

CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Institutionen för geoteknik

Särtryck och preliminära
rapporter nr 1

6 maj 1966



INGENIÖRSVETENSKAPSAKADEMIEN
PÅLKOMMISSIONEN

Särtryck och preliminära
rapporter nr 1

6 maj 1966

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

1. (Allowable bearing capacity of initially bent piles
av B Broms
Särtryck ur proc ASCE SMS sept 1963. SLUT, ej medtagen)
2. Referat från pålkommitténs informationsdag den 25 okt. 1965
Korta pålars sidomotstånd
av B Broms

Korta pålar. Beskrivning av några aktuella påltyper och
utförda försök
av S-E Bjerking, T Blomdahl och P Möller
3. Provb belastning av påle slagen i lera och friktionsmaterial
av G Hellström
4. Knäcklasten för momentstyvt skarvade pålar i lera
av K Cederwall

De i särtrycken framförda åsikterna är författarnas och behöver
inte vara pålkommitténs ståndpunkt.

Pris: 10 kr

Korta pålars sidomotstånd

Av Bengt Broms

Korta pålar

**Beskrivning av några aktuella påltyper
och utförda försök**

Av Sven-Erik Bjerking, Thorild Blomdahl och Per Möller

Särtryck ur Väg- och vattenbyggaren nr 11, 1965

Vid den av IVA:s pålkommitté i samarbete med Svensk Byggtjänst arrangerade informationsdagen rörande korta pålar den 25 oktober medverkade överdirektören vid Statens Geotekniska Institut, Bengt Broms, med ett föredrag rörande beräkning av korta pålars sidomotstånd, vilket föredrag utgör underlag för denna artikel.

Första gången jag kom i kontakt med sidobelastade pålar var när jag under åren 1956—1959 arbetade för oljebolaget Shell vid deras forskningslaboratorium i Houston, Texas. Shell är nämligen ett av de oljebolag som borrar efter olja i Mexikanska Golfen utanför kusterna till de amerikanska staterna Louisiana och Texas. De plattformar som har konstruerats där i upp till 40 m vattendjup är utsatta för mycket stora sidolaster som är förorsakade av de orkaner som är så vanliga i detta område. En sådan plattform är understödd av ett stort antal vertikala pålar som har pressats ned i bottenlagren med hjälp av hydrauliska domkrafter. Efter det att pålarna nått önskvärt djup lyfts plattformen upp längs pålarna med samma domkrafter till dess plattformen har kommit så högt över vattenytan att den ej kan nås av vågor. Våghöjden kan i detta område bli mycket stor (upp till 20 m) och för att motstå de resulterande stora vågkrafterna är man tvungen att till det yttersta ta i anspråk pålarnas sidomotstånd i de lösa bottenlagren.

Ett av de första problem som jag fick att undersöka då jag var hos Shell var vertikala pålars sidomotstånd. För att lösa detta problem gjordes dels teoretiska beräkningar och dels laboratorie- och fältförsök, med både korta och långa pålar. Jag skall i det följande redogöra för dessa försök, sammanfatta försöksresultaten och beskriva de beräkningsmetoder [1] [2] [3] som dessa undersökningar ledde till.

I fig 1 visas den försöksanordning som användes för att undersöka ej inspända, dvs fria pålars sidomotstånd. Vid dessa försök användes två aluminiumpålar som kunde dras mot varandra med hjälp av en vanlig stagspännare. Pålarnas diameter var omkring 10 cm och deras längd omkring 3 m. Längs pålarnas insida var fastsatta ett antal trådtöjningsgivare så att böjmomentets fördelning och storlek kunde bestämmas längs pålarna. Dessutom kunde man bestämma storleken av den dragkraft med vilken pålarna drogs mot varandra med hjälp av den U-formade anordning som visas i fig 1. Man kunde även bestämma pålarnas sidoförskjutning med indikatorklockor som var fastsatta i marken på någon m avstånd från pålarna.

I fig 2 visas motsvarande belastningsanordning för en inspänd påle. I detta fall drogs pålarna med

en skruvanordning. Dragkraften mättes med samma anordning som visades i föregående figur.

Beräkning av pålars sidomotstånd

En påles brottlast är beroende av den mekanism som leder till brott. Brott kan ske genom att pålen rör sig i jorden kring en punkt som är belägen nära pålens spets. Denna brottmekanism kallar jag jordbrott. Jordbrott visas i fig 3 a. I detta fall har markens sidomotstånd, det passiva jordtrycket överskridits längs pålens hela längd.

Brott kan även ske i själva pålen genom att det påförda maximala böjmomentet i pålen når tvärsnittets brottmoment. Då detta inträffar bildas en plastisk "led" i pålen på det ställe där böjmomentet når ett maximum och pålens övre del rör sig omkring denna led såsom visas i fig 3 b. Sidodeformationerna hos pålens övre del är i allmänhet så stora att jordens maximala sidomotstånd, det passiva jordtrycket, mobiliseras längs denna del. Denna brottmekanism kallar jag pålbrott.

I fig 4 visas motsvarande brottmekanism för inspända pålar. Brott kan antingen ske såsom jordbrott eller såsom pålbrott. Vid jordbrott förskjuts pålen sidledes, såsom visas i fig 4 a, parallellt med den verkande pådrivande kraften. I detta fall har markens sidomotstånd överskridits längs pålens hela längd. Pålens sidomotstånd är i detta fall beroende av den omgivande jordens hållfasthetsegenskaper men är oberoende av pålens brottmoment. Pålbrott visas i fig 4 b. Brott sker då det maximala böjmomentet vid pålens infästningspunkt når pålens böjbrottmoment och en "led" bildats vid denna punkt. Pålen rör sig kring ledpunkten och markens maximala sidomotstånd mobiliseras längs pålens övre del. Pålens sidomotstånd är i detta fall beroende av pålens brottmoment och den omgivande jordens hållfasthetsegenskaper.

En påles brottlast kan beräknas med ledning av den mekanism som leder till brott. Jordbrott för en ej inspänd påle i kohesionsmaterial visas i fig 5 a. Pålen rör sig kring en punkt som är belägen nära pålspetsen. Motsvarande jordtrycksfördelning visas i fig 5 b. Vid brott rör sig den del av jorden uppåt som är belägen närmast markytan ned till ett djup som motsvarar omkring tre påldiametrar medan jorden rör sig i sidled, från pålens framsida



Fig 1. Försöksanordning för undersökning av fria pälars sidomotstånd.

till dess baksida, då djupet överstiger tre påldiametrar. Närmast markytan motsvarar jordens sidomotstånd det passiva jordtryck som verkar mot en oändligt lång vägg. Detta jordtryck är lika med två gånger lerans odränerade skjuvhållfasthet τ_{fu} . Sidomotståndet ökar mot djupet på grund av bl a valvbildning och motsvarar omkring (8–12) τ_{fu} på ett djup som är lika med tre påldiametrar. Detta jordtryck är beroende av påltvärsnittets form och påltans råhet. På större djup är sidomotståndet oberoende av djupet under markytan då leran vid brott förskjuts i sidled. Vid pälens rotationscentrum är nettojordtrycket (skillnaden mellan jordtrycket mot pälens fram- och baksida) litet. Nära pälens spets mobiliserar jordens maximala sidomotstånd som är (8–12) τ_{fu} såsom visas i fig 5 b.

För beräkningsändamål har det jordtryck som visas i fig 5 b ersatts med det som visas i fig 5 c. Det har här antagits att det laterala jordtrycket är litet och kan försummas från markytan och till ett djup som motsvarar 1,50 påldiametrar. Under detta djup har det antagits att jordtrycket är 9 τ_{fu} . Ytan

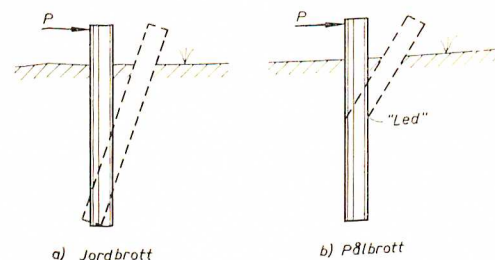


Fig 3. Brott vid ej inspända päl.

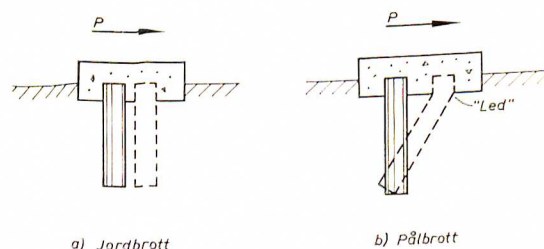


Fig 4. Brott vid inspända päl.

av detta jordtrycksdiagram är ungefär lika med ytan av det verkliga jordtrycksdiagrammet. Den resulterande beräknade maximala brottlasten blir i detta fall teoretiskt något mindre än den som motsvarar den verkliga jordtrycksfördelningen (fig 5 b). Denna beräkningsmetod leder således till beräkningsresultat som är något på den säkra sidan.

Brott hos korta päl kan även ske såsom visas i fig 6 a. I detta fall inträffar brott då det maximala böjmomentet i pälens när pälens brottmoment. Motsvarande jordtrycksfördelning visas i fig 6 b. Även här är jordtrycket vid markytan 2 τ_{fu} . Jordtrycket ökar med ökat djup och når (8–12) τ_{fu} på ett avstånd som motsvarar tre påldiametrar. Längs den del av päl som är belägen under den plastiska "leden" i pälens sidoutböjning är liten är jordens sidomotstånd mindre än (8–12) τ_{fu} . För att beräkna pälens maximala sidomotstånd har den verkliga jordtrycksfördelningen ersatts med den som visas i fig 6 c. Det har här antagits i likhet med den jordtrycksfördelning som visades i föregående figur för jordbrott att jordtrycket är litet vid markytan och kan försummas till ett djup som motsvarar 1,5 påldiametrar och är lika med 9 τ_{fu} under denna nivå ned till ett djup där böjmomentet i pälens när ett maximum.

Med hjälp av denna antagna jordtrycksfördelning kan man sedan beräkna det maximala böjmomentet i päl. I tabell 1 visas en jämförelse mellan uppmätt och beräknat böjmoment från undersökningar som utförts av Parrack [4], av Mc Cammon & Ascherman [5] och av Osterberg [6]. Försöken utfördes med päl vars diameter varierade mellan 0,27 och 1,37 m och som utsatts för en belastning som varierade mellan 0,64 och 36,3 ton.

Fig 2. Belastningsanordning för inspända päl.

Man kan se att kvoten $M_{uppmätt}/M_{beräknad}$ överstiger 1,0 för den undersökning som utförts av Parrack medan denna kvot är mindre än 1,0 för de undersökningar som utförts av Mc Cammon & Ascherman och av Osterberg. Om kvoten $M_{uppmätt}/M_{beräknad}$ är mindre än 1,0 så leder den föreslagna beräkningsmetoden till resultat som är på den säkra sidan, dvs det beräknade böjmomentet blir större än det verkliga böjmomentet. Man kan dock konstatera att de beräknade böjmomenten stämmer väl överens med de uppmätta värdena. Emellertid är det önskvärt med ytterligare försök för att bedöma noggrannheten och användningsområdet för den föreslagna beräkningsmetoden.

Pålbrott för en kort sidobelastad päl som slagits ned i ett friktionsmaterial visas i fig 7 a. Denna päl rör sig i jorden kring en punkt som är belägen nära pälspetsen. Motsvarande jordtrycksfördelning visas i fig 7 b. Längs pälens "framsida" utvecklas passivt jordtryck medan aktivt jordtryck utbildas längs pälens "baksida". På grund av valvverkan blir det passiva jordtrycket större än det som verkar mot en oändligt lång glatt vägg. Mätningar har visat att nettojordtrycket, skillnaden mellan passivt och aktivt jordtryck som verkar mot en pälens övre del är 3 till 10 gånger större än det Rankinska nettojordtrycket uttryckt med koefficienten ($K_p - K_a$) såsom visas i fig 7 b. Nettojordtrycket är litet vid pälens rotationscentrum och når ett maximum vid pälens nedre del. För att enkelt kunna beräkna en pälens sidomotstånd har den verkliga jord-

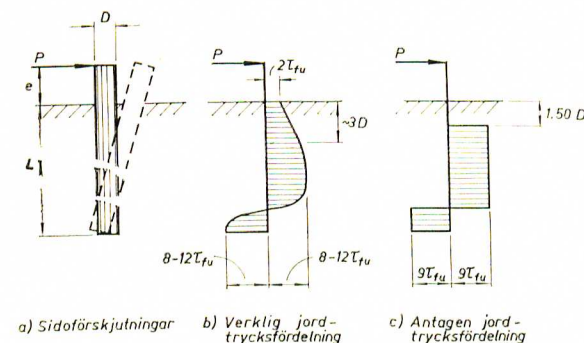


Fig 5. Jordbrott för ej inspänd päl i kohesionsjord.

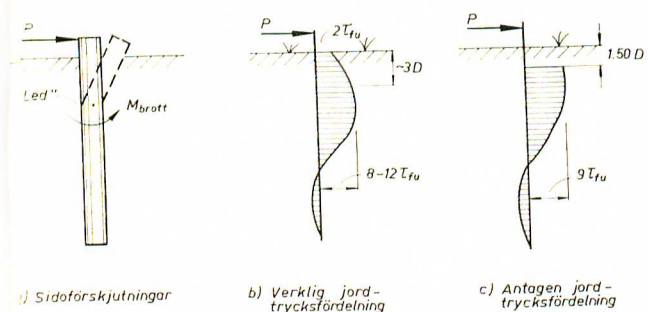


Fig 6. Brott hos kort päl i kohesionsjord.

Tabell 1. Försöksresultat. A. Kohesionsmaterial. 2. Pålbrott

Försök	Diameter (<i>D</i>) meter	Pållast (<i>P</i>) ton	Förhållandet $M_{uppmätt}/M_{beräknat}$
Parrack (1952)			
1	0,61	9,1	1,07
		18,2	1,09
		27,3	1,12
		36,3	1,13
Mc Cammon & Ascherman (1953)			
1	1,37	2,3	0,84
		4,5	0,98
		6,8	0,98
2	1,37	5,5	0,98
		10,9	0,98
		16,4	0,97
Osterberg (1958)			
T 1	0,27	1,32	0,93
T 2	0,27	1,10	0,97
T 3	0,27	0,64	0,97
T 4	0,27	0,64	0,93
T 5	0,27	2,23	0,92
T 6	0,27	1,77	0,96
T 7	0,27	1,32	0,94
T 14	0,27	1,55	0,94
Medeltal			0,945

trycksfördelningen ersatts med den som visas i fig 7 c. Det har således antagits här att fullt nettojordtryck utbildas ned till pälens spets och att detta jordtryck är 5 gånger större än det passiva Rankinska jordtrycket. Det aktiva jordtryck som verkar längs pälens baksida är litet och har således försummats. Det stora jordtryck som verkar nära pälens spets har ersatts med en koncentrerad kraft R vid pälens spets.

Med hjälp av den antagna jordtrycksfördelningen kan sedan pälens sidomotstånd beräknas ur en jämviktsekvation med avseende på de moment som verkar kring pälens spets.

En jämförelse mellan uppmätt och beräknat brottlast visas i tabell 2 för både modellförsök i liten skala och fältförsök utförda av Ramelot & Vandepierre [7], av O'Halloran [8] av Tschobanoff [9], av Roscoe [10], av Loos & Breth [11]

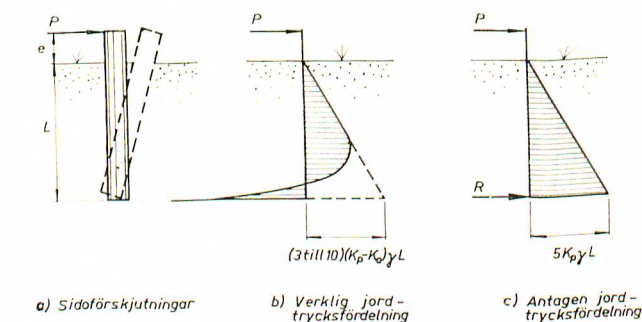


Fig 7. Jordbrott för kort sidobelastad päl i friktionsmaterial.

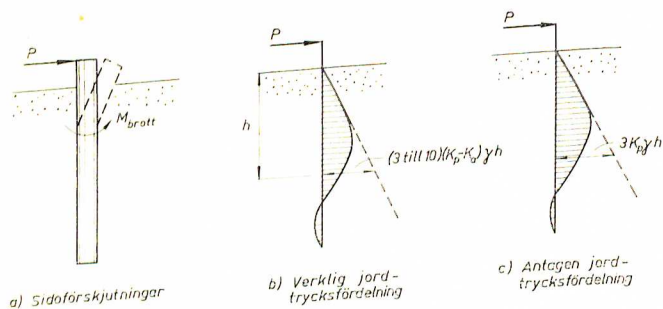


Fig. 8. Pålbrott för sidobelastad påle i friktionsjord.

och av Broms [12]. Man kan se för de undersökningar som utförts av Ramelot & Vandeperre, av Tschebotarioff och Broms att den uppmätta brottlasten $P_{uppmätt}$ är större än den beräknade brottlasten $P_{beräknad}$, medan den uppmätta brottlasten för de undersökningar som utförts av O'Halloran, av Roscoe, och av Loos & Breth är mindre än den beräknade brottlasten. Då kvoten $P_{uppmätt}/P_{beräknad}$ är större än 1,0 ger den föreslagna beräkningsmetoden resultat som är på den säkra sidan, dvs den beräknade brottlasten är mindre än den verkliga brottlasten.

Pålbrott visas i fig 8 a och motsvarande fördelning av jordtryck i fig 8 b. Det verkliga jordtrycket är 3 till 10 gånger större än det Rankinska nettojordtrycket från markytan ned till det djup där den plastiska leden bildas vid brott i pålen. Det Rankinska nettojordtrycket är lika med skillnaden mellan passivt och aktivt jordtryck som verkar mot en lång glatt vägg. Det jordtryck som verkar längs en del som är belägen under den plastiska leden i pålen är beroende av pålens sidoutböjning. Jordtrycket vid pålens spets är i allmänhet litet såsom visas i fig 8 b. För att beräkna en påles brottlast erfordras endast att man känner den påförda lastens angreppspunkt, jordtrycksfördelningen längs den del av pålen som är belägen över den plastiska leden, samt pålens brottmoment. Det har här antagits för beräkningsändamål att jordtrycket motsvarar 3 gånger det Rankinska jordtrycket såsom visas i fig 8 c. Det aktiva Rankinska jordtrycket har försumrats då det är litet i jämförelse med det passiva jordtrycket.

Pålens brottlast kan beräknas om man betraktar pålens jämvikt med avseende på den plastiska leden i pålen. Den plastiska leden är belägen där böjmomentet i pålen når ett maximum, det vill säga den punkt där skjuvkraften i pålen är lika med noll. Det maximala böjmomentet inträffar således på den nivå över vilken det totala jordtrycket är lika med den påförda lasten P .

I tabell 3 visas en jämförelse mellan uppmätt och beräknat böjmoment för undersökningar rapporterade av Loos & Breth [11], av Wen [13], av Roscoe & Schofield [14], av California Division of Highways [15] och av Prakash [16]. God överensstämmelse föreligger mellan uppmätt och beräknat

Tabell 2. Försöksresultat. A. Friktionsmaterial. 1. Jordbrott

Försök	Pållängd (L) meter	Last-excentricitet (e) meter	Förhållandet $P_{uppmätt}/P_{beräknat}$
Ramelot & Vandeperre (1950)			
1 a	0,51	1,07	1,28
1 b	0,64	1,07	1,43
1 c	0,75	1,07	1,42
2 a	0,51	2,15	0,77
2 b	0,64	2,15	0,72
2 c	0,75	2,15	0,77
2 d	0,87	2,15	0,78
3 a	0,51	1,07	1,30
3 b	0,64	1,07	1,78
3 c	0,75	1,07	1,92
3 d	0,87	1,07	1,82
4 a	0,51	2,15	1,66
4 b	0,64	2,15	1,84
4 c	0,75	2,15	1,79
4 d	0,87	2,15	1,85
4 e	0,97	2,15	1,71
5 a	0,51	1,07	1,38
5 b	0,64	1,07	1,29
5 c	0,75	1,07	1,38
Medeltal			1,441
O'Halloran (1953)			
—	6,41	0,0	0,90
Tschebotarioff (1953)			
1	0,74	1,14	1,27
2	0,74	1,14	1,27
Roscoe (1957)			
1	0,23	0,58	0,60
2	0,23	0,58	0,56
3	0,23	0,58	0,62
Medeltal			0,59
Loos & Breth (1949)			
—	1,50	0,50	0,72
Broms (1960)			
—	16,3	0,18	1,06

maximalt böjmoment utom för den undersökning som utförts av Prakash. Man kan se att det uppmätta böjmomentet för denna undersökning är betydligt (upp till 85 %) större än det beräknade böjmomentet. Den föreslagna beräkningsmetoden ger i detta fall resultat som ligger på den osäkra sidan. Orsaken till denna avvikelse är att Prakash undersökte momentfördelningen i pålgrupper som bestod av ett stort antal modellpålar som var nedslagna på olika inbördes avstånd. Den största avvikelsen uppmättes för de pålgrupper som bestod av ett stort antal pålradar och där pålavståndet var litet. Således bör man iaktta stor försiktighet när den föreslagna beräkningsmetoden används för att beräkna pålgruppers sidomotstånd då pålavståndet är litet.

Tabell 3. Försöksresultat. A. Friktionsmaterial. 2. Pålbrott

Försök	Pållängd (L) meter	Last-excentricitet (e) meter	Förhållandet $M_{uppmätt}/M_{beräknat}$
Loos & Breth (1949)			
1	1,50	0	0,87
2	1,00	0	0,90
3	0,75	0	0,62
4	1,50	0,50	1,00
5	1,00	1,00	1,08
6	0,75	1,25	0,73
7	1,50	0,50	1,08
8	1,50	0,50	0,97
Medeltal			0,912
Wen (1955)			
T-8	0,99	0,15	0,84
Roscoe & Schofield (1956)			
7 XA	0,91	0	1,00
7 XE	0,91	0	0,75
7 YA	0,91	0	0,95
7 YE	0,91	0	1,16
Medeltal			0,965
California Division of Highways (1958)			
I 16	9,2	-0,15	0,85
I 36 N	13,7	-0,15	0,96
I 36 S	10,7	-0,15	1,22
I 16 C	9,2	-0,30	1,16
III 16	6,4	2,45	1,00
III 36 N	11,0	2,45	0,78
III 36 S	7,9	2,45	0,84
III 16 C	6,4	2,45	0,87
III 36 CN	11,0	2,45	1,05
III 36 CS	7,9	2,45	0,90
Medeltal			0,963
Prakash (1962)			
1	0,53	0	0,93
3	0,53	0	1,20
17	0,53	0	1,42
4	0,53	0	1,25
5	0,53	0	1,35
13	0,53	0	1,36
16	0,53	0	1,58
19	0,53	0	0,85
8	0,53	0	1,22
9	0,53	0	1,36
10	0,53	0	1,03
11	0,53	0	1,39
24	0,53	0	0,99
21	0,53	0	1,50
22	0,53	0	1,85
23	0,53	0	1,71
Medeltal			1,312

Som sammanfattning kan nämnas att brott av en sidobelastad påle kan antingen ske såsom jordbrott eller såsom pålbrott. Brottlasten för en sidobelastad påle i kohesionsmaterial kan beräknas om man antar att det maximala sidjordtrycket kan försummas

ned till ett djup som motsvarar 1,5 påldiametrar och att jordtrycket är 9 gånger τ_{fu} , kohesionsjordens odränerade skjuvhållfasthet. Brottlasten för en sidobelastad påle i en friktionsjordart kan beräknas om man antar att sidjordtrycket är tre gånger större än det Rankinska passiva jordtrycket.

Den föreslagna beräkningsmetodiken ger ingen information om pålens sidoutböjning vid vanliga belastningar som är lika med en tredjedel eller halva brottlasten. Sidoutböjningen vid vanliga belastningsfall i allmänhet beräknas tillfredsställande med hjälp av en sk bäddmodul som kan beräknas ur belastningsförsök eller som kan uppskattas. Teoretiska lösningar finns för de fall då bäddmodulen är konstant [2] eller ökar linjärt med djupet [1].

LITTERATUR

- [1] B Broms: Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils. Proc ASCE, Vol 90, No SM 3, 1964, p 123—156.
- [2] B Broms: Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils. Proc ASCE, Vol 90, No SM 2, 1964, p 27—63.
- [3] B Broms: Design of Laterally Loaded Piles. Proc ASCE, Vol 91, No SM 3, 1965, p 79—99.
- [4] A L Parrack: An Investigation of Lateral Loads on a Test Pile. Texas A & M Research Foundation, Research Foundation Project No 31, College Station, Texas, August, 1952.
- [5] G A McCammon - J C Ascherman: Resistance of Long Hollow Piles to Applied Lateral Loads. Symposium on Lateral Load Tests on Piles, ASTM Special Technical Publication, No 154, 1953, p 3—9.
- [6] J O Osterberg: Lateral Stability of Poles Embedded in a Clay Soil. Northwestern University Project 208, Bell Telephone Labs, Evanston, Ill, December, 1958.
- [7] C Ramelot - L Vandeperre: Les fondations de pylones électriques: leur resistance au renversement, leur stabilité, leur calcul étude expérimentale. Comptes rendus de recherches de l'Institut pour encouragement de la Recherche Scientifique dans l'Industrie et l'Agriculture, No 2, February, 1950, 180 p.
- [8] J O'Halloran: The Lateral Capacity of Timber Pile Groups. Symposium on Lateral Load Tests on Piles, ASTM Special Technical Publication, No 154, 1953, pp 52—58.
- [9] G P Tschebotarioff: The Resistance to Lateral Loading of Single Piles and of Pile Groups. Symposium on Lateral Load Tests on Piles, ASTM Special Technical Publication, No 154, 1953, pp 38—48.
- [10] K H Roscoe: A Comparison of Tied and Free Pier Foundations. Proceedings, 4th Internat Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol I, 1957, pp 419—423.
- [11] W Loos - H Breth: Modellversuche über Biegebeanspruchung von Pfählen und Spundwänden. Der Bauingenieur, Vol 24, Heft 9, 1949, pp 264—275.
- [12] B Broms: Load Tests on a Raymond Step Tapered Pile. Report to Raymond International, Portland, Oregon, July, 1960.
- [13] R K L Wen: Model Studies of Laterally Loaded Pile Foundations. Proceedings, 34th Annual Meeting of the Highway Research Board, Vol 34, 1955, pp 140—152.
- [14] K H Roscoe - A N Schofield: The Stability of Short Pier Foundations in Sand. Symposium on the Plastic Theory of Structures, Cambridge, British Welding Journal, Vol 3, No 8, 1956, pp 343—354.
- [15] California Division of Highways: Lateral Pile Load Tests. Santa Monica Viaduct, California Division of Highways, Santa Monica, California, 1958.
- [16] S Prakash: Behavior of Pile Groups Subjected to Lateral Loads. Thesis presented to the University of Illinois, at Urbana, Ill, in 1962, in partial fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.

Beskrivning av några aktuella påltyper och utförda försök

Av Sven-Erik Bjerking, Thorild Blomdahl, Per Möller

I BABS 1960 föreskrivs för pålar med effektiv längd 3–5 m reducerad tillåten last jämfört med motsvarande längre pålar. För grundläggningsdjup understigande 3 m tillåts pålning endast där i konstruktionen ingår samverkande pålar av sådan längd att dessa kan ta uppkommande horisontalkrafter. Föreskrifterna motiveras av svårigheten att styra pålarna vid slagningen vilken kan ge upphov till lutningar och excentriciteter med åtföljande horisontalkrafter och, vid pålgrupper, omfördelning av vertikallasten på pålarna. Risk föreligger även för att stoppslagning av korta pålar resulterar i transversella svängningar varvid en spalt bildas mellan påle och omkringliggande marklager. Vid IVA:s påldag den 25 oktober 1965 presenterades några olika grundläggningssätt vid små djup, nämligen med plintpål av ingenjör S-E Bjerking, Stabilator, och med NABO-pålar av civilingenjör Thorild Blomdahl, Ny Asfalt AB. Ett redaktionellt sammandrag av den diskussion som följde på föredragen avslutar artikeln.

Föreskrifterna i BABS har medfört att för små grundläggningsdjup, där man inte kunnat påla, har den vanligaste metoden varit att schakta sig ner genom de lösa marklagren för att nå sk fast botten. Från denna sk fasta botten har grundkonstruktionerna utförts av platsgjutna plintar.

Metoden har emellertid ofta inneburit tekniska svårigheter, särskilt om schaktningen blottat jordstenar, flytjordar, vattenflöden m.m. Det finns exempel på plintar som på grund av ogynnsamma omständigheter tagit mer än 2 månader i anspråk att utföra. Att kostnaderna för sådan grundlägg-

ning kan bli mycket höga finns många exempel på. Den omständigheten att allt färre arbetare är villiga att befatta sig med grundläggning med plintar har tillsammans med ovannämnda skäl bidragit till att man på olika håll på senare tid förutom att försöka rationalisera plintgrundläggningen, även provat helt nya utvägar för grundläggning på små djup (dvs djup understigande 5 m). Av de nya metoder som framkommit kan nämnas å ena sidan plintpålning-metoden, som för några år sedan utarbetades av S-E Bjerking Konsulterande Ingenjörbyrå AB, och å andra sidan metoder med stabiliserade stödpålar, som relativt likartade nyligen lanserats av Stabilator och Nya Asfalt AB.

Grundläggning med plintpålning

Beskrivning av metoden

Plintpålning-metoden började användas 1961 på ett antal byggen i Mellansverige efter en serie av prov och har numera tillämpats över så gott som hela landet.

Tillverkning av plintpålarna sker med hjälp av en anordning som manövreras från en vanlig tung kran på larvfötter. Ett kraftigt foderrör av stål med yttre dimension $\varnothing$ 35 cm slås ned till fast botten, varvid en pålsko av robust konstruktion, täckande foderrörets botten, hela tiden skjuts framför. Vid pålskon är de långsgående armeringsjärnen hos plintpålen fästade. Nedslagningen sker med en hejare som är ihållig och upptill utformad som en mottagningsficka för betong. Nedtill är den försedd med ett gjutrör som löper i foderröret, vilket sam-

Fig 1. Handschaktning för plintar i blockmorän, mo och lera, varvid man försökt undvika dyrbar spontning. Man får ibland, som syns, ta hjälp av tryckluftsverktyg.

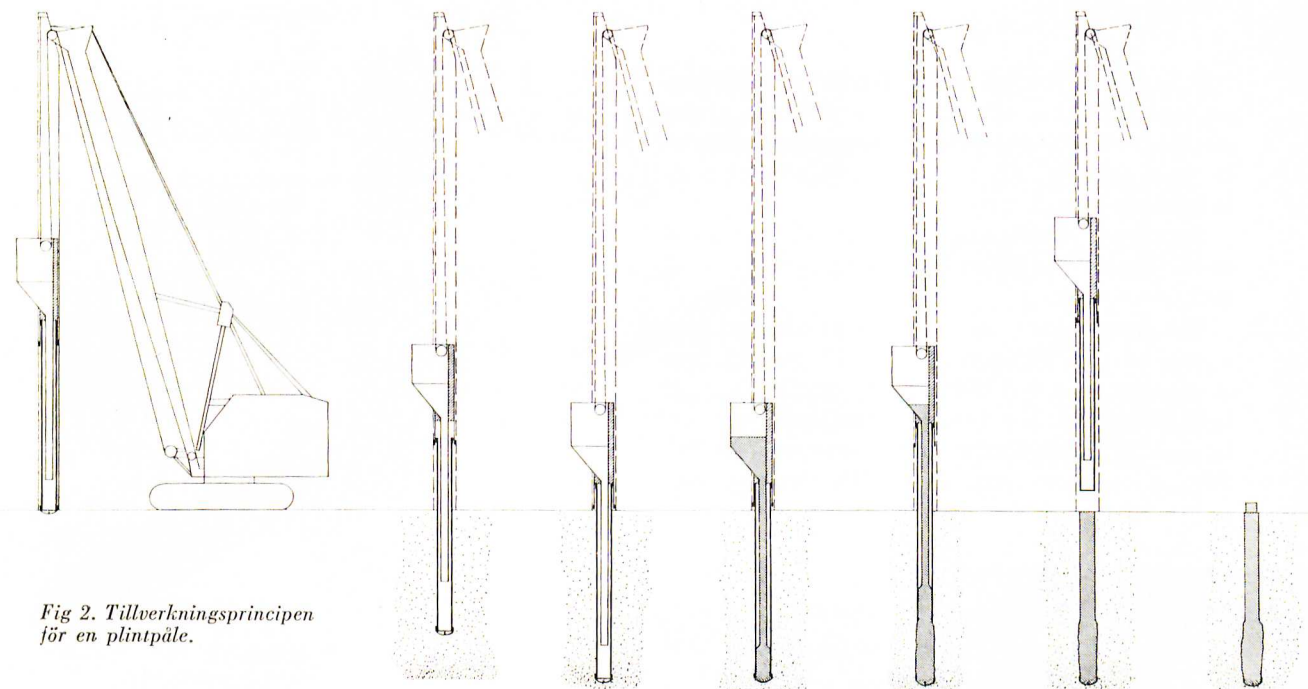


Fig 2. Tillverkningsprincipen för en plintpål.

tidigt tjänar som ett styrningsorgan åt detta. När nedslagningen är klar, med iakttagande av gällande stoppslagningsnormer, ifylls den beräknade kvantiteten betong, hejaren kopplas ihop med foderröret och det hela dras sakta upp med små fram- och återgående rörelser. Därvid kvarlämnas pålskon och betongen som fyller ut hålet i marken. Efter uppdragningen är plintpålen således gjuten till markens nivå. Omedelbart därefter görs kompletteringsgjutning till önskad höjd i en form av papprör. De långsgående armeringsjärnen sticker upp från påltoppen och utgör skarvjärn till ovanförvarande konstruktion. Plintpålen är nu klar att uppta last sedan betongen hårdnat.

Erfarenheter och provningar

Arbetskapaciteten och metodens lämplighet påverkas inte i någon större grad av variationer i markbeskaffenhet eller av grundvattennivån. Plintpålning sköts av en arbetsstyrka på tre man som medeltal tillverkar 10–12 plintpålar per dag. Rekordet är 26 plintpålar per dag. Detta betyder att en grundläggning för ett 40 m långt 3-våningshus kan ske på en vecka med en arbetsstyrka av endast tre man.

Förekomst av grundvatten, även om detta ligger högt utgör inget hinder för metodens användning. Man förhindrar vatten att tränga in i skarven mellan pålskon och foderrörets underkant genom tätning med asfaltkitt, eventuellt kompletterad med ifyllning med ca 30 l mothållande betong, innan nedslagningen påbörjas. Det går lätt att när som helst lyfta upp hejaren och inspektera foderrörets botten och övertyga sig om att skarven håller tätt. Försiktighet med metodens användning bör dock

iaktas, om man har skäl att misstänka strömmande grundvatten. Bortslagningsprocenten i hård och stenig terräng syns vara mindre vid plintpålning än vid vanlig betongpålning, eftersom foderröret jämte pålskon är betydligt tåligare än en betongpål. För en fast botten av starkt sluttande berg utan täckande moränsikt saknas dock ännu tillräcklig erfarenhet, även om pålskor med bergspets provats med gott resultat vid ett par tillfällen.

På de olika arbetsplatserna har under hand uppschaktats och tillvaratagits ett stort antal provpålar för närmare granskning. Det visar sig då att en plintpål mot lera har en något hoptryckt sektion

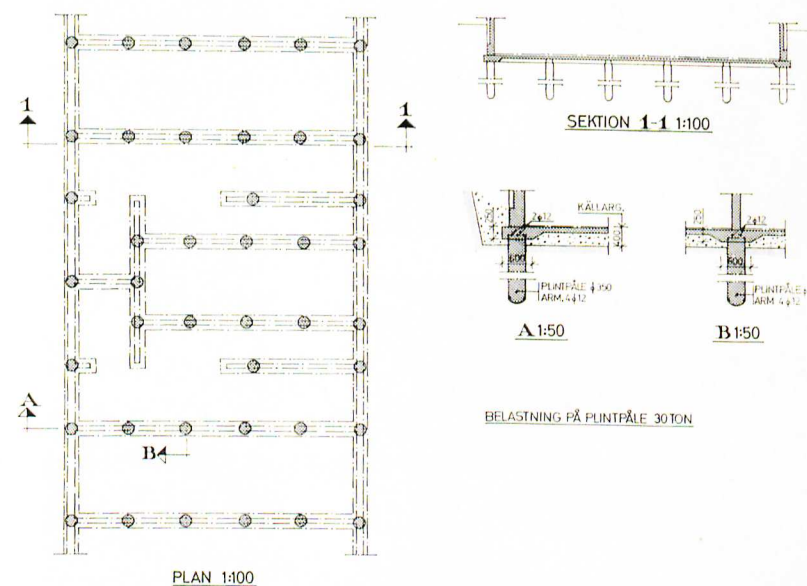
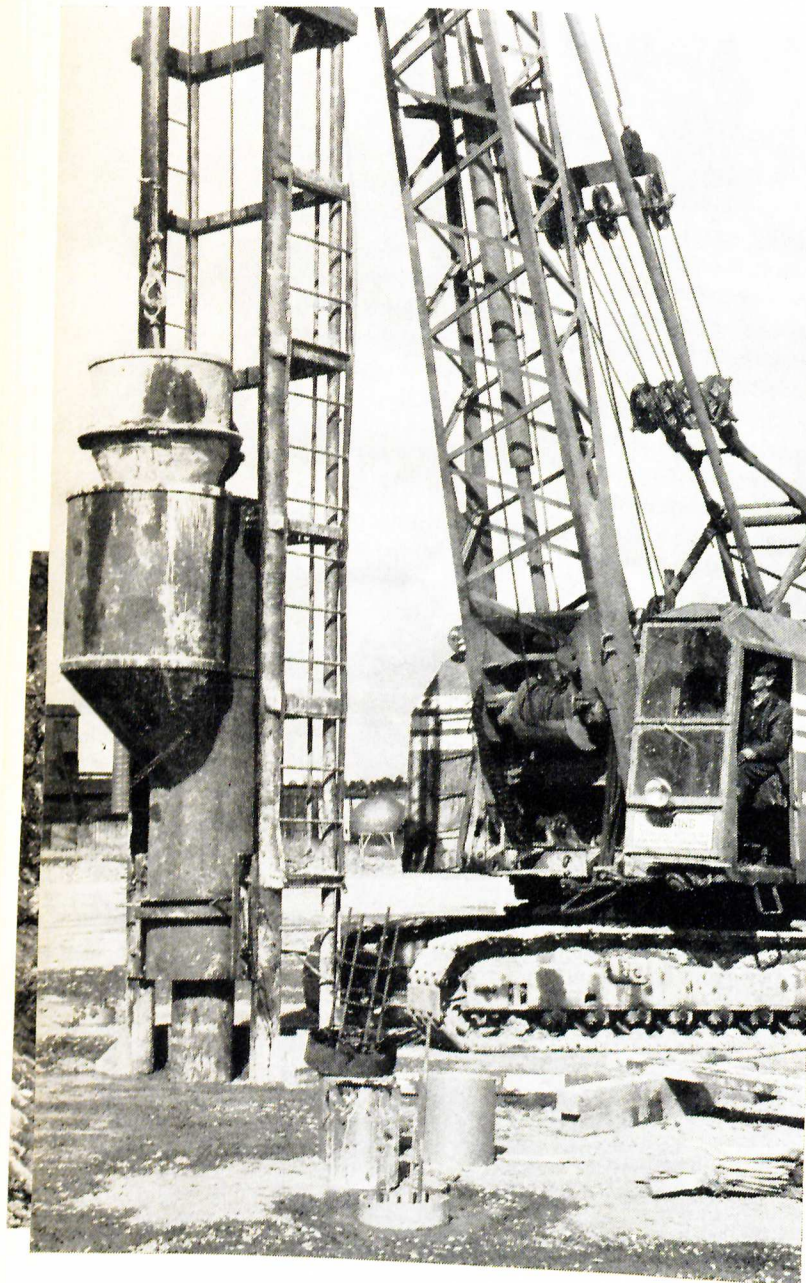


Fig 3. Konstruktionsritning, utvisande plintpålar.

Ø 32—34 cm jämfört med foderrörets ytterdiameter, som är 35 cm, och att ytan är slät, som gjuten mot stålform. Där plintpålen passerar moränmaterial är ytan skrovlig och diametern ibland större än foderrörets ytterdiameter.

Betongens ytterdiameter tenderar att visa något större värden hos plintpålen nedre delar jämfört med dess övre delar.

Vid provtryckning av en hel plintpåle med upprepade på- och avlastningar från 15 ton och uppåt har det i ett fall blivit brott vid 148 ton, då kubhållfastheten hos betongen varit omkring 260 kg/cm². Då kubhållfastheten hos betongen överstigit 340 kg/cm² har brott ej uppstått vid uppnådda



10

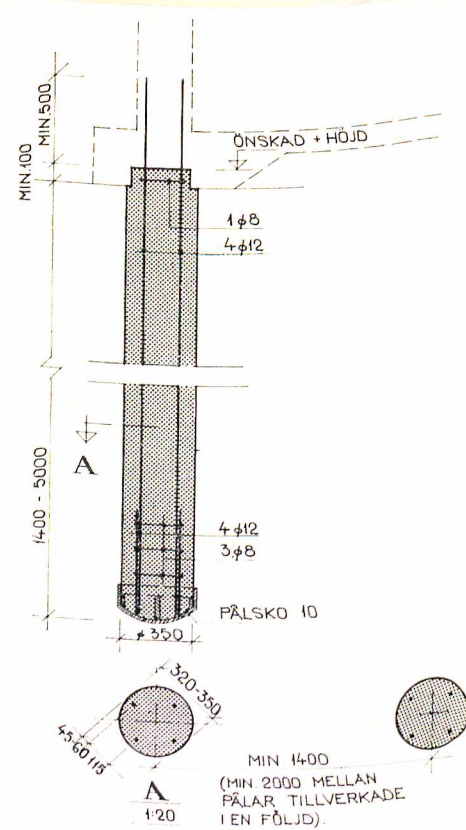


Fig 4. Detalj av plintpål.

200 ton, som varit domkraftens maximiförmåga. Den föreskrivna betongkvaliteten för en plintpål har därför satts till K 400.

För tillåten last per påle har för vanliga husbyggen tillämpats 30—40 ton och i ett fall, för en oljetank, ända upp till 60 ton. Pålslängden har bedömts kunna vara hur liten som helst utan att reducera den tillåtna lasten. Av ekonomiska skäl har den dock aldrig understigit 1,0 m. Byggnadsstyrelsen har i avvaktan på flera provningar generellt angivit en tillåten last av 30 ton för en minimislängd hos pålen av 1,5 m.

Maximipålslängden bestäms av foderrörets längd som tillåter ett grundläggningsdjup av ca 5 m.

Som prov har plintpålar slagits ner i marken med olika inbördes avstånd efter ett visst mönster och i en följd. Om avståndet understigit 1,0 m har 15—30 liter av den färskna betongen från den närmast föregående plintpålen tryckts upp och lagt sig över markytan. Vid framschaktning har det visat sig att plintpålen då antagit ett utseende närmast liknande en morot. Där avståndet mellan plintpålar varit 1,0—1,5 m har påverkan varit obetydlig och för avstånd > 1,5 m så gott som ingen alls. Nedslagning av foderröret för tillverkning av en plintpål intill en nygjuten plintpål sker därför inte närmare än 2,0 m. Vid tätare c/c-avstånd bör alltså först varannan plintpål tillverkas, varefter man efter ett par dagar, då dessa hårdnat, kan gå tillbaka och utföra de resterande.

Fig 5. Plintpålning. Efter nedslagning av foderröret med pålskon till fast botten har betonggjutningen påbörjats.

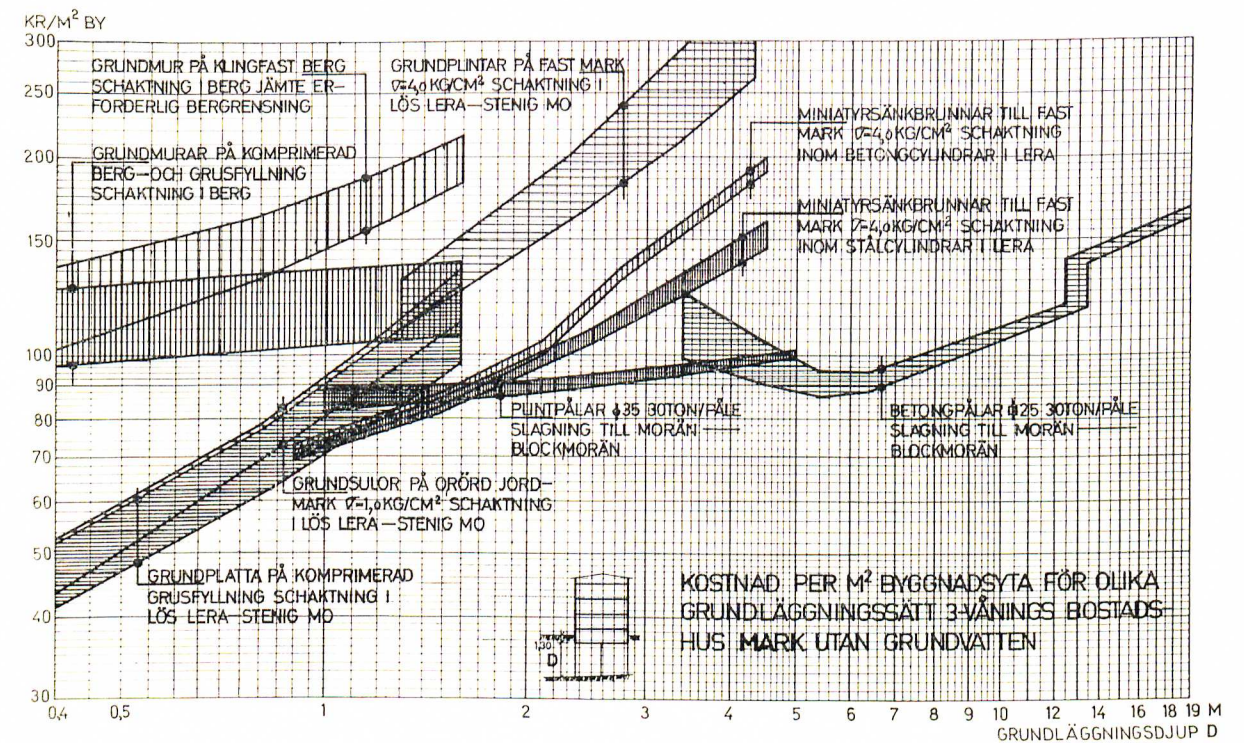


Fig 6. Kostnadsdiagram visande kostnad per m² byggnadsyta för olika grundläggningssätt hos ett ordinärt 3-vånings bostadshus på mark utan grundvatten.

Ekonomi

Om man kommer till ett resultat efter en teknisk-ekonomisk utredning kan man alltid invända att omständigheterna kring grundläggning varierar så mycket att de riktiga kostnaderna svårigen låter sig beräknas. Särskilt för vanliga grundplintar kan tex förekomst av jordsten och flytjordar ställa till svårigheter med betydande kostnadsöverskridanden som följd. Det torde emellertid stå klart att metoden att grundlägga med vanliga grundplintar innebär ofantliga kostnader.

I kostnadsjämförelser har som grundförstärkningskostnader medtagits alla på arbetsplatsen nedlagda kostnader för de konstruktionsdelar som finns under ett horisontellt plan i höjd med källargolvets underkant. Dessutom tilläggs de kostnader ovan detta plan, som jämfört med grundläggning på långsgående grundsulor på grus är en följd av eller påverkas av den aktuella grundläggningsmetoden, såsom fetare betong och mera armering i grundbalkar mellan plintar, planschaktning och återfyllning m.m.

Som underlag för kostnadsutredningen har för respektive grundläggningssätt utförts konstruktionsritningar. För att förenkla kostnadsjämförelsen har räknats med att marklinjen är horisontell 1,30 m ovanför källargolvets nivå. För ett sådant genomräknat fall som visas i diagrammet i fig 6 har man utgått ifrån att marken är fri från grundvatten.

I diagrammet visas breda kurvor, som i sig

innehåller ett flertal kostnadsuppgifter inom det aktuella grundläggningsförfarandet. För tex grundplintar spänner kostnaderna mellan det billigaste sättet, att schakta halvfast lera med grävmaskin i rännor och därefter för hand i gropar mellan spont och det dyraste sättet, nämligen att schakta stenig mo och morän för hela byggnadsytan och därefter verkställa hel återfyllning, sedan plintarna gjutits och avformats. För betongpålar är det främst bortslagningsprocenten för olika markförhållanden som ger olika kostnader.

För ett ordinärt 3-vånings bostadshus med yttermått 12 × 50 m (byggnadsyta = 600 m²), där fasta botten ligger 3 m under källargolvets, kan man med hjälp av diagrammen få ut, att man för mark utan grundvatten kan tjäna ca 63 000 kr (105 kr/m² by) om man går in för plintpålar i stället för grundplintar. Om marken innehåller grundvatten, blir kostnadsskillnaden än större.

Sådana grundläggningsmetoder, som innebär schaktning på djupet är i hög grad känsliga för grundvattenförekomst hos marken, vilket ju inte alls är fallet för betongpålning och plintpålning.

Den höga kostnadstopp, som kännetecknat grundläggningsdjup mellan 1 och 5 m kan alltså kapas med utnyttjande av bland annat plintpålningssättet. Arbetsplatserna har kunnat göras bättre framkomliga. Tiden för grundläggningsarbetena har avsevärt minskat. Det går dessutom lättare att ange

en gräns, där grundläggningsarbetena avslutas och de egentliga byggnadsarbetena tar vid. Detta ger arbetsorganisatoriska fördelar och öppnar nya möjligheter till rationaliseringar.

Grundläggning med Stabilopålar

Restriktionerna i BABS för stödpålar understigande 5 m längd gäller "därest ej särskilda åtgärder vidtages för att säkerställa sidostabiliteten" för pålarna. Om således sidostabiliteten genom vissa åtgärder säkerställs bör pålning kunna tillämpas även för små djup.

Beskrivning av metoden

Den grundläggningsmetod som Stabilator valt att föra fram kännetecknas av en prefabricerad betongpåle i kärnan som genom vissa åtgärder under slagningsarbetet kringgjutts i syfte att säkerställa kravet på sidostabilitet. Fördelarna med metoden ligger bl a i att byggnadsverket får en till typ möjligast homogen grundläggning, att arbetet utförs med en utrustning som i normalfallet finns på arbetsplatsen och att detta kan utföras av i alla led van personal. Metoden är patentsökt.

Metoden framgår av principritning (fig 7) och går i korthet ut på följande:

1. En ca 1 m hög plåtratt placeras styrd i gejdern.
2. Med pålen som pryl slås ett 0,5—1,0 m djupt hål i marken. I vissa fall används för ändamålet en specialpryl.
3. Pålen uppdras och det kvarstående hålet fylls med bruk.
4. Pålen sätts åter ned genom tratten i det med bruk fyllda hålet. I tratten hålls ytterligare så mycket bruk att nivån ligger 0,5—1,0 m upp.
5. Pålen drivs ned i marken med låg fallhöjd på hejaren varvid bruket p g a vibrationerna arbetas

ned utmed pålens sidor. Hela tiden kontrolleras därvid bruksnivån, så att erforderlig överhöjd hålls.

6. Pålen stoppsläs enligt gängse anvisningar. Vanligtvis slås en standardpåle 30×30 cm — i vissa fall 25×25 cm. Brukets sammansättning och konsistens väljs med hänsyn till aktuella markförhållanden.

Genomförda försök och provningar

I samråd med Kgl Byggnadsstyrelsen, Stockholms Stads Byggnadsnämnd samt Märsta Byggnadsnämnd utfördes på en arbetsplats i Märsta under förvåren 1965 vissa försök med korta pålar. Huvudsyftet var därvid att få en uppfattning om den icke stabiliserade pålens egenskaper jämfört med den stabiliserade samt studera korta pålars inverkan på varandra vid slagningen. Med ledning av erhållna resultat önskade man sedan bilda sig uppfattning om tillåtna laster vid viss effektiv minimilängd på pålarna.

Det för provningen föreslagna och utförda programmet framgår av följande:

a) De slagna pålarnas slutliga placering i förhållande till den enligt pålplanen angivna teoretiska placeringen.

b) De slagna pålarnas slutliga lutning i förhållande till vertikallplanet.

c) Kringgjutningsbrukets fördelning utmed pålens sidor efter stoppslagningen samt använd mängd bruk vid ifrågavarande jordmaterial.

d) Den stoppslagna, stabiliserade respektive icke stabiliserade, pålens tendens till lyftning vid slagning av grannpåle.

e) Den stoppslagna, stabiliserade respektive icke stabiliserade, pålens påverkan i sidled vid slagning av grannpåle.

f) Den stabiliserade pålens förmåga att uppta horisontalkrafter jämfört med motsvarande egenskaper hos den icke stabiliserade pålen.

Mätningarna under punkterna a) och b) avsåg att ge en uppfattning om storleken av en eventuell horisontalkraft i pålen av den vertikala lasten. Punkterna d) och e) skulle ge en uppfattning om brukets lugnande och stabiliserande inverkan på pålen samt minsta centrumavstånd mellan korta pålar. Punkterna c) och f) slutligen skulle ge den stabiliserade pålens allmänna egenskaper jämfört med den icke stabiliserades.

Resultat av försök och provningar

Sammanlagt slogs i denna första försöksserie sex pålar, varannan stabiliserad och varannan icke stabiliserad. Effektiva längden på pålarna varierade mellan 2,05 m och 2,90 m, c/c-avståndet var ca 2 m. Pålarna utgjordes av standardprodukter 30×30 cm med 4 längsgående armeringsjärn samt tvärgående spiralbyglar. Markmaterialet bestod av torrskorpeler underlagrad med ca 0,5 m morän på berg.

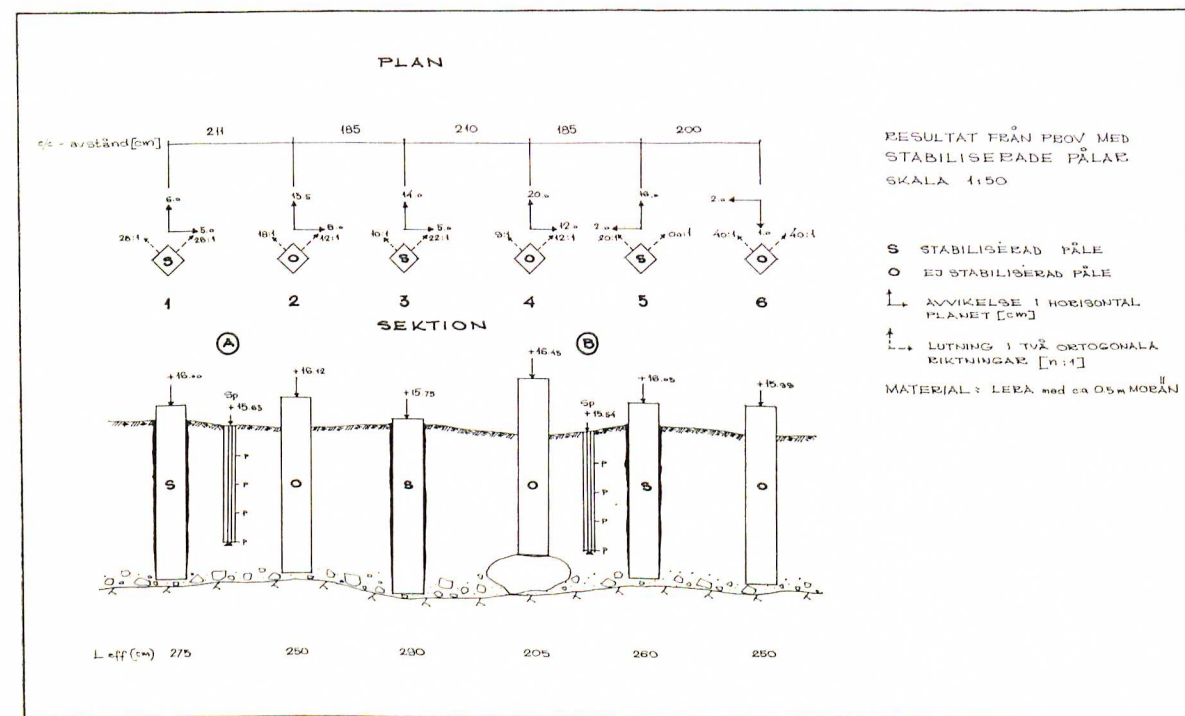


Fig 8. Resultat av provning i Märsta år 1965 vid slagning av sex korta stabiliserade pålar.

I korthet gav försöken följande resultat (se även fig 8):

a) Den resulterande excentriciteten utgjorde för pålarna ca 10 cm samt för en påle ca 25 cm (påle nr 4, stannat på stenblock).

b) Maximalt resulterande lutningen var i medeltal ca 25:1 samt för en påle en maximalt resulterande lutning av 3:1 (påle nr 4).

c) Bruket hade fördelat sig trattformigt utmed pålens fyra sidor. Bruksåtgången var ca 90 liter per påle.

d) Tendensen till lyftningen av slagen påle vid slagning av grannpåle var ej påvisbar med den mätutrustning, som användes vid försöken.

e) Motsvarande tendens till påverkan i sidled vid det relativt stora c/c-avstånd som valts var en förskjutning av ca 0,8 mm då grannpålen slagits ned 1,5—2,0 m samt ca 1,0 mm efter pålens stoppslagning (mätt med indikator-klocka).

I fig 9 redovisas ett representativt exempel på sidoförskjutningsdiagram för en stabiliserad och en icke stabiliserad påle då pålarna utsätts för en horisontalkraft. Pålarna drogs dels i diagonal, dels vinkelrätt mot sidoytan. Pålastningen skedde successivt med 1 ton för varje steg. Pålarna drogs individuellt med hjälp av hydraulisk kolv. För två av de icke stabiliserade pålarna erhöles brott i marken vid ca 7 ton. Övriga pålar drogs till maximal horisontalkraft 10,5 ton. Vid en sidoförskjutning av 5 mm var horisontalkraften för de stabiliserade

pålarna ca 6 ton och för de icke stabiliserade 4,5 ton. Motsvarande värden vid 10 mm sidoförskjutning var 8 ton respektive 6,2 ton. Stabiliseringsåtgärden gav således vid dessa försök över hela diagrammet ca 30 % förhöjd förmåga att uppta horisontalkrafter. Härvid bör observeras att ingen vertikal last förekom.

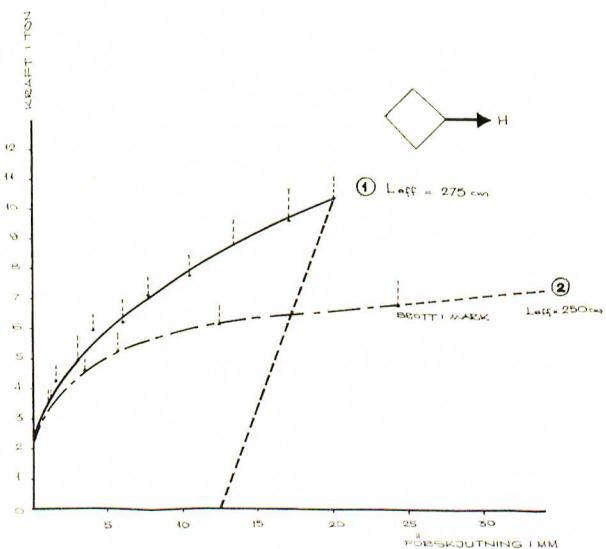


Fig 9. Kraft-sidoförskjutningsdiagram för stabiliserad och icke-stabiliserad påle.

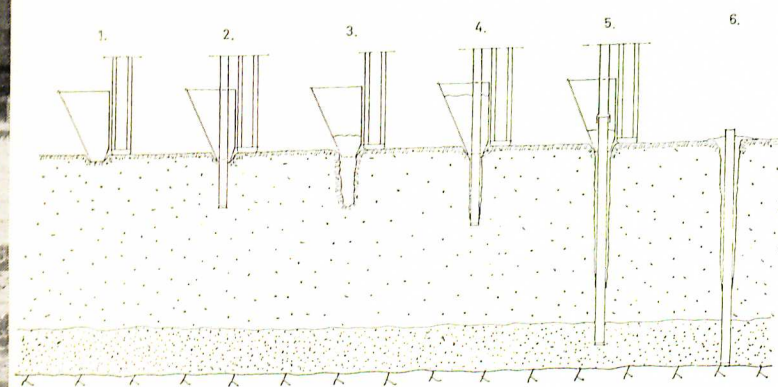


Fig 7. Principen för slagning av Stabilatorpålar. 1 Tratten inplaceras, 2 Med pålen slås ett 0,5—1,0 m djupt hål, 3 Pålen uppdras. Bruk ihålls, 4 Pålen nedsätts i hålet. Bruk tillförs, 5 Pålen slås med låg fallhöjd. Stoppas, 6 Pålen klar.

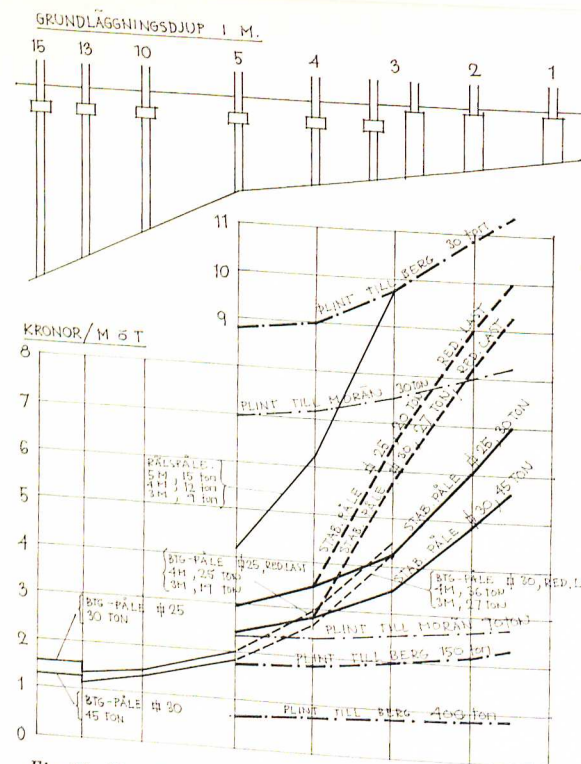


Fig 10. Ungefärlig grundläggningskostnad för några alternativa metoder uttryckt i kr per effektiv meter grundläggningsdjup och utnyttjad eller tillåten last.

Kontrollfrågan

När specialmetoder som den ovan beskrivna kommer till utförande vid korta grundläggningsdjup bör stor uppmärksamhet fästas vid kontrollfrågan. I första hand bör man på ett tidigt stadium noga studera de aktuella marklagrens sammansättning och egenskaper.

Dessutom ska hänsyn tas till ovanförliggande byggnads konstruktiva utformning. I samband med pålningsarbetena bör pålarna fortlöpande kontrolleras. Kontinuerligt sker på de flesta arbetsplatser där Stabilopålar kommer till utförande följande mätningar:

- Bestämning av pålarnas excentriciteter.
- Bestämning av pålarnas lutningar.
- Avvägningar samt kontroll- och efterslagning av visst antal pålar.
- Registrering av bruksåtgång.

Resultaten från punkterna a) och b) rapporteras till konstruktören som underlag för bedömning av eventuella extrapålar. Punkt c) är en ren kontroll-åtgärd för de stoppslagna pålarna. Punkt d) ger en viss anvisning om stabiliseringsåtgärdens resultat.

Synpunkter

Som underlag för bedömning av kostnaderna i kronor/effektiv meter och tillåten last vid alternativa lösningar för små grundläggningsdjup lämnas en sammanställning i fig 10. De olika kurvorna representerar ett medelvärde vid normala grundförhållanden samt ger för de alternativa lösningarna helt färdiga och jämförbara produkter. Sålunda ingår även pålplatta, bortslagning och kappning av pålar, betongspill o d. De angivna lasterna

är några tänkbara tillåtna eller utnyttjade belastningar under olika förhållanden.

Efter mångåriga försök och överväganden mellan Stabilators platsgjutna pålssystem och olika injekteringsförfaranden genom en prefabricerad nedslagen påle har målsättningen blivit att välja en produkt enligt det sistnämnda utförandet. Möjligheter till kontroll och efterslagning finns, varvid även pålspetsens fäste vid tex släntberg, blockmorän o d kan kontrolleras. Risken för skador på pålen vid starkt vattenförande marklager eller glidningar i jordlagren anses ringa.

Metoden är under vidareutveckling och förnyade försöksserier kommer att genomföras. Så snart tillräcklig erfarenhet erhållits är förhoppningen att ett generellt godkännande för pålen skall ges av berörda myndigheter.

Grundläggning med NABO-pålar

Som tidigare framgått företer Stabilators och Nya Asfalts grundläggningsmetoder vissa likheter. Målsättningen hos Nya Asfalt har varit att hitta en lösning där existerande maskiner och kända pålmaterial kan användas:

- Maximal sidostabilitet.
- Oreducerad last för samtliga längder.
- Pålarnas minimilängd 1,5 m.
- Installation med pålkran.
- Användning av kända pålmaterial.
- Minsta c/c-avstånd 3 d.

Beskrivning av metoden

Som framgår av överdir B Broms' framställning och det av honom författade Meddelande nr 5 (IVA:s pålkommitté), Beräkningsmetoder för sidostabiliserade pålar, kan för en given längd och jordart en påles stabilitet förbättras endast genom att dess diameter ökas.

Nya Asfalts förslag till lösning, som tillkommit efter en idé av ing J Vegerfors i Uppsala, och som benämns NABO-pålen, framgår av principskisser (fig 11, 12 och 13). Pålen är alltså en konventionell påle stabiliserad med betong.

Betongens uppgifter är härvid att

- öka pålens diameter,
- utfylla eventuella håligheter,
- minska pålens rörelser under stoppslagningen.

Gjorda försök

Med god hjälp av representanter från Kungl Byggnadsstyrelsen, byggnadsnämnder, konstruktör och beställare har med mycket gott resultat ett femtontal projekt genomförts, omfattande mer än 1200 pålar. Detta har gett anledning till att, efter samråd med och uppmuntran från Kungl Byggnadsstyrelsen, Statens Geotekniska Institut och IVA:s pålkommitté, utarbeta ett provningsprogram som till en del är avslutat och till en del pågår.

För att nå ett så allsidigt resultat som möjligt utförs provningarna i två huvudserier.

- Pålar, 25 × 25 cm.
- Pålar, 30 × 30 cm.

Varje huvudserie består av två delar:

- Pålar med längd 1,0—2,0 m.
- Pålar med längd 2,0—4,0 m.

Målsättningen för programmet är att NABO-pålen skall kunna godkännas enligt följande:

- Pålarnas last skall vara oreducerad för samtliga längder.
- Pålarnas min längd skall vara 1,5 m.
- Minsta c/c-avstånd skall vara 3 d
(d = 28,2 cm för pålar 25 × 25 cm
33,9 cm för pålar 30 × 30 cm).

Följande omständigheter undersöks:

- Pålens rörelser under och läge efter slagningen.
- Pålens rörelser vid slagning av intilliggande pålar.
- Pålens sidomotstånd i relation till ostabiliserad påle.
- Pålens brottlast.
- Pålens eventuella rörelser vid pålkapning i relation till ostabiliserad påles vid samma behandling.

Programmet omfattar totalt mer än 40 pålar.

Resultat

Moment 1 och 2 är utförda och moment 3—5 pågår. Resultaten visar att god överensstämmelse råder mellan idé och praktik. Pålarna "vandrar" mindre och slutläget är i allmänhet mer exakt än för ostabiliserade pålar. Detta har också varit fallet i de projekt som utförts, vilket till en del kanske beror på att prylen används som sond och svåra slutlägen för pålen undviks.

Resultatet för moment 2 visar, att de korta pålarnas rörelser under slagningen är av storleksordning max 1,0—2,0 cm. Motsvarande mått för de långa pålarna är 0,5—1,0 cm.

Dessa förskjutningar kan utan tvekan tolereras i de flesta fall, eftersom pålarnas slutlägen i allmänhet avgörs av bottenens beskaffenhet. Vid ett nyligen slutfört projekt, omfattande 74 standardpålar, 25 × 25 cm, med längden 3,0—5,0 m, och 40 NABO-pålar, 25 × 25 cm, med längden 1,3—4,5 m, var medelavvikelsen för de förra 9,5 cm och för de senare 8,0 cm.

Enligt de resultat som framkommit är metodens fördelar:

- Hög sidostabilitet.
- Billig installation.
- Förenklad projektering.
- Lätt att kontrollera.

Ekonomi

Kostnaden för en NABO-påle är av storleksordningen 2—3 ggr kostnaden för motsvarande stan-

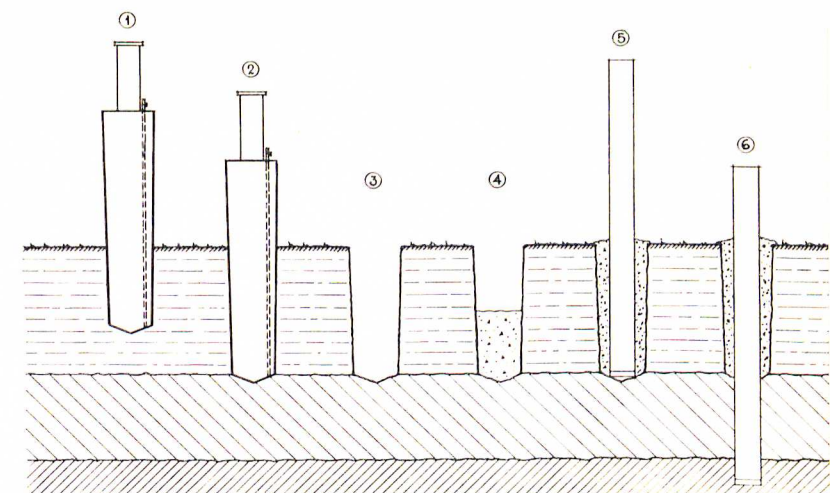


Fig 11. NABO-påle i lera med underliggande fastare jordart. 1 och 2 Prylen nedförs genom lera till fast lager, 3 Prylen uppdras, 4 Betong tillförs, 5 Betongpålen nedförs varvid betongen stiger, 6 Pålen stoppsläs.

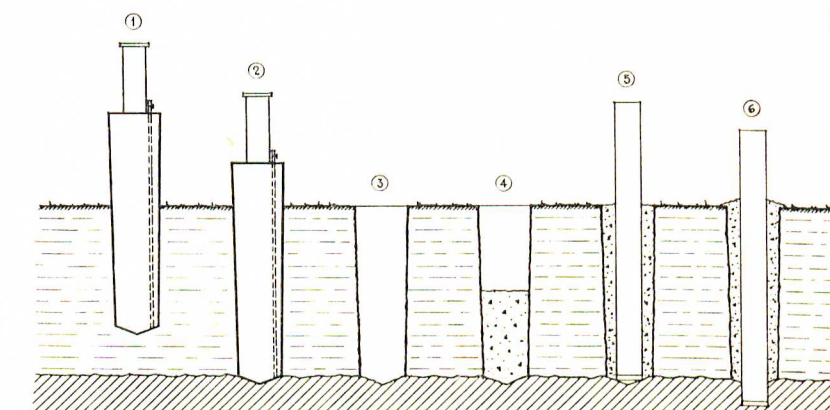


Fig 12. NABO-påle i lera. 1 och 2 Prylen nedförs genom lera till fast lager, 3 Prylen uppdras, 4 Betong tillförs, 5 Betongpålen nedförs varvid betongen stiger, 6 Pålen stoppsläs.

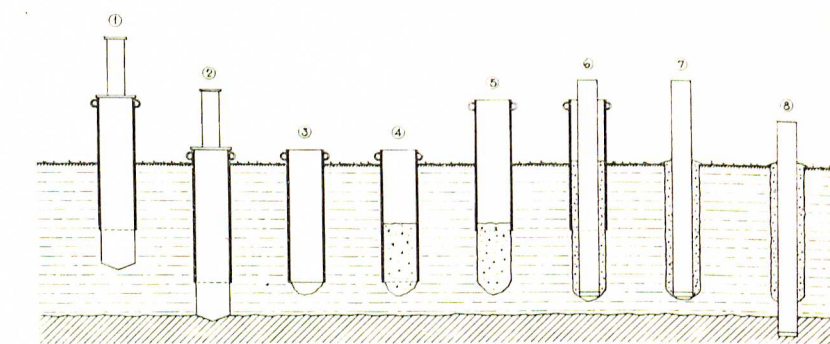


Fig 13. NABO-påle i mycket lös lera. 1 och 2 Pryl med foderrör nedförs genom lera till fast botten, 3 Prylen uppdras, 4 Betong tillförs, 5 Foderröret uppdras till hälften, 6 Betongpålen nedförs, 7 Foderröret uppdras helt, 8 Pålen stoppsläs.

dardpåle. Huruvida denna kostnad är attraktiv beror helt på omständigheterna. Alternativet, om BABS bestämmelser skall följas, är att slå flera pålar eller att gräva plintar. Den förra lösningen är förenad med omkonstruktioner och därmed eventuellt uppkommande dröjsmål. Detta kan givetvis undvikas om konstruktören med berätt mod konstru-

erar för reducerad last från begynnelsen. Plintgrundläggning kan, som tidigare framhållits, medföra högst oberäknliga kostnader för schakter och spontningar eller inkallande av ny typ av aggregat.

Kontroll

Att kontrollera installation av NABO-pålen är relativt enkelt och skiljer sig ej speciellt från varje annat arbete med korta, traditionella pålar. Kontrollantens uppgift är i högsta grad konstruktiv.

Man sysslar med i stort sett kända metoder och material. Vad som är av största vikt och intresse liksom vid slagning av korta traditionella pålar är pålarnas slutliga lägen. Relationsritning bör upprättas successivt, så att konstruktören i god tid kan bedöma resultatet och eventuellt beordra flera pålar. Man bör särskilt betänka att använda sig av små fallhöjder, 20—25 cm, och lätta hejare (gärna 2 ton).

Utveckling och framtid

Förhoppningen är att man inom en snar framtid kan tillåta standardpålar ned till 1,5 m längd med oducerad eller måttligt reducerad last. Detta är säkert helt omöjligt utan forskning och intim samverkan mellan forskare, konstruktörer och kontrollerande myndigheter.

Några förslag till riktlinjer för dylika korta pålar:

1. Grundplattan bör vara hel och tillåta relativt stora avvikelser i pålarnas slutliga lägen.
2. Pålarna slås ej i grupper utan sprids under hela plattan.
3. Pålarna slås i långa, hopskarvade momentstyva enheter, vilka isärkopplas efter avslutad slagning. På så sätt erhåller man god styrning under slagningen, utan att stora överlängder uppstår.
4. Eventuellt snedslagna pålar bör kompenseras med pålar slagna åt motsatt håll (resultanten lodrätt).
5. Pålarna inspänns eventuellt i bottenplattan.

Referat av diskussion på IVA:s påldag 1965

Efter föredragen lämnades myndigheternas syn på användning av korta pålar. Nu gällande regler, som är i stort sett lika BABS 1960 och VoV:s bronormer, är elastiskt utformade och medger således i speciella fall användning av kortare pålar än 3 m. Argumenten för restriktivitet i användning av korta pålar och reducering av lasten är i korthet följande.

1. Vissa problem vid slagningen.

De viktigaste osäkerheterna är

- a. minskad sidostabilitet genom "trattbildning",
- b. sidoglidning på lutande underlag ger felplacerade pålar och pålar med ej avsedd lutning,
- c. pålstuds under stoppslagning på grund av ringa sidoavstånd ger pålen dålig kontakt med fast botten.

2. Normal olikhet i pållängd ger kraftigt varierende pållast i en pålgrupp när pålarna är korta.

3. Krymp- och eventuella temperaturrelaxationer i långa byggnader ger större avskjuvningskrafter och tilläggsmoment i de korta pålarna på grund av att de inspänns kraftigare i grundkonstruktionen.

4. Felaktig placering av enskilda pålar och pålgrupper kan ge avsevärt förändrade pållaster i jämförelse med de beräknade.

En grov, tålig konstruktion som en plint ansågs vara att föredra om den kan göras till rimliga kostnader. I Stockholm inspekteras varje plintschakt före gjutning, vilket ger större slutlig säkerhet än vid pålning.

Erfarenheterna från "in situ-gjutna" pålar har inte varit goda i Sverige. Det är viktigt att sådana inte används på olämpliga platser. I undergrund med lös lera eller flytbenägna jordar är "in situ-gjutna" pålar olämpliga på grund av risken för avsnörpning av pålarna. Styrningen av foderröret vid uppdragningen är viktig. Vid sneddragning i lös jord blir pålarna krokiga.

Det är nödvändigt att forskning bedrivs om korta pålar, så att ett bättre underlag för bestämmelseskrivningen erhålls.

Flera av de därpå följande talarna vitsordade att de använt korta pålar med tillfredsställande resultat. Dock ansågs att korta pålar inte alltid kan användas — i exempelvis blockig jord och i lös lera direkt på berg är de olämpliga. Ordentliga grundundersökningar ger god ledning vid bedömningen av olika pålningsmetoders lämplighet.

Stabilisering av pålarnas övre del avser i första hand att förbättra pålarnas sidostabilitet under slagningen och förbättra kontakten med omgivande jord så att risken att rubba pålarna vid kapning och schaktning i pålarnas närhet minskar. Några talare påpekade att det är olämpligt att konstruera hus så att horisontalkrafterna överförs via vertikala pålar till undergrunden. Horisontalkrafterna bör upptas genom jordtryck mot grundmurar o dyl. Man underströk att pålspetsen bör stabiliseras. Detta sker om pålens slås ned i fasta jordlager eller, vid slagning mot berg, genom att mejsla in pålens nederdel i berget, vilket kräver lämplig bergsko.

Målsättningen beträffande tillåten last på plintpålar och stabiliserade pålar angavs vara att lika stor last skall tillåtas som på långa pålar. Kan detta mål nås, inbespars stora kostnader orsakade av att pålningsarbetena måste stoppas upp för omkonstruktioner, som föranleds av nuvarande lastreduktionsregler, när pållängden oförutsett understiger 5 m. Från entreprenörsidan framhölls att tillämpningen av BABS 1960 på många håll är mycket strikt bunden till i bestämmelserna angivna regler om lastreduktionens storlek och till bestämmelsernas föreskrift om minsta tillåtna pållängd. Denna strikta tillämpning förorsakar onödigt tidspillan och kostnad.

Provbelastning av påle slagen i lera och friktionsmaterial

Av tekn lic Gunnar Hellström

Särtryck ur Väg- och vattenbyggaren nr 4, 1965

Gunnar Hellström

Provbelastning av påle slagen i lera och friktionsmaterial

I Göteborg har tre belastningsförsök genomförts på en och samma betongpåle slagen genom 35 m normal göteborgslera och ytterligare 4 respektive 5 m ned i ett 20 m mäktigt fast lagrat friktionsmaterial. Pålen har provtryckts med en månads intervall, varigenom effekten av lerans hållfasthetstillväxt med tiden kunnat observeras. Avsikten har varit att dels studera lämpliga stoppslagsnormer i samband med uppmätta brottlaster och dels pröva ett förenklat provningsförfarande. Tekniker Gunnar Hellström vid AB Flygfältsbyrån har lett försöken och bearbetat försöksvärdena och redogör för de resultat som erhållits.

För grundläggning av Göteborgs Hamns nybyggnad för Rederi AB Göteborg—Fredrikshavn-Linjen erfordras, som vanligt i Göteborg, pålning till stora djup. Grundförhållandena skiljer sig emellertid från de som är de vanligen förekommande i denna stad, såtillvida att leran underlagras av ett ungefär 20 m mäktigt lager av fast lagrat friktionsmaterial, innan berget vidtar. Som bekant är kunskapen tämligen ringa om hur en påles bärighet skall beräknas i friktionsmaterial och vilka stoppslagsnormer som skall gälla. Vid pålningsarbetet användes till en början de normer som i Göteborg tillämpas vid stödpålning. Emellertid visade det sig, att pålarna fick slås så länge och så långt i friktionsmaterialet innan den föreskrivna sjunkningen hade uppnåtts, att det kunde befaras, att några pålar skadades.

I en nyligen publicerad uppsats av Fellenius [1] visas i ett diagram, hur man bör kunna öka tillåten sjunkning per slag, ju längre pålen slås i fastare friktionsmaterial. Det betonas också att diagrammet har konstruerats efter SJ:s erfarenheter, att det inte får tillämpas okritiskt och att ytterligare verifieringar är angelägna. I princip är dock diagrammets uppbyggnad säkerligen ett steg i rätt riktning.

Mellan byggherren Göteborgs Hamn, entreprenören Ernst Järnfelt Byggnads AB och pålningsentreprenören AB Svenska Pålfabriken enades man efter Byggnadsnämndens hörande om att mildra stoppslagsfordringarna, så att minst 50 slag skulle erfordras för en pålsjunkning av 25 mm (tidigare 125 slag). Denna sjunkning skulle inträffa under tre på varandra följande serier, och erforderligt antal slag skulle vara stigande. Som ytterligare villkor sattes att pålen dock skulle slås minst 5 m ned i friktionsmaterialet.

I samband med pålningen utfördes provbelastningar av en särskild provpåle, vilken slogs ned dels 4 m och dels 5 m i friktionsmaterialet. Slagningsarbetet protokollfördes och pålen belastades med stegvis ökad last varunder pålskallens sjunkning uppmättes. Provbelastningsprogrammet utfördes i samråd med IVA:s Pålkommitté.

Vinjett: Vy över arbetsplatsen.



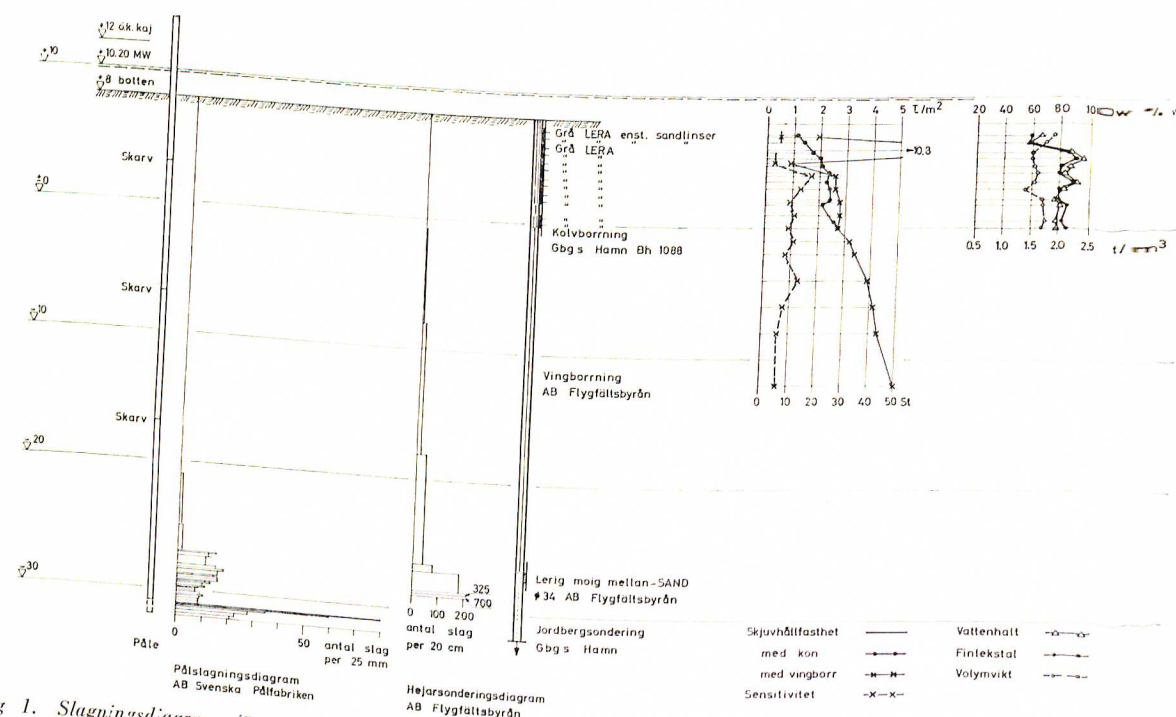


Fig 1. Slagningsdiagram för provpålen, hejarsonderingsdiagram och diagram över skjuvhållfasthetsvariationen

Grundförhållanden

Av fig 1 framgår att lerans mäktighet är 35 m och att skjuvhållfastheten är den för göteborgsförhållanden normala. Visserligen är kolvborrhålet taget ungefär 100 m ifrån provpålen men resultaten från vingborrningen, vilken utförts intill pålen, visar en så god överensstämmelse med konprovrésultatet att det finns skäl att förmoda att kolvborrningarna är representativa även intill provpålen (den kraftiga avvikelserna på 2 m djup härrör från ett ytligt beläget fyllnadsmaterial). Sensitiviteten är normal, dvs omkring 10. Hejarsonderingsdiagrammet på samma fig visar tydligt nivån för gränsen mellan leran och underliggande material.

Medelst jordbergsondering har bergnivån konstaterats i en punkt inom byggnadsområdet (borrning har utförts 0,8 m ned i berget). Djupet till berg under leran var där 20 m och enligt borrlädares bedömning bestod jordmaterialet av grovt grus. Emellertid har men även lyckats ta ett stort prov av det överst liggande friktionsmaterialet. Enligt siktanalysen är materialet en lerig, moig mellan-sand. Det är dock sannolikt att kornstorleken ökar mot djupet så att grovt grus förekommer närmare berget. Att materialet är fast lagrat framgår dels av hejarsonderingsdiagrammet och dels av det faktum att sonderingen endast kunde genomföras till 2 m ned i detta lager.

Provpålen placering och konstruktion

I skärningspunkten mellan diagonalerna som sammanbinder fyra i det närmaste kvadratisk placerade pålar c/c 2 m slogs den påle, som skulle provbelastas. De fyra pålarna skall sedan ingå i konstruktionen

struktionen medan provpålen från början inte skulle delta (detta har senare ändrats på grund av att pålen inte fördärvades vid provbelastningen). De förra har använts som mothåll vid provtryckning (se vinjetbilden).

Som provpåle har använts samma typ som i hejarsonderingen dvs AB Svenska Pålfabrikens förspända, runda standardpåle med 33 cm diameter med det tillägget, att armeringen på byggherrens begäran ökats med 4 Ø 16 Ks 40, vilka inte förspänts. Pålens allmänna data i övrigt är:

Benämning SP 855

Area: 855 cm².

Längder: 14 + 10 + 10 + 11 = 45 m.

Betong: I Std, K 500, grupp a, P, vattentät. Max stenstorlek 32 mm.

Armering: Längsarmering av kalldraget vägstål Ø 7 mm, $\sigma_{0,2} = 13\ 600\text{ kg/cm}^2$; Spiralarmering av kalldraget stål Ø 4,2 mm, $\sigma_{0,2} = 7\ 000\text{ kg/cm}^2$; Dessutom speciellt för detta arbete, längsarmering 4 Ø 16 Ks 40.

Förspänning vid leverans till arbetsplatsen: Stål 8 350 kg/cm², betong 26 kg/cm².

Skarv: Hopfogning med 3 st bult och mutter 7/8" Bufo 80, vilka åtdras till 50 kgm med momentnyckel, varefter bultarnas låses genom stukning.

Spets: Bergdubb Ø 60 mm (lös), Hällefor 134-4 HF.

Provningsprogram

Avsikten med provningen var dels att mäta brottlasten för olika längd av pålen i friktion

material och dels att mäta effekten av lerans hållfasthetstillväxt med tiden. Därför gjordes tre olika belastningsförsök. Först slogs pålen ned 4 m i friktionsmaterialet och provtrycktes så snart som belastningsanordningen kunde monteras. Därefter gjordes ungefär en månads uppehåll varpå pålen ånyo provtrycktes. Därigenom kunde effekten av lerans hållfasthetstillväxt bedömas. Belastningsanordningen flyttades sedan omedelbart undan och pålens slogs ned ytterligare 1 m i friktionsmaterialet, varefter en ny provtryckning omgående genomfördes.

Pålslagningen

Av fig 1 framgår hur motståndet mot pålsjunkningen varierat. Diagrammet har upprättats som det antal slag som erfordras för att pålen skall sjunka 25 mm, vilket underlättar jämförelsen med hejarsonderingen (diagrammet blir således inverterat mot det utseende det skulle haft om sjunkningen per visst antal slag t ex en serie om 10 slag hade använts). Man ser mycket tydligt hur motståndet mot slagningen varit konstant eller möjligen minskat något ned till 4 m djup. Enligt diagrammet har det erfordrats ungefär 10 slag per 25 mm sjunkning dvs endast en femtedel av det antal slag som enligt tidigare använts som norm. Efter 4 m djup är motståndet mycket stort, 80 slag per 25 mm sjunkning = 3 mm sjunkning per serie om 10 slag. Detta beror naturligtvis på lerans hållfasthetstillväxt under den månads tid som förflutit mellan de två slagningarna. Relativt snart är emellertid pålen "väckt", men när likväl, under den meter som den slås längre ned, aldrig ned till de låga motstånd, som erhöles under den första slagningen. Tänkbara orsaker till detta diskuteras senare.

Slagningen skedde med en 3 tons pålkran typ Åkerman och fallhejaren i enkel part. Dynan, som vägde 300 kg, var helt av stål och som mellanlägg användes tre lager 1" furu. Fallhöjd 0,4 m.

Fjädringen av marken och pålen mättes vid varje meter som pålen slogs genom friktionsmaterialet på sedvanligt sätt, varvid ett värde av 6—7 mm erhöles vid varje mätning. Variationen var obetydlig.

Av dragpålarna har tre slagits till 4 m djup i friktionsmaterialet, medan en stannat på djupet 1,3 m. För den senare erhöles stopp enligt tidigare normer.

Belastnings- och mätanordningar

Av vinjetbilderna och fig 2—6 framgår hur belastningsanordningen var uppbyggd. Utrustningen tillhör Göteborgs Hamn med undantag av den svetsade stålramen, vilken tillverkades på platsen av AB Svenska Pålfabriken. Domkraften var hydraulisk, pumpningen skedde för hand och kraften avlästes

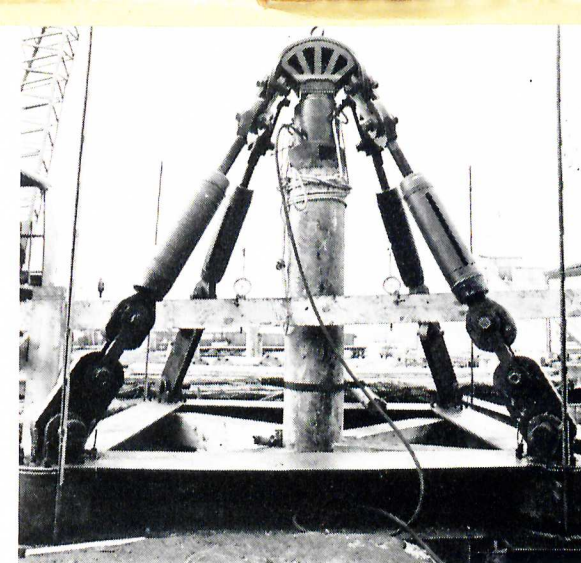


Fig 2. Provbekastningsanordningen inklusive mätlock och mätbalk. På bilden syns även rester av den äldre kajen som tjänstgjort som referensplan vid mätningen. Pålen nedslagen 4 m i friktionsmaterialet.

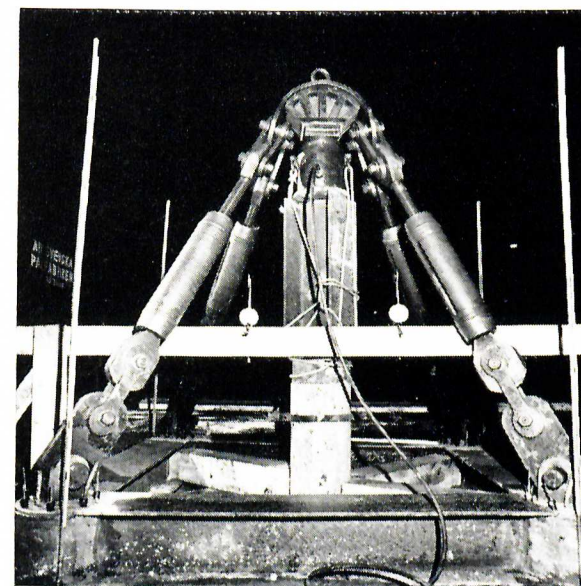
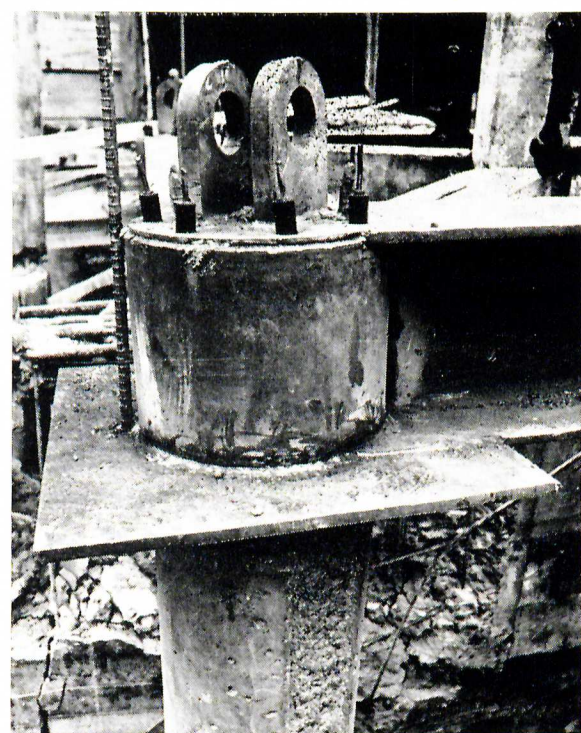


Fig 3. Samma som fig 2 med den skillnaden att pålen här nedslagits 5 m. Den nedslagna metern har ersatts med en DIP-balk.

Fig 4 (nedan). Detalj av infästningen av ett hörn av bottenramen i en av dragpålarna. Det långa kamjärnet fungerar som hållare för avvägningslinjalerna vid dragpålarna.



English summary

TEST LOAD OF A FRICTION PILE DRIVEN IN COHESIVE AND NON-COHESIVE SOILS. By Gunnar Hellström, PhD, AB Flygfältsbyrån, Göteborg.

Our limited knowledge of how to calculate the bearing capacity of a friction pile in non-cohesive soils and the lack of a reliable pile driving formula has inspired to a load test of a precast, prestressed, circular concrete-pile driven through 35 m soft Gothenburg-clay and 4–5 m into a underlaying, dense, non-cohesive soil.

The pile was loaded to rupture by means of a hydraulic jack anchored to four piles of the same type as the test pile. A simplified test programme was used and the results are encouraging.

The following results were obtained:

1. The deeper the penetration into the non-cohesive soil is, the less number of blows per a given penetration are required, without decreasing the allowable total load on the pile.
2. The shear strength, after the pile driving has remoulded the cohesive soil, regains within one month most of its original value and its contribution to the total bearing capacity can be calculated with ordinary methods.
3. The movements of the pile are almost negligible up to 7/8 of the ultimate load.
4. The ultimate load can be defined as the load that causes the pile to move with a constant speed of 0.5 mm/min, during at least 5 minutes.
5. The required number of blows per a given penetration can be reduced to about 1/5 of those required for an end-bearing pile.
6. The test load programme can be simplified to a large extent.

KNÄCKLASTEN FÖR MOMENTSTYVT SKARVADE PÅLAR I LERA

Av tekn. lic. Krister Cederwall

ENGLISH SUMMARY

Buckling load for stiff-jointed piles in clay soil

By K Cederwall

Long normal piles in clay soil must usually be jointed. There has been a suspicion that these joints reduce the

buckling load for the piles even if the joints are stiff. It is obvious that the buckling load is related to the stiffness of the joint. This article intends to show how the buckling load is affected by the pile joints.

The author has tested the stiffness of some of the common joint types, e.g. Hercules, Nya Asfalt AB's joint with stiffness 400–800 and Skånska Cementgjuteriet's type with stiffness 600–2,000.

KNÄCKLASTEN FÖR MOMENTSTYVT SKARVADE PÅLAR I LERA

Av tekn. lic. Krister Cederwall

Långa stödpålar i lera måste normalt skarvas. Man har framkastat misstanken att dessa skarvar väsentligt kunde nedsätta knäcklasten för pålarna även om skarven utfördes momentstyvt. Det är givet att knäcklasten måste stå i en viss relation till skarvens styvhet. Avsikten med denna artikel är att visa hur knäcklasten påverkas av pålskarvarna.

För härledning av knäcklasten används samma förutsättningar som ligger till grund för Engessers formel:

$$\left. \begin{aligned} P_E &= \frac{\pi^2 \cdot EI}{\lambda_0^2} + C \frac{\lambda_0^2}{\pi^2} \\ \lambda_0 &= \pi \sqrt[4]{\frac{EI}{C}} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

Ekv. (1) ger knäcklasten för en påle i lera utan skarv. Beteckningarna är de gängse använda alltså: EI = pålens böjstyvhet

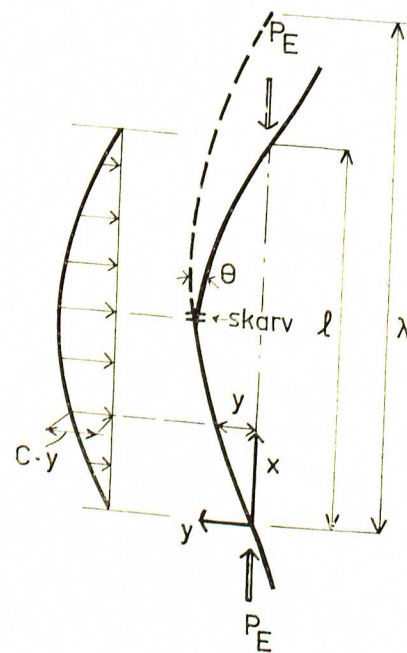
C = lerans fjäderkonstant

λ_0 = halva knäckningsvågens längd.

För att ta hänsyn till skarvens styvhet måste denna definieras vilket görs i ekv. (2) nedan:

$$S = \frac{M}{\theta} \quad (2)$$

M = momentet och θ = vinkeländringen i skarvsnittet.



Det antagna läget av skarvens placering samt längderna l och λ framgår av fig. 1. I skarvsnittet utnyttjas kontinuitetsvillkoret:

$$\begin{aligned} y' &= \frac{a\pi}{\lambda} \cos \frac{\pi l}{2\lambda} = \frac{\theta}{2} \\ \text{insätt } \theta &= \frac{M}{S} = \left(-\frac{EI y''}{S} \right) \\ \text{varvid erhålls: } &tg \frac{\pi l}{2\lambda} = \frac{2S\lambda}{\pi EI} \end{aligned} \quad (3)$$

Knäcklasten kan härledas exempelvis med samma teknik som demonstreras av Bleich i »Buckling strength of metal structures» till:

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{\lambda^2} + C \frac{\lambda^2}{\pi^2} - C \frac{EI}{4S} \quad (4)$$

Minimum av ekv. (4) erhålls för:

$$\left. \begin{aligned} \lambda^4 - \lambda^2 \frac{\pi^2 EI}{8S} \cdot \beta &= \lambda_0^4 = \frac{\pi^4 EI}{C} \\ \beta &= l + \frac{EI}{S} \cdot \sin^2 \frac{\pi l}{2\lambda} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Beräkningen av knäcklasten för ett aktuellt exempel demonstreras nedan. Utgångsdata:

$EI = 400 \text{ tm}^2$ (motsvarar påle $25 \times 25 \text{ cm}^2$)

$S = 400 \text{ tm}$ (skarv av typ Herkules, Nya Asfalt AB)

$C = 10 \text{ t/m}^2$ (lös lera)

$$y = a \sin \frac{\pi x}{\lambda}$$

$$\theta = \frac{M}{S} = \left(-\frac{EI y''}{S} \right)_{x=\frac{l}{2}} = \frac{l}{2}$$

Fig. 1

Vi antar försöksvis till en början att $\lambda = \lambda_1 = \lambda_0$

$$\lambda_0 = \pi \sqrt[4]{\frac{400}{10}} = 7,90 \text{ m}$$

Ur ekv. (3) erhålls: $tg \frac{\pi l_1}{2\lambda_0} = \frac{2 \cdot 400 \cdot 7,90}{\pi \cdot 400} = 5,03$

och $l_1 = 6,90 \text{ m}$

Med ekv. (5) erhålls $\beta = 7,90$ och ett förbättrat värde på $\lambda = \lambda_2 = 8,20 \text{ m}$ och $l_2 = 7,20 \text{ m}$. En upprepning av proceduren med $\lambda_2 = 8,20$ ger $\lambda_3 = 8,20$. Metoden ger alltså snabb konvergens. Med $\lambda = 8,2$ erhålls ur ekv. (4):

$$\begin{aligned} P_E &= \frac{\pi^2 \cdot 400}{8,2^2} + 10 \frac{8,2^2}{\pi^2} - 10 \frac{400 \cdot 7,2}{4 \cdot 400} \\ &= 58,5 + 68,5 - 18,0 = 109 \text{ t.} \end{aligned}$$

För icke skarvad påle erhålls:

$$\begin{aligned} P_E &= \frac{\pi^2 EI}{\lambda_0^2} + C \frac{\lambda_0^2}{\pi^2} = 2 \cdot \sqrt{CEI} = \\ &= 2 \sqrt{10 \cdot 400} = 126 \text{ t.} \end{aligned}$$

Skarvningen innebar alltså en reduktion av knäcklasten med 13,5 % för dessa något ogynnsamma förutsättningar (lös lera och ur knäckningssynpunkt ogynnsam placering av skarven). För normala förhållanden torde reduktionen vara mindre. Det är önskvärt att i renodlade försök få verifierat hur mycket knäcklasten minskar till följd av skarvningen.

Författaren har undersökt styvheten hos några använda skarvtyper. I fig. 2 visas skarv typ Herkules, Nya Asfalt AB med styvhetstal 400—800. Skarven i fig. 3 är en av Skånska Cementgjuteriet använd typ med S-värden på 600—2 000.

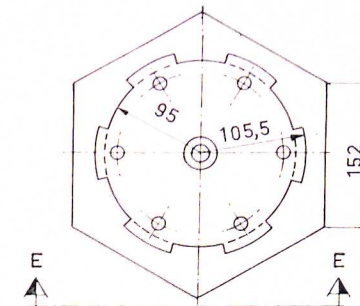
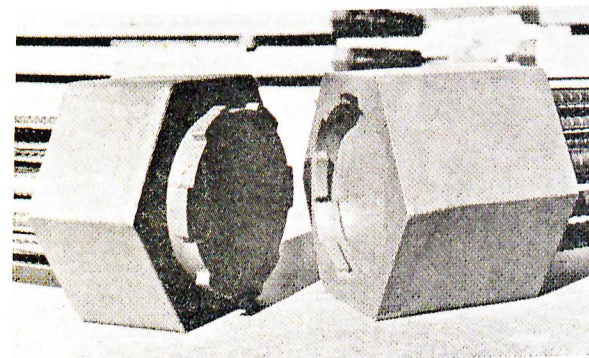
Det förtjänar att påpekas att skarvfabrikanterna vid behov kan framställa skarvar med större styvhet än vad som ovan redovisats.

T. h: Fig. 2 a. Betongpåle typ sexkant 40 med Herkulesskarv (Nya Asfalt AB). Skala 1 : 8

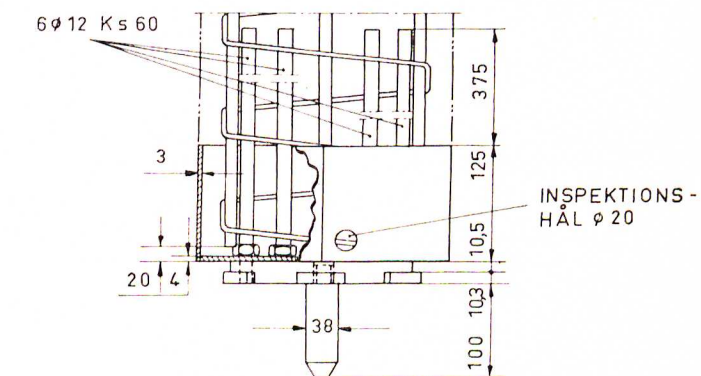
■ Right: Fig. 2 a. Concrete pile type hexagon 40 with Hercules joint (Nya Asfalt AB). Scale 1 : 8

Nedan: Fig. 2 b. De två delarna (han- och hondel) vilka utgör Nya Asfalt AB:s skarv typ Herkules

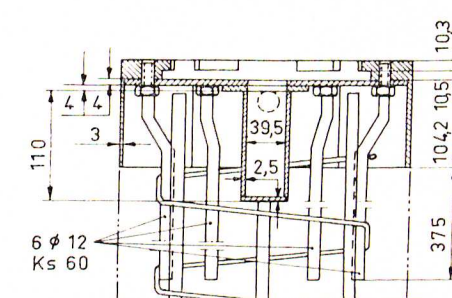
■ Below: Fig. 2 b. The two parts (male and female) which make up Nya Asfalt AB's Hercules joint



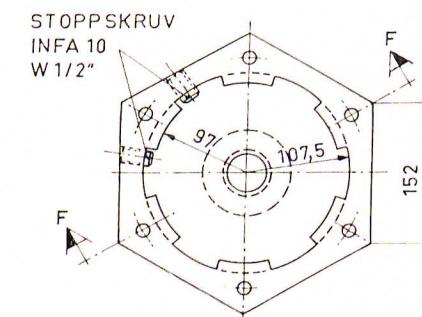
Ovan: Överpålens skalle
■ Above: Head of upper pile

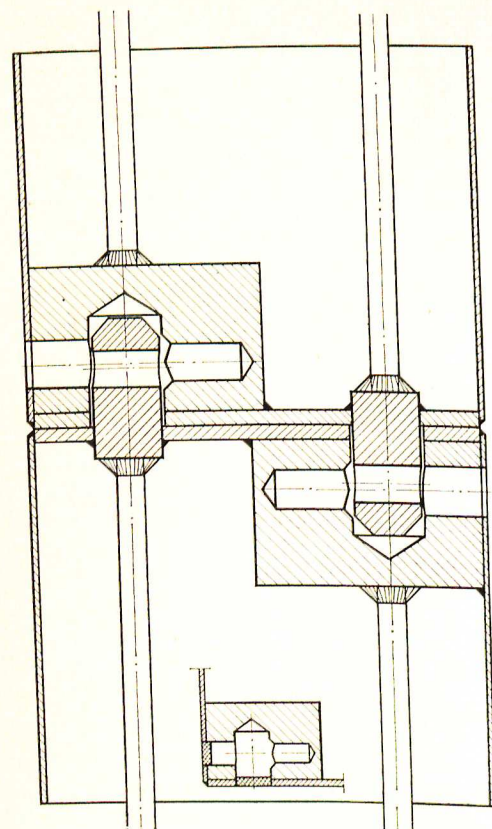


Sektion E—E (ovan) och sektion F—F (nedan)
■ Section E—E (above) and section F—F (below)



Nedan: Underpålens skalle
■ Below: Head of lower pile





T. v: Fig. 3 a. Momentstyv skarv för betongpåle 25 × 25 cm (Skånska Cementgjuteriet). Skala 1 : 4
 ■ Left: Fig. 3 a. Stiff joint for concrete pile 25 × 25 cm (Skånska Cementgjuteriet). Scale 1 : 4

Nedan: Fig. 3 b. Böjprovning av skarv. Provnigen har gett: S = 600 tm. Påle 25 × 25 cm (Skånska Cementgjuteriet)
 ■ Below: Fig. 3 b. Bending tests on joint. Test values S = 600 tm. Pile 25 × 25 cm (Skånska Cementgjuteriet)

