

Särtryck och preliminära rapporter

Nr 2

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLEN
Institutionen för geoteknik

PROVBELASTNING AV LÅNGA STÖDPÅLAR AV BETONG

Av Gunnar Hellström



INGENIÖRSVETENSKAPSAKADEMIEN
PÅLKOMMITTÉN

**Provbelastning av stödpålar av betong
inom Östra Nordstaden, Göteborg**

Av tekn. lic Gunnar Hellström

Särtryck ur Väg- och vattenbyggaren nr 4, 1966

Provbelastning av långa stödpålar av betong inom Östra Nordstaden, Göteborg

Gunnar Hellström I avsikt att skapa underlag för en diskussion om möjligheterna till en förhöjning av nu tillåtna laster på stödpålar av betong K 500, tillverkade och slagna under god kontroll, pågår en omfattande provbelastning till brott av 65–85 m långa stödpålar. Provbelastningen genomförs i samband med projekteringen av det stora saneringsobjektet Östra Nordstaden i Göteborg, och en eventuell förhöjning av pållaster avser i första hand endast detta. Resultaten är mycket uppmuntrande och trots att tre olika fabrikat provbelastats är spridningen av brottlasten per ytenhet inte större än ungefär $\pm 10\%$ och medelbrottbelastningen så hög som 600 kg/cm^2 . Emedan resultaten torde vara av mera allmänt intresse och eftersom en etapp, korttidsbelastningen, nu är avslutad, redogör den för planeringen och genomförandet ansvarige, tekn. lic. Gunnar Hellström, AB Flygfältsbyrån, för vissa av de uppnådda resultaten. I en kommande artikel kompletteras dessa uppgifter med resultaten från långtidsbelastningen, vilken beräknas vara slutförd mot slutet av detta år.

1. Inledning

I en artikel "Saneringen i Östra Nordstaden i Göteborg" i Väg- och vattenbyggaren nr 5 1965 har civilingenjör SVR Frans Persson redovisat bakgrunden till det omfattande saneringsprojektet och även i ord och bilder skisserat det framtida färdiga projektet. Sedan dess har projekteringen intensivt fortskridit och bl a har de geotekniska förhållandena ytterligare ingående studerats.

Grundundersökningar har tidigare utförts av Göteborgs hamn, och har senare kompletterats av AB Flygfältsbyrån och Ingenjörfirman Jacobson & Widmark AB gemensamt. Undersökningarna har visat att grunden överst består av *fyllning* till varierande djup — maximalt ungefär 6 m — och därunder av *lera* till stort djup. Det antogs att leran överlagrade ett lager *friktionsmaterial*, som kunde ha en mäktighet av upp till 13 m. Antagandet baserade sig på resultaten från jordbergsonderingar. Emellertid har vid påslagningen något fastare lager med denna mäktighet inte kunnat observeras, varför man torde kunna dra den slutsatsen, att om friktionsmaterialet verkligen finns, det i så fall måste vara tämligen löst lagrat. De totala djupen till berg varierar mellan 49 och 102 m, och den totala byggnadsytan utgör ungefär $60\,000 \text{ m}^2$ eller 6 ha!

Leran är normalkonsoliderad eller svagt överkonsoliderad och har en förhållandevis hög och konstant skjuvhållfasthet vid ytan — 2 à 3 ton/ m^2 ned till 10 m djup — men därefter normalt tilltagande med djupet. Vattenhalten och sensitiviteten är normal för göteborgsförhållanden. Leran syns vara mycket homogen och några skikt av friktionsmaterial har inte påträffats.

Olika *grundläggningsmetoder* har ingående diskuterats. Den tekniskt sett säkraste metoden — stödpålning — är dock med nu tillåtna laster också den dyraste. Om emellertid en förhöjning kan anses vara motiverad i detta speciella fall, kan stödpålningensalternativet även bli ekonomiskt konkurrenskraftigt, förutsatt att inte exceptionellt omfattande

kontrollåtgärder måste vidtas. Mot denna bakgrund genomförs nu en omfattande provbelastning av tre olika fabrikanter produkter, vilka samtliga nu tilläts belastade med 60 ton enligt Göteborgs stads normer.

2. Målsättning

Ursprungligen var avsikten att man önskade studera bärigheten hos dels pålar som slagits till stopp mot berg och dels sådana som stoppat upp i det förmodade friktionslagret intill berget. På grund av att detta lager antingen praktiskt taget saknas, eller är mycket löst lagrat, måste denna del av undersökningen tyvärr utgå. Vid valet av belastningsmetodiken och omfånget av mättningsprogrammet har stor

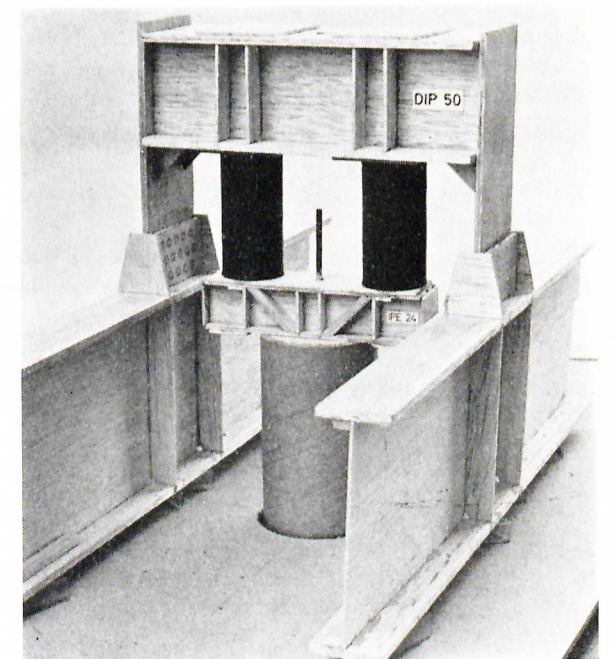


Fig 1. Modellfoto av belastningsanordningen. Mothållen är ej med på bilden. Huvudbalkarna utgörs av DIP 100.

hänsyn tagits till att så många tänkbara inverkan-
faktorer som möjligt skall kunna studeras, men
också till att belastningsprogrammet skall vara så
ekonomiskt som möjligt och därmed bli ett bidrag
till enhetliga normer för hur provbelastningar lämp-
ligen utförs. Programmet har därför utarbetats i
nära samarbete med IVA:s Pålkommitté.

De faktorer som speciellt studerats är:

Stötvägens utseende vid slagningen.

Fallhejarens anslagshastighet.

Effekten av olika hejares tyngd och utformning.

Pålens rakhet före och efter provbelastningen.

Noggrannheten i rakhetsmätning som en funktion
av olika mätinstrument och olika mätlag.

Korttids- och långtidsdeformationer i vertikal och
horisontal led i toppen, i en godtyckligt vald punkt
längs pålen samt i pålspetsen.

Den statiska pållasten vid spetsen och dess varia-
tion med tiden.

Spontväggars rörelser vid konstant statisk last
och vid upprepade på- och avlastningar.

Pålbrottets utseende.

3. Provningsplatserna

Det ursprungliga programmet omfattade slagning
och belastning av sex pålar, placerade i två grupper
om tre pålar vardera. De två grupperna ligger på ett
avstånd av ungefär 200 m från varandra.

Vid den ena platsen, Postgatan, är djupet till berg
ungefär 85 m, och bergytan lutar 1:1 till 1,5. Vid den
andra platsen, Kronhusgatan, är djupet 65 m, dvs
lika med medeldjupet för hela Östra Nordstaden,
och bergytan praktiskt taget horisontal. Pålarnas
inbördes avstånd har valts till 4 m. Genom att pålar-

na placerats på linje har avståndet till närmaste mot-
håll därigenom blivit 2 m, vilket motsvarar 6 gånger
diametern för den grövsta pålen, ett avstånd som
torde vara tillräckligt stort för att inte någon inter-
ferens mellan påle och mothåll skall behöva uppstå.

Senare har programmet utökats med ytterligare
en påle, som slagits vid Postgatan, 2 m från en tidi-
gare slagen och provbelastad påle. Denna komplette-
ring beror på att en av de sex ursprungliga pålarna
betraktades som bortslagen redan vid slagningen
och därför ersattes med en ny.

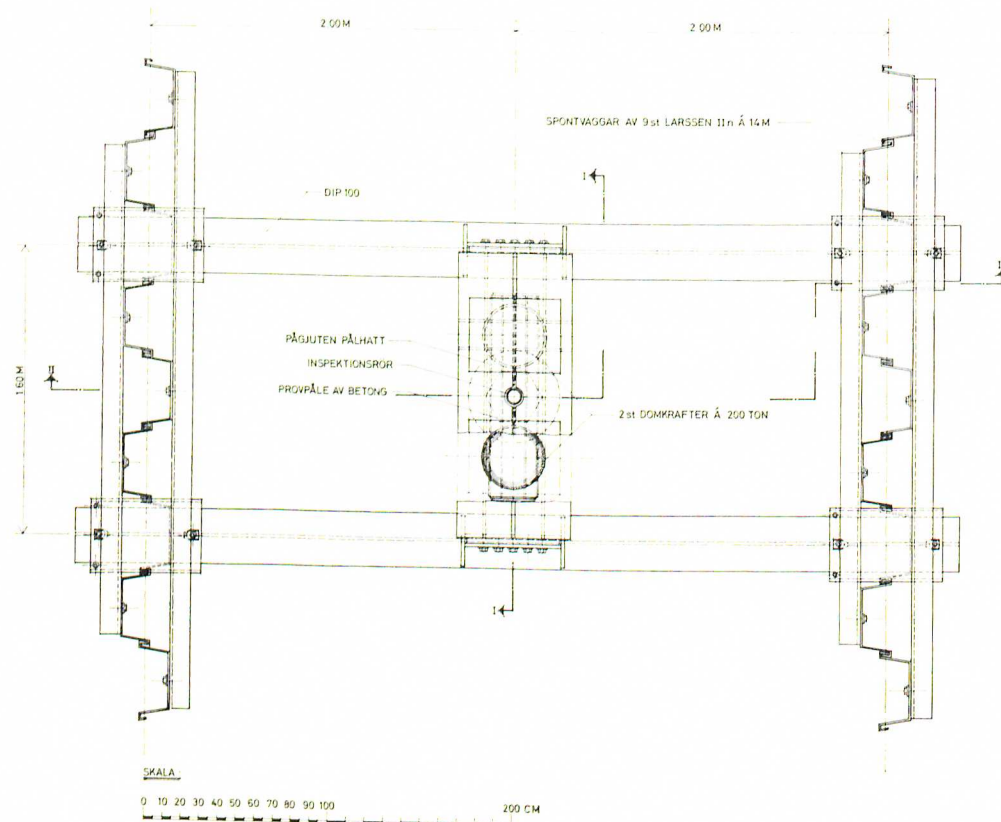
Provplatserna utgörs av till gatunivån avröjda
tomter där tidigare äldre bebyggelse funnits. Detta
har skapat vissa problem vid slagning av mothållen,
för vilka man först varit tvungen att schakta bort
rester av gamla husgrunder.

4. Pålarna

Pålarna har specifikationer enligt tabell 1. Ele-
menten var 12 m långa och skarvades med respek-
tive fabrikants egen skarv. Samtliga pålar försägs,
såsom brukligt är i Göteborg, med bergspets, vilket
speciellt motiverades av den förväntade stora lut-
ningen av bergytan vid den ena provplatsen, Post-
gatan.

Pålarna göts i regel i november 1965, slogs i
januari 1966 och provbelastades i mars—april. På-
larna var således minst 4 månader gamla när de
provbelastades. Den föreskrivna betongkvaliteten var
K 500. Provkuberna (15×15×15 cm) uppnådde
vid respektive provtryckningar de föreskrivna håll-
fasthetsvärdena med bred marginal.

Fig 2. Plan av belastningsanordningen.



När pålarna var slagna, kapades de 0,8 m över
markytan, vars övre yta låg 1 m över markytan. För
närmare detaljer, se fig 2 a—c och fig 3. Till sist
göts ett ungefär 10 mm tjockt lager med bly över
pålgjutningens överyta, se fig 4 a. Detta lager skulle
tjäna som ett tryckutjämnande skikt, och att det
uppenbarligen fungerade och gjorde god nytta fram-
går av fig 4 b som visar denna blypackning efter
provbelastningen.

5. Slagningen

Samtliga sex pålar enligt det ursprungliga pro-
grammet slogs under januari månad. Vid slagningen
som utfördes av samma maskinist användes samma
kran, en Landsverk L-65 och samma hejare, en
ungefär 3,5 m lång 4-tons hejare tillverkad av 430
mm axelstål. Endast vid stoppslagningen slogs som
jämförelse även med en kompakt 4-tons hejare av
konventionell typ. Den kompletterande sjunde pålen
slogs i mars med en Landsverk L-77 och en kompakt
3-tons hejare. Jfr även slagningsdiagrammen, fig
5 a—b. I stort sett samma typ av dyna användes
och som mellanlägg sedvanliga 3 lager 1" furu-
bräder.

Fallhöjden enligt nedan har bestämts i samråd
med IVA:s Pålkommitté:

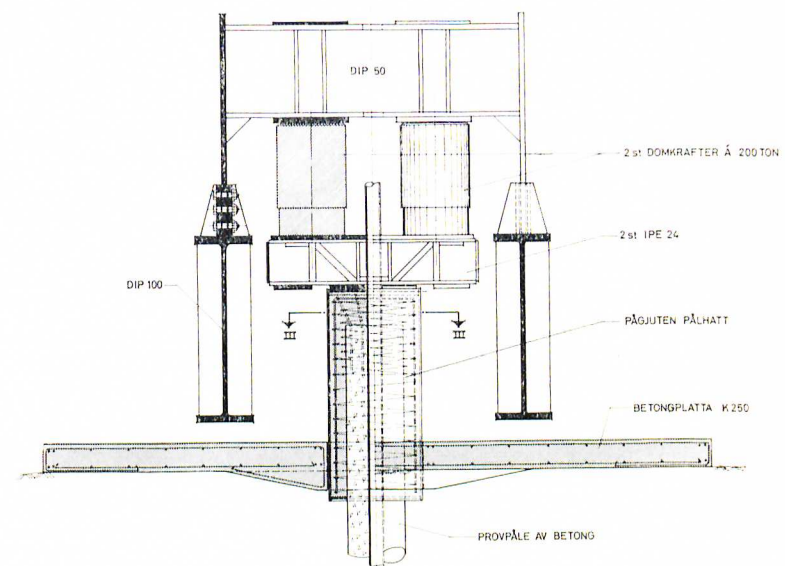
I lösa jordlager: 20 cm för det första pålelemen-
tet, därefter 40 cm.

Vid stötvägmätning: 10—50 cm, efter direktiv
från den som lett mätningen.

Vid stoppslagning: normalt 60 cm, men även 40
cm som jämförelse.

I tabell 2 har beräknad tillåten sjunkning för de
sista 50 slagen (=stoppslagning) angivits för 90
respektive 120 ton (även jämförelsebegreppet "antal
slag per 20 cm sjunkning" anges emedan slagnings-
diagrammen är ritade i denna enhet). Beräkningen

SEKTION I-I



SEKTION III-III



Fig 2 b (ovan) och 2 c (nedan). Sektioner av belastnings-
anordningen.

har gjorts enligt Göteborgs stads normer för stopps-
slag.

Resultaten från slagningen finns redovisade i fig
5 a—b. Man konstaterar att slagningen gick lätt i
den lösa leran och att stopp erhöles på en mycket
kort sträcka. Det framgår även att 4-tonshejaren är
väsentligt effektivare än 3-tonshejaren. Sannolikt
har pålspetsen stannat mot berg.

SEKTION II-II

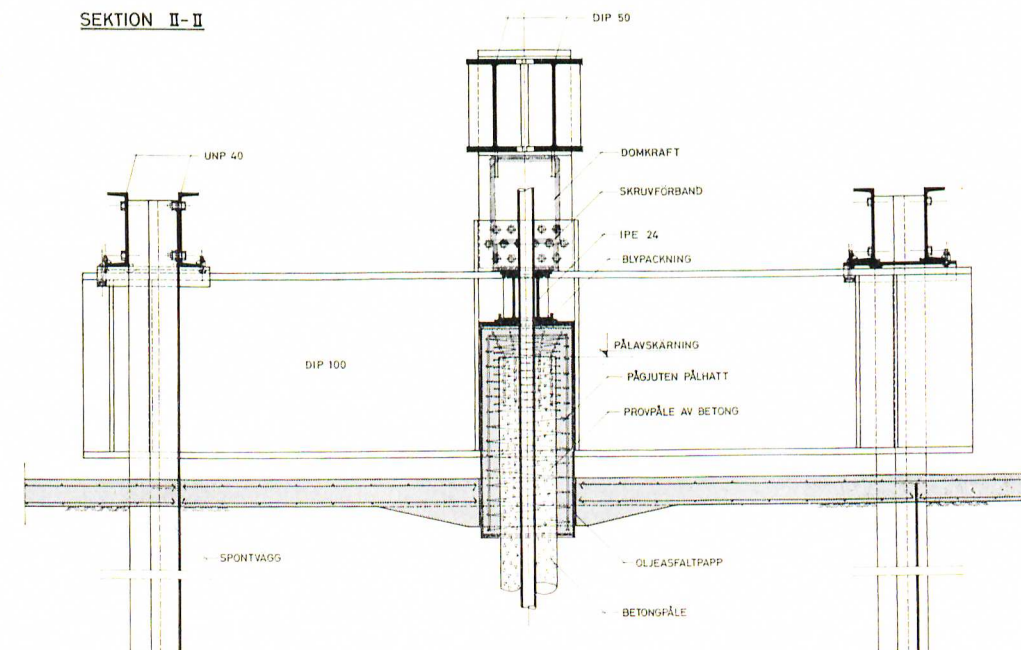




Fig 3. Montering av en påltopp $\varnothing$ 50 cm pågär. I utrymmet mellan pålen och hylsan ska en armeringskorg placeras och betong gjutas. Samtliga foto Bengt Adin, Göteborg.

6. Stötvågsmätning och mätning av hejarens anslagshastighet

Stötvågsmätning har utförts av SGI i samarbete med IVA:s Pålkommitté. En ny teknik har prövats och fungerat väl. Resultaten är under bearbetning och kommer att publiceras separat tillsammans med de mätningar av hejarens anslagshastighet som gjorts med hjälp av filmkamera.

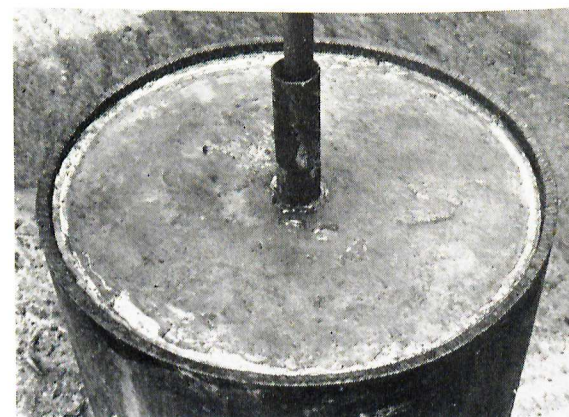
7. Rakhetsmätning med inklinometer

Före slagningen sattes varje pålelement ned utefter ena sidan i ett i marken nedslaget stålrör med 50 cm inre diameter. Röret lutade ungefär 6° mot en vertikal linje. Varje element mättes sedan med inklinometer på varje meter. Avsikten är att i den slutliga rapporten korrigera de efter slagningen uppmätta krökningsradierna med de på detta sätt erhållna initialutböjningarna av de i pålarna ingjutna centrurnrören.

Efter slagningen inklinometermättes pålarna på varje meter. Mätningarna — som inte korrigerats enligt ovan — visar att pålspetsens avvikelse från en vertikal linje uppgår till i medeltal 3,1 % av pållängden med en spridning av $\pm 2\%$. För beräkning av krökningsradierna har primärvärdena körts i ett dataprogram, som utarbetats av Industridata. Tre olika radier har beräknats nämligen R_1 , R_2 och R_{10} avseende radie med 1 m, 2 m respektive 10 m båg-



Fig 4 a (ovan). Blypackning överst på påltoppen före belastningen, och fig 4 b (nedan) efter belastningen.



längd. Radierna understiger ej 400 m utom för en påle (nr 4) som visar ungefär 200 m vid spetsen och en påle (nr 6) som har radier ned till ungefär 240 m mellan 40 och 50 m djup. Dessa två pålar kommer följaktligen att långtidsbelastas. En utförligare redovisning av rakhetsmätningarna lämnas i slutrapporten.

Som kontroll på att inga mänskliga eller instrumenttekniska faktorer påverkat mätningarna har dessa upprepats för påle nr 4 och 6. Den första mätningen utfördes av SGI och kontrollen av Göteborgs gatukontor och SJ gemensamt. Överensstämmelsen är förbluffande god.

Efter långtidslastens slut kommer en förnyad mätning att genomföras.

En påle (nr 3) konstaterades vid slagningen vara bortslagen. Trots detta kunde inklinometermätningen genomföras till 56 m. Totalt hade 101 m påle slagits ned i marken, men hur de reserande metrarna ser ut, vet man inte, endast att pålen är intakt till 72 m (har konstaterats genom lodning). Pålen nådde aldrig stopp vid slagningen. Resultatet av mätningen visar att pålen är rak och vertikal till ungefär 15 m, varifrån den böjer sig i en kontinuerlig krök med ungefär 50 m krökningsradie. Punkten 56 m avviker

Tabell 1

Fabrikant	Tvårsnitt	Area i cm ²	Armering	Skarv	Anm
Svenska Pålfabriken	Cirkulär $\varnothing$ 33 cm	855	7 "seven-wire prestressing strand"	Bultar	Förspänd
Skånska Cementgjuteriet	Kvadratisk 25 x 25 cm	625	4 $\varnothing$ 19 Ks 60	ABB-skarv	Slakarmerad
Nya Asfalt	Sexkantig	600	6 $\varnothing$ 16 Ks 60	Hercules	"

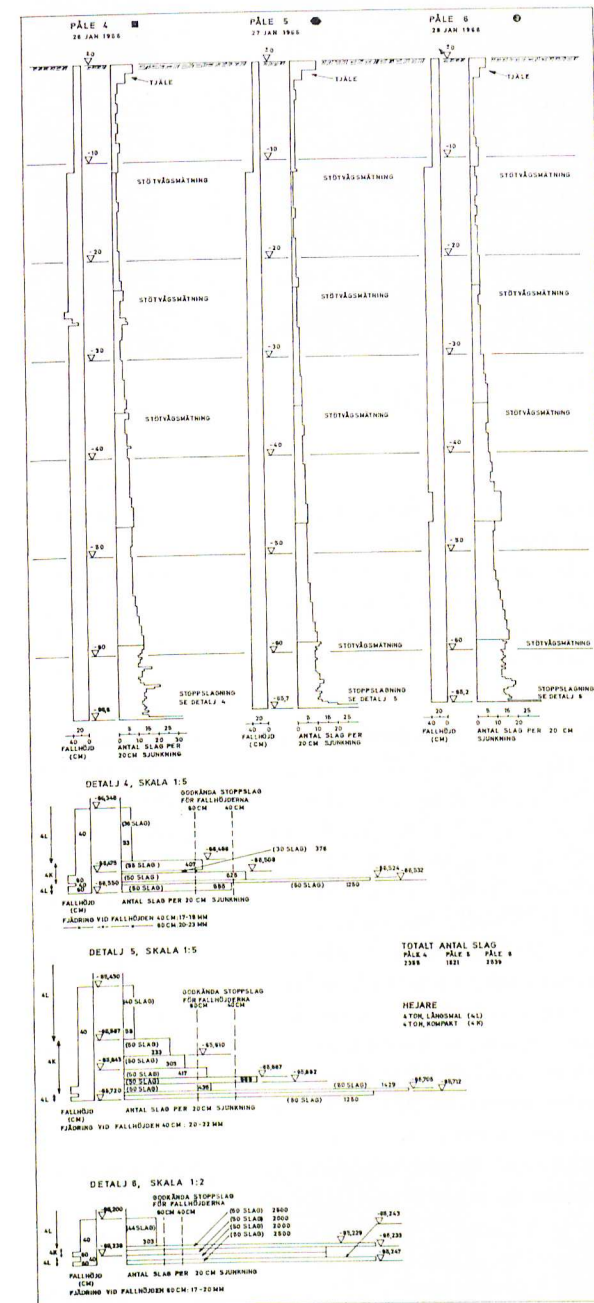
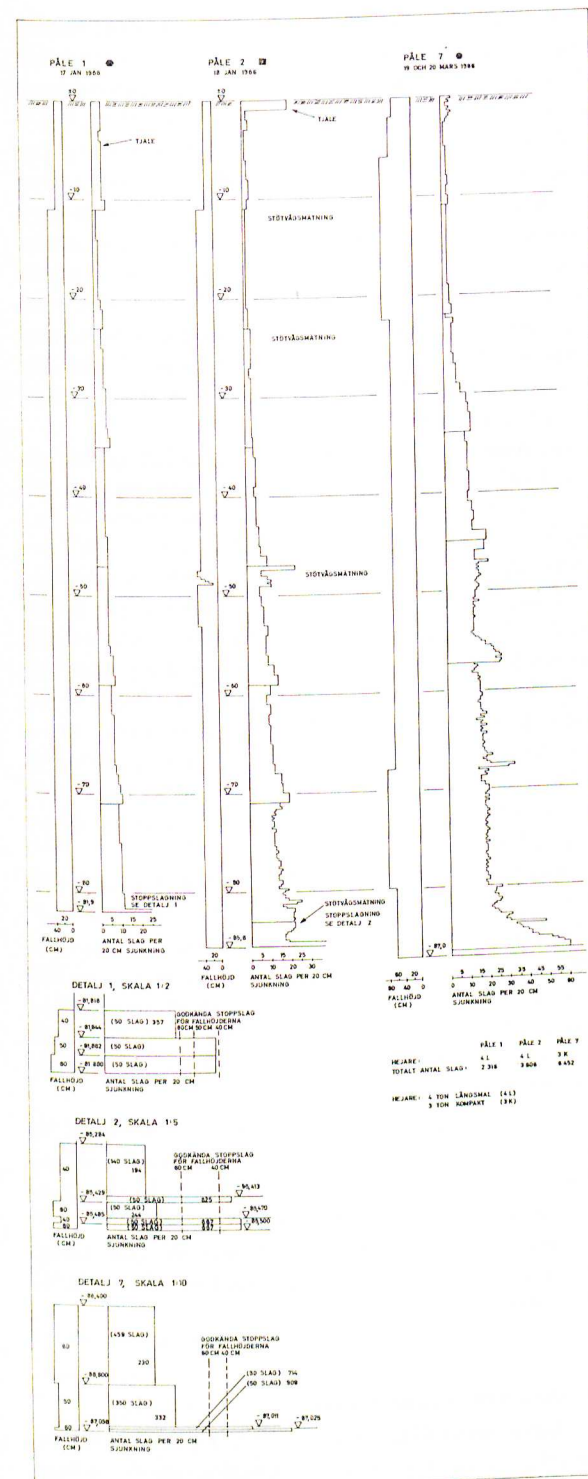


Fig 5 a (t v). Slagningsdiagram för pålarna nr 1, 2 och 7.

Fig 5 b (ovan). Slagningsdiagram för pålarna nr 4, 5 och 6. Observera enheten "Antal slag per 20 cm sjunkning".

Tabell 2

Utnyttjningsbar last	90 ton				120 ton			
	40 cm		60 cm		40 cm		60 cm	
Fallhöjd vid stoppslagning	3	4	3	4	3	4	3	4
Vikt av fallhejare i ton	13	18	20	27	10	13	15	20
Maximal sjunkning/50 slag i mm	750	560	500	375	1 000	750	650	500
Antal slag per 20 cm sjunkning	750	560	500	375	1 000	750	650	500

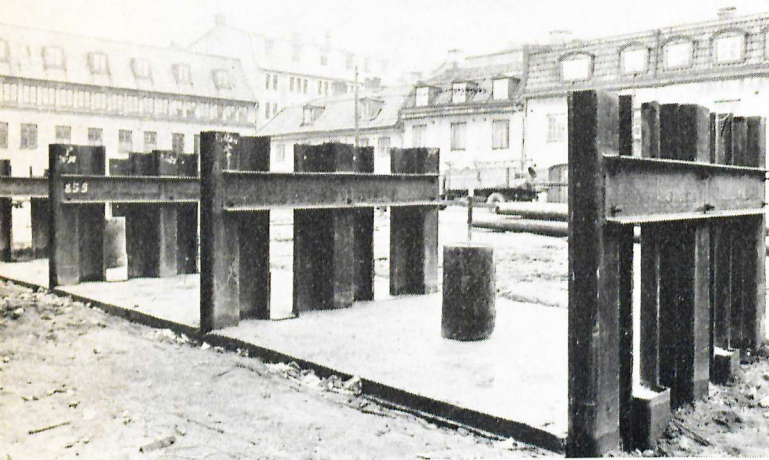


Fig 6. Vy över ena provplatsen. Belastningsanordningen är ej monterad. Två påltoppar syns mellan spontväggarna, den mittersta är dold.

14,5 m från vertikallinjen. Även denna påle kommer att långtidsbelastas.

Kompletteringspålen (nr 7), som är en ersättning för den föregående har ännu ej hunnit detaljbearbetas, men de preliminära resultaten tyder på, att den överensstämmer väl med de fem övriga.

8. Mothåll och provbelastningsanordning

Det vanligaste sättet att arrangera *mothåll* torde vara att slå dragpålar. Målsättningen 400 ton skulle dock ha krävt ett stort antal dragpålar och en pålitlig gemensam kraftöverföring mellan dragpålarna, vilken skulle blivit svår och dyrbar att utföra. I stället har spont använts, vilket bl a medfört att mätningar kunnat utföras på spontens deformationer under varierande belastningar.

Fig 6 och 2 a—c visar hur mothållen är anordnade. Spontplankorna bildar således en vägg, som är 3,6 m bred och 12 m djup. Om båda sidor av väggen antas medverka helt, och hänsyn ej tas till spontväggens korrugerade form blir den totala yta som häftar vid leran lika med $2 \cdot 12,0 \cdot 3,6 \text{ m}^2 = 86,4 \text{ m}^2$. Lerans skjuvhållfasthet sätts till konstant $2,5 \text{ ton/m}^2$ och om ingen reduktion av detta värde görs, erhålls en total mothållande kraft av $2,5 \cdot 86,4 \text{ ton}$ per spontvägg = 216 ton.

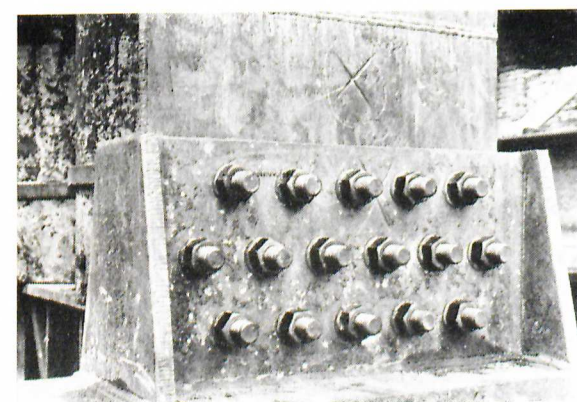


Fig 7. Detalj av bultförbandet mellan tvärbalk och huvudbalk.

Provbelastningsanordningen i övrigt visas på fig 2 a—c. Den har dimensionerats så, att materialets flytgränser nära har uppnåtts. Anordningens huvuddelar är lätt isärtagbara genom bultförbandet (fig 7) och ingen del väger mer än 2 ton. Stor omsorg har nedlagts på att få belastningen på pålen att angripa så axiellt som möjligt. Detta har åstadkommit genom att individuella underlägg placerats under upplagen. Därvid har hänsyn tagits inte bara till att upplagen erhållit små variationer i höjddel vid monteringen, utan även till att samtliga pålar lutar mer eller mindre. Underlaggens tjocklek har därför beräknats även med ledning av resultaten från inklinometermätningarna.

Domkrafterna har en maximal kapacitet av 200 ton vardera vid det största tillåtna oljetrycket 400 kg/cm^2 . Slaglängden är 350 mm. Domkrafterna har hyrts av AB Hydraulisk Påltryckning och den elektriskt drivna oljepumpen från KTH, Stockholm. Det har visat sig vara mycket lämpligt att arbeta med två domkrafter, ty genom att hålla ständig kontroll över att den undre tvärbalken rört sig parallellt med sig själv, har det varit möjligt att, om erforderligt, justera domkrafternas inbördes lägen så, att en så axiell belastning som möjligt erhållits varigenom excentriciteter i största möjliga utsträckning undvikits. Detta är en synnerligen viktig detalj i provbelastningen.

För belastning av den större pålen, Svenska Pål-fabrikens cirkulära, förspända påle om 855 cm^2 , förstärktes anordningen och utökades mothållen så att en maximal last om 500 ton skulle kunna utnyttjas. Därvid användes två domkrafter om vardera maximalt 300 ton vid största tillåtna oljetryck om 400 kg/cm^2 . Dessa domkrafter hyrdes av Stabilator, Stockholm.

Vid långtidsbelastningen 200 ton användes en något nedbantad anordning. Huvudbalkarna är endast DIP 65 i stället för DIP 100 och de två domkrafterna är om vardera 100 ton.

Belastningsanordningen med mothåll har konstruerats av AB Flygfältsbyrån och har tillverkats av Nya Asfalt AB.

9. Belastningsprogram

Några fastställda normer för hur provbelastningar utförs finns tyvärr inte, vilket gör, att det många gånger kan vara svårt att jämföra olika resultat.

För *långtidsbelastningen* är problemet ringa. En konstant last om 200 ton kommer att belastas pålarna under 6 månader. Den konstanta lasten åstadkoms med hjälp av viss automatik, som gör att oljetrycket endast tillåts variera mellan gränserna $\pm 10 \text{ kg/cm}^2$, vilket motsvarar en lastvariation av $200 \pm 5 \text{ ton}$. En manuell kontroll kommer att göras varje dag, varvid avläsning av klockor m m sker. Efter långtidsbelastningen trycks pålarna till brott med korttidslast.

Korttidslastningen har skett efter det schema som fig 10 a—b visar. Det är uppenbart att det valda tidsintervallet 15 min för varje pålastnings- och avlastningssteg är alldeles för kort för att all "kvarstående deformation" skall återgå. I detta fall har dock spetsens rörelser registrerats varför man av den uppmätta "kvarstående deformationen" kan separera spetsens eventuella rörelser från andra faktorer, såsom hoptryckning av skarvar, kvardröjande långtidseffekt av vidhäftningen mellan påle och jord m m. Frånsett några påtvingade pauser orsakade av tillfälliga justeringar har belastningsprogrammet kunnat hållas.

10. Deformationsmätning av pålskallen, en punkt längs pålen, pålspetsen och mothållen

Pålskallens rörelser har mätts på två sätt, dels med mätklockor (fig 8) med 50 mm slaglängd och noggrannhet $1/100$ -dels mm och dels med avvagningsinstrument. Som framgår av fig 9 a—b borde dock slaglängden ha varit minst den dubbla. Parallellt har rörelsen följts kontinuerligt genom avvägning.

Genom en speciell anordning, utvecklad av SGI, har även rörelsen i en *godtycklig punkt längs pålen* och själva *pålspetsen* kunnat följas. Anordningen består av en friktionskoppling, som medelst $3/4$ "-rör nedförts till det önskade djupet, där kopplingen utlösts och gripit tag i pålens centrumrör. Röret föres upp till en halvmeter över påltoppen, där en mätarm anbringas. Inuti $3/4$ "-röret nedförs ett $3/8$ "-rör till pålspetsen. Detta rör kapas några dm ovanför $3/4$ "-röret och ännu en mätarm monteras enligt fig 9. Med denna anordning kan såväl spetsens som friktionskopplingens rörelser registreras.

Samtliga klockor har dubblerats så att eventuella böjningar i rör eller påle kunnat registrerats.

Mothållarens rörelser har mätts genom avvägning. Undre tvärbalkens rörelse parallellt med sig själv har kunnat följas genom avläsning mot ett index på undre balken av två på den övre tvärbalken fastsatta linjaler (fig 8).

11. Resultat och sammanfattning

Brottlaster:

Fyra pålar (nr 1, 2, 5 och 7 har provbelastats till brott. I samtliga fall syns betongkrossbrott ha erhållits. Troligen ligger detta brott helt nära markytan, vilket skall försöka fastställas genom en nu påbörjad schaktning. Under förutsättning att brott erhålls vid $2 \text{ } \text{‰}$ stukning har spänningarna i tabell 3 framräknats.

Av tabell 3 framgår även att spridningen är mycket liten, endast något över 10 % för brottlasten per ytenhet och något under 10 % för brottspänningen i betongen. Det bör kanske även påpekas att för påle nr 7, som är en förspänd påle, den verkliga brottlasten i betongen är större än den



Fig 8. Mätbalk, mätklockor och mätlinjaler monterade. Den stora klockan mäter påltoppens rörelser, de små mäter rörelserna enligt fig 9 och linjalerna tvärbalkens rörelser.

påförda lasten beroende på att ungefär halva förspänningen fortfarande finns kvar vid $2 \text{ } \text{‰}$ stukning, därav minustecknet i tabellen för armeringslasten. I intet fall är flytgränsen för Ks 60 uppnådd.

Uppnådda djup (tabell 4):

Bortsett från påle nr 3 har således pällängderna stämt relativt väl med de borrade djupen. Det bör härvid observeras att de borrhål där borrningen drivits ända ned till och i berget ligger på 50 till 100 m avstånd från varandra och att närmaste borrhål ligger 30 m från den ena platsen och 50 m från den andra. Med hänsyn härtill och till att djupen varierar mellan 49 och 102 m är överensstämmelsen påfallande god mellan borrhörningsresultaten och de uppnådda pällängderna.

Deformationsmätningar

Som exempel på *pålskallens rörelser* visas på fig 10 a—b primärresultaten från påle nr 2 (area 625

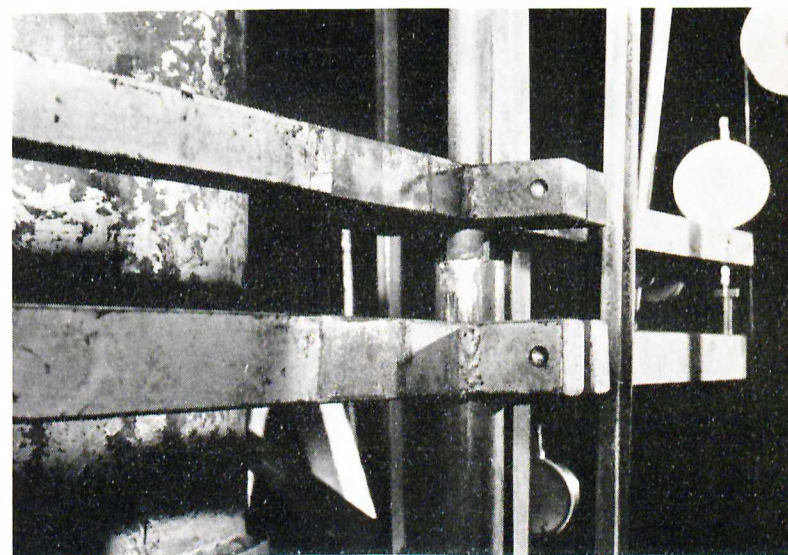


Fig 9. Detalj av mätarmar för mätning av rörelserna hos pålspetsen och en godtycklig punkt längs pålen.

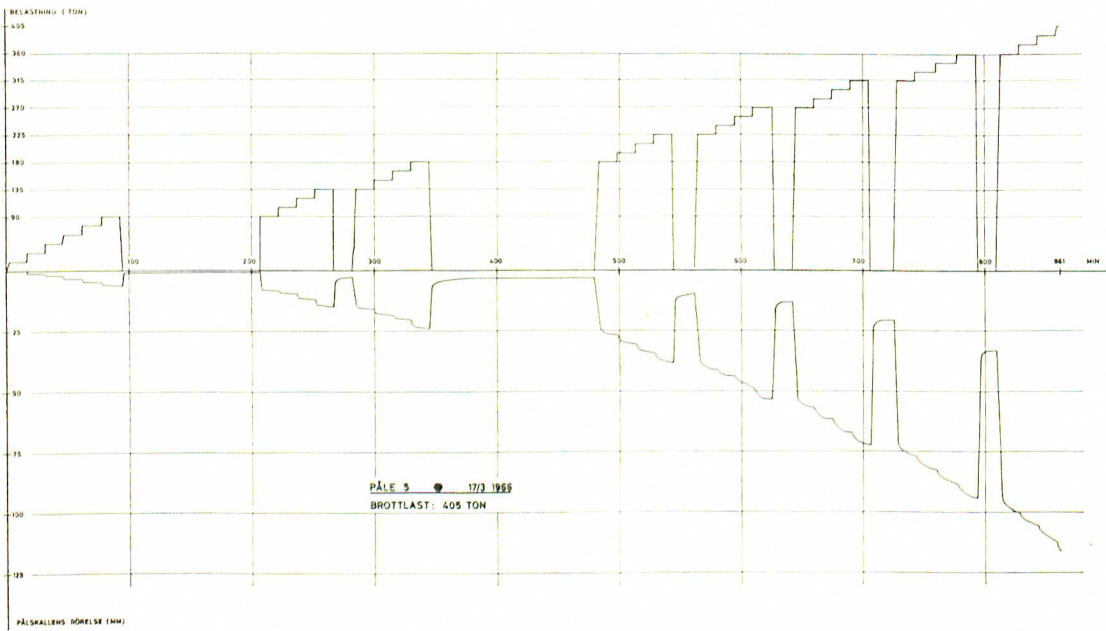


Fig 10 a. Pålskallens rörelse under provbelastningen. Pål nr 2. Över tidsaxeln redovisas belastningen och under denna rörelsen.

cm², längd 85,5 m) och påle nr 5 (area 600 cm², längd 65,7 m). Man konstaterar att de totala deformationerna vid brott är ungefär 10 respektive 11 cm. Motsvarande deformationer vid samma last per ytenhet, exempelvis 575 kg/cm², är det omvända dvs 10 respektive 9 cm. Detta antyder att längden av respektive påle har en viss inverkan. Om man studerar hela belastningsintervallet finner man, att de totala rörelserna för påle nr 5 uppgår till 65 % av rörelserna för påle nr 2 vid 90 tons last och 90 % vid 360 ton. Längden av påle nr 5 är 77 % av påle nr 2, dvs just medeltalet av 65 och 90 %. Samma förhållande visar en jämförelse mellan påle nr 1 (area 600 cm², längd 81,9 m) och påle nr 5 (samma pålfabrikat, men blott 65,7 m lång).

Den av många framförda uppfattningen att rörelserna är oberoende längden, för pålar längre än

Fig 10 b. Pålskallens rörelse under provbelastningen. Pål nr 5.



60 à 70 m, finner alltså inte något stöd i de hittills bearbetade resultaten, tvärtom syns deformationerna vara proportionella mot längden även för längder upp till 85 m.

De mätningar av pålspetsens rörelser som utförts, antyder att smärre rörelser (några millimeter) skulle ha inträffat (redovisas ej här). Emellertid visar en jämförelse med rörelsen av friktionskopplingen, som anbringats ungefär 5 m ovanför spetsen, att denna rört sig precis lika mycket som spetsen, dvs de nedersta 5 metrarna har ej tryckts ihop något, varför lasten i denna del anligt Hookes lag är noll. Är lasten noll, så kan ej heller spetsen ha rört sig, dvs de registrerade "spetsrörelserna" måste bero på andra orsaker, exempelvis friktion mellan de nedförda rören och det ingjutna centrumröret. En närmare analys av detta förhållande har ännu ej medhunnits.

Det torde dock vara fullt klart att de "kvarstående deformationer" som fig 10 a—b visar, inte kan hänföras till rörelser i spetsen utan snarare till dels eventuella hoptryckningar av skarvarna men dels framför allt den långtidseffekt som sambandet mellan vidhäftning och rörelse mellan pålen och leran säkerligen innehåller. Det är även sannolikt att en viss del av den kvarstående deformationen beror på att vidhäftningsbrott uppstått mellan en del av pålens längd och leran, så att pålen vid avlastningen ånyo häftar vid leran, vilken således strävar att hålla pålen nere.

Mothållens rörelser har varit förhållandevis stora, upp till ungefär 5 mm elastiska rörelser har uppmätts, fränsett spontväggen mellan påle nr 1 och 2, som började röra sig kraftigt när lasten på påle nr 1 var 360 ton, dvs vid endast 90 % av den last som spontväggen var dimensionerad till. Detta beror säkerligen på att spontväggen tidigare varit på- och

Tabell 3

Påle nr	Fabrikant	Total area i cm ²	Brottlast i ton	Brottlast per ytenhet i kg/cm ²	Armering area i cm ²	Brottlast i armering i ton	Brottlast i betong i ton	Brottspänning i betong i kg/cm ²
1	Nya Asfalt	600	365	609	12,0	55	310	528
2	Sk Cementgjuteriet	625	360	576	11,3	47	313	510
5	Nya Asfalt	600	405	675	12,0	55	350	595
7	Sv Pålfabriken	855	460	538	3,6	-22	482	565
Summa				2 398			2 198	
				Medelvärde 600 kg/cm ²			550 kg/cm ²	

avlastad 13 gånger varav 6 gånger vid belastningen av påle nr 2, som utfördes före nr 1. Att brott mellan lera och spont nu uppstod måste därför bero på att leran blivit till viss del omrörd och därvid minskat sin skjuvhållfasthet (sensitiviteten är ungefär 10). Det inträffade styrker, att spontväggarna var rätt dimensionerade för statisk enstaka lastpåföring, men att skjuvhållfastheten bör reduceras om sponterna kan förväntas bli utsatta för upprepade på- och avlastningar. I avsikt att minska rörelserna och därmed risken för omrörning belastades spontväggarna därefter med ungefär 30 ton plåt varefter vidhäftningsbrott ej längre uppstod.

Sammanfattning

De hittills föreliggande resultaten visar att brottlasten per ytenhet är mycket hög och jämn, 600 kg/cm² och en spridning mindre än 10 %, vilket tyder på en jämn kvalitet, att knäckrisk inte föreligger, att säkerhetsfaktorn mot brott varierar mellan 6,0 och 7,7 i förhållande till tillåtna laster på 60 ton, vilka tillämpas i Göteborg för samtliga här provbelastade pålar.

att de laster som nedförs till spetsen vid korttidsbelastning syns vara mycket små eller helt försumbara för de långa pålar som här provbelastats, men

att likväl rörelserna syns vara proportionella mot pållängden även för så stora längder som 85 m och att denna proportionalitet varar genom hela belastningsintervallet,

att speciellt de elastiska rörelserna är förhållandevis stora men dock i den storleksordning man borde kunna förvänta sig om lasten antas vara linjärt avtagande med djupet,

att det inte har medfört några svårigheter att slå så långa pålar till stopp,

att den nya långsmala 4-tons fallhejaren åtminstone okulärt varit väl så effektiv som den konventionella, kompakta och uppenbarligen varit skonsammare mot pålarna genom att horisontalvibrationerna varit påtagligt mindre och

att det tillämpade belastningsprogrammet syns vara lämpligt som norm för kommande provbelastningar under förutsättning att man även utför mätningar av pålspetsens rörelser och de laster som kommer ned till spetsen.

Vid diskussioner om tillåtna laster visar resultaten att utrymme bör finnas för en avsevärd förhöjning i förhållande till nu tillåtna 60 ton, om man enbart studerar *säkerheten mot brott*. Emellertid bör den av konstruktören utnyttjade lasten även ses mot bakgrunden av de *deformationer* som kan uppkomma. Detta förhållande torde aldrig kunna inrymmas i några bestämmelser eller normer eftersom de tillåtna deformationerna helt och hållet beror på vilka krav den överliggande konstruktionen ställer. Därför bör den s k tillåtna lasten kompletteras med anvisningar för hur korttids- och långtidrörelser beräknas för olika pålfabrikat, pållängder, pålgrupper utformning, påltyper och omgivande mediums geotekniska egenskaper. Det ankommer därefter på konstruktören att välja den last han kan utnyttja, varvid han maximalt bör få utnyttja den tillåtna lasten. Det bör också här understrykas vikten av att *kontrollen* vid tillverkningen är sträng, så att en jämn produkt garanteras, och att kontrollen vid slagningen sköts av kvalificerade kontrollanter, så att erforderliga och riktiga åtgärder kan vidtas under slagningsarbetet.

Tabell 4

Påle nr	Ur grundundersökningen interpolerade djup	Djup enligt slagningsdiagram	Anmärkning
1	85,5	81,9	Stoppslag erhållet
2	88,0	85,5	Stoppslag erhållet
3	90,5	101,0	Bortslagen
4	71,5	66,6	Stoppslag erhållet
5	72,0	65,7	Stoppslag erhållet
6	72,5	65,3	Stoppslag erhållet
7	87,5	87,4	Stoppslag erhållet

English summary

TEST LOADING OF LONG COMBINED END-BEARING AND FRICTION PRECAST CONCRETE PILES.
By Gunnar Hellström, PhD, AB Flygfältsbyrå (AB Civilengineering), Göteborg.
P. 161—169

In the centre of the Gothenburg City a big shopping center is being planned. The total building area is 15 acres and the ground consists of soft homogeneous clay down to hard bedrock located between 49 and 102 meters (165 and 330 feet) below the ground level. The shear strength is constant 2—3 ton/m² (approx 4 psi) down to 10 meters (30 feet) and increases thereafter with 1.2 ton/m² per 10 m (1 psi per 30 feet) down to bedrock.

Several methods of foundations have been discussed and analysed both technically and economically. The most safety method, with regards especially to settlements, but also the most expensive one is, at present, to drive precast piles down to bedrock. But if the loads which are allowed to-day can be increased with at least 50 %, this method can also become competitive to for instance pure friction piling or floating foundations.

Precast concrete piles are in Sweden nowadays mostly made of high quality concrete and the tendency is to in-

crease the quality further more. According to the compressive strength the safety factor is as high as 6 (Gothenburg Code: max load = 60 tons) and 8 (National Code: Max load 45 ton). It has therefore been questioned whether it could be possible to increase the allowed load considerably. The bearing capacity is however a function of many other factors, such as the surrounding medium, the straightness of the pile, the length of the pile, the quality of the bedrock, the number of blows when driving, the stiffness of the joints and perhaps the most important, namely the ability of the structure above the piles to take up the deformations which the design load will cause. Therefore an extensive test loading has been performed.

Primarily six piles were driven, two from three manufacturers each, but one pile did not stop at the expected depth and was therefore replaced with an additional one. Every pile element was 12 meters long and made of concrete K 500 (a designation according to Swedish codes and equivalent to 28-days cube strength of 7 000 psi). The piles were equipped with a special rock point of hard steel. The details of the piles are given in the Table below. They were driven by means of a 4 tons drop hammer with a fall of 40 centimeters. Fig 5 a and 5 b show the driving diagrams for the piles except for the one that did not stop. As can be seen, the end-bearing resistances came very distinctly. The straight-

ness of every pile was measured after the driving by means of an inclinometer which was sunk down in a cast-in center tube. From these measurements the four most straight piles were selected for short-term loadings to rupture, and the remaining two for long-term loadings (6 months) with a constant load of half the rupture load. At the end of this loading they will be tested up to rupture.

The loading device can be seen on Fig 1—4 b and 6—9, and the loading program on the upper halves of Fig 10 a and b. The latter figures also show the results from the deformation measurements. It was found cheaper to use sheet-piles for the reaction forces instead of ordinary piles. As it is very important to have the piles centrically loaded, a lead packing was used at the top (Fig 4 a and b) and two smaller hydraulic adjustable jacks, whose movements were kepts under continuous control, were chosen instead of one big jack.

The long-term loading is still going on and a complete report can not be expected until the beginning of next year. The results from the short-term loading are given in the Table below in figures and as diagrams in Fig 10 a and b (the lower halves). The rupture was a pure compressive rupture and no buckling tendency could be observed. The results are most encouraging and an increase of the allowed load of at least 50 % seems to a reasonable consequence.

Table

Pile no	Manufacturer		Cross section	Area cm ²	Reinforcement		Length m
1	Nya Asfalt		Hexagonal	600	$\left. \begin{array}{l} 6 \varnothing 16 \text{ Ks } 60^1 \\ 4 \varnothing 19 \text{ Ks } 60^1 \\ 6 \varnothing 16 \text{ Ks } 60^1 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Non} \\ \text{Prestressed} \\ \text{Prestressed} \end{array}$	81.9	
2	Skånska Cemenigjuteriet		Square 25 × 25 cm	625		85.5	
5	Nya Asfalt		Hexagonal	600		65.7	
7	Svenska Pålfabriken		Circular 33 cm	855		87.4	
Pile no	Rupture load ton	Rupture stress kg/cm ²	Reinforce-ment area cm ²	Reinforce-ment load at rupture ton	Concrete load at rupture ton	Concrete stress at rupture kg/cm ²	
1	365	609	12.0	55	310	528	
2	360	576	11.3	47	313	510	
5	405	675	12.0	55	350	595	
7	460	538	3,6	– 22 ²	482	565	

Mean value in kg/cm² 600 550

¹ Ks 60 is a high tensile ribbed bar (yield stress: 85 000 psi = 6 000 kp/cm²)

² The prestressing strands are in tension at rupture

TIDIGARE UTGIVNA HANDLINGAR

Meddelanden

- Nr 1. Slagningsprov av pålskor med bergdubbar 1963
2. Provpålning för broar inom blivande Olskroks- och Gullbergsmoten i samband med byggande av Europaväg 6 genom Göteborg (slutsäld) 1964
3. Jämförelse mellan moment, krökningsradie och sprickvidd i betongpålar slagna genom lös lera till släntberg vid Tingstadsleden, Göteborg 1964
4. Pålprovning för järnvägsbro vid Vännäs 1964
5. Beräkningsmetoder för sidobelastade pålar 1965
6. Brottlast för snett belastade pålar 1965
7. Beräkning av vertikala pålars bärförmåga 1965
8. Provpålning mot släntberg vid Skansen Lejonet, Göteborg 1965
9. Inverkan av armeringsmängd, förspänning och fallhöjd på sprickrisken hos betongpålar vid slagning 1965

Särtryck och preliminära rapporter

- Nr 1. 1. Allowable bearing capacity of intially bent piles
2. Referat från pålkommitténs informationsdag den 25 oktober 1965
3. Provbelastrning av påle slagen i lera och friktionsmateriel
4. Knäcklasten för momentstyvt skarvade pålar i lera
2. Provbelastrning av långa stödpålar av betong

Övrigt

Slagning och provbelastrning av långa betongpålar
Försök i Gubbero, Göteborg
Statens Råd för Byggnadsforskning, rapport nr 99 1964

Slagning av långa betongpålar
Statens Institut för Byggnadsforskning, informationsblad 1964: 26 1964

Pris 3 kr.