

INGENJÖRSVETENSKAPSAKADEMIEN
ROYAL SWEDISH ACADEMY OF ENGINEERING SCIENCES

PÅLKOMMISSIONEN

Commission on Pile Research

KOHESIONSPÅLARS BÄRFÖRMÅGA

En studie av utförda provbelastningar på kohesionspålar
av betong

FRICTION PILES IN CLAY

A study of load tests on precast driven concrete piles

Ulf Bergdahl
Åke Eriksson
Ture Nilsson

Stockholm 1981



rapport 64

INGENJÖRSVETENSKAPSAKADEMIEN
ROYAL SWEDISH ACADEMY OF ENGINEERING SCIENCES

PÅLKOMMISSIONEN

Commission on Pile Research

KOHESIONSPÅLARS BÄRFÖRMÅGA

En studie av utförda provbelastningar på kohesionspålar
av betong

FRICTION PILES IN CLAY

A study of load tests on precast driven concrete piles

Ulf Bergdahl *

Åke Eriksson **

Ture Nilsson ***

- * Statens geotekniska institut
- ** Svenska Vägaktiebolaget
- *** Stabilator AB

De i rapporten framförda åsikterna är författarnas och behöver ej vara
Pålkommisionens

Stockholm 1981

Pris 50:--



rapport 64

INNEHALLSFÖRTECKNING

	sid
FÖRORD	2
1. SAMMANFATTNING	3
2. SUMMARY	4
3. BETECKNINGAR	6
4. INLEDNING	7
5. INSAMLING AV UNDERSÖKNINGSRESULTAT	8
6. BESKRIVNING AV PROVPLATSER OCH PROVPALAR	10
7. BEARBETNING	22
7.1 Analys av geotekniska undersökningar	22
7.11 Jämförelse mellan odränerad skjuvhållfasthet τ_{fu} , bestämd med konprov och fältvingborr, som funktion av djupet	22
7.12 Analys av skjuvhållfasthetens τ_{fu}^{vb} variation med djupet	25
8. BESTÄMNING AV PALARNAS BROTTLAST	30
8.1 Bestämning av brottlast ur provbelastningsresultat	30
8.2 Geostatisk beräkning av brottlast	30
9. STUDIUM AV ERHÅLLNA RESULTAT	38
9.1 Jämförelse mellan beräknad och uppmätt brottlast	38
9.11 Beräknad brottlast baserad på skjuvhållfasthet enligt konmetoden	38
9.12 Beräknad brottlast baserad på skjuvhållfasthet enligt konmetoden (utvärdering enligt Hansbo)	39
9.13 Beräknad brottlast baserad på skjuvhållfasthet enligt vingmetoden	39
9.14 Beräknad brottlast baserad på reducerad skjuvhållfasthet enligt konmetoden	43
9.15 Beräknad brottlast baserad på reducerad skjuvhållfasthet enligt vingmetoden	44
9.2 Bärförmågans ökning med tiden	47
9.3 Bärförmågans ökning med pållängden	50
9.4 Bärförmågans tillväxt under en begränsad tidsperiod som funktion av pållängden	53
9.5 Jämförelse mellan resultat från olika provb belastningsmetoder	53
10. Litteraturförteckning	61

BILAGOR 6:1 - 6:6

FÖRORD

Vid institutionen för Jord- och Bergmekanik vid Tekniska Högskolan i Stockholm har utförts en undersökning av kohesionspålars av betong bärförmåga. En liknande undersökning för friktionspålar utfördes 1968 som examensarbete vid institutionen och publicerades i SPR nr 16 från IVA:s Pålkommission.

Syftet med detta examensarbete har varit att sammanställa och utvärdera resultaten från ett antal provbelastningar av betongpålar, som utförts på platser där undergrunden till stort djup består av kohesionsjord.

Denna sammanställning skall utgöra grund för det arbete som utförs av den inom IVA:s Pålkommission arbetande kohesionspålgruppen och bli en uppslag till fortsatta utredningar rörande kohesionspålars bärförmåga.

Vid arbetets genomförande har ett flertal företag och personer bidragit med resultat från provpålningar samt med råd och anvisningar.

Handledare har varit Pålkommissionens sekreterare civilingenjör Ulf Bergdahl samt diplomingenjör Rainer Massarsch vid institutionen. Bearbetning av texten har efter examensarbetets godkännande utförts av Ulf Bergdahl.

Stockholm 1973

Åke Eriksson

Ture Nilsson

1. SAMMANFATTNING

Under sommaren 1972 insamlades material från ett antal pålprovingar som utförts på nio platser. Undersökningen omfattar totalt 32 provpålar av betong. I samtliga fall är pålarna svävande, dvs när ej fastare bottenlager, varför pålkrafterna överförs till omgivande kohesionsjord huvudsakligen genom adhesion mellan påle och jord.

Det insamlade materialet har bearbetats och sammanställts med avseende på grundundersöknings- och provbelastningsresultat.

För varje provbelastning har brottlasten dels utvärderats ur provbelastningsdiagram och dels beräknats med en statisk beräkningsformel. Vid provbelastningen har brottlasten definierats som den största last pålen belastats med. Vid beräkning av den statiska bärförmågan har brottlasten beräknats dels utan reduktioner av skjuvhållfasteten, dels med en reduktion av τ_{fu} för högt finlekstal och reducerad manteladhesion vid betongpålar.

Vid beräkningen av den statiska bärförmågan har använts den odränerade skjuvhållfastheten bestämd dels med fältvingborr och dels med konförsök utvärderat på två olika sätt. Den teoretiska brottlasten har beräknats som produkten av pålens mantelyta och skjuvhållfastheten i jorden, samt ett bidrag från pålens spets.

Vid jämförelse mellan den beräknade bärförmågan och den i fält uppmätta brottlasten erhöles en relativt stor spridning. Genomgående tycks en beräkning av den statiska bärförmågan överskatta brottlasten, speciellt vid användning av τ_{fu} bestämd med fältvingborr. En del av denna skillnad synes bero på att pålarna normalt provas innan full bärförmåga erhållits.

Av särskilt intresse var den fortgående hållfasthetstillväxten i leran och den därav följande ökningen av brottlasten. Det visade sig att konsolideringstiden sträcker sig över mer än 25 veckor och att rekonsolideringstiden var längre för långa än för korta pålar.

Vid en jämförelse mellan resultaten från pålar som provats enligt olika metoder kunde ingen entydig inverkan av belastningsmetoden konstateras. Däremot noterades att belastningsmetoden påverkar arbetskurvans utseende och deformationen vid brott.

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

2. SUMMARY

During the summer 1972 results from a number of pile load tests carried out on nine sites were collected. The investigation comprises a total of 32 concrete piles. All piles are friction piles in clay. Thus the pile load is transferred to the surrounding soil mainly by skin friction.

The collected material is shown below after examination and analysis such as comparisons between soil investigations and the bearing capacity of the piles.

The ultimate load for each test has been evaluated from the load settlement curves. The bearing capacity has also been calculated from the soil characteristics. The ultimate load has been defined as the maximum load measured during the load test. Calculations using the static bearing capacity formula was first made without reductions, e.g. shear strength reduction due to high fineness number (liquid limit) or reduced adhesion between the concrete and the soil. As the calculated results showed a large scatter and did not agree with the field test reductions of the undrained shear strength were made, partially due to high fineness numbers and partially for reduced adhesion between the pile and the soil.

In the calculations of the bearing capacity of the pile the undrained shear strength from both field vane test and the Swedish fall-cone test have been used. The fall-cone test was interpreted by two different methods. The bearing capacity was calculated by multiplying the total shaft area of the pile by the undrained shear strength of the soil and add the endbearing of the pile.

Comparisons between the calculated bearing capacity and the load test results showed a relatively large scatter. It is noteworthy that the calculations overrate the bearing capacity of the piles, especially when the undrained shear strength from field vane test was applied. Partly this difference is due to the fact that the piles are normally load tested before the full bearing capacity is developed. Thus it was of particular interest to note a continuous increase of the ultimate load with time of reconsolidation

also more than 25 weeks after installation. This effect was greater for long than for short piles.

The load test procedure was not found to have any significant influence on the bearing capacity of the piles. However, the shape of the load settlement curves and the settlement at the ultimate load was influenced by the test procedure.

3. BETECKNINGAR

A_{sp}	Pålens tvärsnittsarea
A_m	Pålens mantelarea
a_z	Lutningskoefficient
b	Hållfasthetstillväxt med djupet
d	Djup under markytan
F	Reduktionsfaktor
h	Konens nedsjunkning vid fallkonprov
I_p	Plasticitetsindex
K_1	Undre kryppgränsen
K_2	Övre kryppgränsen
L_E	Pålens effektiva längd i jord
L_J	Pålens längd i jord
P_u	Uppmätt brottlast
P_{br}	Beräknad brottlast
P_{vb}	Beräknad brottlast med τ_{fu} från fältvingborr
P_{kon}	Beräknad brottlast med τ_{fu} enligt den av
P_{br}	kolvborrskommittén rekommenderade metoden
P_{br}^H	Beräknad brottlast med τ_{fu} enligt SGI:s proc 14 (S Hansbo)
P_{br}^{pred}	Beräknad brottlast med τ_{fu} reducerat
P_{netto}	Pålspetsens bärförmåga
P_{spets}	
P_m	Pålens mantelbärförmåga
Q	Konens vikt vid fallkonförsök
r	Korrelationskoefficient
S_{max}	Pålens sjunkning vid uppmätt brottlast
S_2	Pålens sjunkning när τ_{fu} -värdet uppnått övre kryppgränsen
S_t	Sensitiviteten
W_F	Finlekstal
α	Regressionslinjens lutning
τ_{fu}	Odränerad skjuvhållfasthet
τ_{vb}	Odränerad skjuvhållfasthet bestämd med fältvingborr
τ_{fu}^{kon}	Odränerad skjuvhållfasthet bestämd med fallkon och
τ_{fu}	tolkning enligt kolvborrskommitténs rekommendation
τ_{fu}^H	Odränerad skjuvhållfasthet bestämd med fallkon
τ_{fu}	och tolkning enligt SGI:s proc 14 (S Hansbo)
τ_{fusp}	Odränerad skjuvhållfasthet vid pålspetsen
τ_{fum}	Medelskjuvhållfasthet längs pålens effektiva längd i jord
τ_0	Interceptvärde

4. INLEDNING

Pålar indelas med hänsyn till sitt verkningssätt i huvudsak i två grupper, stödpålar och "svävande pålar". Stödpålar neddrivs till fast botten och överför till största delen belastningen genom pålspetsen. "Svävande pålar", vilka kan indelas i friktions- och kohesionspålar, överför belastningen till omgivande jord i huvudsak genom friktion respektive adhesion längs pålens mantelyta. För båda påltyperna tillkommer ett spetsmotstånd, vilket för friktionspålen kan vara betydande, medan det för kohesionspålen är tämligen litet.

Vid beräkning av pålarnas brottlaster tillämpas olika metoder för olika slag av pålar. Brottlaster för stödpålar beräknas oftast med slagningsformler baserade på energistudier rörande slagningen.

För friktionspålar kan brottlaster beräknas med ett antal veder- tagna formler, varav en del är slagningsformler och andra utgör en beräkning av friktionskraften längs pålens mantelyta och pålens spetsmotstånd.

Bärförmågan hos kohesionspålar i lös normalkonsoliderad lera beräknas vanligen utifrån lerans odränerade skjuvhållfasthet mätt längs pålens mantelyta, samt ett tillägg för spetsmotstånd. Förutom lerans skjuvhållfasthet kan faktorer som finlekstal, naturlig vattenhalt och sensitivitet vara av betydelse. För att sålunda kunna beräkna en kohesionspåles bärförmåga är en tillräckligt omfattande geoteknisk undersökning av stor betydelse.

Den beräknade brottlaster kan i vissa fall avvika från den verkliga bärförmågan, varför man vid större pålningsarbeten vanligen utför en eller flera provbelastningar för att kontrollera riktigheten i de teoretiska beräkningarna. Ett sådant prov är dessutom ekonomiskt motiverat då pållängderna med ledning av provbelastningen kan bestämmas mer noggrant och säkerhetsfaktorn därmed väljas lägre.

Trots det stora antal kohesionspålar som slås i Sverige och det relativt stora antalet utförda provbelastningar saknas en allmän jämförelse mellan beräknade och uppmätta värden på kohesionspålars bärförmåga. I det följande har därför gjorts en sådan jämförelse.

5. INSAMLING AV UNDERSÖKNINGSRESULTAT

För att erhålla det erforderliga materialet, såsom resultat av grundundersökningar och provbelastningar, har vi under sommaren 1972 besökt och tagit del av material som förvaras vid Statens Geotekniska Institut (SGI) samt Statens Vägverk (VV).

SGI har bidragit med uppgifter från åtta provplatser omfattande totalt tjugotvå provpålar och VV med uppgifter från en provplats omfattande åtta provpålar. Provpålningarna och provbelastningarna har i flertalet fall utförts i samband med projektering av broar. I samtliga fall var arbetena avslutade varför de aktuella uppgifterna fanns arkiverade tillsammans med övriga handlingar från projekten. Detta har medfört ett relativt omfattande arkivarbete.

Materialet har varit redovisat på olika sätt men i allmänhet har vi haft tillgång till såväl protokoll som diagram från grundundersökningar och provbelastningar. För vissa projekt har endast funnits tillgång till uppritade diagram.

Grundundersökningarna, som utförts av olika företag och institutioner, var av olika omfattning: från enbart viktsondering till tagning av ostörda prover med kolvborr. Dessutom förekom hejar- och maskinsondering, provtagning med foliekärnborr samt vingboring. I vissa fall har grundundersökningen utförts speciellt för provpålningen, medan den i andra fall utgör en del av den allmänna grundundersökningen för projektet.

Provbeltastningarna har utförts enligt tre principiellt olika metoder.

- a. Enkel provbelastning vilken utförs så att pålhuvudets nedpressas med konstant hastighet, varvid erforderlig kraft och nedpressningens storlek noterats. Kohesionspålar nedpressas ca 20 mm efter det att maximal nedpressningskraft erhållits. Nedpressningens hastighet har normalt varit 0,5 mm/min. Under provbelastningens gång har normalt ingen avlastning gjorts.

Denna metod är snabb och ger ofta önskade informationer och blir därmed kostnadsbesparande. Denna provbelastningsmetod rekommenderas också för denna typ av provning i Pålkommisionens SPR 11.

- b. Stegvis pålastning med samma lastökning i varje laststeg. Härvid noteras pålsjunkning vid bestämda tidsintervall inom varje laststeg. Efter uppnådd brottlast utförs nedpressning med konstant hastighet som under a ovan.

Metoden är relativt snabb men erbjuder ibland problem vid utvärdering av brottlasten då en distinkt maxpunkt kan vara svår att erhålla.

- c. Cyklisk av- och pålastning till brott och därefter nedpressning med konstant hastighet.

P g a de upprepade på- och avlastningarna i varje lastcykel anses denna belastningsmetod vara den mest representativa för pålar belastade med rörlig last. Provbelastningsmetoden är dock jämförelsevis tidskrävande och provningen blir därför relativt dyr. Dessutom blir vid höga pållaster steget till en ny lastcykel ofta för stort varför risken för överskridanden av den verkliga brottlasten är påtaglig.

Vid någon pålprovning har även kombinationer av ovan nämnda belastningsmetoder tillämpats, jfr provplats 8 och 9.

6. BESKRIVNING AV PROVPLATSER OCH PROVPÅLAR

Materialet kommer som tidigare nämnts från nio olika provplatser, huvudsakligen från områdena runt Uppsala och Göteborg. Provplatserna har numrerats från 1 till 9. En påles nummer anges i denna rapport med en av dessa siffror samt ytterligare en, som anger pålens ordningsnummer på provplatsen. Exempelvis betyder påle 21, påle 1 på provplats 2.

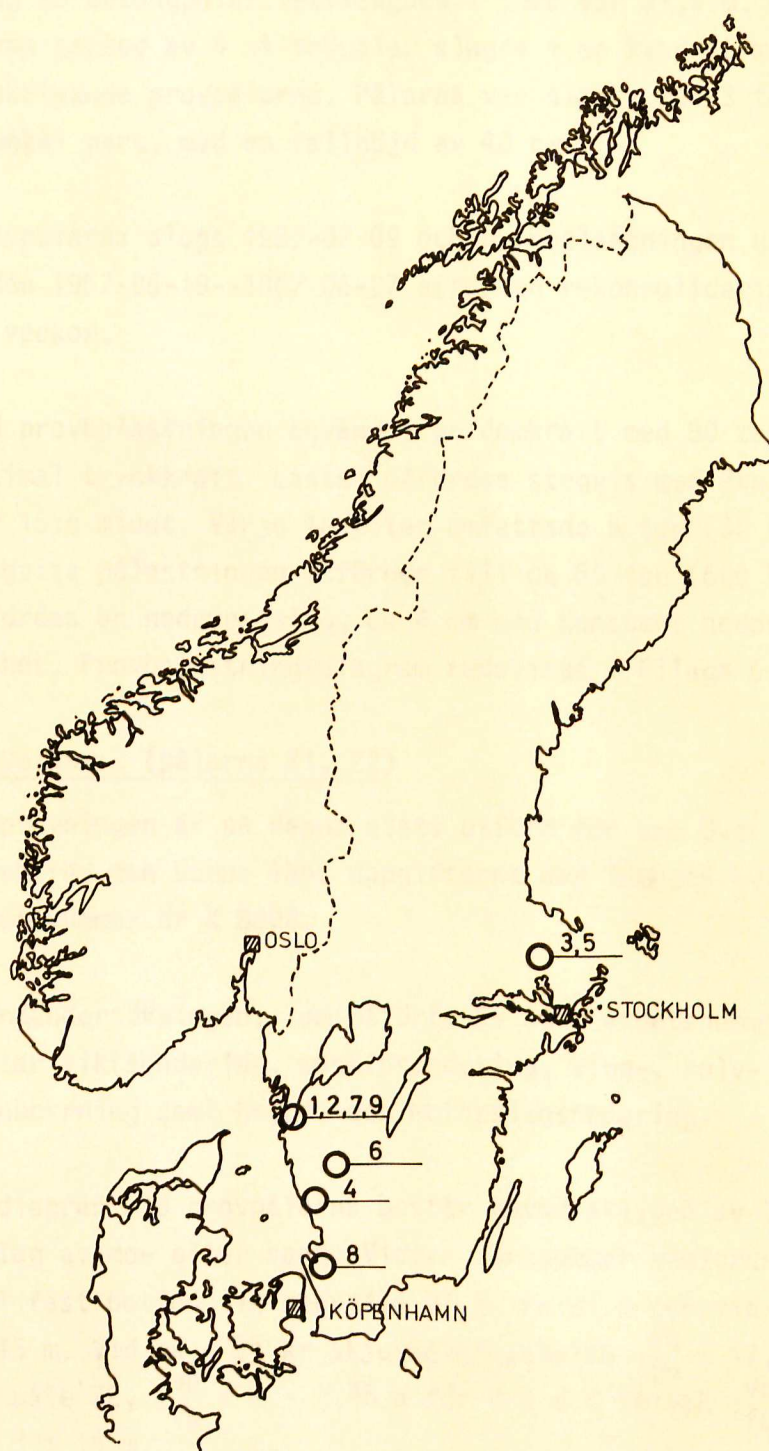
I detta avsnitt följer en kortfattad beskrivning av provplatser, provpålar och provbelastningsmetoder samt uppgifter om varifrån undersökningsresultatet har erhållits. De härvid väsentligaste uppgifterna såsom påltyp, pållängd, provtagning och sondering m m, har sammanställts i TABELL 6:1, som återfinns i slutet av detta kapitel (sid 21). Vid varje provpåle har skjuvhållfastheten $\tau_{fu}^{vb} = \tau_o + b \cdot d$ (kN/m²) utvärderats och anges nedan under respektive provplats. Grundundersökningarna redovisas ej i denna rapport men finns arkiverade hos Pålkommissionen för den som önskar tränga längre in i problemet: kohesionspålars bärförmåga - jordparametrar. Provbelastningsdiagram har renritats och finns också arkiverade hos Pålkommissionen. Några exempel redovisas dock nedan. I FIGUR 6:1 finns provplatserna redovisade på en karta över Sverige.

Provplats 1 (pålarna 11, 12)

Pålprovningen är här utförd för bro över Surtan. Uppgifterna har lämnats av SGI, arbetsnummer K 9162.

Grundundersökningen, som har utförts av Vägförvaltningen i samråd med SGI, arbetsnummer K 8935, omfattar viktsondering, undersökning med vingborr, provtagning med kolvborr samt tillhörande laboratorieundersökning.

Jordlagren vid provpåle 11 består genomgående av halvfast till fast lera. Vid provpåle 12 överlagras lera av ett ca 1 m tjockt skikt av mjällig mo. På vissa nivåer är lera diffust varvig och högsensitiv. Lerlagren har stor mäktighet. För påle 11 är skjuvhållfastheten $\tau_{fu}^{vb} = 23 + 0,95d$ (kN/m²) och för påle 12, $\tau_{fu}^{vb} = 20 + 1,8 d$ för $0 < d \leq 10$ och $\tau_{fu}^{vb} = 34 + 0,45 d$ för $d > 10$ m.



FIGUR 6:1. Karta visande provplatsernas läge.

FIGURE 6:1. Map of Scandianvia showing the test sites.

Provpålarne bestod av 2 st 31,5 m långa 25 x 25 cm betongpålar från AB Betongpålar. Pålängden i jord var 31,0 m. Mothållspålarne bestod av 4 st träpålar slagna i en kvadrat med 2 m sida omskrivande provpålarna. Pålarne var slagna med 3 tons fallhejare i enkel part, med en fallhöjd av 40 cm.

Provpålarne slogs 1967-02-09 och provbelastningen utfördes under tiden 1967-06-19--1967-06-27 efter en rekonsolideringstid på ca 18 veckor.

Vid provbelastningen användes en domkraft med 80 tons (800 kN) maximal tryckkraft. Lasten påfördes stegvis med ökning av lasten var 15:e minut. Varje laststeg omfattade 5 ton (50 kN) och den stegvisa pålastningen utfördes till ca 60 ton (600 kN). Därefter utfördes en nedpressning, ca 4 cm med konstant nedpressningshastighet. Provb belastningsdiagram redovisas i Bilaga 6:1.

Provplats 2 (pålarna 21, 22)

Pålprovningen är på denna plats utförd för bro över Nordre älv i Göteborgs och Bohus län. Uppgifterna har lämnats av SGI, vars arbetsnummer är K 8800.

Grundundersökningen, som utförts av SGI, arbetsnummer K 8350 omfattar viktsondering, maskinsondering, ving-, kolv- och foliekärnborrning samt hejar- och motorslagsondering.

Jordlagren vid provpålarna består huvudsakligen av lera med smärre inslag av mo- eller sand. Vidare förekommer skalgrusskikt. Djupet till fast botten vid provpåle 21 är ca 31 m och vid provpåle 22 ca 45 m. Vid påle 21 är skjuvhållfastheten $\tau_{fu}^{vb} = 17,5 + 1,05 d$ och för påle 22, $\tau_{fu}^{vb} = 6 + 2,45 d$ för $0 < d \leq 14$ och $\tau_{fu}^{vb} = 22 + 1,2 d$ för $d > 14$ m.

Provpålarne bestod av 5 st 25 x 25 cm betongpålar och 4 st kombinationspålar, dvs en påle sammansatt av en träunderdel samt en överdel av betong. Vi har här endast studerat 2 st betongpålar vilka kan betraktas som rena kohesionspålar och för vilka en distinkt

brottlast erhållits. För provpåle 21 var längden 29,5 m varav 28,3 i lera och för påle 22 var motsvarande värden 28,5 m respektive 27,6 m. Pålarna var av typ AB Betongpålar. För varje provpåle slogs fyra mothållspålar av betong. Provpålarna slogs med 3 tons fallhejare i enkel part med fallhöjden 50 cm.

Provpålarna slogs 1965-02-10--1965-02-22 och provbelastningen utfördes 1965-07-19--1965-08-25, vilket motsvarar en "fastväxningstid" på ca 22 veckor.

Vid provbelastningen användes en domkraft med 80 tons (800 kN) maximal tryckkraft. Pålastning utfördes stegvis med 5 tons (50 kN) ökning av lasten var 15:e minut. Den stegvisa pålastningen utfördes till ca 80 ton (om ej brottlast uppnåtts dessförinnan). Därefter utfördes nedpressning med konstant hastighet 0,5 mm/min.

Provplats 3 (pålarna 31, 32)

Pålprovning utfördes för bro över Fyrisån (vid Järnbron) i Uppsala. Uppgifterna har lämnats av SGI, vars arbetsnummer är K 8552.

Grundundersökningen, som utförts av Kjessler & Mannerstråle AB, omfattar hejarsondering, kolvborrning och vingborrning. Vid pålarna 31 och 32 är skjuvhållfastheten $\tau_{fu}^{vb} = 14 + 2,6 d$.

Jorden består av något gyttjig lera med stor mäktighet. Vid provpålarna finns dock ca 2 m fyllning närmast markytan. Djupet till fast botten är större än 40 m.

Provpålarna utgjordes av 2 st 25 x 25 cm betongpålar. För provpåle 31 var längden 31 m varav 25 m i jord och för påle 32 var motsvarande längder 26 m respektive 20 m. För varje påle användes fyra mothållspålar av trä.

Provpålarna slogs 1963-12-15 och provbelastningen utfördes 1964-04-07--1964-04-10, motsvarande en rekonsolideringstid på ca 16 veckor.

Vid provbelastningen användes SGI:s pålprovningsapparat. Lasten påfördes stegvis och inom varje laststeg utfördes ett antal på- och avlastningar, varvid avlastningen var 50% av maximilasten inom varje laststeg. Med undantag för den första av- och pålastningen i respektive steg genomfördes varje lastcykel på ca 5 minuter. Provb belastningsdiagram redovisas i Bilaga 6:2.

Provplats 4 (pålarna 41, 42)

Pålprovning är i detta fall utförd för bro över Rolfsån efter väg E6 i Hallands län. Uppgifterna har lämnats av SGI, vars arbetsnummer är K 9936.

Grundundersökningen, som utförts av Statens Vägverk, Projekteringskontoret i Göteborg (SGI arbetsnummer K 8928) omfattar upptagning av ostörda prover med kolvborr och insitubestämning av skjuvhållfastheten med vingborr samt viktsondering.

Jordlagren utgörs från markytan av gyttjig lera till ca 7 m djup, varunder följer lera med mycket stor mäktighet. För pålarna 41 och 42 är skjuvhållfastheten $\tau_{fu}^{vb} = 10 + 1,3 \cdot d$.

Provpålarna utgjordes dels av 2 st träpålar, dels av 2 st 25 x 25 cm betongpålar. I denna rapport behandlas dock endast resultaten från betongpålarna. För provpåle 41 var den totala längden 60,74 m varav 60,70 m i jord, för provpåle 42 var motsvarande längder 40,52 m respektive 39,88 m. Runt varje provpåle slogs fyra mot-hållspålar av betong placerade i en kvadrat med ca 2 m sida.

Provpålarna slogs 1970-10-26 och provbelastades i två omgångar, 1970-12-08--1970-12-15 och 1971-03-04--1971-03-12, vilket motsvarar en rekonsolideringstid av 6 respektive 19 veckor.

Vid provbelastningen användes SGI:s pålprovningsapparat. Lasten påfördes stegvis med 100 kN var 15:e minut till brott. Därefter trycktes pålarna med konstant hastighet 0,5 mm/min. Nedtryckning avbröts efter ca 60 mm sjunkning hos pålhuvudet, se Bilaga 6:3,

Provplats 5 (pålarna 51-53)

Pålprovning är utförd i samband med projektering av Luthagsleden i Uppsala och skulle ge underlag för bestämning av erforderlig pållängd för den blivande bron över Fyrisån. Uppgifterna har lämnats av VIAK AB vars arbetsnummer är 15.2129.

Grundundersökningen, som utförts av Kjessler & Mannerstråle AB, omfattar tagning av ostörda lerprover med kolvborr, insituprovning med vingborr samt vikt- och hejarsondering.

Jordlagren utgörs från markytan av ca 2 m torrskorplera, varunder finns ca 3 m halvfast lera och därunder slutligen ett mäktigt lager fast lera till mer än 49 m djup. På mindre djup är leran något mjällig och moig och på större djup återfinns varvig lera. För pålarna 51-53 är skjuvhållfastheten $\tau_{fu}^{vb} = 22 + 1,8 d$ för $0 < d \leq 7$ och $\tau_{fu}^{vb} = 33 + 0,45 d$ för $d > 7$ m.

Provpålarna utgjordes av 2 st träpålar och 3 st 27 x 27 cm betongpålar men även i detta fall behandlas i denna rapport endast resultaten från betongpålarna. För provpåle 51 var längden 39,44 m därav 38,94 m i jord. Längderna för påle 52 var 34,44 m respektive 33,83 m och för påle 53 29,49 m respektive 28,99 m. För varje provpåle användes fyra mothållspålar av betong slagna i en kvadrat runt provpålarna.

Provpålarna slogs 1971-06-28--1971-07-01 med 3 tons fallhejare i enkel part och fallhöjden 40-50 cm. Provbelastning utfördes i två omgångar, första gången under tiden 1971-10-29--1971-11-04 och andra gången under tiden 1972-02-02--1972-02-08. Detta motsvarar en väntetid mellan slagning och provbelastning på 17 respektive 30 veckor.

Provbelastningen utfördes som s k "enkel provbelastning", dvs pålhuvudet pressades ned med konstant hastighet ca 0,5 mm/min under det att erforderlig nedpressningskraft mättes, se Bilaga 6:4.

Provplats 6 (pålarna 61-64)

Pålprovning är här utförd i samband med projektering av bro över Viskan på väg 522 i Älvsborgs län. Uppgifterna har lämnats av SGI, arbetsnummer K 8382.

Grundundersökningen, som utförts av SGI (referensnummer K 2110) och har omfattat tagning av ostörda prover med kolvborr, samt viktsondering.

Jordlagren utgörs från markytan av ett ca 2-3 m djupt sandskikt och därunder av lera med stor mäktighet. På större djup förekommer varvig lera med enstaka moskikt.

Provpålar utgjordes av 6 st 25 x 25 cm betongpålar. I denna rapport har endast resultaten från fyra av dessa utnyttjats eftersom någon brottlast ej kunnat utvärderas på de övriga. Provpålarnas längd i jord varierade mellan 15,4-19,5 m. För varje provpåle användes fyra mothållspålar av trä, slagna i en rektangel (ca 1,7 x 2,0 m) runt provpålar.

Provpålar slogs 1963-06-18--1963-06-20 med en 3,2 tons fallhejare i enkel part och med fallhöjden 50 cm. Provbelastningen utfördes 1963-08-20--1963-09-02, vilket motsvarar en väntetid mellan slagning och provbelastning på 8-9 veckor.

Provbelastningen utfördes med SGI:s pålprovningssapparat. Lasten påfördes stegvis med 10 ton (100 kN) per steg, inom varje laststeg utfördes ett antal på- och avlastningar, varvid avlastning utfördes till 50% av maximilasten inom varje steg. Frånsett första på- och avlastning i respektive steg genomfördes varje lastcykel på ca 6 minuter.

Provplats 7 (pålarna 71-78)

Denna pålprovning är utförd i samband med projektering av bro över Göta älv vid Jordfallet mellan Älvsborgs- samt Göteborgs och Bohus län. Uppgifterna har lämnats av Statens Vägverk, vars arbetsnummer är O 548, P 702.

Grundundersökningen, som utförts av SGI (arbetsnummer K 5517), har omfattat viktsondering, vingborrning och provtagning med kolv- och foliekärnborr.

Jordlagren utgörs genomgående av lera med stor mäktighet (60-75 m). På stort djup återfinns enstaka sand- och moskikt. Vid påle 71 är skjuvhållfastheten $\tau_{fu}^{vb} = 10 + 1,6 d$. Vid påle 72, $\tau_{fu}^{vb} = 4 + 1,95 d$, vid påle 73, $\tau_{fu}^{vb} = 5 + 1,6 d$, vid påle 74, $\tau_{fu}^{vb} = 9 + 1,3 d$, vid pålarna 75-77, $\tau_{fu}^{vb} = 10 + 1,3 d$ samt vid påle 78, $\tau_{fu}^{vb} = 12 + 2,3 d$ för $0 < d \leq 14$ m och $\tau_{fu}^{vb} = 37 + 0,5 d$ för $d > 14$ m.

Provpålarna utgjordes av 2 st stålrörspålar, 2 st kombinationspålar (underdel av trä och överdel av betong) samt 8 st 25 x 25 cm betongpålar. Endast resultaten från betongpålarna behandlas i denna rapport. Betongpålarnas längd i jord uppgick till ca 26 m. Påle 72 och 75 hade dock förlängts ca 5 m efter den första provbelastningen.

Senare tids erfarenheter visar att man till följd av efterslagning får en betydande nedsättning av kohesionspålars bärförmåga. Detta innebär att dessa förlängda pålar får en i förhållande till sin längd för låg bärförmåga vilket framgår av nedan gjorda sammanställningar. Resultaten här dock medtagits vid alla jämförelser. Pålarna 71-75 samt påle 78 är alla provbelastade tre gånger: 3, 14-20 samt 44-53 veckor efter slagningen. Pålarna 76 och 77 är provbelastade två gånger efter en rekonsolideringstid av 14 respektive 23 veckor. I de fall pålarna har förlängts räknas tiden från den senare nedslagningen. För varje provpåle användes fyra motståndspålar av trä slagna i en kvadrat med 2,3 m sida runt provpålen. Pålslagningen utfördes med en 3 tons fallhejare i enkel part med fallhöjden 50 cm.

Den första provbelastningen utfördes med cykliska på- och avlastningar varvid avlastningen i varje laststeg utfördes ned till 50 kN. Tiden mellan av- och pålastning i en lastcykel var 1-1,5 min. Vid de senare provbelastningarna utfördes avlastning i stället till 50% av maxlasten i varje lastcykel.

Provplats 8 (pålarna 81-83)

Denna provpålning är utförd i samband med projektering av bro över Rönne å vid Ängelholm. Uppgifterna har lämnats av SGI vars referensnummer är K 8711.

Grundundersökningen har utförts av Kjessler & Mannerstråle AB. I samband med provpålningen har dock vissa kompletterande undersökningar utförts av SGI. Undersökningarna har omfattat tagning av ostörda prover med kolvborr, insituprovning med vingborr samt vikt- och hejarsondering.

Jordlagren utgörs från markytan av ca 2 m dyig mo och därunder av lera med stor mäktighet. På större djup är leran varvig och innehåller enstaka tunna moskikt. För pålarna 81-83 är skjuvhållfastheten i medeltal $\tau_{fu}^{vb} = 10 + 14,0d$, leran är överkonsoliderad.

Provpålarna utgjordes av 3 st 25 x 25 cm betongpålar. Längden för provpåle 81 var 13,0 m varav 6,8 m i jord medan motsvarande längder för provpåle 82 var 16,0 respektive 9,8 m. För provpåle 83 var totala längden 21,0 m varav 14,8 m i jord. För varje provpåle användes fyra mothållspålar av trä slagna runt respektive provpåle i en kvadrat med ca 2 m sida.

Pålarna slogs 1964-12-01 med 3 tons fallhejare i enkel part och fallhöjden 50 cm. Provbelastningen utfördes 1965-03-11--1965-03-20, motsvarande en rekonsolideringstid av ca 14 veckor.

Provbelastningen genomfördes med SGI:s pålprovningstrustning enligt följande schema:

1. Stegvis pålastning 50 kN/5 min till hälften av den förmodade brottlasten och därefter stegvis avlastning ned till 50 kN.
2. Cykliska belastningar med entid av 6 minuter för var cykel. Avlastning utfördes i varje cykel till 50% av maxlasten.
3. Stegvis pålastning 50 kN/5 min tills pålhuvudet sjönk med en hastighet av 0,5 mm/min.

Proprietor: J. A. Smith
 The corporation was organized under the laws of the State of New York on the 1st day of January, 1901, for the purpose of conducting business in the State of New York.

Capital stock of the corporation is \$100,000, divided into 10,000 shares of \$10 each. The corporation has no other assets or liabilities at the present time.

The corporation is organized under the laws of the State of New York, and its principal office is located at 123 Main Street, New York City.

The corporation is organized under the laws of the State of New York, and its principal office is located at 123 Main Street, New York City.

The corporation is organized under the laws of the State of New York, and its principal office is located at 123 Main Street, New York City.

The corporation is organized under the laws of the State of New York, and its principal office is located at 123 Main Street, New York City.

The corporation is organized under the laws of the State of New York, and its principal office is located at 123 Main Street, New York City.

The corporation is organized under the laws of the State of New York, and its principal office is located at 123 Main Street, New York City.

The corporation is organized under the laws of the State of New York, and its principal office is located at 123 Main Street, New York City.

4. Nedpressning av pålhuvudet med konstant hastighet 0,5 mm/min.

Provplats 9 (pålarna 91-94)

Pålprovning är här utförd i samband med projektering av en vägport vid Sävedalens Järnvägsstation. Uppgifterna har lämnats av SGI vars arbetsnummer är K 8685.

Grundundersökningen har utförts av SGI (arbetsnummer K 8069) och har omfattat tagning av ostörda prover med kolvborr, insituprovning med vingborr samt vikt- och hejarsondering.

Jordlagren utgörs från markytan av ca 2 m torrskorpa och därunder av lös till halvfast lera till stort djup. För pålarna 91 och 92 är skjuvhållfastheten $\tau_{fu}^{vb} = 10 + 0,7d$ för $0 < d \leq 7$ och $\tau_{fu}^{vb} = 4 + 1,7d$ för $d > 7$ m, för pålarna 93 och 94 var skjuvhållfastheten i medeltal $\tau_{fu}^{vb} = 4 + 1,6d$.

Provpålarna utgjordes av 4 st 25 x 25 cm betongpålar. Längden i jord för provpålarna 91 och 93 var 21,5 m medan motsvarande längd för provpålarna 92 och 94 var 26,4 m respektive 26,6 m. För varje provpåle användes fyra mothållspålar av trä slagna runt respektive provpåle i en kvadrat med ca 2 m sida.

Pålarna slogs 1964-09-22--1964-09-25 med 3 tons fallhejare i enkel part med fallhöjden 30 cm.

Provbelastningen utfördes 1965-02-17--1965-02-26, vilket motsvarar en rekonsolideringstid av ca 22 veckor. Provbelastningen utfördes med SGI:s pålprovningstrustning enligt följande schema:

1. Stegvis pålastning 50 kN/min till ungefär halva brottlasten, varefter tillnärmelsevis hel avlastning utförts.
2. Cykliska belastningar med 6 min per cykel och avlastning till 50% av maxlasten.

3. Nedpressning av pålhuvudet med konstant hastighet 0,5 mm/min.

Provbelastningsdiagram redovisas i Bilaga 6:5-6:6.

TABELL 6:1 Sammanställning av påldata och utförda undersökningar.

TABLE 6:1 Compilation of pile data and site investigations.

Påle nr	Företag år	Lokalt pålnr	Påltvär- snitt cm	Pållängd i jord m	Utförda undersökningar*
11	Bro över Surtan SGI, K 9162, 1967	1	25x25	31,5	Kv St I, Vb (CTH), Vi
12		2	"	"	
21	Bro över Nordre älv SGI, K 9162, 1967	6	25x25	28,3	Kv St I, Vb (CTH), Vi
22		8	"	27,6	Ma, Fo
31	Bro över Fyrisån, Järnbron	10	25x25	25,0	Kv Borros 60 Vb (SGI), Hf
32	SGI, K 8552, 1964	11	"	20,0	
41	Bro över Rolfsån SGI, K 9936, 1971	1	25x25	60,7	Kv St II, Vb (CTH), Vi
42		2	"	39,9	
51	Bro över Fyrisån, Luthagsleden	A	27x27	38,9	Kv St I, Vb (SGI),
52		B	"	33,8	Vi, Hf, Sp
53	VIAK, 15.2129 1971-1972	C	"	29,0	
61	Bro över Viskan SGI, K 8382, 1963	2	25x25	19,5	Kv SGI IV, Vi
62		3	"	15,6	
63		5	"	19,4	
64		6	"	15,4	
71	Bro över Göta älv, Jordfallet	0/301,2	25x25	26,6	Kv, Fo, Vb, Vi
72	VV, 0 548, P 702	0/389,5	"	26,0, 31,5	
73	1960-1961	0/476,5	"	26,0	
74		0/643		26,0	
75		0/732 CL		26,0, 30,8	
76		0/732 H 2,2		26,6	
77		0/732 V 2,2		25,6	
78		0/821		26,0	
81	Bro över Rönne å, Ängelholm	1	25x25	6,8	Kv St I, Vb (spec)
82	SGI, K 8711	2	"	9,8	Vi, Hf
83	1964-1965	3	"	14,8	
91	Vägport vid Säv- dalens Jvg.station	1	25x25	21,5	Kv St I, Vb (SGI)
92	SGI, K 8685	2	"	26,4	Vi, Hf
93	1964-1965	3	"	21,5	
94		4	"	26,6	

* Förkortningar enligt Svenska Geotekniska Föreningens beteckningsblad

7. BEARBETNING

Ett syfte med examensarbetet har varit att samla in och sammanställa resultatet av ett antal provbelastningar på kohesionspålar och därtill hörande geotekniska undersökningar.

Provbelastningarna har utförts under en lång tidsperiod. 1960-1972. Detta har bl a medfört olikheter i provbelastningsmetoder och redovisningssätt. Även de geotekniska undersökningarnas omfattning och sammansättning har varit olika, som ovan nämnts.

Under den tidsperiod som undersökningarna omfattar har bl a utvärderingen av skjuvhållfastheten τ_{fu} ur fallkonförsök ändrats från H_3 -talsmetoden till den av SGF:s kolvborrkommitté rekommenderade tolkningen. Som jämförelse har därför τ_{fu} -värden bestämda enligt kolvborrkommitténs rekommendationer omräknats till τ_{fu} -värden enligt Hansbo (1957).

För att få ett enhetligt underlag för sammanställning av provbelastningsresultat och geotekniska undersökningar har ett stort arbete nedlagts på att rita om diagram och bearbeta resultaten från de olika pålprovningarna. Redovisning av provbelastningsdiagrammen har anpassats till rekommendationerna i Pålkommissionens SPR 11.

För varje provpåle har uppritats diagram som visar provpålers och borrhåls lägen i plan, grundundersökningsresultat och pålar i sektion samt provbelastningsresultat. Resultaten av provbelastningarna redovisas delvis i Bilaga 6. Sammanställningen av de geotekniska undersökningarna har arkiverats av Pålkommissionen.

7.1 Analys av geotekniska undersökningar

7.11 Jämförelse mellan odränerad skjuvhållfasthet τ_{fu} , bestämd med konprov och fältvingborr, som funktion av djupet

Kohesionspålers bärförmåga beräknas normalt med hjälp av jordens odränerade skjuvhållfasthet. Eftersom kon- och vingbormetoderna

resultat i stora olikheter i uppmätta skjuvhållfasthetsvärden redovisas nedan en jämförelse mellan resultaten från fallkonförsök (τ_{fu}^{kon}) och fältvingborrförsök (τ_{fu}^{vb}). I FIGUR 7:1 redovisas den beräknade kvoten mellan τ_{fu}^{kon} och τ_{fu}^{vb} som funktion av djupet. Skjuvhållfasthetsvärden från torrskorpelera har ej medtagits i denna sammanställning.

Som framgår av figuren är kvoten mellan skjuvhållfasthetsvärdena mindre än 1,0, vilket innebär att de med vingborr uppmätta värdena är högre än de som uppmäts med konprov. Vidare avtar kvoten med djupet vilket innebär att skillnaden mellan skjuvhållfasthetsvärdena ökar med djupet. Spridningen i värdena är stor, speciellt från 0-10 m djup under markytan. I FIGUR 7:1 har också inritats den beräknade regressionslinjen för kvoten mellan hållfasthetsvärdena. Denna har ekvationen

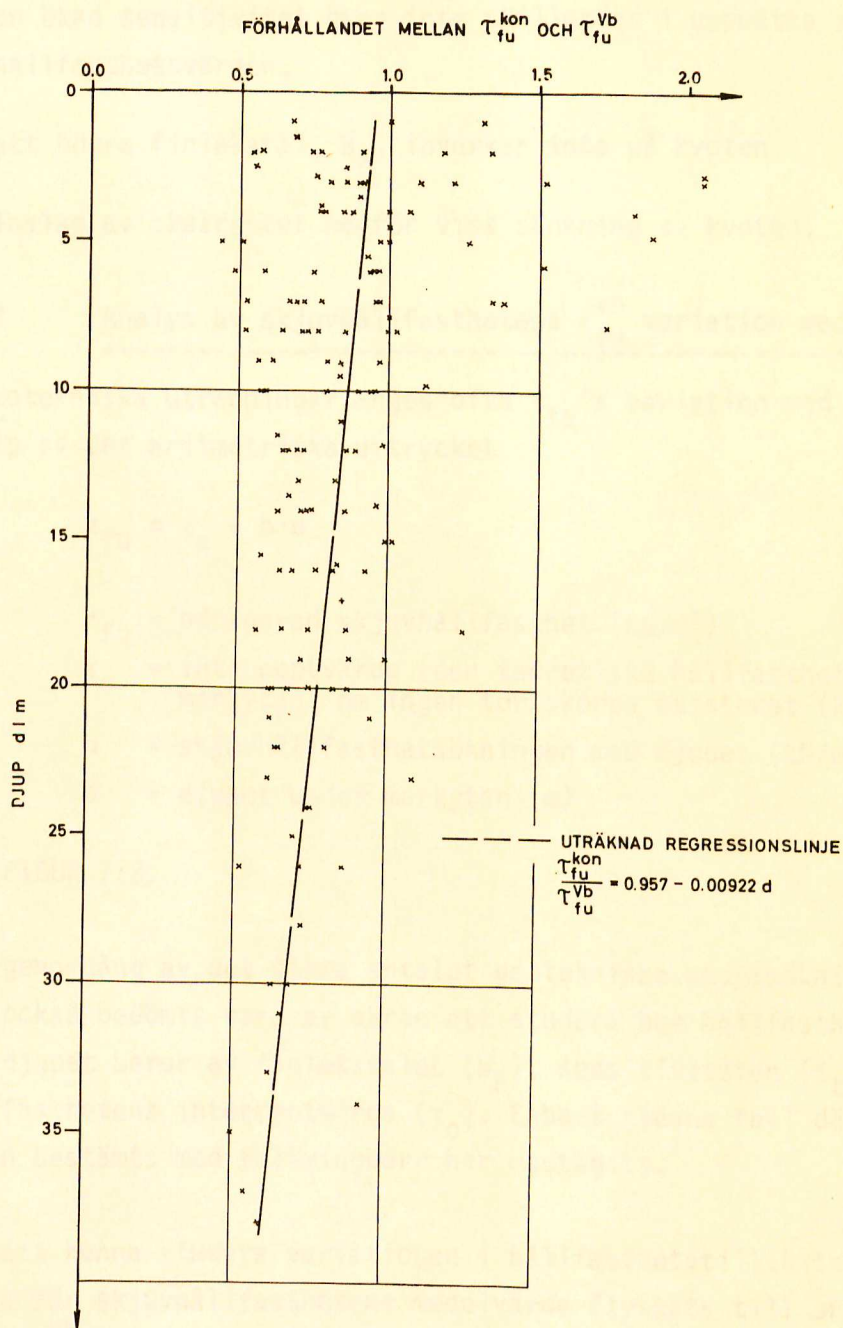
$$\frac{\tau_{fu}^{kon}}{\tau_{fu}^{vb}} = 0,957 - 0,00922 \cdot d$$

där d = djupet under markytan.

Förklaringen till de observerade olikheterna i skjuvhållfasthetsvärden kan vara:

- större störning erhålls på prover som tagits med kolvborr från större djup,
- felaktiga τ_{fu}^{kon} -värden erhålls när fallkonförsöket tillämpas vid högre skjuvhållfasthetsvärden $\tau_{fu} > \text{ca } 30 \text{ kN/m}^2$,
- skikt av mo och mjäla samt skalrester kan medföra en förhöjning av vingborresultat. Vid fallkonmetoden stryks normalt eventuella extremvärden.

Ett försök att genom detaljstudier klarlägga de verkliga orsakerna till de uppmätta olikheterna i skjuvhållfasthetsvärden har givit följande resultat:



FIGUR 7:1 Förhållandet mellan τ_{fu}^{kon} och τ_{fu}^{vb} som funktion av djupet.

FIGURE 7:1 The relationship between the undrained shear strength according to the Swedish fall cone test (τ_{fu}^{kon}) and the field vane test (τ_{fu}^{vb}) as a function of depth.

- en ökad sensitivitet ökar inte skillnaden i uppmätta skjuvhållfasthetsvärden,
- ett högre finlekstal, W_F , inverkar inte på kvoten
- inslag av skalrester medför viss sänkning av kvoten.

7.12 Analys av skjuvhållfasthetens τ_{fu}^{vb} variation med djupet

I geotekniska utredningar anges ofta τ_{fu} 's variation med djupet med hjälp av det aritmetriska uttrycket

$$\tau_{fu} = \tau_o + b \cdot d$$

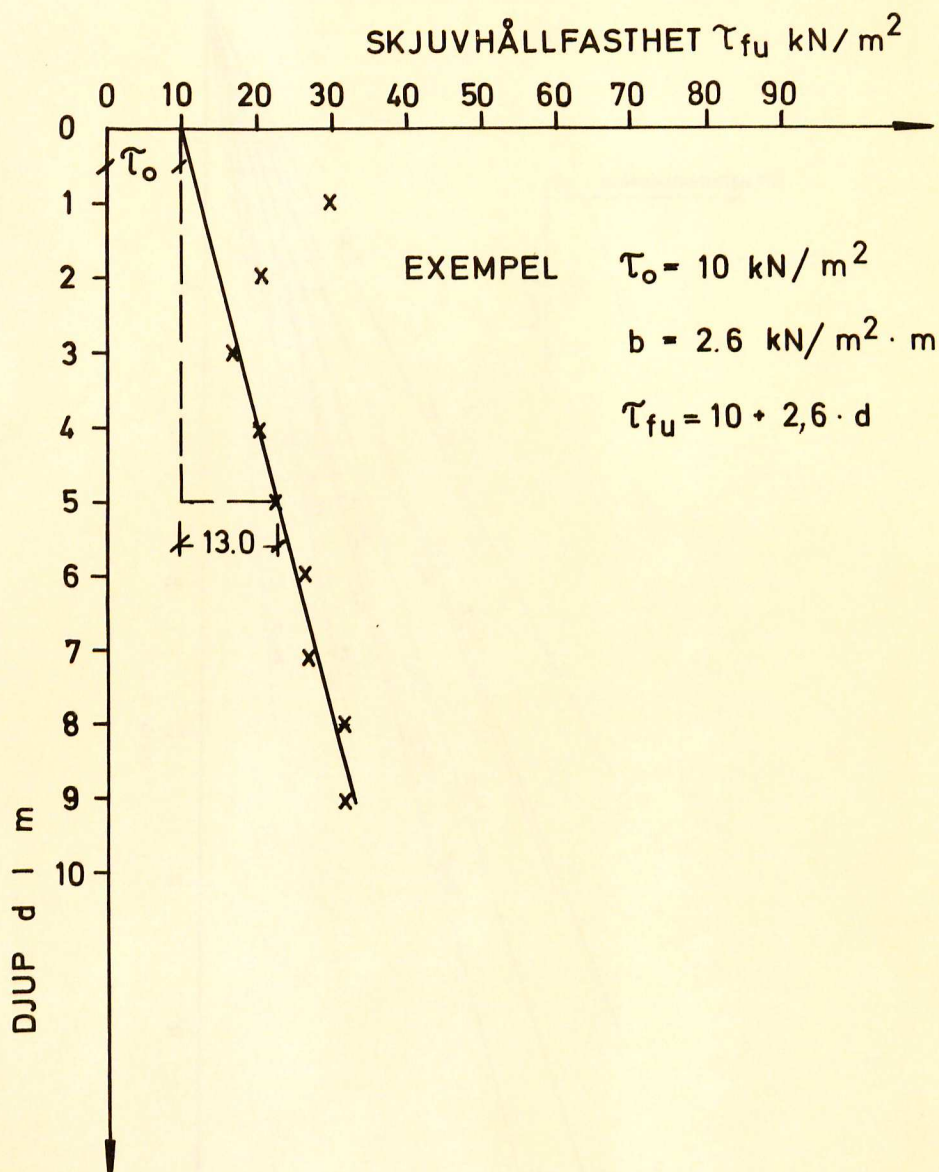
där τ_{fu} = odränerad skjuvhållfasthet (kN/m^2)
 τ_o = interceptvärde (den teoretiska hållfastheten i markytan, om ingen torrskorpa existerat (kN/m^2))
 b = skjuvhållfasthetsökningen med djupet (kN/m^3)
 d = djupet under markytan (m)

Jfr FIGUR 7:2.

Vid genomgång av det stora antalet geotekniska undersökningar har det också bedömts vara av värde att studera hur hållfasthetsökningen med djupet beror av finlekstalet (W_F), sensitiviteten (S_t) och skjuvhållfasthetens interceptvärde (τ_o). Enbart sådana fall där hållfastheten bestämts med fältvingborr har medtagits.

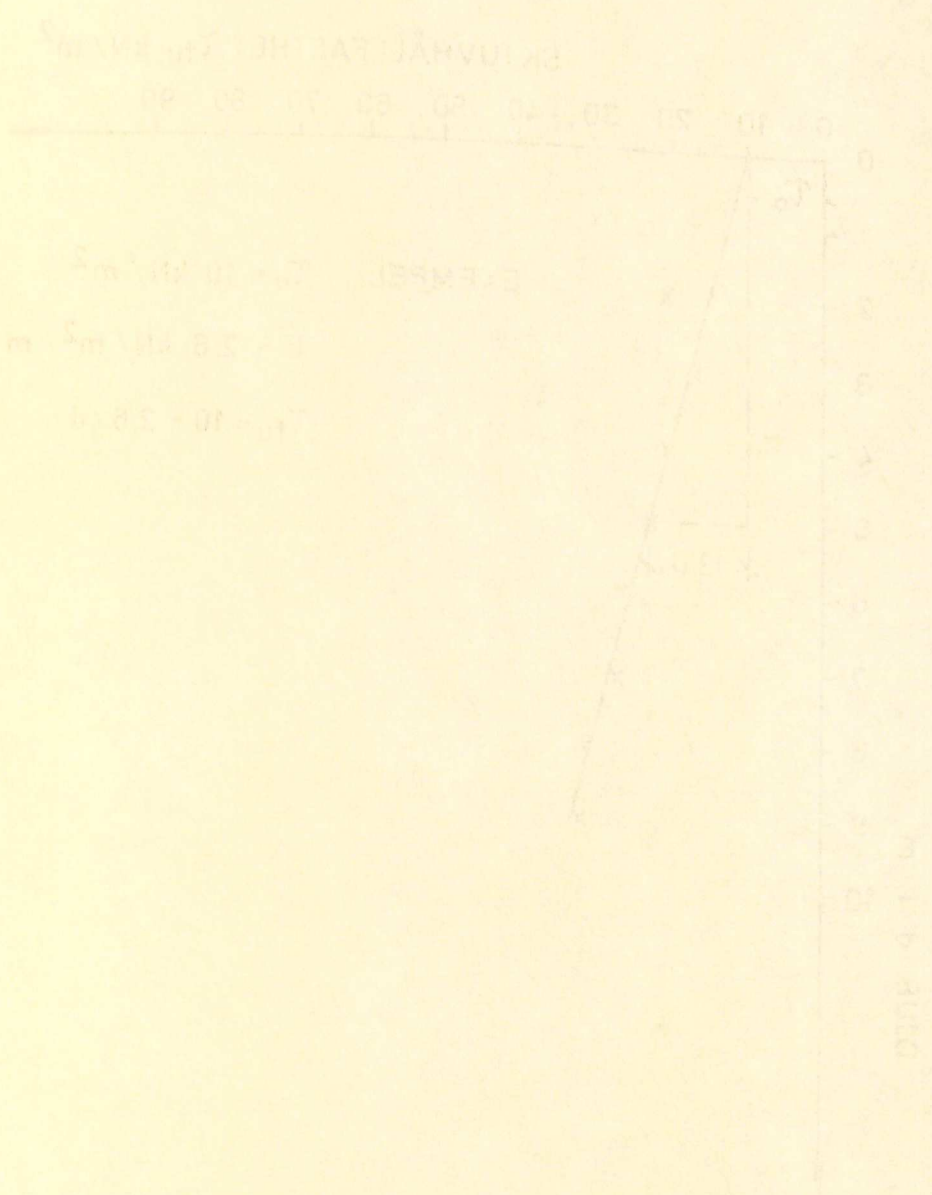
För att kunna studera variationen i hållfasthetstillväxten har linjerna för skjuvhållfasthetens medelvärde flyttats till origo, dvs $\tau_{fu}^{vb} - \tau_o^{vb}$ har avsatts som abskissa, medan djupet avsatts som ordinata. Skjuvhållfasthetens interceptvärde (τ_o^{vb}) samt finlekstalet (W_F) redovisas som parametrar, FIGUR 7:3.

I de fall hållfasthetsökningarna varit nära har ett medelvärde på τ_o beräknats samt jämna τ_o -värden interpolerats fram, se FIGUR 7:4.

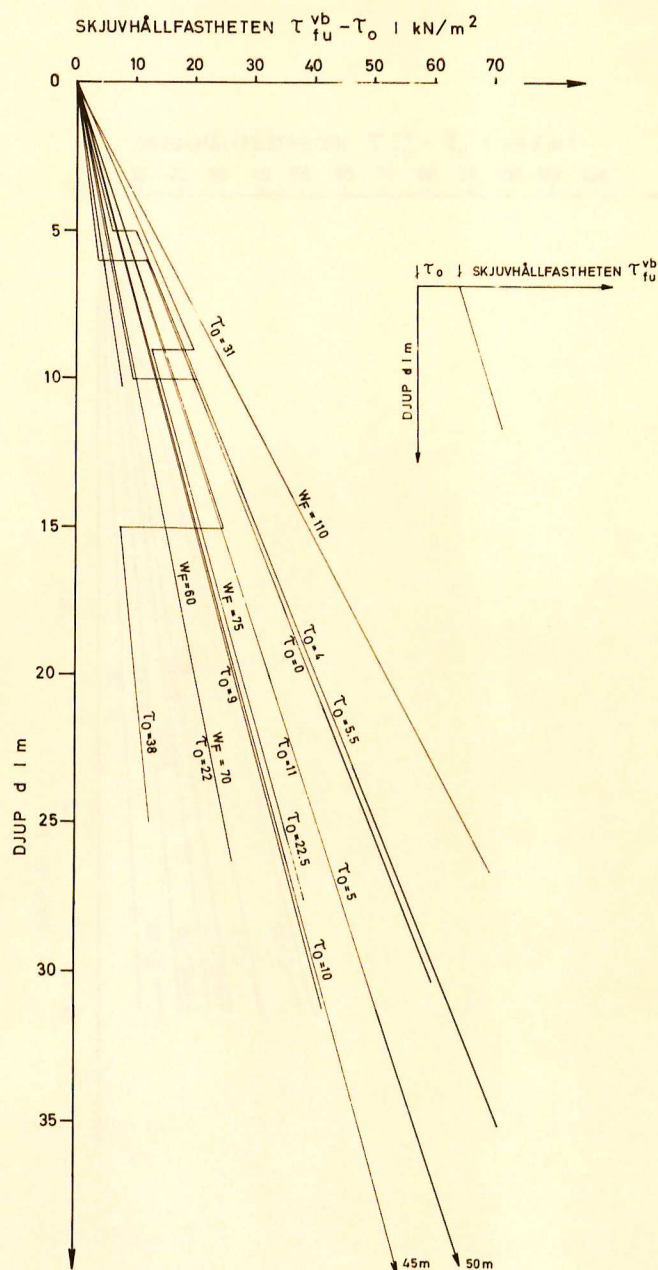


FIGUR 7:2 Skjuvhållfastheten τ_{fu}^{vb} som funktion av djupet. Exempel på utvärdering.

FIGURE 7:2 The undrained shear strength (τ_{fu}^{vb}) as a function of depth. Evaluation of the parameters τ_0 and b .

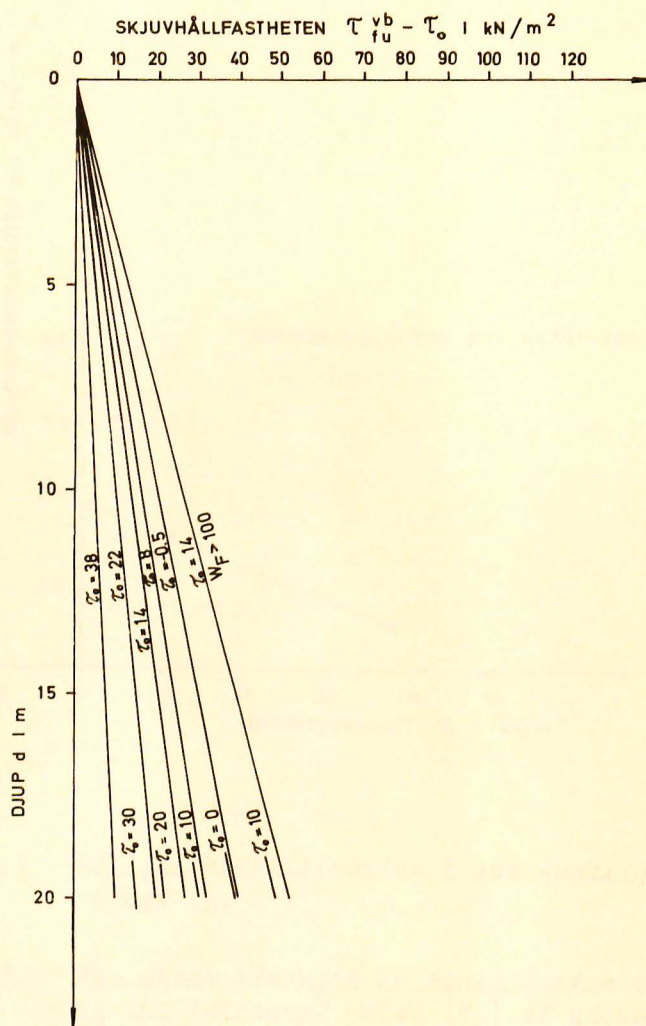


10-10 20-20 30-30 40-40 50-50 60-60 70-70 80-80 90-90 100-100



FIGUR 7:3 Skillnaden mellan skjuvhållfastheten τ_{fu}^{vb} och interceptvärdet τ_o^{vb} som funktion av djupet.

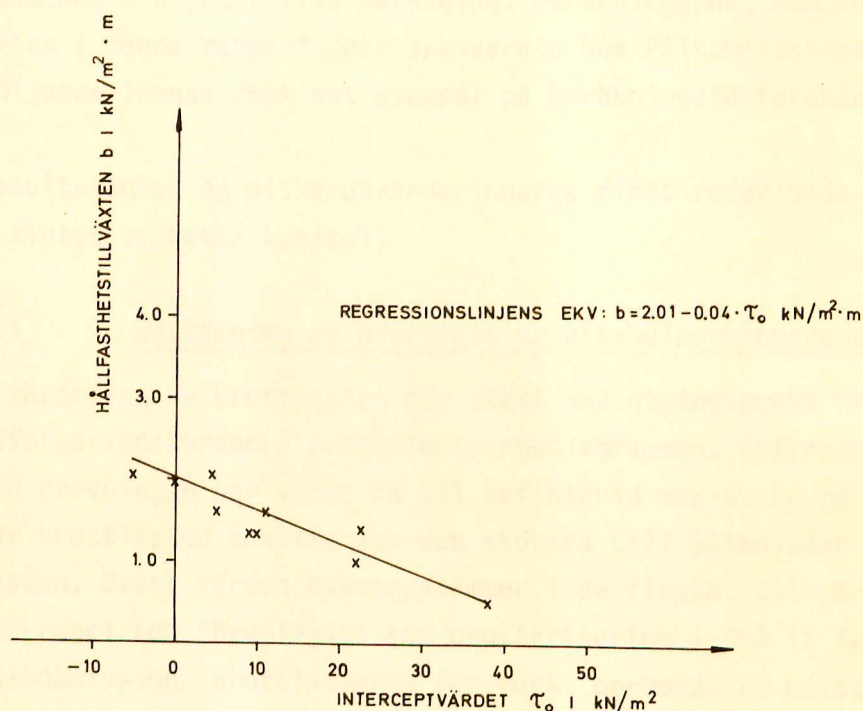
FIGURE 7:3 The difference between the shear strength (τ_{fu}^{vb}) and the shear strength intercept at ground level (τ_o^{vb}) as a function of depth.



FIGUR 7:4 Skjuvhållfastheten $\tau_{fu}^{vb} - \tau_o^{vb}$ som funktion av djupet. Interceptvärdet τ_o^{vb} betecknar den teoretiska hållfastheten i markytan om ingen torrskorpa existerat.

FIGURE 7:4 The undrained shear strength (τ_{fu}^{vb}) minus the undrained shear strength at the ground level (τ_o^{vb}) in relation to depth. (τ_o^{vb}) is the intercept value at ground level assuming no dry crust.

I FIGUR 7:5 har lutningen b uppritats som funktion av τ_0 .



FIGUR 7:5 Hållfasthetstillväxten b som funktion av interceptvärdet τ_0 .

FIGURE 7:5 The shear strength increase factor b as a function of the intercept value (τ_0) at ground level.

Det begränsade antalet mätpunkter och osäkerheten i utvärderingen av hållfasthetstillväxten b samt det förhållande att vingborrningarna utförts med olika utrustningar gör att en viss spridning erhållits. Ur FIGUR 7:5 kan man dock se att hållfasthetstillväxten b minskar med ökande interceptvärde τ_0 . Ökningen har befunnits vara oberoende av sensitiviteten S_t . Höga finlekstal, W_F , kan enligt en observation öka hållfasthetstillväxten b .

Diagram av denna typ skulle kunna användas för att bestämma hållfasthetsökningen då interceptvärdet τ_0 är känt. Det kan också vara av intresse att notera att regressionslinjens skärning med τ_0 -axeln ligger vid ca 50 kN/m², dvs vid denna hållfasthet skulle man ej ha någon hållfasthetsökning med djupet.

8. BESTÄMNING AV PÅLARNAS BROTTLAST

Pålarnas brottlast har bestämts dels ur provbelastningsresultaten, dels med s k geostatisk beräkning. Beräkningarna, som inte redovisas i denna rapport, har arkiverats hos Pålkommisionen. I det följande lämnas dock ett exempel på beräkningsförfarandet.

Resultaten av de olika utvärderingarna finns redovisade i TABELL 8.2 i slutet av detta kapitel.

8.1 Bestämning av brottlast ur provbelastningsresultat

Utvärdering av brottlasten har skett med utgångspunkt från last-deformationskurvan i provbelastningsdiagrammen. Eftersom alla pålar vid provningen har visat en väl definierad max-punkt på arbetskurvan har brottlasten ansatts som den största till pålhuvudet överförda lasten. Dessa värden överensstämmer i de flesta fall nära med den 90%-regel som föreslagits som brottkriterium i SPR 11 från IVA:s Pålkommision. Brottlasterna får dock, beroende på belastningsmetod, maximaldeformation och olika antal provbelastningar ej anses vara helt likvärdiga.

8.2 Geostatisk beräkning av brottlast

Vid beräkning av brottlast har följande allmänt vedertagna formel använts:

$$P_{br} = P_{spets} + P_m = 9,0 \cdot \tau_{fusp} \cdot A_{sp} + \tau_{fa} \cdot A_m$$

där τ_{fa} är mantelmotståndet mellan jord och påle, adhesionen. Mellan kohesionsmaterialets odränerade skjuvhållfasthet τ_{fu} och τ_{fa} råder sambandet

$$\tau_{fa} = K \cdot \tau_{fu}$$

Jfr TABELL 8:1.

6. Bestimmung der Konzentrationen der Ionen
Die Konzentrationen der Ionen werden durch die folgenden Gleichungen bestimmt:
$$[H^+] = \frac{[H_2O]}{[OH^-]} \quad (1)$$

$$[H^+] = \frac{[H_2O]}{[OH^-]} \quad (2)$$

Die Konzentrationen der Ionen werden durch die folgenden Gleichungen bestimmt:
$$[H^+] = \frac{[H_2O]}{[OH^-]} \quad (3)$$

$$[H^+] = \frac{[H_2O]}{[OH^-]} \quad (4)$$

7. Bestimmung der Konzentrationen der Ionen
Die Konzentrationen der Ionen werden durch die folgenden Gleichungen bestimmt:
$$[H^+] = \frac{[H_2O]}{[OH^-]} \quad (5)$$

$$[H^+] = \frac{[H_2O]}{[OH^-]} \quad (6)$$

Die Konzentrationen der Ionen werden durch die folgenden Gleichungen bestimmt:
$$[H^+] = \frac{[H_2O]}{[OH^-]} \quad (7)$$

$$[H^+] = \frac{[H_2O]}{[OH^-]} \quad (8)$$

8. Bestimmung der Konzentrationen der Ionen
Die Konzentrationen der Ionen werden durch die folgenden Gleichungen bestimmt:
$$[H^+] = \frac{[H_2O]}{[OH^-]} \quad (9)$$

$$[H^+] = \frac{[H_2O]}{[OH^-]} \quad (10)$$

Die Konzentrationen der Ionen werden durch die folgenden Gleichungen bestimmt:
$$[H^+] = \frac{[H_2O]}{[OH^-]} \quad (11)$$

$$[H^+] = \frac{[H_2O]}{[OH^-]} \quad (12)$$

9. Bestimmung der Konzentrationen der Ionen
Die Konzentrationen der Ionen werden durch die folgenden Gleichungen bestimmt:
$$[H^+] = \frac{[H_2O]}{[OH^-]} \quad (13)$$

$$[H^+] = \frac{[H_2O]}{[OH^-]} \quad (14)$$

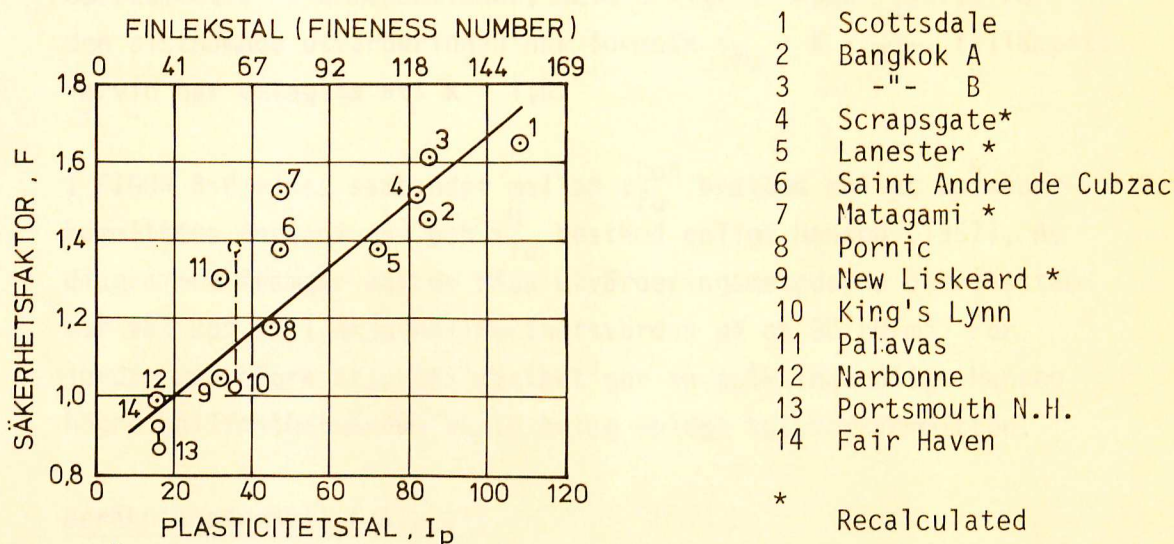
För att underlätta fortsatta jämförelser mellan uppmätt och beräknad bärförmåga hos kohesionspålar av betong har två beräkningsmetoder tillämpats:

- Ingen reduktion av τ_{fu} ; varken för höga finlekstal (W_F), för $\tau_{fu} > 50 \text{ kN/m}^2$ eller för reduktion av adhesionen mellan betong och jord.
- Reduktion av τ_{fu} för högt W_F finlekstal enligt nedanstående diagram, (Bjerrum, 1972), se FIGUR 8:1 och för nedsatt mantelkohesion enligt TABELL 8:1 (Broms, 1965).

TABELL 8:1 Förhållandet mellan mantelmotståndet τ_{fa} och den odränerade skjuvhållfastheten τ_{fu} för kohesionspålar av olika material (Broms, 1965).

TABLE 8:1 The relationship between the skin friction resistance τ_{fa} and the undrained shear strength τ_{fu} for friction piles in clay (Broms, 1965).

$\tau_{fu} < 50 \text{ kN/m}^2$ (om leran är normalkonsoliderad)	Mantelmotstånd
Stålpålar	$0,5 \tau_{fu}$
Betongpålar	$0,8 \tau_{fu}$
Träpålar	$1,0 \tau_{fu}$
$\tau_{fu} > 50 \text{ kN/m}^2$ (i regel i överkonsoliderad lera)	
Stålpålar	10 kN/m^2
Betongpålar	30 kN/m^2
Träpålar	50 kN/m^2



FIGUR 8:1 Samband mellan plasticitetstal I_p , finlekstal W_F och säkerhetsfaktorn F (Bjerrum, 1972). Mellan I_p och W_F har förhållandet $I_p = 0,78 W_F - 12$ använts.

FIGURE 8:1 The relationship between plasticity index I_p , fineness number W_F , and factor of safety F . (Bjerrum, 1972). For I_p and W_F the relationship $I_p = 0.78 W_F - 12$ has been used.

I de fall där provtagning eller skjuvhållfasthetsbestämning med vingborr ej nått ner till pålspetsarnas nivåer har extrapolering av hållfasthetskurvan utförts.

Vid beräkningarna har vidare antagits att pålarna p g a torrskorpa, eventuell fyllning samt störning vid slagning inte kan överföra last längs ett 3 m långt stycke närmast markytan. Vid noggrann beräkning av den effektiva pällängden skulle ett förbättrat förfarande kunna användas. Härvid bestäms det djup till vilket ett hål står öppet i jorden och ingen adhesion medräknas på denna del. På nedre delen av pålen räknas med viss adhesion som bestäms av jordens sammansättning, pålmaterial m m.

Pålarnas brottlast har beräknats med skjuvhållfasthetsvärden bestämda dels med vingborr, dels med konförsök. τ_{fu} bestämd med konförsök har utvärderats dels enligt Geotekniska Föreningens kolvborrhörkommitté rekommendationer, dels enligt (Hansbo, 1957): För den sistnämnda utvärderingen har formeln $\tau_{fu} = K \cdot \frac{Q}{h^2}$ tillämpats varvid har antagits att $K = 1,0$.

I FIGUR 8:2 visas sambandet mellan τ_{fu}^{kon} bestämd enligt kolvborrhörkommitténs anvisningar och τ_{fu}^H bestämd enligt Hansbo (1957). Av diagrammet framgår att de båda utvärderingsmetoderna överensstämmer väl upp till skjuvhållfasthetsvärden på ca 30 kN/m². För jordar med högre skjuvhållfasthet ger en tolkning enligt Hansbo högre hållfasthetsvärden än tolkning enligt kolvborrhörkommittén.

Beräkningsexempel (påle 21)

BTG 25 x 25 cm

Längd i jord = $L_j = 28,3$ m

Effektivlängd = $L_e = 28,3 - 3,0 = 25,3$ m

Mantelarea = $A_m = 4 \cdot 0,25 \cdot 25,3 = 25,3$ m²

Spetsarea = $A_{sp} = 0,25 \cdot 0,25 = 0,0625$ m²

τ_{fu} -värden enligt vingborr: $\tau_{fusp} = 47,0$ kN/m²
 $\tau_{fum}^* = 33,8$ kN/m²

τ_{fu} -värden enligt konprov: $\tau_{fusp} = 38,0$ kN/m²
 (efter kolvborrhörkommittén) $\tau_{fum} = 28,1$ kN/m²

τ_{fu} -värden enligt konprov: $\tau_{fusp} = 44,6$ kN/m²
 (efter Hansbo) $\tau_{fum} = 29,5$ kN/m²

$$P_{br} = 9 \cdot A_{sp} \cdot \tau_{fusp} + K \cdot \tau_{fum} \cdot A_m$$

* τ_{fum} = medelskjuvhållfasthet längs pålens effektiva del i jord

Den beräknade bärförmågan baserad på vingborrförsök blir sålunda:

$$p_{br}^{vb} = 9 \cdot 0,0625 \cdot 47,0 + 1,0 \cdot 25,3 \cdot 33,8 = 26,4 + 855,1 = \underline{881,5 \text{ kN}}$$

Medan den baserad på konförsök tolkade enligt kolvborrkommittén blir:

$$p_{br}^{kon} = 9 \cdot 0,0625 \cdot 38,0 + 1,0 \cdot 25,3 \cdot 28,1 = 21,4 + 710,9 = \underline{732,3 \text{ kN}}$$

och med tolkning enligt Hansbo blir:

$$p_{br}^H = 9 \cdot 0,0625 \cdot 44,6 + 1,0 \cdot 25,3 \cdot 29,5 = 25,1 + 746,4 = \underline{771,5 \text{ kN}}$$

Enligt provbelastning erhöles för denna påle nr 21 en brottlaster $p_u = 700 \text{ kN}$.

Beräkningar med hänsyn till reduktionsfaktorer har gjorts enligt följande:

$$\tau_{red} = \tau_{fum} \cdot K \cdot \frac{1}{F}$$

där τ_{red} = den reducerade skjuvhållfastheten

τ_{fum} = medelskjuvhållfastheten längs pålens effektiva del i jord

K = adhesionsfaktor

F = säkerhetsfaktor enligt Bjerrum (1972), FIGUR 8:1.

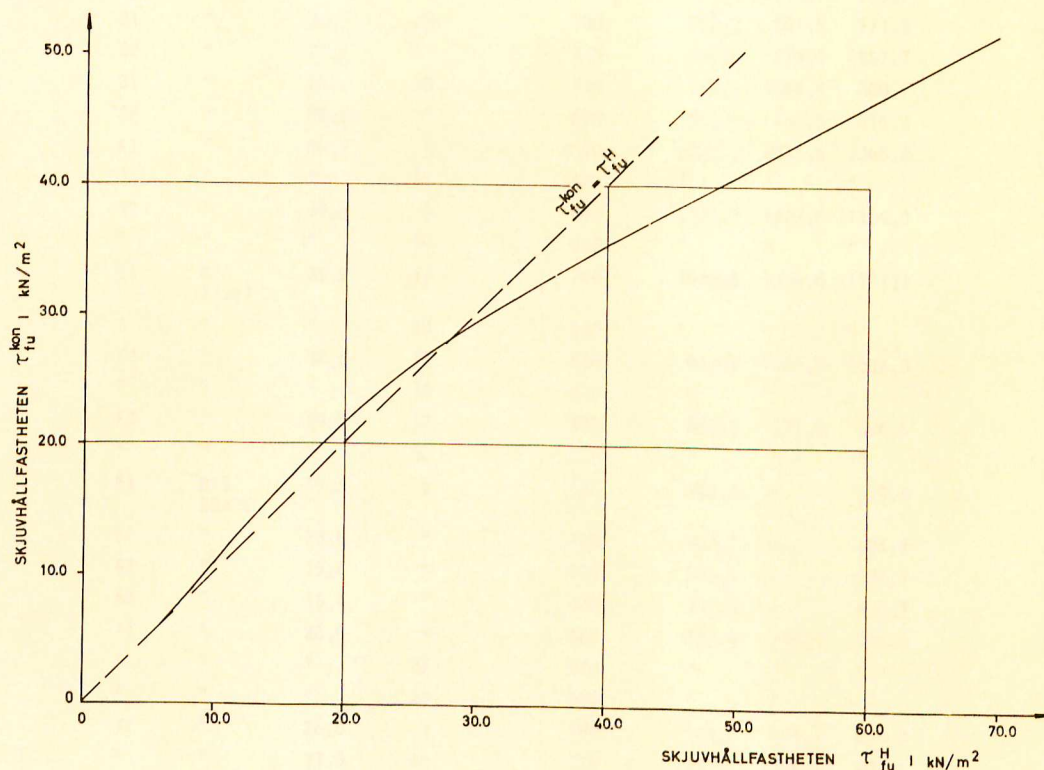
Vid $W_F = 72\%$, som motsvarar ett plasticitetsindex av 45%, erhålls en säkerhetsfaktor $F = 1,2$.

$$\text{För } \tau_{fum} = 33,8 \text{ kN/m} \text{ fås } \tau_{red} = 33,8 \cdot \frac{1}{1,2} \cdot 0,8 = 22,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{för } \tau_{fum} = 28,1 \text{ kN/m} \text{ fås } \tau_{red} = 28,1 \cdot \frac{1}{1,2} \cdot 0,8 = 18,7 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{br}^{vbred} = 9 \cdot 0,0625 \cdot 47,0 + 22,5 \cdot 1,0 \cdot 25,3 = 595,7 \text{ kN}$$

$$p_{br}^{konred} = 9 \cdot 0,0625 \cdot 38,0 + 18,7 \cdot 1,0 \cdot 25,3 = 494,5 \text{ kN}$$



FIGUR 8:2 τ_{fu}^{kon} , utvärderad enligt kolvborrkommitténs rekommendationer, som funktion av τ_{fu}^H , där τ_{fu}^H utvärderats enligt SGI Proc 14 δ_u (S Hansbo).

FIGURE 8:2 The undrained shear strength (τ_{fu}^{kon}) evaluated according to the recommendations of the Swedish piston sampler committee, as a function of the undrained shear strength according to Hansbo (τ_{fu}^H). Swedish Geotechnical Institute proceedings No.14.

TABELL 8:2 Sammanställning av data för pålar samt uppmätt och beräknad brottlast.

TABLE 8:2 Compilation of pile data and results of load tests and calculations of the bearing capacity.

Påle nr	Påltyp cm	Längd i jord m	Tid, slagn. provbelastn. (veckor)	P _u (kN)	p _{kon} br (kN)	p _{vb} br (kN)	p _h br (kN)
11	BTG 25x25	31,0	19	600	794,8	1210,9	810,2
12	"	"	"	670	729,7	1141,7	703,7
21	"	28,3	22	700	732,3	881,5	771,5
22	"	27,6	"	570	806,8	974,3	857,7
31	"	25,0	16	730	739,9	1069,4	800,7
32	"	20,0	"	600	573,9	762,5	616,9
41	"	60,7	6	1500	2907,0	2947,8	3068,2
"	"	"	19	1820	"	"	"
42	"	39,9	6	800	1473,7	1447,6	1404,0
"	"	"	19	965	"	"	"
51	BTG 27x27	38,9	17	760	1098,6	1394,0	1117,1
"	"	"	30	930	"	"	"
52	"	33,8	17	580	976,2	1164,2	1005,0
"	"	"	30	710	"	"	"
53	"	29,0	17	400	858,9	971,8	894,6
"	"	"	30	535	"	"	"
61	BTG 25x25	19,5	8	523	505,3	-	519,8
62	"	15,6	"	400	400,7	-	424,2
63	"	19,4	9	520	505,5	-	584,7
64	"	15,4	"	400	352,6	-	400,3
71	"	26,6	3	400	661,4	799,5	706,6
"	"	"	21	525	"	"	"
"	"	"	53	525	"	"	"
72	"	26,0	3	300	643,6	801,4	676,3
"	"	31,5	15	475	824,5	1084,3	907,1
"	"	"	45	550	"	"	"
73	"	26,0	3	375	582,9	754,3	601,2
"	"	"	21	550	"	"	"
"	"	"	52	550	"	"	"
74	BTG 25x25	26,0	3	325	566,0	701,5	565,2
"	"	"	20	475	"	"	"
"	"	"	52	525	"	"	"
75	"	26,0	3	425	575,3	712,6	650,5
"	"	30,8	14	550	692,4	973,4	761,2
"	"	"	44	700	"	"	"
76	"	25,6	14	550	563,3	691,2	639,4
"	"	"	23	625	"	"	"
77	"	"	14	500	"	"	"
"	"	"	23	630	"	"	"
78	"	26,0	3	475	748,7	966,5	819,6
"	"	"	20	800	"	"	"
"	"	"	51	780	"	"	"
81	"	6,8	14	360	416,5	991,5	597,4
82	"	9,8	"	545	558,5	1510,5	790,4
83	"	14,8	"	770	809,5	2505,5	1114,4
91	"	21,5	22	300	-	479,3	-
92	"	26,4	"	480	-	694,2	-
93	"	21,5	"	300	-	412,4	-
94	"	26,6	"	380	-	627,5	-

TABELL 8:3 Sammanställning av kvoter mellan beräknade och uppmätta brottlaster.

TABLE 8:3 Quotations between calculated and measured bearing capacities of piles.

Påle nr	$\frac{p_{kon}}{p_u}$ br	$\frac{p_{vb}}{p_u}$ br	$\frac{p_{H}}{p_u}$ br	$\frac{p_u}{p_{kon}}$ br	$\frac{p_u}{p_{vb}}$ br	$\frac{p_u}{p_{H}}$ br
11	1,32	2,02	1,35	0,76	0,50	0,74
12	1,09	1,70	1,05	0,92	0,59	0,95
21	1,05	1,26	1,10	0,95	0,79	0,91
22	1,42	1,72	1,51	0,70	0,58	0,66
31	1,01	1,47	1,10	0,99	0,68	0,91
32	0,96	1,27	1,03	1,04	0,79	0,97
41	1,94	1,97	2,05	0,52	0,51	0,49
"	1,60	1,62	1,67	0,63	0,62	0,60
42	1,84	1,81	1,76	0,54	0,55	0,57
"	1,53	1,50	1,45	0,65	0,67	0,69
51	1,45	1,83	1,47	0,69	0,55	0,68
"	1,18	1,50	1,20	0,85	0,67	0,83
52	1,68	2,01	1,73	0,60	0,50	0,58
"	1,37	1,64	1,42	0,73	0,61	0,70
53	2,15	2,43	2,24	0,47	0,41	0,45
"	1,61	1,82	1,67	0,62	0,55	0,60
61	0,97	-	0,99	1,03	-	1,01
62	1,00	-	1,06	1,00	-	0,94
63	0,97	-	1,12	1,03	-	0,89
64	0,88	-	1,00	1,14	-	1,00
71	1,67	2,0	1,77	0,60	0,50	0,57
"	1,27	1,52	1,35	0,79	0,66	0,74
"	1,27	1,52	1,35	0,79	0,66	0,74
72	2,15	2,67	2,25	0,47	0,38	0,44
"	1,74	2,28	1,91	0,58	0,44	0,52
"	1,50	1,97	1,65	0,67	0,51	0,61
73	1,55	2,01	1,60	0,64	0,50	0,62
"	1,06	1,37	1,09	0,94	0,73	0,92
"	1,06	1,37	1,09	0,94	0,73	0,92
74	1,74	2,16	1,74	0,58	0,46	0,58
"	1,19	1,48	1,19	0,84	0,68	0,84
"	1,08	1,34	1,08	0,93	0,75	0,93
75	1,35	1,68	1,53	0,74	0,60	0,65
"	1,26	1,77	1,38	0,79	0,57	0,73
"	0,99	1,39	1,09	1,01	0,72	0,92
76	1,02	1,26	1,16	0,98	0,79	0,86
"	0,90	1,11	1,02	1,11	0,90	0,98
77	1,13	1,38	1,28	0,89	0,73	0,78
"	0,89	1,10	1,01	1,12	0,91	0,99
78	1,58	2,03	1,73	0,63	0,49	0,58
"	0,94	1,21	1,02	1,06	0,83	0,98
"	0,96	1,24	1,05	1,04	0,81	0,95
81	1,15	2,75	1,65	0,87	0,36	0,61
82	1,04	2,77	1,45	0,98	0,36	0,69
83	1,05	3,25	1,45	0,95	0,31	0,69
91	-	1,60	-	-	0,63	-
92	-	1,45	-	-	0,69	-
93	-	1,37	-	-	0,73	-
94	-	1,65	-	-	0,61	-

9 STUDIUM AV ERHÅLLNA RESULTAT

9.1 Jämförelse mellan beräknad och uppmätt brottlast

Syftet med detta examensarbete har bl a varit att göra jämförelser mellan pålars bärförmåga beräknad med hjälp av aktuella jordlagers hållfasthetsegenskaper och de brottlaster som kan utvärderas från provbelastningsresultat. I litteraturen finns sådana undersökningar redovisade av bl a B Fellenius 1955 och K Flaate 1968.

I FIGUR 9:11-9:15 har de på olika sätt beräknade brottlasterna (P_{br}) avsatts som funktion av de vid provbelastning uppmätta brottlasterna (P_u). I de fall då samma påle utsatts för upprepade provbelastningar har de inprickade värdena sammanbundits med en linje. Vidare har de tre förekommande provbelastningsmetoderna markerats med olika symboler. I figurerna har dessutom inlagts olika hjälplinjer för att underlätta jämförelser:

- a) en 45^0 -linje längs vilken P_{br} är lika med P_u
- b) hjälplinjervisande olika konstanta förhållanden mellan P_{br} och P_u
- c) räta regressionslinjer för punktskaran.

Den relativt stora spridningen av mätvärdena kan bl a förklaras av osäkerheten i de beräknade brottlasterna (t ex extrapolering av τ_{fu}) och viss svårighet vid utvärdering av brottlasterna ur provbelastningsdiagrammen. Man bör vidare beakta att provbelastningarna utförts vid olika tidpunkter efter påslagningen och att maximaldeformationen vid brott varierat mycket vid upprepade belastningsförsök. Detta kan innebära att den maximala brottlasten i vissa fall ej uppnåtts, medan i andra fall nedpressningen under den första provbelastningen har påverkat resultatet av de därpå följande provbelastningarna.

9.11 Beräknad brottlast baserad på skjuvhållfasthet enligt konmetoden

I FIGUR 9:11 redovisas sambandet mellan beräknad brottlast P_{br}^{kon} och uppmätt bärförmåga P_u . Vid utvärdering av skjuvhållfastheten har här kolvborrkommitténs förslag använts. Regressionslinjen för

punktskaran har lutningen $\alpha = 0,59$ och går ej genom origo. I denna sammanställning har dockingen reduktion av τ_{fu} för t ex höga finlekstal genomförts.

De lägsta värdena i FIGUR 9:11 härrör från provbelastningar som har utförts snart efter påslagningen, endast ca 3 veckor. I gällande pålnormer föreskrivs att kohesionspålar av betong bör provbelastas tidigast 12 veckor efter nedslagningen. Man har således ej uppnått full bärförmåga efter endast 3 veckors rekonsolidering.

Noteras bör också att alla mätvärden är högre än vad som motsvarar tillåten pållast vald med trefaldig säkerhet på de beräknade brottvärdena. Resultaten för de pålar, som är slagna i överkonsoliderad lera visar ingen anmärkningsvärd avvikelse från resultaten för övriga pålar.

9.12 Beräknad brottlast baserad på skjuvhållfasthet enligt konmetoden (utvärdering enligt Hansbo)

I FIGUR 9.12 har motsvarande resultat som i FIGUR 9:11 sammanställts men i detta fall har beräkningarna baserats på konvärden som utvärderats enligt Hansbo (1957). Lutningen för regressionslinjen blir i detta fall $= 0,57$. Spridningen är i övrigt lika stor som vid utvärdering av τ_{fu}^{kon} -värdena enligt kolvborrkommitténs förslag. Dock får långa pålar högre beräknad bärförmåga vid τ_{fu}^{kon} -värden bestämda enligt Hansbo (1957).

9.13 Beräknad brottlast baserad på skjuvhållfasthet enligt vingmetoden

Vid beräkning av kohesionspålaras bärförmåga används ofta också den odränerade skjuvhållfastheten bestämd med fältvingborr. Så som framgår av avsnitt 7:11 ligger dessa hållfasthetsvärden något högre än de som bestämts med konförsök varför den beräknade brottlasten också blir högre.

I FIGUR 9:13 har de med vingborrresultat beräknade brottlasterna avsetts mot de vid provbelastning uppmätta. Regressionslinjens lutning befanns här vara 0,62. Vid jämförelse med tidigare diagram finner

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

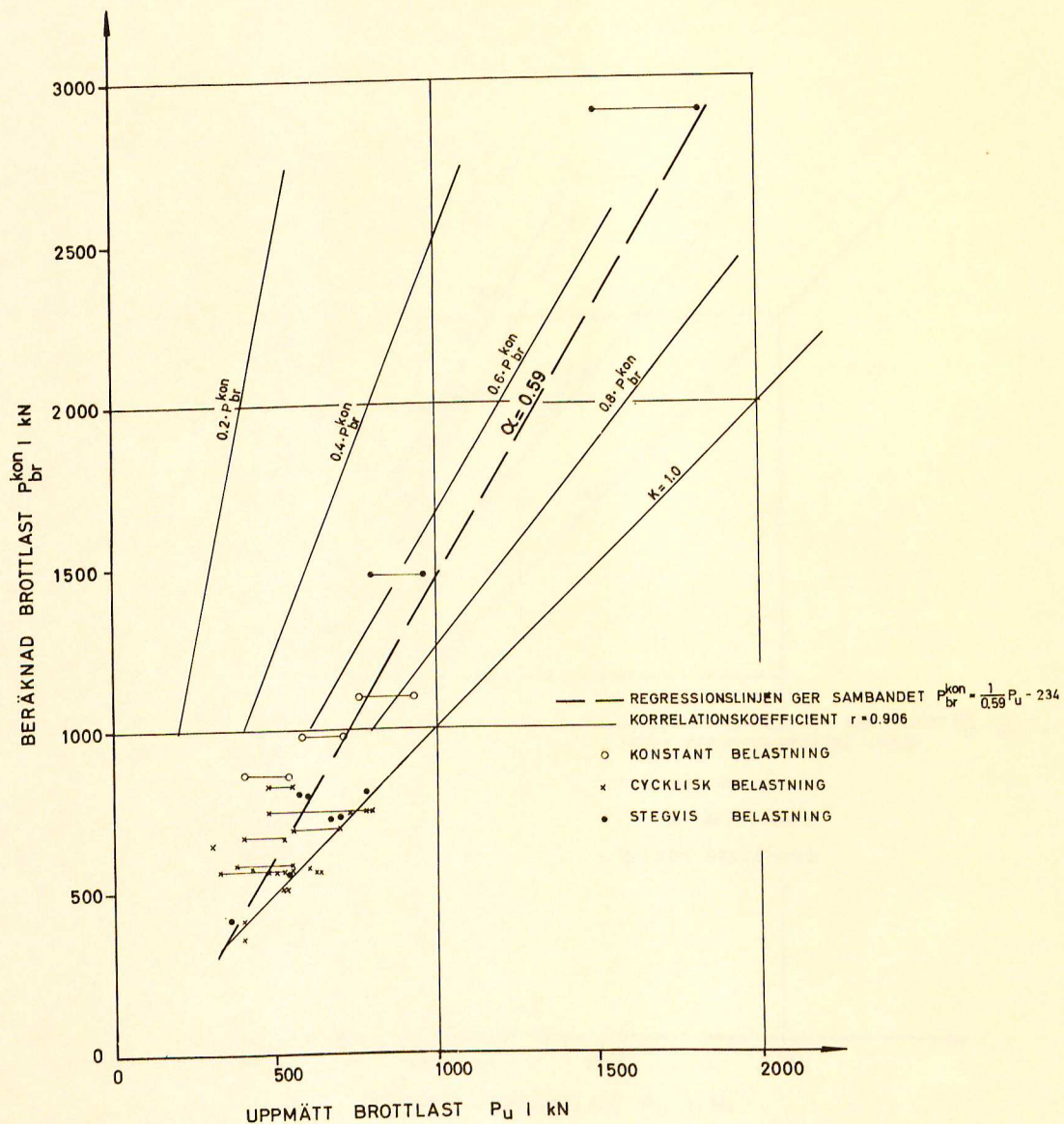
...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

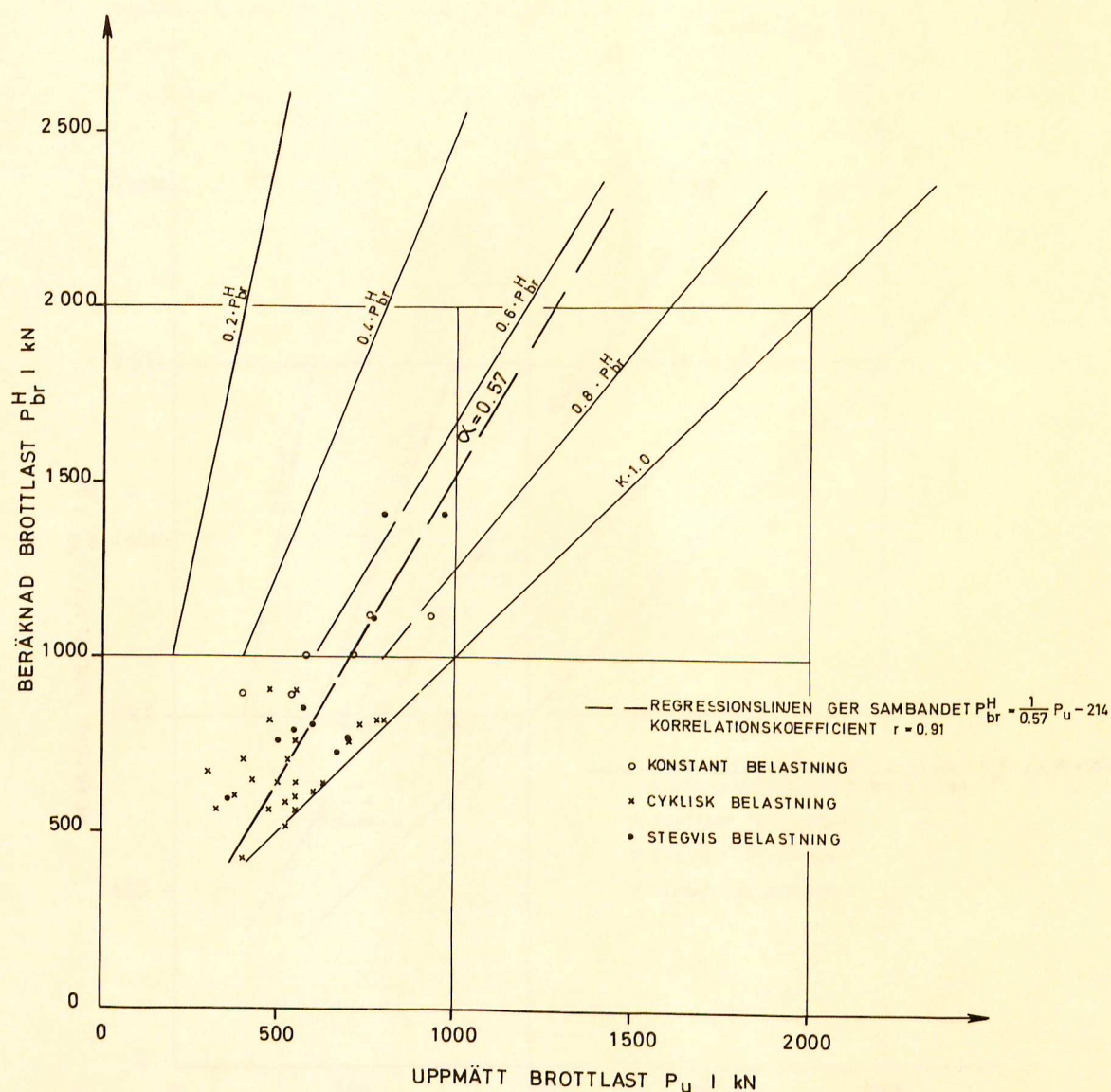
...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...

...the ... of ...
...the ... of ...
...the ... of ...



FIGUR 9:11 Beräknad brottlast P_{br}^{kon} som funktion av uppmätt brottlast P_u . Där provbelastning av påle utförts mer än en gång, har uppmätta värden sammanbundits med en linje.

FIGURE 9:11 The calculated ultimate pile load (P_{br}^{kon}) according to the Swedish fall-cone test shear strength, as a function of the measured ultimate pile load (P_u). Where more than one test was carried out on the same pile the values obtained have been joined by a line.



FIGUR 9:12 Beräknad brottlast P_{br}^H som funktion av uppmätt brottlast P_u . Där provbelastning av pålen förekommit mer än en gång, har de uppmätta värdena sammanbundits med en linje.

FIGURE 9:12 The calculated ultimate pile load according to Hansbo (P_{br}^H) as a function of the measured ultimate pile load P_u . Where more than one test has been carried out the values obtained have been joined by a line.

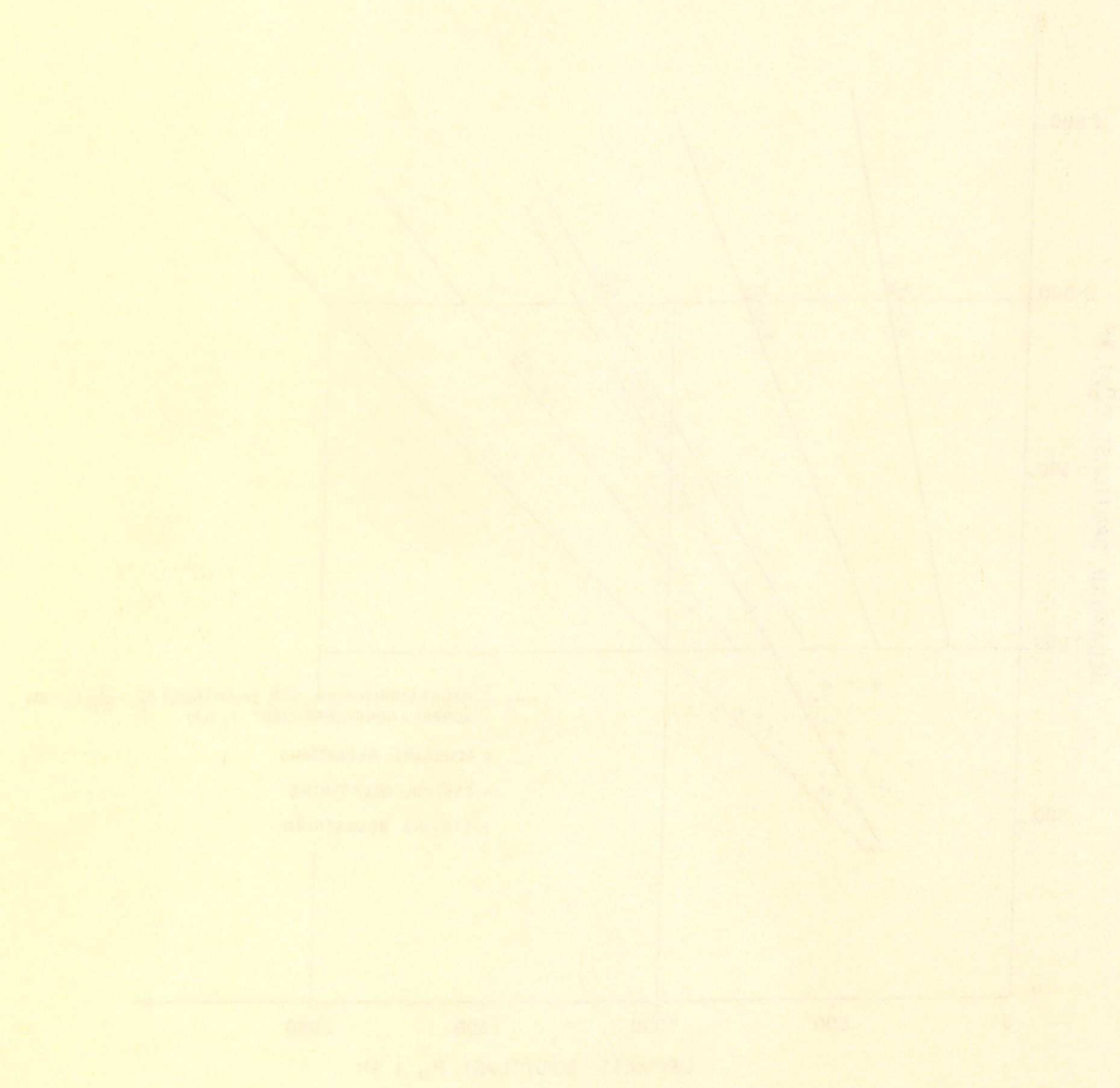
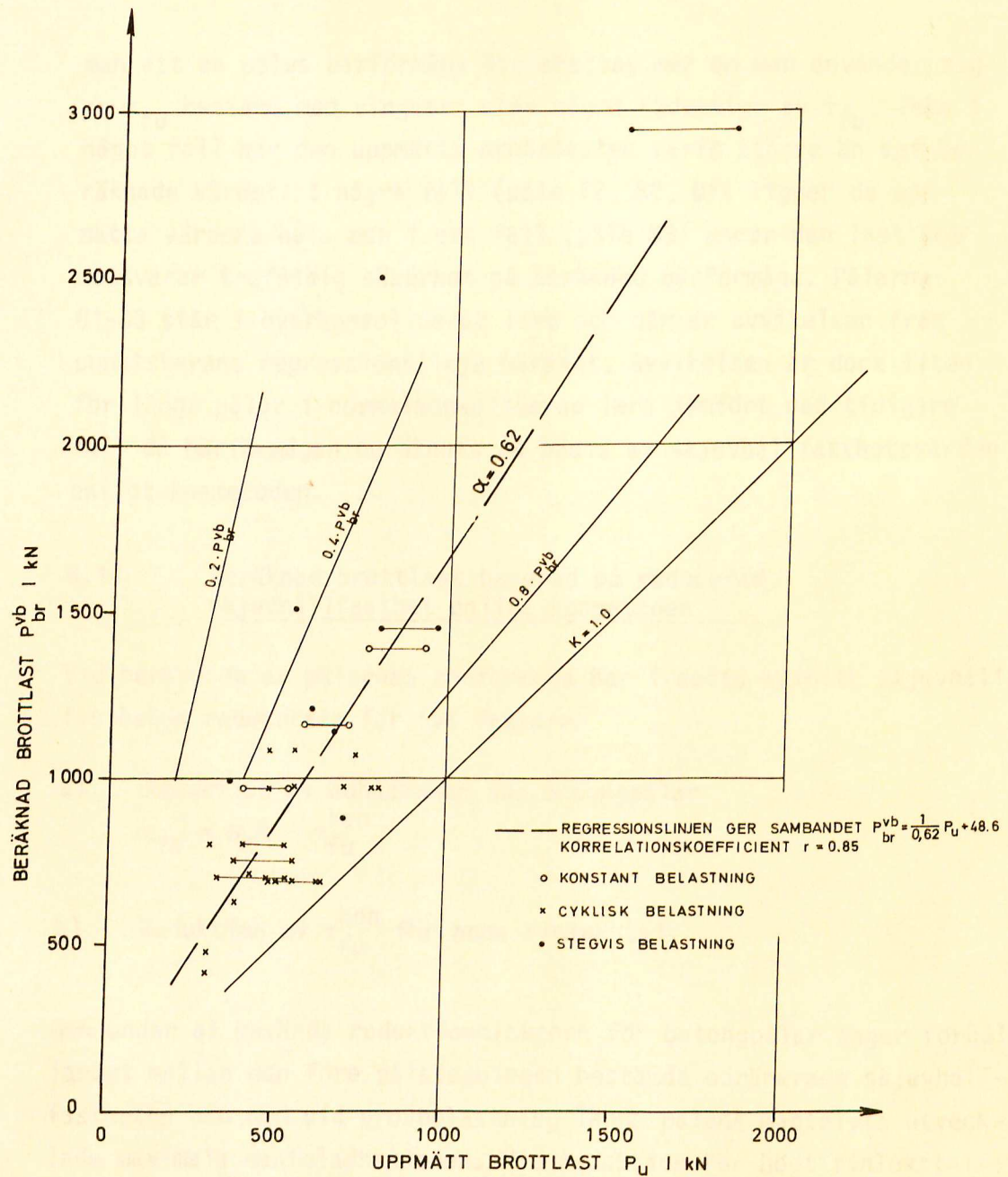


Figure 1. The percentage of the population that is in the top 10% of the income distribution. The lines represent the percentage of the population that is in the top 10% of the income distribution for different levels of income inequality. The lines are labeled 1 through 5, corresponding to the legend on the left. The lines show that as income inequality increases, the percentage of the population in the top 10% of the income distribution also increases.



FIGUR 9:13 Beräknad brottlast P_{br}^{vb} som funktion av uppmätt brottlast P_u . Där provbelastning av pålen förekommit mer än en gång, har de uppmätta värdena sammanbundits med en linje.

FIGURE 9:13 The calculated ultimate load according to the field vane test (P_{br}^{vb}) as a function of the measured ultimate load P_u .

man att en påles bärförmåga överskattas mer om man använder sig av τ_{fu} bestämd med vingborr utan någon reduktion av τ_{fu} . Inte i något fall har den uppmätta brottlasten varit större än det beräknade värdet. I några fall (påle 72, 82, 81) ligger de uppmätta värdena nära och i ett fall (påle 83) under den last som motsvarar trefaldig säkerhet på beräknad bärförmåga. Pålarna 81-83 står i överkonsoliderad lera och där är avvikelserna från punktskarans regressionslinje markant. Avvikelsen är dock liten för långa pålar i normalkonsoliderad lera jämfört med tidigare fall då bärförmågan beräknats på basis av skjuvhållfasthetsvärden enligt konmetoden.

9.14 Beräknad brottlast baserad på reducerad skjuvhållfasthet enligt konmetoden

Vid beräkning av pålarnas bärförmåga har i detta avsnitt skjuvhållfastheten reducerats för två faktorer

- a) Reduktion av adhesionen för betongpålar

$$\tau_{fa} = 0,8 \cdot \tau_{fu}^{kon}$$

- b) Reduktion av τ_{fu}^{kon} för höga finlekstal.

Den under a) använda reduktionsfaktorn för betongpålar anger förhållandet mellan den före påslagningen bestämda odränerade skjuvhållfastheten och den vid provbelastning längs pålens mantelyta utvecklade maximala manteladhesionen. Vid reduktion för högt finlekstal W_F enligt b) har använts diagram i FIGUR 8:1, som tar hänsyn till krypningseffekten i vissa leror, speciellt de med organiskt innehåll. Grundundersökningarnas begränsade omfattning har medfört att reduceringar ej kunnat göras för alla provplatser.

De utförda reduktionerna har medfört att den beräknade bärförmågan bättre överensstämmer med de i fält uppmätta brottlasterna som framgår av FIGUR 9:14.

9.15 Beräknad brottlaster baserad på reducerad skjuvhållfasthet enligt vingmetoden

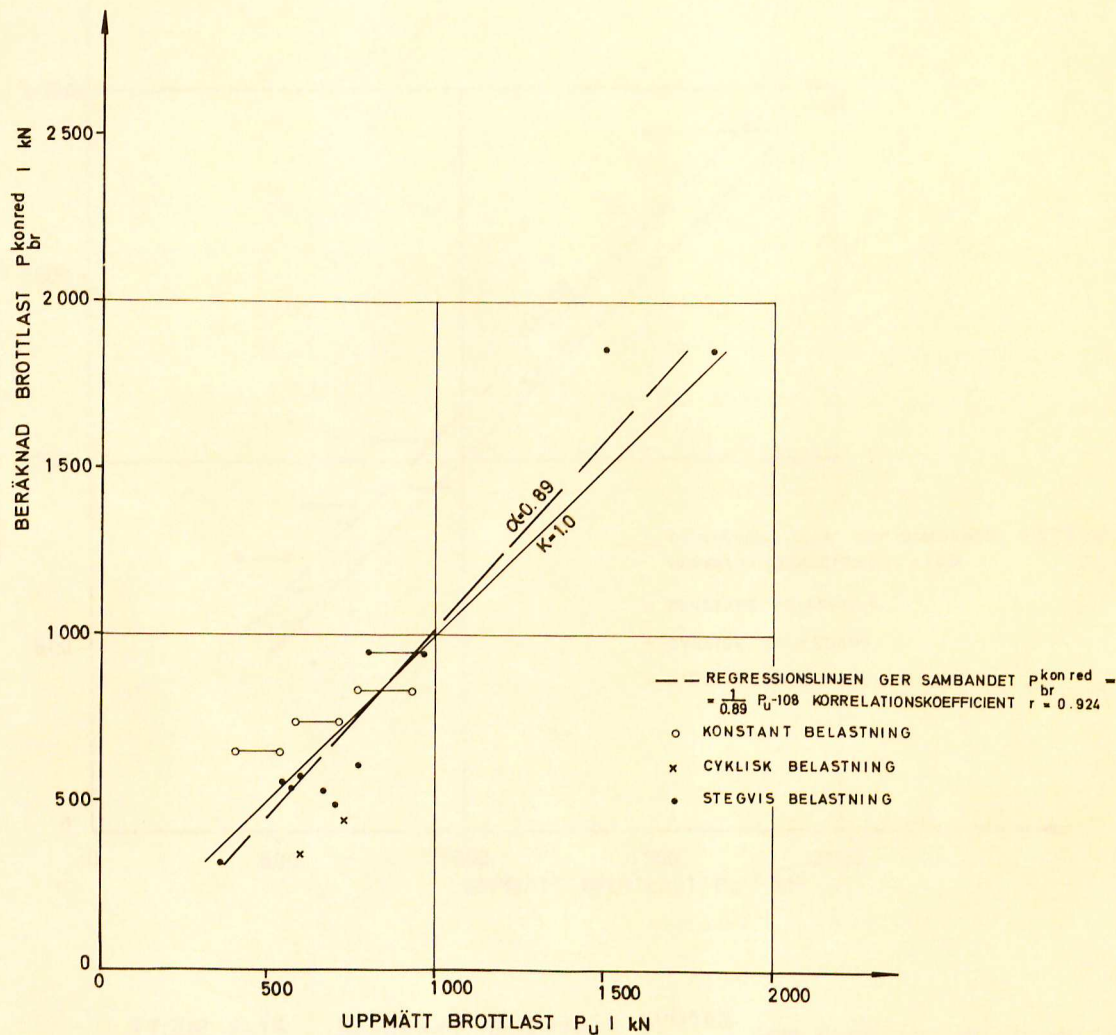
I detta avsnitt har på motsvarande sätt som i kap 9.14 de med vingborr bestämda skjuvhållfasthetsvärdena korrigerats med avseende på adhesion och finlekstal

$$\text{dvs } \tau_{fa} = 0,8 \cdot \tau_{fu}^{vb} \quad \text{och}$$

reduktion av τ_{fu}^{vb} enligt FIGUR 8:1 för högt finlekstal.

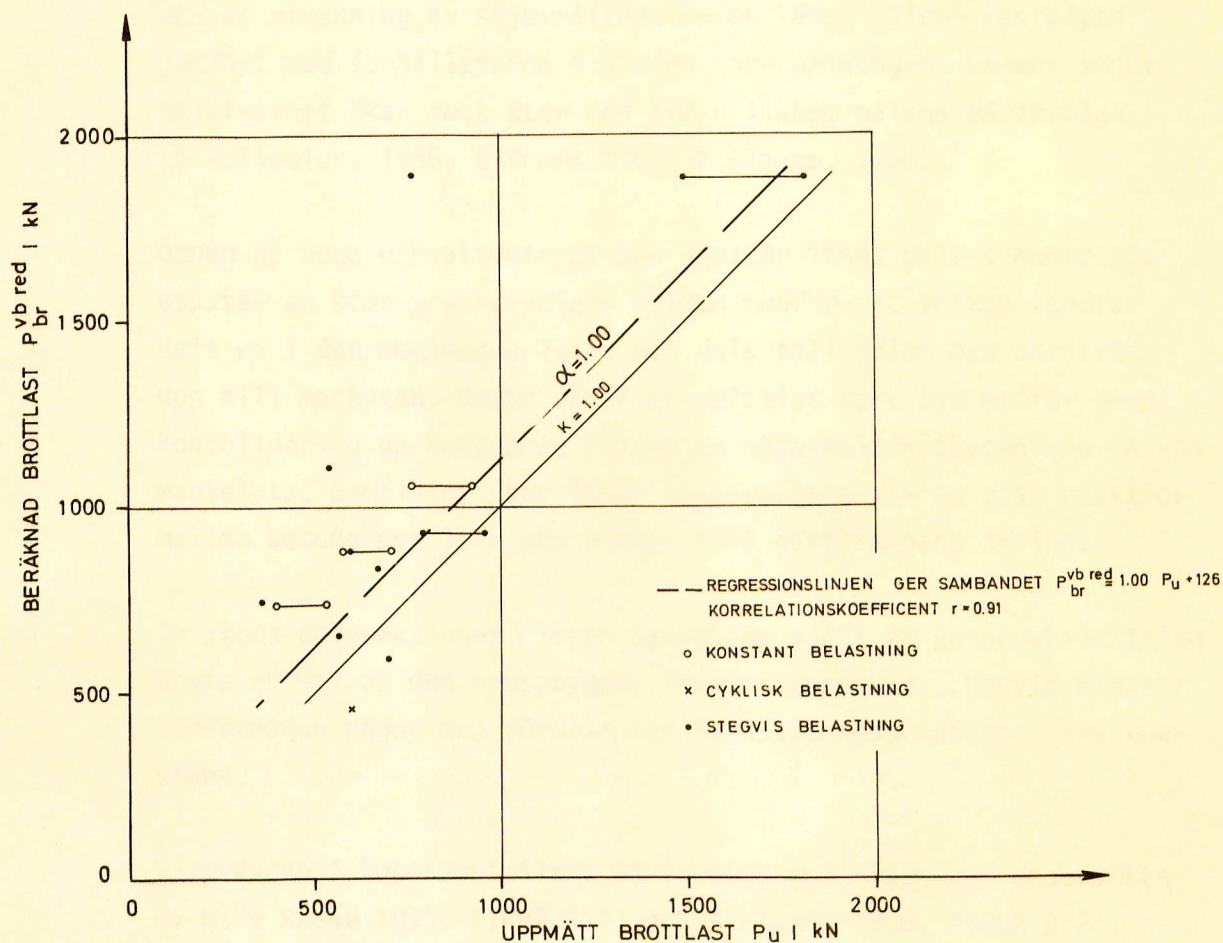
Som framgår av diagram i FIGUR 9:15 ligger, trots korrektion för manteladhesion och högt finlekstal, ett stort antal mätvärden över den linje som anger att den beräknade brottlaster är lika med den uppmätta. Detta innebär att man trots utförda korrektioner överskattar en påles bärförmåga vid beräkning efter vingborrresultat.

En jämförelse mellan FIGUR 9:14 och 9:15 visar att bärförmågan i medeltal för pålar beräknad efter reducerade vingborrresultat ger ca 15% högre värden än den som baserats på konförsök med motsvarande reduktioner. Detta förhållande kan jämföras med relationen $\tau_{fu}^{vb}/\tau_{fu}^{kon}$ i FIGUR 7:1. Resultatet tyder vidare på att skjuvhållfasthetsvärden bestämda med fältvingborr bör reduceras med ytterligare 10 å 20% vid beräkning av kohesionspålers bärförmåga. Det är också av intresse att notera att regressionslinjens lutning i FIGUR 9:14 och 9:15 är 1,0 vid beräkningar baserade på vingborrförsök och 0,89 för konförsöken vilket antyder att beräkningar baserade på vingborrförsök skulle ge en mer korrekt uppfattning om långa pålers bärförmåga förutsatt att rätta korrektionsfaktorer kan ansättas.



FIGUR 9:14 Beräknad brottlast $p_{kon\ red}$ som funktion av uppmätt brottlast P_u . Vid beräkning av $p_{kon\ red}$ har reduktionsfaktorer för finlekstal och manteladhesion använts.

FIGURE 9:14 The calculated ultimate pile load evaluated from the reduced fall-cone shear strength as a function of the measured ultimate pile load P_u . The calculated ultimate load includes reductions for the liquid limit and pile-clay adhesion.



FIGUR 9:15 Beräknad brottlast $P_{br}^{vb red}$ som funktion av uppmätt brottlast P_u . Vid beräkning av $P_{br}^{vb red}$ har reduktion för finlekstal och lägre manteladhäsion använts. Där provbelastning av pälarna förekommit mer än en gång, har de uppmätta värdena sammanbundits med en linje.

FIGURE 9:15 The ultimate load calculated from the reduced vane test shear strength $P_{br}^{vb red}$ as a function of the measured ultimate load P_u . Reduction factors for the liquid limit and pile-clay adhesion have been applied. Where more than one test has been carried out the results have been joined by a line.

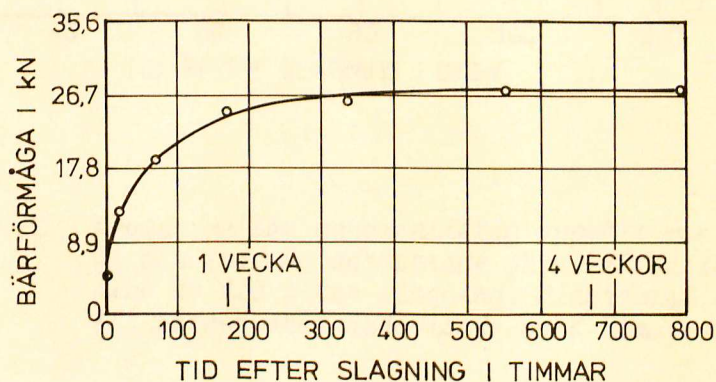
9.2 Bärförmågans ökning med tiden

Vid slagning av pålar i lera erhålls en ökning av porvattentrycket och en minskning av skjuvhållfastheten längs pålens mantelyta jämfört med förhållandena i jorden före pålningen. Lerans skjuvhållfasthet ökar dock åter med tiden liksom pålens bärförmåga. (B Fellenius, 1955, B Broms 1965, K Flaate, 1968).

Genom de höga porvattentryck som uppstår längs pålens mantelyta uppstår en stor tryckgradient vilken medför att vatten vandrar dels ut i den omgivande leran och dels till pålen och därifrån upp till markytan. Redan efter en relativt kort tid medför denna konsolidering en betydande ökning av skjuvhållfastheten vid pålens mantelyta. Samtidigt sker längs betongpålars yta en viss reaktion mellan betong och lera som bidrar till bärförmågans ökning.

Om stora deformationer i leran åstadkoms vid t ex en provbelastning bryts en del av den nyuppbbyggda lerstrukturen ner. Härvid minskar bärförmågan något men förblir vid fortsatt nedpressning nära konstant.

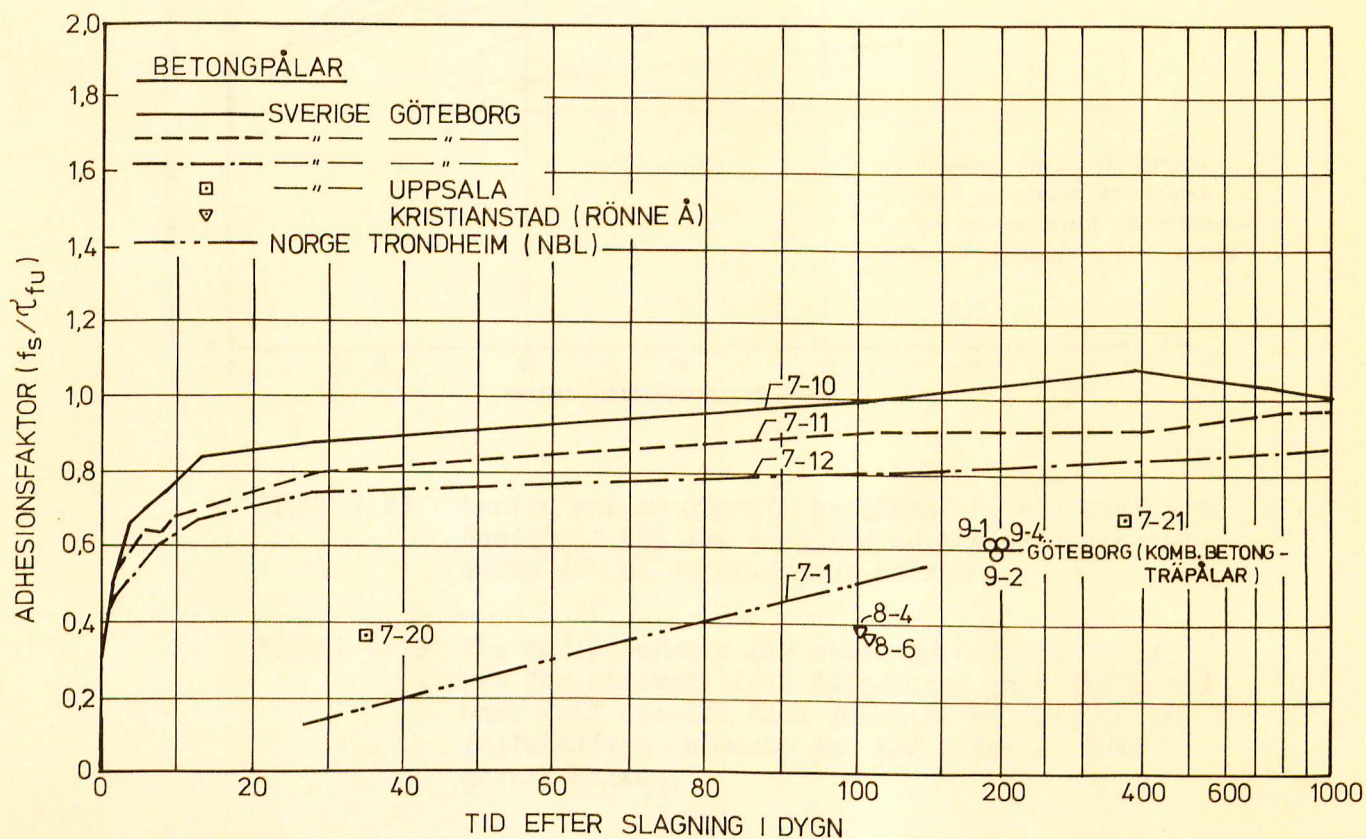
Tillväxten i kohesionspålars bärförmåga med tiden har undersökts av bl a Reese 1955, FIGUR 9:21 och K Flaate 1968, FIGUR 9:22.



FIGUR 9:21 *Bärförmågans ökning med tiden enligt Reese (1955) på stålspålar.*

FIGURE 9:21 *The bearing capacity increase with time for steel piles according to Reese (1955).*

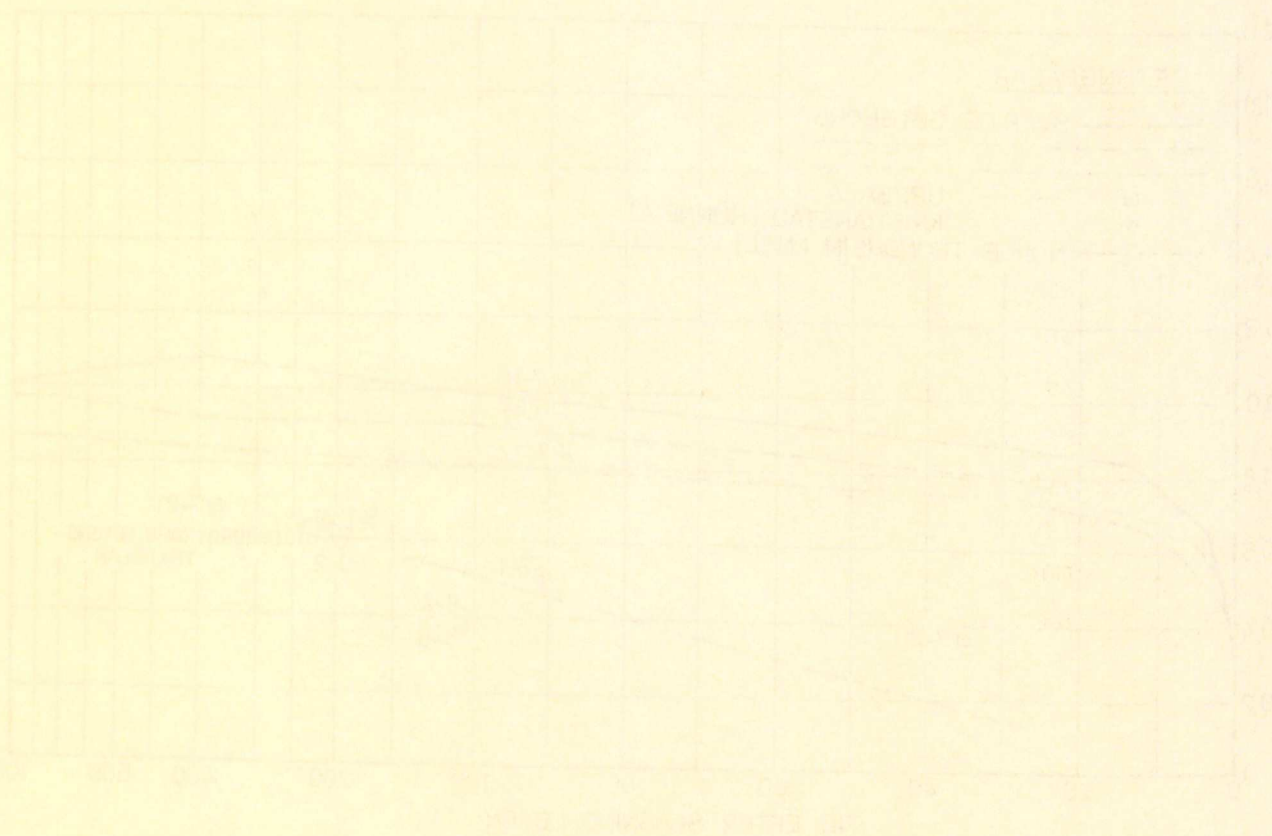
Reese undersökningar visar att bärförmågan inte ökar efter ca 2 veckors rekonsolidering medan Flaates undersökningar visar att man kan få en betydande tillväxt också efter denna tid. Skillnaden kan möjligen förklaras av att stålspålar normalt har mindre tvärsnittsarea än betongspålar varför de genererade portrycken inte blir så stora vid slagning av stålspålar.



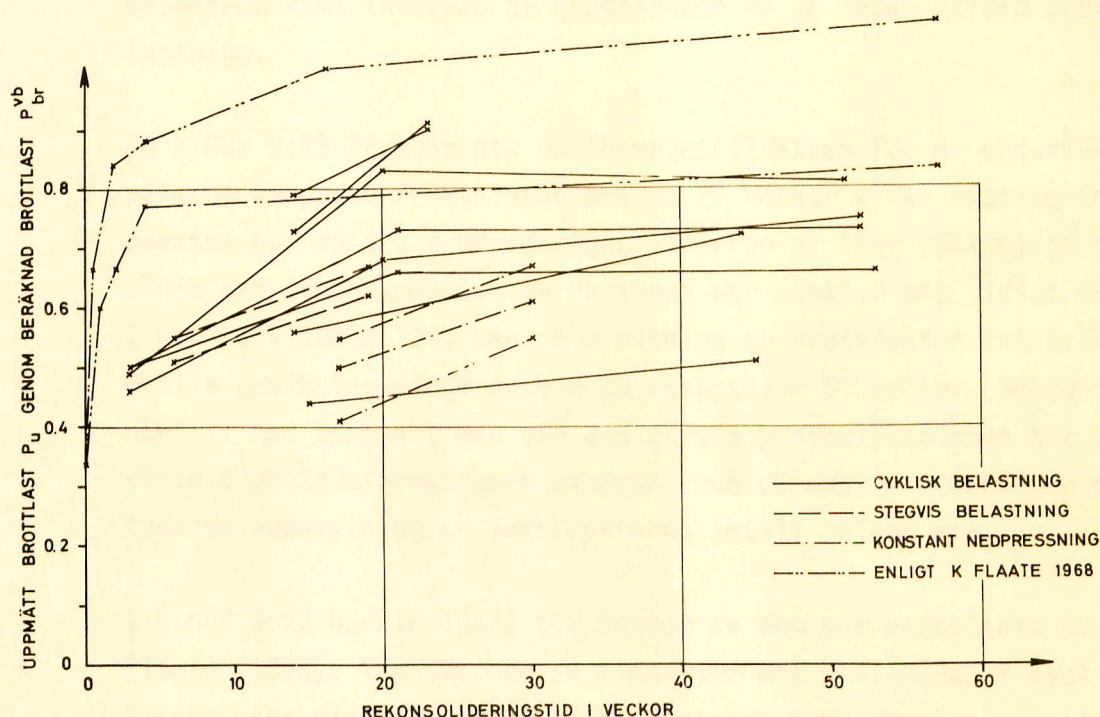
FIGUR 9:22 Kvoten mellan genomsnittlig uppmätt manteladhesion f_s och jordens odränerade skjuvhållfasthet som funktion av tid efter slagning. Diagrammet avser resultat för betongspålar redovisade av K Flaate 1967-1968.

FIGURE 9:22 The ratio between the average measured pile-clay adhesion f_s and the undrained shear strength as a function of time after pile driving. These results, for concrete piles, were compiled by K Flaate 1967-1968.

The first part of the paper is devoted to a general discussion of the problem of the existence of solutions of the system of equations (1) for arbitrary values of the parameters $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon, \zeta, \eta, \theta, \iota, \kappa, \lambda, \mu, \nu, \xi, \pi, \rho, \sigma, \tau, \upsilon, \phi, \chi, \psi, \omega, \kappa, \lambda, \mu, \nu, \xi, \pi, \rho, \sigma, \tau, \upsilon, \phi, \chi, \psi, \omega$.



The second part of the paper is devoted to a detailed analysis of the results obtained in the first part. It is shown that the system of equations (1) has a unique solution for arbitrary values of the parameters $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon, \zeta, \eta, \theta, \iota, \kappa, \lambda, \mu, \nu, \xi, \pi, \rho, \sigma, \tau, \upsilon, \phi, \chi, \psi, \omega$.



FIGUR 9:23 Kvoten mellan uppmätt brottlast P_u och beräknad brottlast P_{vb} som funktion av rekonsolideringstiden för de nu studerade pålarna.

FIGURE 9:23 The ratio between the measured ultimate load P_u and the ultimate load calculated from the field vane test results as a function of time after installation in weeks for the piles in this investigation.

I FIGUR 9:23 visas kvoten P_u/P_{vb} som funktion av rekonsolideringstiden för de i denna rapport bearbetade försöken. Jämförelsen har utförts för att ge en uppfattning om brottlastens tillväxt med konsolideringstiden, samt intensiteten i denna tillväxt.

I diagrammet återfinns endast värden för pålar som provbelastats flera gånger. Resultat från en och samma provpåle har sammanbundits med rätta linjer, vilka i verkligheten torde utgöra sekanter i en parabel, jfr Reese (1955).

Faktorer som försvårar tolkningen av sambanden är främst den ringa tillgången på upprepade provbelastningar, de olika provbelastningsmetoderna samt inverkan på brottlasten av en redan utförd provbelastning.

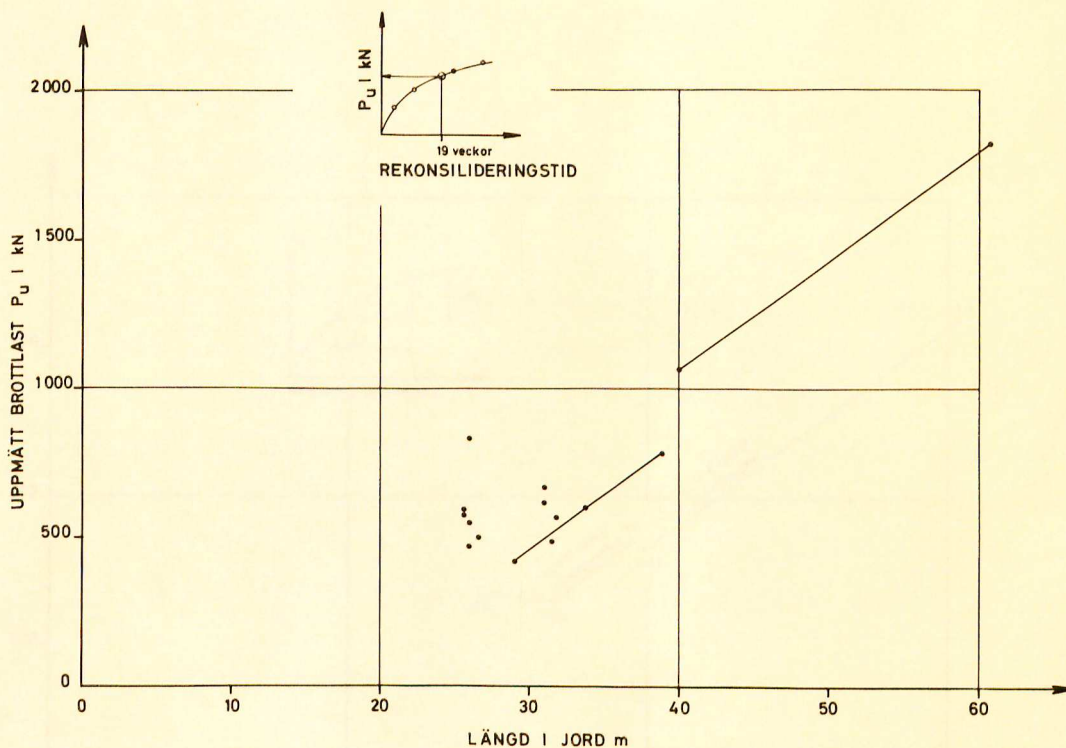
Av FIGUR 9:23 framgår att bärförmågetillväxten för de undersökta pålarna knappast är avslutad ens ca 20 veckor efter nedslagningen. Beaktas bör dock att bärförmågetillväxten ej sker rätlinjigt med tiden och att huvuddelen av ökningen har skett i ett tidigt skede. I ett fall (påle 78), har en minskning av brottlasten inträffat mellan provbelastningarna vid 20 respektive 51 veckor. Anledningen härtill kan vara att man vid den första provbelastningen har överskridit brottdeformationen avsevärt och därmed förorsakat en betydande nedbrytning av lerstrukturen intill pålens yta.

I FIGUR 9:23 har inritats två kurvor av dem som redovisats av Flaate (1968). Vid jämförelse finner man att skillnaden i kvot är ganska stor vid slutvärdet medan ökningen i bärförmåga med tiden i stort är densamma.

9.3 Bärförmågans ökning med pållängden

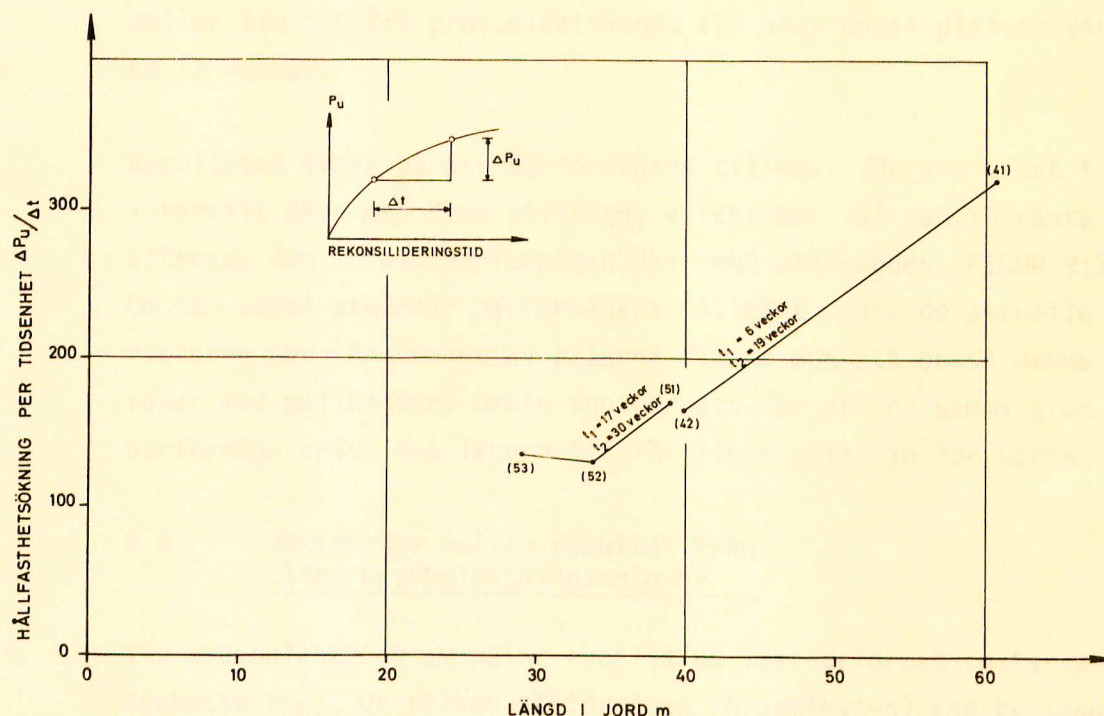
I detta avsnitt har undersökts på vad sätt pållängden inverkar på brottlasten. I FIGUR 9:31 visas P_u som funktion av pålarnas längd i jord. För att eliminera inverkan av lasttillväxten med tiden har i denna sammanställning brottlasten utvärderats för en rekonsolideringstid av 19 veckor. Detta tidsintervall har valts eftersom de flesta provbelastningarna utfördes efter denna tidsrymd. I de fall provpålarna stått nära varandra på provplatsen och där grundundersökningen är representativ för alla pålar har resultaten från en provplats sammanbundits.

Vid studium av FIGUR 9:31 ser man att en brottlast på mellan 400-700 kN erhålls vid pållängder mellan 25-34 m. Spridningen är dock relativt stor. Man bör dock liksom tidigare beakta att tre belastningsmetoder förekommer samt att ingen hänsyn har tagits till olikheterna i jordförhållanden, (τ_{fu} , W_F , S_t). Av figuren framgår också att brottlasten på en provplats kan anses öka nära rätlinjigt med pållängden, ca 35 kN/m.



FIGUR 9:31 Uppmätt brottlast P_u , vid en rekonsolideringstid av 19 veckor, som funktion av pålens längd i jord.

FIGURE 9:31 The measured ultimate load P_u 19 weeks after installation as a function of the buried pile length.



FIGUR 9:41 Bärformågens ökning ΔP_u under en tid Δt av 13 veckor som funktion av pålens längd i jord. Värden från samma provplats har sammanbundits.

FIGURE 9:41 The increase in the bearing capacity ΔP_u during a time Δt of 13 weeks as a function of the buried length of the pile. Values obtained from the same site have been joined by a line.

9.4 Bärförmågans tillväxt under en begränsad tidsperiod som funktion av pållängden

För att kunna studera bärförmågans tillväxt som funktion av pållängden, har för några fall gjorts en sammanställning i FIGUR 9:41. I denna figur har bärförmågans ökning under en tidsperiod av 13 veckor avsatts som funktion av pållängden.

Endast resultaten från provplats 4 och 5 har medtagits då tiden mellan 1:a och 2:a provbelastningen för båda dessa platser var ca 13 veckor.

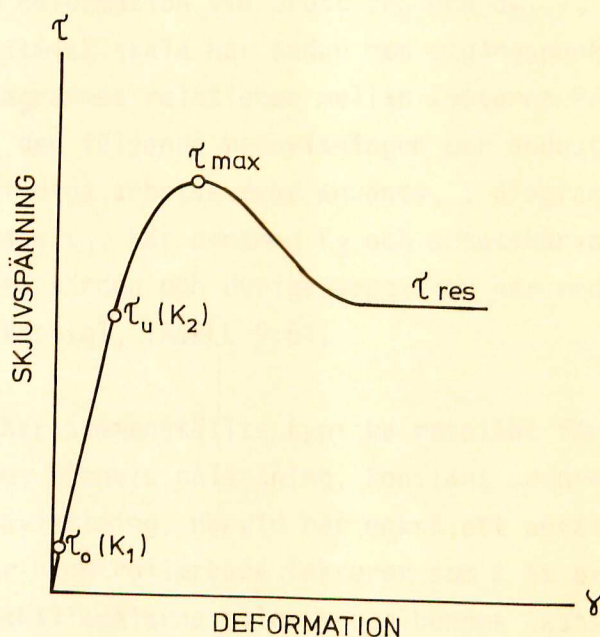
Resultaten tyder på att bärförmågans tillväxt för ett visst tidsintervall ökar med ökad pållängd, vilket man väl kan förvänta eftersom den totala bärförmågan ökar med pållängden, FIGUR 9:31. Om man också studerar bärförmågans tillväxt under de aktuella 13 veckorna per längdenhet av pålarna finner man att också denna tillväxer med pållängden. Detta innebär att för att nå samma grad av bärförmåga krävs det längre tid för långa pålar än för korta.

9.5 Jämförelse mellan resultat från olika provbelastningsmetoder

Vid provbelastning av pålar erhålls en last-deformationskurva, (arbetskurva), ur vilken bärförmågan (brottlasten) kan bestämmas. Brottlasten kan dock i vissa fall vara svår att bestämma varför olika kriterier härför har utvecklats.

I huvudsak består last-deformationskurvan för pålar i lera av två svagt krökta kurvor med ett markant maxvärde. Det kan antas att denna punkts läge endast i liten utsträckning beror på provbelastningsmetoden (Flaate 1968). Arbetskurvans form efter överskridande av detta maxvärde är däremot beroende av den hastighet med vilken lasten påförs.

Vid analys av last-deformationskurvor i lera kan tre karakteristiska punkter urskiljas enligt Kallstenius (1968), se FIGUR 9:51.



FIGUR 9:51 Skjuvspännings-deformationsdiagram, där τ_0 benämns undre kryppgräns, τ_u övre kryppgräns, τ_{max} maximal skjuvspänning, τ_{res} residualspänning (Kallstenius 1968).

FIGURE 9:51 Shear stress-deformation diagram where τ_0 is lower creep limit, τ_u upper creep limit, τ_{max} maximum shear stress, τ_{res} residual shear stress (Kallstenius 1968).

I den första fasen upp till den s k undre kryppgränsen τ_0 , vilken nedan kallas K_1 , förutsätts jorden vara rent elastisk utan krypning. Denna fas är vid pålprovbelastningar svår att definiera, varför inga resultat härifrån har redovisats. I den andra fasen, dvs i spänningsområdet τ_0 - τ_u , nedan betecknad K_1 - K_2 uppstår lokala småbrott som leder till spänningsutjämning runt pålen. I den tredje fasen, dvs när skjuvspänningen överskrider K_2 , erhålls alltid brott. Här ökar summan av delbrottytorna och minskar lerans hållfasthet. Tiden till brott beror av spänningens storlek. Efter det att brottspänningen passerats inträder en reduktion av den odränerade skjuvhållfastheten och man erhåller ett restvärde benämnt residualhållfasthet.

För att kunna jämföra olika provbelastningsmetoder har arbetskurvan för ett antal pålar omarbetats till dimensionslös form, se exempel i FIGUR 9:52. Från varje arbetskurva (provb belastning) har kraft och deformation vid brott (P_U och S_{max}), utvärderats. I dubbellogaritmisk skala har sedan med utgångspunkt från provbelastningsdiagrammet relationen mellan kvoterna P/P_U och S/S_{max} upprättats. I den följande redovisningen har endast provbelastningar med entydiga arbetskurvor använts. I diagrammen har den övre krypgränsen τ_U , här benämnd K_2 och arbetskurvas lutning a_2 bestämts. Dessa värden och övriga uppgifter har redovisats i slutet av detta kapitel, TABELL 9:51.

I FIGUR 9:53 har sammanställts typiska resultat för de olika belastningsmetoderna, stegvis pålastning, konstant nedpressning och cyklisk på- och avlastning. Härvid har också ett antal arbetskurvor medtagits, där okontrollerbara faktorer som t ex excentricitet, rörelser i mothållspålarna eller oregelbundna laststeg eller belastningshastigheter har påverkat arbetskurvan.

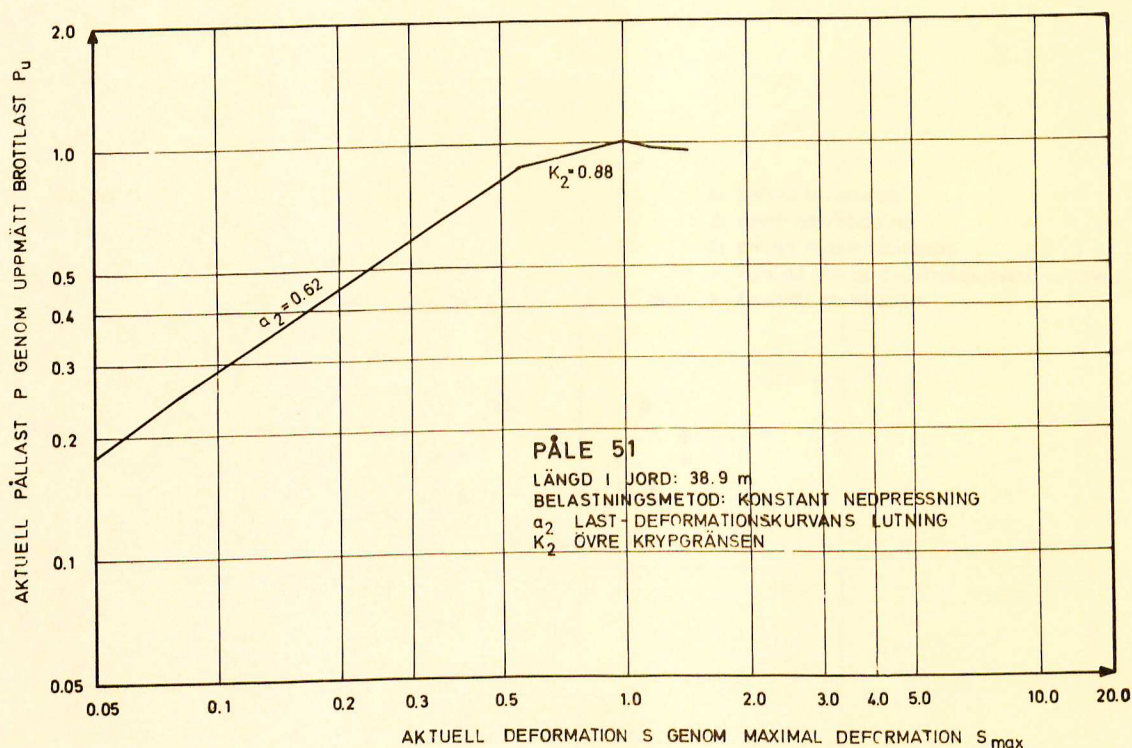
Vid tolkning av arbetskurvan framgår att för alla arbetskurvor är gemensamt att spännings-deformationsdiagrammet i dubbellogaritmisk framställning ger ett nästan rätlinjigt samband upp till den övre krypgränsen (K_2). För de olika metoderna kan man notera följande olikheter.

- a) Övergången till brott är vid stegvis pålastning otydlig och övre krypgränsen K_2 ibland svår att bestämma.
- b) Vid konstant nedpressning erhålls i arbetskurvan en tydlig brytpunkt vid den övre krypgränsen, $P/P_U \approx 0,89$, därifrån övergår arbetskurvan i brottstadiet.
- c) Den cykliska belastningsmetoden ger de mest spridda värdena och variationen i arbetskurvornas utseende är stor. Detta kan förklaras av själva belastningsproceduren som kan medföra att redan små variationer i varje lastcykel ger ett markant utslag i spännings-deformationsdiagrammet. Den övre krypgränsen ligger vid 0,87 men nås i många fall redan vid relativt små deformationer.

För att lättare kunna bedöma inverkan av belastningsmetoderna på spänningsdeformationsdiagrammet har de karakteristiska faktorerna K_2 och a_2 avsatts mot medel skjuvhållfastheten längs pålens mantelyta som den mätts med vingborr ($\tau_{f_{um}}^{vb}$) i FIGUR 9:53.

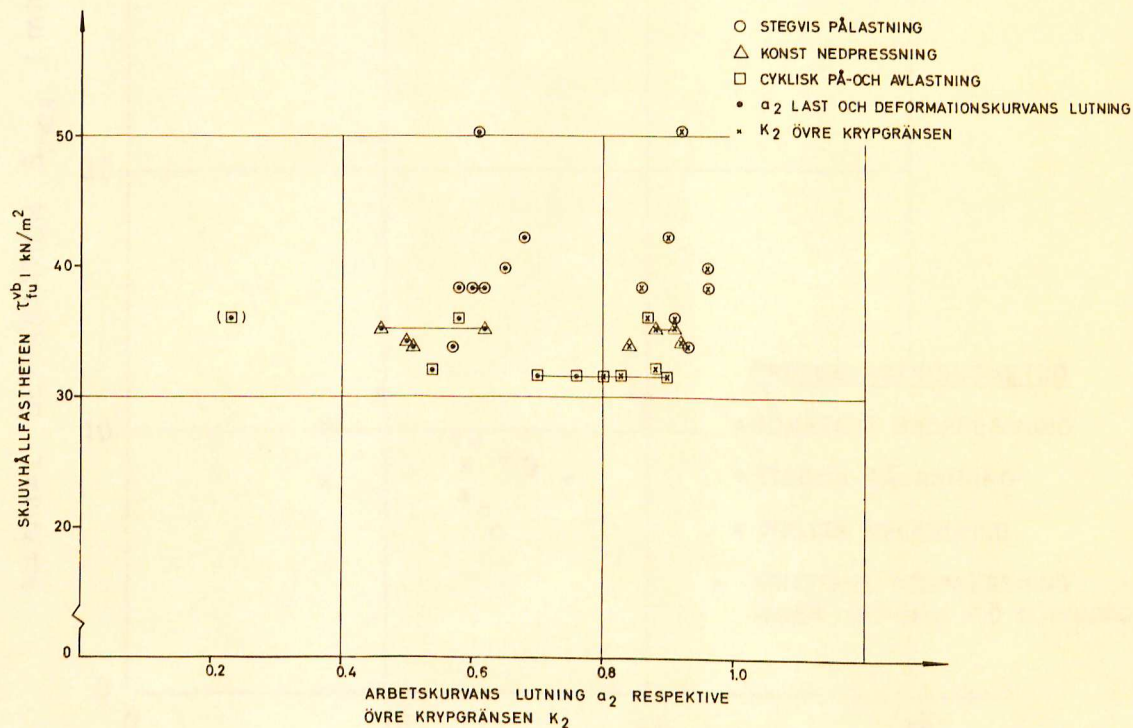
Pålastningslinjens lutning är då störst vid cyklisk belastning, (0,66) och minst för konstant nedpressning (0,52). Last-deformationskurvans lutning har också en tendens att öka vid ökad skjuvhållfasthet. Den övre kryppgränsen ligger för stegvis pålastning högst (0,91) och lägst för cyklisk belastning (0,87). Även om inverkan av felkällor är stor är variationerna i den övre kryppgränsen liten (jfr TABELL 9:51). Det finns således vissa mindre skillnader mellan resultat som erhålls med de olika provningsmetoderna.

Då pålens sammantryckning vid belastning ökar med pållängden har i FIGUR 9:54 gjorts en sammanställning av brottdeformationerna som funktion av pållängden. Vid studium av diagrammet kan det noteras att den cykliska belastningsmetoden ibland ger större deformation vid brottlast än de övriga metoderna. Ser man enbart på pålar provade med stegvis pålastning kan man se en ökning av brott-deformationen med ökad pållängd vilket styrker förekomsten av progressivt brott längd pålens mantelyta.



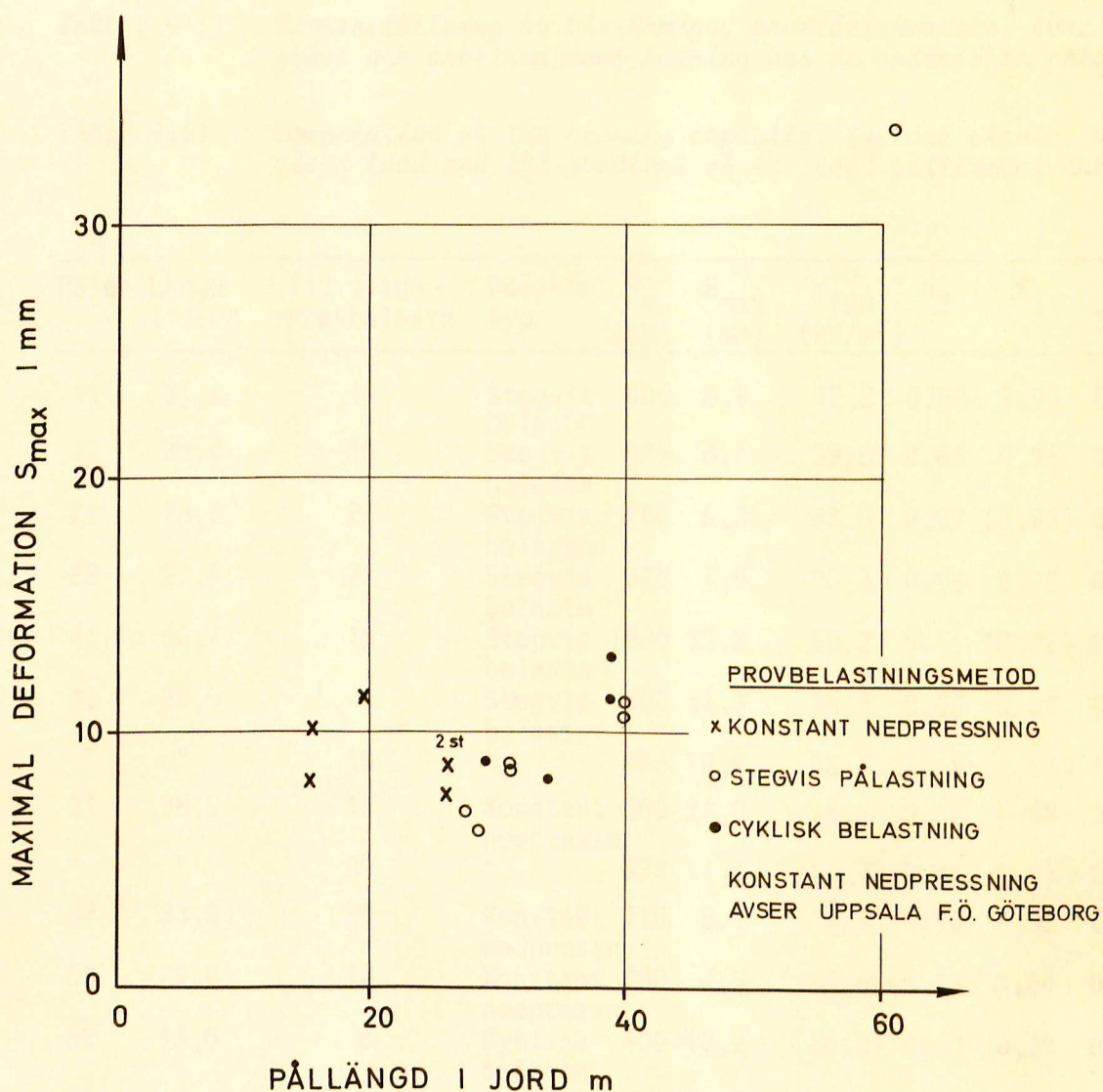
FIGUR 9:52 Aktuell pålast P genom uppmätt brottlast P_u som funktion av aktuell deformation S genom maximal deformation S_{max} . P antar alla värden mindre än P_u , varvid motsvarande deformation är S . S_{max} motsvarar deformationen vid brottlasten P_u . Deformationen S avser pålhuvudets sjunkning.

FIGURE 9:52 The working pile load P ($<P_u$) divided by the measured ultimate load P_u as a function of the working deformation S divided by the maximum deformation S_{max} . The deformation S is measured at the head of the pile and S_{max} represents the deformation at P_u .



FIGUR 9:53 Den odränerade skjuvhållfastheten τ_{vu}^{vb} bestämd med vingborr som funktion av dels last-deformationskurvans lutning a_2 dels övre kryppgränsen K_2 .

FIGUR 9:53 The undrained shear strength τ_{vu}^{vb} evaluated from field vane tests as a function of the slope of the load-strain curve a_2 and the upper field load K_2 .



FIGUR 9:54 Brottd deformation S_{max} som funktion av pålängd i jord. Markeringar för olika belastningsmetoder har använts.

FIGURE 9:54 Settlement at ultimate load S_{max} as a function of the buried pile length. Symbols for different methods of loading are shown.

TABELL 9:51 Sammanställning av bärförmåga, brottdeformation, övre krypgräns och arbetskurvans lutning hos de undersökta pålarna.

TABLE 9:51 Compilation of the bearing capacity, failure strain, upper yield load and the gradient of the load settlement curve.

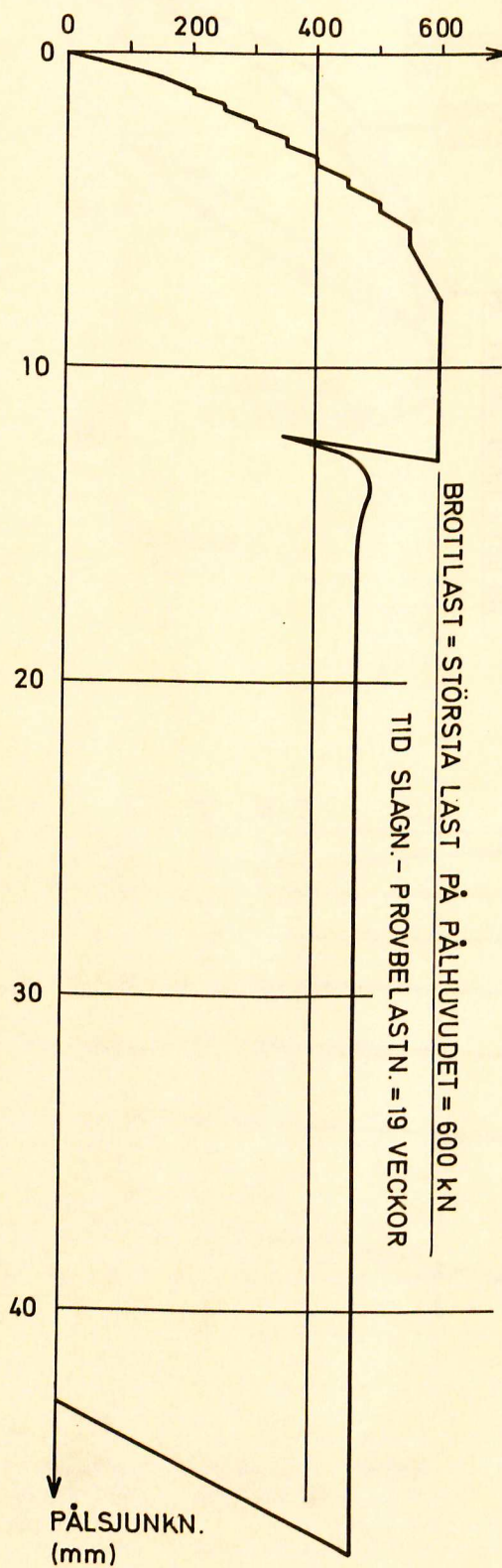
Påle	Längd i jord	Tid slagn - Provb belastn	Belastn typ	P_u (kN)	S_{max} (mm)	τ_{fub}^{vb} (kN/m ²)	a_2	K_2	$\frac{S_2}{S_{max}}$
11	31,0	19	Stegvis belastn	600	8,9	42,2	0,68	0,90	0,58
12	31,0	19	Stegvis belastn	670	8,7	39,8	0,65	0,96	0,62
21	28,3	22	Stegvis belastn	700	6,3	33,8	0,57	(0,93)	0,74
22	27,6	22	Stegvis belastn	570	7,0	38,3	0,58	0,96	0,85
41	60,7	19	Stegvis belastn	1820	33,8	50,3	0,61	(0,92)	0,85
42	39,9	6	Stegvis belastn	800	11,3	38,3	0,62	0,86	0,72
"	"	19	"	965	10,6	38,3	0,60	(0,86)	0,73
51	38,9	17	Konstant nedpressn	760	13,0	35,2	0,62	0,88	0,57
"	"	30	"	930	11,4	35,2	0,46	0,91	0,75
52	33,8	30	Konstant nedpressn	710	8,2	34,2	0,50	0,92	0,67
53	29,0	17	Konstant nedpressn	400	9,0	33,8	0,51	0,84	0,38
62	15,6	8	Cyklisk belastn	400	10,2	(36,0)	0,23	0,91	0,50
63	19,4	9	Cyklisk belastn	520	11,4	(36,0)	0,58	0,87	0,56
64	15,4	9	Cyklisk belastn	400	8,0	(32,0)	0,54	0,88	0,42
73	26,0	3	Cyklisk belastn	375	8,8	31,5	0,70	0,83	0,60
"	"	21	"	550	8,8	31,5	0,80	0,80	0,50
"	"	52	"	550	7,6	31,5	0,76	0,90	0,48

10 Litteraturförteckning

- | | |
|---|--|
| Kaare Flaate: | Baerevnen av friksjonspeler i leire (1968) |
| Bengt Broms: | Beräkning av vertikala pålars bärförmåga (1965) |
| IVA:s Pålkommission: | Särtryck och preliminära rapporter nr 11
(andra omarbetade upplagan, 1971)
Särtryck och preliminära rapporter nr 16 (1969) |
| Sven Hansbo: | A new Approach to the determination of the shear strength of clay by the fall cone test (1957) |
| Aleksander Vesič: | Bearing capacity and settlement of foundations (1967) |
| Torstens Kallstenius: | Studies on clay samples taken with standard piston sampler (1963) |
| Torsten Kallstenius: | Deformationer i jord Väg- och Vattenbyggaren nr 8 (1968) |
| Benny Andersson och
Lars G Eriksson: | Kohesionspålars verkningssätt
Examensarbete i geoteknik nr 9 71/6 (1972) |

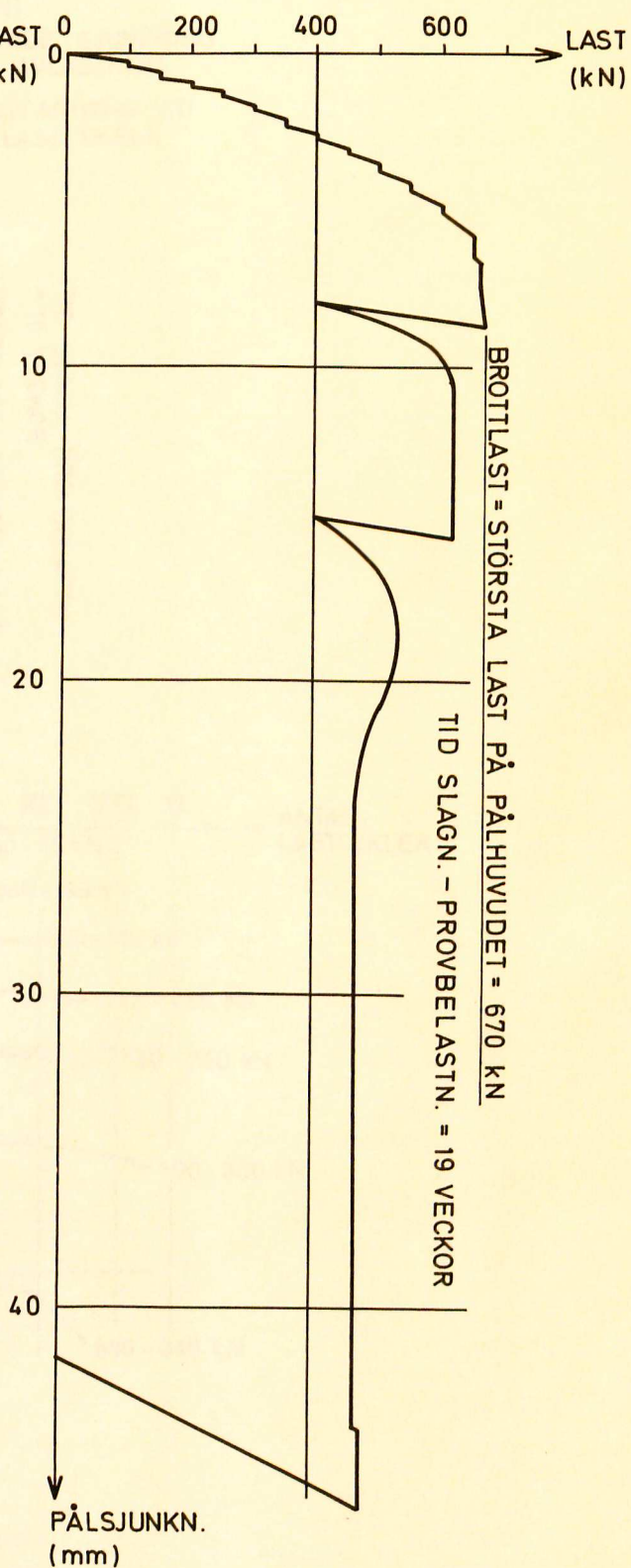
PROVPÅLE 11

BTG 25×25 cm
LÄNGD I JORD = 31.0 m



PROVPÅLE 12

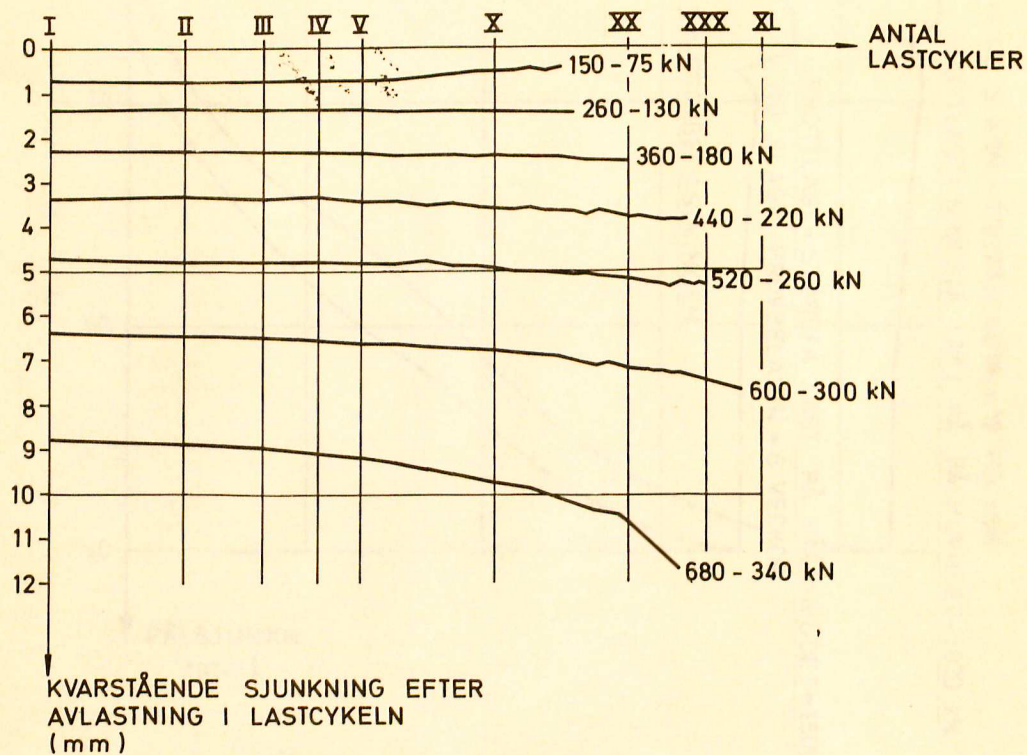
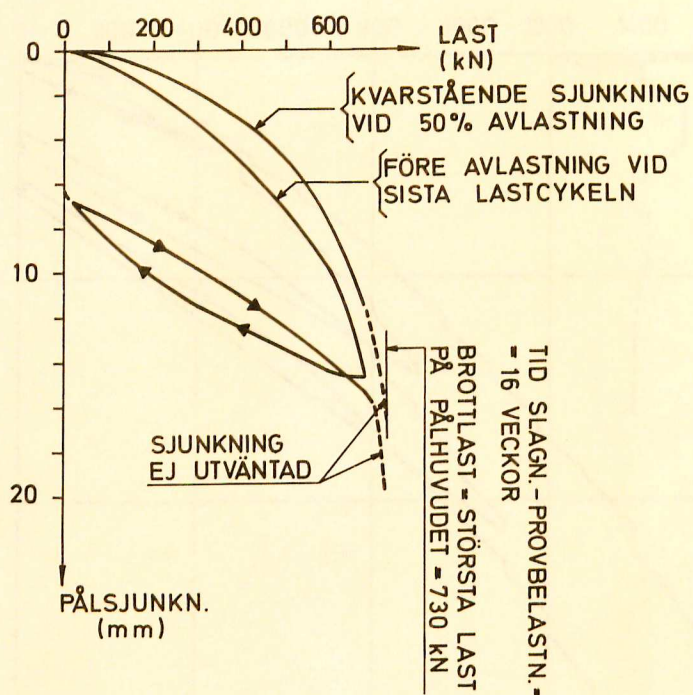
BTG 25×25 cm
LÄNGD I JORD = 31.0 m



PROVPÅLE 31

BTG 25 × 25 cm

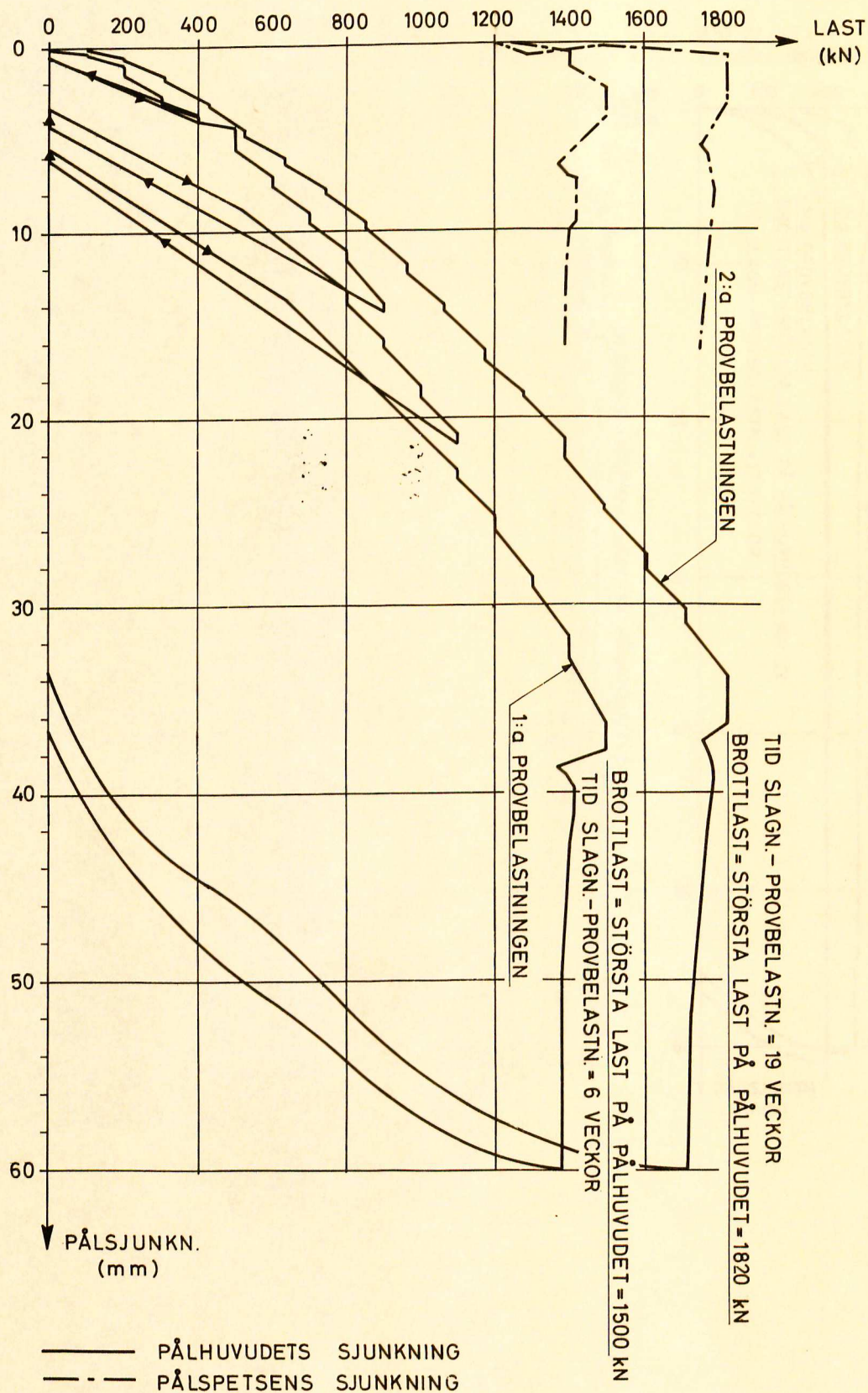
LÄNGD I JORD 25.0 m



PROVPÅLE 41

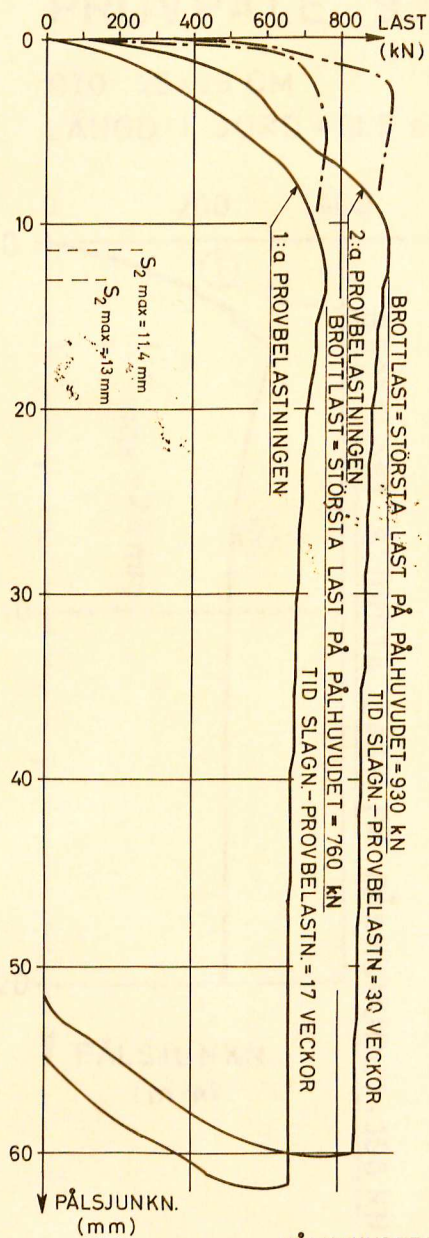
BTG 25×25 cm

LÄNGD I JORD = 60.7 m



PROVPÅLE 51

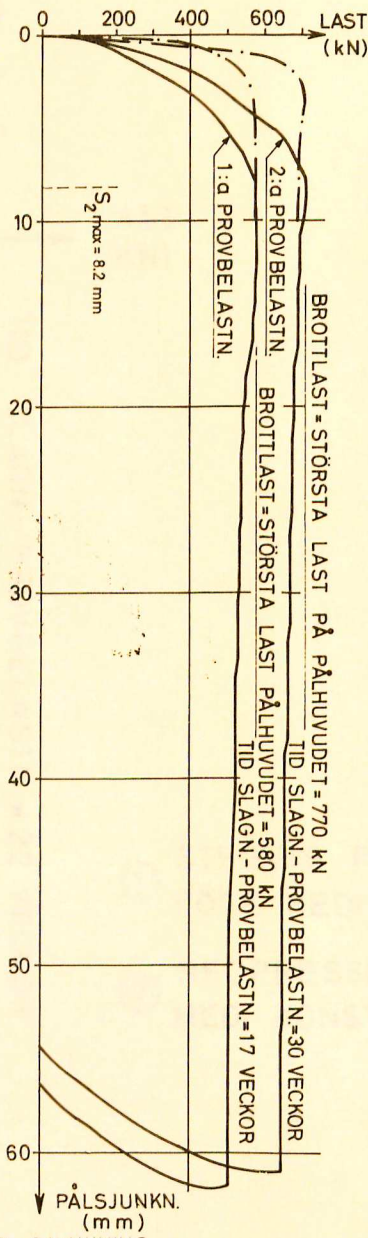
BTG 27*27 cm
LÄNGD I JORD 38.94 m



— PÅLHUVUDETS SJUNKNING
- - - PÅLSPETSENS SJUNKNING
① TEKNISKT MISSÖDE

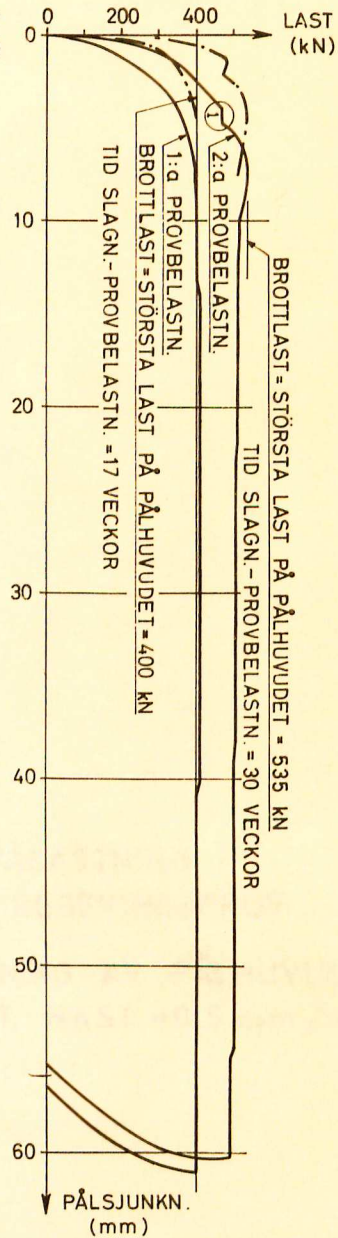
PROVPÅLE 52

BTG 27*27 cm
LÄNGD I JORD = 33.83 m



PROVPÅLE 53

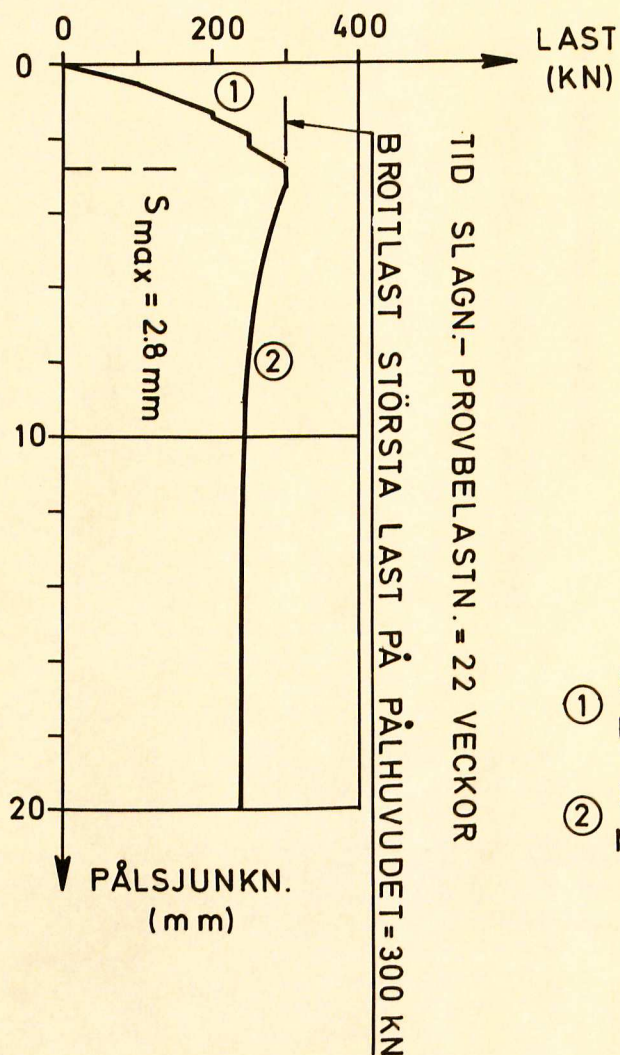
BTG 27*27 cm
LÄNGD I JORD = 28.99 m



PROVPÅLE 93

BTG 25 × 25 CM

LÄNGD I JORD = 21.5 m

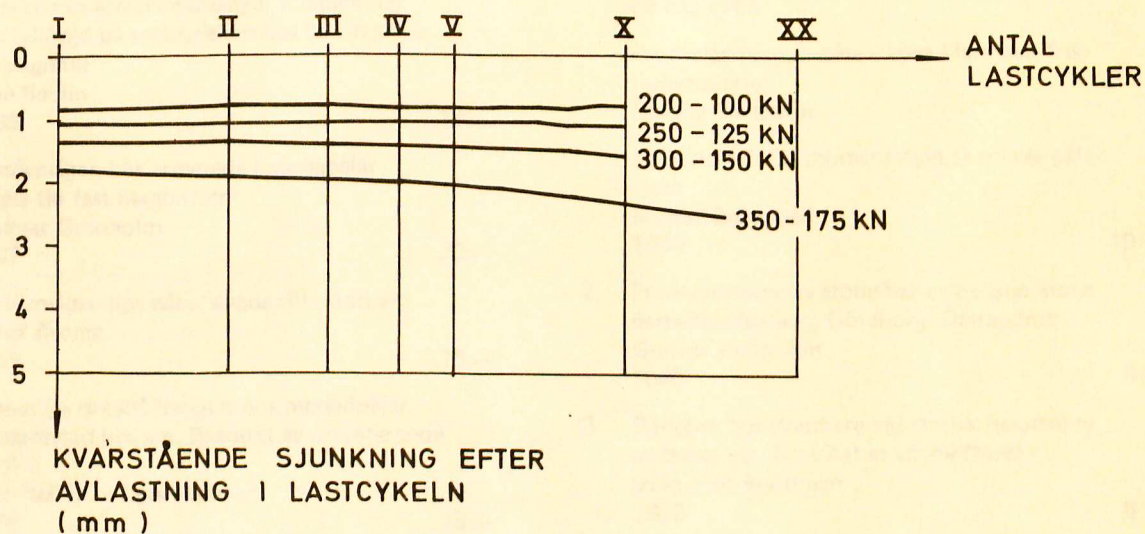
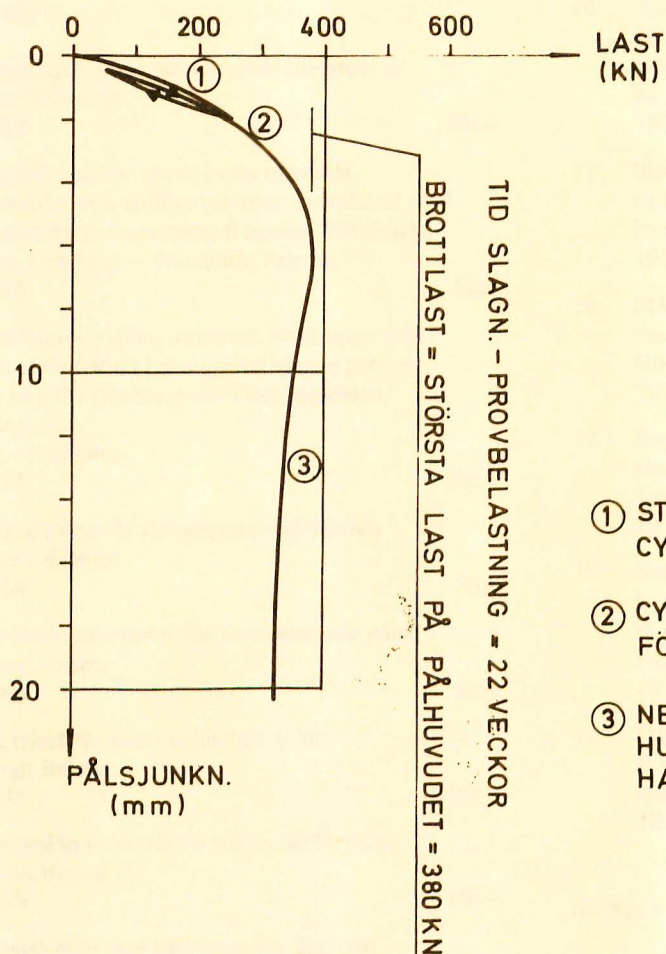


- ① STEGVIS PÅLASTNING
FÖRE NEDPRESSNINGSPROV
- ② NEDPRESSNING AV PÅLHUVUDET
MED KONST, HAST. = 0.5 mm/min

PROVPÅLE 94

BTG 25 * 25 cm

LÄNGD I JORD = 26.6 m





Utgivna handlingar

Meddelanden

- | | | |
|----|--|------|
| 1 | Slagningsprov av pålskor med bergdubbar
Bror Fellenius
1963 | 10:— |
| 2 | Provpålning för broar inom blivande
Olskroks- och Gullbergsmoten i samband med
byggande av Europaväg 6 genom Göteborg
Bror Fellenius — Waldemar Pejrud
1964 | Slut |
| 3 | Jämförelse mellan moment, krökningsradie
och sprickvidd i betongpålar slagna genom
lös lera till släntberg vid Tingstadsdelen,
Göteborg
Bror Fellenius
1964 | 10:— |
| 4 | Pålprovning för järnvägsbro vid Vännäs
Bror Fellenius
1964 | Slut |
| 5 | Beräkningsmetoder för sidobelastade pålar
Bengt Broms
1965 | Slut |
| 6 | Brottlast för snett belastade pålar
Bengt Broms
1965 | 10:— |
| 7 | Beräkning av vertikala pålars bärförmåga
Bengt Broms
1965 | 10:— |
| 8 | Provpålning mot släntberg vid Skansen
Lejonet, Göteborg
Waldemar Pejrud
1965 | 25:— |
| 9 | Inverkan av armeringsmängd, förspänning
och fallhöjd på sprickrisken hos betongpålar
vid slagning
Sven Sahlin
1965 | 15:— |
| 10 | Bärförmågan hos armerade betongpålar
slagna till fast bergbotten
Hjalmar Granholm
1967 | 20:— |
| 11 | Bärförmågan hos pålar slagna till släntberg
Bengt Broms
1965 | 15:— |
| 12 | Dynamisk draghållfasthet hos modellpålar
av oarmerad betong. Resultat av orienterande
försök
Sven Sahlin — Lars Hellman
1966 | 15:— |
| 13 | Pålgruppers bärförmåga
Bengt Broms
1967 | 10:— |
| 14 | Påkänningar, sprickbildning och utmattning
vid slagning av armerade modellpålar av
betong
Bo Göran Hellers — Sven Sahlin
1971 | 30:— |
| 15 | Bärförmåga hos släntberg vid statisk belastning
av bergspets. Resultat av modellförsök
Sven-Erik Rehnman
1968 | 15:— |
| 16 | Stålpålars bärförmåga. Resultat av fältförsök
med lätta slagdon
Gunnar Fjellkner
1970 | 30:— |
| 17 | Bergdubbens hållfasthet. Resultat från
statiska belastningsförsök
Sven-Erik Rehnman
1970 | 20:— |
| 18 | Negative skin friction on long piles in clay.
I. Results of a full scale investigation
II. General views and design recommendations
Bengt H Fellenius
1971 | 30:— |
| 19 | Damping of stress waves in piles during
driving. Results from field tests
Gunnar W Fjellkner — Bengt B Broms
1972 | 30:— |
- Särtryck och preliminära rapporter*
- | | | |
|---|---|------|
| 1 | Allowable bearing capacity of initially bent
piles
Bengt Broms
Referat från pålkommitténs informationsdag
25 okt 1965 | |
| | Provbelastning av påle slagen i lera och frik-
tionsmaterial
Gunnar Hellström | |
| | Knäcklasten för momentstyvt skarvade pålar
i lera
Krister Cederwall
1965 | 10:— |
| 2 | Provbelastning av stödpålar av betong inom
östra Nordstaden, Göteborg. Delrapport
Gunnar Hellström
1965 | 5:— |
| 3 | Bärighet hos släntberg vid statisk belastning
av bergspets. Resultat av modellförsök
Sven-Erik Rehnman
1966 | 5:— |
| 4 | Om påslagning och pålbärighet (Informa-
tionsdagen 14/11 1966)
1967 | Slut |

- | | |
|---|--|
| <p>5 Resultat av pålprovning vid Göteborg C
Bror Fellenius 1955
(omtryckt 1967) 20:—</p> <p>6 Om stoppslagning av stödpålar
Lars Hellman
1967 5:—</p> <p>7 Undersökning med syfte att uppställa stopp-
slagningsregler för stålpålar slagna med tryck-
lufthammare. Delrapport I.
Gunnar Fjellkner
1967 Ersatt av Medd 16</p> <p>8 Industriell tillverkning av betongpålar
Kajsa Sundberg — Arne Forsell
1968 10:—</p> <p>9 Digitalisering av stötvågmätningar.
Delrapport I
Lennart Vilander
1968 5:—</p> <p>10 Stoppslagning av stålpålar med lätta slagdon
(trycklufthammare). Delrapport II
Gunnar Fjellkner
1968 Ersatt av Medd 16</p> <p>11 Förslag till anvisningar för pålprovning och
enkel provbelastning. (Andra omarbetade
upplagan)
1970 20:—</p> <p>12 Tillåtna laster på långa stödpålar av betong
i östra Nordstaden, Göteborg. Slutrapport
Gunnar Hellström
1969 15:—</p> <p>13 Kvarstående förspänningskraft i slagna
betongpålar. Undersökning av pålar från
grunden till Silo 68, Köping
Bo-Göran Hellers
1968 5:—</p> <p>14 Föredrag vid Halmstad Järnverks armerings-
dag 17/11 1967
Bengt Broms — Gunnar Sundberg —
Per Möller — Thorild Blomdahl
1968 5:—</p> <p>15 Statistik över antal slagna pålmeter 1962
och 1966
1968 Ersatt av SPR 30</p> <p>16 Friktionspålers bärförmåga. En studie av
utförda provbelastningar
Sven Hultsjö — Jan Svensson
1969 25:—</p> <p>17 Ett program för beräkning av stötvågsför-
loppet vid friktionspålning. Delrapport II
Lennart Vilander
1969 15:—</p> <p>18 Pålkraftmätare
Bengt H Fellenius — Thomas Haagen

Negative skin friction for long piles driven
in clay
Bengt H Fellenius — Bengt Broms
1969 15:—</p> | <p>19 Datorberäkning av stötvågsförlopp i pålar
medelst variation av modellparametrar.
Delrapport III
Lennart Vilander
1969 15:—</p> <p>20 Nya pålnormer. Föredrag vid informations-
möte 25/4 1969
Göte Åström — Per Sahlström — Erik Sandegren
1969 Slut</p> <p>21 Negative skin friction on piles in clay.
A literature survey
Bengt H Fellenius
1969 20:—</p> <p>22 Deformationsegenskaper hos slagna betong-
pålar
Bengt H Fellenius — Torsten Eriksson

Friktionspålers bärförmåga. Resultat från
fältförsök i Kanada
Bengt H Fellenius
1969 20:—</p> <p>23 Pålers bärförmåga i elastiskt medium under
hänsynstagande till egenspanningar i pål-
materialet
Stig Bernander
1969 20:—</p> <p>24 IVA:s Pålkommission 1959—1969. Uppsatser
utgivna i samband med Pålkommissionens
tioårsjubileum
1969 20:—</p> <p>25 Statistik över antal slagna pålmeter år 1962,
1966 och 1968
1969 Ersatt av SPR 30</p> <p>26 Föredrag vid Pålkommissionens jubileums-
möte den 20 november 1969

Den norske pelekommittés arbeide
Kaare Flaate

Aktuella forskningsbehov inom pålnings-
området
Bengt Broms
1970 20:—</p> <p>27 Rapport från en resa till Mexiko, USA,
Kanada och England 23.8—13.9 1969
Bengt H Fellenius
1970 20:—</p> <p>28 Mätning av fallhejares anslagshastighet vid
pålslagning
Karl-Erik Sundström
1970 15:—</p> <p>29 Studier av en friktionspåles verkningsätt
Åke Nilsson — Torbjörn Winqvist
1971 25:—</p> <p>30 Statistik över antal slagna pålmeter 1962,
1966, 1968 och 1970
1971 Ersatt av SPR 38</p> |
|---|--|

31	Friktionspålning för brostöd nr 2 vid Albysjön, tunnelbana 2 SV, Botkyrkabanan Sven-Erik Rehnman 1971	25:—	42	Pålar i lera. En geoteknisk återblick med speciell anknytning till Göteborgs-förhållanden Bror Fellenius 1974	15:—
32	Aktuellt forskningsbehov för pålområdet i Sverige i juni 1971 Ulf Bergdahl 1971	15:—	43	Jordundanträngning vid påslagning — resultat av modellförsök Rainer Massarsch 1974	20:—
33	Sättningar vid pålning olika djupgrundläggningsmetoder Intryck från pålkonferens 1972	20:—	44	Pålning för Silo 68 i Köping. En redovisning av mätresultat Ulf Bergdahl — Åke Nilsson 1974	20:—
34	On the bearing capacity of driven piles 1972	20:—	<i>Rapporter</i>		
35	Load testing of piles according to the polish regulations B K Mazurkiewicz 1972	15:—	45	Aktuellt forskningsbehov för pålområdet i Sverige 1974 Ulf Bergdahl 1974	20:—
36	Undersökning av konventionell slagdyna. Beräkningsanalyser och beräkningsresultat för olika fall Martti Laine 1972	15:—	46	»Root-piles» Small-diameter injected borepiles Anton Frank 1975	15:—
37	Approximativ bestämning av böjstyvheten i ett förspänt, delvis uppsprucket betongtvärsnitt Bo-Göran Hellers 1973	15:—	47	Jordgjutna pålar — en redovisning av vanliga metoder K Rainer Massarsch 1975	30:—
38	Statistik över antal slagna pålmeter år 1962, 1966, 1968, 1970 och 1972 1973	10:—	48	Svensk statistik över antal tillverkade och slagna pålmeter åren 1962—1974 1975	20:—
39	Inventering och sammanställning av utförda böjprovningar med oskavade och skarvade betongpålar Björn Kvist — Pär Sandin 1973	20:—	49	Deformationsmätningar vid slagning av pålar nära en stenmur — resultat av stereofotogrammetriska mätningar K Rainer Massarsch — Gunnar Ivmark 1975	25:—
40	Undersökning av avklingande stötvågs utseende efter passage genom dyna med tallriksfjädrar Bo Larsson 1973	20:—	50	Pålgrundläggning i Sovjetunionen 1976	25:—
41	Om korrosion på stål, speciellt i betongpålar Bengt H Fellenius 1974	15:—	51	Soil movements caused by pile driving in clay K Rainer Massarsch 1976	50:—
<i>Övrigt</i>			52	Angelägenheten hos forskningsprojekt inom pålområdet i Sverige 1975 — enkätresultat Ulf Bergdahl — Gunnar Ivmark 1977	15:—
	Slagning och provbelastning av långa pålar. Försök i Gubbero, Göteborg. (Statens Råd för Byggnadsforskning, rapport 99)	35:—	53	Svensk statistik över antal tillverkade och slagna pålmeter åren 1962—1976 1978	20:—
	Pålningssprotokoll. Blanketter upprättade enligt Särtryck och preliminära rapporter nr 11. Block om 50 blad Pris per block	10:—	54	Pålgrupper med sidomotstånd och in-spänning Håkan Bredenberg — Bengt Broms 1978	40:—
			55	Räls pålars böjstyvhet — resultat av böjprovningar Elvin Ottosson 1979	40:—

1	...	...
2	...	...
3	...	...
4	...	...
5	...	...
6	...	...
7	...	...
8	...	...
9	...	...
10	...	...
11	...	...
12	...	...
13	...	...
14	...	...
15	...	...
16	...	...
17	...	...
18	...	...
19	...	...
20	...	...
21	...	...
22	...	...
23	...	...
24	...	...
25	...	...
26	...	...
27	...	...
28	...	...
29	...	...
30	...	...
31	...	...
32	...	...
33	...	...
34	...	...
35	...	...
36	...	...
37	...	...
38	...	...
39	...	...
40	...	...
41	...	...
42	...	...
43	...	...
44	...	...
45	...	...
46	...	...
47	...	...
48	...	...
49	...	...
50	...	...
51	...	...
52	...	...
53	...	...
54	...	...
55	...	...
56	...	...
57	...	...
58	...	...
59	...	...
60	...	...
61	...	...
62	...	...
63	...	...
64	...	...
65	...	...
66	...	...
67	...	...
68	...	...
69	...	...
70	...	...
71	...	...
72	...	...
73	...	...
74	...	...
75	...	...
76	...	...
77	...	...
78	...	...
79	...	...
80	...	...
81	...	...
82	...	...
83	...	...
84	...	...
85	...	...
86	...	...
87	...	...
88	...	...
89	...	...
90	...	...
91	...	...
92	...	...
93	...	...
94	...	...
95	...	...
96	...	...
97	...	...
98	...	...
99	...	...
100	...	...

- | | | |
|----|--|------|
| 56 | Provb belastning av friktionspålar —
En studie av olika provningsmetoder
U Bergdahl — G Hult
1979 | 40:— |
| 57 | Swedish Building Code 1975
Chapter 23.6 Pile Foundations.
Swedish Building Code 1975
Approval Rules No. 1975:8 Piles
Translated by B Broms
1979 | 40:— |
| 58 | Grävpålanvisningar
Dimensionering, utförande och kontroll
av grävda, i jorden gjutna pålar
1979 | 40:— |
| 59 | Anvisningar för provpålning med efter-
följande provbelastning
1980 | 50:— |
| 60 | Negativ mantelfriktion längs pålar
Bengt Broms
1979 | 40:— |
| 61 | Recent pile research. Activities of the
Swedish Commission on Pile Research
Bengt Broms
1980 | 40:— |
| 62 | Svensk statistik över antal tillverkade och
slagna pålmmeter åren 1962—1978
1980 | 25:— |
| 63 | Slagning av betongpålar med tryckluft-
hejare. Resultat av fältförsök i
Västerås 1973
Gunnar Fjellkner — Åke Eriksson — Håkan
Bredenberg
1981 | 40:— |
| 64 | Kohesionspålar bärförmåga
En studie av utförda provbelastningar på
kohesionspålar av betong
Ulf Bergdahl — Åke Eriksson — Ture
Nilsson
1981 | 50:— |

