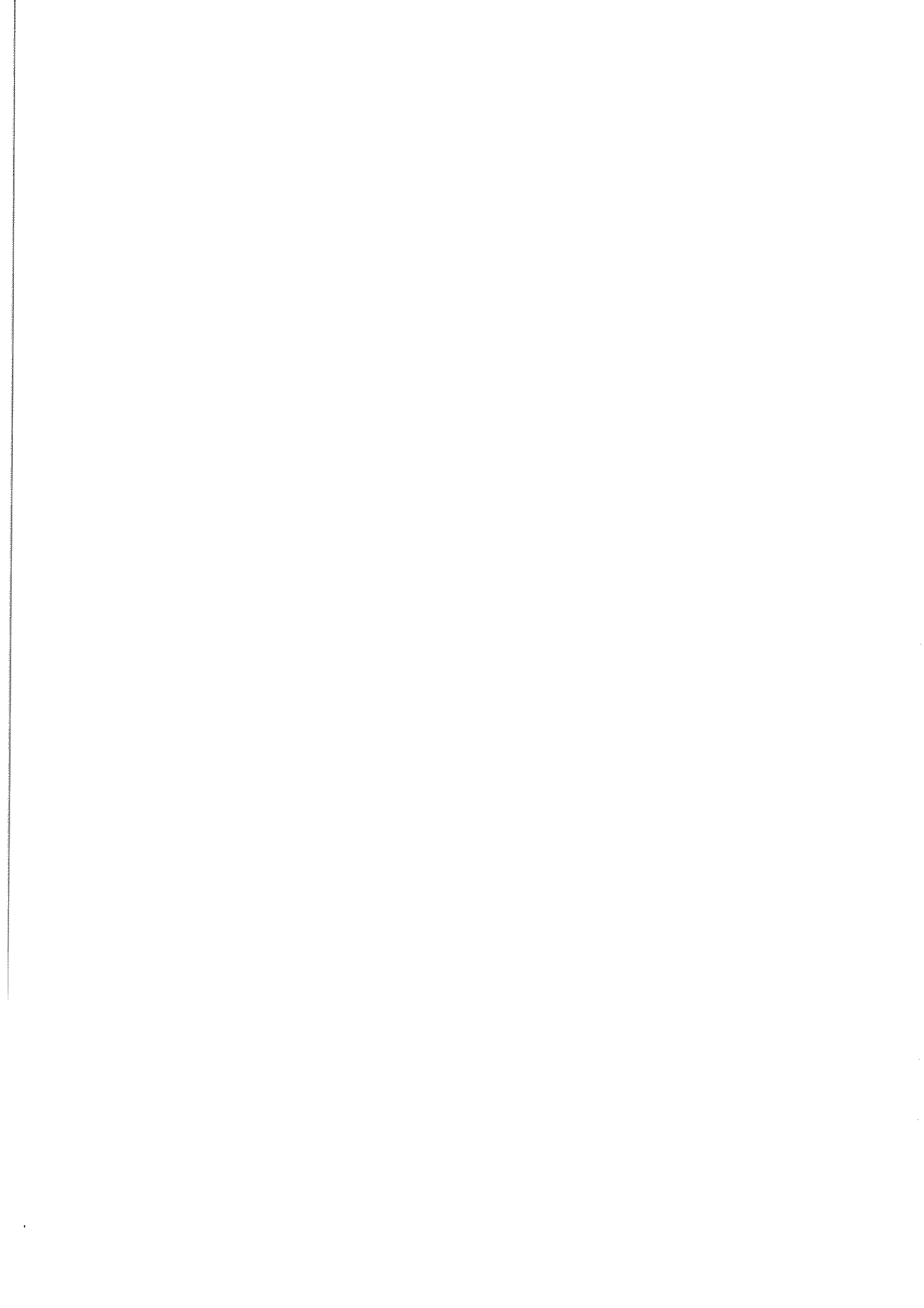
Drumlins, alltså i isrörelseriktningen utsträckta, strömlinjeformade moränkullar (fig. 12), syns i regel bestå av normal bottenmorän ofta avlagrad på eller i lä om en bergkulle. Å andra sidan kan man finna sådana ofullständigt sorterade men sten- och blockfria, föga packade jordarter, som visas av kurvorna i fig. 13. Det är en ganska svårdefinierad jordart, som skiljer sig från både normal morän och sediment och snarast utgör ett mellanting mellan dem.

Avsikten med denna korta och ytterligt rapsodiska översikt är bl a att påvisa, att begreppet morän inte är så entydigt som det i förstone kan synas. Förhållandet är av den största betydelse vid såväl teoretiska som praktiska arbeten, inte minst vid geotekniska sådana. Det säger sig självt, att då det gäller beräkningar av t ex schaktbarhet, genomsläpplighet o dyl det är av väsentlig betydelse att känna sammansättningen av hela moränmassan. Man måste ha kännedom om eventuella avvikelser från den normalsammansättning man kanske finner i provgropar och vid borrningar. T ex genomsläpplighetsberäkningar blir helt meningslösa om i den moränjord, på vilka de utförs, det uppträder linser och skikt av ensorterat material, vilka kan tjäna som naturliga vattenledningar. Att beräkna schaktbarhet med utgångspunkt från endast ytliga observationer kan ge upphov till stora överraskningar, då man når större djup - överraskningar som kan vara av både positiv och negativ art. Samtidigt med dessa varningsord måste dock erkännas, att en fullständig kännedom om moräntäckets sammansättning på djupet ofta kan vara svår att erhålla. T o m vid täta provborrningar missar man lätt väsentliga fakta. Även för geologisk expertis kan det vara svårt att säkert avgöra moränens karaktär på djupet. En erfaren geolog kan dock relativt väl bedöma sannolikheten för att en viss typ av morän eller vissa avvikelser från normalsammansättningen skall föreligga. En sådan bedömning kan givetvis inte vara tillfyllest för exakta beräkningar av moränens geotekniska egenskaper, men kan tjäna som ledtråd vid planeringen av de undersökningar som måste utföras.

LITTERATUR

- Ekström, Gunnar, 1936: Skånes moränområden. - Svensk Geograf. Årsb., 12.
- Lundqvist, Gösta, 1940: Bergslagens minerogena jordarter. - Sveriges Geol. Unders., Ser. C, nr 433.
- Lundqvist, Gösta, 1943: Norrlands jordarter. - Ibid., 457.
- Lundqvist, Gösta, 1946: Blekingemoränens blockhalt. - Ibid., 478.
- Möller, Hans, 1960: Moränavlagringar med linser av sorterat material i Stockholmstrakten. - Geol. Fören. Förhand., 82.

Flygbilderna godkända för publicering av Försvarsstaben.



MORÄNENS EGENSKAPER SOM BYGGNADSMATERIAL

Civ.ing. Lennart Bernell, Statens Vattenfallsverk.

Eftersom moränen utgör den vanligast förekommande jordarten här i landet, är kännedomen om dess geotekniska egenskaper av stor betydelse i många byggnadstekniska sammanhang. Trots detta får man ofta intrycket, att den geotekniska forskningen varit betydligt mer eftersatt inom moränområdet än när det gäller leror och andra ensorterade jordarter. I de flesta fall hyser man väl den uppfattningen att moränen har ungefär samma egenskaper som andra friktionsjordarter, främst då sand och grus. Ett sådant betraktelsesätt kan ha sina konsekvenser, särskilt i de fall där lagerföljden även innehåller mer eller mindre ensorterade jordarter.

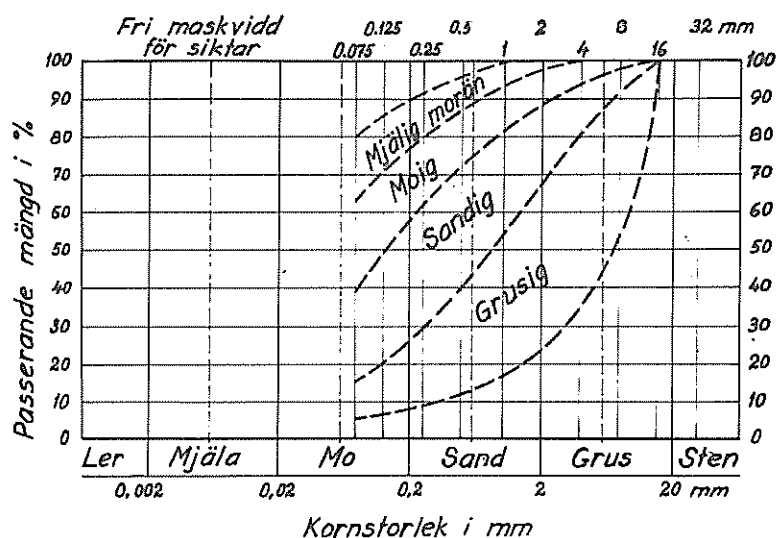


Fig. 1. Gränskurvor för olika moräner.

Till sin sammansättning utgör moränen en blandning av olika kornfraktioner och innehåller såväl de finaste fraktionerna, ler och mjåla, som de grövsta materialen, sten och block. Här i landet brukar man klassificera moränerna med hänsyn till den dominerande kornfraktionen och har därigenom kommit fram till de i fig. 1 visade gränskurvorna för de olika moräntyperna. Såsom framgår av figuren utgör moränen ingen enhetlig jordartsgrupp utan omfattar många sinsemellan helt olika jordarter, från de lättschaktade moränlerorna

till de extremt svårskaktade steniga moränjordarna. Normalt är det dock en viss moräntyp, som är förhärskande inom ett och samma geologiska område. Men i många fall, särskilt i älvdalarna, är moränerna mer eller mindre om-lagrade av postglaciala sediment. Inom övre Norrlands kustområden finner man ofta en speciell moräntyp, den s k oscillationsmoränen. Den karaktäris-tiska lagerföljden för denna är en växelvis förekomst av relativt ensorterade moränlager och finkorniga sediment.

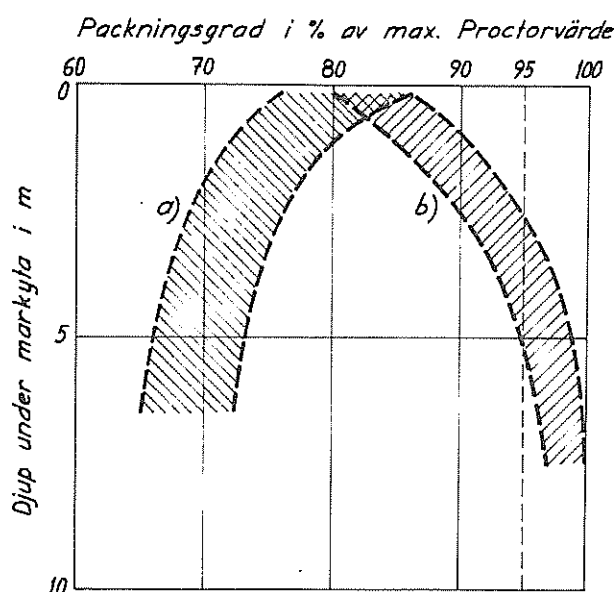


Fig. 2. Naturlig packningsgrad på olika djup i två moräner
 a) Sandig morän, Stugun
 b) Moig morän, Grundfors.

I geologiska sammanhang brukar man skilja mellan en löst lagrad ytmorän och en hårdare packad bottenmorän. Ur schaktningssynpunkt och i samband med grundläggningsarbeten av olika slag är denna fråga av stor betydelse och det kan därför vara motiverat att här ge några synpunkter på jordarternas naturliga packningsgrad.

I fig. 2 visas en sammanställning av resultat som erhållits vid undersökningar av den naturliga packningsgraden i två olika moränåsar, den ena innehållande en sandig och den andra en moig morän. Vid undersökningarna har den naturliga densiteten bestämts på olika djup under markytan och de erhållna värdena

omräknats till procent av maximal packningsgrad enligt den modifierade Proctormetoden. Såsom framgår av sammanställningen i fig. 2 ger undersökningarna inget generellt belägg för att den naturliga packningsgraden ökar med djupet under markytan, tvärtom finns det moräner där packningsgraden istället minskar med djupet under markytan. Som jämförelse redovisas i fig. 3 resultaten från liknande undersökningar, som gjorts i olika postglaciala sedimentlager, belägna under Messauredammen. I sådana lager synes förhållandena vara mera enhetliga, av fig. 3 framgår att den naturliga packningsgraden i genomsnitt ligger mellan 85 och 90 % i ytlagren och minskar något med djupet.

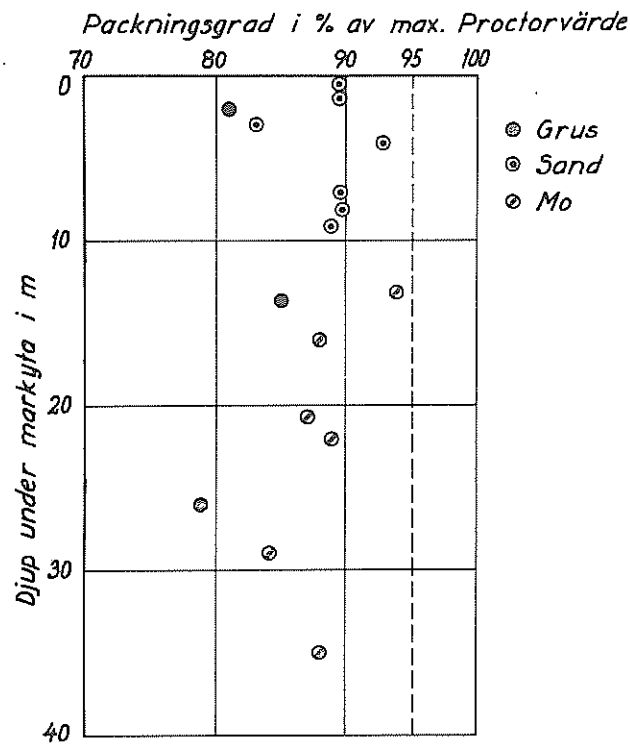


Fig. 3. Naturlig packningsgrad på olika djup i sedimentlager under Messauredammen.

KONSISTENSEGENSKAPER

Många av moränernas geotekniska egenskaper, såsom permeabiliteten, kompressibiliteten och konsolideringsförhållandena, påverkas i hög grad av finjordshalten, dvs mängden av de finaste kornfraktionerna ler och mjäla. Undersökningar har visat att detta förhållande även gäller vid sandiga och grusiga moräner med relativt låg finjordshalt. Genom att studera finjordens konsistensegenskaper kan man på ett relativt enkelt sätt få en god överblick över moränernas utbredning inom olika geologiska områden, vilket i hög grad underlättar de geotekniska undersökningarna.

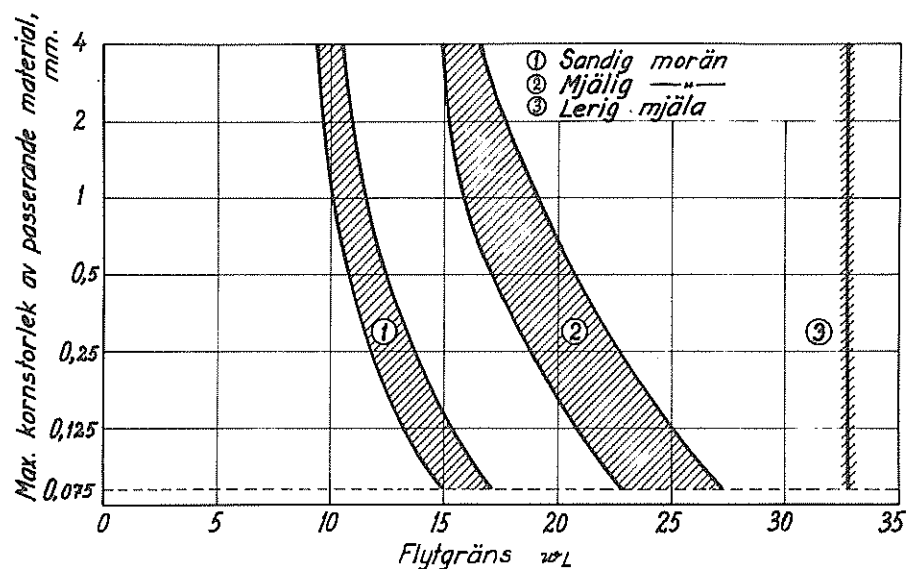


Fig. 4. Kornstorleken inverkan på flytgränsen.

En betydelsefull del av undersökningarna utgör bestämningar av moränernas konsistensgränser, vilket givetvis endast kan utföras på finjorden. I många fall har finjorden så låg plasticitet, att den konventionella undersökningsmetoden inte kan användas för bestämning av plasticitetsgränsen w_p . Däremot kan man bestämma flytgränsen w_L på finjorden även om den innehåller grövre kornfraktioner.

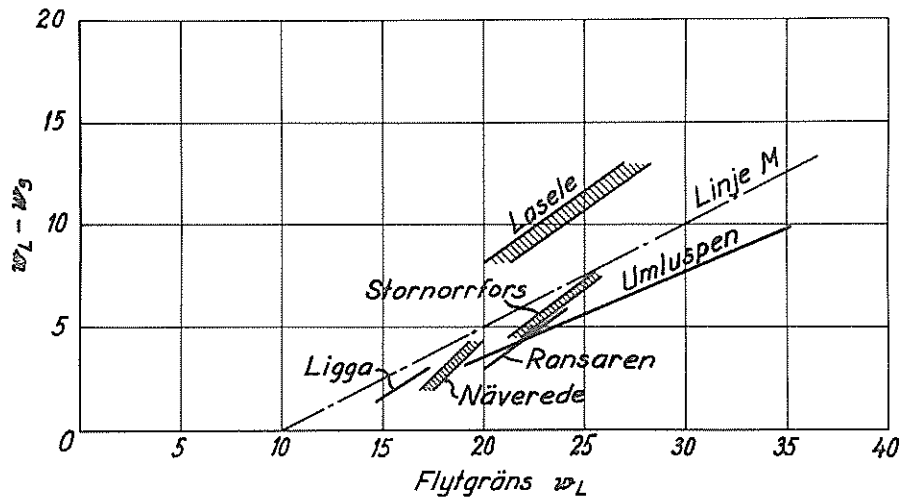


Fig. 5. Plasticitetsegenskaper hos finjorden i några olika moräner.

Fig. 4 visar sambandet mellan flytgränsen w_L och finjordens maximala stenstorlek för två typiska moräner samt en lerig mjåla. I figuren har gränskurvorna utritats och de streckade ytorna mellan dessa anger spridningen av försöksresultaten. Av kurvornas förlopp framgår att för moränerna minskar spridningen med ökad kornstorlek. Det tangentvärde, som flytgränskurvan ansluter till vid ökad stenstorlek, definieras som moränens flytgräns. På grund av moränernas låga plasticitet är det mer ändamålsenligt att istället för plasticitetsgränsen bestämma krympningsgränsen w_S och använda vattenhaltsdifferensen $w_L - w_S$ vid klassificeringen av moränernas koncistensegenskaper. Undersökningar, som gjorts på moräner från olika geologiska områden, visar att för varje moräntyp finns det ett linjärt samband mellan flytgränsen w_L och vattenhaltsdifferensen $w_L - w_S$ vilket kan åskådliggöras i ett koncistensdiagram enligt fig. 5. De områden i diagrammet, som representerar de olika moräntyperna, ligger relativt väl samlade omkring en rät linje, den s k M-linjen i fig. 5. Denna linje representerar ett medelvärde för olika moräner med avseende på deras koncistensegenskaper.

PERMEABILITET

Moränernas permeabilitet eller vattengenomsläpplighet spelar en stor roll inom många områden av byggnadstekniken. Av särskild betydelse är användningen av täta moräner som fyllningsmaterial i dammar, kanalslänter och liknande konstruktioner, där man fordrar låg vattengenomsläpplighet. Å andra sidan kan användning av alltför täta moräner i jordfyllningar innebära stora svårigheter, särskilt om materialet har hög vattenhalt. Vid packning av en sådan fyllning uppkommer ofta ett porvattentryck, som försämrar stabiliteten och försvårar möjligheten att uppnå en tillräckligt hög packningsgrad. Som fyllningsmaterial bör man därför välja en moräntyp, som har lämplig permeabilitet med hänsyn till det packningsförfarande som skall komma till användning. Med hänsyn till permeabiliteten indelas jordarterna i följande huvudgrupper:

Jordart	Permeabilitet k cm/tim
Täta jordarter	$k < 0.1$
Relativt vattengenoms- släppliga jordarter	$0.1 < k < 1$
Vattengenomsläppliga jordarter	$k > 1$

Liksom hos de flesta övriga jordarter varierar k -värdet för moränerna inom relativt vida gränser, beroende på bl a kornfördelningen hos finmaterialet, vattenhalten och portalet. Undersökningar har visat att jordarter, som har finjordshalt $> 15\%$, räknat på 0,075 mm sikt, i regel är täta. Till denna grupp hör de allra flesta moräner. Hos de vattengenomsläppliga jordarterna ligger finjordshalten under 4% , vilket innebär att endast ett fåtal grusiga moräner räknas till denna grupp. I kornstorleksdiagrammet i fig. 6 anger kurvan a) den undre gränsen för de täta jordarterna, medan kurvan b) representerar den övre gränsen för de vattengenomsläppliga jordarterna. Inom det på figuren streckade gränsområdet mellan kurvorna ligger korngraderingen för de relativt vattengenomsläppliga jordarterna.

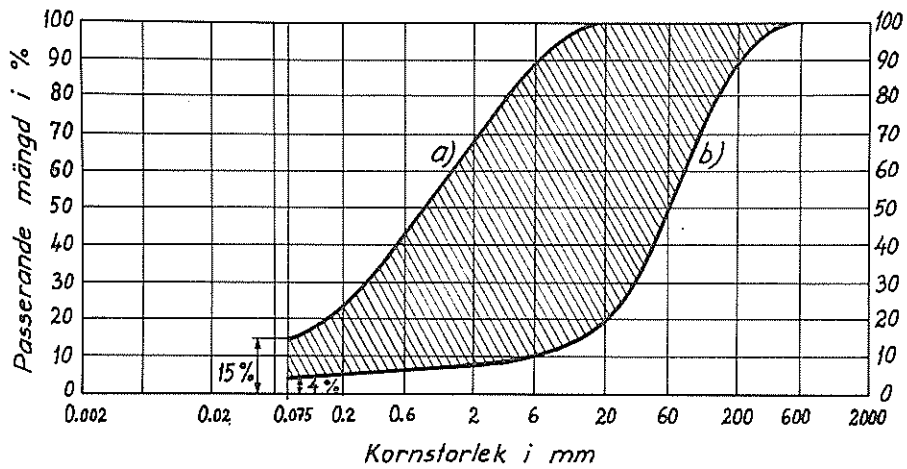


Fig. 6. Gränskurvor för relativt vattengenomsläppliga jordarter.

Förutom korngraderingen har även jordmaterialalets vattenhalt stor inverkan på permeabiliteten. I fig. 7 visas resultaten av permeabilitetsbestämningar på en sandig morän, som packats vid olika vattenhalter 6, 9 och 12 %. Av figuren framgår att de lägsta värdena erhöles för prov, som packats vid den högsta vattenhalten 12 %. Packning vid den lägsta vattenhalten 6 % gav i detta fall ca

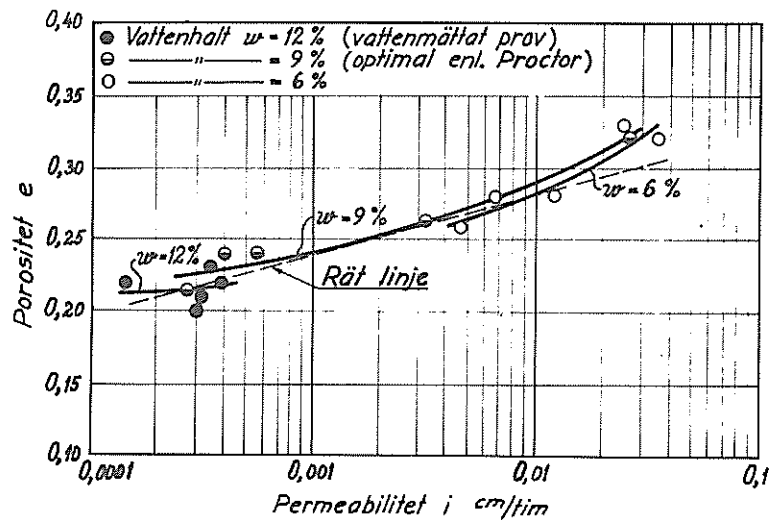


Fig. 7. Vattenhaltens inverkan på permeabiliteten i sandig morän.

100 gånger högre värden. Denna variation av k -värdet beror i första hand på förändringen i materialets porositet. Man har funnit, att sambandet mellan k -värde och portal e approximativt representeras av en rät linje i ett halvlogaritmiskt diagram. Andra undersökningar har visat att liknande samband kan uppställas även för vissa ensorterade jordarter.

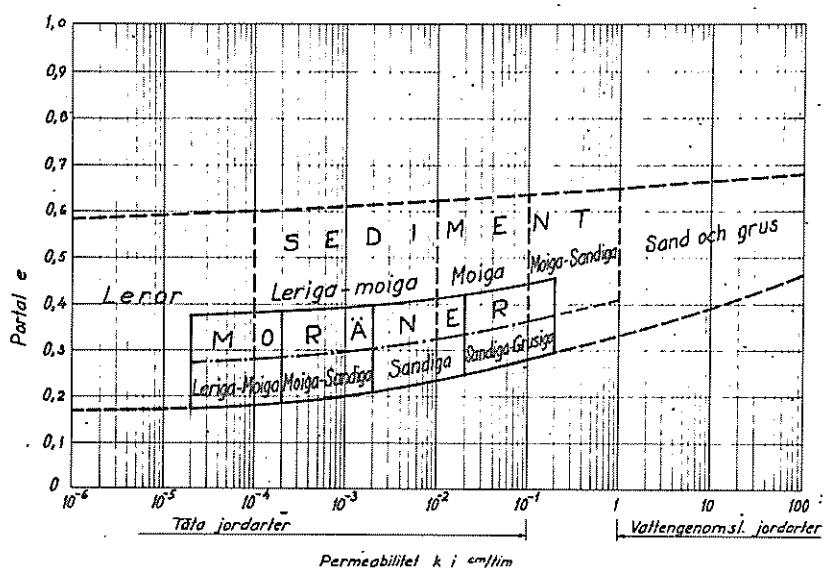


Fig. 8. Permeabilitetsgränser för olika jordarter.

Eftersom permeabiliteten för ett och samma prov varierar med vattenhalten och portalet, bör permeabilitetsundersökningarna göras enligt ett standardiserat provningsförfarande. Vanligen bestäms permeabiliteten på vattenmättat material, som fått konsolidera under ett normaltryck av 2 kp/cm^2 . En sammanställning av permeabilitetens variationsområde för olika moräntyper och en jämförelse med motsvarande sedimentära jordarter visas i fig. 8. Av figuren framgår att en morän som följd av den lägre porositeten har betydligt mindre permeabilitet än motsvarande sediment med likartad gradering.

KONSOLIDERINGSEGENSKAPER

Konsolideringen är en jordartsegenskap, som i hög grad sammanhänger med permeabiliteten och liksom denna påverkas av finjordshalten. Undersökningar av olika moräners konsolideringsegenskaper har visat att för en viss moräntyp sambandet mellan finjordshalten f , räknad på material $< 0,006 \text{ mm}$, och

konsolideringskoefficienten c_v approximativt kan åskådliggöras som en rät linje i ett halvlogaritmiskt diagram, se fig. 9. De olika linjer, som representerar moräner från skilda geologiska områden, ligger relativt väl samlade inom ett smalt område, som begränsas av de streckade linjerna i fig. 9.

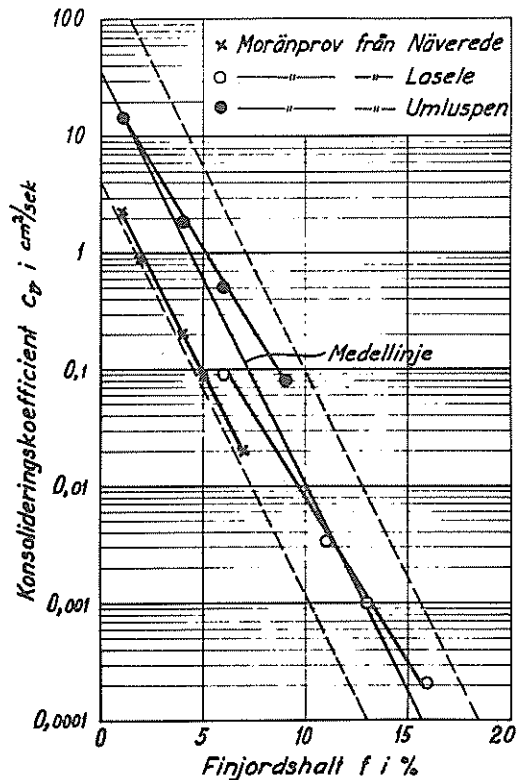


Fig. 9. Samband mellan finjordshalt och konsolideringskoefficient för några olika moräner.

Kännedomen om moränernas konsolideringsegenskaper är av särskild betydelse i sådana fall där hänsyn måste tagas till eventuellt uppkommande porvattentryck, såsom vid grundläggningsarbeten på moränlager och packning av moränfyllningar. Bestämning av porvattentryckets storlek sker vanligen i en triaxiell tryckcylinder, där provet successivt belastas med ett allsidigt tryck σ_3' under samtidig mätning av porvattentrycket u . I fig. 10 a visas resultaten av en serie undersökningar, som gjorts på en lerig morän med olika vattenhalter. Såsom framgår av figuren erhöles vid vattenhalten $w = 7\%$, vilket i detta fall motsvarade den optimala vattenhalten enligt Proctor, endast en obetydlig ökning av porvattentrycket. Vid högre vattenhalt ökade porvattentrycket hastigt och redan vid vattenhalten $8,5\%$ uppgick det till ca 60% av det allsidiga trycket.

I många fall sker lastökningen i etapper och moränlagren har då möjligheter att konsolidera under mellanperioderna. Detta är exempelvis fallet vid bankfyllningar som utläggs under sommarperioderna och där uppehåll görs under vintermånaderna. Under vinteruppehållet sjunker porvattentrycket men ökar åter då ny belastning påföres under sommaren. Porvattentryckets förändring vid en sådan lastökning i etapper visas i fig. 10 b. I figuren anger den heldragna kurvan det fortsatta förloppet av porvattentrycket efter en fullständig första konsolidering, medan den streckade kurvan visar motsvarande förlopp efter konsolidering till 50 %. Av undersökningarna framgår att även om fullständig konsolidering skett vid konstant belastning, kan porvattentrycket börja öka igen vid påförandet av ytterligare belastning.

Undersökningar på andra moräntyper har givit liknande resultat. I fig. 11 visas sambandet mellan vattenmättningsgraden S_w och porvattentrycket u för dels en lerig, dels en moig morän. Vid optimal vattenhalt blir porvattentrycket obetydligt, medan redan ett par procents högre vattenhalt medför en kraftig ökning av detsamma.

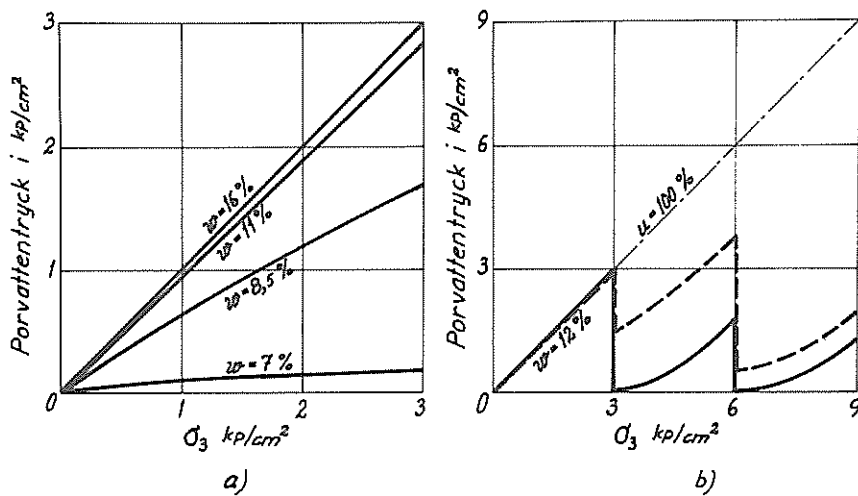


Fig. 10. Porvattentryck i lerig morän vid
 a) konstant tryckökning
 b) tryckökning och konsolidering.

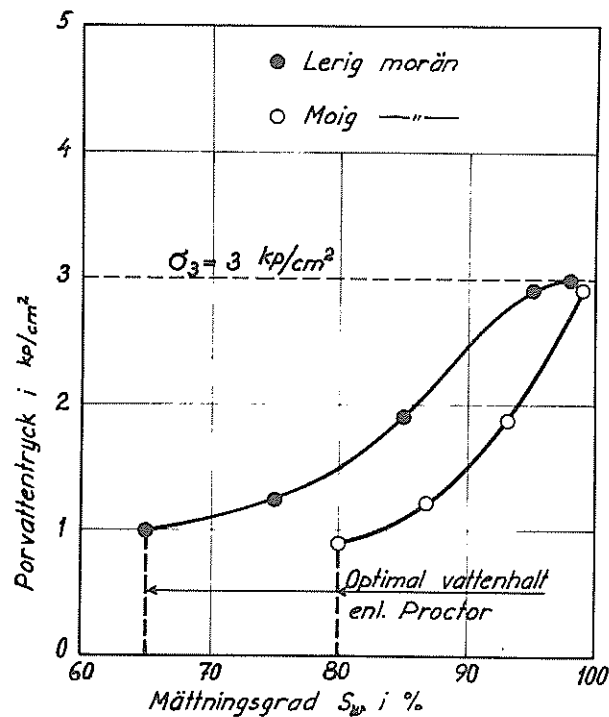


Fig. 11. Mättningsgradens inverkan på porvattentrycket i lerig och moig morän.

PACKNING AV MORÄNFYLLNINGAR

Moränerna används i stor utsträckning som fyllningsmaterial i bl a dammar och vägbankar. För att minska risken för ojämna sättningar kräver man här en packningsgrad, som vanligen uppgår till minst 95 % av den maximala packningsgrad, som erhålls enligt den modifierade Proctormetoden. Under senare år har man i allt större utsträckning börjat använda vibrationsvältar vid packningsarbetenas utförande och utvecklingen synes här gå mot allt tyngre vältar. Detta gäller särskilt fyllningar innehållande grovkorniga jordarter, till vilka även räknas grusiga moräner med hög sten- och blockhalt. Packning av dessa jordarter erbjuder ofta vissa svårigheter och framförallt är det två frågor som brukar vara föremål för diskussion, nämligen den lämpliga lagertjockleken och den största tillåtna stenstorleken. I de flesta fall anges i arbetsbeskrivningen att den största tillåtna stenstorleken får uppgå till högst hälften eller $2/3$ av lagertjockleken. Denna föreskrift innebär att det blir mera ekonomiskt att packa en jordfyllning i relativt tjocka lager, eftersom detta medför en större arbetskapacitet och

även medger en ökning av tillåten stenstorlek. I det följande visas några exempel från större jordfyllningsarbeten, som belyser hur de olika faktorerna påverkar arbetsförfarandet.

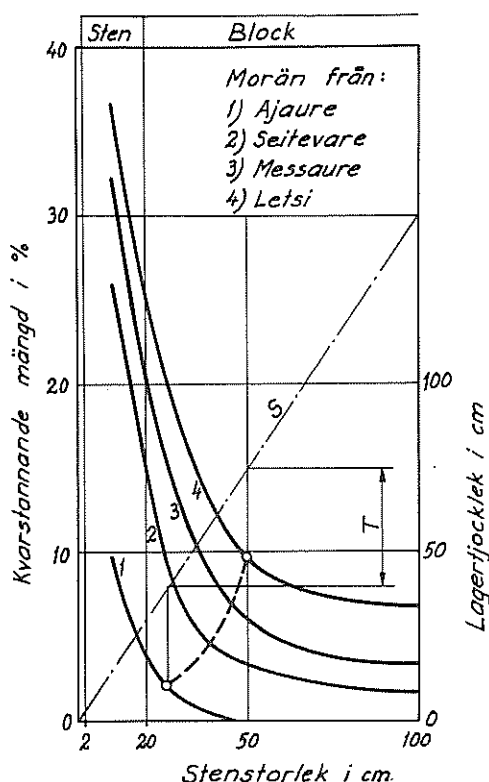


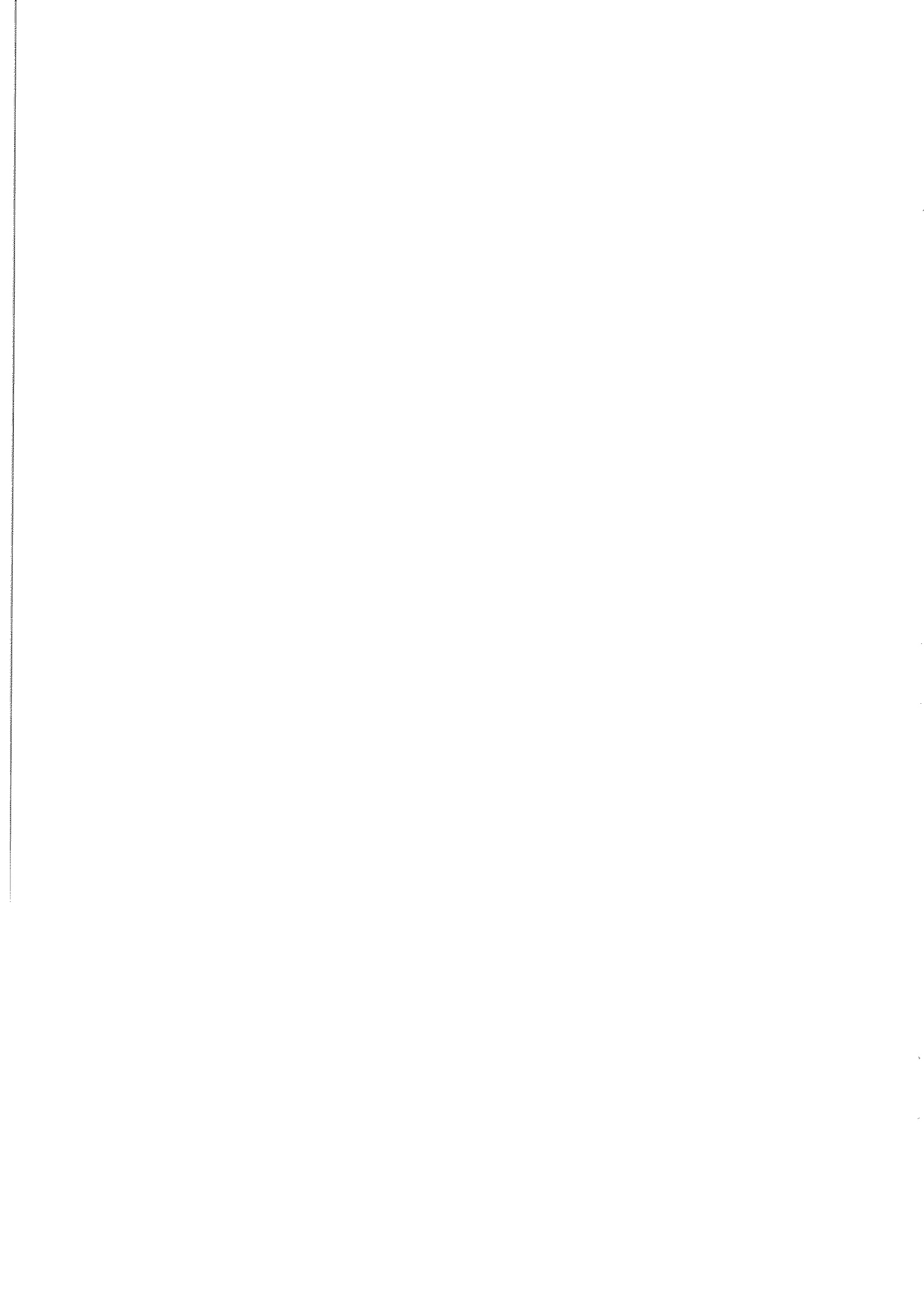
Fig. 12. Stenstorlekens inverkan på optimala lagertjockleken vid packning av moräner.

Fig. 12 visar siktcurvorna för fyra olika moräner, som använts som tätfyllningsmaterial i svenska jorddammar. Vid provsiktningar, som här utförts i stor skala, har även de i moränerna ingående materialmängderna av olika sten- och blockfraktioner bestämts. De i fig. 12 utritade siktcurvorna 1-4 visar det för varje moräntyp erhållna sambandet mellan stenstorlek och kvarstannande materialmängd på respektive sikt. Av kurvorna framgår att stenhalten, som i detta fall mättes på 20 cm sikt, varierade avsevärt för de olika fyllningsmaterialen, från 4 % för Ajauremoränen till 25 % för Letsimoränen. Vid arbetenas utförande föreskrevs att den tillåtna stenstorleken i fyllningen fick uppgå till högst 2/3 av lagertjockleken. I fig. 12 representeras detta samband av linjen S.

Såsom framgår av siktkurvorna ligger den övervägande delen av sten- och blockmaterialet under en viss karaktäristisk blockstorlek, som för de olika moräntyperna varierar mellan 25 och 50 cm. Denna materialgräns markeras av den streckade kurvan i fig. 12. Uppenbarligen är det ekonomiskt fördelaktigt att öka lagertjockleken så mycket att sten och block upp till denna dimension kan tillåtas i fyllningen. Man uppnår härigenom den ur ekonomisk synpunkt lämpligaste lagertjockleken T. Denna lagertjocklek kan även anses som en optimal gräns, eftersom en ytterligare ökning av densamma inte medför några påtagliga fördelar.

Den optimala lagertjockleken bör bestämmas med hänsyn till den djupverkan, som packningsredskapet kan prestera och som i hög grad är beroende av dess vikt. Undersökningar har visat att med tunga vältar kan man uppnå en tillfredsställande packningsgrad även i så tjocka lager som 70 cm.

En ökning av lagertjockleken till den optimala har många ekonomiska fördelar, framförallt vid packning av moräner med hög sten- och blockhalt. Man kan utnyttja en större mängd av fyllningsmassorna och avsevärt reducera arbetet med utsortering av sten. Allt detta medger ett bättre utnyttjande av maskinparken och större kapacitet under fyllningsarbetena.



GEOTEKNISKA MORÄNUNDERSÖKNINGAR I FINLAND

Prof. K. V. Helenelund, Tekniska Högskolan i Helsingfors.

Sand och lera har sedan länge varit föremål för geoteknikernas intresse och vi har också så småningom fått förhållandevis tillförlitliga metoder för bedömningen av dessa jordarters bärförmåga. Däremot har morän och vissa andra jordarter blivit mer styvmoderligt behandlade och detta har även återspeglats i de bristfälliga eller delvis mycket primitiva metoder som stått till buds för bedömningen av dessa jordarters bärförmåga.

Beträffande morän har väl bristen på geotekniskt intresse för denna jordart delvis berott på en övertygelse om att moränens bärförmåga i regel är tillräckligt stor och ofta t o m betydligt större än vad man i praktiken behövt utnyttja. Moränens inhomogenitet och svårigheterna att genom ordinära grundundersökningar få en tillförlitlig bild av moränens hållfasthet och kompressibilitet har bidragit till att man vanligen nöjt sig med att i normerna t ex ange att moränen, beroende på förhållandena, kan belastas med 4 till 8 kp/cm².

Moränen utgör emellertid den, åtminstone i Finland, vanligaste jordarten och är därför onekligen förtjänt av större uppmärksamhet. Enligt en av Lantbruksstyrelsen utförd utredning varierar moränens procentuella andel av yttjordarterna, i olika län i Finland, mellan ca 35 och 80 %. Den är minst i lerområdena i södra och sydvästra Finland. Då man dessutom beaktar den djupare belägna moränens betydelse vid plint- och pålgrundläggning är det uppenbart, att moränen har utomordentligt stor betydelse ur grundläggnings- och geoteknisk synpunkt.

Momorän och sandmorän är vanligast förekommande (Soveri, 1969) medan mjälmorän och grusmorän är mera sällsynta och lermorän blott förekommer sporadiskt. Det bör dock observeras att lermorän enligt den finska tekniska jord-

artsklassificeringen avser morän med minst 30 % lerfraktion och att mjälmo-
rängruppen därför inkluderar material, som i Sverige skulle benämnas morän-
lera. Fig. 1 visar medelgraderingskurvor för mjäl-, mo-, sand- och grusmo-
rän enligt undersökningar sammanställda av Kivekäs (1946).

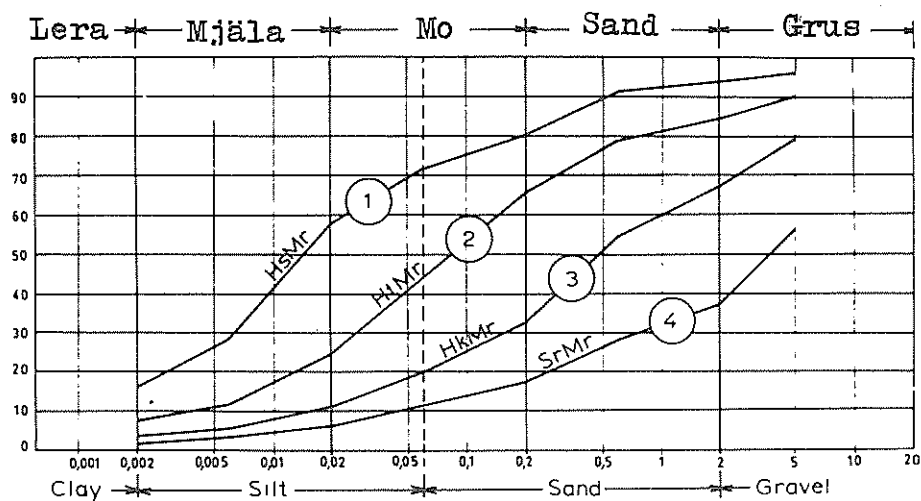


Fig. 1. Medelgraderingskurvor utvisande sammansättningen av olika moräntyper i Finland enligt den finska tekniska jordartsklassificeringen.
Beteckningar: 1 = mjålmorän, 2 = momorän,
3 = sandmorän, 4 = grusmorän.

En av moränens mest typiska och ur geoteknisk synpunkt negativa egenskaper är dess inhomogenitet. Denna ger sig tillkänna dels i lokala variationer i moränens sammansättning, dels i varierande densitet. Beträffande kornstorleken är förekomsten av större och mindre stenblock mest iögonfallande. Förutom att dessa försvårar grundundersökningarna och schaktningsarbetet inverkar de även på skjuvhållfasthet och kompressibilitet. Ett block i den teoretiskt farligaste glidytan förorsakar en förskjutning av glidytan och därigenom en förhöjning av glidmotståndet och bärförmågan.

Blockförekomsten påverkar även fördelningen av grundtrycket och spänningsfördelningen i marken samt bidrar till att öka sättningsdifferenserna. Som ett extremt fall kan man tänka sig två grundplintar av vilka den ena råkar komma direkt på ett stort block som omfattar praktiskt taget hela tryckzonen medan den andra vilar på blockfri morän. Denna risk gör att man vid grundläggning på

morän i regel bör utgå från att största sättningsskillnaden kan bli av samma storlek som totalsättningen. Detta medför att blockförekomsten trots att den ökar moränens brottbelastning i allmänhet inverkar negativt på det tillåtna grundtrycket.

Av landisens smältvatten förorsakade grus-, sand-, och siltlinser kan inverka menligt på moränens bärlighet. Mindre vanligt är förekomsten av lerlager (Brenner 1927) eller t o m torvskikt, som har en kraftigt bärlighetsnedsättande inverkan. Torvskikt kan ha bildats under en interstadial period likt den av Korpela (1969) i norra Finland observerade, för ca 40.000 år sedan inträffade korta (ca 2000 åriga) mellanperiod, då landisen dragit sig tillbaka så mycket, att organiska jordlager hunnit bildas. Detta i moränen observerade torvskikt har funnits nära Rovaniemi, något söder om polcirkeln.

Stenarna i moränen är vanligen orienterade så, att deras längdaxel ligger i landisens rörelseriktning, eventuellt i två eller flera, under olika perioder uppträdande riktningar (Okko 1964). Moränen får härigenom en speciell form av anisotropi, som kan tänkas medföra att sättningsskillnaden vinkelrätt mot landisens rörelseriktning blir större än i själva rörelseriktningen.

Moränens inhomogenitet ger sig även tillkänna i variationer hos dess densitet. Man skiljer på morän med hänsyn till dess bildningssätt. Ytmorän har transporterats i, ovanpå eller framför landisen och är därför icke förbelastad och således lösare. Bottenmorän har däremot transporterats i botten av landisen och är därigenom hårt förbelastad och komprimerad. Även morän som ursprungligen bildats som bottenmorän får genom den årliga tjälningen ett lösare ytskikt av ytmoräntyp, speciellt i siltig tjälskjutande jord. Man kan därför överallt vänta sig ett dylikt sekundärt ytmoränsskikt, vars tjocklek motsvarar ortens tjäldjup.

Förekommer det interglaciala eller -stadiala lager kan man vänta sig ett andra, sekundärt ytmoränsskikt. Denna djupare belägna ytmorän har visserligen senare belastats med det övre moräntäcket och dess landis, men möjligheten finns att

marken i det skedet var frusen och att belastningen därför icke verkat i form av ett effektivtryck, utan närmast som ett poristryck. Den relativt ostörda strukturen hos det av Korpela (1969) funna interstadiala torvlagret har t ex antagits bero på att torven då var helt frusen.

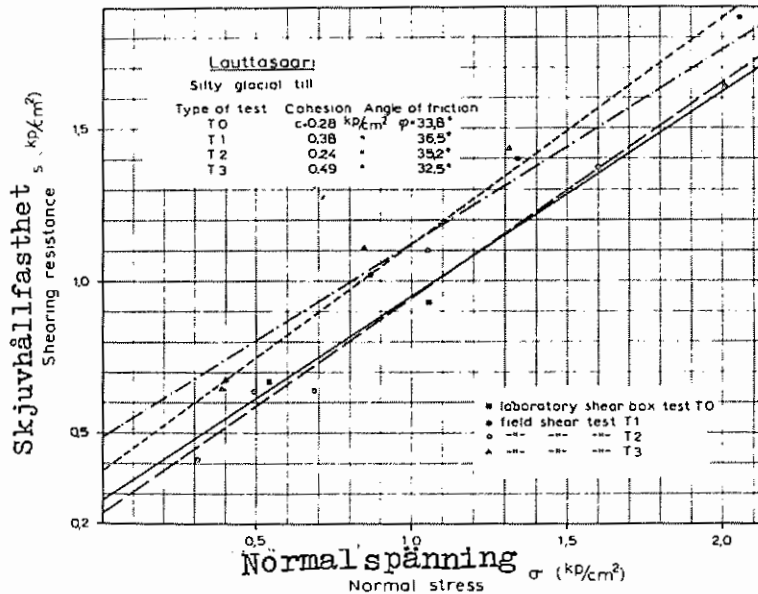


Fig. 2. Resultat från skjuvboxförsök i laboratoriet (TO) jämförda med resultat från olika typer av skjuvförsök in-situ (T1, T2 och T3) i mjällig momorän.

Moränens densitet är av avgörande betydelse för jordartens bärighet. Bärigheten kan uttryckas som en funktion av relativa tätheten eller komprimeringsgraden. Då maximala densiteten emellertid i morän varierar jämförelsevis litet, föreslogs med ledning av en av Statens Tekniska Forskningsanstalt (STF) utförd moränundersökning, att man för enkelhets skull skulle använda moränens torra volymvikt som bas för klassificeringen. Medeltät morän definierades härvid som morän med torra volymvikten 1,7 till 1,9 ton/m³ och tät morän 1,9 till 2,1 ton/m³. Är värdet större än 2,1 ton/m³, sägs moränen ha mycket tät lagring. I naturen förekommande bottenmorän hör vanligen till de två sistnämnda grupperna, medan medeltät eller lös morän närmast motsvarar ytmorän eller löst utfyllt morän. Att utröna densiteten med ledning av sonderingsmotståndet är svårt vid stenig och svårborrad moränjord. I stenfattig morän kunde man måhända uppskatta deformationsmodulen direkt ur sonderingsmot-

ståndet eller med en M_E -sond (enligt Haefeli). Det lämpligaste sättet att bestämma volymvikten är med en volymeter direkt i fält. På större djup kan radiometrisk bestämning av volymvikten och vattenhalten komma ifråga.

Svårigheten att ta ostörda jordprov i moränjord gör det svårt att bestämma moränens hållfasthet och kompressibilitet i laboratoriet. Det syns då vara bättre att utföra erforderliga försök direkt i fält genom t ex skjuvförsök eller torsionsskjuvförsök in-situ. En jämförelse mellan resultaten från dylika laboratorie- och fältförsök visar, att in-situ försöken i regel ger högre värden på skjuvhållfastheten, som framgår av fig. 2. Största möjliga normalspänning begränsas visserligen vid nämnda in-situ metoder av markens brottbelastning, men detta har föga praktisk betydelse när det gäller morän, och speciellt då vid förbelastad bottenmorän.

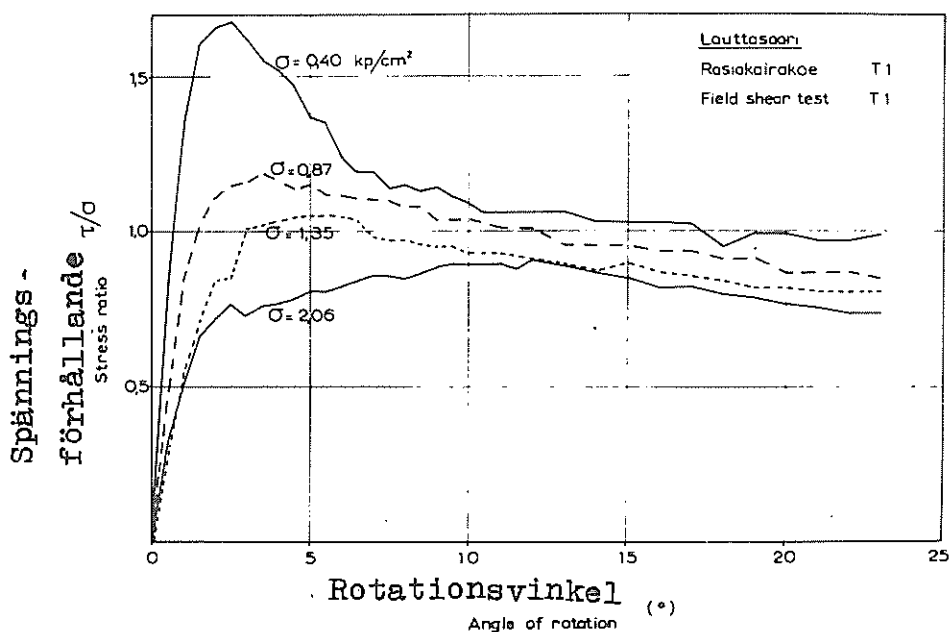


Fig. 3. Skjuvspännings-deformationskurvor erhållna vid torsionsskjuvförsök in-situ med olika normalspänning.

Utförda torsionsskjuvförsök in-situ tyder enligt fig. 3 på att kohesionen i moränen mobiliseras när deformationen är liten. Vid större deformationer blir inverkan av friktionen alltmer framträdande. Då moränjordarterna i Finland dessutom, såsom tidigare nämnts, främst omfattar sand- och momorän, kan man

ofta bortse ifrån kohesionen och betrakta moränen som en ren friktionsjordart. Moränens friktionsvinkel kan härvid i enklare fall bedömas, enligt de finska grundbyggnadsnormerna med ledning av jordartens densitet, dvs torra volymvikt. I viktigare fall är en bestämning av skjuvhållfastheten in-situ emellertid att rekommendera. Sker bestämningen på laboratoriet, erhåller man med största sannolikhet värden som är på säkra sidan. Ju högre halten av silt- och lerpartiklar är, desto större betydelse får kohesionen, medan jordartens friktionsvinkel samtidigt avtar något.

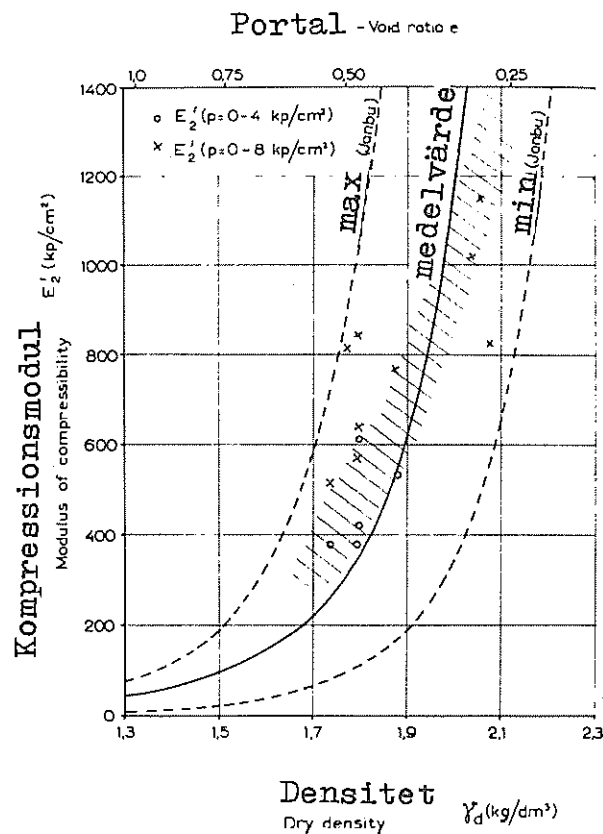


Fig. 4. Kompressionsmodulen såsom funktion av moränens torra volymvikt respektive portal inom spänningsområdet 0 till 8 kp/cm². (E_2 avser modulen vid rekompresion, dvs efter avlastning och förnyad belastning).

Enligt de finska normerna antas friktionsvinkelns grundvärde vara 31° för mjälmorän, 33° för momorän, 35° för sandmorän och 37° för grusmorän. Gäller det normal bottenmorän med tät lagring ($\gamma_d = 1,9$ till 2,1 t/m³), kan till detta grundvärde adderas ett tillägg på 3° och gäller det mycket tät morän ($\gamma_d > 2,1$ t/m³), är tillägget 6° (RIL 1964).

Svårigheterna att erhålla ostörda moränprov gör det vanskligt att bestämma moränens kompressibilitet. Då det gäller stenfri, finkornig morän kan man visserligen tillämpa den bl a i Danmark använda metoden att i förbelastad bottenmorän bestämma kompressibiliteten från rekompansionskurvan, varvid man alltså först belastar ödometerprovet till ett tryck som överstiger det aktuella grundtrycket, gör en avlastning och sedan belastar på nytt och använder de vid återbelastningen erhållna värdena vid beräkningen av kompressibiliteten. På detta sätt har de i fig. 4 inprickade värdena på kompressionsmodulen erhållits. Denna har här satts som funktion av torra volymvikten och jämförts med av Janbu (1963) angivna gränsvärden.

Då det gäller mer storblockig morän fordras stora prover och ödometerdimensioner och svårigheterna vid provtagningen gör att man då hellre tillgriper provbelastning på byggnadsplatsen. De tidigare finska normerna innehöll en provbelastningsrekommendation, enligt vilken det tillåtna grundtrycket fick vara högst hälften av den belastning, vid vilken en cirkulär eller kvadratisk 900 cm^2 provplatta erhöll en sättning på 1 cm, utan att marken på sidan om plattan höjde sig (belastningshastighet $\leq 0,5 \text{ kp/cm}^2$ per timme). Antas lastsättningskurvan inom detta område vara rätlinjig, motsvarar den tillåtna belastningen en sättning hos provplattan av högst 0,5 cm. Antas dessutom Terzaghi-Pecks empiriska tumregel för sand, att fundamentets sannolika sättning blir högst 4 gånger provplattans sättning gälla även för morän, skulle den mot ovannämnda tillåtna grundtryck svarande sannolika fundamentalsättningen bli högst 2 cm.

Provb belastningsresultaten kan också användas för att bestämma jordens deformationsmodul. Betecknar p_1 provplattans belastning (kp/cm^2) vid sättningen 1 cm, kan deformationsmodulen E (kp/cm^2) approximativt sättas lika med $p_1 \cdot B$, där B är provplattans diameter i cm. Enligt resultaten i fig. 5 blir

$E = 12 \times 25 = 300 \text{ kp/cm}^2$ för den något urtvättade ytmoränen på 0,5 m djup och

$E = 48 \times 25 = 1200 \text{ kp/cm}^2$ för den sandiga momoränen på 1,0 m djup ($\gamma_d = 1,93 \text{ t/m}^3$, $w = 11,4 \%$).

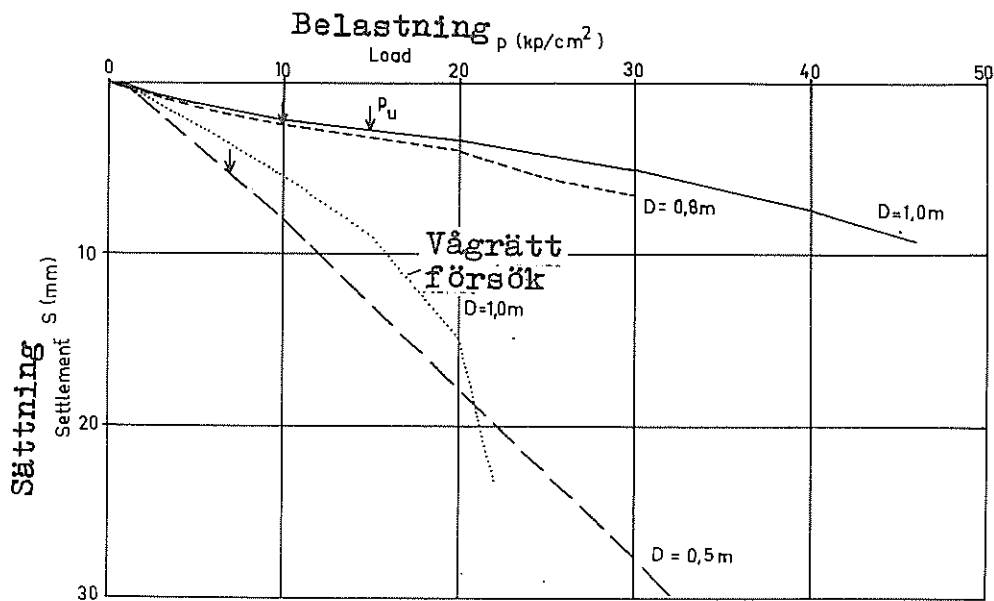


Fig. 5. Last-sättningskurvor erhållna vid provbelastning på dels ytmorän ($D = 0,5$ m), dels bottenmorän ($D = 0,8$ och $1,0$ m). Som jämförelse har även resultaten från ett i vågrät riktning utfört belastningsförsök angivits.

Skulle ovannämnda provbelastningsrekommendation tillämpas på resultaten från 1 m djup, blev det tillåtna grundtrycket ca 24 kp/cm^2 . Markytan på sidan om provplattan har emellertid visat en liten höjning redan vid $p_u = 15 \text{ kp/cm}^2$.

Då det kan vara svårt att få tillräcklig motvikt för provbelastning av morän prövades också en enklare metod med vågrät provbelastning mot de lodräta väggarna i ett smalt schakt eller i en provgrop, varvid domkraften alltså fick stödja mot motsatt schaktvägg. Förhållandet mellan den lodräta och vågräta provbelastningens p_1 -värden befanns ungefär motsvara jordartens passiva jordtryckskoefficient. Sålunda erhöles t ex förhållandet 3 å 3,2 då passiva jordtryckskoefficienten $K_p = \text{tg}^2 (45^\circ + \phi/2)$ var 3,25.

Den av STF utförda moränundersökningen startades med en serie provbelastningar på packad moränfyllning i geotekniska laboratoriets provbassäng. Den moiga moränens vattenhalt varierade mellan 13 och 19 % och torra volymvikten var efter komprimeringen blott 1,55 till 1,60 t/m^3 . Värdena på p_1 var

låga, på ytan i början blott ca $0,5 \text{ kp/cm}^2$, senare 1 å 2 kp/cm^2 och på 50 till 70 cm djup 4 å 5 kp/cm^2 . Då moränfyllningen med tiden konsoliderades, ökades dess bärförmåga betydligt. Provbelastning på naturligt lagrad morän i fält gav mycket högre p_1 -värden. T o m i ett omlagrat och tydligt sorterat material i Otnäs, som kan jämföras med ytmorän, erhöles vid vågrät provbelastning $p_1 = 15$ å 30 kp/cm^2 , vilket skulle motsvara 50 å 100 kp/cm^2 vid lodrät provbelastning. Värden på p_1 över 100 kp/cm^2 erhöles vid lodrät provbelastning på moig sandmorän i Silvola, vilket skulle motsvara värden på deformationsmodulen på mellan 2500 och 3000 kp/cm^2 . Vid senare provbelastningar har p_1 -värden på 70 till 130 kp/cm^2 observerats, motsvarande moduler på 1500 till 4000 kp/cm^2 . Enligt Hansbo, Bennermark & Kihlblom (1968) har observerade sättningar i moränlera befunnits motsvara modulvärden på 1000 å 4000 kp/cm^2 .

Metoden att definiera brottbelastningen såsom den belastning, vid vilken rörelsen hos markytan utanför provplattan ändras från sättning till höjning, synes inte ge entydiga resultat, då det gäller så små deformationer som det här är fråga om. Belastningen kan nämligen ofta ökas ytterligare, ibland t o m flerdubbelt, innan något egentligt brott inträder. Om last-sättningskurvan har ett tydligt ställe med minsta krökningsradie, ger detta i regel ett tillförlitligare värde på brottlasten. Eventuellt kunde man dessutom tillämpa en liknande metod som vid provbelastning av pålar, dvs att definiera brottlasten som den last P_u , vars sättning är dubbelt så stor som sättningen vid lasten $0,9 P_u$.

Vid de belastningar som i allmänhet tillåts vid grundläggning på bottenmorän blir sättningarna så små, att man kan fråga sig om det överhuvudtaget är någon idé att försöka beräkna den sannolika sättningen på grundval av laboratorieförsök med sk ostörda jordprov eller ens med ledning av provbelastningar i liten skala, där skaleffekten dock är osäker. Varför inte istället göra sättningsobservationer och direkt tillämpa resultaten från dem, t ex genom att söka få fram något samband mellan moränens densitet och bäddningsmodulen eller sättningsmodulen.

Sättningsobservationerna måste i dylika fall startas så tidigt som möjligt under byggnadsskedet, helst så snart som grundplattan eller sockeln är gjutna. Mätningarna måste ske med stor noggrannhet. Vi har vid våra sättningsobservationer på morän använt en precisionsslangvåg av östtyskt fabrikat. Det måste dock konstateras, att det är svårt att få igång observationerna så tidigt som önskvärt. Svårigheter uppstår också att utföra observationerna med tillräcklig noggrannhet under den tid byggnadsarbetena pågår och speciellt då vintertid, när temperaturskillnaderna ofta är stora och stör slangvågsmätningarna. Dylika mätningar har företagits vid ett antal byggnadsobjekt omfattande dels byggnader helt på morän, dels på berg och morän och dels i ett fall på pålar och morän.

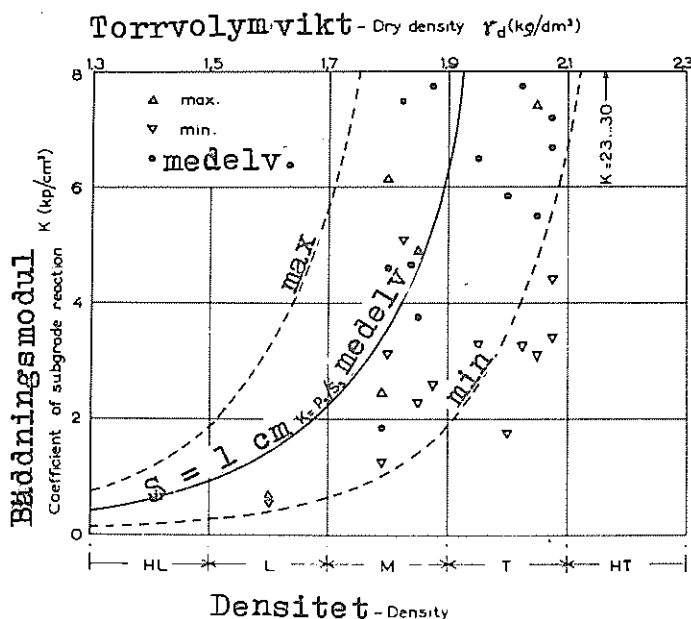


Fig. 6. På grundval av sättningsobservationer beräknad bäddningsmodul i morän med varierande densitet (HL = mycket lös, L = lös, M = medeltät, T = tät och HT = mycket tät lagring). Som jämförelse har för en 1 m bred bottenplatta enligt Fig. 4 beräknade kurvor för sättningen $S = 1$ cm inritats i figuren.

Vid analyseringen av mätresultaten försökte vi bl a utröna om det fanns något samband mellan moränens densitet (torra volymvikt) och bäddningsmodulen, dvs grundtrycket dividerat med sättningen i frågavarande punkt. Nu kan man ju fråga sig vilket grundtryck man i så fall borde välja, bruttotrycket eller

nettotrycket, maximala brutto- eller nettotrycket eller brutto- respektive nettotrycket vid den tidpunkt, då sättningsobservationen ifråga gjordes. Då det rör sig om en förbelastad jordart av moräntyp med närmast friktionsjordskaraktär, har det maximala bruttotrycket använts och bäddningsmodulen har alltså erhållits genom att dividera detta med sättningen i frågavarande punkt. Som man kan vänta sig är spridningen av mätresultaten stor och detta framgår av fig. 6.

Något entydigt samband mellan bäddningsmodulen och moränens densitet är svår att finna. Spridningen av mätresultaten beror säkert delvis på moränens inhomogenitet, delvis förmodligen också på störning och uppluckring av moränens struktur i samband med grundläggningsarbetet (densiteten avser förhållandena före byggnadsarbetets igångsättande, dvs under grundundersöknings-skedet). De i figuren inritade kurvorna avser sättningen hos en 1 m bred bottenplatta, beräknad med användande av Janbus (1963) gränsvärden för sambandet mellan porositeten och modultalet.

Sambandet mellan moränens densitet och markens brottbelastning kan beräknas teoretiskt, om man utgår från ett visst samband mellan moränens friktionsvinkel och t ex torra volymvikten. På detta sätt har brottbelastningen och tillåtna grundtrycket vid säkerhetsfaktorn 3 beräknats i fig. 7 för vissa belastningsfall. Tillåtna grundtrycket har beräknats vid fundamentbredderna 0,5 och 1 m och grundläggningsdjupet 0,5 m.

I fig. 7 har även en kurva inritats över tillåtna grundtrycket svarande mot kompressionsmodulens medelvärdekurva och tillåtna sättningen 1 cm. Denna kurva anger sambandet mellan det med hänsyn till sättningen tillåtna grundtrycket och moränens torra volymvikt för en 1 m bred bottenplatta. Den låga tillåtna sättningen 1 cm har här motiverats med att största sättningsdifferensen i moränjord kan bli praktiskt taget lika stor som totalsättningen. I figuren har även inritats de tillåtna sättningarna på morän enligt finska grundbyggnadsnormerna, varvid L avser lös, M medeltät, T tät och HT mycket tät morän enligt

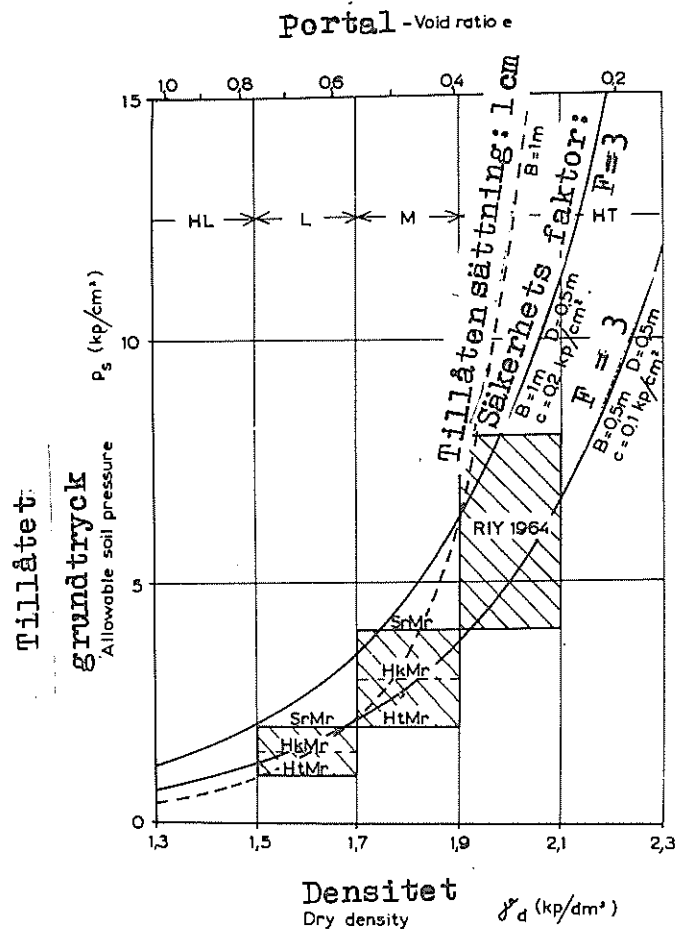


Fig. 7. Tillåtet grundtryck på morän med varierande densitet vid en tillåten sättning av $S = 1$ cm, respektive vid 3-faldig säkerhet mot brott för en smal bottenplatta ($B = 1$ m och $0,5$ m, $D = 0,5$ m). "RIY 1964" avser tillåtet grundtryck enligt de finska grundbyggnadsnormerna.

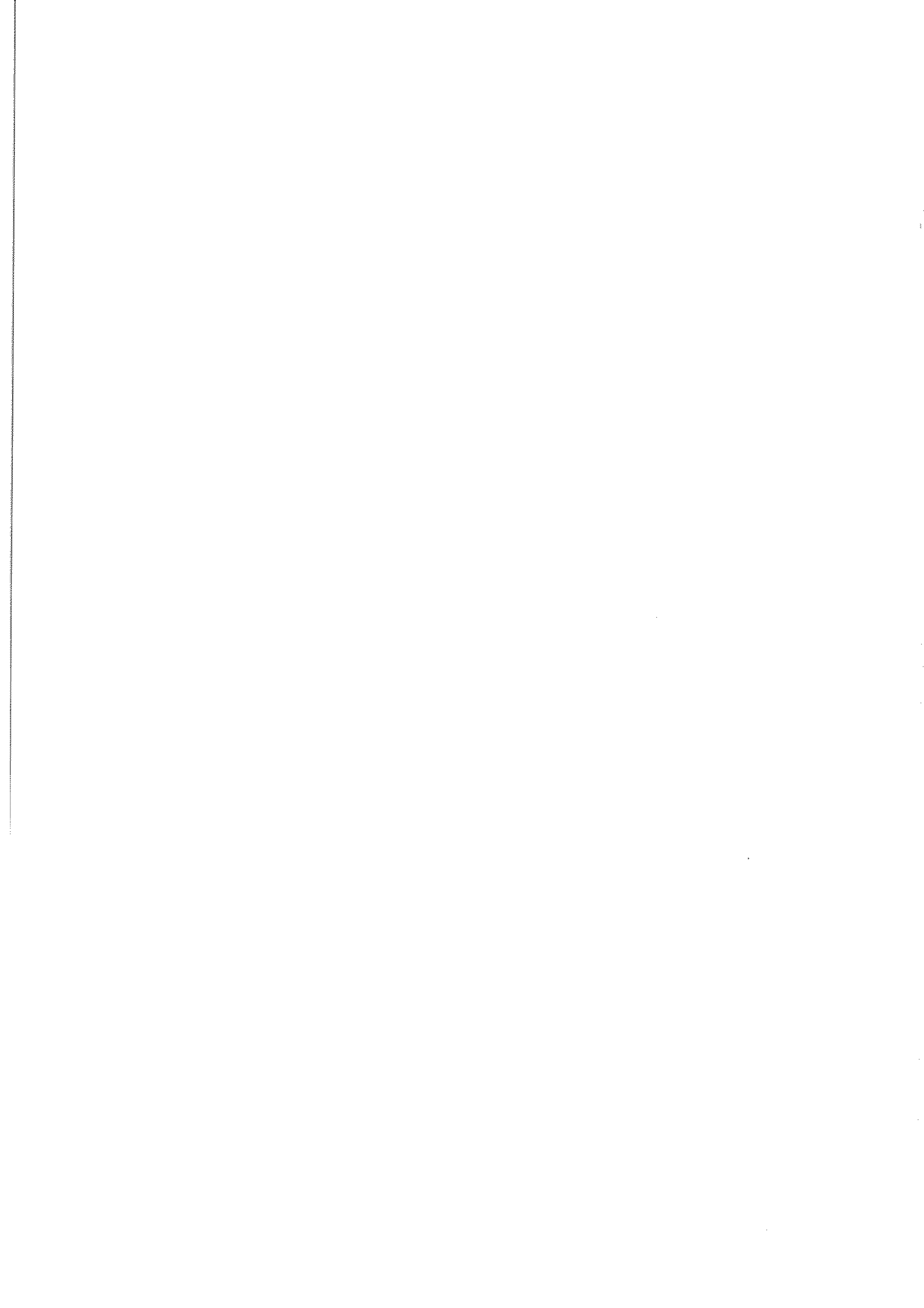
tidigare nämnda densitetsklassificering. Såsom ovan påpekats hör normal grundmorän vanligen till klasserna T eller HT, medan klasserna M och L närmast avser ytmorän eller utfylld morän.

Enligt de finska normerna kan den tillåtna belastningen på lös och medeltät morän bestämmas som för en friktionsjord med samma medelkornstorlek (avser material < 60 alternativt 64 mm). Beträffande tät morän finns däremot inga föreskrifter, enligt vilka det tillåtna grundtrycket på finkornig morän borde vara lägre än för grovkornig. Kornstorleken spelar här en underordnad roll,

huvudsaken är att jordarten innehåller grövre och finare partiklar i sådan proportion, att en hög packningsgrad och hög torr volymvikt erhålls. Beträffande tät och mycket tät morän tyder undersökningsresultaten på att man vid behov skulle kunna tillåta betydligt högre grundtryck än vad våra nuvarande normer anger.

LITTERATUR

- Brenner, T., 1927: Varvig lera överlagrad av morän från trakterna öster om Jyväskylä stad i Finland. Fennia 47, No 9, Helsingfors.
- Hansbo, S., Bennermark, H. & Kihlblom, U., 1968: Sättningar vid grundläggning med plattor på moränlera i Lund. Väg- och vattenbyggaren No 8, 1968.
- Helene Lund, K. V., 1964: Moreenimaalajien kantavuusominaisuuksista. Statens Tekniska Forskningsanstalt. Medd. Serie III No 79, Helsingfors.
- Janbu, N., 1963: Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. Proc. European Conf. on Soil Mechanics, Wiesbaden.
- Kivekäs, E. K., 1946: Zur Kenntnis der mechanischen, chemischen und mineralogischen Zusammensetzung der finnischen Moränen. Acta Agralia Fennica 60.2, Helsingfors.
- Korpela, K., 1969: Die Weichsel - Eiszeit und ihr Interstadial in Peräpohjola (Nördliches Nord-Finnland) im Licht von submoränen Sedimenten. Ann. Acad. Scient. Fennicae. Series A. No 99, Helsingfors.
- Okko, V., 1964: Maaperä, Suomen Geologia (toim. K. Rankama), Helsingfors.
- RIL 1964: Finlands Byggnadsingenjörers Förbund: Pohjarakennuksen normit 1964. Publ. A 45, Helsingfors.
- Soveri, U., 1969: Suomen rakennusgeologia. TKY:n Moniste No 272, Otaniemi.



ÖVERSIKT ÖVER PÅGÅENDE MORÄNFORSKNING VID CTH

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

Det kan synas egendomligt att vi på CTH, som befinner oss mitt i en region av huvudsakligen berg och lera, intresserar oss i så hög grad för moränens och grovkorniga sediments geotekniska egenskaper. Men vårt intresse är förklarligt med hänsyn till två betydelsefulla faktorer, dels att vårt land huvudsakligen täcks av moränavlagringar och dels att dessa jordars egenskaper är så dåligt kända, något som bl a utgör motivet till denna morändag.

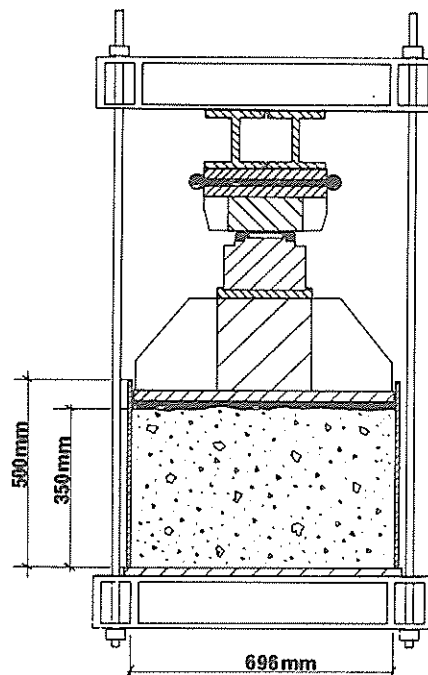


Fig. 1. Tvärsektion genom "jätteödometer", använd för kompressionsförsök på grovkorniga jordar.

Vår forskning bedrivs dels på fältet genom sättningsobservationer på olika byggnadsverk, dels i laboratorium. För de sistnämnda studierna byggdes för ca 3 år sedan en "jätteödometer" med inre diametern ca 700 mm, fig. 1, och några av de resultat som erhållits med denna ödometer presenteras i följande artikel av civilingenjör Erland Högberg. Ödometern har successivt förbättrats, och vi avser att inom en snar framtid bygga en ännu större ödometer med inre diametern 1000 mm, där även sprängstens deformationsegenskaper skall kun-

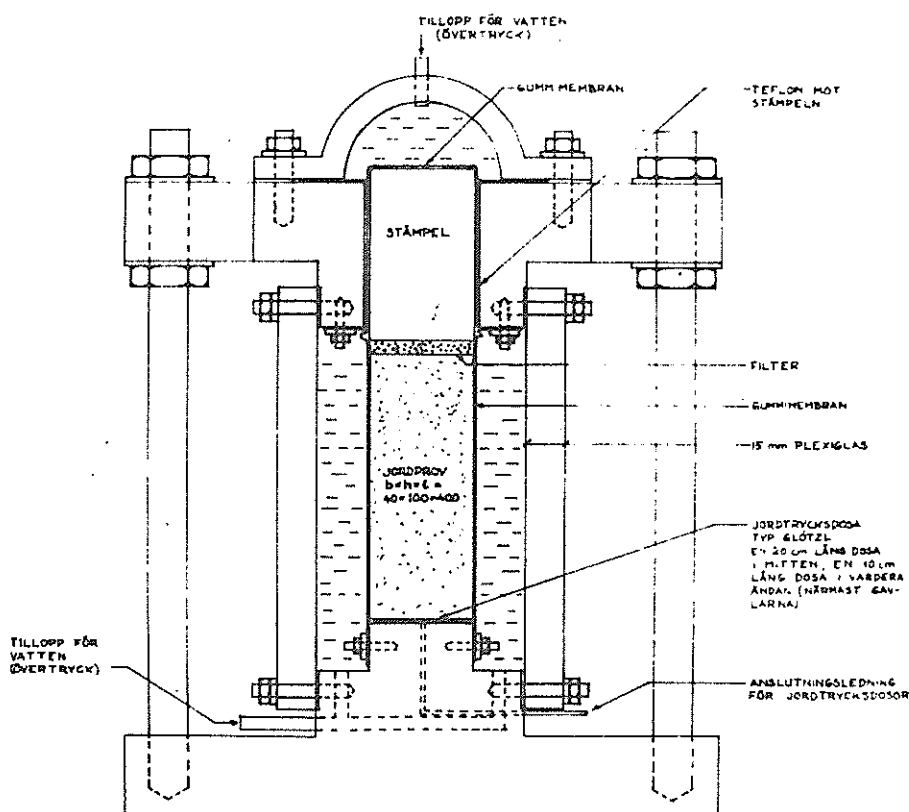


Fig. 2. Skjuvapparat för plant deformationstillstånd.

na studeras. För studium av skjuvhållfastheten hos moränerna avser vi att bygga en skjuvapparat för plant deformationstillstånd. En modellapparat har konstruerats, fig. 2, och kommer att tillverkas fortast möjligt. Fungerar modellen tillfredsställande kommer den att tillverkas i full skala för försök på morän. Skjuvapparatens kommer också att tillverkas i en alternativ konstruktion med "liggande" tryckcell för att möjliggöra en bättre inpackning av moränjorden. Därmed hoppas vi kunna klarlägga eller i varje fall bättre belysa vilka skjuvhållfasthetsparametrar som gäller i morän och hur faktorer av olika slag påverkar dessa parametrar.

Moränlerornas och övriga fasta lerors geotekniska egenskaper och mikrostruktur ingår också som en del i vår forskning. Några av de därvid erhållna resultaten presenteras i en av de följande artiklarna av civilingenjör Jan Hartlén.

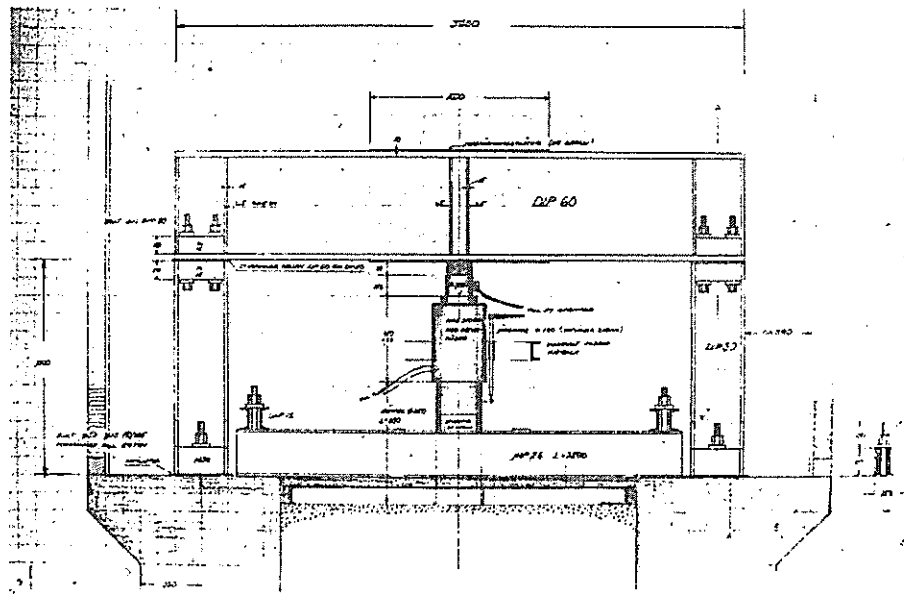
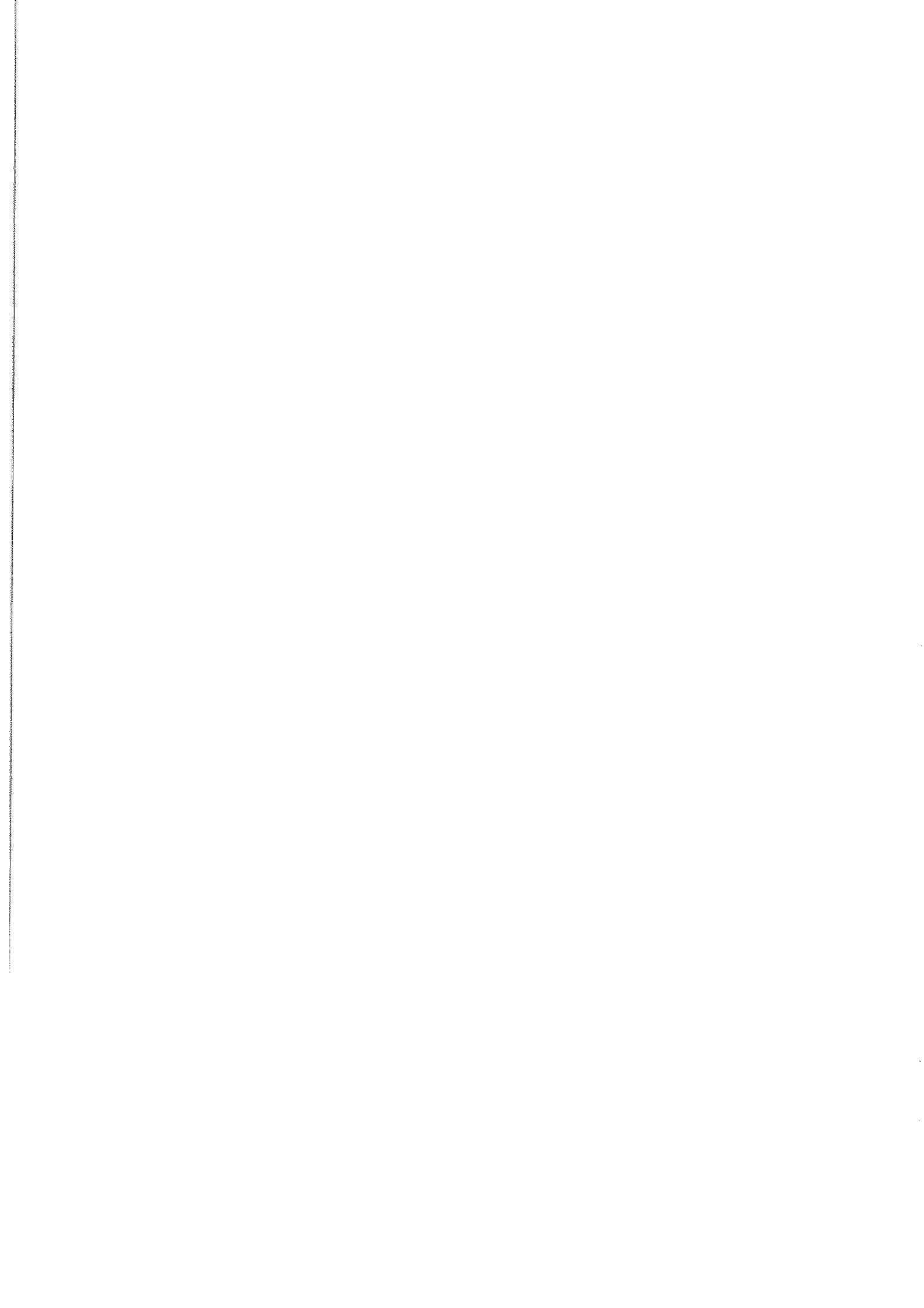


Fig. 3. Belastningsanordning för försök på grovkorniga jordar.

Mätningar på fältet är ofta teoretiskt svårtolkade genom undergrundens heterogena uppbyggnad och genom andra svårkontrollerade faktorer. För att kunna åstadkomma fältmässiga belastningsförhållanden under kontrollerade geotekniska förhållanden byggs för närvarande en forskningsstation vid Gibraltargatan, inte långt från Chalmers Provningsanstalt, med anslag från Statens råd för byggnadsforskning och med ekonomiskt bistånd från Skånska Cementgjuteriet, Jacobson & Widmark och Svenska Entreprenörföreningen. Forskningsstationen innehåller en betonglåda med inermåtten $b \times l \times h = 2 \times 5 \times 2$ m, som kan fyllas med jord under kontrollerade förhållanden. Lådans väggar och botten är försedda med 53 st inbyggda jordtrycksdosor av typ Glötzl. Vatten kan fyllas på eller tömmas av från lådans botten. Jorden kan belastas och alltså förkonsolideras med ett jämnt fördelat vertikalktryck av 10 kp/cm^2 . En skiss över belastningsanordningen visas på fig. 3. Belastningsförsök på plattor kommer att kunna utföras med upp till 300 Mp last. Anordningar kommer även att finnas för dynamiska belastningsförsök. En trycksond med automatisk registrering av spetsmotståndet har tillverkats i syfte att studera sambandet mellan sonderingsmotstånd och bärförmåga för provplattorna.



KOMPRESSIONSFÖRSÖK PÅ MORÄN I JÄTTEÖDOMETER

Civilingenjör Erland Högberg, Institutionen för geoteknik med grundläggning, CTH.

INLEDNING

För att bedöma sättningarnas storlek vid grundläggning på grova friktionsjordar, har en jätteödometer enligt fig. 1 konstruerats vid Chalmers. Ödometerringen är utförd i 7,7 mm plåt och har innerdiametern 696 mm samt höjden 500 mm. Bestämning av provets kompression sker med tre mätklockor på stämpeln. För att bestämma det horisontala jordtrycket i ödometern har 27 trådtöjningsgivare limmats i horisontal riktning på tre nivåer på ödometeringens utsida. Lasten påføres på hydraulisk väg med en flat Freyssinetdomkraft \varnothing 430 mm som är kopplad till en oljepump.

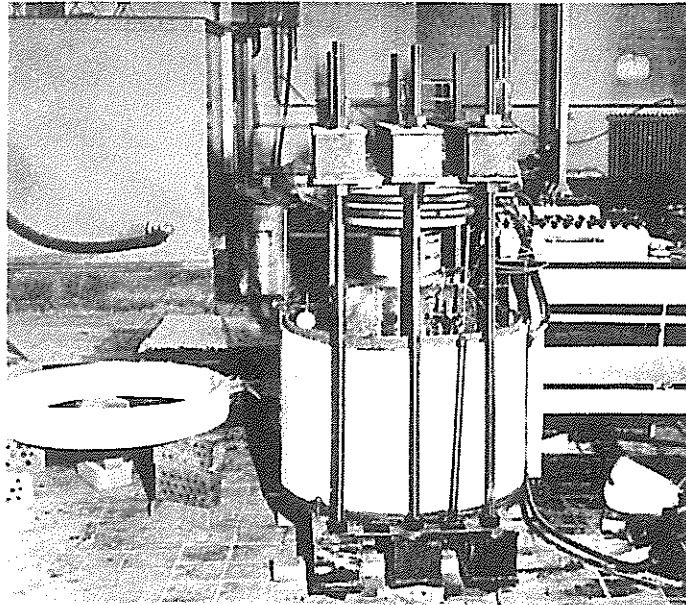


Fig. 1. Jätteödometern med inpackat prov under pågående kompressionsförsök. Jämför även Fig. 1 i föregående artikel. Ringen till vänster om ödometern är försedd med dummygivare.

INPACKNING AV JORDMATERIALET:

Provet packas i två lager med ca 18 - 20 cm tjocklek, varvid så mycket vatten tillsätts att önskad vattenhalt erhålls. I provet medtages stenar med max. diameter 128 mm. Vattenhalten i provet varieras från 1 å 2 % till mättnad, med 1 å 2 % höjning för varje upprepning av försöket. Varje lager packas genom att en 50 kg cylindrisk fallvikt med diametern 200 mm får falla 170 gånger från 45 cm höjd. Packningsenergin per volymsenhet av provet blir härvid densamma som vid Proctorpackning. För att få en jämn fördelning av trycket gjuts en platta av jordtorr betong på en plastfolie som läggs ovanpå jordprovet. Stämpeln placeras på betongen innan denna hårdnat varigenom en god anliggning erhålls.

UTFÖRANDE AV PROVET:

Belastningen påförs stegvis i tre cykler:

- a) 0, 1, 1, 2, 4, 8, 4, 2, 1, 0, 1 kp/cm²
- b) 0, 1, 1, 2, 4, 8, 16, 20, 16, 8, 4, 2, 1, 0, 1 kp/cm²
- c) Samma som b).

(Utgångsvärdet 0, 1 kp/cm² i lastcyklerna motsvarar vikten av apparatens överbyggnad och halva provet).

Varje laststeg får verka i 20 min. Avläsning av kompressionen görs vid tiderna 20", 40", 1' 20", 2' 40", 5', 10' och 20'.

FÖRSÖKSRESULTAT:

Såsom ett representativt material har en morän från Dösebacka vid Kungälv utvalts. Detta material har en siktkurva enligt fig. 2. Sambandet mellan last och sättning vid olika vattenhalter framgår av fig. 3. I fig. 4 redovisas portalet och kompressionen som funktion av vattenhalten. Vid vattenhalten $w = 4\%$

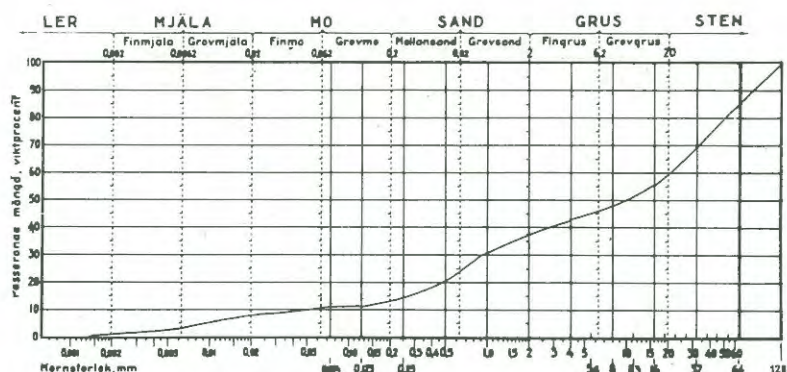


Fig. 2. Kornfördelningskurva för morän från Dösebacka.

fås tätaste packningen men trots detta ger denna vattenhalt största kompressionen. Fig. 5 framställer sambandet mellan vertikal- och horisontaltrycken i ödometern. Man får en viljordtryckskoefficient på omkring 0,36.

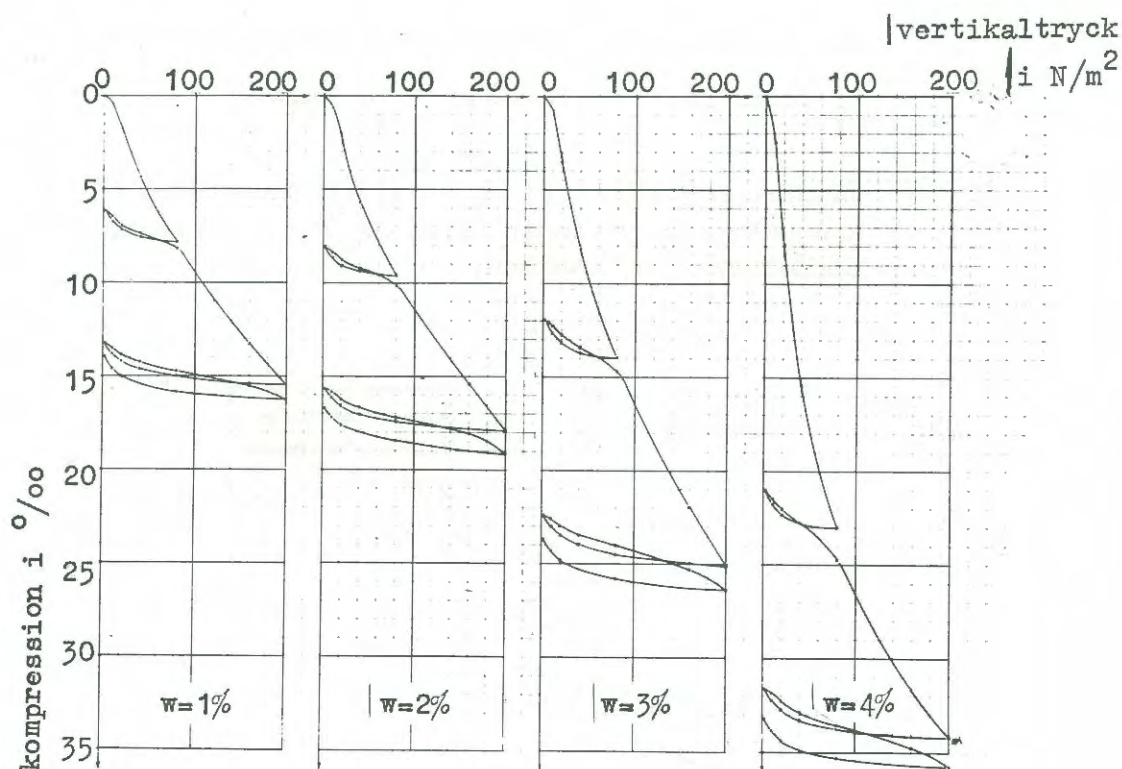


Fig. 3. Samband mellan tryck och kompression uppmätt vid ödometerförsök på morän från Dösebacka.

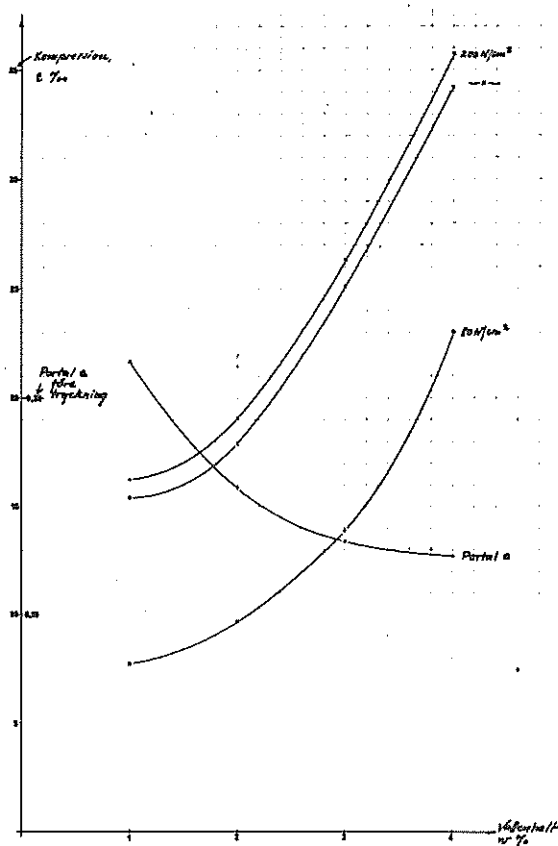


Fig. 4. Jämförelse mellan erhållet portal och erhållna kompressionsegenskaper för morän från Dösebacka, packad vid olika vattenhalt.

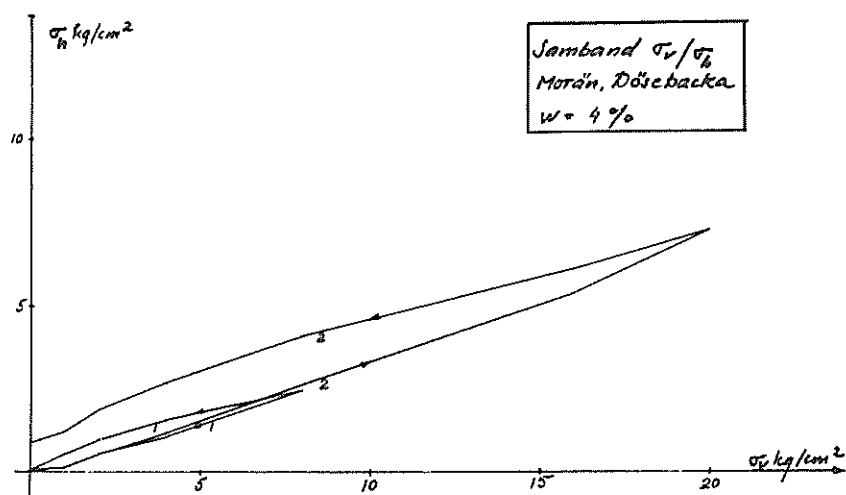


Fig. 5. Samband mellan vertikalt normaltryck och horisontellt radialtryck, uppmätt under kompressionsförsök i jätteödometer.

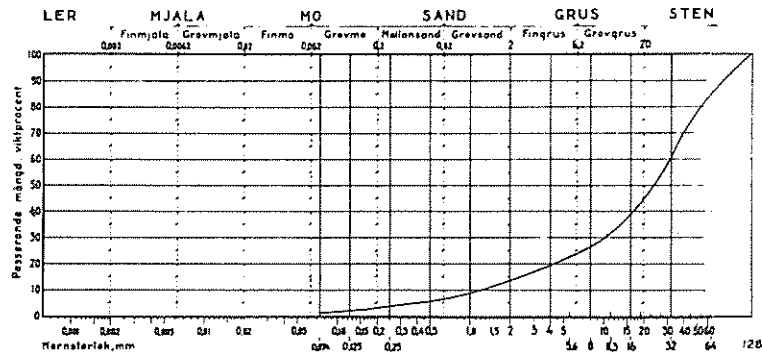


Fig. 6. Kornfördelningskurva på åsgrus från Gävle.

JÄMFÖRELSE MELLAN SÄTTNING VID BELASTNINGSFÖRSÖK PÅ PLINT IN-SITU OCH SÄTTNING BERÄKNAD MED LEDNING AV FÖRSÖK I JÄTTE-KOMPRESSOMETERN:

På åsgrus i Gävle med siktkurva enligt fig. 6, densitet $1,9 \text{ t/m}^3$ och vattenhalt 4 %, göts en plint med diametern 88 cm och med spetsen utförd enligt fig. 7. Med hjälp av jordtrycksmätare typ Glötzl uppmättes jordtrycket mot plintens botten. Av fig. 7 framgår att man fick en sättning $\delta = 13 \text{ mm}$ då detta

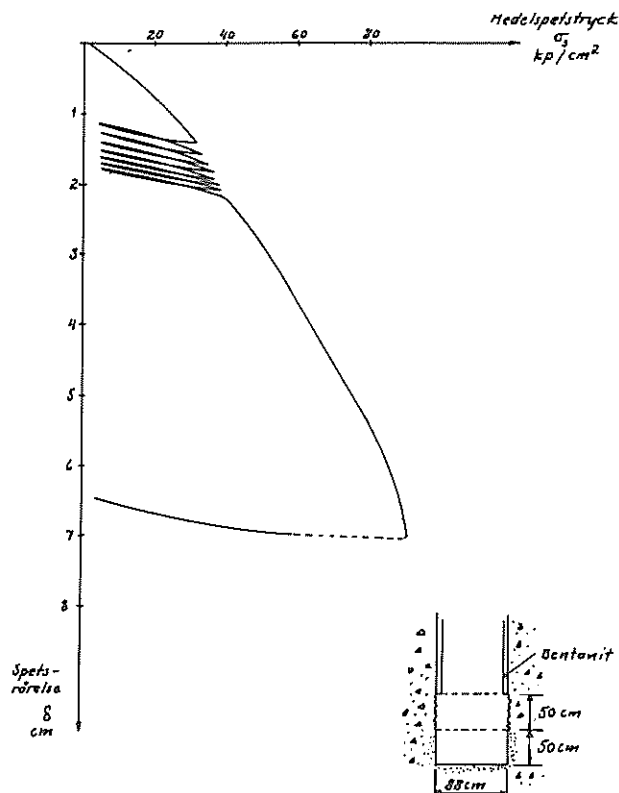


Fig. 7. Resultat av belastningsförsök på plint, grundlagd på åsgrus i Gävle.

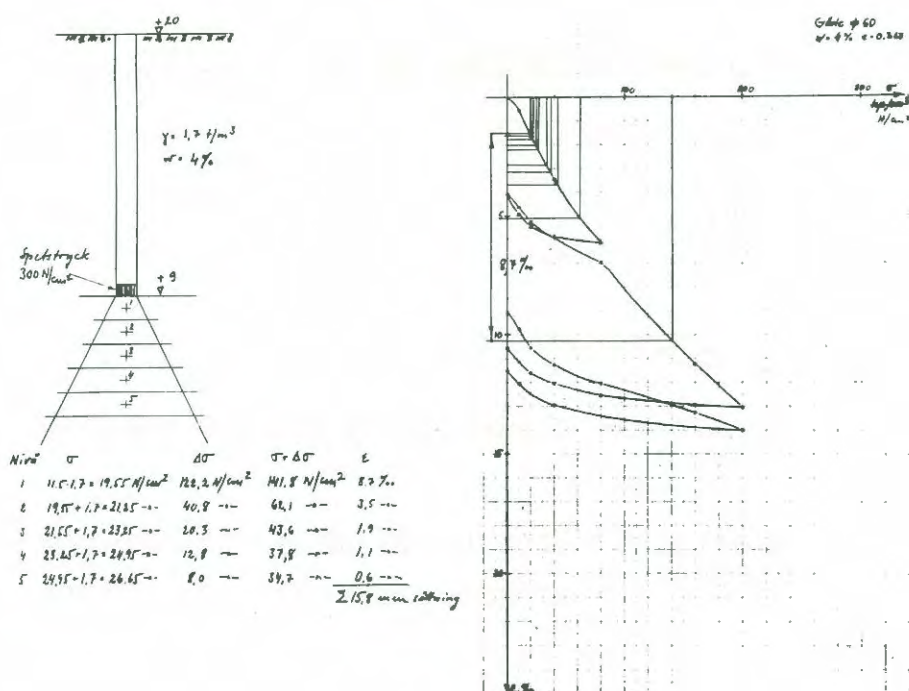


Fig. 8. Ödometerkurva för åsgrus från Gävle och beräknad sättning för plint enligt Fig. 8.

jordtryck uppgick till 30 kp/cm^2 . Beräknas plintens sättning ur last-kompresionskurvan för ödometerfallet, (fig. 8), under antagande av en lastutbredning 2:1 i jorden under plinten fås $\delta = 15,8 \text{ mm}$. Densiteten vid ödometerförsöket har varit ca $2,1 \text{ t/m}^3$ och vattenhalten 4 %.

HÅLLFASTHETSEGENSKAPER HOS NÅGRA SKÅNSKA MORÄNLEROR

Civilingenjör Jan Hartlén, Institutionen för geoteknik, LTH.

INLEDNING

Vid Tekniska Högskolan i Lund pågår forskning gällande fasta lerors skjuvhållfasthet. Forskningen, som finansieras av Statens Råd för Byggnadsforskning, har pågått sedan den 1.7.1968 under ledning av docent Roland Pusch. Denna forskning kommer fr o m 1/1 1970 att överflyttas till CTH.

Undersökningen avser att klargöra de fasta lerornas hållfasthetsegenskaper och brottprocesser särskilt med avseende på mikrostruktur, mineralinnehåll, kornform, kornfördelning samt provvolym. Under tiden juli 1968 till juli 1969 undersöktes två starkt överkonsoliderade fasta leror (en silurisk och en triassisk) och under tiden juli 1969 till juli 1970 skall främst moränlera undersökas. Hittills har denna undersökning omfattat laboratoriebestämningar med direkta skjuvförsök och triaxialförsök. Jag ämnar här redogöra för hittills erhållna resultat för moränlera från tre olika platser i SV Skåne.

MATERIAL

Moränlera från Hyllie, Arlov och Lund. Prover har tagits på tre nivåer på respektive plats. Karaktäristika framgår av nedanstående tabell 1.

Proverna hade följande geologiska karaktäristika:

Hyllie- och Arlovproverna består av en moränlera med hög halt av nedkrossade kritbergarter, skrivkrita, kritkalksten och enfärgad flinta. Ofta är emellertid nedkrossningen så ofullständig, att man i moränen finner väldiga flak, ända till flera hundra meter långa, av skrivkrita. Moränen är ofta lik en styv sedimentär lera. Orsaken härtill är att isströmmen inknådat leriga sediment

vid sin framdrift.

Lundproverna utgörs av lerskiffergnejsmorän, vilken är moig-lerig, då den till stor del är bildad från mellersta Skånes siluområden.

Lokal	Djup cm	Beteckning	Vattenhalt	Flytgräns	Plasticitetsgräns	Plasticitetstal	Kalkhalt	Glödgl. förlust obeh. prov	Glödgl. förlust H ₂ O ₂ -beh. prov	Halt av org. material	Lerhalt i % av mtrl. < 16 mm
Hyllie	405	1100	11	19	12	7	33	2.5	1.2	1.3	15
	515	1200	11	18	9	9	34	3.1	2.0	1.1	22
	600	1300	11	18	9	9	28	2.8	1.3	1.5	20
Lund	220	2100	15	23	13	10	21	2.8	2.0	0.8	23
	400	2200	14	14	9	5	12	1.8	1.6	0.2	10
	600	2300	12	15	9	6	14	1.8	1.3	0.5	19
Arlöv	320	3100	11	16	11	5	11	1.3	1.0	0.3	13
	495	3200	12	29	12	17	13	1.6	1.1	0.5	12
	615	3300	12	15	12	3	12	2.1	1.2	0.9	14

Tabell 1 Undersökta moränlerors karakteristika

FÖRSÖKSUTFÖRANDE:

Proverna har upptagits "ostörda" av Svensk Grundundersökning. Provtuberna har diametern 11,8 cm och höjden 30 cm. På dessa prover har dränerade direkta skjuvförsök och triaxialförsök utförts. Proverna har uttrimmats med skalpell i två riktningar nämligen parallellt och vinkelrätt horisontalplanet, varvid utstickande stenar har ersatts med betongspackel.

De direkta skjuvförsöken har utförts dränerade i Casagrande skjuvboxar med diameter 25 respektive 75 mm. Lastökning/20 min. Tid till brott 6 - 10 h.

Triaxialförsöken har utförts dränerade i den norska triaxialapparaten. Provdiameter har varit 36 och 61 mm. 61 mm-proverna utfördes 1966 i form av ett examensarbete vid KTH. Konsolideringstiden vid triaxialförsöken är ca 18 h. Belastningshastigheten är ungefär 0,12 %/min., vilket givit brott efter ca 6 h.

RESULTAT:

På grund av att försöksserien pågår kan några slutliga resultat inte ges här.

Nedan redovisas i fig. 1-5 resultaten av kornstorleksanalys, triaxialförsök och direkta skjuvförsök för ett representativt material (från Hyllie).

I tabell 2 finns en sammanställning av resultaten från utförda skjuvförsök.

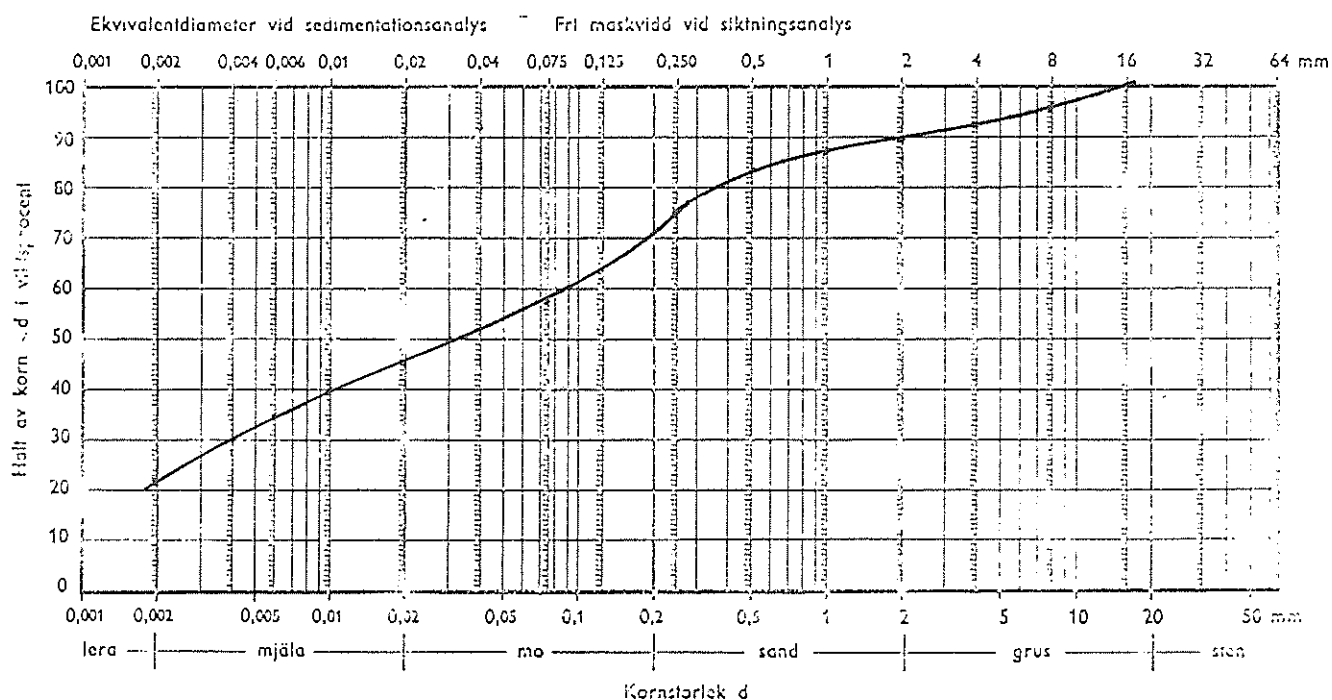


Fig. 1. Medelkornstorleksfördelningen för moränlera från Hyllie (djup 5,2 m).

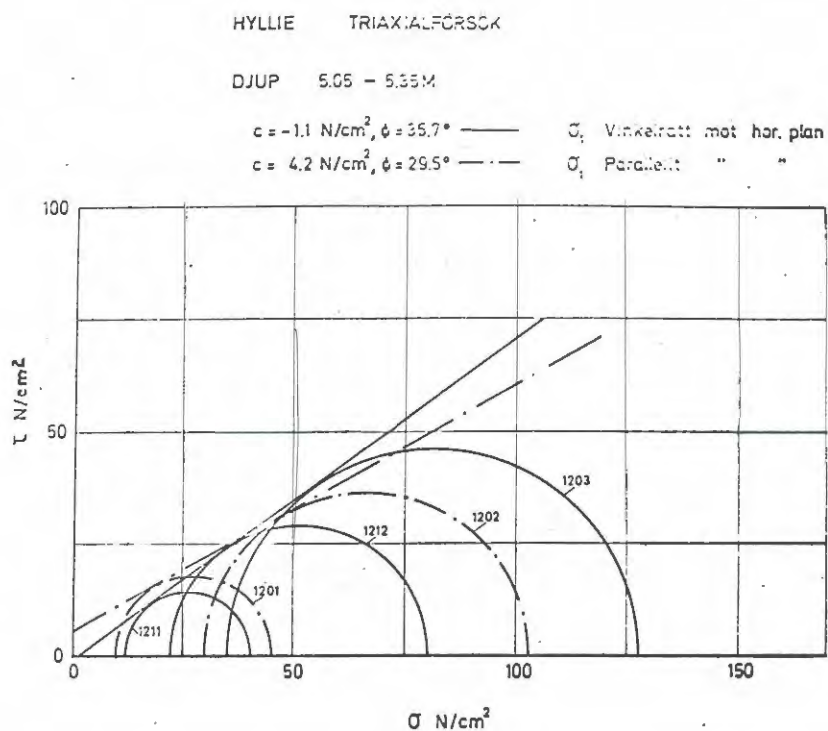


Fig. 2. Mohrs diagram för dränerade triaxialförsök på morän-
lera från Hyllie (djup 5,05 - 5,35 m).

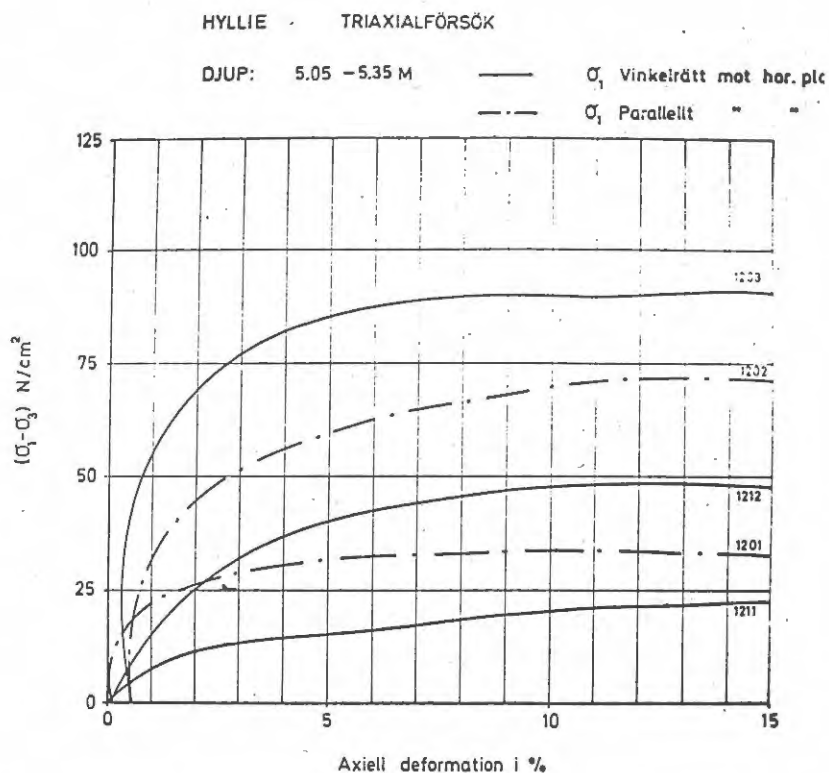


Fig. 3. $\sigma_1 - \sigma_3$ som funktion av den axiella deformationen för proverna enligt Fig. 2.

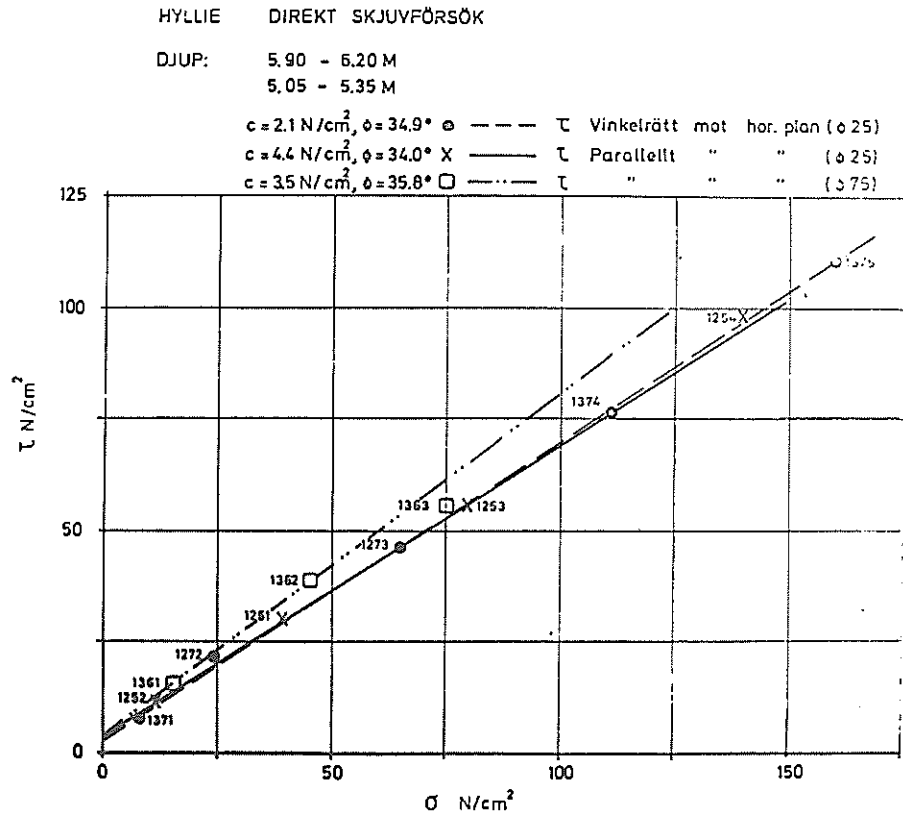


Fig. 4. Samband mellan τ och σ för direkta skjuvförsök på moränlera från Hyllie (djup 5, 05 - 5, 35 m).

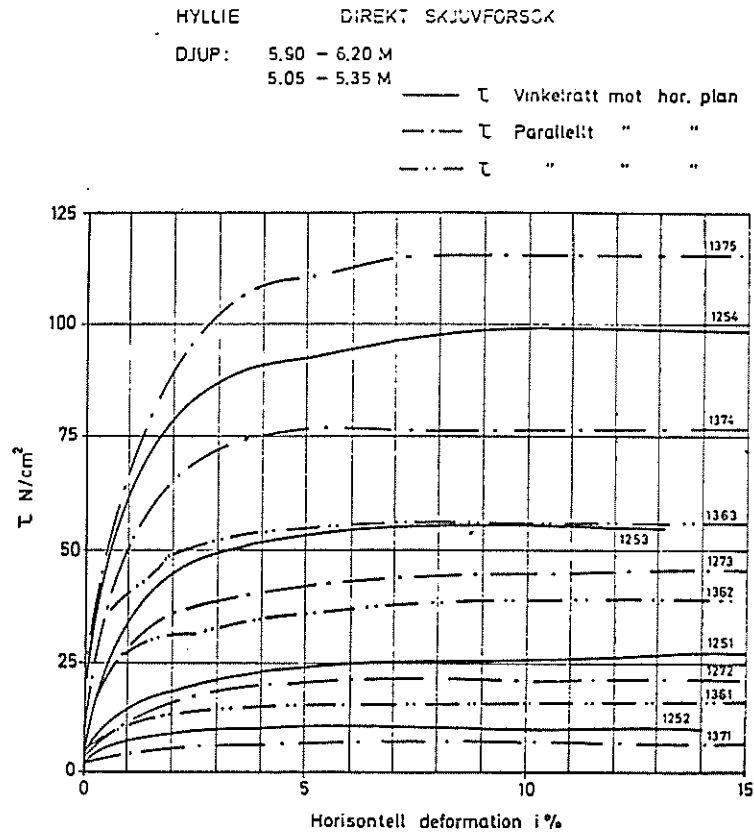


Fig. 5. τ som funktion av den horisontella deformationen för proverna enligt Fig. 4.

Plats	Djup m	Försöks- serie	Typ	Rikt- ning	Prov- diameter mm	Skjuvhållfasthet	
						C N/cm ²	Ø grader
Hyllie	4,00-4,30	1100	T	A	36 o 61	6,6	30,3
	"	1180	S	C	75	0,1	35,2
	5,05-5,35	1200	T	A	36 o 61	-1,1	35,7
	"	1200	T	B	36	4,2 (?)	29,5 (?)
	5,05-6,20	1270	S	C	25	2,1	34,9
	"	1250	S	D	25	4,4	34,0
"	"	1360	S	D	75	3,5	35,8
Lund	2,00-2,30	2100	T	A	36 o 61	1,6	29,3
	"	2170	S	C	25	2,8	29,1
	"	2150	S	D	25	0,5	29,8
	"	2160	S	D	75	1,9	31,3
	5,80-6,10	2300	T	A	36	0,5	30,5
	Arlöv	3,05-3,35	3100	T	A	36 o 61	2,0
"		3100	T	B	36	0	38,5
4,80-5,10		3200	T	A	61	1,8	36,3
"		3270	S	C	25	3,8	40,8
"		3250	S	D	25	6,7	35,2
6,00-6,30		3300	T	A	61	5,1	28,0
"		3370	S	C	25	2,0	39,2
"		3380	S	C	75	0	39,5
"		3350	S	D	25	3,5	36,8
"		3360	S	D	75	4,3	34,0

Teckenförklaring:

- Typ: T: Triaxialförsök
S: Direkt skjuvförsök
- Riktning: A: σ_1 vinkelrätt mot hor.plan
B: σ_1 parallellt med hor.plan
C: τ vinkelrätt mot hor.plan
D: τ parallellt med hor.plan

Tabell 2 Sammanställning av triaxial- och direkta skjuvförsök på moränlera från SV Skåne

KOMMENTARER:

Brottfigurer

Vid triaxialförsöken får provkroppen efter brott utseende likt en tunna med sneda och vertikala skjuvsprickor. Utbuktningen fås av utpressade stenar. Vid de direkta skjuvförsöken är brottfiguren i motsats till vid triaxialförsöken tvångsdirigerad (till spalten mellan boxhalvorna). Brottdeformationen blir vid dränerade försök i triaxialfallet 15-16 %, medan den vid direkta skjuvförsöket endast blir (5)-8 %.

Hållfasthetsjämförelse mellan triaxial- och direkta skjuvförsök

Denna jämförelse visar hittills ingen klart uttalad tendens. Allmänt kan man ändå nämna att för proverna från Arlov, med deras låga lerhalt, gäller att ϕ_{triax} är mindre än ϕ_{direkt} , medan friktionsvinkeln hos proverna från Hyllie och Lund i stort är lika i de båda fallen. Vad gäller kohesionen är c_{triax} ofta mindre än c_{direkt} , vilket kan förklaras av tvångsdirigeringen av brottplanet i sistnämnda fall.

Provolymens inverkan

För triaxialförsöken har ingen skillnad framkommit mellan ϕ 36 och ϕ 61 mm-proverna. För de direkta skjuvförsöken företer de större proverna (ϕ 75) en någon grad större friktionsvinkel än de mindre (ϕ 25) (inverkan av stenar och störning). Något samband mellan kohesionen vid direkta skjuvförsök på stora och små prover har ej kunnat finnas.

Olika skjuvriktning

Ingen signifikant skillnad erhålls. Dock tycks det som om moränleran har en något större hållfasthet vinkelrätt mot än parallellt med horisontalplanet, vilket skulle tyda på en viss planorientering i materialet såsom hos andra starkt överkonsoliderade leror.

Cementering, kornform och kornfördelning

Kornformens och kornfördelningens inverkan har ännu inte hunnit undersökas. Någon cementering tycks inte finnas i moränleran, om man studerar τ - ε -kurvornas form (se fig. 3 och 5). Dels fås en tämligen stor brottdeformation och dels fås inget klart uttalat pikvärde (jfr med en sandstens τ - ε -kurva). Den kohesion proverna uppvisar torde istället kunna hänföras till den stora fastheten hos vattnet, vid de aktuella låga vattenhalterna (11-15 %). Det är sannolikt att fördelningen av lersubstansen i mikrostrukturen har stor betydelse.

Jämförelse med en annan typ av starkt överkonsoliderad lera

Tidigare har jag undersökt Vallåkralera och Burgsvikslera. Om man jämför dessa fasta leror med moränlerorna finner man att de förstnämnda uppvisar en markant cementering, en större dilatans under skjuvningen, större skillnad i hållfastheten i olika riktning, en tydlig planorientering hos partiklarna i motsats till moränleran samt en större homogenitet i horisontalplanet.

Jämförelse med de finska normerna

För mitt material gäller att $1,9 \leq \gamma_d \leq 2,1$ vilket skulle ge $34^\circ \leq \phi \leq 41^\circ$ enligt de finska normerna. Det stämmer väl med mina resultat, bortsett från Lund. Detta senare material har en lägre friktionsvinkel, vilket kan orsakas av att denna moränlera företer tecken på att vara en ytmorän.

Helenelunds material har en kohesion på $0,8 - 7,0 \text{ N/cm}^2$ med ett medelvärde på $1,6 \text{ N/cm}^2$, vilket väl stämmer med mina resultat.

Jämförelse med annan litteratur

Insley - Hillis erhöll på packat moränmaterial $c = 0,7 - 5,0 \text{ N/cm}^2$ (beroende av vattenhalten), och $\phi = 34^\circ$ samt en brottdef. på 15 %.

Kirwan - Daniels erhöll $c = 0$ och $\phi = 35,5 - 37,0^\circ$.

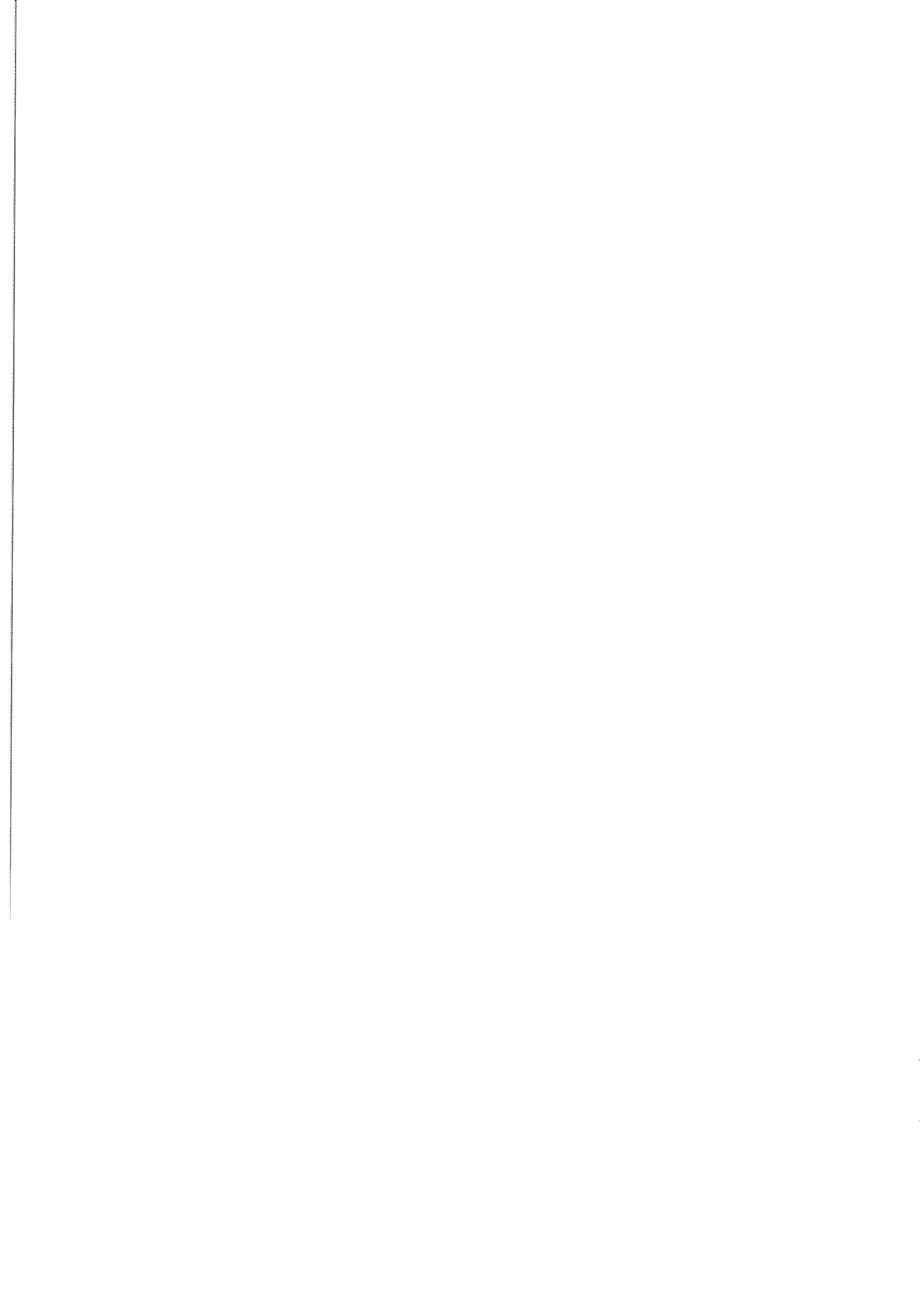
SAMMANFATTNING

Sammanfattningsvis finner man alltså att för ett välgraderat material som moränlera är $c = 0 - 10 \text{ N/cm}^2$ och $\phi_{\text{eff}} \approx 34-40^\circ$. Brottdeformationen är vid dränerade triaxialförsök 15 % och vid odränerade 4 %. Vid dränerade direkta skjuvförsök är brottdeformationen 6-8 %.

Ingen markant skillnad har hittills observerats vid skjuvning i olika riktning, eller för olika volym. Moränleran uppvisar en mycket svag dilatans, vilket kan bero dels av dess välgradering (Insley - Hillis, 1965) och dels av att provet dilaterat redan vid upptagningen på grund av dess låga lerhalt samt av att dess egenskaper är av övervägande friktionstyp.

FORTSATTA FÖRSÖK:

- 1 Utvidga undersökningen av moränleran från Hyllie enligt samma förfarande som tidigare.
- 2 Studera kornfördelningen i brottzonen hos körda triaxialprov.
- 3 Studera mineralinnehållet och mikrostrukturen hos materialen (av R. Pusch).
- 4 Utföra ringskjuvförsök i fält.
- 5 Bestämna packningsbarhet och cementeringseffekt hos moränlera genom att packa ett dispergerat torkat prov samt skjuva detta.
- 6 Utföra konsoliderade odränerade triaxialförsök.
- 7 Utföra pressiometerförsök.
- 8 Utföra provtagning med standardkolvborr, om möjligt, för att jämföra störningseffekter med den hittills aktuella upptagningsmetoden.



FÄLTSTUDIER AV SÄTTNINGAR I MORÄN OCH MORÄNLERA

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

SÄTTNINGAR I MORÄNLERA I LUND

Sättningsstudier har utförts på tre grundplattor i centralblocket till Lunds lasarett. En detaljredovisning av grundförhållanden och utförda mätningar har lämnats tidigare i Väg- och vattenbyggaren Nr 8 1968 till Nordiska geoteknikermötet i Göteborg. Sedan dess har emellertid sättningsobservationerna fortsatt och resultatet av dessa kommer här att presenteras.

De observerade grundplattorna är lagda i NO-moränlera, som till åtminstone 5 m djup under grundläggningsnivån har en vattenhalt av 6 - 7 % (i två av proverna dock högre; upp till 14 %), en flytgräns av 17 - 21 % och en plasticitetsgräns av 9 - 10 %. Lerans vattenhalt ligger alltså genomgående (med undantag av två mätvärden) under plasticitetsgränsen. Skemptions aktivitetsindex varierar mellan ca 0,5 och 0,7.

Moränleran har stor benägenhet att uppta vatten, vilket medför avsevärd nedsättning av överkonsolideringseffekten. För att undvika vattenupptagning schaktade entreprenören, i detta fall SLAB, de sista centimetrarna av leran vid varje grundplatta omedelbart före gjutningen av plattan.

Medelvärdet av lerans skjuvhållfasthet uppskattad med plattförsök (plattarea 10 och 20 cm²) var ca 8 kp/cm² och med enaxliga tryckförsök ca 4 kp/cm². Okonsoliderade, odränerade skjuvboxförsök gav ett medelvärde av ca 6 kp/cm².

Sättningsmätningarna utförs med hjälp av mätklockor, graderade i hundradels mm. Mätningarna avser plattornas rörelse relativt en nivå på djupet 3 gånger plattbredden under grundläggningsnivån. Kompressionen av jorden under den-

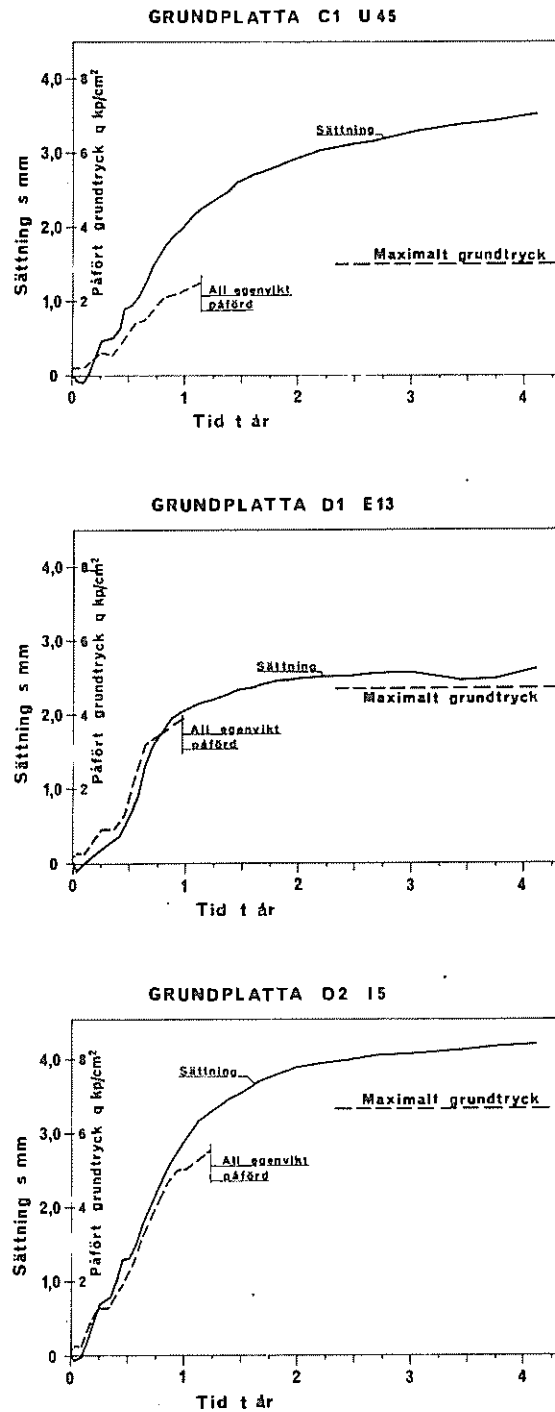


Fig. 1. Uppmätta sättningar och påfört grundtryck för grundplattor på moränlera i Lund.

na referensnivå är alltså okänd, men torde kunna försummas eftersom byggnadens totalvikt i stort sett motsvarar vikten av bortschaktad jord. Resultatet av mätningarna visas i fig. 1.

Av de i fig. 1 visade grundplattorna har C1 U45 dimensionen 4,2 x 4,2 m och grundtrycket $3,0 \text{ kp/cm}^2$, D1 E13 dimensionen 3,0 x 3,0 m och grundtrycket $4,7 \text{ kp/cm}^2$ samt D2 I5 dimensionen 3,0 x 3,0 m och grundtrycket $6,6 \text{ kp/cm}^2$. I samtliga fall avser grundtrycket egenvikt + nyttig last, beräknad enligt BABS 1960. D1 E13 och D2 I5 är grundlagda på ca 3 m större djup än C1 U45.

Man finner att sättningarna av grundplattorna är mycket små och har alltså fått bekräftat att moränlera med de givna egenskaperna utgör en mycket god byggnadsgrund. De tillåtna medelgrundtrycken syns i detta fall mycket väl ha kunnat höjas till 15 kp/cm^2 för de djupare belägna plattorna och 10 kp/cm^2 för de ytligare belägna.

En beräkning av sättningarna, baserad på pressiometerförsök, ger förvånande god överensstämmelse (största avvikelse för 10-årssättningen uppskattad till max. 10 %). En beräkning baserad på elasticitetsteorin (idealelastiskt, halvoändligt material med kontraktionstalet $\nu = \frac{1}{3}$) ger $E_{\text{ekv}} = 3900 \text{ kp/cm}^2$ för initialsättning av den högre belägna plattan C1 U45 och $E_{\text{ekv}} = 5000 \text{ kp/cm}^2$ för initialsättning av de lägre belägna plattorna D1 E13 och D2 I5. Betraktar man istället 10-årssättningarna fås de uppskattade värdena $E_{\text{ekv}} = 2500 \text{ kp/cm}^2$ för C1 U45, $E_{\text{ekv}} = 4200 \text{ kp/cm}^2$ för D1 E13 och $E_{\text{ekv}} = 3700 \text{ kp/cm}^2$ för D2 I5, alltså endast 65 å 85 % av ovan angivna värden.

SÄTTNINGAR I STENIG BOTTENMORÄN VID ÅKESHOV UTANFÖR STOCKHOLM

I samband med uppbyggnaden av Åkeshovs sjukhus har sättningsstudier utförts på 46 av de i byggnaden ingående plintarna. Mätningarna har bekostats med anslag från Statens råd för byggnadsforskning och kommer att publiceras, sannolikt i Väg- och vattenbyggaren, under år 1970.

I tre provgröpar på grundläggningsnivån för plintarna uppmättes en mättad skrymdensitet (volymvikt) av $\gamma_m = 2,37 \pm 0,03 \text{ t/m}^3$. Portalen uppmättes till $e = 0,22 \pm 0,03$.

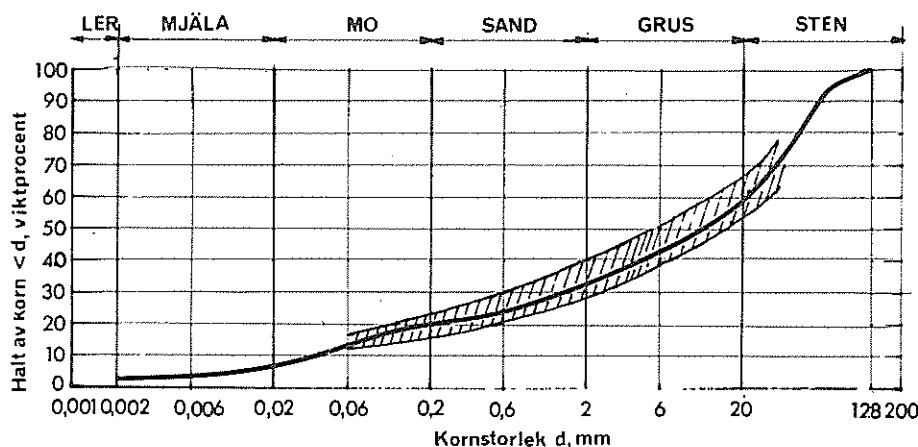


Fig. 2. Kornfördelningskurva för morän från Åkeshov. Halten av block och sten med kornstorlek < 128 mm uppmätt till 14 viktsprocent.

Moränens siktkurva för kornstorlek < 128 mm visas i fig. 2. Halten av block och sten > 128 mm uppmättes till 14 viktsprocent.

På den upptagna moränen gjordes kompressionsförsök i den tidigare omnämnda jätteödometern, dels på naturfuktigt material ($e = 0,23$; $w = 3,8 \%$), försöksserie 1, dels på helt vattenmättat material ($e = 0,16$; $w = 5,9 \%$), försöksserie 2. Provhöjden valdes till 35 cm. Försöksserie 1 utfördes med två belastningscykler och en högsta last av 8 kp/cm^2 , försöksserie 2 med fyra belastningscykler och en högsta last av $19,6 \text{ kp/cm}^2$. Varaktigheten hos laststegen varierade mellan 20 min och 4 dygn. Försöksresultaten framgår av fig. 3. Lutningen hos avlastnings- och återbelastningskurvorna är som framgår praktiskt taget oberoende av fuktighetsgrad och portal hos provet.

Kompressionsmodulen M , beräknad som sekantmodul inom spänningsintervallet $0,5 - 8 \text{ kp/cm}^2$ på återbelastningsgrenen, får följande ungefärliga värden:

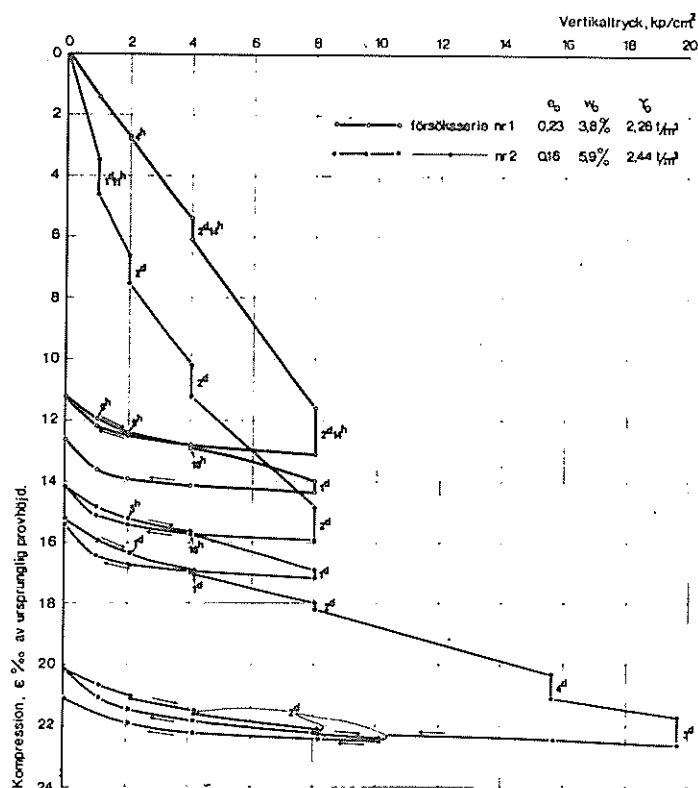


Fig. 3. Resultat av ödometerförsök på morän från Åkeshov.

försöksserie 1: $M = 3100 \text{ kp/cm}^2$ (bel. tid 20')

$M = 2700 \text{ kp/cm}^2$ (bel. tid 1^d)

försöksserie 2: 1:a återbel. $M = 3100 \text{ kp/cm}^2$ (bel. tid 20')

$M = 2800 \text{ kp/cm}^2$ (bel. tid 1^d)

2:a återbel. $M = 3100 \text{ kp/cm}^2$ (bel. tid 20')

$M = 2800 \text{ kp/cm}^2$ (bel. tid 2^d)

3:e återbel. $M = 4300 \text{ kp/cm}^2$ (bel. tid 20')

$M = 4000 \text{ kp/cm}^2$ (bel. tid 2^d)

Vid borrhningarna genom moränen med kedjematad hammarborr påträffades i ett par fall mycket stora block. Moräntäckets tjocklek varierar under byggnaden mellan 2,5 och 6 m. Moränen underlagras av berg på nivån -4,5 å -5,5 m.

Schaktningen för plintarna till sjukhusbyggnaden utfördes av entreprenören, i detta fall Kullenberg, med grundvattenytan sänkt till nivån +1,5|, dels öppet till fullt djup, dels inom ståltuber med samtidig länshållning inom tuberna. Den sista delen av schaktningen för plintarna utfördes för hand. Vid schaktningen inom tuberna var grundvattentillströmningen kraftig då man nådde gränssytan mellan |lera och morän.

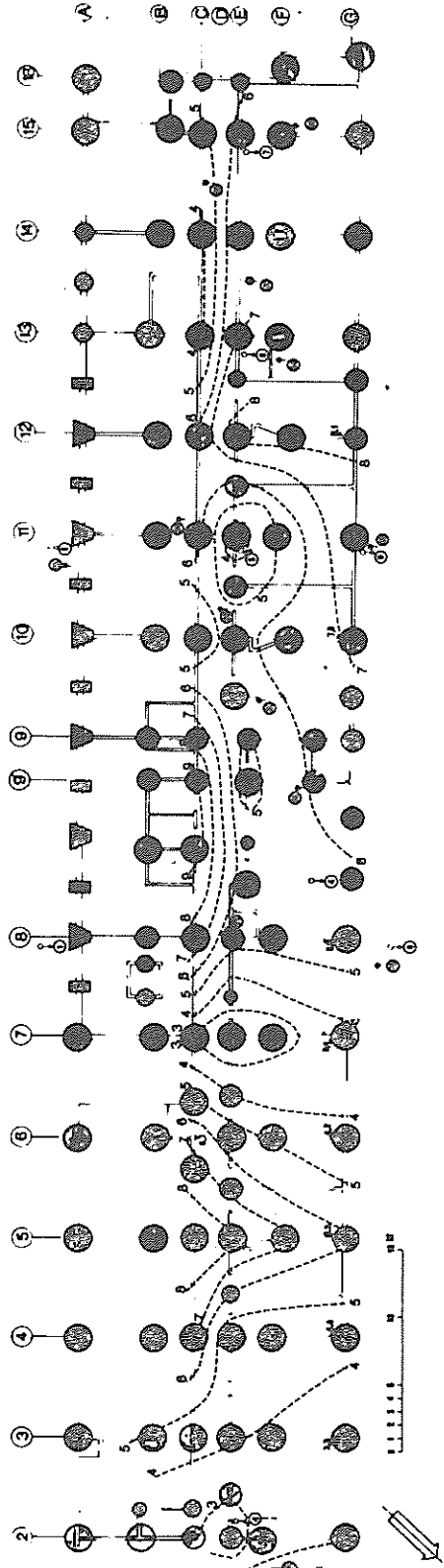


Fig. 4. Isobaser för sättningar cirka 2 år efter byggnadens färdigställande. Siffrorna anger sättning i mm.

Sättningsobservationerna för plintarna utfördes genom precisionsavvägning av ingjutna dubbar, utgående från två fixar, nedförda till berg. Medelgrundtrycket för de observerade grundplintarna uppgår till $6,6 \text{ kp/cm}^2$ ($6,9 \text{ kp/cm}^2$ inkl nyttig last; max. $8,1 \text{ kp/cm}^2$ och min. $5,4 \text{ kp/cm}^2$ av egenvikt). De uppmätta sättningarna redovisas i fig. 4 och 5. Av mätningarna kan man beräkna en medelsättning av $4,3 \text{ mm}$, då byggnaden just färdigställdes, och $6,0 \text{ mm}$ ca 2 år efter färdigställandet. I det förra fallet erhöles en maximal sättningsdifferens av $5,8 \text{ mm}$, i senare fallet $7,7 \text{ mm}$. Sättningsdifferenserna ger i förra fallet en största lutning från horisontalen av $0,11\%$ i senare fallet $0,18\%$ och en största vinkeländring (brytningsvinkeln mellan tre stöd) av i senare fallet $0,20\%$. Den största lutningen och brytningsvinkeln har som framgår erhållits tvärs byggnaden i sektion 8 (fig. 4).

Enligt undersökningar av Rethaty, Ungern, skulle man för en höghusbyggnad av denna typ kunna tillåta vinkeländringar på ca $1,5\%$ utan risk för skador, alltså 9 å 10 gånger de erhållna värdena.

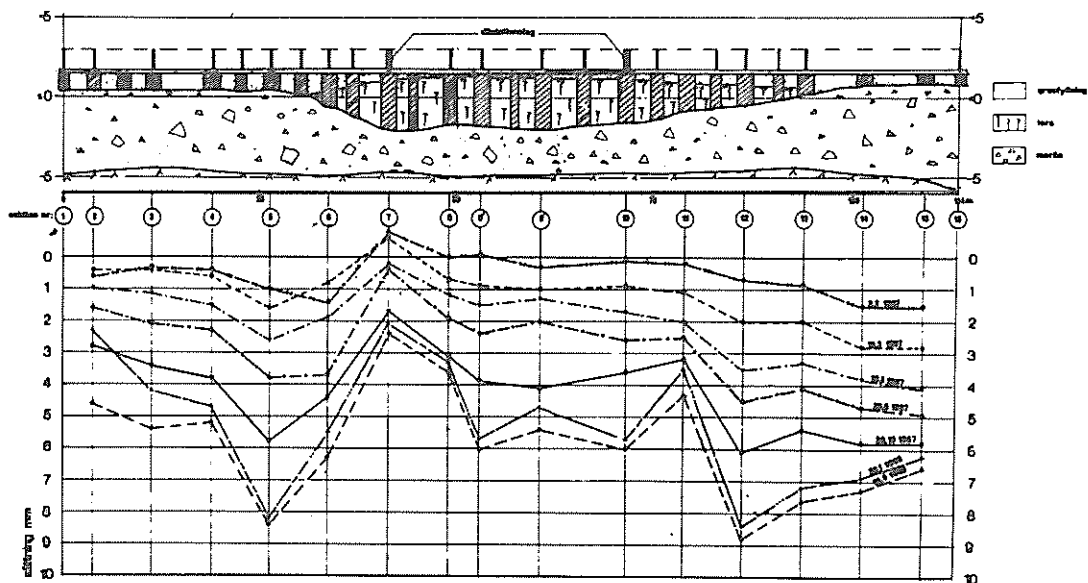


Fig. 5. Sättningar i längdsektion E (se Fig. 4.) vid olika tidpunkter.

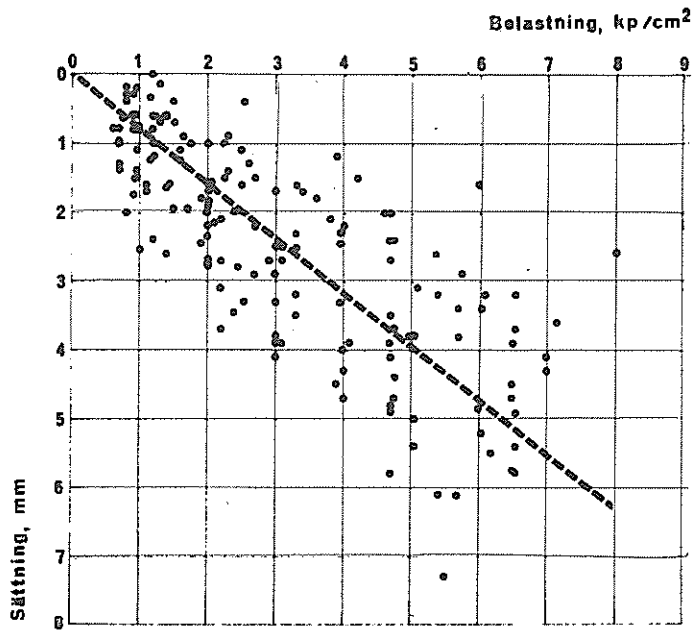


Fig. 6. Uppmätta sättningar som funktion av påförd last för 35 plintar med diametern 2,0 m.

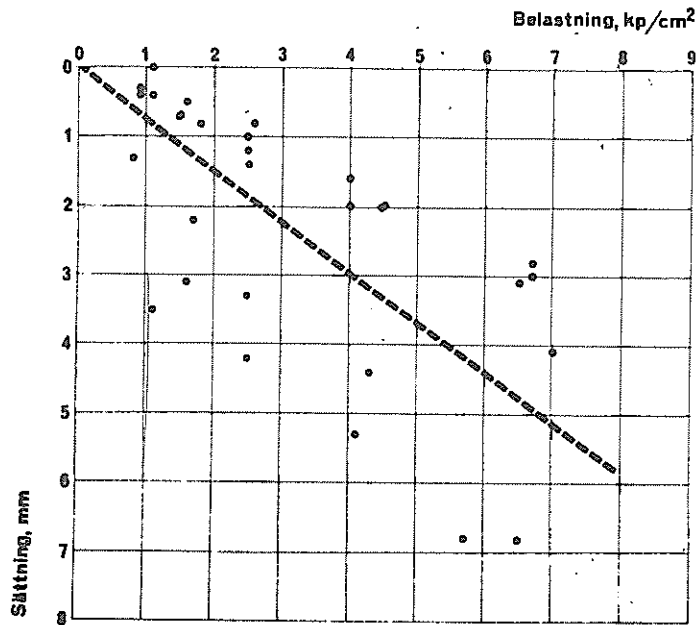


Fig. 7. Uppmätta sättningar som funktion av påförd last för 7 plintar med diametern 1,6 m.

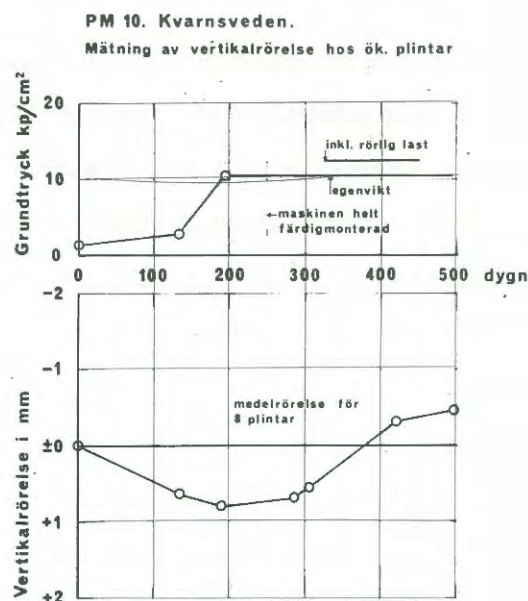
Fig. 6 och 7 visar sättningen sedan byggnaden just färdigställts som funktion av grundtrycket för två använda plintdiametrar med den streckade linjen inlagd enligt minsta kvadratmetoden. En elasticitetsteoretisk beräkning (ideal-elasticitet halvoändligt medium med kontraktionstalet $\nu = \frac{1}{3}$) med utgångspunkt från den streckade linjen ger $E_{\text{ekv}} = 1900 \text{ kp/cm}^2$ för plintdiametern 2 m och $E_{\text{ekv}} = 1700 \text{ kp/cm}^2$ för plintdiametern 1,6 m. Motsvarande värden på kompressionsmodulen M blir i förra fallet 2900 kp/cm^2 , i senare fallet 2500 kp/cm^2 , alltså värden som mycket väl överensstämmer med de i ödometern längs återbelastningsgrenen beräknade. Den skillnaden som erhållits kan förklaras med att moränen på grundläggningsnivån blivit något uppluckrad genom schaktningsarbeten och grundvattenströmning.

En tvåårig belastningstid har reducerat modulvärdena till ca 70 % av de ovan angivna värdena.

SÄTTNINGAR I GRUSIG BOTTENMORÄN I KVARNSVEDEN

Sättningsobservationer har utförts på 10 grundplintar under pappersmaskin PM10 vid Kvarnsvedens Pappersbruk. Mätningarna, vilka planerats och utförts av Jacobson & Widmark och Kvarnsvedens Pappersbruk, kommer att publiceras sedan längre tid förflutit efter färdigställandet. Grundplintarna, vilka utförts av Borrgrund med jordskruvsmaskin, har samtliga nedförts till morän. Schaktningen och gjutningen av plintarna har utförts under vatten utan avsänkning av grundvattenytan. Plintlängden varierar mellan 5 och 10 m. Grundtrycket för de observerade plintarna varierar mellan max 13,7 och min 7,4 kp/cm^2 (max 17,3 och min 8,8 kp/cm^2 med dynamiskt tillskott av rörlig last).

Grundundersökningen, utförd av Jacobson & Widmark, har visat att moräntäcket är tämligen jämntjockt, 10 - 12 m. Moränen är enligt sonderingen fast lagrad, frånsett ett ytskikt av 1 - 2 m. Vid schaktningen visade det sig emellertid att moränen även i ytan var mycket fast och tämligen blockfattig. Resultatet av sättningsobservationerna, vilka utförs med precisionsavvägning av dubbar, ingjutna i plintarna utgående från en fix i en intilliggande, pålad byggnad, upp-

**Anmärkning.**

Plintdiam. 1,5 m
Plintlängd 5-10 m
10-12 m morän

Vid tiden $t=500$ dygn är största lutning till följd av uppmätta rörelser i maskinens längdled 0,43‰ och i dess tvärlid 0,29‰. Maximal sättningdifferens 4,8 mm.

Fig. 8. Medelvärden av vertikalrörelse och grundtryck för 8 grundplintar under linjalerna till PM 10, Kvarnsvedens Pappersbruk.

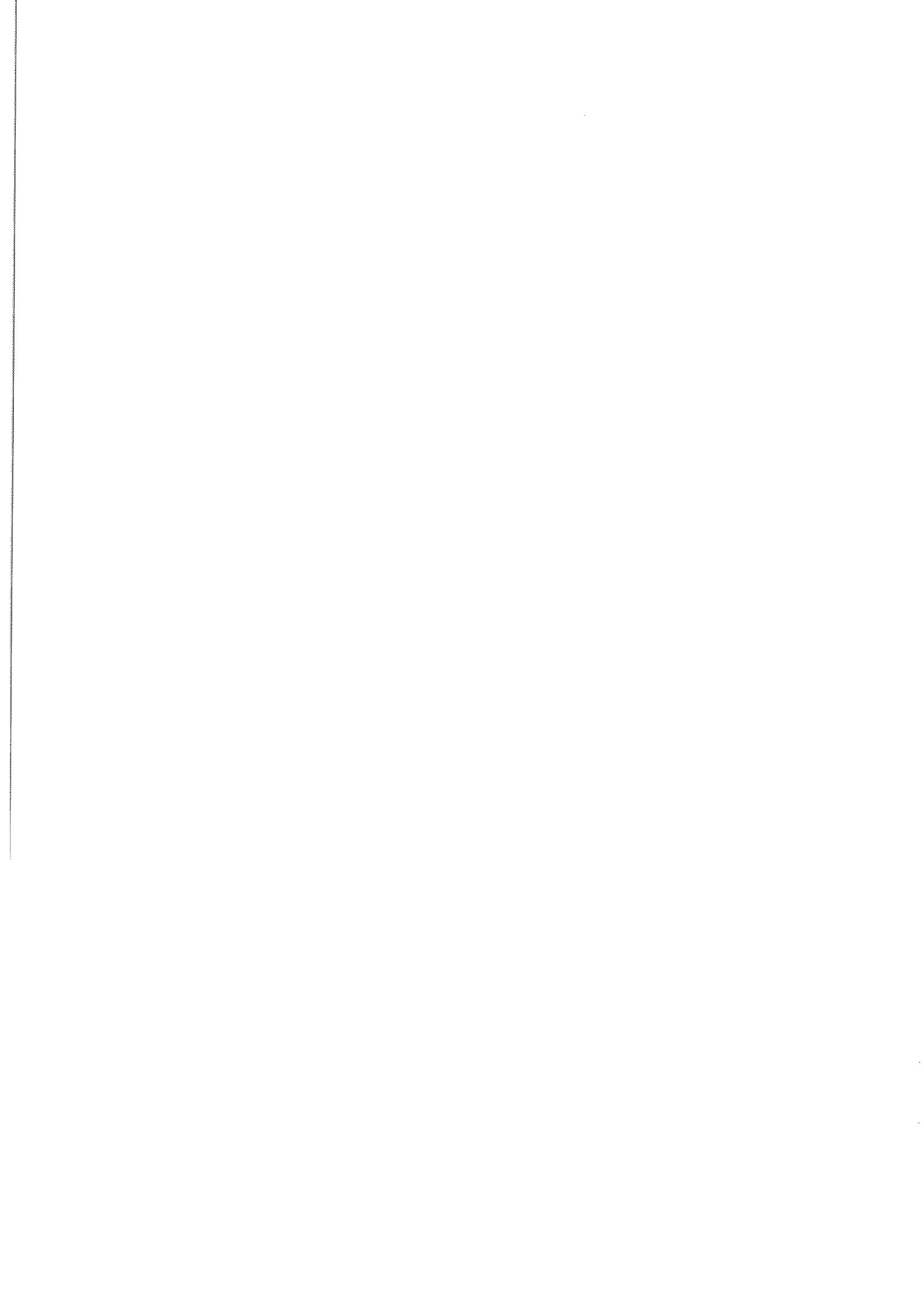
förd 1955, framgår av fig. 8. Resultatet är synbarligen märkligt genom att man sedan pappersmaskinen färdigstälts och tagits i drift erhållit en medel-lyftning (en neg. sättning).

Förklaringen härtill syns ligga i att värmen från pappersmaskinen, innesluten i en kåpa, och från en varmluftkanal under maskinen (ca 60 - 70°C) medfört en kraftig temperaturstegring i jorden och plintarna på vilka maskinen vilar. En temperaturförhöjning av 10°C skulle exempelvis medföra en medellyftning av 0,5 - 1,0 mm. Den verkliga temperaturförhöjningen kan vid stationärt temperaturtillstånd sannolikt få ett avsevärt högre medelvärde, kanske 20 å 30°C. Maskinen omges nämligen också av en ca 35 m bred ny byggnad, byggd i direkt anslutning till en äldre intilliggande byggnad, och temperaturen i denna nya byggnad är även den hög, sannolikt 20 å 30°C. Med hänsyn till dessa svårbedömliga temperatureffekter, är det intressantare att studera uppkomna sättningdifferenser och lutningar. Största sättningdifferensen har i detta fall upp-

mätts till 4,6 mm, medan största lutning i maskinens längdled och tvärled uppmätts till 0,043% och 0,029% respektive. De tillåtna lutningarna för en modern pappersmaskin kan uppskattas till 0,1% i såväl maskinens längd- som tvärled.

SAMMANFATTNING

De erhållna resultaten visar att maximala sättningdifferensen vid grundläggning på morän är större än eller av samma storleksordning som medelsättningen. Risk för stora sättningdifferenser kan i all synnerhet föreligga vid mycket blockig morän. Sättningdifferenserna torde emellertid helt sakna betydelse vid normerade maximala grundtryck. De tillåtna grundtrycken syns i realiteten utan olägenhet kunna höjas väsentligt, kanske fördubblas. Försiktighet kan dock vara nödvändig vid byggnadsverk där kravet på små sättningar ställs högt eller där avståndet mellan grundplattor och/eller grundplintar är mycket litet.



EKONOMISKA OCH TEKNISKA ASPEKTER PÅ DJUPGRUNDLÄGGNING PÅ MORÄN

Civilingenjör Björn Lundahl, Stabilator AB

Under de senaste årtiondena har det skett en stark ökning av byggnadsvolymen och denna har i första hand koncentrerats till städerna. Tomter med svåra grundläggningsförhållanden har därvid även kommit att utnyttjas. Höga hus i kombination med stora spännvidder har medfört en koncentration av de laster som skall nedföras till bärande undergrund. Där denna är överlagrad med



Fig. 1. Ett exempel på en extremt stor pålgrupp.

lösare jordlager sker grundläggningen här i Sverige i allmänhet med slagna prefabricerade betongpålar. För ett enda fundament kommer man då ofta upp i mellan 10 till 20 pålar motsvarande laster mellan 300 och 1000 ton (se fig. 1). Pålarna stannar i regel i morän eller på berg. Denna metod är allmänt vedertagen och under årens lopp har vi i Sverige samlat stor erfarenhet från denna typ av grundläggning. Dessa erfarenheter har samlats tillsammans med försök och forskningsresultat och bearbetats för att sedan komma i uttryck i våra nya pålnormer. Förutom de tekniska fördelarna är pålning även en ekonomisk grundläggningsmetod.

Utomlands har utvecklingen delvis gått även en annan väg, nämligen med i jorden gjutna pålar. Genom införandet av boerade pålar med stor diameter - i fortsättningen kallade grundpelare - samt förbättrade maskiner och teknik utför man idag pelare som kan ta över 1000 tons last. I brist på fast berg måste dessa därvid ofta stanna i fast lagrat friktionsmaterial varvid, sett med utgångspunkt från våra svenska normer, man tillåter mycket höga påkänningar, nämligen $40 - 60 \text{ kg/cm}^2$. Jämför detta med de max. 10 kg/cm^2 som vi tillåter på en fast lagrad bottenmorän!

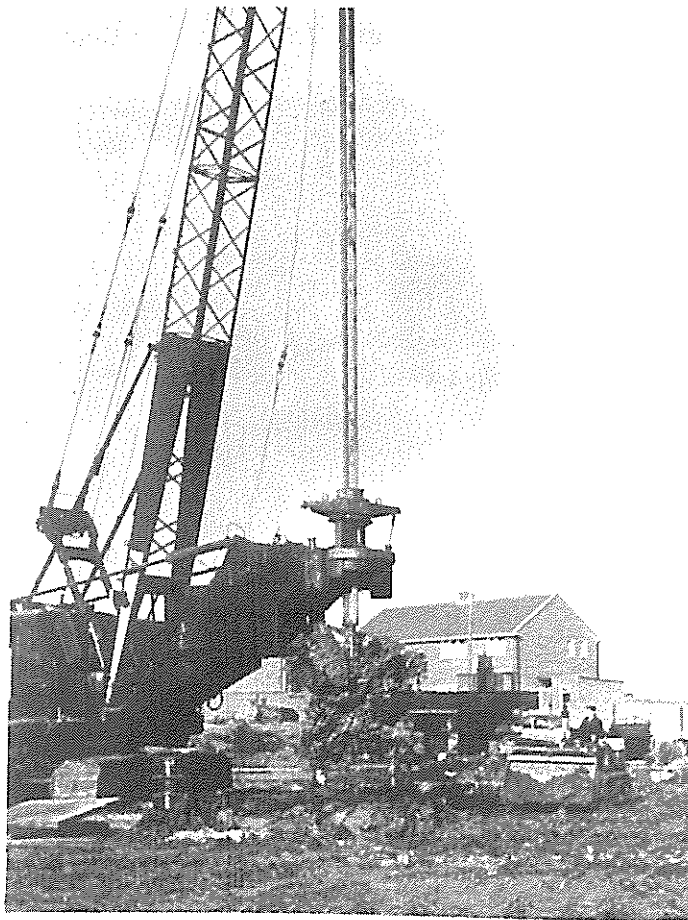


Fig. 2. En augermaskin av amerikansk tillverkning för upptagning av hål med stor diameter.

GRUNDPELARE

Detta inlägg skall lite belysa denna problematik men först vill jag dra upp några av de tekniska fördelar som en pelargrundläggning har jämfört med konventionell slagpålning samt ge en överblick över de metoder som kan vara aktuella här i landet.

De väsentliga fördelarna är följande:

- 1 Man kan ta stora koncentrerade laster och ersätta kanske 20 - 30 pålar med endast en pelare.
- 2 Metoden ger inga störande vibrationer eller massförträngningar i horisontell eller vertikal led.
- 3 Man arbetar med maskiner som har låg bullernivå i förhållande till en konventionell pålning.
- 4 Man har möjlighet att på varje punkt kontrollera dels de genomborrade jordlagren, dels den undergrund på vilken lasten skall föras ned.
- 5 Avskärningsnivå och arbetsnivå är oberoende av varandra.
- 6 Möjligheter att arbeta utan att störa grundvattenytan.

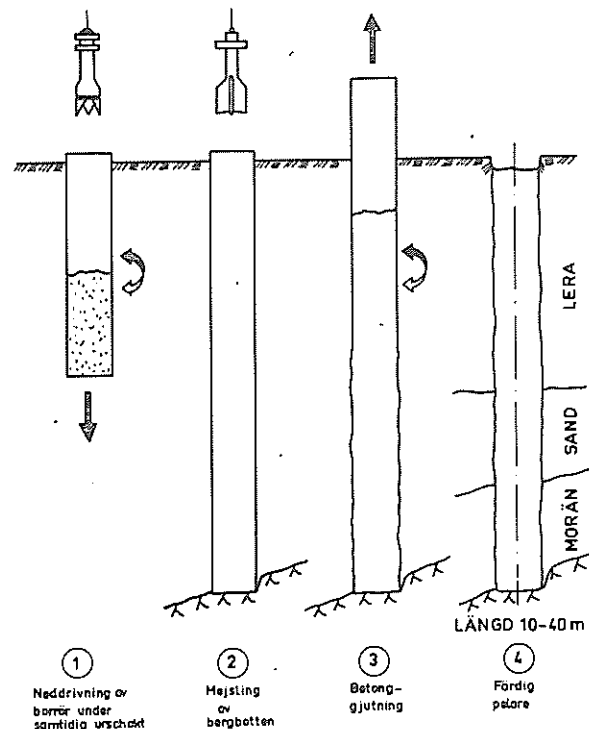


Fig. 3. Utförande av GH-pelare till berg.



Fig. 4. Vridaggregat och gripskopa vid utförande av GH-pelare.

Det gemensamma tillvägagångssättet vid utförande av en grundpelare är att man schaktar ett hål igenom de lösare jordlagren ner till berg eller bärande jordlager och därefter gjuter betong upp till önskad höjd.

Viktigt är att allt arbete med grundpelare utförs av erfaren personal. Noggrann och systematisk protokollföring av samtliga arbetsmoment bör alltid ske, så att man efteråt kan följa upp vad som verkligen hänt.

Schaktmetoder

Sättet att schakta och sättet att stabilisera schaktväggarna beror naturligtvis på de olika geologiska förhållandena och det är detta som utomlands fört fram en mängd specialmaskiner.

A Schaktmetoder

- 1 Jordskruvar (augers)
- 2 Gripskopor (mekaniska eller hydrauliska)
- 3 Pumpning eller spolning
- (4 Handschakt)

B Metoder att stabilisera schaktväggarna

- 1 Väggar stå själva i torrhet
- 2 Väggar stå själva med stöd av vatten
- 3 Väggar stå själva med stöd av bentonitsuspension
- 4 Väggar stå med stöd av borrhör som a) kvarlämnas, b) återvinns.

För arbete i hårdare material som morän och även berg kommer även ytterligare krav in. Då de utländska maskinerna är utvecklade för betydligt gynnsammare jordförhållanden än vad vi har är det speciellt här svårigheterna och kostnaderna med grundpelare uppstår.

C Metoder att bearbeta hårda marklager

- 1 Fallmejsel
- 2 Stötbormning
- 3 Rotationsbormning
- 4 Rollbits
- 5 Sprängning.

Schakt- och stabiliseringsförfarande har medfört följande huvudgrupper av maskiner:

Grupp	Maskintyp	Vanligaste arbetssätt	Lämpliga jordarter	Ex. på fabrikat
I	Jordskruv-maskiner	A1 + B1/B2 (+C5)	Fast lera, mellanjordarter över grundvattnenytan	Caldweld, Williams Watson, McAlpinne
II	Rörvridnings-maskiner	A2 + B4 + C1	Samtliga	Bade, Benoto, Franki, Turngrab, GH
III	Konventionell kran + grip-skopa	A2 + B3/B4 + C1/C5	Fast leror $\tau > 1,5 \text{ Mp/m}^2$ Samtliga löst lagrade friktionsjordarter	JCB. Poclain
IV	Sugborrmaskiner med roterande verktyg	A3 + B2 + C3/C4	Grövre friktionsjordarter samt sand och grus	Salzgitter, Wirth Radio Marconi
V	Stötbormaskiner	A3 + B3 + C2/C3	Samtliga utom lös lera $\tau < 1,5 \text{ Mp/m}^2$	Icosveder, Radio Marconi, Soletanche

Några exempel på de olika djupgrundläggningsmetoderna visas i fig. 2 - 5.

Rensning och kontroll av pelarbotten

I de fall då man kan rensa och inspektera pelarbotten i torrhet innebär i allmänhet inga problem. Största problemet uppträder vid vattenövertryck och flytbenäget material. Många gånger tvingas man att höja vattenytan då det ej går att få en tillfredsställande rensning trots spontning. Särskilt försiktig måste man vara vid grundläggning på fast jordlager som t ex morän så att ingen uppluckring sker av botten. Jfr de principiella synpunkterna som anges i Brobyggnadsanvisningarna bilaga 12-1.



Fig. 5. Ett exempel på en konventionell kran + gripskopa.

För att vara säker på jordlager respektive bergläge och -kvalitet under pelarfot bör en kontrollborrning ske helst i varje pelarläge. Den bör dock ha utförts före arbetets påbörjan i pelarläget så att dyrbar väntetid med maskinutrustningen ej uppstår. Borrningen bör ske med en kraftig utrustning som t ex Lindö- eller Alvikborr.

Betonggjutning

Den andra fasen vid framställning av en pelare nämligen betonggjutning, kräver erfaret folk och stor noggrannhet. De flesta misslyckanden som skett här beror på bristande noggrannhet vid utförandet och detta gäller framförallt vid undervattensgjutning.

Till-transporten av betong skall ske kontinuerligt så att inga längre uppehåll sker i gjutningen. Gjutrören vid undervattensgjutning skall ha helt vattentäta skarvar, dimensionen 8" eller större. Gjutrören skall alltid stå ordentligt nere i den färska betongen. Innan borrhörens börjar dragas skall gjutningen ha kommit så högt upp att betongtrycket vid borrhörets nederände är större än jordtrycket. På detta sätt säkras man att pelarens dimension blir minst borrhörets ytterdiameter. Betongen gjuts en liten bit över slutlig avskärningsnivå. Ligger denna över grundvattenytan kan man schakta bort den sämre betongen i toppen i torrhet, annars får den bilas ned till önskad höjd sedan betongen hårdnat.

Skall pelaren vara armerad nedsänks armeringskorgen före gjutningen. Täckande betongskikt är då i regel minst 10 cm, minsta fria avstånd mellan vertikala järn bör ej vara mindre än 12 - 15 cm. Utborrade kärnprov visar att man får en mycket god betong med riktig proportionering och arbetsteknik. Cylinderhållfastheter kring 500 kp/cm^2 vid gjutning med K 400 är vanliga.

Ofta är det önskvärt att man kontrollerar kontakten mellan betong och berg. Detta kan göras med kärnbörning (se fig. 6).



Fig. 6. Kontakt mellan betong och berg.

Bestämmelser och kommentarer

I Sverige befinner vi oss för närvarande i den situationen att vi har maskinella resurser att utföra pelargrundläggningen men på grund av bristande bestämmelser, speciellt avpassade för djupgrundläggning med pelare, tillämpas värden och erfarenheter som gäller för plattgrundläggning.

Enligt SBN 67 gäller följande:

Granit och gnejs	σ_m	= 20 - 80 kp/cm ²
Kalk och sandsten	σ_m	= 10 - 40 kp/cm ²
Morän	$\sigma_{m \max}$	= 4 - 10 kp/cm ²

Moränen skall vara en bottenmorän (pinnmo) varvid för bedömning av tillåtet grundtryck skall beaktas moränens lagringstäthet. Några anvisningar om hur detta bör göras finns dock ej. Vid grundläggning på annat än bottenmorän används de grundtryck som tillåts för grus/sand eller mo. Moränens sammansättning och lagringstäthet avgör alltså tillåtet grundtryck.

Motsvarande bestämmelser återfinns även i Brobyggnadsanvisningarna fast i regel med lägre tillåtna värden. För morän gäller t ex $\sigma_{m \max} = 5 \text{ kg/cm}^2$. Till detta får läggas vikten av det bortschaktade materialet vid nedschaktad platta.

Dessa värden kan med bestämdhet sägas vara mycket låga, speciellt då det gäller en bottenmorän. Denna har vanligen varit för belastad med kanske 1000 m istäcke vilket alltså motsvarar ett överlagringstryck av 100 kp/cm². Utländska provbelastningar och erfarenheter t ex från Finland och Schweiz tyder på att ett tillåtet grundtryck av uppemot 50 kp/cm² inte är orealistiskt. Eftersom cirka 70 % av Sveriges yta är täckt av morän skulle en förhöjning av tillåtna grundtryck på morän kunna få mycket stora ekonomiska konsekvenser och är alltså definitivt, vad jag förstår, värt att satsa en mycket omfattande forskning på.

Det låga tillåtna grundtrycket har sin naturliga förklaring i bristande kännedom om olika moräntypers hållfasthets- och deformationsegenskaper varvid framförallt beräkningen av sättningar är svår att komma åt. Detta i sin tur beror bl a på svårigheterna att ta ostörda prover eller göra bestämningar in situ av lagringstäthet, friktionsvinkel, elasticitetsmodul (tangentsmodulen) etc. För att öka våra kunskaper borde man i mycket större utsträckning försöka göra provbelastningar i full skala. Ett exempel på en sådan satsning finner vi i England där byggforskning, entreprenörer, geotekniker och konsulter gemensamt utförde en stor provbelastningsserie i London. Denna finns redovisad i "Proceeding of Symposium on Large Bored Piles" februari 1966.

Från Norge vill jag nämna några värden vid grundläggning på berg. I centrala Oslo ligger ett flertal av de större husen, byggda under sextiotalet, på pelare ofta upp till 30 å 40 meter långa. Berggrunden i Oslo består av olika skiffrar och kalksten. Tillåtna påkänningar för en oarmerad pelare i K 400 är 70 kp/cm^2 och för en armerad pelare mellan 90 och 110 kp/cm^2 . Kostnaden räknat i kronor per meter och uppburet ton varierar här mellan 0,75 och 1,50.

Hur påverkas kostnaderna vid en förhöjd påkänning på morän

Hur ser det då ut i Sverige. I dagens läge är den övre gräns man kan räkna med 60 kp/cm^2 både med tanke på betongen och med tanke på berget. De låga tillåtna värdena vid grundläggning på morän gör att för att överhuvudtaget kunna konkurrera med pålning måste man gå ned med pelaren till berg. De stora kostnaderna för en pelare kommer in vid arbete i morän och block samt vid arbetet nere vid berget med rensning, tätning, mejsling, eventuell pallsprängning och kontroll.

För att belysa detta skall ges två exempel där lasten är cirka 475 ton. I det ena fallet kan man arbeta helt i torrhet medan i det andra omständigheterna tvingar oss att hålla röret vattenfyllt.

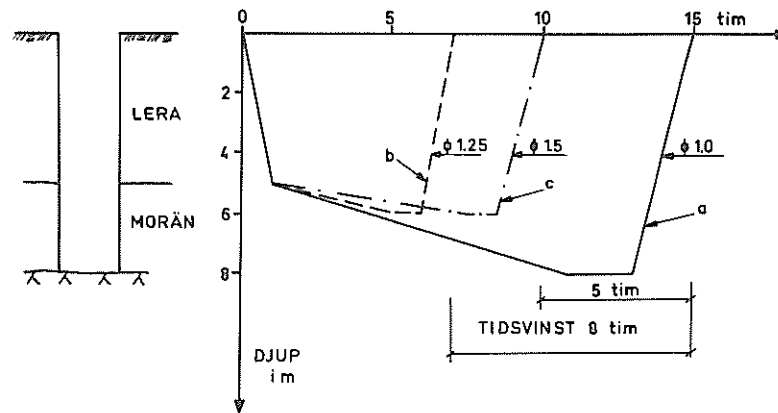


Fig. 7. Fall I åskådliggjort i diagramform.
Grundpelare som schaktas och gjuts i torrhet.

Fall I (se fig. 7)

5 m lera på 3 m morän på plant berg.

Moränen är en bottenmorän med mycket fast lagring.

Maskin + personal + utrustning kostar cirka 175 kr/timme.

Betong 100 kr/m³.

Borttransport av schaktmassor 25 kr/m³.

- a) Grundläggning på berg $\sigma = 60 \text{ kp/cm}^2$ ger \emptyset 1 m.
 b) Grundläggning 1 m ner i morän $\sigma = 40 \text{ kp/cm}^2$ ger \emptyset 1,25 m.
 c) Grundläggning 1 m ner i morän $\sigma = 27 \text{ kp/cm}^2$ ger \emptyset 1,50 m.

Total tidåtgång	a) 15 tim	b) 7 tim	c) 10 tim
Volym	6,5 m ³	7,5 m ³	10,5 m ³
Kostnad	3500 kr	2150 kr	3200 kr

Som framgår är det en inte föraktlig tidsvinst, utöver den direkt ekonomiska skillnaden, som går att vinna.

Ännu mer markant blir det i

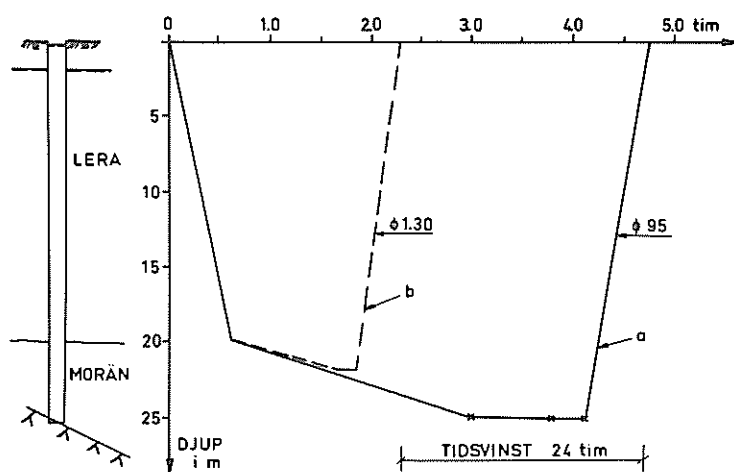


Fig. 8. Fall II åskådliggjort i diagramform.
Grundpelare som schaktas och gjuts under vatten.

Fall II (se fig. 8)

20 m lera på 5 m bottenmorän på släntberg med lutning 1:2. Moränen även här en mycket fast lagrad bottenmorän. Antalet punkter som skall göras är 50.

Arbetet måste utföras med vatten i borrhöret.

Antag maskin + personal + utrustning kostar cirka 450 kr/timme.

- a) Grundläggning på berg med rör \emptyset 95 ger $\sigma \approx 65 \text{ kg/cm}^2$
 b) Grundläggning i 2 m morän med rör \emptyset 130 ger $\sigma \approx 35 \text{ kg/cm}^2$

Total tidåtgång	a) 47 tim	b) 23 tim
Volym	20 m ³	33 m ³
Kostnad	24.000 + större sli- tage	14.700 kr
Kr/m och ton	2:-	1:40

I detta fall skulle det alltså finnas en "vinst" på 465.000 kr som, även om det utfördes provbelastning av 3 pelare till ca 1000 ton, skulle ge kanske 200.000 kr över. Tidsmässigt är det cirka 1200 tim att vinna.

För att jämförelsen skall vara fullt korrekt bör naturligtvis även en pålning undersökas såvida inte t ex bullernivån eller skakningar i grunden tillmäts stor betydelse. Med 11 st B 45-pålar fås en kostnad per fundament i första fallet av cirka 3500 kr inkl pålplatta. I andra fallet torde kostnaden ligga strax under 14.000 kr. I de båda skisserade fallen, som har verklig bakgrund, ligger vid pelare 50 - 80 % av tiden i arbete genom moränen och nere vid berget.

Sättningar

Som framgått finns det alltså anledning att undersöka möjligheterna för grundläggning på fasta jordlager som t ex morän med lite högre laster än vad som tillåts för närvarande. Man måste dock hela tiden ha klart för sig att problemet är egentligen mer ett deformationsproblem än ett brottproblem. Genom att utforma ovanliggande byggnadsverk så att det kan tåla vissa ojämna sättningar kan man klara deformationerna. Man har ju ingen glädje av att undergrunden ur brottsynpunkt klarar påkänningarna om därvid deformationerna förorsakar brott i ovanliggande konstruktioner.

Ofta ställs stränga krav på deformationer utan att man gjort klart för sig hur kostnaderna mellan grundläggning och överbyggnad fördelar sig. I vissa fall kan en något dyrare konstruktion i överbyggnaden väl löna sig. I SBN 67 återfinns för närvarande inga närmare angivelser om de sättningar som ett byggnadsverk kan tåla utan det "anses" och "tycks" ofta istället. Även inom detta område borde alltså forskning sättas in. Överslagsmässigt kan man beräkna den totala sättningen för ett styvt fundament på friktionsmaterial som

$$\delta = \sum_n \frac{\bar{\sigma}_n \cdot h_n}{E_n} \cong \frac{\sigma \cdot D}{E}$$

där D i allmänhet sätts lika med pelarens diameter. Svårigheten ligger i att i förväg eller in-situ bestämma E-modulen (tangentmodulen) som beror av jordlagrens förhistoria, packningsgrad, kornfördelning, friktionsvinkel etc. För

sand och grus kan värdet variera mellan 100 - 2000 och för morän 1000 - 10000 kp/cm². Vid överslag kan man räkna med $E \approx 800 \text{ kp/cm}^2$ för fast lagrad sand och $E \approx 2000 - 5000 \text{ kp/cm}^2$ för fast morän (pinnmo vanligen högre värde).

Säkraste sättet är att utreda sättningarna genom provbelastningar. Utomlands har dessa givit till resultat att vid normala belastningar i allmänhet en mycket stor del av lasten tas upp som mantelfriktion och spetsen endast får en relativt liten del. Detta medverkar till att sättningarna blir relativt små. Tillåtna påkänningar vid pelarens topp på 40 - 60 kp/cm² syns vara vanligt. Men även då liten last tas längs mantelytan har man kunnat gå upp med påkänningarna till över 40 kp/cm² men då med större sättningar som följd. Olika metoder att göra in-situ bestämning av kompressionsmodulen vid spetsen har utarbetats och i kombination med provbelastningar och mätning av t ex det arbete som behövs för att vrida ner borrhöret har olika firmor skaffat sig erfarenhetsvärden. I Schweiz har professor Haeféli utvecklat en sonderingsmetod med vars hjälp han anser sig kunna beräkna sättningarna och i Frankrike har bl a professor Kerisel gjort motsvarande.

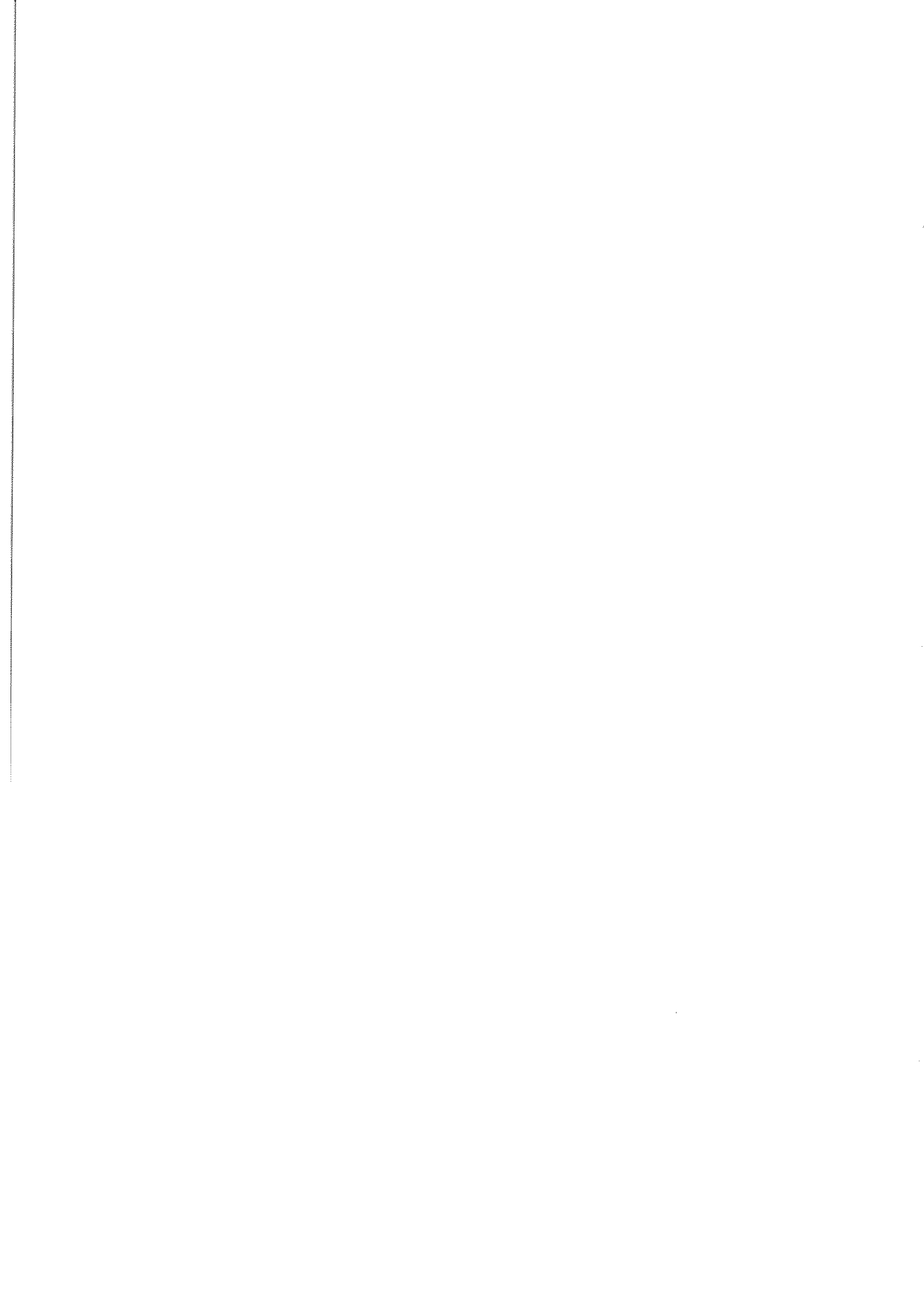
SAMMANFATTNING

Grundpelare upptar för närvarande endast en liten del av den svenska marknaden jämfört med vanlig betongpålning. Orsaken syns framförallt bero på att man med nuvarande ringa erfarenhet ställer större säkerhetskrav på dessa grundläggningsmetoder.

De låga tillåtna påkänningarna vid grundläggning i t ex morän för med sig att man för att kunna utnyttja betongen måste gå ned med grundläggningen till berg. De ofta flerfält statistiskt obestämda konstruktionerna i överbyggnader tillåter små ojämna sättningar, vilket även det medverkar till att man tvingas ned på berg.

Kostnaden idag för en konventionell betongpålning ligger uttryckt i kronor per meter och uppburet ton mellan 1 och 1,50 varvid även kap, överlängder, spill, pålplatta m m är inräknat. I vissa fall kan det dock ligga betydligt högre. En grundpelare i Sverige ligger för närvarande vanligen mellan 2 och 5 kronor. I gynnsamma fall kan man komma ner mot 1 krona. Huvuddelen av kostnaden hänför sig från schakt i morän, berganslutningen samt kontrollåtgärder.

Genom forskning, provbelastningar och försök kan vi vidga våra kunskaper om brott- och deformationsegenskaperna hos morän. Med lämpliga konstruktioner i överbyggnaden kan vi då kanske få fram ett ekonomiskt alternativ till betongpålning som tar till vara de tekniska fördelar som pelargrundläggning innebär i många fall.



SYNPUNKTER PÅ MORÄNENS BÄRIGHET SAMT HUR DEFORMATIONSEGENSKAPERNA PÅVERKAR ÖVERBYGGNADENS KONSTRUKTION

Civ.ing. Stig Bernander, AB Skånska Cementgjuteriet.

MORÄNENS BÄRIGHET

Då man överväger huruvida det är rimligt att avsevärt höja de enligt gällande bestämmelser tillåtna påkänningarna på morän, är det svårt att förbigå de avsnitt i samma bestämmelser, som gäller för grundläggning på berg. Enligt Svensk Byggnorm 67 tillåts de spänningar som anges i fig. 1 a. De lägre värdena får antas gälla för sämre sprickigt material inom de angivna kategorierna. Bergarter, oavsett sprickighet och kvalitet måste dock under alla förhållanden antas representera en högre grad av konsolidering än någon form av morän. Skulle det nu befinnas vara berättigat att öka tillåtna grundpåkänningar på morän förefaller det logiskt sett vara nödvändigt att ändra även motsvarande bestämmelser m. a. p. berg.

Innan jag går in på frågan om grundläggning på morän skall jag därför inledningsvis beröra vissa frågeställningar angående grundläggning på berg - särskilt sprickigt berg. Tänker man efter hur berg värderas som byggnadsmaterial inom olika grenar av väg- och vattenbyggnadstekniken frapperas man av vissa slående inkonsekvenser. Detta påstående illustreras på fig. 1. På fig. 1 a ser vi ett landfäste, som får representera sådana konstruktioner som grundläggs på berg med utbredd platta. Om berget är starkt sprickigt, vilket det oftast är efter sprängning, kan man översätta den tillåtna påkänningen till en viss tillåten friktionsvinkel. Man finner då att den tillåtna påkänningen motsva-

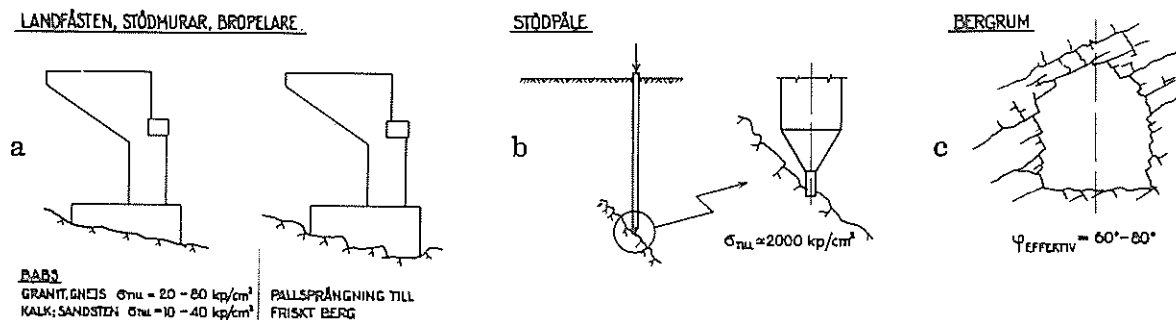


Fig. 1. Tillåten belastning på berg varierar med byggnadsverkets art.



Fig. 2. Framschaktad bergdubb.

rar mycket blygsamma krav på bergets inre friktion. Som kontrast vill jag med fig. 1 c visa vilket förtroende bergmekaniker och bergrumsbyggare ibland måste ha för det material de arbetar med. Översätter man det belastningsfall, som fig. 1 c visar, till vad som kan kallas för en "effektiv" inre friktionsvinkel, finner man att den utnyttjade friktionsvinkeln där berget är starkt sprickigt är mellan 60 och 80°. Inkonsekvensen i vårt sätt att betrakta berg som grundläggningmaterial framgår än tydligare om man jämför fig. 1 a och 1 b, som föreställer en påle med bergspets. I det ena fallet föreskriver vi, att grundläggning skall ske på en besiktningsbar bergyta, varvid vi tillåter en påkänning på mellan 20 och 80 kp/cm² om berget utgörs av granit eller gnejs. När det å andra sidan gäller stödpålar med bergspets vet vi ingenting om bergets lutning eller beskaffenhet, ej heller kan vi på något sätt besiktiga grundläggningsytan. Den omständigheten att vi icke vet någonting om den botten vi grundlägger pålen på, gör oss tydligen så oförvägna att vi tillåter en påkänning av 2000 Kp/cm² på berget trots att berget kanske ser ut som på fig. 2. Mot detta kan invändas, att en påle alltid stopplås och således provbelastas dynamiskt. Det måste emellertid konstateras att få utredningar finns över sambandet mellan dynamisk kraft och statisk brottlast. Det går emellertid teoretiskt att visa att på-

känningar på 2000 kp/cm^2 mycket väl kan upptas även i de fall då berget är starkt sprickigt. Ur fig. 3 kan man t ex utläsa att den erforderliga friktionsvinkeln i berget under en pålspets är av storleksordningen 60° vid 2000 kp/cm^2 .

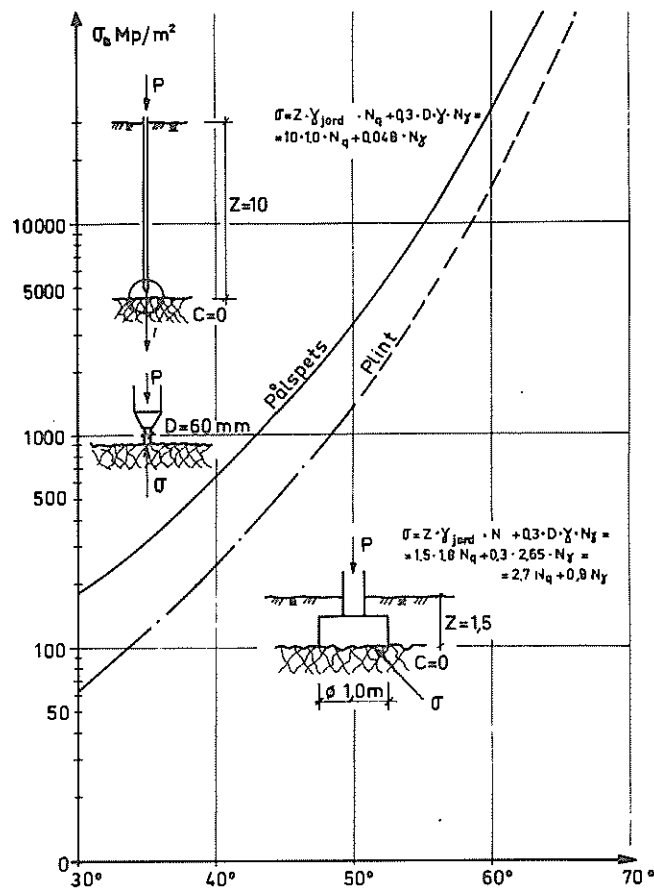


Fig. 3. Maximala brottpåkänningar under en pålspets respektive plint som funktion av bergets friktionsvinkel.

Den brist på logik, som präglar vår bedömning av berggrundens hållfasthet, särskilt ifråga om dåligt berg, tycker jag har en motsvarighet i vårt betraktelsesätt av morän som grundläggningsmaterial. Vi har t ex traditionellt ett obegränsat förtroende för pålar slagna till fast botten i förhållandevis tunna moränlager, detta trots att vi aldrig har möjlighet att inspektera grundläggningsnivån eller besiktiga pålspetsen efter slagningen. Grundlägger vi emellertid på utbredd platta i morän reducerar vi den tillåtna påkänningen till $1/25$ å $1/10$ av vad vi förutsätter att moränen under pålspetsen skall uppbära.

Det bör här dock inskjutas, att försök i sand med olika lagringstäthet visar att spetsmotståndet vid en pålspets är kraftigt beroende av påldiametern (enligt Simons, Baumachine and Bautechnik december 1964). Denna tendens kan bl a ha sin orsak i den rent praktiska svårigheten att dynamiskt bearbeta pålar med stora massor lika effektivt som de slankare gängse påltyperna. Tendensen är dock ej så stor att den ovan påtalade skillnaden mellan tillåtet grundtryck för pålspetsar respektive plintar förefaller vara motiverad.

Som framgått av tidigare föredrag är morän inget entydigt material utan dess egenskaper varierar med sammansättningen och förbelastningstrycket. Det är naturligtvis på denna punkt, som bestämmelseförfattaren stöter på svårigheter. Hur skall man kunna ange olika tillåtna påkänningar på moräner då någon klassificering av morän med hänsyn till sammansättning och förbelastningstryck inte föreligger? Inom vägbyggnadstekniken delar man in jordarter i tjälfarlighetsgrupper och materialgrupper, varvid man baserar indelningen på materialsammansättningen enligt siktdiagram. Så vitt jag kan förstå måste en liknande klassificering göras med hänsyn till moränens sammansättning och förbelastningstryck.

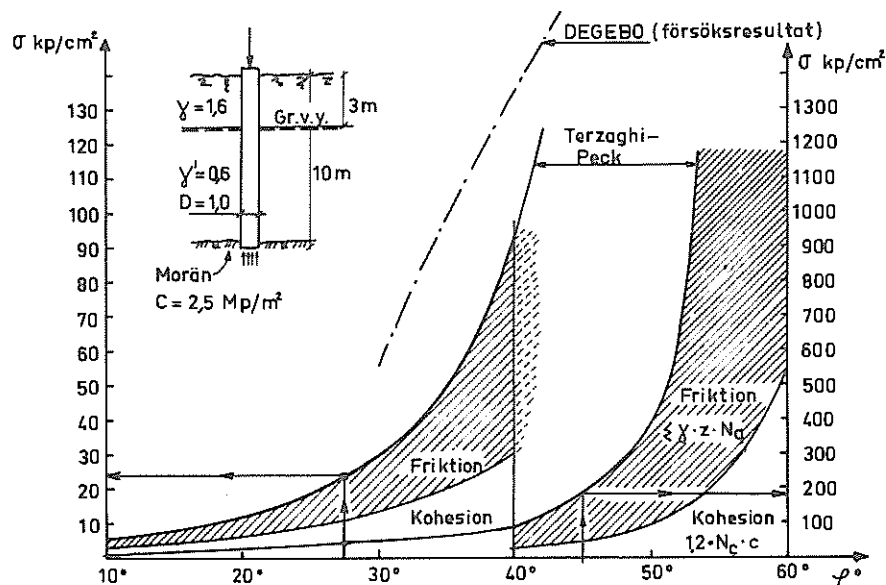


Fig. 4. Brottpåkänningen i morän vid olika friktionsvinklar.

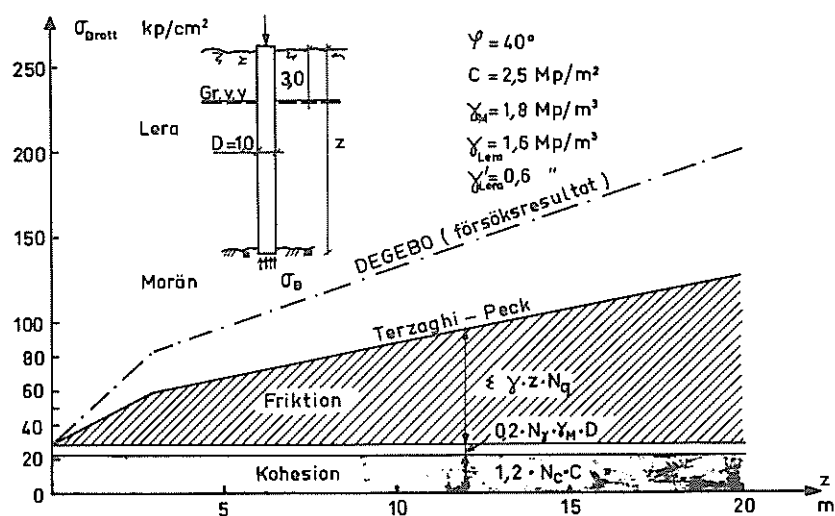


Fig. 5. Brottpåkänningen i morän vid olika grundläggningsdjup.

Att moränens inre friktionsvinkel och packningsgrad har stor betydelse för hållfastheten är välbekant och det kan vara intressant att betrakta fig. 4, som visar hur brottpåkänningen i morän under vissa förhållanden kan variera med friktionsvinkeln. Man ser t ex att om en ytmorän huvudsakligen innehåller löst lagrat material med inre friktionsvinkeln 28° , så kan det vara tveksamt att generellt tillåta de $4 - 10 \text{ kp/cm}^2$, som bestämmelserna rekommenderar. Skulle å andra sidan inre friktionsvinkeln i moränen vara 45° , vilket ingalunda är ovanligt, torde man med minst lika god säkerhetsmarginal kunna tillåta nära nog det tiofaldiga. Man ser vidare av fig. 4 att om påkänningar över 50 kp/cm^2 skall kunna komma ifråga måste moränens inre friktionsvinkel vara större än ca 40° . Förhållandena enligt fig. 4 torde åtminstone kvalitativt återspegla hur tillåten påkänning varierar med friktionsvinkeln i jorden. Värdena på N_q har härletts teoretiskt av Terzaghi - Peck och de valda N_q -värdena är relativt låga. Andra författare - särskilt Caquot-Kerisel - anger betydligt högre värden på N_q . Begrundar man kurvorna enligt fig. 4, inser man hur oerhört viktigt det är att få fram standardiserade metoder för att kunna bestämma moränens hållfasthetsgenskaper in-situ eller laboratoriemässigt.

Att överlagringstrycket ovan grundläggningsnivån har stor betydelse för brottpåkänningen är också bekant. Detta förhållande illustreras på fig. 5, som

visar resultatet av ett genomfört beräkningsexempel på 1 m tjock pelare, som är grundlagd på morän. Jorden ovan moränen förutsätts vara lera. Med de antagna egenskaperna hos moränen blir brottpåkänningen utan överlagringsstryck 30 kp/cm^2 medan den vid ett överlagringstryck motsvarande vikten av 20 m lera blir ca $120 - 200 \text{ kp/cm}^2$, alltså mer än 4 gånger så mycket.

Figuren visar att man inte kan eller får bortse från överlagringstrycket när man bedömer bärigheten hos en morän. Av diagrammet kan man även indirekt utläsa att när vi tillåter exempelvis 100 kp/cm^2 på en 10 m lång stödpåle i morän, utgår vi från att moränens inre friktionsvinkel är större än ca 40° .

Att förutsäga sättningsegenskaperna hos en morän in-situ torde inte vara lättare än att förutsäga dess hållfasthetsegenskaper. Man har emellertid skäl att anta, att om tillåten påkänning på moränen avpassas på ett vettigt sätt i förhållande till moränens hållfasthetsegenskaper, dvs med en ej alltför låg brottsäkerhet, så blir sättningarna måttliga.

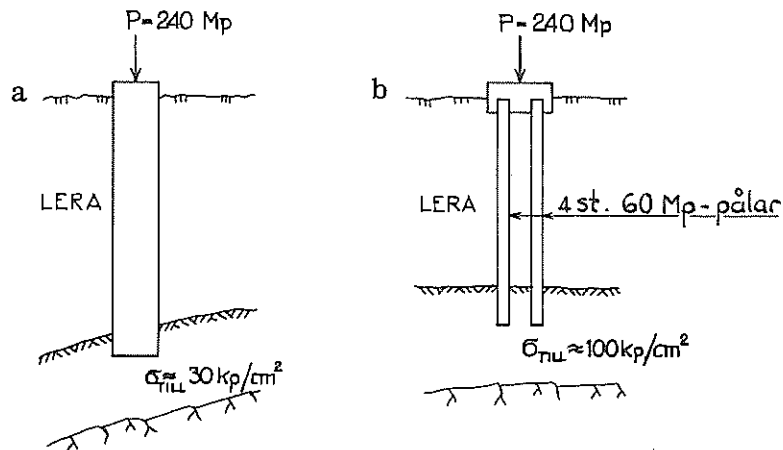


Fig. 6. Jämförelse mellan påkänningen under en plint och en pålgrupp.

I detta sammanhang skulle man kunna göra vissa reflektioner, som illustreras av fig. 6. Fig. 6 a visar en plint, som grundlagts i morän med $\sigma_{\text{till}} = 30 \text{ kp/cm}^2$ medan fig. 6 b visar en plint på fyra 60-Mp betongpålar. Den senare grundläggningsmetoden accepteras utan vidare, medan en grundläggning enligt fig. 6 a är helt oförenlig med gällande bestämmelser. Man kan, med skäl fråga sig om det finns anledning att vänta sig att sättningarna i fall a blir nämnvärt större än i fall b.

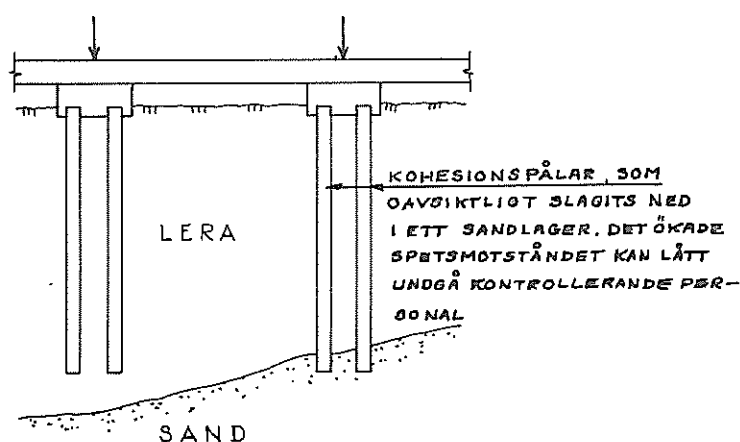


Fig. 7. Ett fall där stora ojämna sättningar kan uppstå.

Vi vet att totalsättningen vid grundläggning med kohesionspålar kan bli avsevärd och att även differentialsättningarna kan bli stora, speciellt om delar av pålarna kommer att omges av mo eller sandlager i varierande omfattning. Eftersom grundundersökningar sällan blir fullständiga kan man säga, att det tillhör riskerna vid grundläggning med pålar att dessa får olika hög bärighet. Differentialsättningarna kan i ett fall som fig. 7 visar bli betydande.

Med ovanstående vill jag bara betona, att när man överväger följderna av att öka påkänningarna på morän, så bör man även ta hänsyn till vilka riskmoment som de allmänt accepterade grundläggningsmetoderna kan innehålla.

HUR SÄTTNINGAR PÅVERKAR EN ÖVERBYGGNADS KONSTRUKTION

Frågan om hur sättningarna påverkar en överbyggnads konstruktion är ett problemkomplex med ett stort antal parametrar och jag kommer här endast att ge några synpunkter.

Som exempel på en konstruktions förmåga att uppta tvångsdeformationer visar fig. 8 och 9 hur stora sättningsdifferenser en rektangulär betongbalk kan uppta vid olika spännviddsförhållanden och olika armeringsprocenter utan att en viss stålspänning överskrids. Stålspänningen hänför sig till max.-värdet i en spricka i den mest ansträngda delen av balken. Den teoretiska

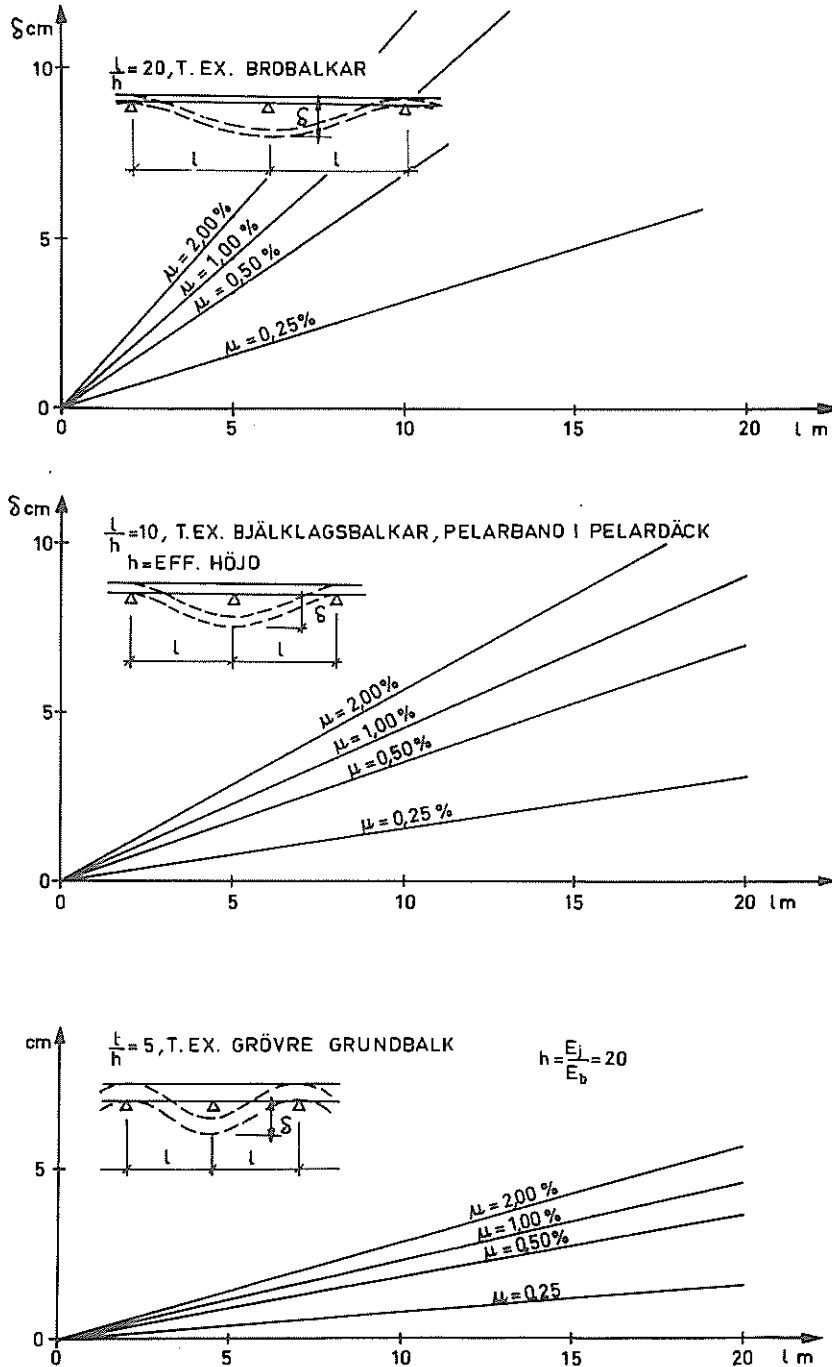


Fig. 8. Största möjliga sättningdifferens vid olika armeringsprocent, spännvidder och längdhöjdförhållanden för en rektangulär betongbalk utan att stålspänningen överskrider 3000 kp/cm^2 . ($\sigma_{bd} = 30 \text{ kp/cm}^2$).

bakgrunden till dessa diagram är en vidareutveckling av Osterman - Wästlund - Jonssons sprickformel. Diagrammen är således ej baserade på det gängse sättet att räkna deformationer inom byggnadstekniken (dvs $n = \frac{E_j}{E_b} = 10$ å 20 och stadium I) utan hänsyn har tagits till själva sprickornas betydelse för deformabiliteten och armeringsprocentens inverkan på sprickbilden.

I diagrammen har således hänsyn tagits till att spänningen i dragarmeringen icke är konstant mellan sprickorna utan kan anta små värden mellan två närbelägna sprickor. Detta gäller speciellt vid små armeringsprocenter då sprickavståndet är stort och är anledningen till att - som framgår av fig. 9 - be-

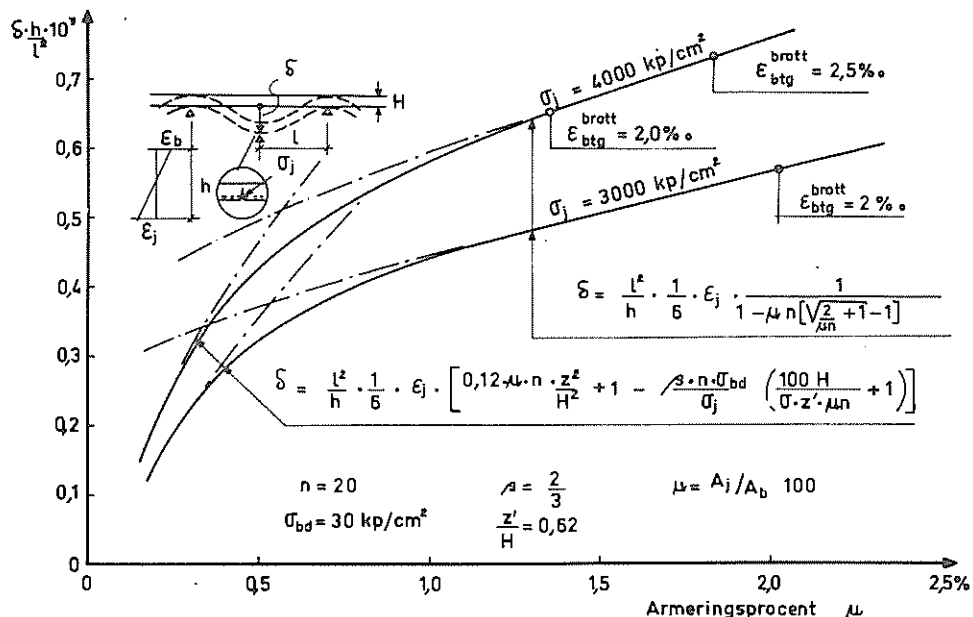


Fig. 9. En rektangulär betongbalks flexibilitet som funktion av armeringsprocent vid olika stålspänningar.

tongbalkens flexibilitet avtar kraftigt med minskande armeringsprocent inom området $\mu \leq 0,5 \%$. Vid ett givet förhållande l/z och vid en given armeringsprocent ökar deformabiliteten rätlinjigt med spännvidden.

Som synes är de deformationer en sådan balk kan uppta förbluffande stora.

Fig. 8 och 9 visar att en ökning av armeringen, utöver vad som är statistiskt er-

forderligt för att uppbära de yttre krafterna, är ett effektivt sätt att öka en betongkonstruktions flexibilitet och därmed dess förmåga att uppta differential-sättningar.

Det lämpliga i att ej ge bärande element onödigt grova dimensioner torde knappast behöva förklaras.

Ett pelardäck bör sålunda ej vara särskilt känsligt för sättningar. De skador, som uppkommer på en sådan konstruktion kommer snarare att bestå av skador i sekundärkonstruktioner, som icke bärande mellanväggar o dyl än i den bärande stommen.

I t ex höga grundbalkar är deformabiliteten mindre. I gengäld finns vid höga balkar dock möjlighet att med en högre armeringsprocent överföra krafter mellan stöden så att konstruktionen själv mer eller mindre styr sättningsförloppet. Det kan alltså löna sig att även av denna anledning lägga in mer armering i grundbalkar än vad som motsvarar behovet för att enbart överföra de yttre krafterna till närmaste stöd. Inläggen bör göras särskilt där man på grund av undergrundens topografi kan befara särskilt stora sättningar. Det är mycket sannolikt, att extra armering i många fall skulle visa sig ekonomiskt fördelaktigare än att nedföra pelarna genom moränen ända ned till berggrunden.

Ett annat sätt att möta befarade sättningar är som bekant att göra en konstruktion så flexibel som möjligt genom att t ex utforma stommen med fritt upplagda balkar och plattor. Byggnader av prefabricerade element har ofta denna egenskap. Fig. 10 visar ett exempel på en byggnadsstomme, som genomräknats dels för det fall att stommen består av kontinuerliga konstruktionselement, dels för det fall att densamma är sammansatt av fritt upplagda balkar och plattor. Kostnadsskillnaden mellan de två alternativen torde uppgå till ca 200 kr/m^2 eller ca 11.000 kr/fack. Antar man att den fritt upplagda konstruktionens flexibilitet är sådan, att den utan risk kan grundläggas ovanpå moränen,

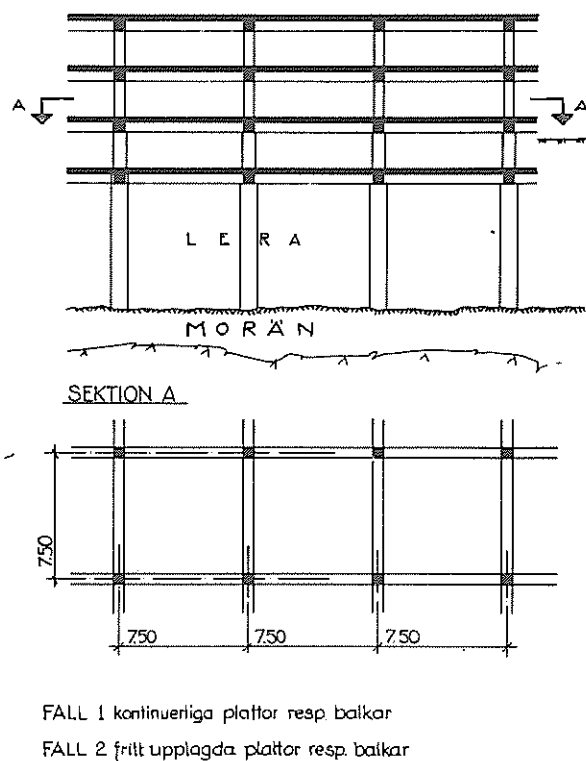
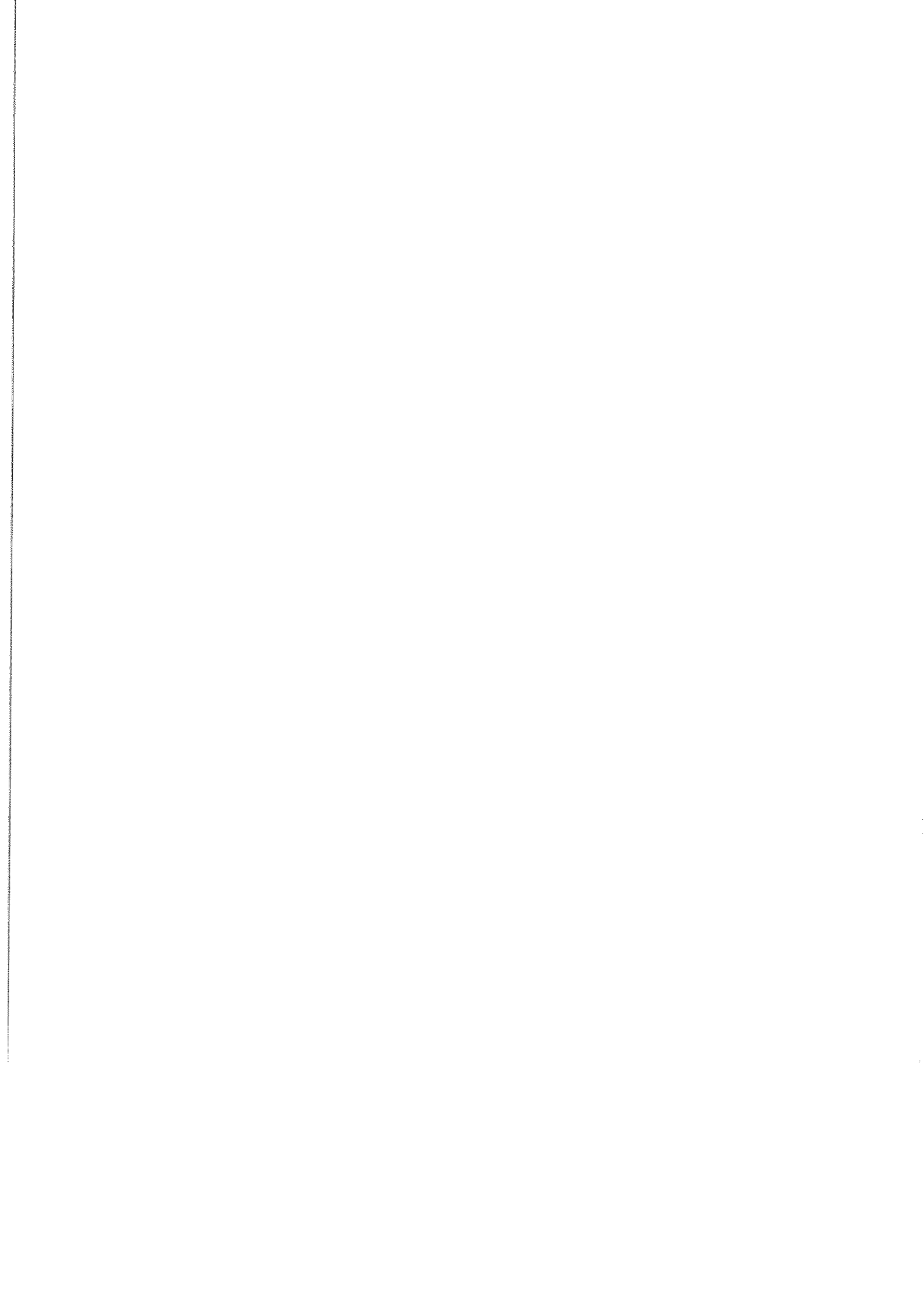


Fig. 10. Den jämförande kostnadsberäkningen har utförts på en byggnadsstomme enligt figuren.

har man att väga merkostnaden för den flexiblare stommen mot merkostnaden att föra ned grundpelarna genom moränen till berg. Jämför man alltså merkostnaden för stommen med de kostnadsuppgifter, som i Lundahls artikel uppgivits för nedförande av pelare genom moränlager, finner man att det icke alltid skulle vara ekonomiskt motiverat att utföra stommen av fritt upplagda element. I beräkningsexemplet har emellertid icke hänsyn tagits till de rationaliseringsvinster, som kan fås med en fritt upplagd stomme av prefabricerade element.



DANSKE ERFARINGER AV MORÄNELER

Civ.ing. T. Balstrup, Geoteknisk Institut, Köpenhamn.

I Danmark sker en meget betydelig del af al bygningsfundering på moränale materialer, i væsentligst grad på moräneler. Der er derfor gennem årene sket en meget betydelig indsamling af erfaringer om moränelers styrke- og deformationsegenskaber, ligesom der er undviklet og indarbejdet rutineundersøgelser i marken og i laboratoriet til at forudbestemme de geotekniske egenskaber.

Det danske moräneler, som vi opfatter som en kohäsionsjord, kan karakteriseres ved et lerindhold $\approx 15 - 20 \%$, et vandindhold $\hat{w} \approx 8 - 25 \%$ og et plasticitetsindex $\approx 10 - 15 \%$. Moräneleret undviser en flad kornkurve og optræder med ret varieret sten- og blokindhold.

Moränelerets undrånede forskydningsstyrke kan variere meget stærkt fra sted til sted og med dybden (mellem $2 - 3 \text{ t/m}^2$ og til $>100 \text{ t/m}^2$). Den undrånede forskydningsstyrke bestemmes ved vingeforsøg in-situ. Når forsøg, der er påvirket af sten, udelukkes, og der tages et rimeligt hensyn till styrkens ofte betydelige variation (fastsættelse af en rimelig middelværdi) danner disse målinger grundlag for fastsættelsen af moränelerets bæreevne ved såvel direkte fundering som pælefundering med sædvanlige geotekniske formler.

Man må her være opmærksom på, at vi i Danmark anvender relativt lave sikkerheder ved funderingsopgaver (\approx totalsikkerhed 2 å 2,5). Der henvises i denne forbindelse til de danske funderingsnormer, der har været gældende siden 1965 (DS 415, Teknisk Forlag, Köbenhavn).

Foruden forundersøgelsesboringerne, som udføres i foringsrør med optagning af intakte og omrørte prøver og udførelse af vingeforsøg pr. ca 1 m, udføres kontrol af byggegruben med håndvingeforsøg (pr. 0,2 m til 1,4 m dybde).

Sætningerne vurderes på grundlag af ödometerforsög på "intakte" prøver efter en forudgående forkonsolidering til 120 å 240 t/m² og aflastning til laveste in-situ - spånding (σ_A). Der tages hensyn til konsolideringsmodulens (K) variation med lejringsdybden, der tilnårmelsevis varierer som:

$$K \approx K_0 + \Delta K \cdot \bar{\sigma}_A,$$

hvor K_0 svarer til konsolideringsmodulen ved overfladen, og ΔK er tilvåksten med den effektive, lodrette udgangsspånding.

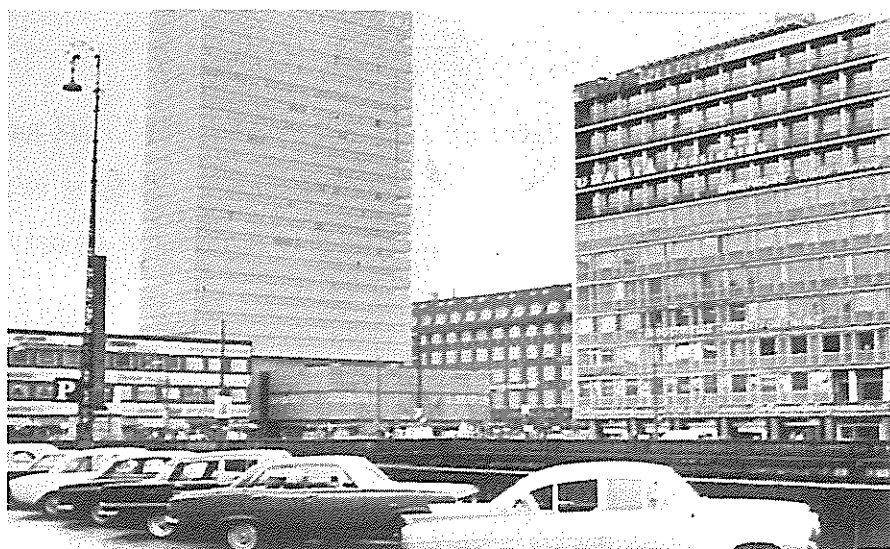


Fig. 1. SAS-hotellet i Köbenhavn.

Laboratorieforsög og modelforsög i marken er sammenholdt med observationer af en række bygvårker, og mulighederne for en god forudbestemmelse af sætningerne må siges at være opnået. Det er vigtigt, at man er opmærksom på, at apparatdeformationerne ved disse - ofte meget stive jordarter - er af stor betydning. Pröveudtagning og tildannelse kræver også stor omhu og erfaring for at sikre pålidelige resultater.

For sådvanligt byggeri er erfaringerne efterhånden så omfattende, at sætningsproblemet sådvanligvis kan afgöres på grundlag af de trufne morånelersaflejringers udrånede forskydningsstyrke (målt med vingebor) og vandindhold. Det må i denne forbindelse, nævnes, at Geoteknisk Institut i Danmark årlig be-

handler ca 600 - 700 nye opgaver samt en række genoptagne, ældre sager omfattende byggeri af alle kategorier. Heraf er en væsentlig del funderingsopgaver på moränale aflejringer.

Som illustration til noget af vor erfaringsbaggrund vises vore sætningsmålinger under og efter opførelsen af SAS-hotellet i København.

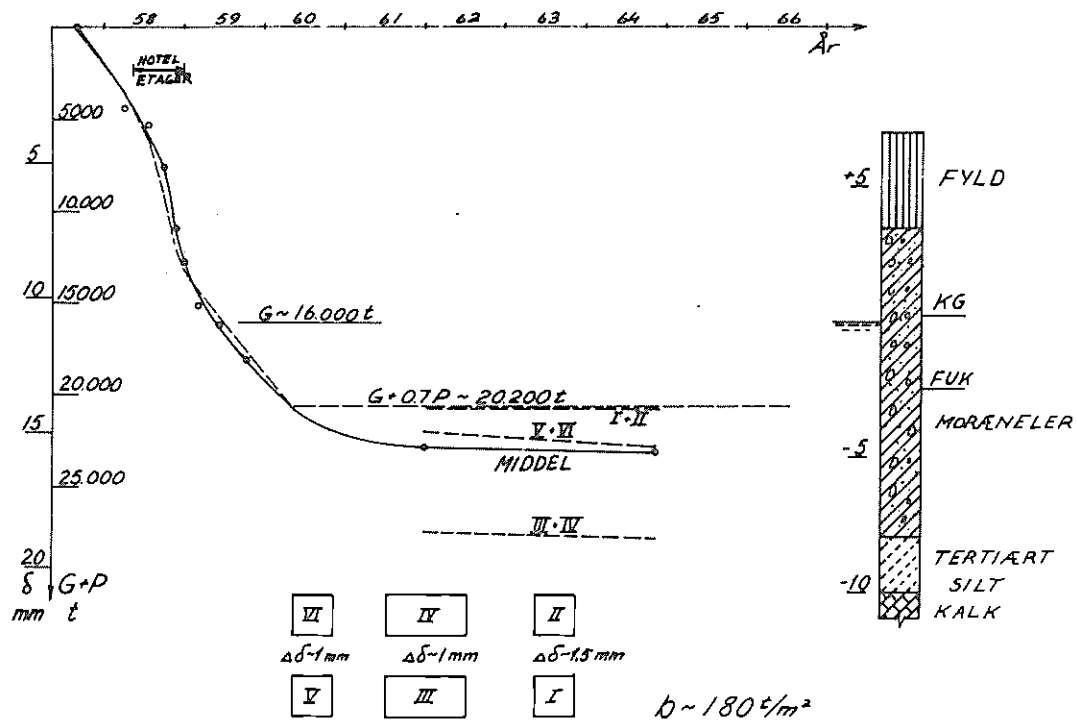


Fig. 2. Jordprofil, fundamentläge samt sætnings- og belastningskurver för SAS-hotellet.

Den 22 etager høje bygning (fig. 1) med 2 kælderetager er funderet på 6 enkeltfundamenter (I - VI, fig. 2) med en maximal belastning under vindpåvirkning på $b \approx 180 t/m^2$. Bygningen, hvis totale vægt er godt 20.000 t, er funderet i kote -2,5, ca 2,5 m under kældergulv og grundvandsspejlet, tæt op til et jernbaneareal, der ligeledes ligger i niveau med kældergulvet.

Funderingen er sket på moräneler med et vandindhold $w \approx 9 \%$ og en udränet forskydningsstyrke $\approx 100 t/m^2$. Kalken træffes i kote ca -10 og overlejres af en bänk af tertiær silt ($w \approx 15 \%$). Sætningerne var beregnet til ca 1 cm fra lagene over kalken.

Målinger udført som hydrostatisk nivellement (målenøjagtighed $\approx 0,3$ mm) viser middelsætninger på ca 16 mm (inclusive sætninger fra kalkdybgrunden) og maximale differenssætninger på ca 5 mm. Mellem de enkelte fundamentpar var differenssætningen ≈ 1 mm.

For hotellets lave fløj (2 etager + 2 kælderetager) målttes sætninger på 4 - 6 mm på søjlefundamenter med $b \approx 120 \text{ t/m}^2$ og søjlelast på 200 - 300 t.

Som det ses af sætnings- og belastningskurverne, kommer sætningerne i alt væsentligt i takt med belastningspåførelsen for traditionelt byggeri. Tillægs-sætningerne efter byggeriets afslutning er ubetydelige.

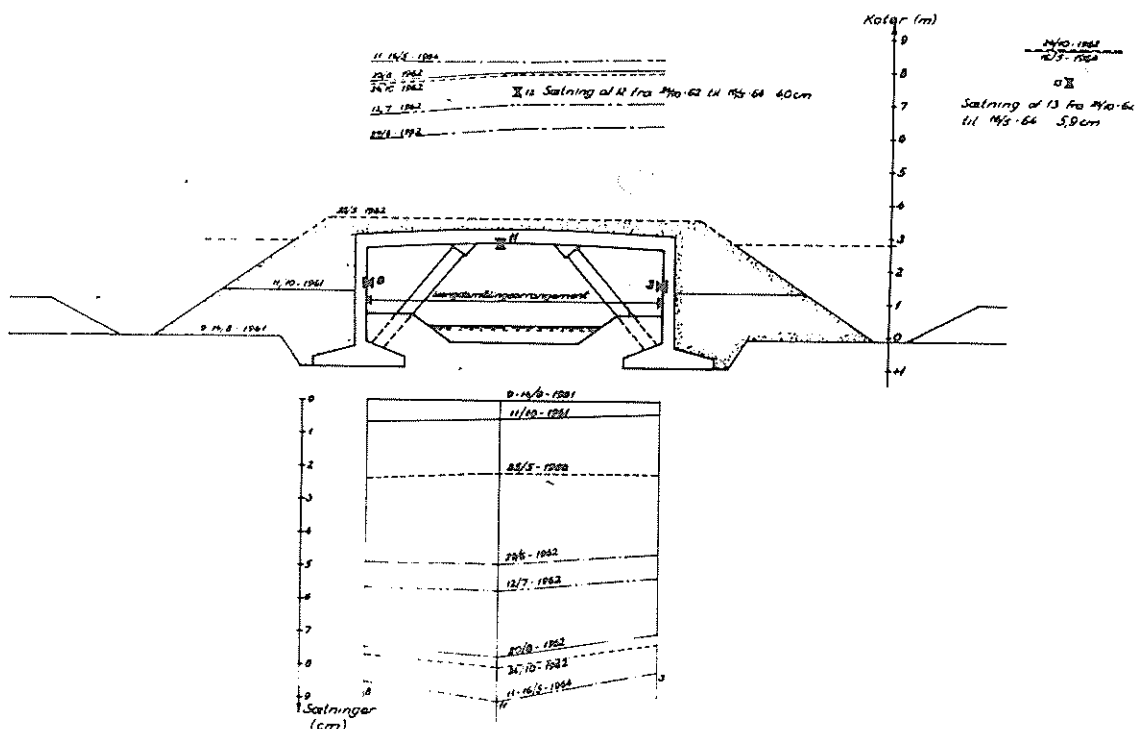


Fig. 3. Sætninger i centrum af motorvejsbro over Vårby Å.

En motorvejsbro over Vårby Å blev ligeledes funderet på fast moræneler (fig. 3), men på grund af den brede dæmningsopfyldning på ca 8 m ved siden af broen og 5 m over brodækket blev der tale om en stor dybdevirkning af belastningen, hvilket medførte de på fig. 3 og 4 anførte sammenhørende værdier af dæmningshøjde og sætningsstørrelse langs brovederlagene.

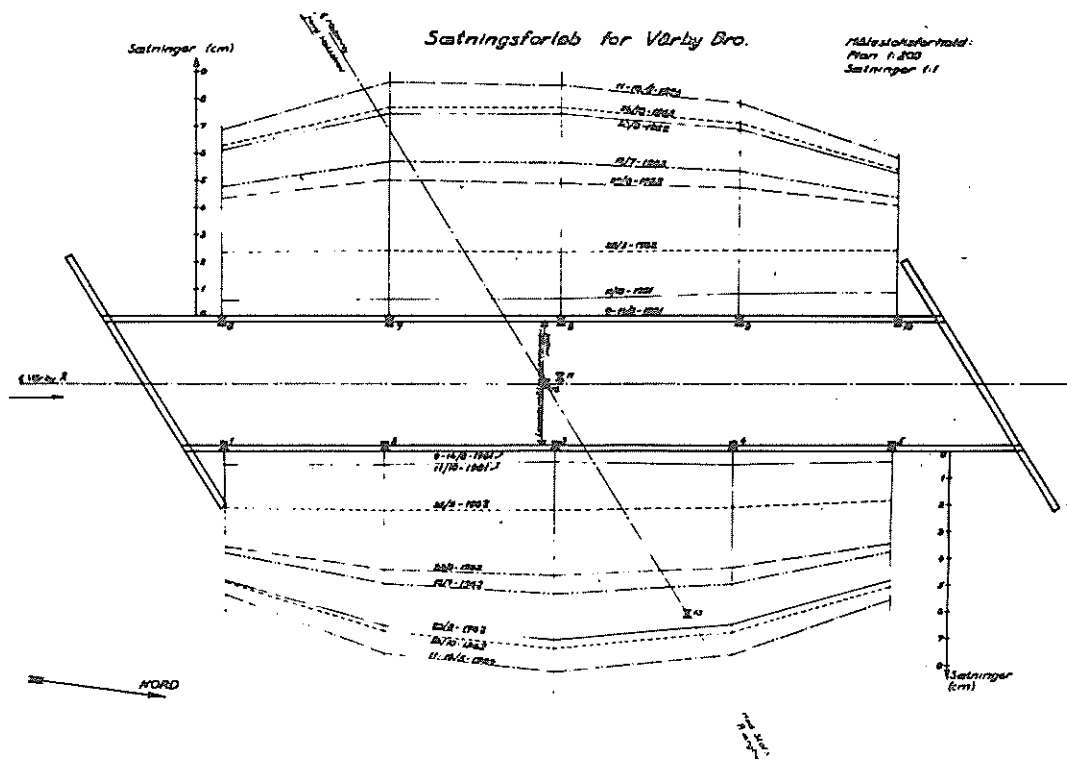


Fig. 4. Sätningar för frontmurar i motorvejsbro över Vårby Å.

Som et eksempel på sättningsforløbet ved en ekstrem hurtig belastningspåførelse (≈ 8 timer) på et ca 11 m cirkulært fundament vises prøvefyldningen af en ammoniaktank (diameter ≈ 23 m) funderet på moræneler (fig. 5). Tværsnit af tank med belastningsangivelser og morænelerets vandindhold og undrænedes forskyd-

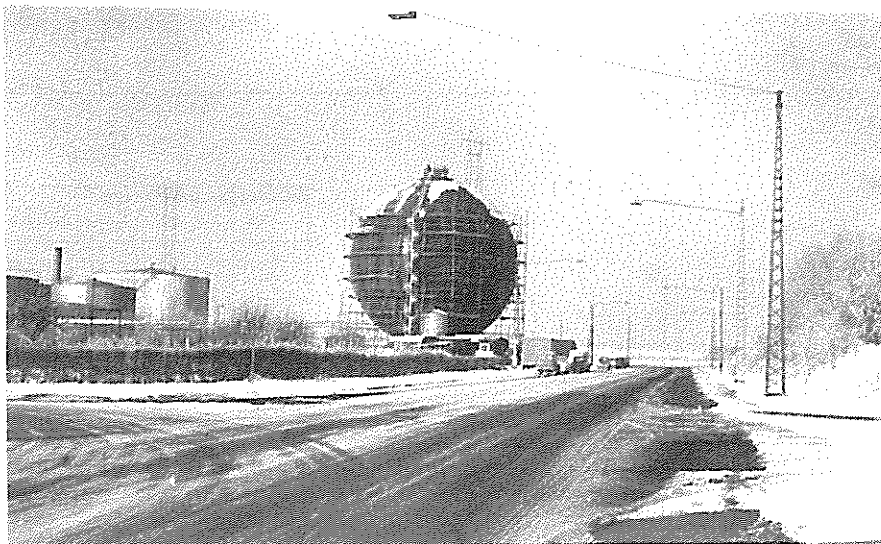


Fig. 5. Ammoniaktank i Odense.

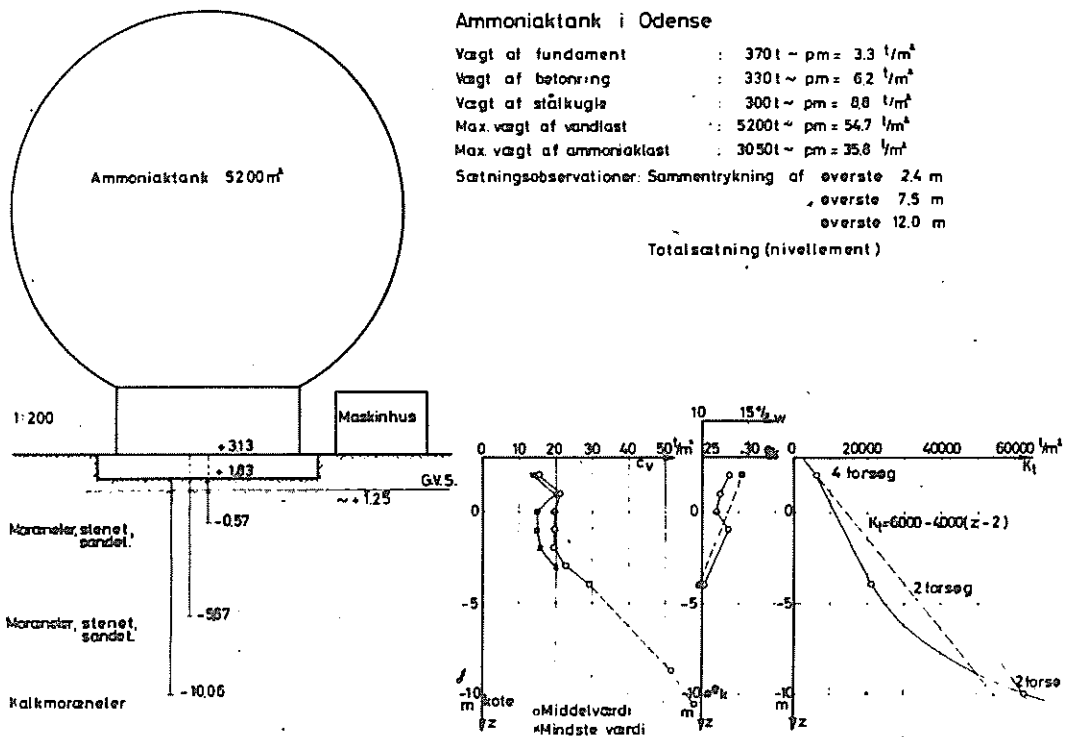


Fig. 6. Morænerets egenskaber og belastningsangivelser for ammoniaktank i Odense.

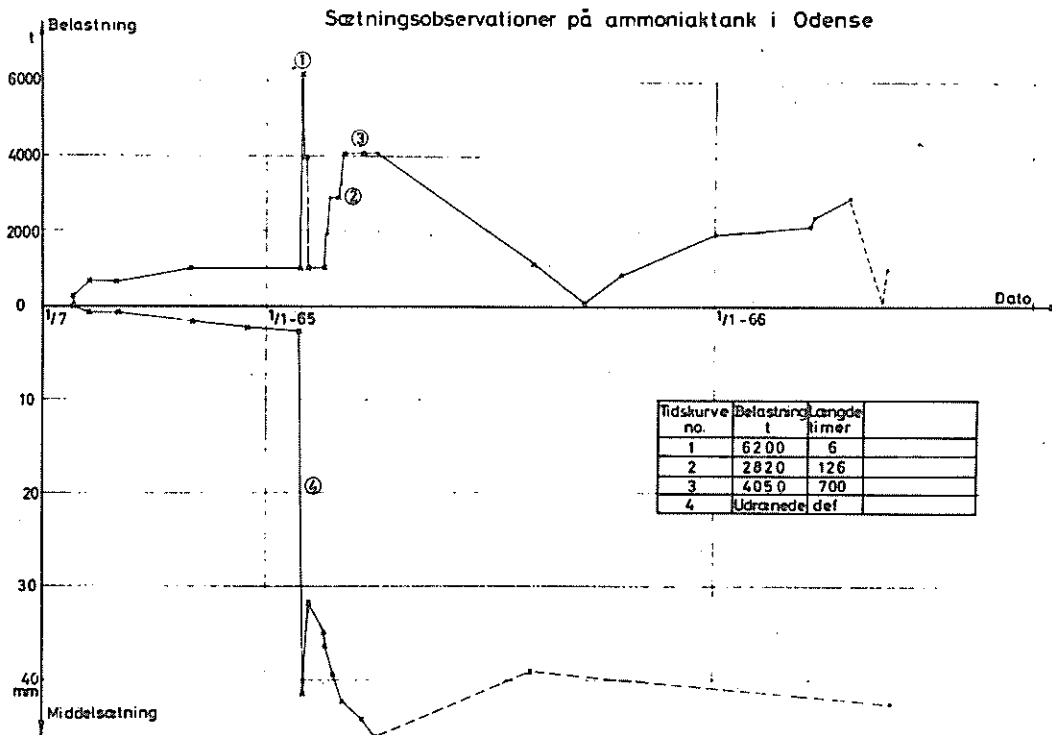


Fig. 7. Sætningsobservationer på ammoniaktank i Odense.

ningsstyrke fremgår af fig. 6, mens sætningerne under prøvfyldningen med vand ($\gamma \approx 1,0 \text{ t/m}^3$) og den efterfølgende fyldning med ammoniak ($\gamma \approx 0,7 \text{ t/m}^3$) fremgår af fig. 7.

Under prøvfyldningen var sikkerheden mod brud i moräneleret så lav som ca 1,6. Der konstateredes en differenssætning over en fundamentalsdiameter af samme størrelse som den totale middelsætning ($\approx 4 \text{ cm}$). Den store differenssætning tilskrives primært den lave sikkerhed og den udrånedede tilstand. 75 % af sætningerne var blivende.

Endelig skal vises nogle langvarige sætningsmålinger på moränelersfyldt udlagt uden systematisk komprimering i et lag på ca 1,6 m. Af fig. 8 ses, at der dels er tale om meget store sætninger (8 - 10 cm, der udelukkende hidrører fra fyldens egenvægt) og dels om et langvarigt sætningsforløb. Nyligt udførte målinger (dec. 1969) viser, at der i perioden fra 700 til 2700 døgn efter opfyldningen yderligere er indtrådt 1 å 1,5 cm sætninger i fyldlaget. Sætningerne i den under-

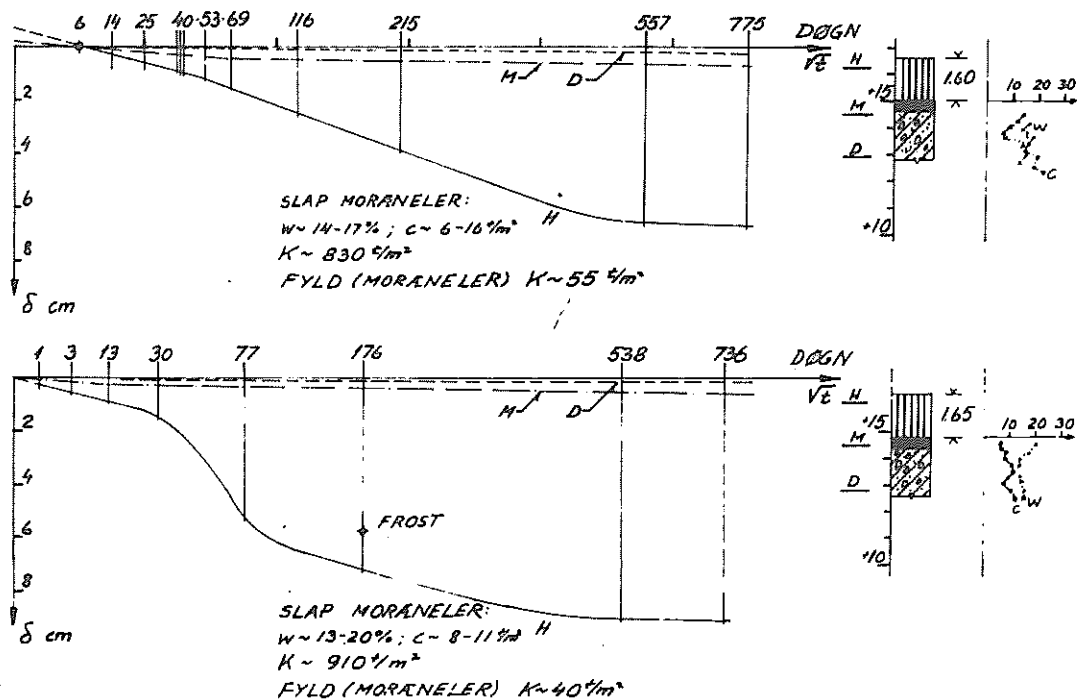


Fig. 8. Sætningsmålinger på moränelersfyld.

liggende, naturlige moränelersaflejring er ubetydelige ($\approx 0,5$ cm) og er i alt væsentligt afsluttet efter 3 måneders forløb. De her anførte iagttagelser er især af interesse for gulvkonstruktioner, veje og ledningsanlæg.

De danske iagttagelser og erfaringer, vor bore- og laboratorieteknik vil utvivlsomt kunne have interesse ved normfastsættelserne og den rutinemæssige løsning af funderingsopgaver, specielt i de mere lerholdige moräneaflejringer i den sydlige del af Sverige.

LABORATORIEMÅLINGER PÅ MORÄNELER I DANMARK

Civ.ing., lic.techn. H. Moust Jacobsen, Danmarks Ingeniörakademi,
Ålborg.

Det er en almindelig opfattelse, at det er meget vanskeligt at udføre laboratorieforsøg på moränemateriale og anvende disse forsøg på geotekniske problemer i marken. I Danmark har vi imidlertid i løbet af de sidste seks år udviklet laboratorieudstyr, som kan anvendes til relevante målinger på moräneler.

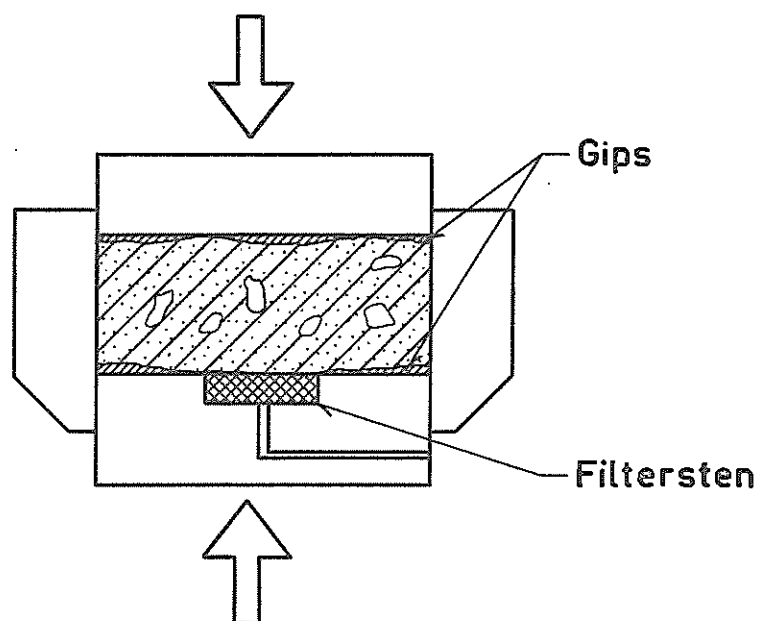


Fig. 1. Ödometer til stive jordarter.

För opbygningen af et laboratorieapparat og ved tolkningen af laboratorieforsøg i dette apparat, må der foretages en grundig analyse af problemerne. Denne analyse kan inddeles i tre punkter:

- 1 Apparatets virkemåde
- 2 Apparatets størrelse
- 3 Teori.

Fremgangsmåden kan anvendes på alle apparater, men her skal kun omtales ödometret, der jo blot er en ring med et stempel i hver ende, og altså meget simpel i sin opbygning (se fig. 1).

1 Apparatets virkemåde

Da en eendimensional tilstand er en forudsætning, må ringen göres så tyk, at sideudvidelse hindres.

Den kraft, der påføres stemplet, bör overføres til prøven. Friktionskræfter mellem prøve og ring og mellem stempler og ring bör undgås. Dette problem er endnu ikke löst tilfredsstillende.

Den töjning, som prøven får ved belastningen, bör måles så präcis som mulig. I apparater af normal type kan man imidlertid ikke måle töjningen af moräneler, fordi apparatfejlene er for store. Dette kan konstateres ved at sætte en messingcylinder ind i apparatet i stedet for prøven. Man finder således, at apparatet med en messingklods giver töjninger, der er nästen lige så store som de, der måles i et apparat med en moränelerspröve.

Vi har derfor i Danmark udviklet et ödometer, der ikke giver töjninger, hvis en messingklods belastes i stedet for en moränelerspröve. De töjninger, der måles på en moränelerspröve er herved reduceret til 25 - 50 % af de töjninger, der måles i de normale laboratorieödometre.

2 Apparatets størrelse

En laboratoriepröve har en begränsning, der er meget ru, hvis kornstörrelsen er stor. Ved overgangen fra apparatdele til jordpröve kan derfor forekomme ekstra-töjninger, der må undgås.

Ved overgangen mellem stempel og moränelerspröve kan problemet klares ved en udstöbning med gips. Filterstenen bliver derved dækket, og i praksis vil man derfor kun anbringe en meget lille filtersten i det ene stempel. Denne filtersten må naturligvis holdes fri for gips. På grund af denne fremgangsmåde kan man kun beregne en tilnærmet värdi af permeabilitetskoefficienten.

Da en sådan lerprøve støbt til stemplet ikke stiller særlige krav til apparatets dimensioner kan dette være lille f. eks. 6 cm i diameter.

Ved kornede materialer er diametren af prøven mindre end ringens diameter. Under den primære belastning vil der derfor optræde vandrette tøjninger af ukendt størrelse. Herved påvirkes den lodrette tøjning, der bliver meget større under den primære belastning end under genbelastninger, hvor ingen

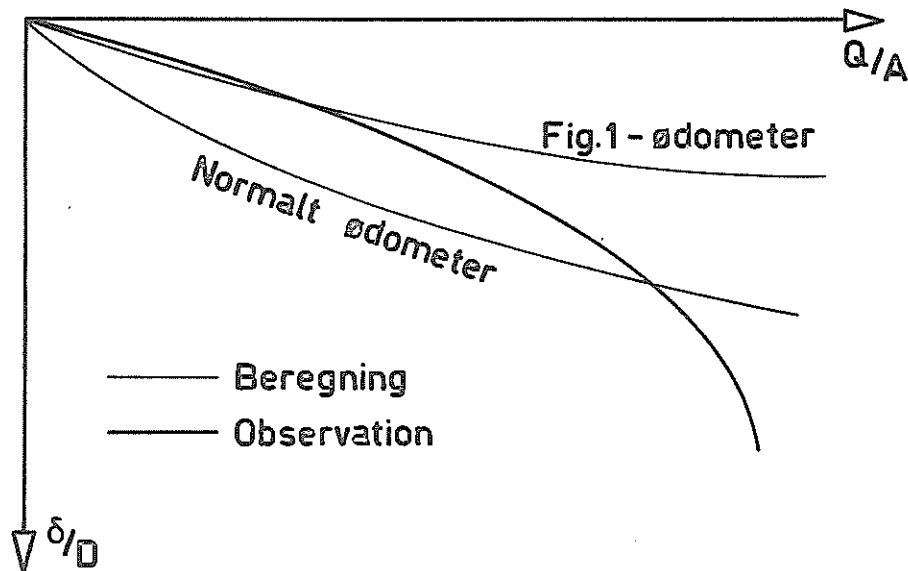


Fig. 2. Sætninger af fundament.

vandrette tøjninger finder sted. Man belaster derfor først prøven med en spænding, der svarer til isens forbelastningstryk, der er det maksimale tryk, som man kan påføre prøven, uden at denne ændrer karakter. Kun genbelastningsgrenene anvendes til sætningsberegning.

Ved sand og grusprøver er kornstørrelsen en betydelig faktor, og der bør derfor anvendes langt større apparater, hvis man ønsker at måle deformationer på sådanne prøver.

3 Teori

Efter at have fået den nødvendige sikkerhed for at man ved, hvad man måler, skaffes et overblik over, hvordan disse målinger kan anvendes.

I ødometret fås en konsolideringsproces uden sideudvidelsesmuligheder, og man kan derfor strengt teoretisk kun benytte ødometerforsøg til en forudberegning af udstrakte lerlags sætning.

Under et fundament er der sideudvidelsesmuligheder, idet jorden kan skyde op ved siden af fundamentet. Beregnes fundamentets sætninger ud fra ødometerforsøg fås en åbenlys uoverensstemmelse mellem observerede og beregnede sætninger. På grundlag af ødometerforsøg med store apparatfejl fås alt for store sætninger for mindre belastninger, men for små sætninger for meget store belastninger (se fig. 2). På grundlag af ødometerforsøg uden væsentlige apparatfejl beregnes sætningerne næsten altid for små, men den beregnede og den observerede sætningskurve har næsten samme begyndelsestangent. Beregnes derfor alene begyndelsestangenten fås overensstemmelse mellem beregning og observation for totalsikkerheder større end 4. I praksis er totalsikkerheden i langtidstilstanden altid større end 4.

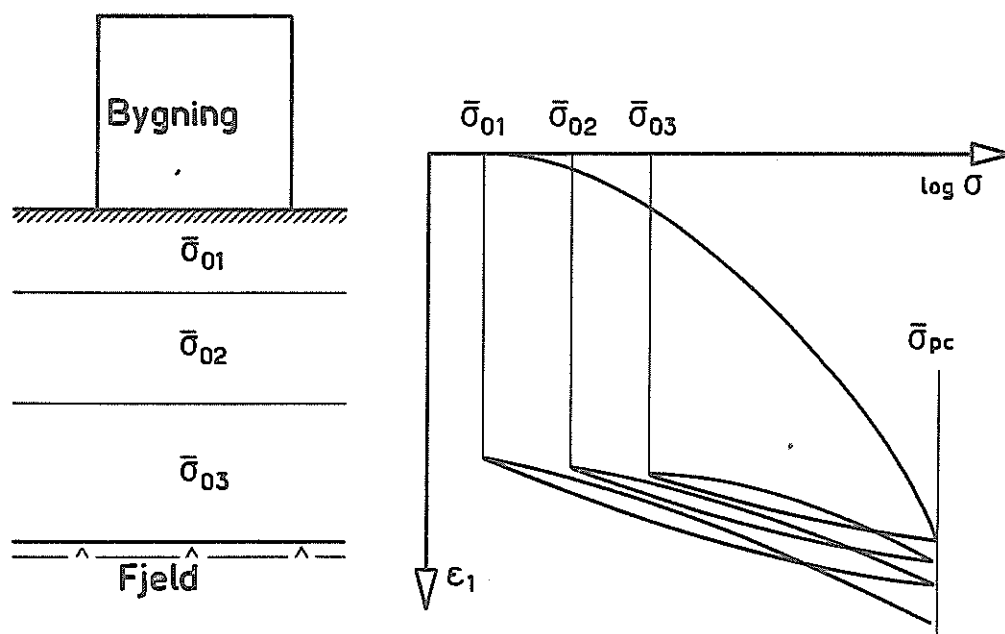


Fig. 3. Sætningsberegning og ødometerforsøg.

Ved en sättningsberegning inddeles jorden i lag under fundamentet, og de effektive in-situ spændinger $\bar{\sigma}_0$ i midten af disse lag beregnes. Ödometerforsöget udföres nu, således at prøven belastes til forbelastningstrykket $\bar{\sigma}_{pc}$, hvorved prøvens tilslutning til ringen bliver god. Herefter udföres en række af- og genbelastningsgrene i overensstemmelse med sättningsberegningen (fig. 3). Afbildes alene töjningstilväksterne fås en afbildning (fig. 4), hvoraf man kan finde den konsolideringsmodul K_t , der benyttes ved beregning af begyndelsestangenten. Det viser sig i övrigt, at man med god tilnärmelse har $K_t = a + b \cdot \bar{\sigma}_0$.

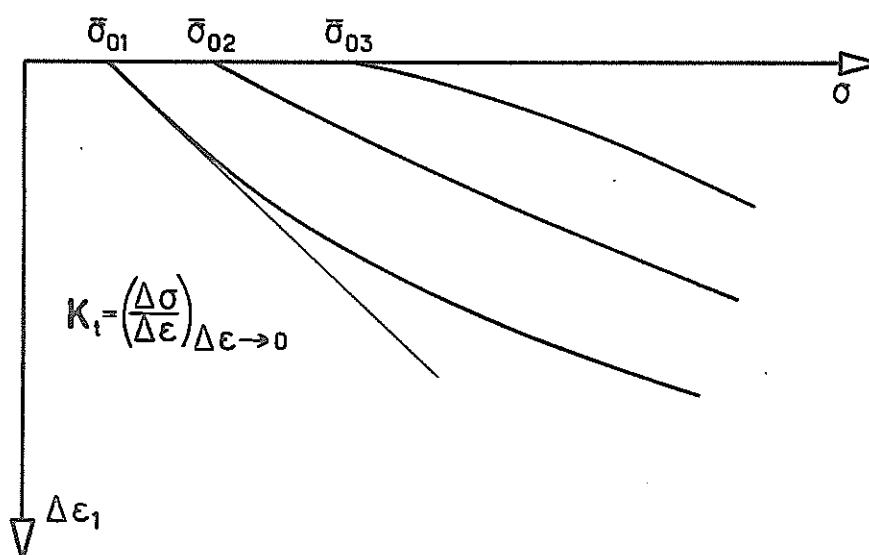


Fig. 4. Aritmetisk afbildning af forsög.

Dette resultat kan leveres af det laboratorium, der udförer forsöget, og man behöver ikke selv at gå ind på forsögskurverne.

Metoden er yderligere fordelagtig derved, at den tillader en statistisk behandling af mange forsögresultater.

Metoden er afprövet i praksis og giver resultater, der stemmer godt med observationer. /3/.

Til sidst kan nävnes, at lignende undersögelser kan göres for andre apparat-typer f.ex. det simple trykapparat /1/ og triaxialapparatet /2/.

Referencer

- 1 Moust Jacobsen: The Undrained Shear Strength of Preconsolidated Boulder Clay. Proc. Geotechnial Conf. Oslo 1967.
- 2 Moust Jacobsen: Målinger af stive jordarters deformationer og styrker i triaxialapparat. Avancerade metoder för byggnadsmaterialforskning och -provning. Helsinki 1968.
- 3 Moust Jacobsen: Strength- and Deformation Properties of Preconsolidated Moraine Clay. Geoteknisk Institut, Bulletin No 27, Copenhagen 1970.

KOMPRESSIONS- OCH SKJUVAPPARAT FÖR MORÄNMATERIAL

Tekn.lic. Heinz Thurner, Institutionen för Vattenbyggnad, KTH.

1962 - 1964 byggdes på Institutionen för vattenbyggnad, KTH, en apparat för undersökning av kompressions- och skjuvegenskaper hos moränmaterial. Apparaten användes vid en rad försöksserier. En del av resultaten har publicerats i Väg- och Vattenbyggaren nr 8, 1968. Under åren 1966 - 1968 konstruerades och byggdes en förbättrad version av apparaten, vilken här presenteras i korta drag.

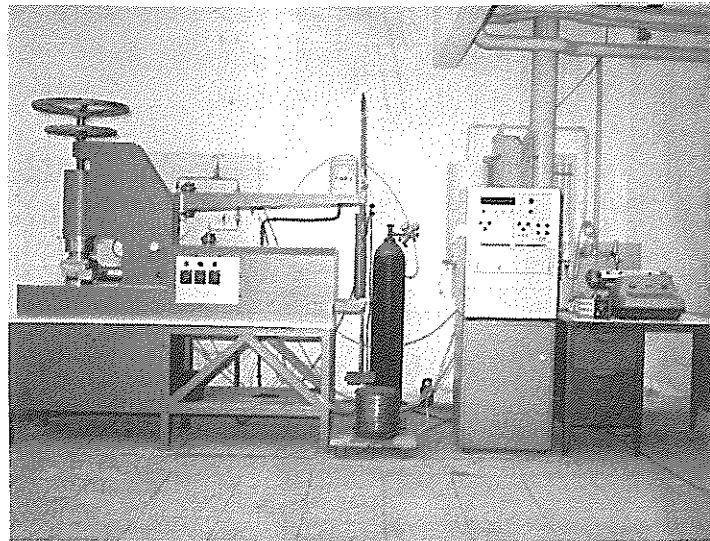


Fig. 1. Skjuvapparaten.

Fig. 1 visar skjuvapparaten med tillsatsenheter; längst till vänster själva skjuvapparaten, sedan en digitalvoltmeter och längst till höger den elektriska skrivaren och kalibreringsenheten. Bakom skjuvapparaten skymtar manöver-tavlan för mätning av porvattentrycket. Provet befinner sig längst till vänster.

Själva provet är omgivet först av en gummicylinder och sedan av en rad stålringar, vilka ligger på ett visst avstånd ifrån varandra för att provet skall kunna deformeras utan randfriktion. Provkroppens diameter är för närvarande 15 cm; möjligheten att använda 20 cm diameter finns. Vid kompressionsförsök har provets höjd varierats mellan 50 och 180 mm, vid skjuvförsök är höjden 50 mm.

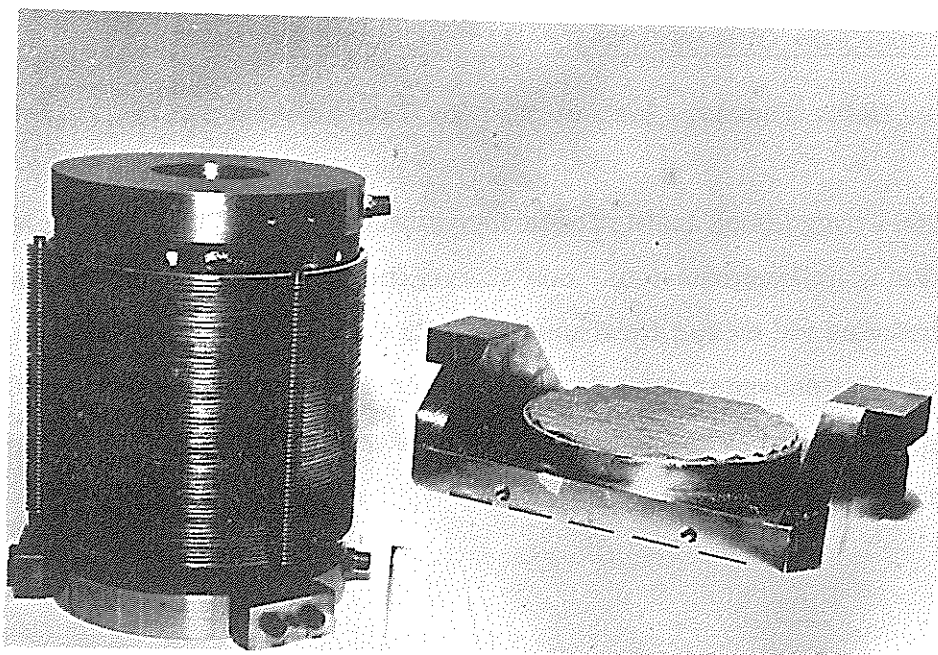


Fig. 2. Kompressionsprov efter packning (t.v.) samt locket som används vid skjuvförsöken (t.h.).

Fig. 2 visar till vänster ett kompressionsprov efter packningen, vilken utförs i princip enligt den modifierade proctormetoden. Till höger visas locket som används vid skjuvförsöken, då dragkraften skall angripa i provets mitt. I locket ligger en filtersten av sintrade mässingorn. Filterstenens överyta är tandad för att överföra skjuvkrafterna i kontaktytan utan glidning.

Vertikalkraften påförs provet via en hävarm med ett utväxlingsförhållande 1:33 till en maximalspänning av 20 kp/cm^2 . Horisontalkraften åstadkommes genom drag eller ev tryck med konstant hastighet, varvid antingen vertikallasten eller provets höjd kan hållas konstant.

Fig. 3 visar en principskiss över anordningen för vertikalbelastning. Alla mörktonade delar kan under försökets gång höjas eller sänkas utan att provet påverkas. Delarna som åstadkommer vertikallasten och följer provets vertikaldeformation är något ljusare tonad. Stämpeln längst ner på figuren trycker på provcylinderns lock och glider därvid i en 10 cm hög teflonpackning som har mycket liten friktion. Mellan stämpeln och provets lock inläggs vid skjuvprovning nållager, som eliminerar horisontalfriktionen.

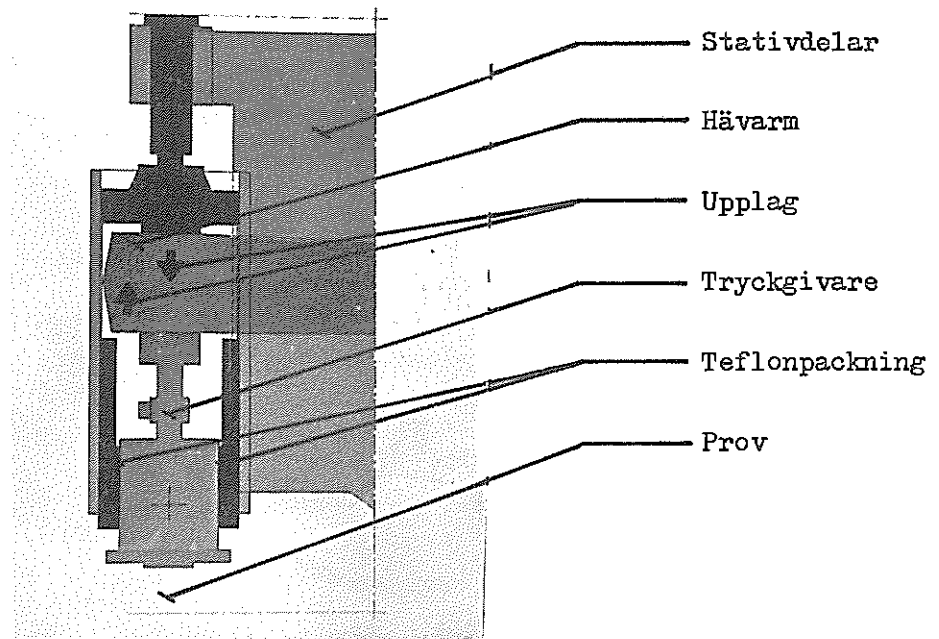
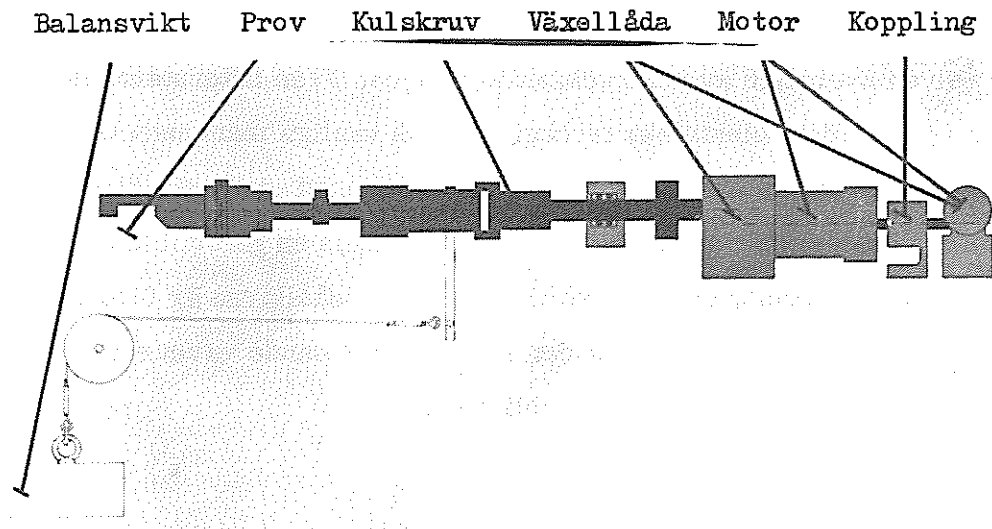


Fig. 3. Principskiss över anordningen för vertikalbelastning.

Fig. 4 visar en principskiss över anordningen för horisontell dragning. Två elektriska motorer driver en utgående axel med stark nedväxlad vinkelhastighet. Rotationsrörelsen omvandlas via en kulskruv till en horisontalrörelse som påverkar provets draglock. Draghastigheten kan varieras mellan 1 mm/min och 1 mm/tim. Deformationen är 7,5 mm från mittläget åt båda hållen. Även tryckkraft kan åstadkommas på så sätt.



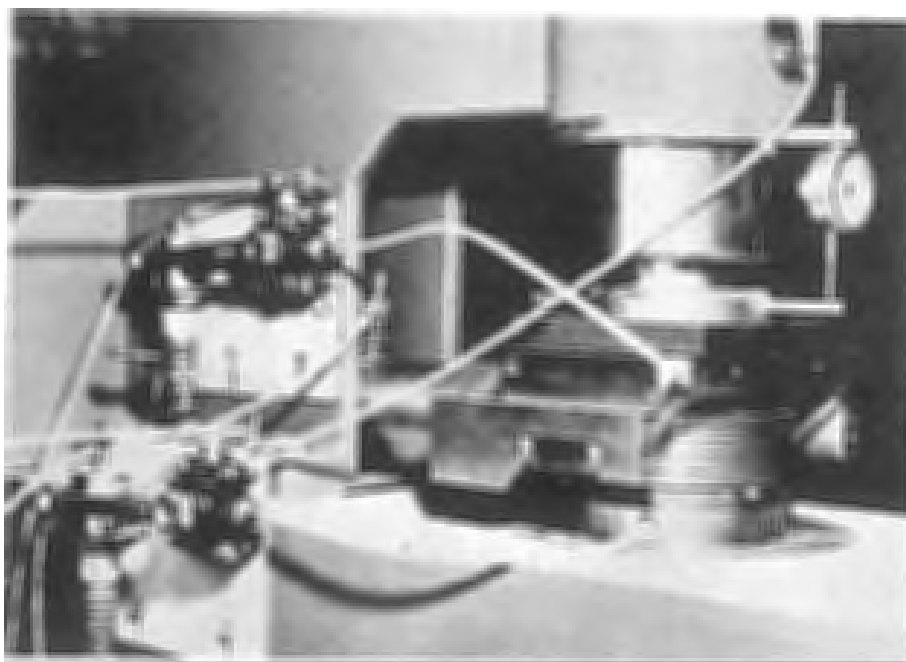


Fig. 5. Färdigmonterat skjuvprov.

Horisontal- och vertikalspänningen mäts med elektriska givare.

Ett färdigmonterat skjuvprov syns på fig. 5. Man urskiljer ledningen till den elektriska givaren för vertikalspänningen, nållagerspåren ovanför draglocket samt portrycksledningen till provets lock- och basplatta. Vid det avbildade provet används mekaniska mätklockor för mätning av vertikal- och horisontal-deformationer. De har senare ersatts med elektriska lägesgivare.

Fig. 6 ger en överblick av portrycksanläggningen. Från filterstenarna går vattenledningen förbi elektriska tryckgivare och vanliga manometrar till två tryckbehållare. Dessa står i sin tur i förbindelse med en trycklufttub. I den undre behållaren skiljs tryckluft och vatten åt genom en gummiblåsa, vilken skall förhindra luftinblandning i vatten. Den övre behållaren är försedd med ett vattenståndsrör för mätning av den genomströmmande vattenmängden som används för att bestämma Darcy's koefficient.

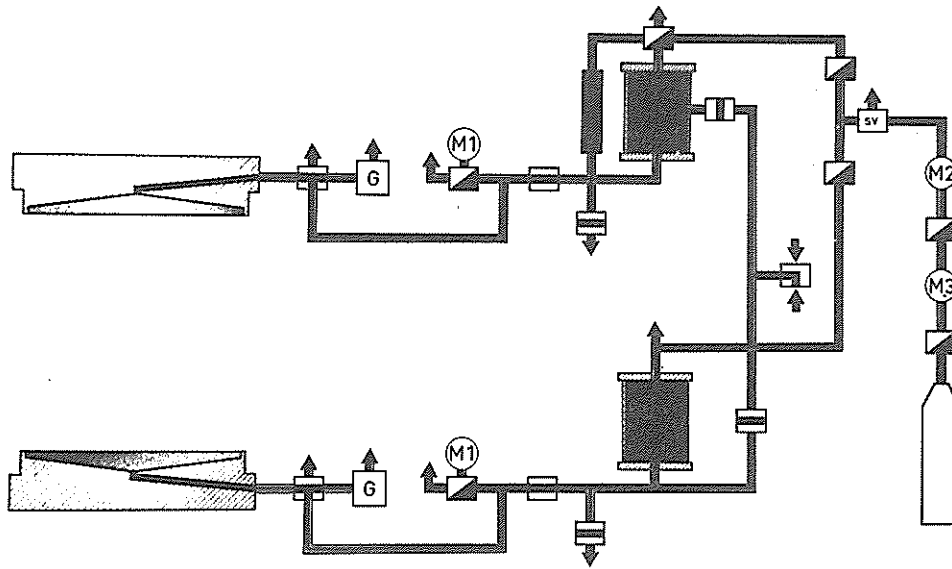


Fig. 6. Principskiss över portrycksanläggningen.

Vattentillförseln består antingen av vattenledningsvatten eller av avluftat vatten. Trycket i systemet kan med hjälp av tryckluften steglöst regleras från 0 - 15 kp/cm², vilket tillåter godtyckliga variationer av portrycket och den effektiva spänningen under provets gång. Även tryckskillnaden mellan den övre och den undre ledningen kan varieras.

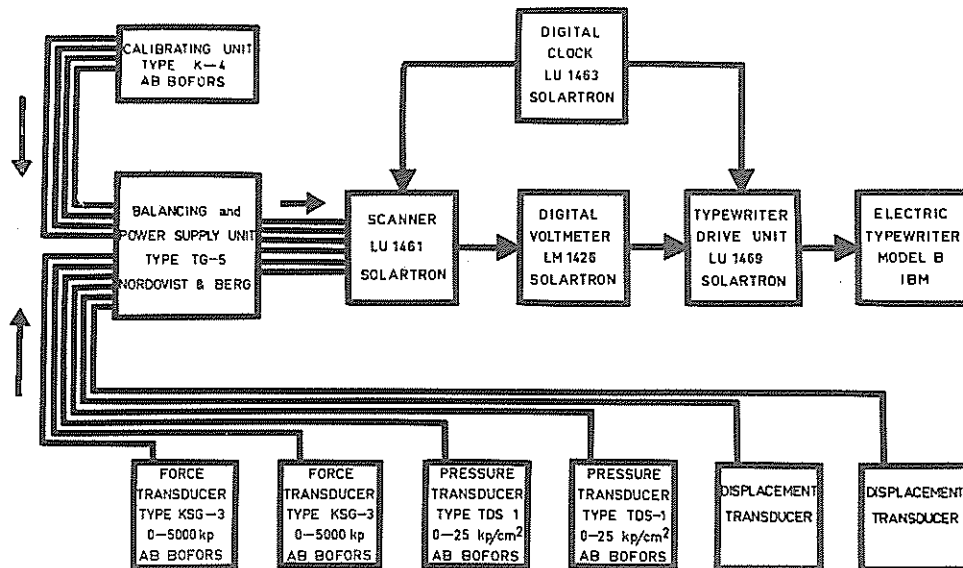


Fig. 7. Schema över den elektriska registreringen av mätvärdena.

Fig. 7 visar ett schema över den elektriska registreringen av mätvärden. För närvarande används 6 kanaler. På två av dessa registreras vertikal- och horisontalspänningen mellan 0 och 20 kp/cm^2 , två registrerar portryckspänningen mellan 0 och 15 kp/cm^2 och de båda resterande används för registrering av provets vertikal- och horisontaldeformationer i % av provets höjd.

Signalen från varje givare, som först utbalanseras i balanseringsenheten, går via en kanalväljare till den egentliga digitalvoltmetern och därifrån till en printer. Den digitala klockan öppnar kanalväljaren för registrering av mätsignalerna på förut bestämda intervaller. Samtliga givare kan elektriskt kalibreras. Printern skriver vid varje avläsningstillfälle såväl tiden som kanalnummer och mätvärde för samtliga 6 kanaler.

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT
Swedish Geotechnical Institute

SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

Reprints and preliminary reports

No.			Pris kr. (Sw. crs.)
			Out of print
1.	Views on the Stability of Clay Slopes. <i>J. Osterman</i>	1960	»
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.		1967	Pris kr. (Sw. crs.)
17.	Om påslagning och påbärighet.	1967	5:—
	1. Dragsprickor i armerade betongpålar. <i>S. Sahlin</i>		
	2. Sprickbildning och utmattning 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 försöksserie på NABO-pålar. <i>G. Fjelkner</i>		
	6. Krokiga pålars bärförmåga. <i>B. Broms</i>		
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.	1967	5:—
	1. A Note on Strength Properties of Rock. <i>B. Broms</i>		
	2. Tensile Strength of Rock Materials. <i>B. Broms</i>		
21.	Recent Quick-Clay Studies.	1967	10:—
	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>		
22.	Jordtryck vid friktionsmaterial.	1967	30:—
	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>		
23.	Contributions to the Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks, Oslo 1967.	1968	10:—
	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>		
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.	1968	10:—
	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>		
26.	Sättningar vid vägbyggnad.	1968	20:—
	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>		
27.	Bärförmåga hos släntberg vid statisk belastning av bergspets. Resultat från modellförsök. <i>S-E. Rehnman</i>	1968	15:—

No.		1968	Pris kr. (Sw. crs.) 15:—
28.	Bidrag till Nordiska Geoteknikermötet i Göteborg den 5–7 september 1968.		
	1. Nordiskt geotekniskt samarbete och nordiska geoteknikermöten. <i>N. Flodin</i>		
	2. Några resultat av belastningsförsök på lerterräng speciellt med avseende på sekundär konsolidering. <i>G. Lindskog</i>		
	3. Sättningar vid grundläggning med plattor på moränlera i Lund. <i>S. Hansbo, H. Bennermark & U. Kihlblom</i>		
	4. Stabilitetsförbättrande spontkonstruktion för bankfyllningar. <i>O. Wager</i>		
	5. Grundvattenproblem i Stockholms city. <i>G. Lindskog & U. Bergdahl</i>		
	6. Aktuell svensk geoteknisk forskning. <i>B. Broms</i>		
29.	Classification of Soils with Reference to Compaction. <i>B. Broms & L. Forssblad</i>	1968	5:—
30.	Flygbildstolkning som hjälpmedel vid översiktliga grundundersökningar.	1969	10:—
	1. Flygbildstolkning för jordartsbestämning vid samhällsplanering 1–2. <i>U. Kihlblom, L. Viberg & A. Heiner</i>		
	2. Identifiering av berg och bedömning av jorddjup med hjälp av flygbilder. <i>U. Kihlblom</i>		
31.	Nordiskt sonderingsmöte i Stockholm den 5–6 oktober 1967. Föredrag och diskussioner.	1969	30:—
32.	Contributions to the 3rd Budapest Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Budapest 1968.	1969	10:—
	1. Swedish Tie-Back Systems for Sheet Pile Walls. <i>B. Broms</i>		
	2. Stability of Cohesive Soils behind Vertical Openings in Sheet Pile Walls. Analysis of a Recent Failure. <i>B. Broms & H. Bennermark</i>		
33.	Seismikdag 1969. Symposium anordnat av Svenska Geotekniska Föreningen den 22 april 1969.	1970	20:—
34.	Något om geotekniken i Sverige samt dess roll i planerings- och byggprocessen. Några debattinlägg och allmänna artiklar.	1970	15:—
	<i>T. Kallstenius</i>		
	1. Geoteknikern i det specialiserade samhället. <i>B. Broms</i>		
	2. Diskussionsinlägg vid konferens om geovetenskaperna, 7 mars 1969.		
	3. Geoteknik i Sverige – utveckling och utvecklingstendenser.		
	4. Geotekniska undersökningar och grundläggningsmetoder.		
	5. Grundläggning på plattor – en allmän översikt.		
35.	Piles – a New Force Gauge, and Bearing Capacity Calculations.	1970	10:—
	1. New Pile Force Gauge for Accurate Measurements of Pile Behavior during and Following Driving. <i>B. Fellenius & Th. Haagen</i>		
	2. Methods of Calculating the Ultimate Bearing Capacity of Piles. A Summary. <i>B. Broms</i>		
36.	Påslagning. Materialegenskaper hos berg och betong.	1970	10:—
	1. Bergets bärförmåga vid punktbelastning. <i>S.-E. Rehnman</i>		
	2. Deformationsegenskaper hos slagna betongpålar. <i>B. Fellenius & T. Eriksson</i>		
37.	Jordtryck mot grundmurar.	1970	10:—
	1. Jordtryck mot grundmurar av Lecablock. <i>S.-E. Rehnman & B. Broms</i>		
	2. Beräkning av jordtryck mot källarväggar. <i>B. Broms</i>		
38.	Provtagningsdag 1969. Symposium anordnat av Svenska Geotekniska Föreningen den 28 oktober 1969.	1970	25:—
39.	Morändag 1969. Symposium anordnat av Svenska Geotekniska Föreningen den 3 december 1969.	1970	25:—