



Om påslagning och påbärighet

1. Dragsprickor i armerade betongpålar

Sven Sahlén

**2. Sprickbildning och utmattning vid slagning av armerade
modellpålar av betong**

Bo-Göran Hellers

**3. Bärighet hos släntberg vid statisk belastning av bergspets.
Resultat av modellförsök**

Sven-Erik Rehnman

4. Negativ mantelfriktion

Bengt H. Fellenius

**5. Grundläggning på korta pålar. Redogörelse för en
försöksserie på NABO-pålar**

Gunnar Fjellkner

6. Krokiga pålars bärförmåga

Bengt Broms

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

No. **17**

SÄRTRYCK OCH PRELIMINÄRA RAPPORTER

REPRINTS AND PRELIMINARY REPORTS

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

Om påslagning och påbärighet

1. Dragsprickor i armerade betongpålar

Sven Sahlin

2. Sprickbildning och utmattning vid slagning av armerade modellpålar av betong

Bo-Göran Hellers

3. Bärighet hos släntberg vid statisk belastning av bergspets. Resultat av modellförsök

Sven-Erik Rehnman

4. Negativ mantelfriktion

Bengt H. Fellenius

5. Grundläggning på korta pålar. Redogörelse för en försöksserie på NABO-pålar

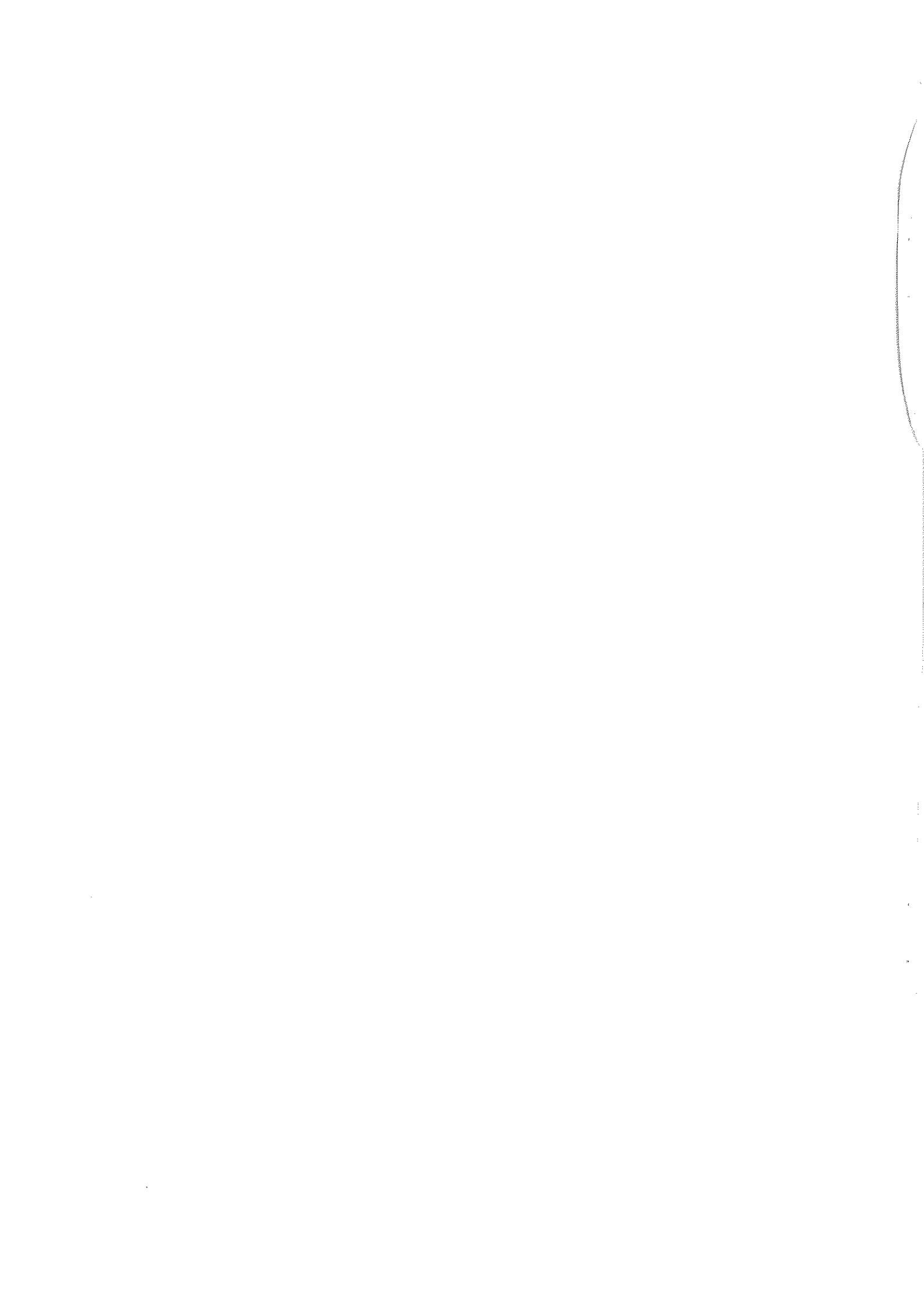
Gunnar Fjellkner

6. Krokiga pålars bärförmåga

Bengt Broms

Särtryck ur Väg- och Vattenbyggaren 13 (1967):3. Ingår även i IVA:s Pålkommittés Särtryck och preliminära rapporter Nr 4

STOCKHOLM 1967



Som ett led i de omfattande undersökningar som pågår i Sverige inom pålforskningsområdet presenteras i föreliggande publikation några av de resultat som framkommit vid Statens Geotekniska Institut (artiklarna 3—6) och Kungliga Tekniska Högskolan (artiklarna 1—2) på uppdrag av IVA:s pålkommitté.

Institutet framför sitt tack till docent Sven Sahlin och civilingenjör Bo-Göran Hellers vid KTH:s institution för byggnadsstatik för medgivande till publicering i institutets särtrycksserie.

Stockholm i april 1967

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT



De följande fem artiklarna — Dragsprickor i armerade betongpålar av Sven Sahlin, Sprickbildning och utmattning vid slagning av armerade modellpålar av betong av Bo Göran Hellers, Bärighet hos släntberg vid statisk belastning av bergspets av Sven-Erik Rehnman, Negativ mantelfriktion av Bengt Fellenius och Grundläggning på korta pålar av G Fjelkner — är baserade på de föredrag som hölls vid IVA:s pålkommittés informationsdag i Teknologföreningen 14 nov 1966

Dragsprickor i armerade betongpålar

Av civilingenjör SVR Sven Sahlin

Författaren redogör här nedan för erfarenheter från beräkningar, experimentella undersökningar och observationer vid utförda pålningar beträffande dragvägors uppkomst och därav följande sprickbildning samt eventuella åtgärder för att hindra skador

Pålningens förlopp kan i sin enklaste form tänkas representerat av systemet i fig 1, med en fallande hejare med hastigheten v_1 i anslagsögonblicket, en påle samt ett stöd F vid pålens nedre ände. Stödunkten är så beskaffad att glidning inträffar vid en viss kraft F . Den stötvåg som hejaren inducerar i pålen vandrar genom pålen och delvis förbi friktionspunkten, varefter den under vissa förutsättningar i förminskad storlek reflekteras i form av en dragvåg upp genom pålen. Dragvägens storlek kan beräknas åtminstone för enklare system. En närmare beskrivning av teorin återfinns t ex hos Fischer [1]. I fig 2 visas för ett förenklat fall hur dragvägens storlek kan beräknas. Pålens dynamiska egenskaper återspeglar i värdet β på vinkeln på direktrisen för pålen. $\text{tg } \beta$ kan uttryckas som

$$(1) \quad \text{tg } \beta = \frac{A_2 E_2}{u_2}$$

där A_2 är pålens area, E_2 dess elasticitetsmodul och u_2 är stötvågens hastighet (ljudhastigheten) i pålmaterialet. Vinkeln α är riktningsvinkel på direktrisen för hejaren. $\text{tg } \alpha$ kan uttryckas på följande sätt

$$(2) \quad \text{tg } \alpha = \frac{A_1 E_1}{u_1}$$

där A_1 är hejarens area, E_1 hejarens elasticitetsmodul och u_1 ljudhastigheten i hejarmaterialet. Storleken på kraften i den uppkommande dragvägen kan beräknas ur följande ekv

$$(3) \quad D = [v_1 - F (\cot \alpha + \cot \beta)] \frac{1}{2} \text{tg } \beta$$

Beträffande förhållandena före det uppspruckna stadiet hänvisas till Sahlin [2].

Sedan pålen spruckit kan endast armeringsjärnen i pålen uppta dragkraften. Hela dragkraften enligt ekv (3) ska därför överföras via armeringen.

Den kraft som armeringen kan uppta är spänningen gånger armeringsarean dvs

$$(4) \quad [v_1 - (\cot \alpha + \cot \beta)] \frac{1}{2} \text{tg } \beta = \sigma_j A_j$$

Alla de ovan angivna ekvationerna förutsätter att hejaren är tillräckligt kort i förhållande till pålen så att reflekterade vågor inte interfererar i alltför hög grad, utan stötvågen kan betraktas som en enstaka vandrande puls som går ner genom pålen och därefter vänder och går upp genom pålen. Vid mycket korta pålar får man överlagrade vågor och beräkningarna blir då mer komplicerade. Vanligtvis blir problemet med sprickbildning och stora dragkrafter i armeringen inte så framträdande vid kortare pålar, varför det här behandlade fallet torde vara det för praktiken mest intressanta.

Ur ekv (4) kan olika storheter beräknas beroende på vad som är givet och vad som är sökt. En intressant frågeställning är följande: Hur stor fallhöjd h kan man högst ha innan spänningen i armeringen blir för hög? Genom att i ekv (4) sätta in värdet på hastigheten

$$(5) \quad v_1 = \sqrt{2gh}$$

kan man beräkna

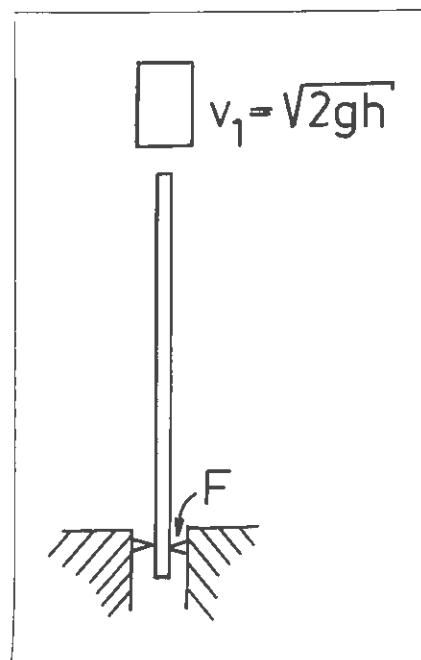
$$(6) \quad h = \frac{1}{2g} \left[\frac{2\sigma_j A_2}{\text{tg } \beta} \mu + F (\cot \alpha + \cot \beta) \right]^2$$

där μ anger armeringsgrad A_j/A . För en viss given hejare, pålarea och pålmateriale kan ekv (6) skrivas om

$$(6a) \quad h = [C_1 \sigma_j \mu + C_2 F]^2$$

Av ekv (6a) framgår att det finns tre möjligheter att öka den tillåtna fallhöjden: 1) att öka spänningen i armeringen σ_j , 2) att öka armeringsmängden μ , 3) att öka friktionen vid pålspetsen F . Den senare kan man givetvis inte råda över. Den ger dock besked om att när motståndet ökar i spetsen kan fallhöjden ökas utan att skadliga dragkrafter uppträder i pålen. Givetvis är effekten omvänd då det gäller den tillåtna tryckkraften i pålen eftersom ett stort motstånd vid spetsen ökar den maximala tryckkraften i pålen. Tryckkraftens storlek har utförligt behandlats på annat håll och förbigås här.

Fig 1. Pålning med fallhejare. Friktionsmotstånd vid pålspetsen



Förhållandet enligt ekv 6 a visas i fig 3 för några olika armeringsmängder. På horisontalaxeln har friktionskraften vid pålspetsen avsatts och på vertikalaxeln den tillåtna fallhöjden. Emellertid kan motståndet F inte direkt observeras vid pålslagningen utan dess storlek måste berömas ur andra observerbara faktorer. Här ska endast tas upp till diskussion den konventionella mätningen av sjunkningen S . Sjunkningens storlek kan för det idealiserade fallet beräknas till

$$(7) \quad S = \left(v_1 - \frac{F}{\text{tg } \alpha} \right) T$$

där T är ett uttryck för stötvågens längd. Tiden T är direkt beroende på hejarens storlek och den sätts här konstant.

Ur ekv (7) kan storleken på F erhållas som funktion av sjunkningen.

$$(8) \quad F = \left(\sqrt{2gh} - \frac{S}{T} \right) \text{tg } \alpha = C_3 \sqrt{h} - C_4 S$$

Förhållandet åskådliggörs i fig 4.

Man kommer till kvalitativt liknande resultat som i fig 3 om dragkraftens storlek i en påle under slagning antas vara en viss faktor gånger den av hejaren orsakade tryckkraften P . Om hejaren och pålen har samma akustiska impedans blir tryckkraften

$$(a) \quad P = \frac{AE}{2u} \sqrt{2gh}$$

Om den reflekterade dragvågen antas vara $\alpha \cdot P$ kan följande ekvation uppställas

$$(b) \quad \alpha \cdot P = a \frac{AE}{2u} \sqrt{2gh} = D = \sigma_j A_j$$

som efter en del räkningar ger

$$(6b) \quad h = \frac{\mu^2 \sigma_j^2 \left(\frac{u}{E} \right)^2 2}{g} = C \frac{\mu^2 \sigma_j^2}{a^2}$$

Jfr fig 5.

Av de principiella beräkningarna ovan framgår att dragkrafterna i en påle är starkt beroende av fallhöjden samt förhållandena vid pålens spets. Det betyder att man normalt under slagningsförloppet borde variera fallhöjden för att slå ner pålen så skoningsamt som möjligt. Detta är givetvis svårt att i praktiken genomföra konsekvent, eftersom man också har att ta hänsyn till att tryckkraftens storlek blir lämplig. Emellertid torde det vara nödvändigt att åtminstone i någon mån beakta dessa synpunkter då i annat fall pålen kan skadas. Vanligtvis slår man ju också försiktigare i exempelvis lera.

Från observationer vid försök kan man dra den slutsatsen att det verkligen uppträder dragkrafter i en påle då stötvågens längd blir liten i förhållande till pålens längd. Vidare visar försök att man får de gynnsammaste förhållandena då man har ett medelhårt stöd vid spetsen, t ex hårt packat grus. Detta har då en styvhet som någorlunda motsvarar pålens akustiska impedans och den inducerade tryckvågen försvinner ner i grunden, utan att reflekteras. Ett lösare material, t ex lera, ger en kraftig dragreflex och man måste då minska fallhöjden för att undvika skador i pålen. Hårdare material, t ex berg, ger kraftiga tryckreflexer, som vid nästa reflex vid överänden kan resultera i dragvågor.

Sprickbildningsförloppet såsom det observerats vid en del försök vid Institutionen för Byggnadsstatik, KTH, tycks i stort sett följa det av Broms [3] beskrivna, se fig 6. I fig 7 är principiella sprickbildningen från provade

pålar inritad. Först uppstår dragsprickor med c/c avstånd drygt 2 gånger pålens tvärsnittsmått. Efter ytterligare slag uppstår sprickor mellan de första. Slutliga sprickavståndet tycks vara 1 à 1,5 gånger pålens tvärsnittsmått. Sedan uppstår knappast fler tvärsprickor, någon enstaka tillkommer men öknings-takten blir allt mindre och mindre. Däremot ökar sprickbredden och vissa sprickor utvecklas kraftigare än andra. De kraftigare sprickorna får såriga kanter, i svårare fall lossnar flagor. Följande steg i sprickutvecklingen är att man får längsgående sprickor vid armeringen, se fig 7. Dessa sprickor tyder på att förbandet mellan betong och armering upplöses och den fortsatta förstörelsen av pålen sker dels i form av en vidgning av tvärsprickorna dels i form av en losspjälkning av betong kring de med armeringen parallella sprickorna. Det är möjligt att en påle kan slås utan att några allvarigare skador syns om antalet slag är måttligt trots att man har ett stort antal sprickor, men så snart man har besvärliga slagningsförhållanden och måste slå många slag är risken stor att utmattningseffekter ska göra sig gällande, så att förbandet lossnar mellan betong och armering. Sedan pålen har spruckit kan man tänka sig att armering och betong fungerar i princip som ett utdragsprov. Vissa uppgifter i litteraturen tyder på att utmattningshållfastheten vid utdragsprov ligger omkring 50 % av den statiska hållfastheten.

Försök tyder på att de ovan relaterade fenomenen mycket starkt påverkas av mellanlaggets utformning och av förhållandena vid pålspetsen, vilket även kan visas teoretiskt.

Men även övriga ingående faktorer i pålslagningens processen kan ha stor inverkan. För att man ska kunna

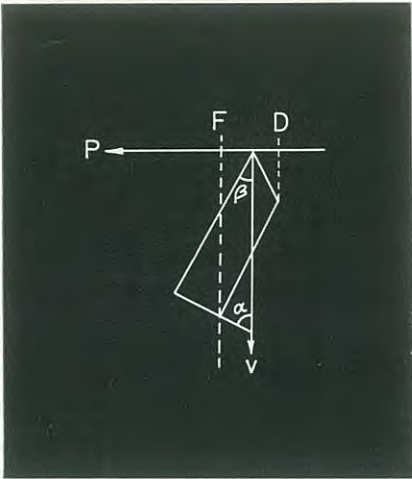


Fig 2. Diagram för beräkning av dragkraften D i en påle som har friktionsmotståndet F vid spetsen.

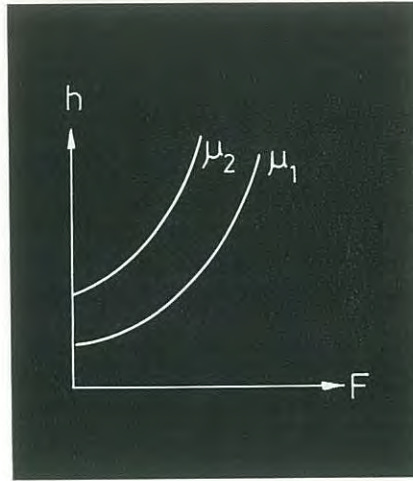


Fig 3. Samband mellan spetsmotstånd F och fallhöjd h vid olika armering μ

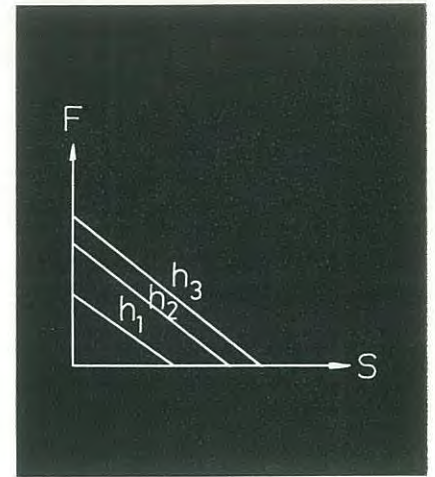
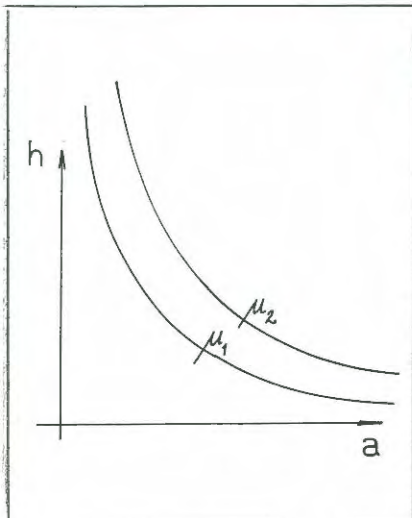


Fig 4. Samband mellan spetsmotstånd F och sjunkning S vid olika fallhöjder h

uppställa rationella regler för fallhöjds- eller sjunkningsbegränsning är det nödvändigt att man har vissa väl preciserade hejar- och dynutformningar och framför allt lämplig utformning av mellanlägget. Reglerna bör även nyanseras med hänsyn till pålens längd. Ytterligare data bör insamlas innan precisa regler kan uppställas. Bl a är en experimentell undersökning över skadefrekvensen såsom funktion av fallhöjd och sjunkning angelägen.

Efter det att man har dessa primära data borde det finnas möjligheter att uppställa regler för fallhöjdsbegränsning och sjunkningsbegränsning för att undvika dragskador i pålar vid slagning men redan nu bör det vara möjligt att variera maximala fallhöjden i de fall man får skador med ledning av de ovan angivna reglerna, speciellt ekv (6 a) och ekv (6 b).

Fig 5. Samband mellan "reflexionsfaktorn" a och lämplig maximal fallhöjd h vid olika armeringsmängder μ

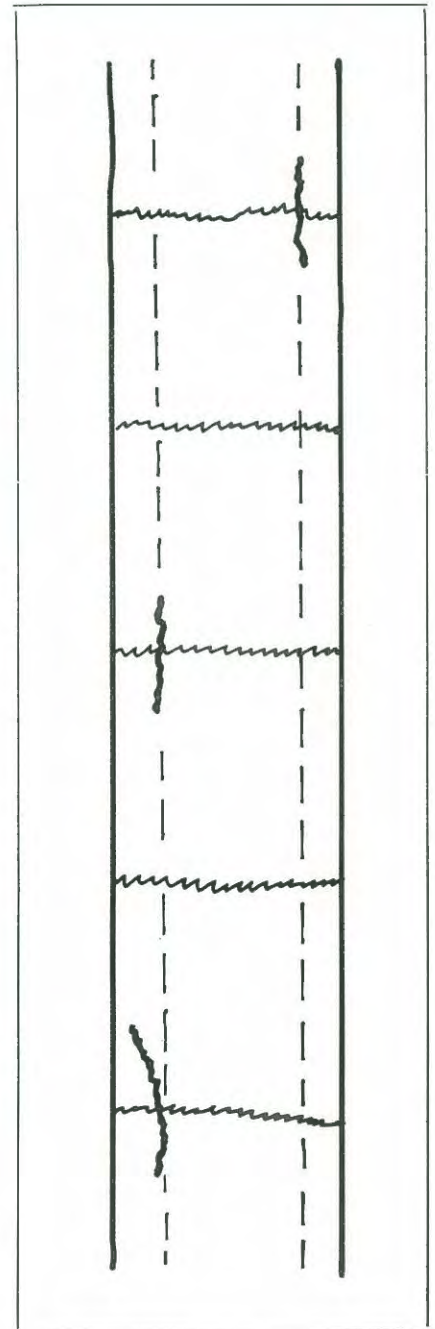
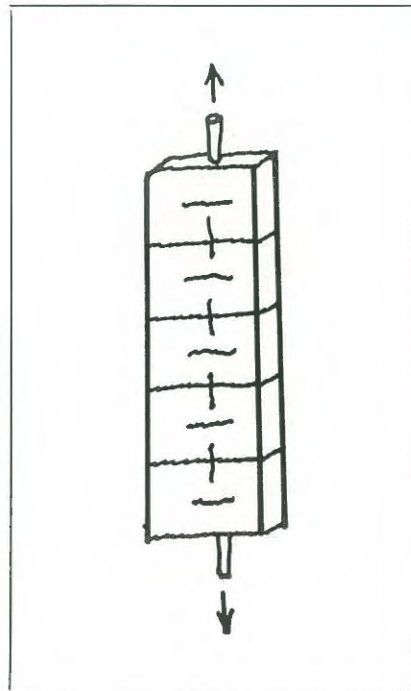


LITTERATUR

- [1] *H C Fischer: On Longitudinal Impact. Diss KTH, Uppsala 1960*
- [2] *S Sahlin: Inverkan av armeringsmängd, förspänning och fallhöjd på sprickrisken hos betongpålar vid slagning. Medd nr 9 från IVA:s Pålskommitté (även medd nr 59 från Inst för Byggnadsstatik KTH). Stockholm 1965*
- [3] *B Broms: Stress Distribution in Reinforced Members With Tension Cracks. Journal of the American Concrete Institute, Sept 1965*

Fig 7 (t h). Sprickbildningsförlopp i modell av armerad betongpåle

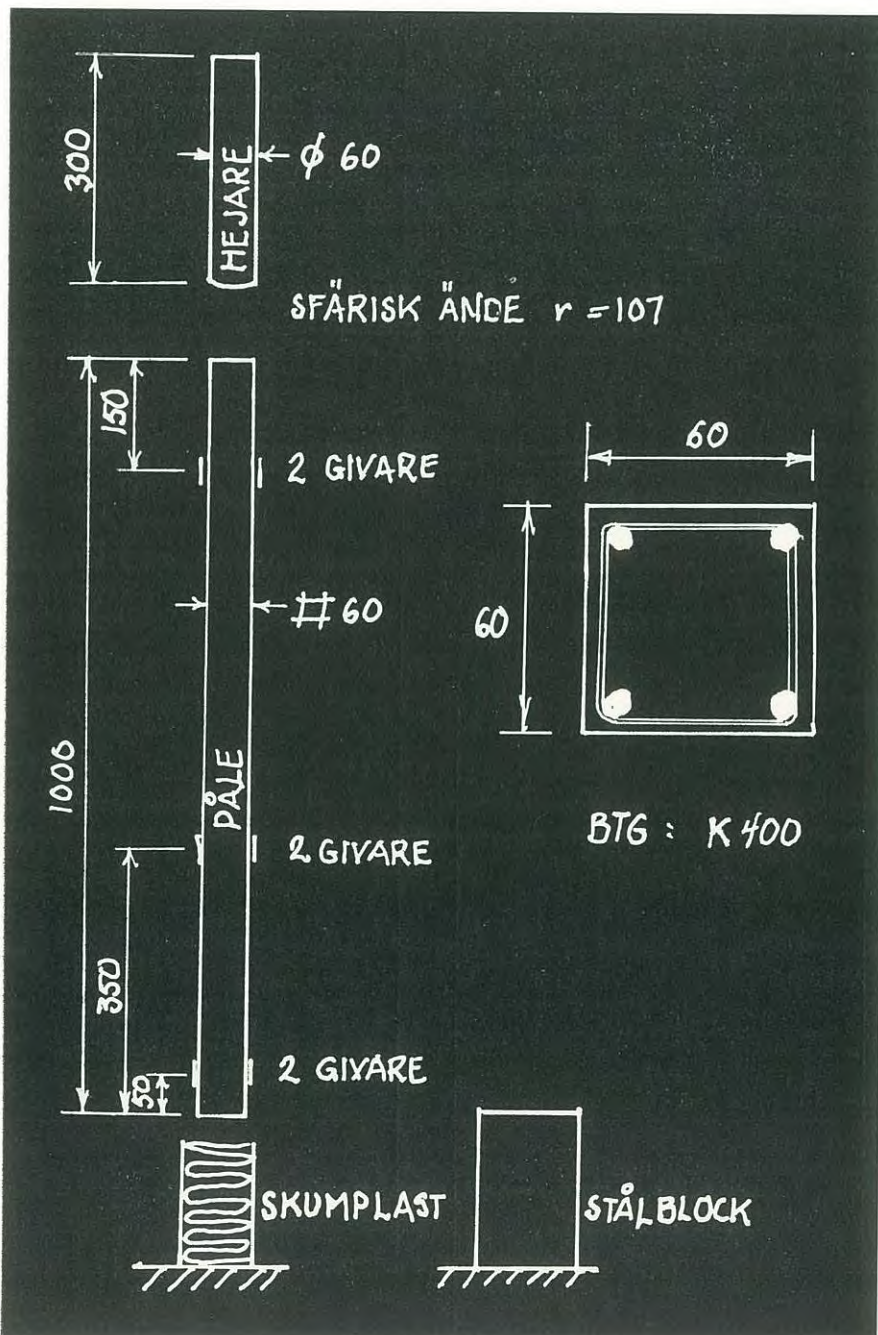
Fig 6. Sprickbildningsförlopp i ett armerat betongprisma enligt Broms



Sprickbildning och utmattning vid slagning av armerade modellpålar av betong

Av civilingenjör SVR Bo-Göran Hellers

Under 1965 utfördes på Institutionen för Byggnadsstatik, KTH, en försöksserie på armerade modellpålar av betong. Försöket ingår i Pålkommitténs forskningsprogram för bestämning av betongpålars dynamiska draghållfasthet. Resultaten som kommer att publiceras i år, anknyter till Pålkommitténs meddelande nr 12, Dynamisk draghållfasthet hos modellpålar av oarmerad betong



Här ska lämnas några preliminära resultat från försöket som rör de armerade modellpålarnas sprickbildning och utmattning vid slagningen.

I försöket användes 10 pålar, 5 pålar med den mycket låga armeringsprocenten 0,52 % och 5 pålar med den mycket höga armeringsprocenten 3,14 %. Gemensam sträckgräns $\sigma_s \approx 3200$ at valdes för den klena och den grova armeringen. Påle och hejare visas i fig 1.

8 pålar slogs mot fjädrande underlag, bestående av skumplast och 2 mot ett fast stålblock. I genomsnitt slogs 145 hejarslag per påle, minst 34 och mest 250 slag. Hejaren slog med sin kupade ände direkt på pålskallen.

Det är av intresse att jämföra erforderligt antal slag till första sprickans uppkomst i det armerade med det oarmerade fallet. Med spricka avses bär en spricka som är synlig på pålens alla fyra sidor. I fig 2 visas i övre diagrammet resultaten från försöket med oarmerade pålar enligt meddelande nr 12. Som framgår av undre diagrammet är resultaten i det armerade fallet relativt svårtydbara. Utmattningen är i båda fallen uppenbar. Men tendensen i det oarmerade fallet att lägre bruttofallhöjd medför större antal slag till brott är i varje fall inte tydlig i det armerade fallet. Tillfälliga excentriciteter vid slagningen, betongens ålder och därmed sammanhängande spänningar beroende på krympning förrycker tydligen tendensen. Observera att första sprickan i ett fall med bruttofallhöjden 90 cm uppkommer redan efter första slaget.

Fig 1. Modellpåle, hejare, underlag. Pålarnas armering: 5 pålar $4 \varnothing 2,44$, $\mu_1 = 0,52$ %; 5 pålar $4 \varnothing 6$, $\mu_2 = 3,14$ %. $\sigma_{s_1} = 3200$ at; $\sigma_{s_2} = 3250$ at

Fig 2. Antal slag till första spricka för oarmerade och armerade modellpålar

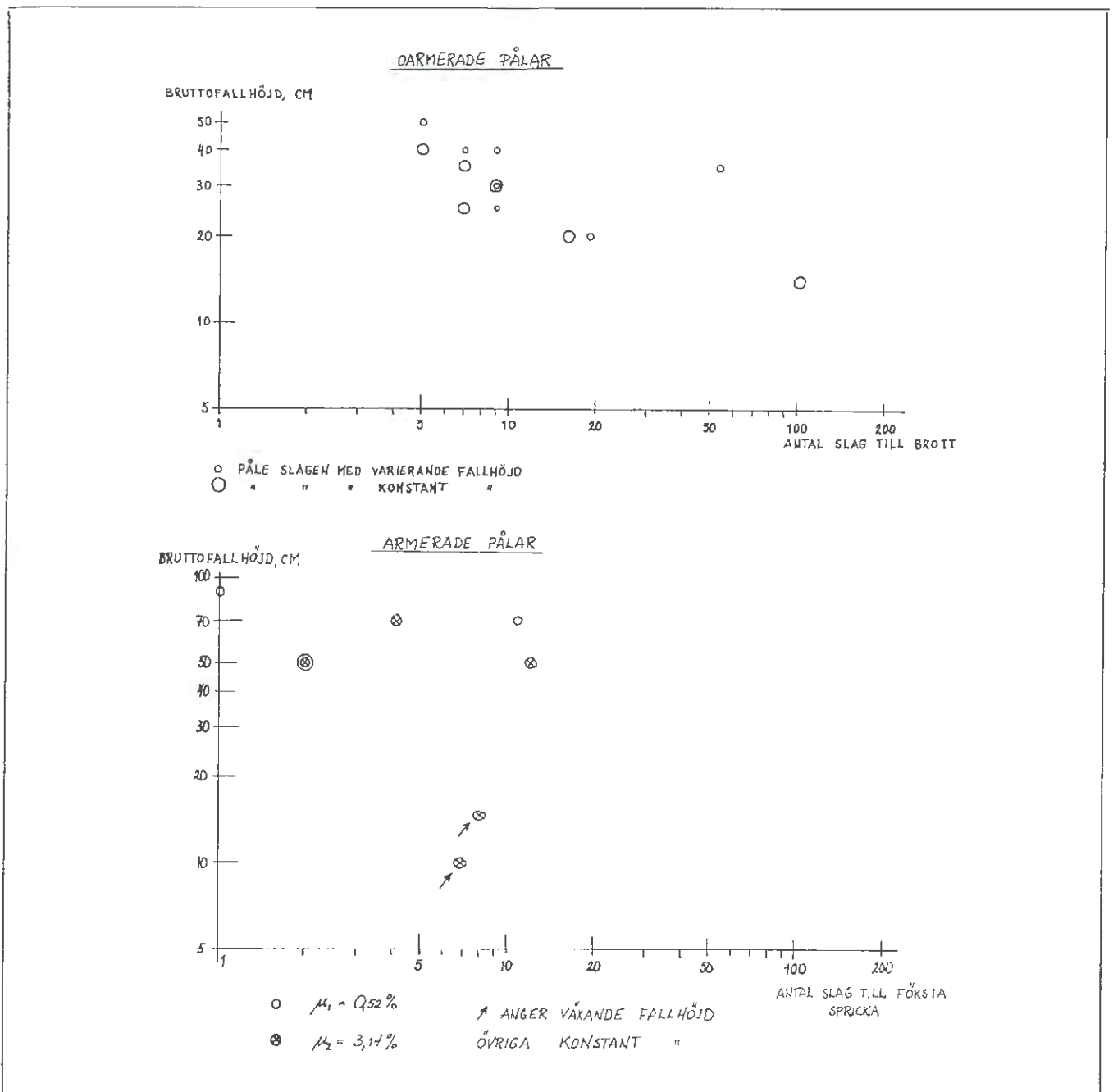


Fig 3. Första sprickans läge på pålen.
 (ϵ_{btg}) sprick $\approx 0,20 \text{ ‰}$ 9 och 10 fast underlag — övriga skumplast

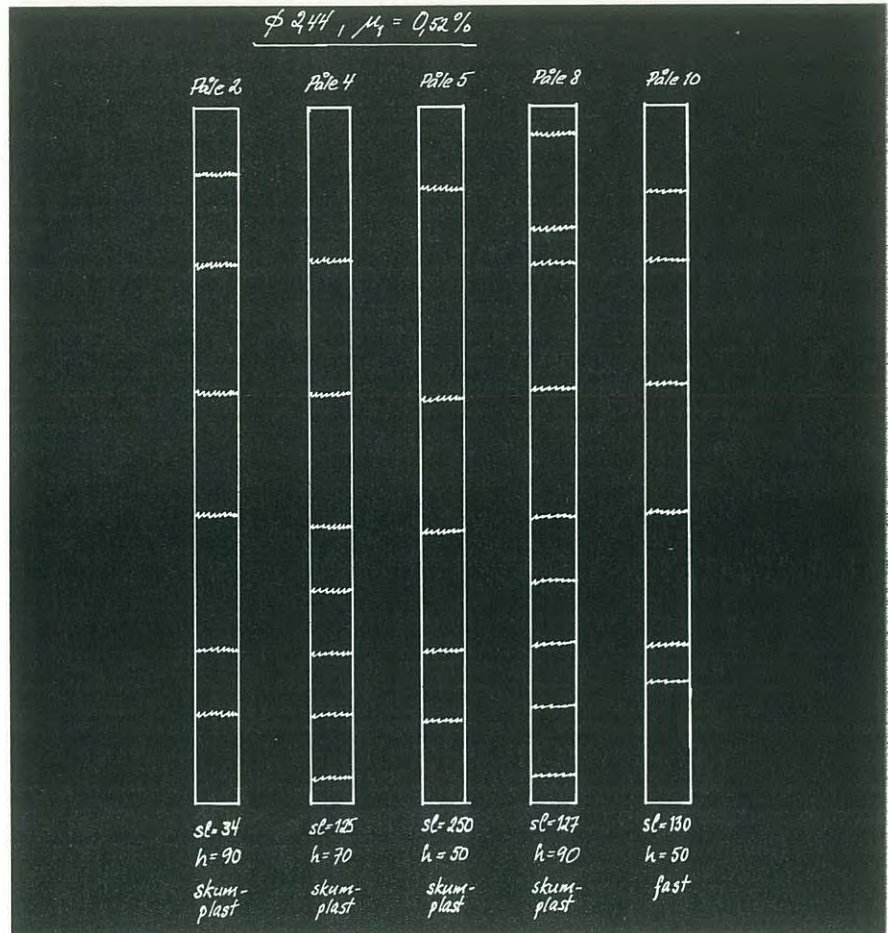
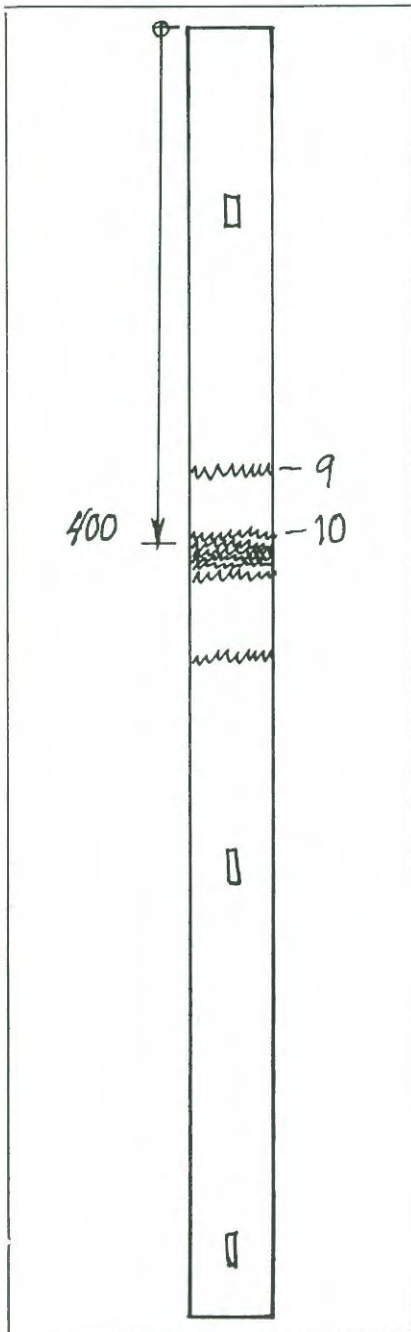
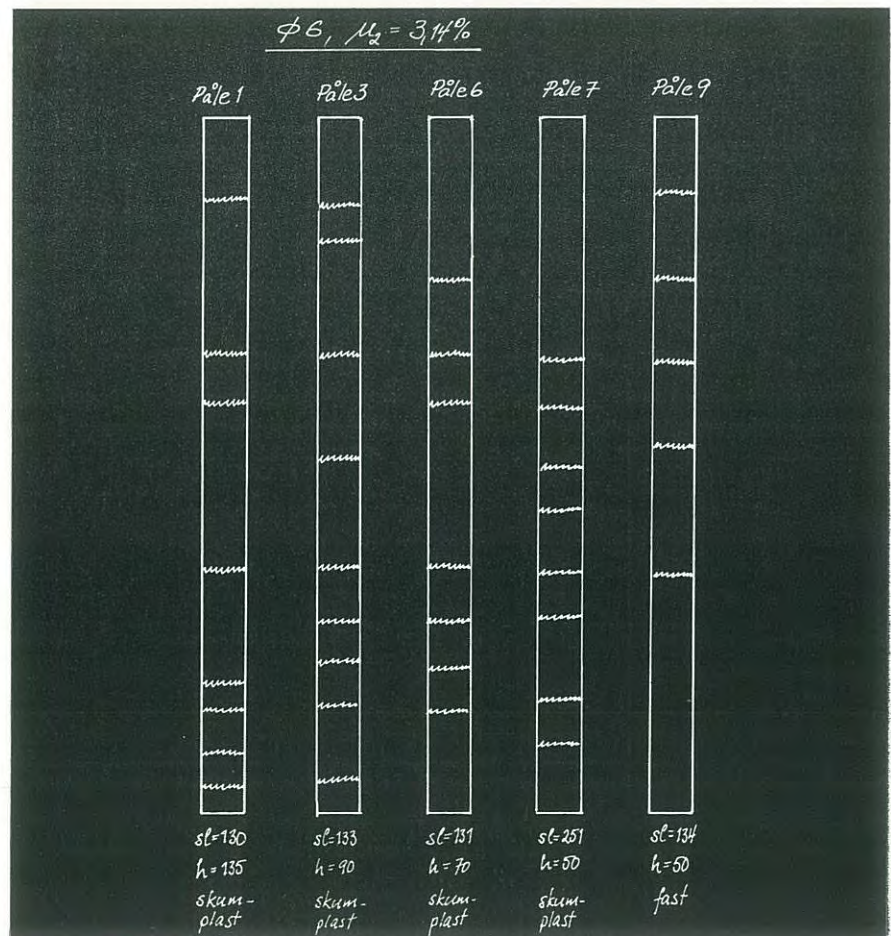


Fig 4. Sprickornas läge på pålarna med den klenare armeringen efter avslutad slagning.
 sl = antal slag, h = maximal fallhöjd

Fig 5. Pålarna med den grövre armeringen efter avslutad slagning



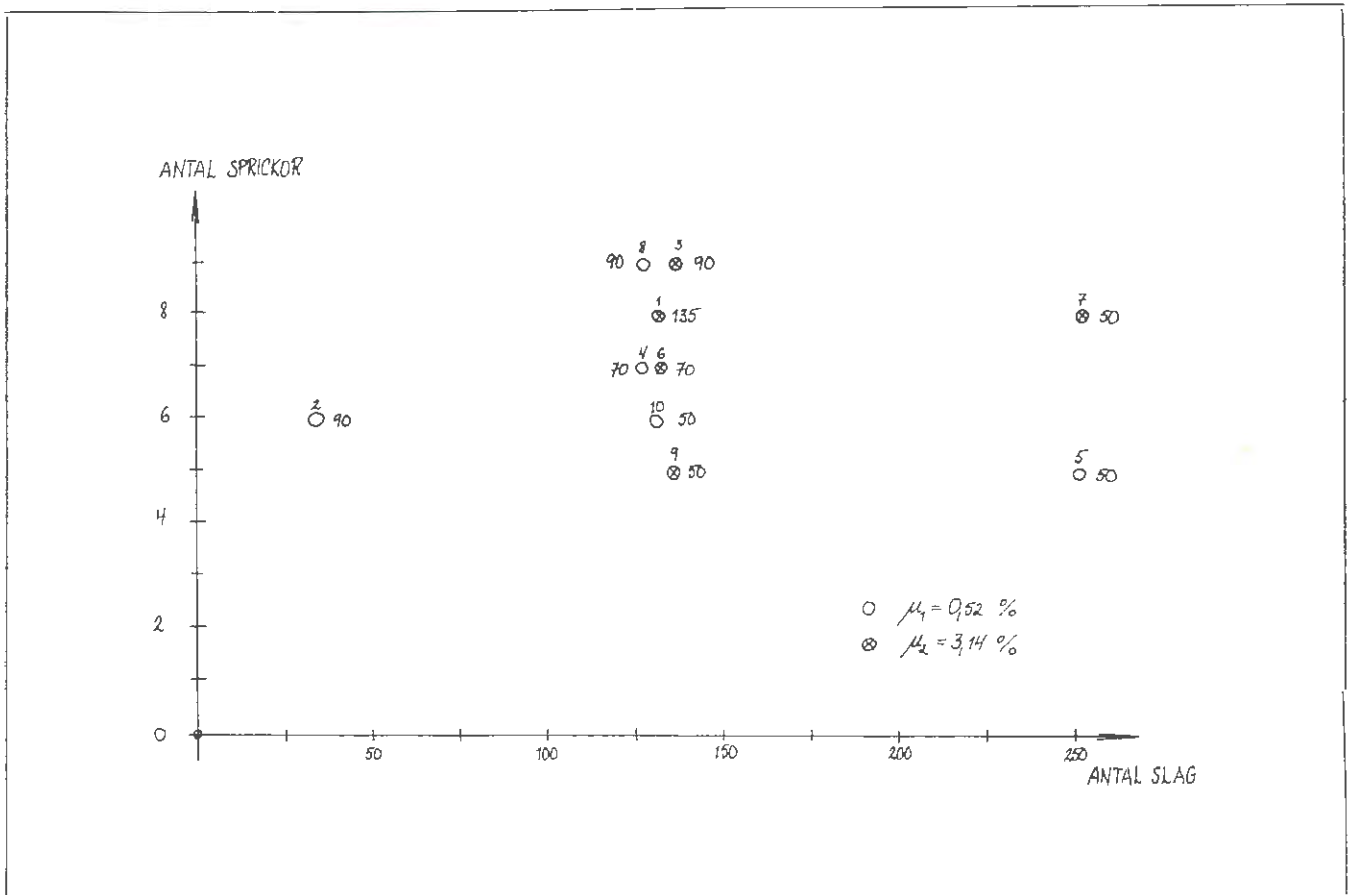
Den första sprickans läge på pålarna visas i fig 3. Här är resultaten entydiga. Att den första sprickan på pålarna 9 och 10 som slogs mot fast underlag, ligger nära första sprickan på de övriga pålarna är en tillfällighet, som sammanhänger med den här aktuella pållängden. Betongens töjning vid första sprickans uppkomst kan uppskattas till $\approx 0,20 \%$. I fig 4 och 5 visas för de båda armeringsfallen

sprickbilden på pålarna efter fullbordad slagning. Som framgår är det ingen avgörande skillnad i resultaten för olika armering, om hänsyn tas till antal slag och maximal fallhöjd. Att observera är att vid slagning mot fjädrande underlag kan en spricka uppkomma mycket nära pålspetsen medan motsvarande påle är sprickfri i sin undre del efter slagning mot fast underlag.

I fig 6 som gäller för avslutad slagning, visas antal sprickor efter antal slag. Resultaten är likvärda i de båda armeringsfallen.

För den enskilda pålen följer utvecklingen av antalet sprickor ett bestämt mönster. Efter första sprickan följer en relativt snabb tillväxt som sedan bromsas. Det är möjligt att tillväxten till sist upphör.

Fig 6. Sambandet antal sprickor — antal slag. Vid varje utsatt värde anges pålens nummer (jfr fig 4 och 5) och h = maximal fallhöjd



Bärighet hos släntberg vid statisk belastning av bergspets

Resultat av modellförsök

Av civilingenjör SVR Sven-Erik Rehnman

Hur stor är säkerheten mot brott i berget vid stödpålning mot släntberg? Modellförsök med tre olika bergarter har utförts vid Statens Geotekniska Institut på uppdrag av IVA:s påkommitté. Undersökningen visar att berget tål förvånansvärt höga yttryck. Vid försöken på Rixögranit uppnåddes ett medelyttryck av hela 18 000 kp/cm²

Ändamålet med undersökningen har varit att studera olika bergarters bärformåga vid varierande släntlutning och vid variation i bergspetsens inmejslingsdjup. Vidare har ändamålet varit att undersöka bergets deformation samt brottets karaktär.

Försök

Försöken utfördes i princip på följande sätt, se fig 2. Ett bergartsprov ($13 \times 13 \times 10$ cm) göts in i ett stålrör för att inte provet skulle spricka. I stenen horrades ett 21 mm hål med djupet D . Detta hål skulle motsvara bergspetsens inträngning i berget. I hålet ansattes en 20 mm stäldubb med cirkulär plan ändyta. Med hjälp av en hydraulisk press belastades därefter stäldubben tills brott inträffade i stenen. Lastökningen var 2 Mp varannan minut och med avlastning vart femte laststeg till 4 Mp. Dvs lasten påfördes analogt med den metod som tillämpas vid provbelastningar av pålar. Under hela förloppet mättes deformationen, med andra ord dubbens inträngning i stenen, med hjälp av två diametralt placerade mätklockor. Genom att använda en specialkonstruerad vagg kunde släntlutningen varieras. På detta sätt mättes bergartens bärighet vid släntlutningen α lika med 0° (horisontell bergyta), 30° , 45° , 60° och med $D/B = 0$ och $D/B = 1$, där D är inmejslingsdjupet och B är dubbens diameter. Varje försök upprepades i regel tre gånger.

Bergarter

Tre olika bergarter har använts vid försöken, granit, kalksten och sandsten. Graniten som användes var Rixögranit från Bohuslän. Det är en fin-kornig granit med tryckhållfastheten

2 300 kp/cm² (medeltal av tre mätningar). Tryckhållfastheten mättes på cylindrar med höjden 50 mm och diametern 50 mm, urborrade vinkelrätt mot stenens "fria" yta.

Kalkstenen utgjordes av en ortocer-kalksten, från Borghamn vid Vättern, med tryckhållfastheten 1 250 kp/cm². Som tredje bergart har undersökningen omfattat en skiktad kalkcementerad sandsten från Burgsvik på Gotland. Den hade en tryckhållfasthet av 700 kp/cm².

Det visade sig svårt att få stäldubbarna att hålla vid de stora påfrestningar, som uppstod vid bärighetsförsöken på granit. Medeltryckpåkänningen blev i vissa fall så hög som 18 000 kp/cm². Först användes Bofors stål SR 1855, ett kromkisellegerat stål (1 % C, 1,5 % Si, 1 % Cr). Detta stål härdades till 60 H_{RC}, men spetsarna blev då för spröda och sprack. Härdades i stället dubbarna till 54 H_{RC}, blev spetsarna för mjuka och stukades kraftigt. Samma resultat erhöles för Bofors stål ROP 57 (1,5 % C, 12 % Cr, 0,8 % Mo, 0,9 % V), när detta stål härdades till 60 H_{RC} respektive 54 H_{RC}. Tredje ståltyp som användes var Bofors stål HRO 1243, SIS 2550, ett kromnickelmolybdenlegerat kall- och varmarbetsstål (0,55 % C, 1,0 % Cr, 3 % Ni, 0,3 % Mo). Dubbar av detta stål härdades till 55 H_{RC}, och motstod sedan de påfrestningar som de utsattes för, dvs spetsarna varken spjälkades eller stukades.

Brottyper

För de undersökta bergarterna gäller, att brottet i regel kom mycket plötsligt, nästan explosionsartat. I princip kan man skilja mellan två olika typer av brott. Den första brottyper uppstod vid horisontell bergyta. Brott-

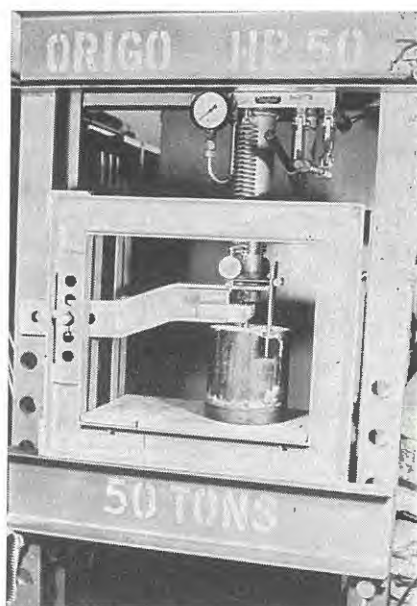
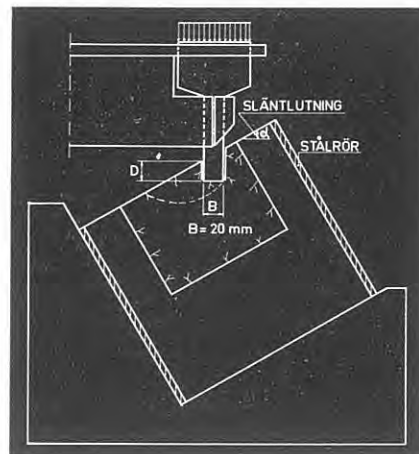


Fig 1. Apparatur för bestämning av bärigheten hos olika bergarter vid statisk belastning av \varnothing 20 mm stäldubb

Fig 2. Principskiss över försöksutjörandet. Bergartsprovet ($13 \times 13 \times 10$ cm) gjuts in i ett stålrör. En stäldubb \varnothing 20 mm med plan ändyta ansätts i ett uppborrat hål i stenen och dubben belastas statiskt tills brott inträffar i "släntberget"



ytan fick ett kraterliknande utseende. Den andra typen av brott erhöles vid en släntlutning som var större än 30° , se fig 3. Härvid bildades en konformad kil under spetsen, som spjälkade loss ett stort stycke av stenen.

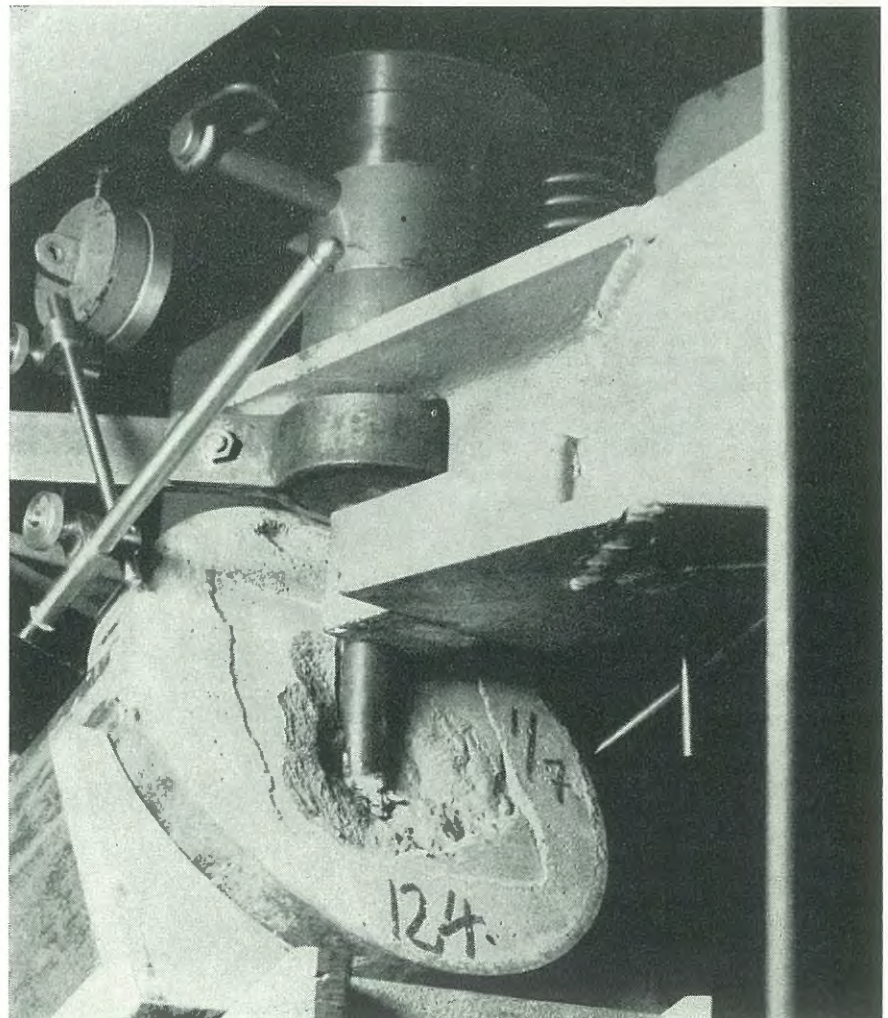
Resultaten från försöken på granit visas i fig 4 a. På grund av pressens begränsning erhöles ej brott i graniten vid horisontell bergyta och dubben försänkt en diameter. Men med utgångspunkt från de erhållna deformationskurvorna uppskattas brottlasten för $\alpha = 0$ och $D/B = 1$ till ca 60 Mp. Anmärkningsvärt är att graniten tål ett så högt yttryck. Vid horisontellt berg och dubben på ytan bar medeltryckspänningen varit 14 000 kp/cm². Vidare inverkar släntlutningen inte så mycket, som man skulle tro, på brottlasten för en vinkel som är mindre än 45° . Härvidlag råder en markant skillnad mellan granit och kalksten. Vid kalkstenen, se fig 4 b, påverkar släntlutningen brottlasten redan vid en liten lutning hos bergytan. Nedmejslingen är av stor betydelse vid kalksten. Brottlasten ökade exempelvis från 20 Mp till 33 Mp vid horisontell bergyta när dubben försänktes en diameter. Beträffande släntlutningens inverkan på brottlasten, råder en iögonfallande likhet mellan granit och sandsten, se fig 4 c. Bärigheten hos sandstenen är i stort sett oberoende av släntlutningen för en lutning som är mindre än 45° . Ett oväntat lågt värde på brottlasten erhöles vid släntlutningen 45° och dubben nedborrad en diameter ($D/B = 1$). Brottvärdet blev ungefär samma som när dubben angrep vid ytan ($D/B = 0$). Orsaken kan vara sandstenens skiktning, som låg parallellt med stenens "fria" yta.

I fig 4 har kurvor lagts in för att på ett grafiskt sätt försöka åskådliggöra ett eventuellt samband mellan

brottlast och släntlutning. Med utgångspunkt från dessa kurvor har släntlutningens inverkan på brottlasten vid de tre använda bergarterna studerats. En markant skillnad råder mellan å ena sidan granit och sandsten och å andra

sidan kalksten. Släntlutningen, se fig 5 a, sänker brottlasten relativt litet för granit och sandsten vid en måttlig släntlutning ($\alpha < 45^\circ$). Brottlasten för granit och sandsten vid lutningen 45° var ca 90 % av brottlasten vid horison-

Fig 3. Brottet i en kalksten där släntlutningen är 60° och ståldubben $\varnothing 20$ mm varit försänkt en diameter. En kon har bildats under spetsen och spjälkat loss ett stort stycke ur stenen. Brottlasten var i detta fall 10 Mp



tell bergyta. Beträffande kalksten inverkar släntlutningen redan vid en liten lutning och ger en relativt kraftig reduktion av bärigheten. Till exempel var brottnlasten, när bergytan lutade 45° , 60 % av brottnlasten vid horisontell yta. Försänkningens inverkan på brottnlasten framgår av fig 5 b. En kraftig ökning av brottnlasten erhöles för kalksten när dubben var försänkt en diameter i stenen. Brottnlasten ökade då med hela 60 %. Ökningen blev mindre för granit och sandsten. Den blev för dessa bergarter 25 %. Intressant är, att ökningen är tämligen oberoende av släntlutningen. Noteras bör att ökningen blir något större vid en brantare släntlutning för granit och sandsten. Vid lutningen 60° närmar sig brottnlasten värdet 140 % av brottnlasten när

dubben står på ytan ($D/B = 0$), dvs en 40-procentig ökning. En annan gynnsam effekt som försänkningens medförde var den att brottet ändrade karaktär. Brottet kom ej så plötsligt och deformationen blev större innan brottet inträffade, än fallet var med dubben på ytan.

Finns det något samband mellan bärighet och tryckhållfasthet hos en bergart? Om man antar att $q_{\text{brott}} = K \cdot \sigma_{\text{cyl}}$, där K är en konstant och σ_{cyl} är tryckhållfastheten mätt på cylindrar med höjden 50 mm och diametern 50 mm, enligt det normalförfarande som tillämpas vid Statens Provvningsanstalt, kan konstanten K beräknas ur de erhållna försöksresultaten. I fig 6 visas sambandet mellan K och tryckhållfasthet när bergytan är horisontell och

dubben står på ytan. Ett nästan linjärt samband tycks råda mellan K och tryckhållfastheten. K varierar mellan 4,7 för sandsten och 6,2 för granit. Eftersom de vanligaste svenska bergarterna ligger inom eller strax utanför det tryckhållfasthetsintervall som den undersökta sandstenen och graniten representerar, kan följande empiriska samband bildas

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

Detta samband bör dock verifieras genom ytterligare försök.

Avslutningsvis bör det påpekas, att de här presenterade resultaten har erhållits från modellförsök på homogena, sprickfria stenar och med en väl styrd ståldubb, varför man inte direkt kan översätta resultaten till verkliga förhållanden.

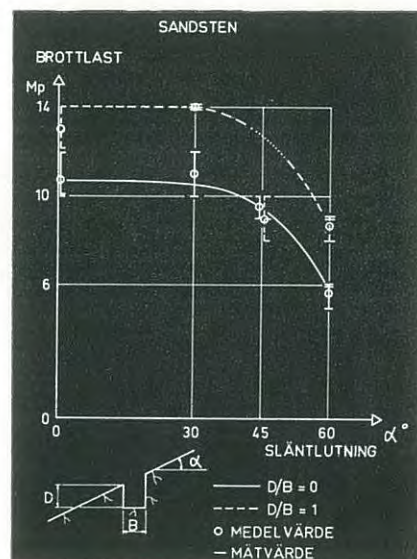
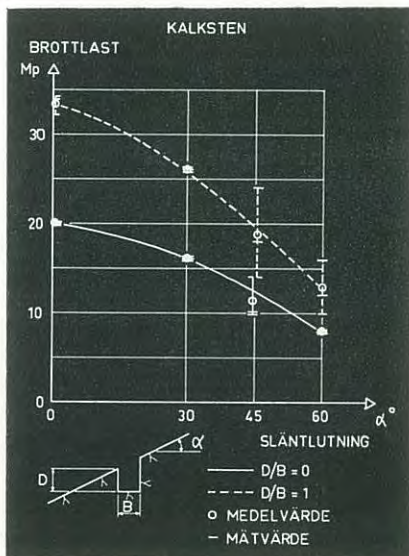
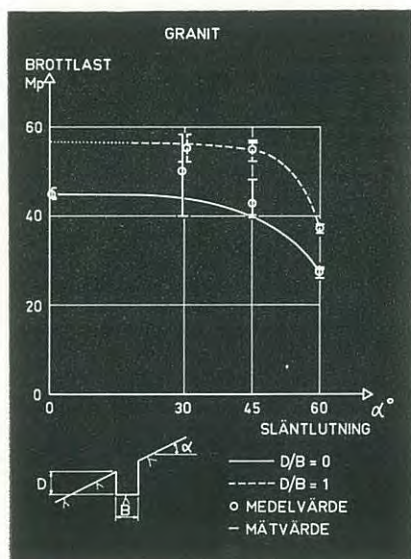
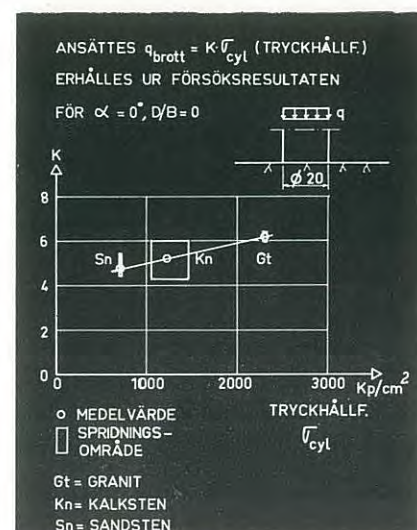
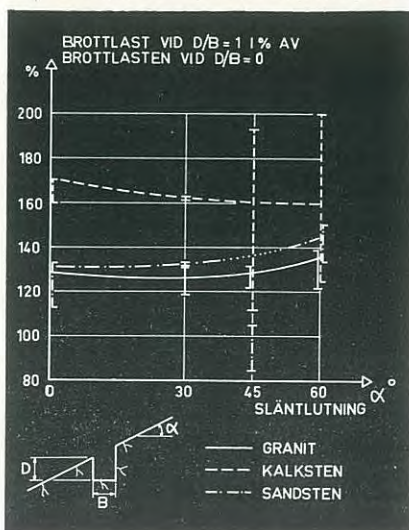
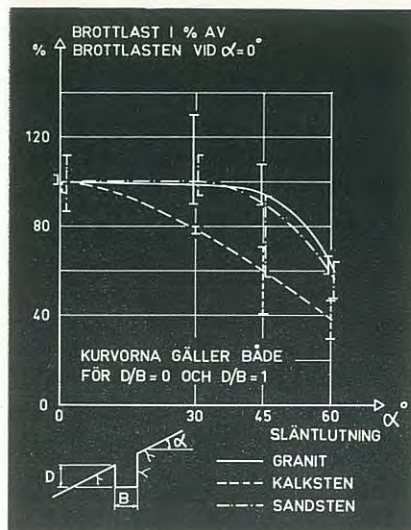


Fig 4. Bärighet hos olika bergarter. Figurerna visar brottnlasten som funktion av släntlutningen. Kurvorna är inlagda för att på ett grafiskt sätt åskådliggöra ett eventuellt samband mellan brottnlast och släntlutning

Fig 5. Med utgångspunkt från kurvorna i fig 4 har släntlutningens (fig 5 a) och försänkningens (fig 5 b) inverkan på bärigheten erhållits. Spridningen motsvaras av de vertikala sträckorna. I fig 5 a, som visar släntlutningens inverkan, är brottnlasten uttryckt i % av brottnlasten vid horisontell bergyta. I fig 5 b, som visar försänkningens betydelse för bärigheten, är brottnlasten, när dubben är försänkt en diameter ($D/B = 1$), uttryckt i % av brottnlasten, med dubben på ytan ($D/B = 0$). Lägga märke till den markanta skillnaden (fig 5 a och fig 5 b) mellan å ena sidan granit och sandsten och å andra sidan kalksten

Fig 6. Figuren visar ett empiriskt erhållet samband mellan bärighet och tryckhållfasthet hos berget. Sambandet gäller för horisontell bergyta ($\alpha = 0^\circ$) och ståldubben $\varnothing 20$ mm vid ytan ($D/B = 0$).

$$q_{\text{brott}} = 4 \text{ à } 6 \sigma_{\text{cyl}}$$



Negativ mantelfriktion

Av civilingenjör SVR Bengt H Fellenius

När jorden runt en påle rör sig nedåt relativt pålen (sätter sig runt pålen) erhålls krafter av s k negativ mantelfriktion längs pålens mantelyta. Utgörs jorden av lera — kohesionsmaterial — används även uttrycket negativ mantelkohesion. De erhållna påhängskrafterna anses i vissa fall kunna medföra ett betydande tillskott till en påles last och i andra fall vara försumbara. Påhängskrafternas storlek och verkan är för närvarande mycket litet kända. Statens Geotekniska Institut och IVA:s pålkommitté har i samarbete med olika intressenter påbörjat forskning i frågan. I artikeln redogörs i korthet för forskningsprogrammen. Tonvikten har dock lagts på vad som i dag anses om påhängskrafternas orsak, storlek och verkan

Påhängskrafter erhålls i en påle när jorden — leran — runt pålen sätter sig. Det är sannolikt att sättningens storlek och hastighet har betydelse för påhängskraftens storlek. Hur stor betydelse vet man inte. Den omgivande lerans egenskaper måste dock påverka detta förhållande i hög grad. Att t ex tillämpa resultat erhållna vid försök i en grovkornig lera på pålar i en mycket finkornig lera och tvärtom ger troligen en felaktig bild av verkligheten.

I fig 1 a visas en principskiss över en påle utsatt för påhängskrafter. Dessa resulterar i att det effektiva vertikalktrycket i jorden närmast pålen minskar, att pålens spetslast ökar och att det effektiva överlagringstrycket vid pålspetsen minskar jämfört med förhållandena i jorden innan sättningen började.

Som jämförelse visar fig 1 b en påle med enbart positiv kohesion. Som syns har effektivtrycken ökat och

spetslasten minskat jämfört med de ursprungliga förhållandena.

Det påpekas att figuren ger en schematisk bild av verkligheten och att storleken av förändringarna i jordens effektivtryck varierar med jordarter och pållängder m m.

Det har framförts att den negativa kohesionen längs en påle i en lös lera med hög halt av ler på grund av plastisk flytning i leran aldrig kan bli lika stor som lerans skjuvhållfasthet. Detta är tänkbart, men tveksamt. Man kan vända på problemet och då säga att svävande pålar i sådana leror skulle ha en väsentligt lägre brottlast än i grövre leror. Är så fallet?

Det anses också att det effektiva trycket i jorden närmast pålen har betydelse för storleken av kohesionen. Är detta korrekt kan inte gärna erfarenheter från positiv kohesion överföras på negativ kohesion, då, som visats i fig 1, det effektiva trycket ökar

vid positiv kohesion och minskar vid negativ kohesion.

Vid uppskattningen av påhängskrafternas storlek och inverkan på en påle måste förutom leran runt pålen även typen av påle beaktas. En svävande påle och en stödpåle påverkas olika av påhängskrafterna.

Gemensamt för svävande pålar och stödpålar är att de överför en stor del av sin last till jorden genom positiv kohesion. Sätter sig leran runt en svävande påle utsätts pålen för negativ kohesion längs en övre del och erhåller en positiv kohesion i sin nedre del. Blir påhängskrafterna för stora, sjunker pålen till dess ett jämviktsläge erhålls. Pålen själv kan inte skadas av påhängskrafterna.

För en stödpåle gäller, då den positiva kohesionen övergår till negativ, att den nyttiga lasten i sin helhet nedförs till pålens nedre del. Detta visades i fig 1 a. Härtill kommer tillskottet från påhängskrafterna. Det är således det som händer vid pålspetsen, som har det nr praktisk synpunkt största intresset.

Om lasten vid pålspetsen är mindre än brottlasten undergår pålen en elastisk och plastisk deformation motsvarande denna last. En motsvarande deformation av jorden eller berget under pålspetsen tillkommer. Vid i stort sett lika pållängder betyder detta att byggnaden på pålarna undergår en jämu sättning, vilken som regel är utan skadlig inverkan.

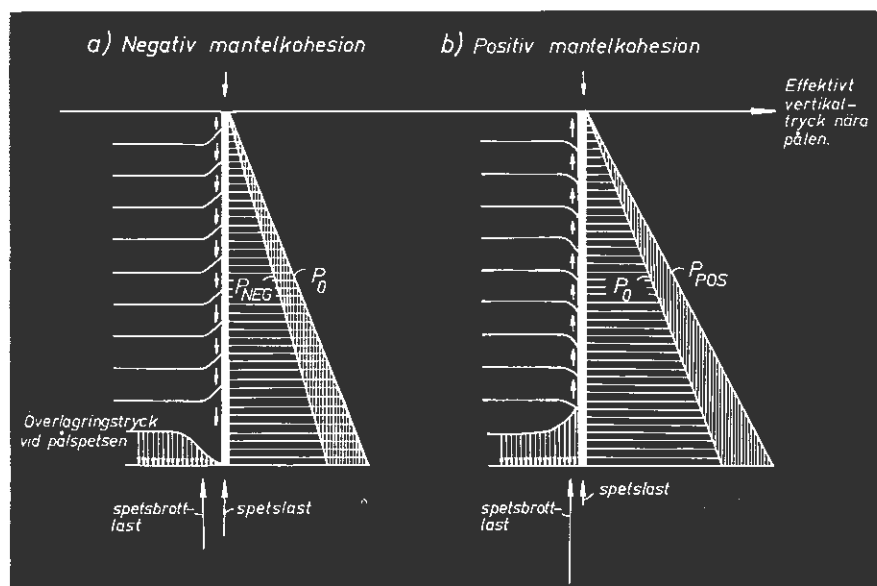
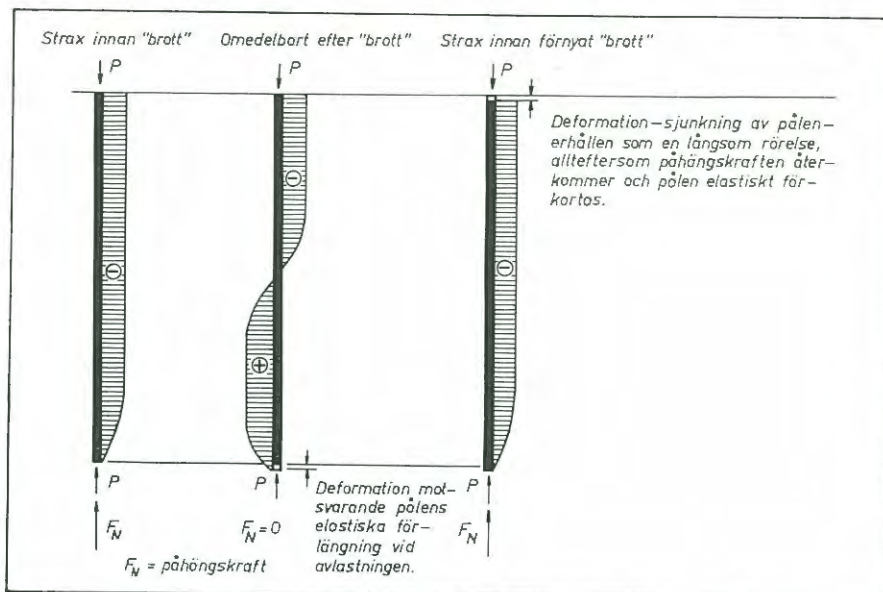


Fig 1. Inverkan av mantelkohesionens riktning på det effektiva vertikalktrycket längs pålen, överlagringstrycket vid pålspetsen, pålens spetslast och pålens spetsbrottlast

Fig 2. Den negativa mantelkohesionens cykliska förlopp och resulterande deformation hos en stödpåle



Överskrider den nyttiga lasten och påhängslasten tillsammans en påles spetsbrottlast sker antingen brott i jorden under pålspetsen eller, om pålen är den svagare faktorn, krossas pålmaterialet vid spetsen. Detta resulterar i en sjunkning av pålens nedre del, som i sin tur ger en omedelbar avlastning av påhängskraften och sjunkningen hejdas. Den fortgående sättningen i leran bygger sedan åter upp påhängskraften och en cyklisk upprepning av förloppet erhålls. I varje cykel är rörelserna små och närmast jämförbara med pålens och undergrundens plastiska deformation. Förloppet illustreras i fig 2. I figuren har för enkelhets skull antagits att den negativa kohesionen verkar efter hela pålens längd och att pålen är starkare än materialet under pålspetsen.

En påle står sällan ensam. De närstående pålarna är ofta längre eller kortare och har hättre eller sämre speibärighet. Liksom den nyttiga lasten varierar från påle till påle, varierar påhängskraftens storlek. Pålarna får också olika stor del av den nyttiga lasten. Allmänt gäller att den styvaste pålen i en grupp får den största lasten och att så fort en påle ger efter för sin last överföres dess last till en del till de närliggande pålarna. Lasterna och deformationerna kan alltså sägas vandra runt från påle till påle och detta resulterar i en långsam och jämn sättning hos byggnadsverket på pålarna.

Den negativa mantelkohesionen kan under vissa ogynnsamma betingelser innebära ett brottproblem. T ex, då pålspetsen står mot släntberg och samtidigt har dålig sidostabilitet i en lös lera direkt på berget. I huvudsak gäller dock, som här har visats, att negativ mantelkohesion är ett deformations-sättningsproblem.

Det är möjligt att stora påhängskrafter är farliga. Vi vet dock inte, när den negativa mantelkohesionen kan ge för stora påhängskrafter. Vi vet inte ens om den kan ge för stora påhängskrafter. Det finns t ex inget fall påvisat, där negativ mantelkohesion på stödpålar har orsakat skada. Risken för detta finns emellertid ökar med de ökande tillåtna pållasterna. Forskning i problemet är därför i högsta grad påkallad och sådan forskning pågår såväl här i Sverige som utomlands i Norge, Holland och Kanada. Statens Geotekniska Institut och Pålkommittén deltar i två försök som nyligen påbörjats. Resultaten från försöken hoppas vi ska kunna klargöra en del av de frågor som här har antytts.

I samarbete med Johnsonsinstitutet för Industriforskning och Nya Asfalt AB, planeras ett fullskaleförsök i Göteborg. Målsättningen för detta försök har preciserats i sju punkter, nämligen:

1. Påhängskrafters uppkomst och storlek vid främst långa stödpålar av betong ska klarläggas.
2. Skjuvkrafternas fördelning efter pålens längd samt pålens spetslast ska undersökas.
3. I första hand ska förhållandena i "normalkonsoliderade" leror studeras.
4. I andra hand undersöks förhållandena, då leran undergår sättningar som orsakats av en överlast på markytan.
5. Skjuvkraftens storlek mellan lera och betong samt dess funktion av väsentliga geotekniska data ska utredas.
6. Metoder att eliminera eller minska påhängskrafterna ska utvecklas.
7. Påhängskrafternas uppkomst, storlek och fördelning vid svävande

betongpålar bör även undersökas.

Förutsättningen för att uppnå denna målsättning är att ha tillgång till ett tillförlitligt instrument att mäta krafterna i en påle med, dvs en kraftmätare med stabil nollpunkt under lång tid och en stor noggrannhet i mätningarna. En sådan mätare är under utveckling på Johnsonsinstitutet. Kraftmätaren avses byggas in i en pålskarv och slås ned tillsammans med pålen.

När kraftmätaren är utvecklad, vilket enligt tidsprogrammet bör vara i mars-april år 1967, avses mätningar utföras på tio stödpålar försedda med kraftmätare på olika djup. (Se fig 3).

Kraftmätning utförs först med pålarna obelastade och inverkan av lerans rekonsolidering studeras. I nästa steg belastas pålarna med 60 tons "nyttolast" som bibehålls i det tredje steget då sättningar i leran runt pålarna framkallas med en överlast på markytan av ca 3-4 t/m², utbredd på en yta om 50 x 50 m².

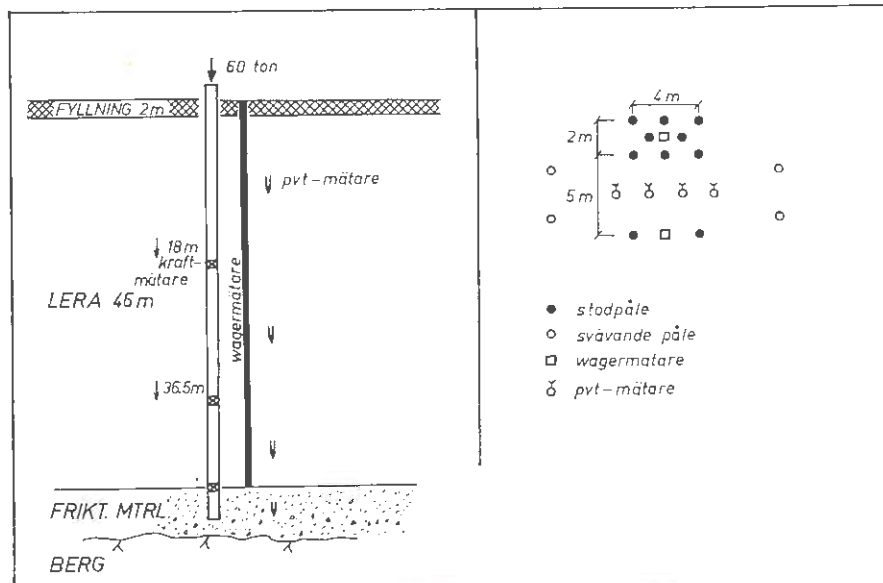
Pålarna utgörs av skarvade Herkulespålar med 855 cm² area försedda med inspektionsrör och bergspets.

Den plats som utvalts ligger på Hisingen i Göteborg mellan Oslovägen (E 6:an) och älven ca 300 m söder om Backadalsmotet. Området består av plan åkermark med ensartade grundförhållanden. Jorden utgörs av sk Göteborgslera av ca 50 m mäktighet. Djupet till berg eller pålstoppnivå känner vi inte än.

Parallellt med mätningarna i pålarna mäts även porttrycket i leran och i friktionsmaterialet under leran samt sättningarna i leran. Sättningsarna mäts med en ny typ av sättningmätare som utvecklats av ingenjör Wager vid SGI. Denna mätare utgörs av en bälgslang som utan motstånd följer lerans rörelser i såväl sättningar som sidoför-

Den forskning för vilken redogörs i denna artikel hoppas man ska kunna ge möjlighet att belysa problemet med negativ mantelkohesion på pålar. Mera forskning behövs dock och Statens Geotekniska Institut och Pålkommittén tar tacksamt emot de ytterligare möjligheter till undersökningar som kan erbjudas

Fig 3. Sektion och plan över pålplatsen vid Backadalsmotet, Göteborg (Wagermätare = sättningsmätare)



skjutningar. Sättningsarna mäts på varje meters djup med noggrannheten ± 1 mm. Sidoförskjutningarna avses mätas med inklinometer.

Vissa undersökningar ska utföras på laboratorium. Till dessa bidrar Byggnadsrådet med en del av kostnaderna. Avsikten är bl a att undersöka om och hur lerans skjuvningsegenskaper beror av skjuvningshastigheten. Lerprover från pålplatsen skjuvas med en konstant hastighet mot en betongskiva och den erforderliga skjuvkraften mäts. Skjuvningen sker med en viss vertikallast på provet. Kurvor enligt fig 4 erhålls i princip.

Skjuvkraften, uttryckt som en skjuvspänning i ytan mellan leran och betongen, tecknas som en funktion av deformationssträckan. De skjuvningshastigheter som användes är 0,01 mm/b, 0,10 mm/h och 1,00 mm/h vilket motsvarar ca 10 cm, 1 m och 10 m per år. Fig 4 visar hur skjuvspänningen i stort sett linjärt byggs upp till ett maximivärde, varefter den är konstant eller avtagande. Vid hittills utförda försök har uppmätt τ^{\max} i stort sett överensstämmt med lerprovets skjuvhållfasthet, bestämt enligt konmetoden. Vidare har $\delta\tau^{\max}$ varit av storleken 0,2 till 0,4 mm. Något hastighetsberoende har inte konstaterats. Lutningen av kurvans första del kan uttryckas som en skjuvmodul och värden på ca 10^4 — 10^5 t/m³ har erhållits. Vid försöken har leran haft konstant vertikallast och alltså tillåtits att deformera i vertikalled. Avsikten är att senare utföra försök med förhindrad vertikaldeformation och således få en avtagande vertikallast,

vilket bättre överensstämmer med förhållandet vid en påle utsatt för negativ mantelkohesion. Effekten av ett asfjallager på betongytan ska även studeras. Undersökningen ska även omfatta prover från Skå-Edeby.

I samarbete med Svenska Riksbyggen, Uppsala stad och Nya Asphalt AB och med bidrag från BFR har en annan undersökning startat på pålar under ett blivande hostadshus i kv Stagnelius i Uppsala. På grund av en pågående grundvattensänkning i Uppsala beräknas pålarna erhålla påhängskrafter av negativ mantelkohesion. Lernäktigheten under huset är ca 18 m och pålarna har stannat ca 4 m ned i friktionsmaterialet under leran. Pålarna utgörs av 25×25 cm² betongpålar K 400 med en i Uppsala tillåten last om 36 ton. Fyra av pålarna, två mitt under huset och två under husets gavel, har försetts med inspektionsrör och via inspektionsrören mäts pålens förkortning med tiden med hjälp av stänger och

mätur. Förkortningen mäts mellan pålspetsen, en punkt 5 m över pålspetsen och pålskallen.

Vad som undersöks i detta fall är inte krafterna i pålarna, utan pålarnas deformationer. Då det naturligtvis är önskvärt att kunna utvärdera de uppmätta rörelserna till krafter i pålarna och skilja bort inverkan av betongens krypning, har pålarna slagits med överlängd och vid kapningen två 50 cm långa påldelar tillvaratagits. Dessa påldelar belastas sedan enligt ett visst program på Cement- och Betonginstitutet. Avsikten är att från dessa försök utvärdera pålarnas elasticitetsmodul och inverkan av krypning och krypning.

Parallellt med mätningarna i pålen mäts markytans sättnings och avvägs huset samt mäts portrycket i friktionsmaterialet under leran.

Mätningarna i denna undersökning har just påbörjats, men några resultat av värde har ännu inte erhållits.

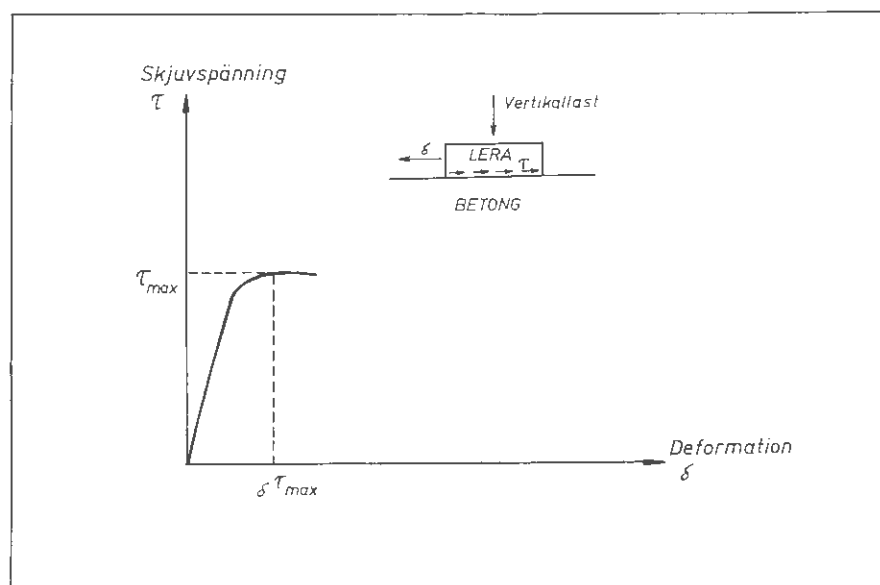


Fig 4. Principskiss över τ - δ -kurva från skjuvbox

Grundläggning på korta pålar

Redogörelse för en försöksserie på NABO-pålar

Av civilingenjör SVR Gunnar Fjølknør

Enligt BABS 1960 bör de tillåtna pållasterna minskas, då pålarna är kortare än 5 m samt kortare pålar än 3 m som regel ej användas, såvida inte särskilda åtgärder vidtas för att säkerställa pålarnas sidostabilitet. Denna föreskrift har tillkommit, därför att man som regel erhåller en dålig kontakt mellan pålen och den omgivande jorden, när pållängden understiger 5 m. Under slagningen kan en trätt uppstå kring pålen och denna trätt kan i ogynnsamma fall sträcka sig ända ned till pålspetsen. I sådana fall kan pålen lätt studsas vid stoppslagningen samt även rubbas efter nedslagningen till följd av exempelvis schaktningensarbete i närheten av pålen. Dessa olägenheter kan emellertid undvikas, om man på konstgjord väg skapar en god kontakt mellan pålen och den omgivande jorden

Två metoder

Det erbjuds två principiellt skilda metoder för att skapa en god kontakt mellan en kort påle och den omgivande jorden.

Den ena metoden är att, medelst en styranordning på pålkranen, förhindra att pålen varken vandrar i sidled eller roterar i jorden. Denna metod har ej kommit till utförande, troligtvis främst

beroende på svårigheten att konstruera en acceptabel styranordning.

Vid den andra metoden accepterar man att pålen rör sig i sidled under slagningen, dvs att en trätt uppstår. Denna fylls emellertid på ett eller annat sätt med bruk eller betong, som sedan den stelnat ger pålen en god sidostabilitet. Denna metod brukar kallas stabiliseringsmetoden.

Under de senaste åren har det utarbetats tre olika stabiliseringsmetoder för korta pålar. Dessa finns beskrivna i Väg- och vattenbyggaren nr 11, 1965. Det gemensamma för dessa är att den goda anläggningen mot den omgivande jorden skapas med betong. En av de tre stabiliseringsmetoderna är den sk NABO-metoden, som utarbetats vid Nya Asphalt AB, fig 1.

Fyra undersökningspunkter

För att utröna NABO-pålarnas egenskaper utfördes under hösten och vintern 1965 en försöksserie på sådana pålar. En rapport däröver ska publiceras av Nya Asphalt AB. Försöken, som gjordes på 47 st pålar, slagna vid Nya Asphalt AB:s pålfabrik i Hovsta, utfördes i samarbete mellan Nya Asphalt AB, Kungl Byggnadsstyrelsen, IVA:s pålkommitté och Statens geotekniska institut. Kostnaderna för försöken har delvis bestritts av Statens råd för byggnadsforskning. Följande egenskaper hos NABO-pålarna undersöktes:

1. Lutningen efter slagningen.
2. Rörelser vid slagning av intilliggande pålar.
3. Sidomotstånd i relation till ostabiliserad påle.
4. Vertikala brottlasten.

Dessutom iaktogs naturligtvis pålarnas uppförande under slagningen. Punkt 3 utvidgades senare till att även

omfatta ett utarbetande av en beräkningsmetod för stabiliserade och ostabiliserade pålars verkningssätt, när påltoppen utsätts för horisontalkraft.

Provpålarna var 25×25 cm² och 30×30 cm², stabiliserade och ostabiliserade pålar, och de slogs inom tre områden. Inom område 1 och 2 slogs NABO-pålar med längderna 0,9—2,6 m respektive 2,4—3,9 m. För jämförelsen slogs inom område 3 ostabiliserade pålar med längderna 5,1—5,8 m.

På försöksplatsen bestod jorden överst av torrskorpelera ($\tau_{fu} = 8-9$ t/m²) underlagrad av en halvfast lera. Den fasta botten bestod av friktionsmaterial.

Slagning av propål

Prylningen gjordes med en svagt konisk pryl med diametern 42 cm i botten. Vid prylningen och slagningen av 34 korta NABO-pålar hade 3 pålar en tendens att "lägga sig". 2 av dessa pålar erhöj ej fullgott stoppslag.

Vid slagningen av 13 st långa, ostabiliserade pålar bortslogs 6 st pålar, troligen beroende på ett blockrikt lager ungefär 4 m under markytan.

Lutningsmätningar

Lutningsmätningar gjordes på 16 NABO-pålar. Lutningen blev i genomsnitt 3,1 % (1 % motsvarar lutningen 100:1). En tendens finns att 25×25 cm²-pålarna lutar mer än 30×30 cm²-pålarna.

Dessa lutningsmätningar kan jämföras med mätningar som gjorts på några arbetsplatser, varvid man funnit att lutningen i genomsnitt var 2,3 % på 28 korta NABO-pålar, medan lutningen på 75 långa, ostabiliserade pålar i genomsnitt var 1,8 %.

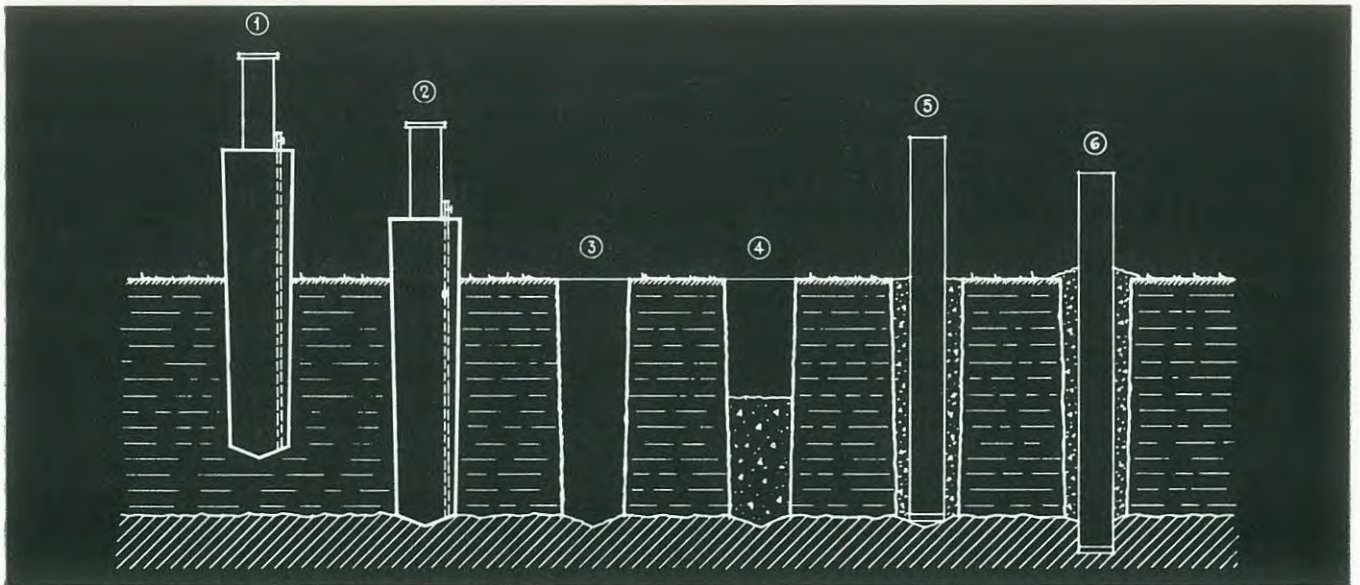


Fig 1. NABO-påle i lera. 1 och 2. Prylen nedförs genom lera till fast lager. 3. Prylen uppdras. 4. Betong tillförs. 5. Betongpålen nedförs varvid betongen stiger. 6. Pålen stoppslås

Rörelsemätningar

Rörelsemätningar gjordes på 11 NABO-pålar. Mätningarna avser pålens rörelser i horisontalled vid pryling och slagning av intilliggande pålar. Resultatet kan sammanfattas som på fig 2, där mätpålens sidoförskjutning vid pryling och slagning av en intilliggande påle är satt i relation till centrumavståndet mellan pålarna. Vid det normala centrumavståndet 90 cm är sidoförskjutningen ca 10 mm. Man fann även att största totalrörelsen hos en påle blev 23 mm, när man slog en pålgrupp med 8 st NABO-pålar med centrumavstånden ungefär 90 cm.

Dragning i sidled av pålar

Påltoppens förmåga att uppta horisontalkrafter bestämdes genom att pålarna drogs i sidled samtidigt som horisontalrörelsen mättes. Sådana försök gjordes på 15 NABO-pålar och 7 ostabiliserade pålar, och resultaten är redovisade på fig 3, 4 och 5. Av kurvorna framgår tydligt att NABO-pålarna är avsevärt styvare än de ostabiliserade pålarna. Efter dessa försök framschaktades samtliga pålar. 3 NABO-pålar med längderna 0,9–1,2 m hade inga synliga sprickor. Dessa pålar hade alltså roterat kring pålspetsen som styva kroppar och brottet har alltså skett som rent jordbrott. De övriga NABO-pålarna och ostabiliserade pålarna har däremot sprickor på nivån mellan 0,5 och 1,0 m under markytan. Brottet har i detta fall skett som kombinerat pålbrott och jordbrott.

En beräkningsmetod har även uppställts, varigenom man kan beräkna pålens brottlast och sidoförskjutningen vid brott. I formlerna ingår, brottmoment, styvhet samt horisontalkraf-

tens angreppspunkt. Det torde i detta sammanhang bli alltför vidlyftigt att närmare beröra formlernas utseende. Intresserade hänvisas till den förut omnämnda rapporten från Nya Asfalt AB.

Provbelastning

Provbelastning utfördes på 4 NABO-pålar, varvid maximallasten varierade mellan 120 och 130 ton. Belastningarna påfördes stegvis med regelbundet återkommande avlastningar. Sambandet mellan deformation, kraft och tid för de 4 pålarna visas på fig 6. Påle 1 hade vid stoppslagningen ej fullgott stopp och fick därför en brottlast på ungefär 100 ton. Vid de övriga 3 pålarna har man däremot ej erhållit brotten vid den maximala lasten. I fig 6 har även medtagits resultaten från en provbelastning av en NABO-påle i kv Gradskivan, Uppsala. Som syns är deformationerna mycket små för denna påle.

Försöksresultat

Resultaten från försöken på korta NABO-pålar visar:

att metoden väl uppfyller de krav som uppställts i BABS 1960 beträffande pålarnas sidostabilitet. Stabiliseringen torde i de flesta fall förhindra uppstuds under stoppslagningen, men trots detta bör man föreskriva att pålarna efterslås med några slag med låg fallhöjd,

att bortslagningsprocenten vid dessa försök är ganska måttlig,

att NABO-pålarnas lutningar endast obetydligt överskrider lutningarna hos långa ostabiliserade pålar,

att sidorörelserna p g a slagning av intilliggande pålar kan bli stora vid

det normalt använda centrumavståndet ca 90 cm. Om denna sidorörelse enbart har skett vid påltoppen torde den vara godtagbar, men risk föreligger att även pålspetsen får en sidorörelse av samma storleksordning. När en pålgrupp är slagen i sin helhet bör den därför omedelbart efterslås. Det lämpligaste sättet att minska sidorörelserna vore att använda en pryl med liten diameter.

att NABO-pålarna har stor styvhet vid dragning i sidled. Orsaken är att stabiliseringsbetongen samverkar med pålen, dvs. pålen har i verkligheten en diameter varierande mellan 42 och 50 cm. NABO-pålen kan därigenom få ungefär 10 gånger större tröghetsmoment än den ostabiliserade pålen. De olägenheter som följer härav avhjälpas lämpligen genom att dels minska prylen diameter och dels att göra betongen så svag som möjligt, utan att därför ändra den flytande betongens plastiska egenskaper alltför mycket. Man kan även tänka sig att byta ut stabiliseringsbetongen mot ett annat material, förslagsvis kalkcementbruk.

att de vertikala provbelastningarna ej ger någon anledning till restriktivitet ifråga om den tillåtna lasten på korta NABO-pålar jämfört med långa pålar.

Synpunkter

Stabiliseringsmaterial

Det idealiska stabiliseringsmaterialet ska efter stelmandet ha samma elastiska och plastiska egenskaper som den omgivande jorden. Därigenom skulle man nämligen vinna fördelen att de stabiliserade pålarna upptar horisontalkrafter i påltoppen på samma sätt som de ostabiliserade pålarna,

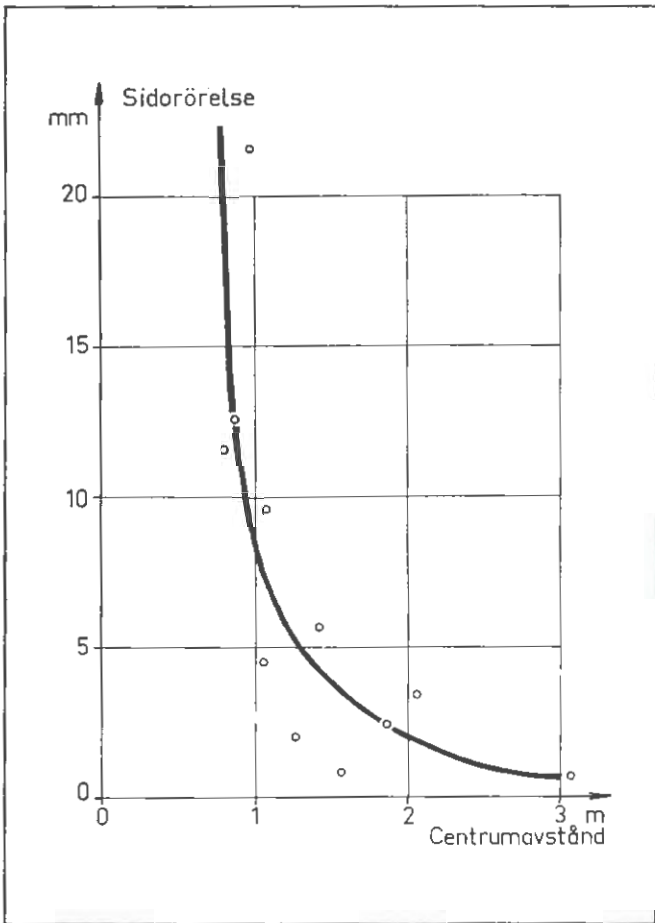


Fig 2. Sidorörelse hos NABO-påle vid prylning och slagning av en intilliggande påle i relation till centrumavståndet mellan pålarna

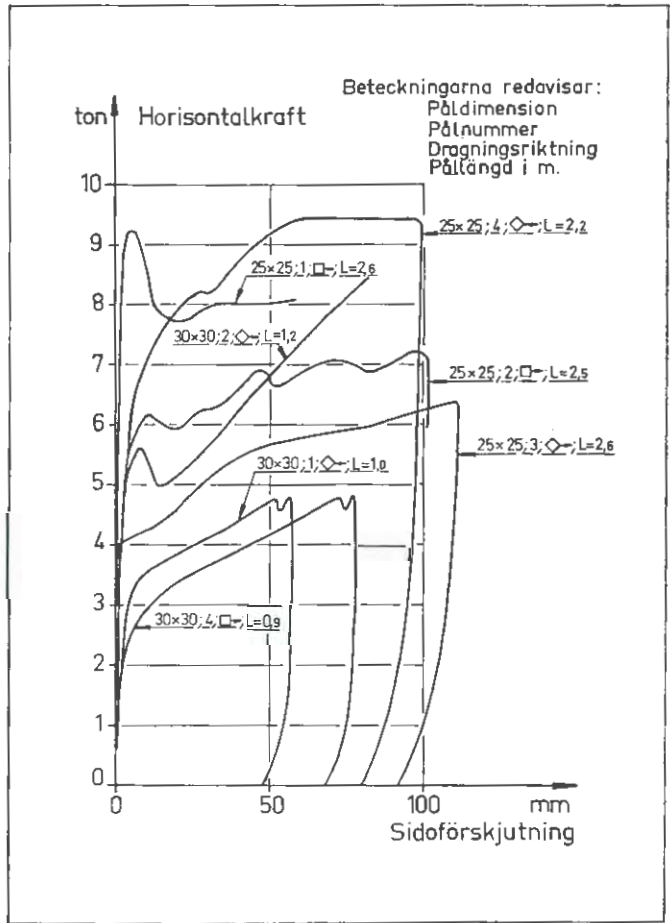


Fig 3. Samband mellan horisontalkraft och sidoförskjutning för NABO-pålar med längderna 0,9–2,6 m (område 1)

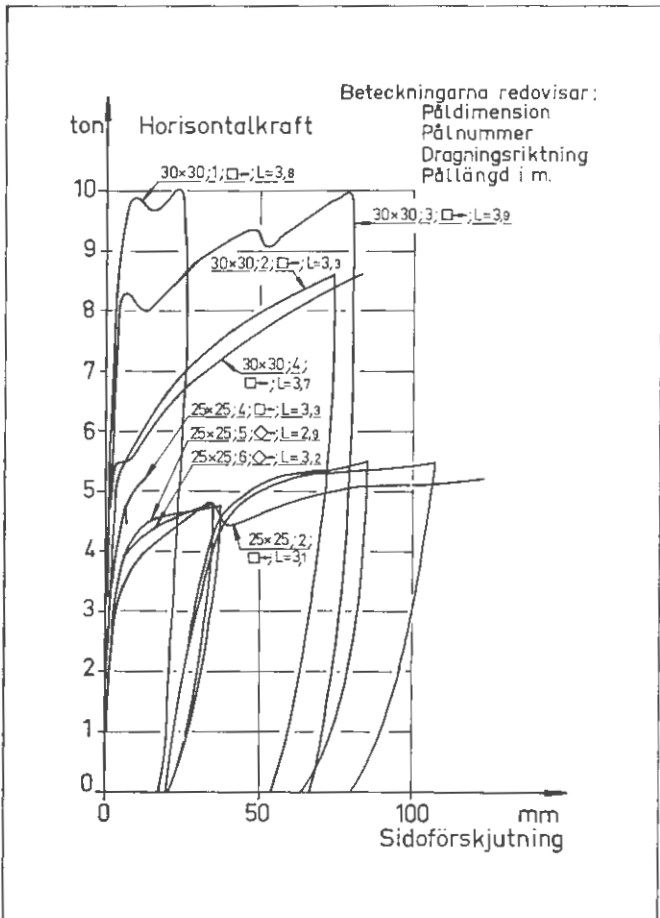


Fig 4. Samband mellan horisontalkraft och sidoförskjutning för NABO-pålar med längderna 2,9–3,9 m (område 2)

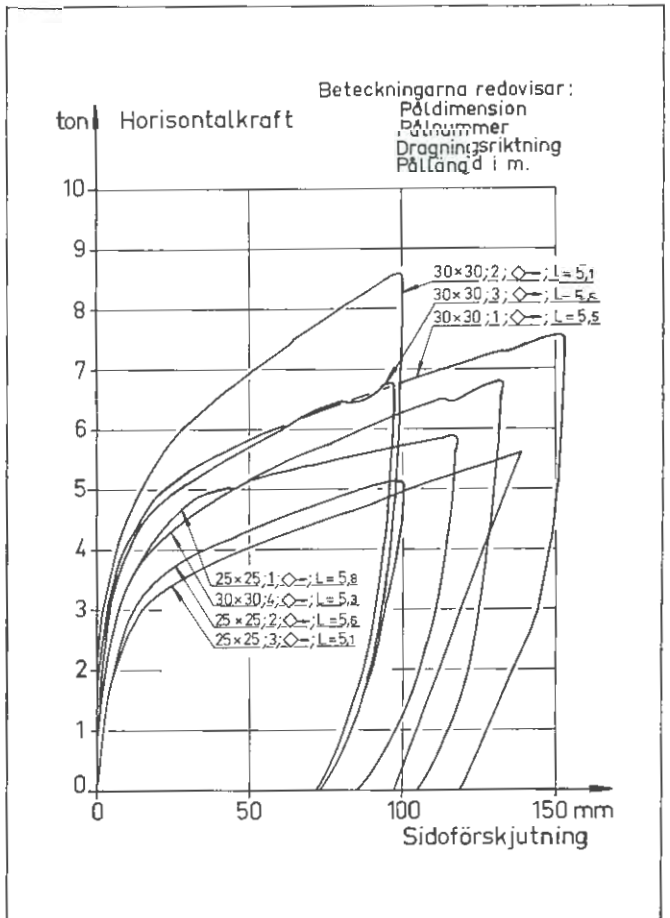
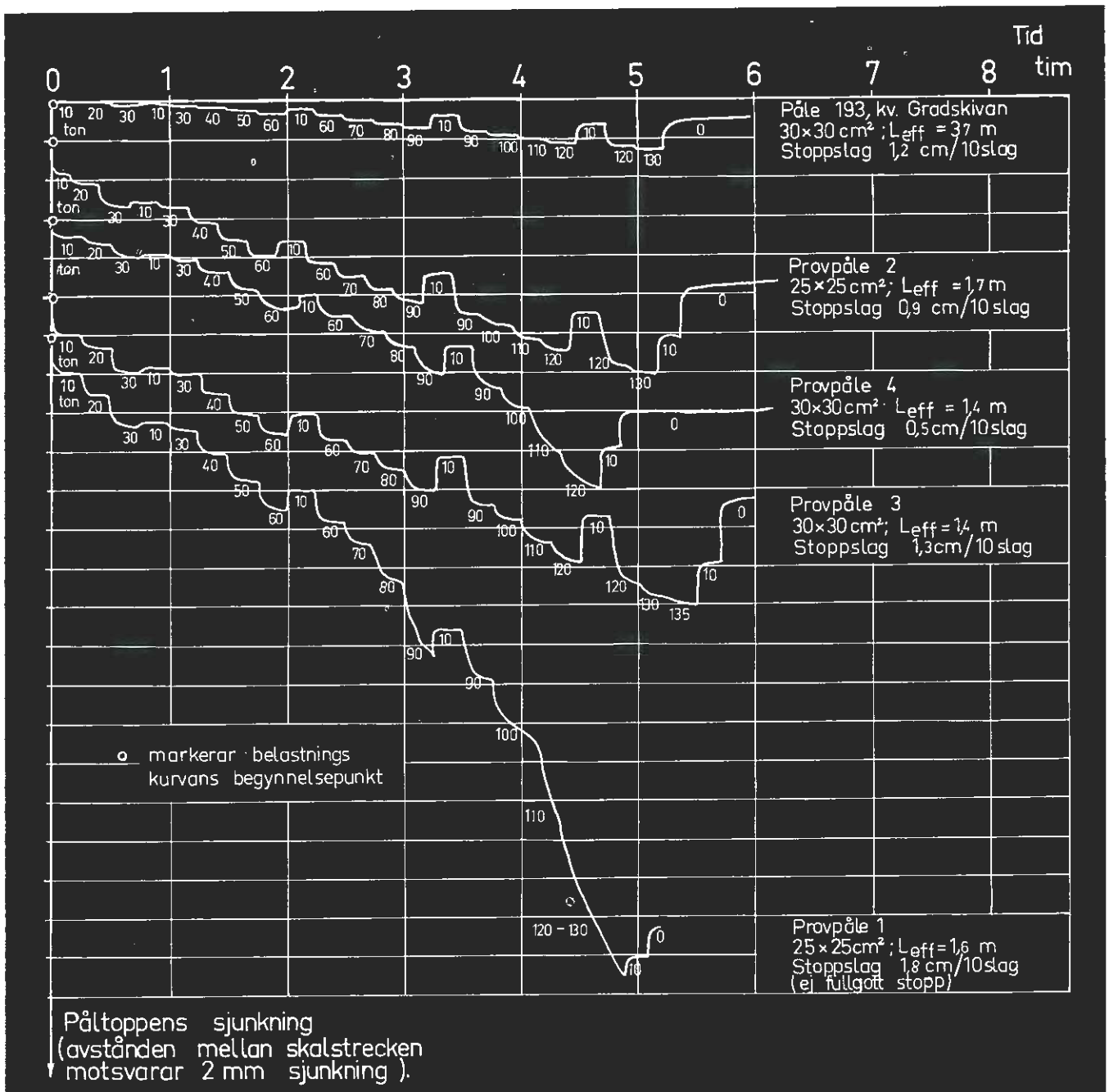


Fig 5. Samband mellan horisontalkraft och sidoförskjutning för ostabiliserade pålar med längderna 5,1–5,8 m (område 3)

Fig 6. Tabellen visar resultat från provbelastningar av 5 NABO-pålar



dvs sambandet mellan horisontalkraft i påltoppen och sidoförskjutningen av denna skulle bli lika. Om en byggnad grundläggs på såväl stabiliserade som ostabiliserade pålar, skulle samtliga pålar då uppta lika stora horisontalkrafter. Sker stabiliseringen istället med ett stabiliseringsmaterial som, sedan det stelnat, är hårdare än den omgivande jorden, kommer dessa pålar att bli styvare än de ostabiliserade pålarna och får därigenom uppta relativt stor del av horisontalkraften på byggnaden. Under vissa omständigheter kan horisontalkraften på de stabiliserade pålarna då blir så stor att pålarna bryts.

Tillåten last

Om de korta pålarna är *ostabiliserade*, kan de i vissa fall lätt rubbas ur sitt läge vid kapning av pålen eller schaktningsarbeten i närheten av pålen. Pålspetsens anläggning mot undergrunden försämras därigenom och därför bör man i sådana fall rimligtvis ej tillåta lika stor last på en sådan kort påle som på en lång påle. Görs den korta pålen däremot *stabiliserad*, kommer pålen i normala fall ej att rubbas ur sitt läge vid kapning av pålen eller schaktningsarbeten i närheten av pålen. Den tillåtna lasten på den korta stabiliserade pålen bör därför i det närmaste kunna sättas lika stor som för en lång påle.

Projekterad last

De korta pålarna har troligtvis samma förmåga att uppta vertikalkrafter som de långa pålarna, om likvärdiga stoppslagningsregler tillämpas. Det är emellertid svårt att på *projekteringsstadiet* förutsäga hur stora vertikalkrafter de korta pålarna kommer att bli belastade med. Om pällängden inom en pålgrupp varierar mycket, blir de kortare pålarna belastade med

en större last än de längre pålarna. Antar konstruktören att samtliga pålar i en pålgrupp blir lika långa, så kan, om så ej är fallet, en enstaka påle i extremfall bli belastad med 2 gånger den beräknade lasten. Dessutom är det svårt att placera korta pålar i avsett läge i horisontalled. De korta pålarna kan nämligen vandra i sidled under slagningen och sker denna sidförflyttning av påltoppen in mot en pålgrupps centrum, så får denna påle en högre last än den beräknade. Konstruktören bör alltså ta hänsyn till att ovanstående olägenheter kan inträffa och därför vid *projekteringen* belasta de korta pålarna med en lägre last än den tillåtna.

Ingjutning av påltopp

Vid grundläggning på korta stabiliserade pålar bör man som förut nämnts eftersträva att stabilisera pålarna så att de vid dragning i sidled i stort sett har samma egenskaper som de långa ostabiliserade pålarna. Därigenom kommer såväl de ostabiliserade pålarna, som de stabiliserade att samverka vid upptagandet av horisontalkrafterna på byggnaden. Man bör därför undvika att ytterligare förstyya de korta pålarna genom att gjuta in påltoppen så att den blir fast inspänd i pålplattan.

Kortaste pällängd

Man vill att samtliga pålar under en byggnad ska ha samma horisontalkraftupptagande egenskaper och detta kan användas som kriterium för den kortaste tillåtna pällängden. En påle kan nämligen bli fast inspänd i sin nederdel, om bottenmaterialet består av friktionsmaterial med mycket fast lagring. Denna fasta inspänning torde vara mycket vanligt förekommande vid stabiliserande pålar, där ju pålens

nederdel kan gjutas in i bottenmaterialet. Vid Hovstaförsöken, där lerans skjuvhållfasthet var 8 t/m², fann man, att om en stabiliserad påle utsätts för en successivt ökande horisontalkraft, inträffar brott i pålen. Detta gäller om pällängden överstiger ungefär 1,2 m. Vid brott uppstår sprickor i pålen på nivån mellan 0,5 och 1,0 m under markytan. Om en sådan påle tänks vara fast inspänd på nivån 1,0 m under markytan, påverkas inte påltoppens horisontalkraftupptagande egenskaper av denna fasta inspänning. Det minsta tillåtna djupet till den nivå där pålen kan bli fast inspänd är alltså 1,0 m om kohesionsjordens skjuvhållfasthet är 8 t/m². Motsvarande värde blir beräkningsmässigt 1,8 m, om kohesionsjordens skjuvhållfasthet är 1 t/m².

Användningsområden

En viktig fördel med att stabilisera de korta pålarna är att slagningen underlättas genom den styrande och dämpande inverkan som stabiliseringsbruket ger.

Användning av korta pålar slagna genom lös lera till berg, som ej överlagras av friktionsjord, bör undvikas med hänsyn till risk för att pålen får dåligt fäste. Det bör även påpekas att pällängden inverkar på möjligbeterna att få en tillfredsställande styrning av pålen under nedslagningen. Därför bör pällängden under slagningen vara minst 3 m.

De korta pålarna har ett mycket ringa uppdragningsmotstånd. De påverkas därför mycket lätt av tjällyftning. Man måste därför tillse, att ingen tjälning förekommer kring pålarna från den tidpunkt då pålarna slagits, tills dess nödvändig tjälisolering utförts kring byggnaden. Om man befarar att pålarna har frusit upp, ska dessa efterslås.

Krokiga pålars bärförmåga

Av Bengt Broms

Varje slagen påle är mer eller mindre krokig innan den belastas. Denna krokighet kan uttryckas antingen som en utböjning längs en viss längd av pålen eller som en krökningsradie. En påles krokighet är bland annat beroende av förekomsten av block i jorden, pålens styvhet och längd och den metod som används vid själva slagningen. Denna initialkrokighet efter nedslagning kan leda till en avsevärd nedsättning av en påles teoretiska bärförmåga

Det finns för närvarande ett mycket begränsat antal metoder [1], [2] för att bestämma den last som kan tillåtas för en krokig påle. Dessa metoder är bl a grundade på antagandet att sidjordtrycket längs en krokig påle är proportionellt mot pålens sidoförskjutning eller att sidjordtrycket har en viss given fördelning. Efter nedslagning är pålen inspänd i de omliggande jordlagren. Vid belastning minskar pålens inspänning och vid en last som motsvarar den krokiga pålens teoretiska knäcklast är pålen ej längre inspänd. Vid en ytterligare ökning av påförd last ökar pålens sidoutböjning till dess att brott äger rum i den omgivande jorden. Pålens brottlast är emellertid beroende av inspänningsgraden och av initialspänningarna i den obelastade krokiga pålen. Dessa initialspänningar är ofta ej kända. Det kan nämnas att Statens Järnvägars geotekniska avdelning tillåter en maximal initialutböjning utan reduktion av tillåten last som antingen motsvarar medelkrökningsradien 400 m längs 10 m av pålen eller medelkrökningsradien 100 m längs 2 m av pålen.

I denna artikel presenteras en approximativ metod med vilken man kan bestämma den last som kan tillåtas för en krokig påle utan att drag- eller tryckspänningarna i pålmaterialet eller påkänningarna i den omgivande jorden överskrider de som kan tillåtas. Härvid görs antagandena att jorden kring pålen uppför sig som idealt elastiskt material med en konstant elasticitetsmodul och att en krokig påles brottlast har uppnåtts då den maximala drag- eller tryckspänningen i pålmaterialet är lika med detta materials brott- eller flytgräns eller då det maximala jordtrycket längs pålen är lika med jordmaterialets brott- eller flytgräns. Genom att begränsa det maxi-

mala jordtrycket längs pålen till omkring hälften av jordens brottlast och genom att begränsa de maximala drag- eller tryckspänningarna i pålmaterialet till omkring hälften av brott- eller flytvärdena, är det möjligt att bestämma den axiallast som kan tillåtas på en påle. Vidare görs antagandet att pålen är rak och spänningsfri före slagningen. Detta antagande medför att de beräknade maximala tryck- eller dragspänningarna i den belastade pålen i allmänhet blir något mindre än pålens verkliga spänningar. Den föreslagna beräkningsmetoden resulterar således i en tillåten belastning som är något lägre än den som maximalt kan tillåtas. Emellertid är en krokig påles sidohöjning och maximala böjmoment till stor del beroende av den omgivande jordens horisontella fjädrings- eller bäddmodul.* En metod för beräkning av en kohesionsjordarts bäddmodul vid kortvariga belastningsfall beskrivs även i denna artikel.

Sidoutböjning och jordtryck

En krokig påles sidoutböjning ökar vid belastning. Denna ökning förorsakar en motsvarande ökning av sidjordtrycket mot den belastade pålen.

En påles initialkrokighet omedelbart efter nedslagning och före belastning kan bestämmas med hjälp av en lutningsmätare. Pålens initialkrokighet $y(x)$ kan uttryckas matematiskt med följande geometriska serie:

$$(1) \quad y(x) = d_1 \sin \frac{\pi x}{L} + d_2 \sin \frac{2\pi x}{L} + \dots + d_m \sin \frac{m\pi x}{L}$$

I denna ekvation är d_1, d_2, \dots, d_m pålens maximala sidoutböjning som motsvarar sinustermerna $L, L/2, \dots, LM$ såsom visas i fig 1. Sidoutböjningarna

d_1, d_2, \dots, d_m kan bestämmas med hjälp av en Fourieranalys. Termen d_m kan beräknas ut t ex ekvationen

$$(2) \quad d_m = \int_0^L y(x) \sin \frac{m\pi x}{L}$$

Jordtrycket längs en krokig påle är beroende av pålens sidoutböjning vid belastning. Det största sidjordtrycket q_{\max} utbildas vid den sektion där pålens sidoutböjning är som störst eftersom det har antagits att sidjordtrycket ökar linjärt med sidoutböjningarna och att pålen är spänningslös och rak före nedslagningen. En analys visar att detta maximala jordtryck är beroende av dels pållasten P , dels den omgivande jordens bäddmodul K och dels pålens diameter eller sida D . Man kan visa [3] att

$$(3) \quad q_{\max} \leq \frac{K(a_{\max} - 1,0)y_{\max}}{D}$$

där y_{\max} är pålens maximala utböjning före belastning, fig 1. Termen a_{\max} i ekv (3) är en multiplikationsfaktor som är en funktion av den påförda lasten P och av pålens minsta knäcklast P^*_{\min} . Faktorn a_{\max} kan beräknas ur ekvationen

$$(4) \quad a_{\max} = \frac{P^*_{\min}}{(P^*_{\min} - P)}$$

Den minsta knäcklasten P^*_{\min} är i sin tur beroende av den omgivande jordens bäddmodul K och av pålens styv-

* Bäddmodulen K (kg/cm²) definieras i denna artikel enligt ekvationen $K = qD/y$ där q (kg/cm²) är nettojordtrycket mot en belastad påle med diametern eller bredden D (cm) och y (cm) är pålens sidoutböjning. Även andra definitioner förekommer (t ex $k_i = q/y$).

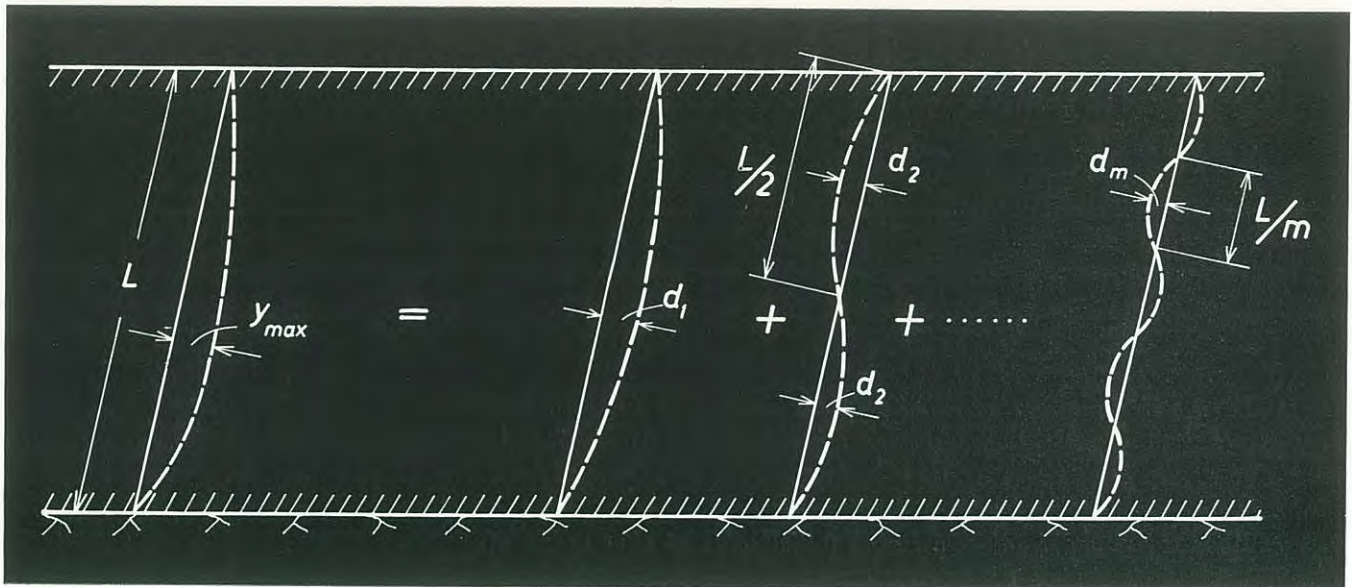


Fig 1. En krokig påles initialdeformation

het EI och längd L . Man kan beräkna denna knäcklast P^*_{min} ur uttrycket [4]

$$(5) \quad P^*_{min} = 2\sqrt{KEI}$$

Det har här antagits att pålen ej är skarvad och att pålens styvhet är konstant längs pålen. Minsta knäcklasten för en skarvad påle är beroende av skarvens momentstyvhet och kan beräknas enligt ett förfarande som har föreslagits av Cederwall [5].

I det fall då skarvens momentstyvhet är liten och kan försummas är minsta knäcklasten

$$(6) \quad P^*_{min} = \sqrt{KEI}$$

Denna kritiska last kan användas i ekv (4) för beräkning av jordtryck och böjmoment i en krokig skarvad påle.

Ekv (3) kan sedan användas för att överslagsmässigt beräkna tillåten last på en belastad krokig påle i det fall då det tillåtna sidjordtrycket är avgörande för pålens härförmåga. (Detta är fallet då brott hos pålen sker såsom jordbrott.)

Det maximala sidjordtrycket q_{max} som beräknas ur ekv (3) bör emellertid vara mindre än jordens halva brottlast, dels för att en betryggande säkerhet ska erhållas med avseende på jordbrott och dels för att sidjordtrycket ej ökar linjärt med sidoutböjningarna då jordtrycket överstiger detta värde. Brott i lera äger rum då sidjordtrycket är omkring $9 \tau_{fu}$, där τ_{fu} är jordens odränerade skjuvhållfasthet bestämd med fallkon-, vingborr och tryckförsök eller med odränerade direkta skjuvförsök. Det maximala jordtrycket q_{max} som beräknas ur ekv (3) bör således ej överstiga $4,5 \tau_{fu}$.

Pålbrott

Den maximala belastning som kan tillåtas på en krokig påle är även begränsad av de tryck- eller dragspänningar som kan tillåtas i pålmaterialet. Man erhåller i allmänhet de största axialspänningarna i den sektion där böjmomentet i pålen når ett maximum. På samma sätt som pålens sidoutböjning kan uttryckas med en serie av sinustermer kan även böjmomentet $M(x)$ i den obelastade pålen uttryckas med en sådan serie. Då pålen belastas, ökar det böjande momentet i pålen från $M(x)$ till $M^1(x)$. Man kan visa [3] att det maximala böjmomentet i pålen som vid belastning ökar från M_{max} till M^1_{max} kan beräknas ur följande ekvation:

$$(7) \quad M^1_{max} \leq a_{max} M_{max}$$

Termen a_{max} i denna ekvation är samma multiplikationsfaktor som har använts vid beräkning av pålens sidoutböjning. Denna faktor kan beräknas ur ekv (3).

Det bör påpekas att det maximala böjmomentet kan vara betydligt mindre än det som beräknas ur ekv (7). Detta inträffar då pålens initialutböjning avsevärt avviker från den som motsvarar den lägsta knäcklasten P^*_{min} . Om så är fallet och om de påkänningar som erhålls enligt den föreslagna beräkningsmetoden överskrider den som kan tillåtas bör spänningsförhållandena närmare undersökas med de metoder som finns beskrivna i ref [2] eller [3].

Böjmomentet M_b i punkt B hos den obelastade pålen efter slagningen kan bestämmas ur pålens sidoutböjning enligt ekvationen

$$(8) \quad M_b = \frac{EI (2\gamma_b - \gamma_a - \gamma_c)}{l^2}$$

där γ_a , γ_b och γ_c är pålens sidoutböj-

ning i de tre punkterna (a), (b) och (c) som är belägna på ett konstant inbördes avstånd l som visas i fig 3 a.

Böjmomentet i den obelastade pålen kan också beräknas ur pålens lutning. Denna lutning kan bestämmas med en lutningsmätare. Motsvarande böjmoment M_{ab} , det genomsnittliga momentet mellan punkterna (a) och (b), kan beräknas ur

$$(9) \quad M_{ab} = \frac{EI (s_a - s_b)}{l}$$

där s_a och s_b är pålens lutning i radianer vid punkterna (a) respektive (b). Längden l är avståndet mellan de två punkterna (a) och (b) såsom visas i fig 3 b. I en betongpåle utan böjdragsprickor kan de maximala tryck- och dragspänningarna beräknas ur ekvationen.

$$(10) \quad \sigma_{max} = \frac{P}{A} \pm \frac{M^1_{max} b}{I}$$

där A och I är den ospruckna pålsektionens ekvivalenta area respektive tröghetsmoment och hänsyn har tagits till armeringens inverkan, b är avståndet från det neutrala lagret i den obelastade pålen och M^1_{max} är det maximala böjmomentet i pålen enligt ekv (7).

Bäddmodulen K

Bäddmodulen K har endast en liten inverkan på storleken och fördelningen av sidjordtrycket längs en belastad påle. I de flesta fall är det endast nödvändigt att uppskatta storleksordningen av bäddmodulen K vid beräkning av dessa två kvantiteter enligt ekv (3) respektive (7). Bäddmodulen K kan beräknas approximativt med en metod som först har föreslagits av Vésic [6]. Enligt denna metod är jordens bäddmodul beroende dels av jordens defor-

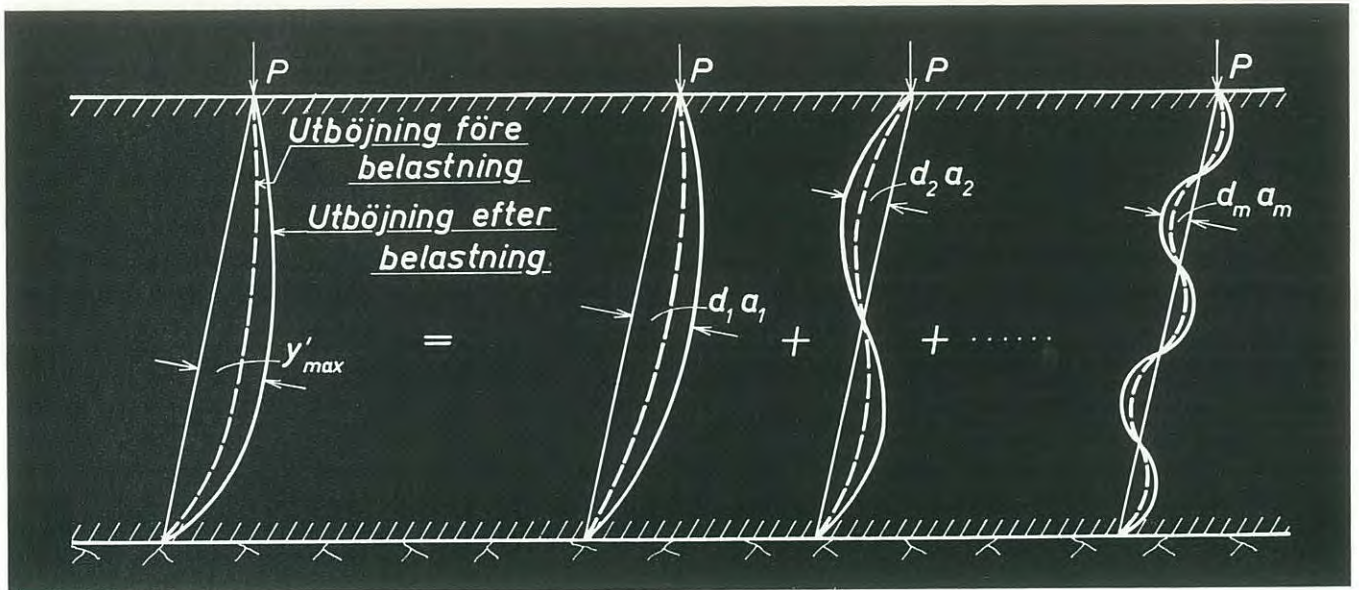


Fig 2. Deformation efter belastning

mationsegenskaper och dels av pålens styvhet. Jordens deformationsegenskaper kan uttryckas med elasticitetsmodulen E_{jord} och Poissons relationstal μ_{jord} . Båda dessa kvantiteter är emellertid mycket svåra att bestämma experimentellt. För en vattenmättad jordart är relationstalet $\mu_{jord} = 0,5$. Detta värde har använts i denna artikel.

En kohesionsjordarts elasticitetsmodul E_{jord} är beroende bla av belastningens varaktighet och intensitet och av jordens skjuvhållfasthet. Elasticitetsmodul E_{jord} är vid relativt kortvariga statiska belastningsfall och vid en belastning som motsvarar jordens halva brottlast ungefär lika med 25 till 100 gånger jordens odränerade tryckhållfasthet såsom har visats av Skempton [7]. Ett något högre värde har erhållits av Ward - Samuels - Butler [8] ur laboratorieförsök utförda med utskurna provkroppar. Analys av belastningsförsök utförda av Peck - Davison [9] med sidbelastade pålar gav ett värde på elasticitetsmodulen E_{jord} som var ungefär 100 gånger materialets odränerade skjuvhållfasthet τ_{fu} bestämd med fältvingborr. Pålarne hade drivits i en mycket löst lagrad organisk mo och mjåla.

Den omrörning som sker under neddrivning av en påle påverkar jordens skjuvhållfasthet och elasticitetsmodul intill ett avstånd av omkring en påldiameter från pålens yta. Den konsolidering som sker av jorden efter det att samtliga pålar har drivits och innan de belastats förorsakar en avsevärd

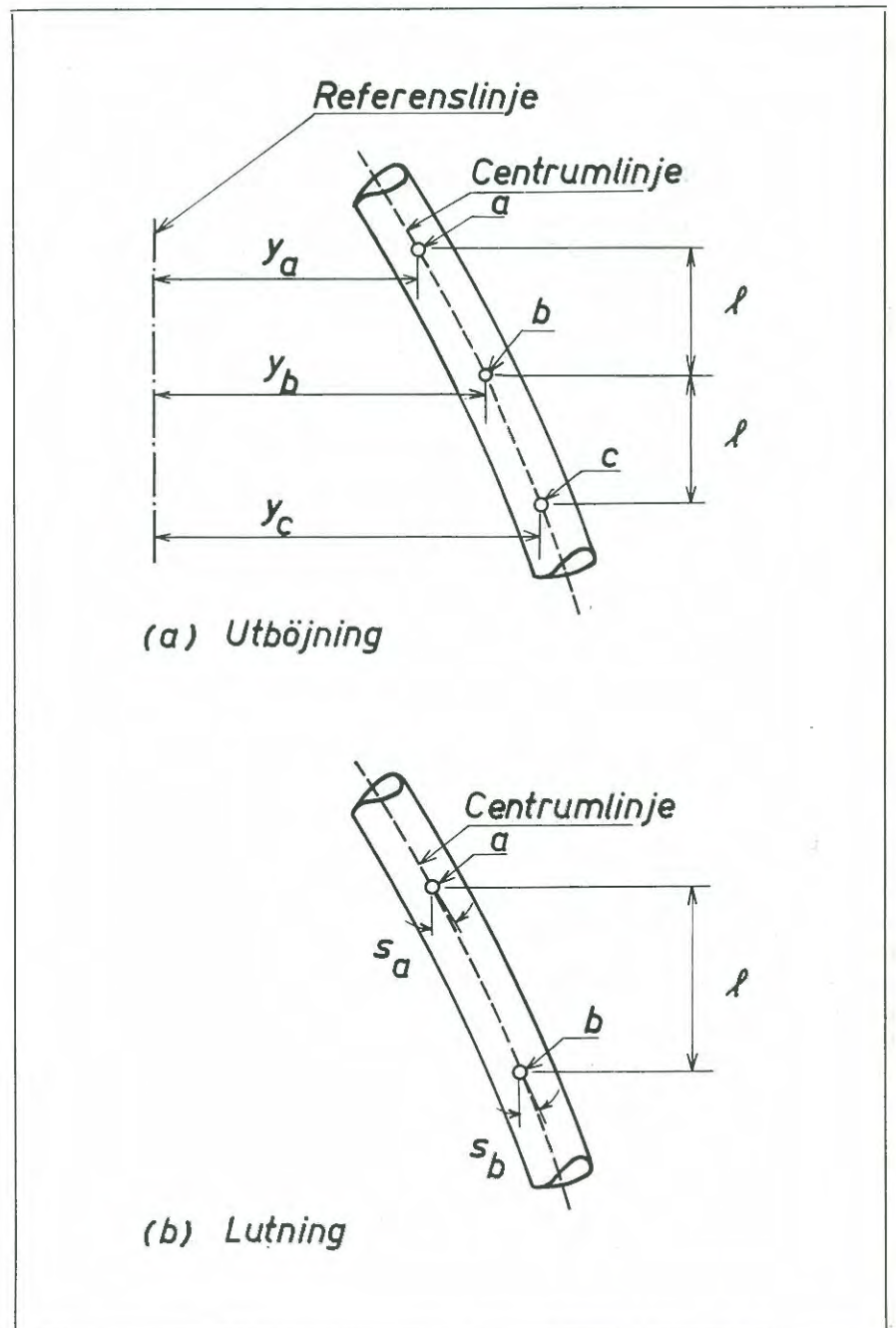


Fig 3. En påles initialutböjning och lutning

ningsökningen i jorden är mindre än den som motsvarar Boussinesqs spänningsekvation.

Exempel

Beräkna den maximala tryckspänningen i en krokig betongpåle med 25 cm sida. Pålens axiallast är 50 ton och dess minsta krökningsradie antas vara 400 m. Pålen har slagits i lera vars odränerade skjuvhållfasthet är 2,0 t/m². Anta att betongens elasticitetsmodul är 300 000 kg/cm² vid korttidsbelastning och 200 000 kg/cm² vid långtidsbelastning, att armeringens ekvivalenta tröghetsmoment motsvarar 30 % av betongareans tröghetsmoment och att armeringens ekvivalenta area motsvarar 20 % av betongens area.

Bäddmodulen K med avseende på en korttidsbelastning kan beräknas approximativt ur sambandet

$$(11) \quad K = 130 \tau_{fu}$$

höjning av lerans skjuvhållfasthet och elasticitetsmodul. Undersökningar har visat att den ökning av en leras skjuvhållfasthet som sker en till tre månader efter slagning är ungefär lika med den nedsättning av skjuvhållfastheten som förorsakas av slagningen.

Med utgångspunkt från ovanstående försöksvärden antas i det följande att jordens elasticitetsmodul med avseende på en korttidsbelastning är lika med 50 gånger lerans tryckhållfasthet eller 100 gånger lerans odränerade skjuvhållfasthet bestämd med fallkon-, vingborr- och tryckförsök eller med odränerade direkta skjuvförsök. Dessa värden svarar mot en bäddmodul K som vid korttidsbelastning är ca 130 gånger större än lerans odränerade skjuvhållfasthet [3]. Det förväntas således att för en lera med en odränerad skjuvhållfasthet lika med 2 t/m² är bäddmodulen K omkring 260 t/m² vid kortvariga belastningsfall.

Konsolidering av lera runt en belastad påle förorsakar en minskning av bäddmodulen. Denna minskning kan troligtvis uppskattas genom att indela jorden framför en påle i skikt och sedan utföra en sättningsberäkning i horisontell riktning under antagandet att spänningsfördelningen i jorden kan beräknas ur Boussinesqs spänningsekvation eller med "2:1-metoden",* på samma sätt som vid en konventionell sättningsberäkning. Den bäddmodul som erhålls med denna metod är troligtvis mindre än jordens verkliga bäddmodul, beroende på att spän-

ningsökningen i jorden är mindre än den som motsvarar Boussinesqs spänningsekvation. Där δ är pålens minsta krökningsradie. Pålens initialböjmoment är 3,18 tm med avseende på korttidsbelastning och 2,12 tm för en långtidsbelastning. Denna minskning av initialmomentet är förorsakad av en minskning av betongens elasticitetsmodul på grund av krypning.

Den påförda axiallasten orsakar en ökning av det maximala böjmomentet i pålen som svarar mot multiplikationsfaktor α_{\max} . Vid korttidsbelastning ökar således böjmomentet från 3,18 tm till högst 3,34 tm och från 2,12 tm till högst 2,91 tm vid långtidsbelastning.

Den maximala tryckpåkänningen i betongen kan sedan beräknas ur ekv (10) i det fall då betongen kan uppta små dragpåkänningar och då pålen är osprucken. I detta fall är den maximala tryckspänningen i betongen 166 kg/cm² vid korttidsbelastning och 153 kg/cm² vid långtidsbelastning. Om betongens draghållfasthet försummas ökas de

maximala tryckspänningarna i betongen beräkningsmässigt maximalt med 5 %. Om man tar hänsyn till den minskning av pålens styvhet som förorsakas av sprickbildning i betongen, blir emellertid i allmänhet de maximala tryckspänningarna i den spruckna pålen mindre än i motsvarande ospruckna påle.

Beteckningar

A	ekvivalent pålare
α_m	multiplikationsfaktor
b	avstånd från neutrala lagret till pålens kant
D	påldiameter
d_1, d_2, \dots, d_m	utböjning av obelastad påle (fig 1)
E	pålmaterialets elasticitetsmodul
I	ekvivalent tröghetsmoment
K	bäddmodul
L	pållängd
l	avstånd mellan två mätpunkter (fig 2)
M_{ab}	böjmoment mellan punkterna a och b (fig 3)
M_b	böjmoment vid punkt b (fig 3)
M_{\max}	största böjmoment i obelastad påle
M_{\max}^1	största böjmoment i belastad påle
P	påförd last
P_{\min}^*	lägsta knäcklast
s_a, s_b	lutning av obelastad påle i punkterna a och b (fig 2)
q_{\max}	maximalt jordtryck
$y(x)$	sidoutböjning av obelastad påle
y_a, y_b, y_c	sidoutböjning av obelastad påle i punkterna a, b , och c (fig 2)
τ_{fu}	odränerad skjuvhållfasthet bestämd med fallkon-, vingborr-, tryck- eller odränerade direkta skjuvförsök

LITTERATUR

- [1] *J D Parsons - S D Wilson: Safe Loads on Dog-Leg Piles.* Trans ASCE, Vol 121, s 695-716. 1954
- [2] *S M Johnson: Determining the Capacity of Bent Piles.* Proc ASCE, Vol 88, No SM6, s 65-76. Dec 1962
- [3] *B B Broms: Allowable Bearing Capacity of Initially Bent Piles.* Proc ASCE, Vol 89, No SM5, s 73-90. Sept 1963
- [4] *S Timoshenko: Theory of Elastic Stability.* New York 1936
- [5] *K Cederwall: Knäcklasten för momentstyvt skarvade pålar i lera.* Byggmästaren, 44 (1965): 6, s 138-139
- [6] *A B Vésic: Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solid.* Proc ASCE, Vol 87, No EM2, s 35-53. April 1961
- [7] *A W Skempton: The Bearing Capacity of Clays.* Build Res Congr, s 180-189. 1951
- [8] *W H Ward - S G Samuels - M E Butler: Further Studies of the Properties of London Clay.* Géotechnique 9 (1959): 2, s 33-58
- [9] *R B Peck - M T Davisson: Discussion of Design and Stability Considerations for Unique Pier,* by James Michalos and D P Billington. Trans ASCE, Vol 127 (1962) Pt 4, s 413-424

* Vid denna metod görs antagandet att sidolasten från en påle fördelas över en area som ökar med avståndet från pålens yta. Tex antas att spänningsökningen i jorden på ett avstånd a från pålen är $Q/(B+a)$ där Q (kp/cm) är pålens sidolast och B (cm) är pålens bredd eller diameter.

No.		Pris kr. (Sw. crs.)
17. Om påslagning och påbärighet.	1967	5:—
1. Dragsprickor i armerade betongpålar. <i>S. Sahlin</i>		
2. Sprickbildning och utmattning vid slagning av armerade modellpålar av betong. <i>B-G. Hellers</i>		
3. Bärighet hos släntberg vid statisk belastning av bergspets. Resultat av modellförsök. <i>S-E. Rehnman</i>		
4. Negativ mantelfriktion. <i>B. H. Fellenius</i>		
5. Grundläggning på korta pålar. Redogörelse för en försöks-serie på NABO-pålar. <i>G. Fjelkner</i>		
6. Krokiga pålars bärförmåga. <i>B. Broms</i>		