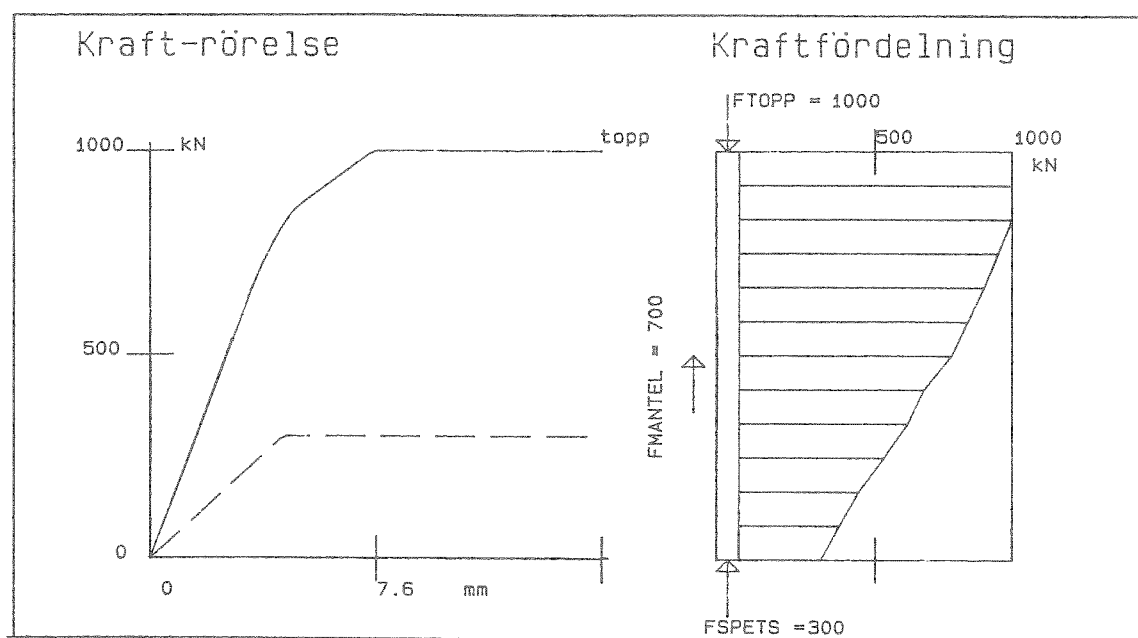


PÅLKOMMISSIONEN

Commission on Pile Research

Beräkning av pålars last-rörelsesamband med utgångspunkt från sonderingsdata



Håkan Bredenberg
Staffan Hintze



Sammanfattning

Rapporten redovisar en beräkningsmetod för att med utgångspunkt från sonderingsdata beräkna pålars last-rörelsesamband vid statisk belastning.

Den vänder sig till geokonstruktörer och övriga som kommer i kontakt med pålgrundlagda konstruktioner. Den visade beräkningsmetodiken kan användas för att tillgodose Nybyggnadsreglernas föreskrifter avseende krav på rörelseberäkningar i bruks- och brottgränstillstånden.

Beräkningsmetoden förutsätter datorstöd. För genomförande av beräkningsarbetet har därför utvecklats ett användaranpassat datorprogram.

INGENJÖRSVETENSKAPSAKADEMIEN
ROYAL SWEDISH ACADEMY OF ENGINEERING SCIENCES

PÅLKOMMISSIONEN

Commission on Pile Research

rapport 83

**Beräkning av pålars last-rörelsesamband
med utgångspunkt från sonderingsdata**

**Calculation of force-displacement behaviour of
foundation piles from penetration test results**

Håkan Bredenberg, Bredenberg Geo AB

Staffan Hintze, KTH Jord- och Bergmekanik

Stockholm 1990

Pris: 150:-

Denna rapport har utarbetats av **Bredenberg Geo AB**
på uppdrag av IVA Pålkommisionen

ISSN 0347-1047

ISRN IVA/PAL/R--90/83--SE

Förord

Denna rapport har utformats med syftet att skapa ett förbättrat beräkningsverktyg för konstruktion av pålgrundläggningar och för att möta ett ökat behov av analys av rörelser. Texten är inte skriven för specialister inom området datorberäkningar och avancerad numerisk analys av geomekaniska problem. Meningen har inte heller varit att redovisa en forskningsrapport. Det har istället eftersträövats att anvisa en för tillämpat ingenjörsarbete användbar metod för att beräkna pålars last/rörelsesamband med utgångspunkt från sonderingsdata.

Ämnesområdet som rapporten behandlar är klassiskt inom pålningstekniken, nämligen sambandet mellan pålars laster och rörelser. Tidigare har man huvudsakligen intresserat sig för pållaster vid dimensionering och kontrollberäkningar av pålgrundlagda konstruktioner, men i och med förändrade förutsättningar i form av Nybyggnadsreglerna och Bronorm 88 krävs att man tar särskild hänsyn till pålars rörelser både i brott- och bruksgränstillstånden.

Det har vid flera tillfällen i olika sammanhang då pålar diskuterats framhållits att det mer är rörelserna än krafterna i pålarna man borde lägga till grund för konstruktionsarbetet. Emellertid har mängden tillhörande beräkningsarbete varit en faktor som lagt vissa hinder i vägen. Vid en given last från en överbyggnad är det enklaste och snabbaste sättet att beräkna antalet pålar att dividera denna belastning med en tillåten pållast som man vet brukar ge tillräckligt små rörelser. Att närmare beräkna rörelser och samverkan mellan pålar och överbyggnad har på så sätt undvikits.

I och med den snabba utvecklingen inom datorområdet har det hinder som beräkningsvolymen kan anses ha utgjort till stor del eliminerats. Ett datorprogram kan från användarens synpunkt lika enkelt utföra en omfattande beräkning för att analysera samband mellan krafter och rörelser som en enkel division. Programmet ombesörjer detta.

För tillämpningen av den föreslagna metoden har utarbetats ett separat användaranpassat datorprogram. Programnamnet är PILESET. Detta program kan tillsammans med manual och installationsanvisningar erhållas på diskett

IVA Pålkommission Rapport 83

från *Bredenberg Geo AB*. Programmet är främst avsett för geokonstruktörer och andra som arbetar med utformning av pålgrundläggningar.

Författarna hoppas rapporten skall visa sig användbar och av intresse för Pålkommissionens medlemmar. Ett varmt tack riktas till Leif Jendeby och Mats Jansson för deras genomläsning och kommentarer. Jan Lindgren har gett värdefulla råd beträffande den grafiska utformningen. Författarna vill också tacka alla andra som på olika sätt bidragit till arbetet med rapporten.

Stockholm 1990 - 12 - 06

Håkan Bredenberg

Staffan Hintze

English summary

This report from the Swedish Pile Commission presents a method for the calculation of force-displacement behaviour for foundation piles. As input, data from static or dynamic penetration tests can be used.

The report is supposed to be of interest for structural design engineers working with foundation designs as well as others dealing with piles. The method presented can be employed to satisfy the requirements of the new Swedish building code "Nybyggnadsreglerna". According to this code, the *displacements* at working load conditions, rather than the allowable pile loads, are the limiting factors. Therefore, the force-displacement relationship for piles must be calculated to obtain a design fulfilling the regulations of the new Swedish code.

The method presented starts with a discretization of the pile in elements. The conditions for each element is assumed to be constant. At each element there are forces acting at the upper and the lower end as well as a shaft force. As a first step the bottom element is given a small displacement increment downwards. This movement will mobilize a point force and a shaft force. The force acting at the upper end of the element is then calculated as the difference between these two forces.

The elastic compression of the element is then calculated. The displacement of the upper end will be the sum of the bottom displacement and the elastic compression. This added displacement will then serve as input for the pile element above the bottom one.

In this manner all the elements are analyzed, until finally the top element is reached. Thus, corresponding values for top force and top displacement as well as such values for the complete pile have been calculated. Also the shaft force distribution is obtained.

Next, the bottom element is given a further downward displacement increment. After that, all the pile elements are analyzed again until the top element is calculated.

The analysis continues in this manner until the maximum prescribed tip displacement is reached. In this way, the complete force-displacement

behaviour, not only for the tip and the top but also for the complete pile, together with the shaft force distribution, will be obtained.

From a numerical point of view, the method can be described as a finite difference method. The method has a great advantage being unconditional stable. It also lends itself to be programmed into very fast computer code.

As input, the force-displacement relationship for each element must be given. This relationship can have an arbitrary shape. If a bilinear behaviour of the CAPWAP-type is selected calculations are simplified. However, there are no difficulties using a more complex relation. This can be described as a table of values or an explicit expression of any kind.

The method requires a computer since the heavy numerical work involved. It is considered, however, that this is not a limitation of practical importance concerning the use of the method described, since small computers are today available to most structural designers. For the purpose of calculation, a very user friendly computer program, taking care of all input/output operations as well as the numerical efforts involved, has been designed. It is marketed separately by *Bredenberg Geo AB*.

The report gives first as an introduction some background information concerning pile design. After that, the proposed method is described more in detail. Numerical and computer programming considerations are also discussed. Then the evaluation of input data from penetration test results is described and some recommendations are given.

The authors express their wish that the report will turn out to be interesting and of practical value for those working with piles and foundation design.

Innehållsförteckning

	sid
<i>Inledning</i>	<i>1</i>
<i>Beräkning av pålars rörelser</i>	<i>7</i>
<i>Beräkningsmetod</i>	<i>23</i>
<i>Samband mellan krafter och rörelser</i>	<i>30</i>
<i>Utvärdering av mantelfriktion och spetstryck från sonderingsdata</i>	<i>33</i>
<i>Utvärdering av mantelrörelse och spetsrörelse från sonderingsdata</i>	<i>39</i>
<i>Beräkningsmodell</i>	<i>43</i>
<i>Litteraturreferenser</i>	<i>45</i>

Inledning

För att kunna avgöra om en påle kan bära en viss last krävs att motsvarande rörelse hos påltoppen är känd. Vid många tillämpningar är dock rörelsen så liten att man kan bortse från att en viss sjunkning uppkommer då belastningen påföres. Pålen betraktas då som ett fast stöd för överbyggnadskonstruktionen.

Sådana förhållanden motiverar att man utgår från en normerad tillåten pålast såsom dimensioneringsförutsättning. Det är då underförstått att den rörelse som uppkommer vid den tillåtna belastningen är tillräckligt liten för de tillämpningar föreskriften eller normen ifråga omfattar.

I de fall utökad kännedom om rörelser hos pålar krävs, exempelvis vid speciellt långa pålar, utförs särskild undersökning av rörelsernas storlek och inverkan. För övriga fall sker dimensionering av pålgrundläggning med utgångspunkt från normerade pållaster utan rörelseberäkning.

Nybyggnadsreglerna

Tidigare byggnorm Svensk Byggnorm -80 (SBN-80) var uppbyggd på detta sätt. Godtagbara pållaster för slagna betongpålar angavs såsom de normerade pållasterna 330, 450 och 600 kN. Med all sannolikhet kommer även lång tid framöver dessa 'tillåtna pållaster' att finnas med i bilden då konstruktörer utformar pålgrundläggningar.

Den sedan 1 jan 1989 gällande ersättaren till SBN, dvs Nybyggnadsreglerna (NR 1), medför emellertid en ändring vad gäller synsättet på pålgrundläggning. I den bindande föreskriftstexten i avsnittet Geokonstruktioner (kap 6:354) sägs nämligen att

för geokonstruktioner skall beaktas ett sådant brottgränstånd som kännetecknas av att geokonstruktionens rörelser medför materialbrott eller förlust av upplag för del av uppburen eller närbelägen konstruktion utan att jordens bärförmåga överskrids.

Denna föreskrift avser förhållanden som är de normala i samband med pålgrundläggning. Några normerade pållaster eller pålningsklasser finns inte kvar i Nybyggnadsreglerna.

Till skillnad mot tidigare krävs således att man vid dimensionering av pålgrundlagda konstruktioner där NR 1 gäller utför beräkningar som avser påltopparnas rörelser. Detta skall ske för brott- och bruksgränstillstånden enligt de föreskrifter som anges i Nybyggnadsreglerna.

Tidigare praxis

För pålgrundläggningar har som nämnts ovan beräkning av pålantalet normalt skett genom att belastningen från överbyggnaden dividerats med den normerade pållasten för den aktuella påltypen. Detta förfarande är snabbt och enkelt.

För vissa typer av konstruktioner, exempelvis pålgrundlagda brostöd, har dock pålrörelser också tidigare normalt beaktats. Detta har skett i samband med datorberäkningar där hänsynstagande till inverkan av rörelser inte inneburit någon större extra insats.

Ny beräkningspraxis

Även i fortsättningen torde det i många fall visa sig praktiskt att arbeta med normerade, tillåtna pållaster vid utformning av pålgrundlagda konstruktioner. Konstrukören måste i så fall visa att de använda tillåtna lasterna är så små att de rörelser som uppkommer inte för något gränstillstånd medför att Nybyggnadsreglernas föreskrifter ej uppfylls.

Fastän det förenklade tillvägagångssätt med tillåtna pållaster har fördelen att dimensioneringsarbetet går fort krävs att tillräckligt stora säkerhetsmarginaler beträffande rörelserna inkluderas. En mer uttömmande analys av konstruktionen innebär att sådana marginaler kan minskas. Detta medför ett bättre utnyttjande av pålarna (färre pålar) och därmed en mer ekonomisk konstruktionslösning. Besparingen ökar med ökande omfattning hos grundkonstruktionen.

Man kan därför vänta sig att det för större objekt regelmässigt kommer att

utföras analys som innefattar pålarnas rörelser medan för små objekt en sådan detaljerad beräkning ej utförs för varje tillämpning.

Beräkningsarbete där dimensioneringen sker med utgångspunkt från pålarnas rörelser och samverkan med överbyggnaden blir givetvis mer omfattande än en konstruktionsutformning som väsentligen bygger på en enkel division belastning/tillåten pållast. Beräkningsinsatsen blir betydligt större än vad som hittills varit fallet. Man kan därför vänta att beräkningarna i stor omfattning kommer att datoriseras. Detta är i så fall i linje med en allmän trend till ständigt ökad datoranvändning för designarbete inom ingenjörsområdet.

Dimensionerande lasteffekt

Det bör framhållas att de belastningar från en överbyggnad som erhålls som ett resultat av beräkning enligt Nybyggnadsreglerna skiljer sig från de som skulle ha erhållits med tidigare föreskrifter. Det är givetvis viktigt att samma förutsättningar gäller för lastberäkning som för beräkning av bärförmåga.

Detta gäller även andra föreskrifter som omfattar pålgrundlagda konstruktioner. En sådan är Bronorm -88. Här finns i Brobrev meddelade särskilda belastningsfall som skall tillämpas då belastningar på pålar från överbyggnad beräknas.

Skillnader i lasteffekt med användande av de nya föreskrifterna kan bli stora jämfört med tidigare. Den som dimensionerar en pålgrundläggning måste alltså göra klart för sig hur de laster som skall tas upp med pålar beräknats.

Pålars bärförmåga och brottlast

Den nya dimensioneringsmetodik som föreskrifterna i Nybyggnadsreglerna leder till innebär att begreppen 'bärförmåga' och 'brottlast' för pålar får en mer tydlig innebörd än tidigare. Dessa termer har hittills haft nackdelen att inte avse någon väl definierad pållast. Vid belastning av en påle erhålles nämligen normalt en successivt ökande rörelse utan att något självklart värde som motiverar beteckningen bärförmåga, brottlast eller liknande framträder.

Det är därför i de flesta fall nödvändigt att ange vilken rörelse värdet på den belastning som skall hedras med beteckningen 'bärförmåga' motsvarar.

Någon enhetlig standard finns dock härvidlag tyvärr inte. Istället existerar mer än ett 50-tal olika bärförmågekriterier. Skillnaden i bärförmåga kan variera med en faktor av storleksordningen 2 eller mer beroende på val av kriterium.

Beaktar man samtidigt att begreppet 'tillåten pållast' ofta beräknas som bärförmågan dividerad med en mer eller mindre godtyckligt vald total-säkerhetsfaktor, finner man att den 'tillåtna pållast' som med en mer liberal norm godtas upp till 4 ggr kan överskrida det värde som en konservativ föreskrift ger.

Detta illustrerar en svaghet i att endast arbeta med begrepp såsom 'bärförmåga' och 'tillåten pållast', vid utformning av pålgrundläggning. Visserligen blir räknearbetet enkelt, men priset i form av onödigt många pålar kan bli mycket högt. Nybyggnadsreglernas föreskrifter kan därför beräknas leda till ett mer ekonomiskt användande av pålgrundläggning.

Det bör framhållas att man i vissa fall *kan* urskilja en tydlig brottlast. Ett exempel på detta är då knäckning utgör en begränsande faktor. Det innebär dock ingen svårighet att innefatta även sådana mer speciella last/rörelsesamband hos pålar i en analys som utgår från påltoppars rörelser i samverkan med överbyggnaden.

Rörelser hos enskilda pålar och grupper av pålar

Vad som i försättningen behandlas beträffande pålars rörelser avser en enskild påle som inte står så nära någon annan att den påverkas av denna. I många fall måste dock sådan interferens beaktas.

Särskilt gäller detta vid pålgrupper med pålarna ingjutna nära varandra i en styv plint. Avståndet mellan närbelägna pålar kan då vara mindre än en meter.

En metod för beräkning av gruppverkan har redovisats i Pålkommissionens Rapport nr 58, 1979, Grävpåleanvisningar.

Pålmaterialets hållfasthet

Det förutsättes i denna rapport om inget annat sägs att pålmaterialets hållfasthet inte utgör en begränsande faktor för pålen.

För beräkning av dimensionerande bärförmåga för betong- respektive stål-
pålar hänvisas till BBK 79 samt BSK (Bestämmelser för betongkonstruk-
tioner respektive Bestämmelser för stålkonstruktioner).

Samverkan mellan pålar och överbyggnad

Som nämnts ovan skall samverkan mellan pålar och överbyggnad beaktas
mer i detalj och i högre grad än tidigare. För pålgrundlagda konstruktioner
kräver detta således att man beräknar inom vilka gränser pålarna kan be-
räknas väntas röra sig.

När dessa gränsvärden utvärderats läggs extremvärdena till grund för
analysen. Dels finns vissa maximala rörelser som kan godtas, dels får
uppkommande sättningsskillnader mellan närbelägna pålar inte bli för stora.

Spänningar och deformationer i överbyggnaden är i allmänhet i första hand
relaterade till sättningsskillnaderna eftersom dessa framkallar vinkeländ-
ringar mellan pålarna. Statiskt obestämda konstruktionslösningar skall
således analyseras med avseende på varierande styvhet hos pålarna. För
statiskt bestämda konstruktioner erhålles vinkeländringen direkt som för-
hållandet mellan sättningsskillnad och spännvidd.

Den vinkeländring som kan godtas varierar med typen av objekt. Ett
exempel på gränsvärden för sättningsskillnader vid olika förhållanden har
redovisats av Bjerrum 1963, såsom visas i fig 1.

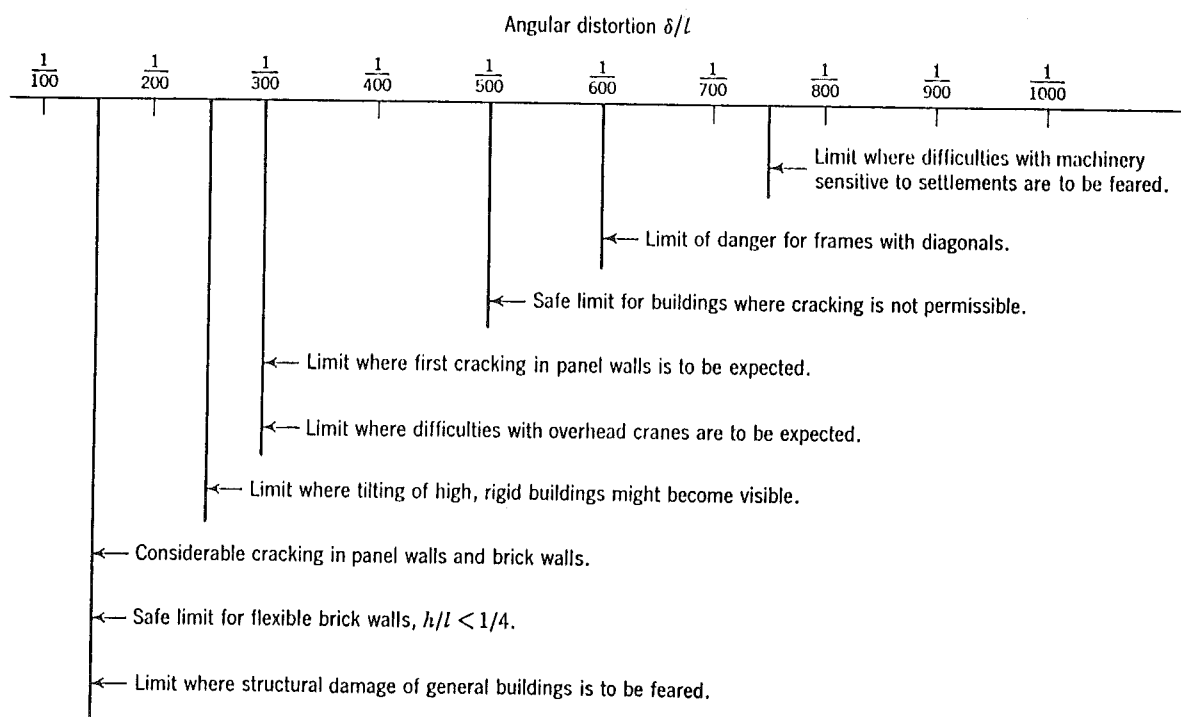


Fig 1. Gränsvärden för sättningsskillnader

Limit values for settlement differences (Bjerrum 1963).

Beräkning av pålars rörelser

Förutsägelser om vilka rörelser som kommer att uppkomma hos en påle då belastning påförs kan ske på olika grunder, nämligen ;

- | | |
|---------------------------|----------------------------|
| 1. Statisk provbelastning | 2. Dynamisk provbelastning |
| 3. Geostatisk beräkning | 4. Sonderingsdata |

Därtill kan läggas mer renodlad användning av empirisk kunskap från utförda belastningsförsök. Efter att ha provbelastat ett antal pålar på en plats kan de som medverkat med ganska stor säkerhet ange samband mellan laster och rörelser för liknande pålar vid samma markförutsättningar.

Tyvärr är sådan kunskap i stor utsträckning begränsad till att gälla förhållandena på en viss plats och därför av mindre värde vid andra förutsättningar. Dessutom finns det inte särskilt många som regelmässigt medverkar vid provbelastning av pålar och som samtidigt har tillräckliga kunskaper för att mer generellt kunna tillämpa denna typ av erfarenheter.

Statisk provbelastning

Tillvägagångssättet vid statisk provbelastning såsom sådan brukar utföras i Sverige har beskrivits i Pålkommissionens Rapport nr 59, 1980, Anvisningar för provpålning med efterföljande provbelastning.

Vilande last

De olika varianterna av statisk provbelastning skiljer sig mest åt vad beträffar hur belastningen påförs. I första hand används vilade belastning eller konstant nedpressningshastighet. Vilande last innebär att pålastning sker till en viss nivå varefter denna last vidmakthålls tills påltoppen slutat sjunka eller sjunkningshastigheten nått ett föreskrivet lågt värde. Den rörelse som sker under den tid lasten är konstant benämns krypning.

Resultatet från statisk provbelastning med vilande last på en 11 m lång betongpåle med 270 mm sida visas i fig 2. I figuren visas även krypningen under tiden 13 – 15 minuter efter respektive laststegs anbringande. Jordmaterialet kring pålen utgjordes av silt och sand.

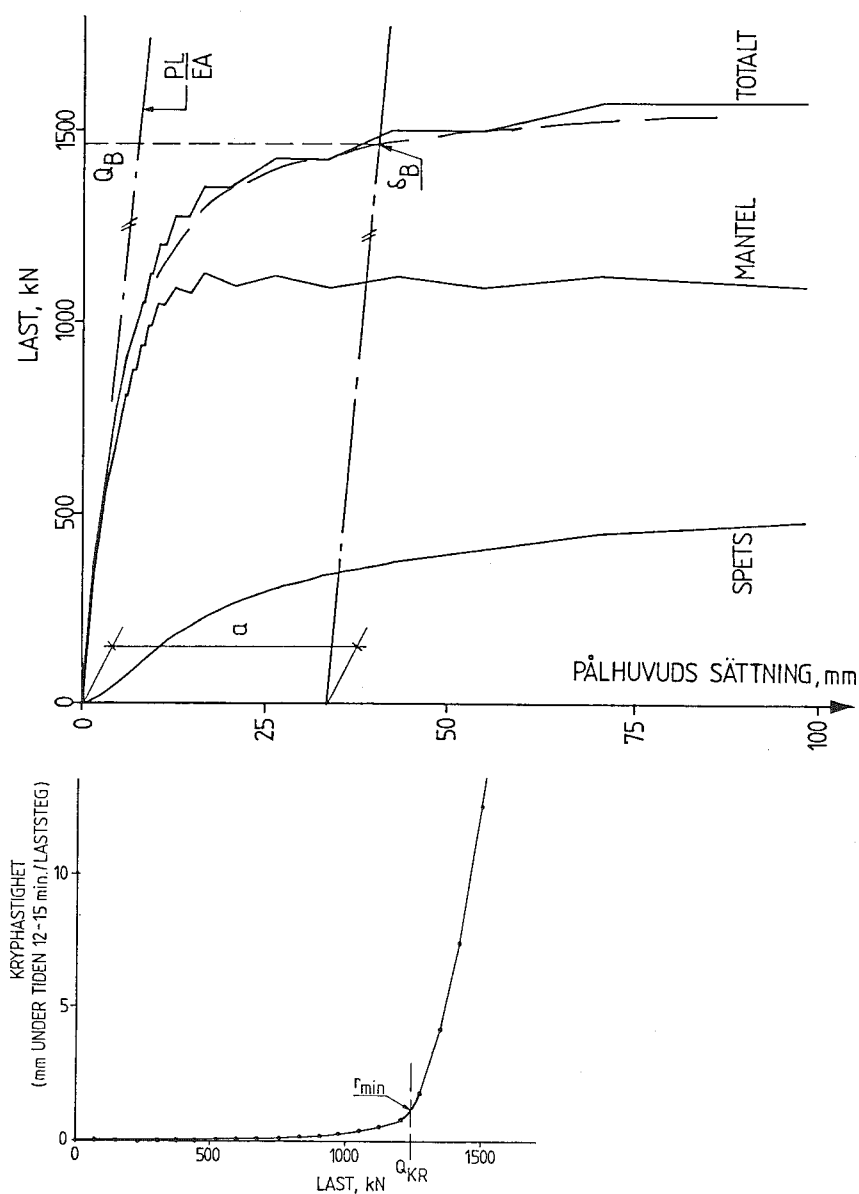


Fig 2. Statisk provbelastning med vilande last på friktionspåle, IVA Pålkommission rapport 59, 1980, Anvisningar för provpålnig.

Maintained load test for a friction pile, IVA Commission on Pile Research, Report 59, 1980, Guidelines for Test Loading of Piles.

Utförande av statisk provbelastning med vilande last och långvariga laststeg ger den säkraste informationen om sambandet mellan pållast och rörelser såsom dessa kommer att uppträda i den färdiga grundkonstruktionen. Samtidigt är dock detta den dyraste och mest tidskrävande metoden. Statiska provbelastningar utförs därför relativt sällan. De är betydligt vanligare utomlands än i Sverige och de övriga nordiska länderna.

Konstant nedpressningshastighet

Vid varianten konstant nedpressningshastighet registreras istället den kraft som krävs för att ge pålskallen en viss nedåtriktad hastighet, vanligen ca 0.1 a' 0.5 mm/ minut. Denna metod är snabbare än belastning med vilande last, men ger inte information om krypningens storlek. Det kan därför sägas vara fråga om en modifierad typ av statisk provbelastning.

Resultat från en provbelastning med konstant nedpressningshastighet av en ca 38 m lång kombinationspåle betong/trä visas i fig 3.

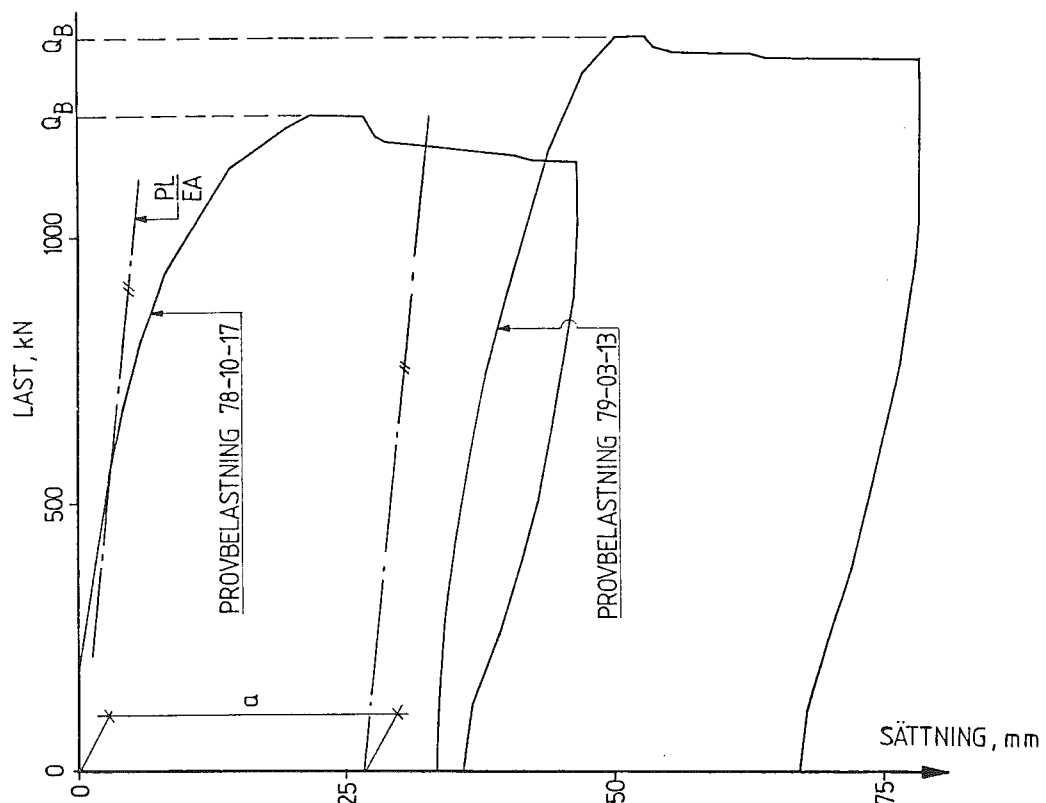


Fig 3. Last-rörelsesamband från provbelastning med konstant nedpressningshastighet, IVA Pålkommision rapport 59, 1980.

Force-displacement from a load test with constant rate of penetration, IVA Commission on Pile Research, Report 59, 1980.

Andra metoder

Även andra varianter finns, exempelvis cyklisk på- och avlastning. Den metoden kan vara motiverad när upprepade på- och avlastningar kommer att påverka pålen. Det är nämligen känt att sådan belastning under vissa förutsättningar minskar pålars bärförmåga jämfört med den som uppnås vid engångsbelastning.

Då provbelastningsresultat från en statisk provbelastning utvärderas är det således väsentligt att man gör klart för sig vilken metodik som tillämpats eftersom resultaten i hög grad beror av hur pålastningen skett.

Felkällor vid statisk provbelastning

Statisk provbelastning anses som nämnts utgöra den säkraste grunden för utvärdering av pålars beteende i den färdiga konstruktionen. Det finns emellertid ett antal källor till fel härvidlag.

En felkälla utgör noggrannheten hos den eller de domkrafter som används. Det har rapporterats att upp till 20 % felvisning kan uppkomma om kalibrering ej skett på ett godtagbart sätt i anslutning till användandet.

En annan orsak till att fel kan uppkomma utgör användandet av mothållpålar. Mätningar som visar att inverkan kan vara avsevärd har redovisats av van Weele 1989.

Dynamisk provbelastning

Pålformler

Med dynamisk provbelastning avses vanligen någon form av översättning av pålens fjädring och kvarstående nedträngning vid slagningen till ett värde på brottlasten som motsvarar vilande statisk belastning. För detta ändamål har under årens lopp skapats ett mycket stort antal s k pålformler. Dessa grundas för det mesta på samband som bygger på någon typ av energibetraktelse.

Pålformler tillämpas för slagna pålar. Vanligast är att anta att viss del av hejarens rörelseenergi åtgår för att trycka ihop pålen elastiskt samt att åstadkomma en permanent nedträngning i jorden. Pålens reaktionskraft

gångar den kvarstående sjunkningen representerar den till marken överförda energin. Med vissa antaganden kan då jordens motstånd beräknas som en funktion av uppmätt permanent sjunkning. Denna kan på ett enkelt sätt mätas under pålningsarbetet, vilket innebär att pålformler kan användas utan avancerad mätutrustning.

Det har dock visat sig att pålformler av detta slag i många fall ger helt orealistiska värden för pålars dimensionerande bärförmåga, även om i vissa fall användbara resultat kunnat erhållas. Stora totalsäkerhetsfaktorer brukar därför föreskrivits. Vanliga värden är 3 a' 4.

Detta har lett till olika negativa konsekvenser, bl a i form av orimligt hård stoppslagning och underutnyttjande av pålar. Dessutom har pålformler nackdelen att ingen, eller i vart fall mycket osäker, information om pålens last-rörelsesamband för statisk belastning erhålls.

Stötvågsmätning, CASE-metoden

Pålformler av ovannämnd utformning kan sägas tillhöra pålteknikens historieavdelning. Istället används idag i ökande omfattning *stötvågsmätning* vilket innebär att krafter och rörelser under slagningen registreras med användande av elektrisk mätteknik i form av givare och elektronik. De uppmätta signalerna vidarebehandlas med datorbaserad analysutrustning. Metoder för verifiering av pålars bärförmåga med stötvågsmätning har typgodkänts av Boverket (f d Statens Planverk).

I friktionsjord och fasta leror är markens motstånd normalt större vid drivning än vid efterföljande statisk last. Vid ett slag med hejaren belastas pålen endast några bråkdelar av en sekund. Någon krypning hinner därför knappast ske.

Vidare är ofta motsvarande rörelser som kan uppnås vid slagning, särskilt för pålspetsen, betydligt mindre än de som är aktuella vid vilande statisk pållast motsvarande brottgränstillstånd. En översättning från den slag-inducerade till den motsvarande statiska lasten måste därför ske.

Vid CASE-metoden erhålles ett sådant utvärderat värde direkt vid mätningen. Den redovisade CASE-bärförmågan (F_{case}) är nämligen definitionsmässigt den vilande statiska pållast som motsvarar att pålskallens sättning (s) har värdet

$$s = F_{case} \cdot L / (A \cdot E) + \text{OFFSET} \quad \dots (1)$$

där

$$\text{OFFSET} = 4 + D/120 \quad (\text{mm})$$

D= pålens diameter. (mm)

L= pällängd

A= pålarea

E= pålens elasticitetsmodul

Innebörden i ovan angivna uttryck visas i fig 4. Det angivna bärförmåge-
kriteriet har redovisats av Davisson 1972. Som jämförelse har även det
kriterium som föreslagits av IVA Pålkommission 1980 ritats in.

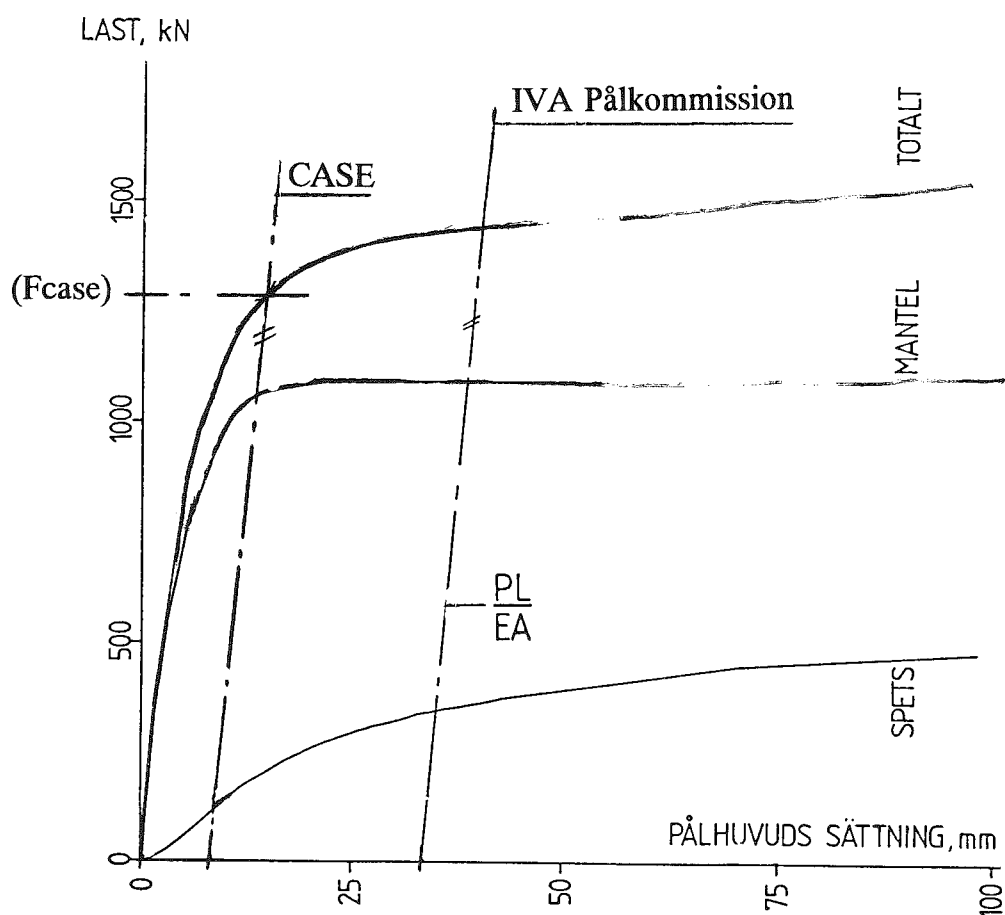


Fig 4. Pålskallens rörelse vid CASE-bärförmågan.

Pile top displacement at CASE-bearing capacity.

Översättningen från de mycket kortvariga förhållanden som råder under CASE-mätning av ett hejarslag till vilande statiska förhållanden sker med användande av den s k J_c -faktorn. Denna har utvärderats efter jämförelse mellan ett större antal parallellt utförda stötvågmätningar och statiska belastningsförsök. J_c -faktorns storlek varierar mellan ca 0.1 för grovkornig jord till ca 1.3 för finkorniga jordarter.

Det förutsätts att det dynamiska motståndet hos jorden är större än eller lika med det statiska. En J_c -faktor lika med noll innebär att drivningsmotståndet är lika med det som gäller för vilande statisk last.

Det kan nämnas att J_c -faktorn inte beaktar faktorer såsom sensitivitet, eller andra liknande tidsberoende effekter som medför att markens motstånd blir *lägre* vid drivning än vid senare statisk belastning. Att sådan tillväxt inte direkt kan tas fram vid stötvågmätning är givetvis en nackdel med metoden. Genom att upprepa CASE-mätningen vid olika tillfällen kan man dock få ett mått på hur bärförmågan förändras med tiden.

Med denna typ av modern dynamisk provbelastning erhålles således utöver ett bärförmågevärde även ett tillhörande värde på rörelse. Emellertid visade sig vid utvärderingen av J_c -faktorn spridningen av denna vara relativt stor. Detta innebär att en beräkning av värdet på rörelsen som motsvarar CASE-bärförmågan blir relativt osäker. Variationen bör förutsättas vara större än en faktor 2 om inte annat kan påvisas gälla.

CAPWAP-analys

Det bör dock nämnas att CASE-metoden inte är avsedd att ligga till grund för rörelseberäkning. För detta ändamål finns istället en särskild metod, CAPWAP. Vid en stötvågmätning inspelade signaler används då som utgångspunkt för en datorbaserad beräkning. Denna syftar till att utvärdera och beskriva en påles beteende vid statiska belastningsförhållanden.

Vid CAPWAP-analys skapas först en numerisk modell av systemet påle/jord. Den uppmätta kraft-tidsignalen anbringas sedan i en datorberäkning som belastning på toppen av denna pålmodell. Det beräknade sambandet mellan hastighet och tid vid pålskallen jämförs därefter med det uppmätta.

De parametrar som beskriver jorden i datormodellen justeras i upprepade

beräkningar tills beräknad och uppmätt respons stämmer överens i nöjaktig omfattning. I nyare programversioner sker en sådan modifiering av modellparametrarna automatiskt. De slutligen erhållna jordegenskaperna läggs sedan till grund för beräkning av pålens statiska beteende med avseende på rörelser samt kraftfördelning.

En äldre utformning av påle-jordmodellen visas i figur 5. Pålen efterliknades med fjäderkopplade punktmassor och jorden med fjädrar och stötdämpare. Denna modell har dock nackdelen att den ur numerisk synpunkt är villkorligt stabil vilket bl a medför att beräkningen måste genomföras med mycket små tidssteg. Idag används därför istället en sk kontinuerlig modell.

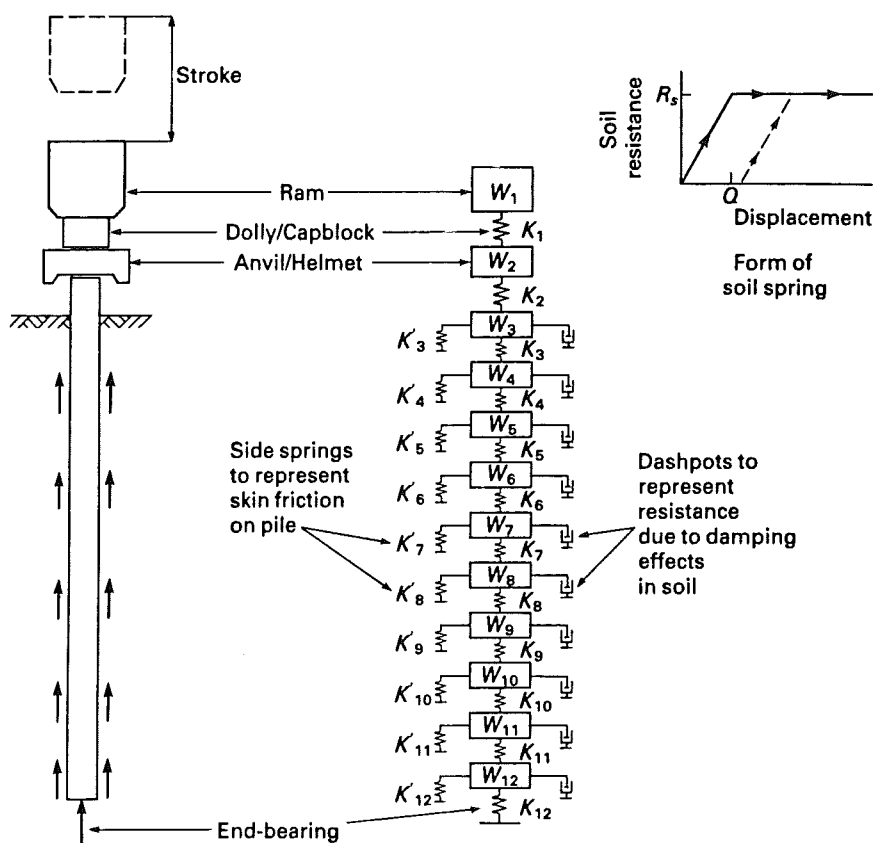


Fig 5. Traditionell CAPWAP-modell av systemet påle-jord.
Original CAPWAP-model of pile-soil system (Smith 1960).

De last-rörelsesamband som beräknats med CAPWAP-analys har i många fall uppvisat mycket god överensstämmelse med motsvarande resultat erhållna vid statisk provbelastning. Ofta godtas därför dynamisk provbelastning med åtföljande CAPWAP-beräkning såsom alternativ till betydligt dyrare och mer tidskrävande statisk provbelastning.

CASE- och CAPWAP-metoderna har utvecklats i USA under 1960- talet av G Goble m fl. En svensk redogörelse för användningen har redovisats av Fischer och Hellman 1963 samt Hermansson och Grävare 1982.

Geostatiska metoder för last-rörelseberäkningar

Alltsedan geoteknikens barndom har ett ständigt ökande antal metoder att beräkna pålars bärförmåga uppställts. Vanligen har dessa utgått från plasticitetsteori och den omgivande jordens friktionsvinkel och kohesion. Tanken har varit att när spänningarna i jordmaterialet omkring och under pålen blivit så stora att de motsvarat hållfastheten i jorden så har pålens bärförmåga uppnåtts.

Denna metodik hade till stor del sin grund i att beräkningarna tidigare måste utföras för hand. De flesta metoderna presenterades därför för användning för praktiskt bruk i form av tabeller och diagram. Samtidigt som detta förenklade det manuella räknearbetet blev emellertid kraven på förenklingar ofta så stora att verklighetsanknytningen blev lidande.

Idag är läget annorlunda. Utförande av beräkningar utgör inte längre någon begränsande faktor. Med en dator av standardmodell på skrivbordet kan räknearbete som motsvarar tusentals ingenjörstimmar utföras inom loppet av några sekunder. Detta är resultatet av en snabb utveckling inom datorområdet som kan beräknas fortsätta länge än. Vi kan alltså idag mer fritt välja vilken beräkningsmodell vi vill använda utan att bry oss särskilt mycket om den erforderliga aritmetiska insatsen. Detta är för många en ny och spännande situation.

De osäkerheter som finns i indataförutsättningarna kommer därmed mer i focus. I många fall är det uteslutet att på ett uttömmande sätt beskriva jorden kring och under pålen. Man har då ställt frågan varför man skall spilla krut på att räkna noga. Å andra sidan finns det ju ingen anledning att arbeta med onödigt osäkerhet också i beräkningsarbetet med motiveringen att problemställningen innehåller andra avsnitt som inrymmer oundviklig osäkerhet.

Traditionell geostatisk beräkningsmetodik

Utgångspunkten för det traditionella sättet att beräkna en påles bärförmåga illustreras i figur 6. Den belastning påltoppen maximalt kan uppta (F_{max}) motsvarar summan av mantelkraft (F_{mantel}) och spetskraft (F_{spets}), dvs

$$F_{max} = F_{mantel} + F_{spets} \quad \dots (2)$$

Detta är ett grundläggande samband som är gemensamt för alla metoder att beräkna en påles bärförmåga. Mantelkraften erhålls som pålens mantelarea multiplicerad med en medelvidhäftningsspänning (f_{mantel}), dvs

$$F_{mantel} = \text{MANTELAREAN} * f_{mantel} \quad \dots (3)$$

och spetskraften motsvarar spetsarean multiplicerad med ett medelspetsbrottryck (q_{spets}), dvs

$$F_{spets} = \text{SPETSAREAN} * q_{spets} \quad \dots (4)$$

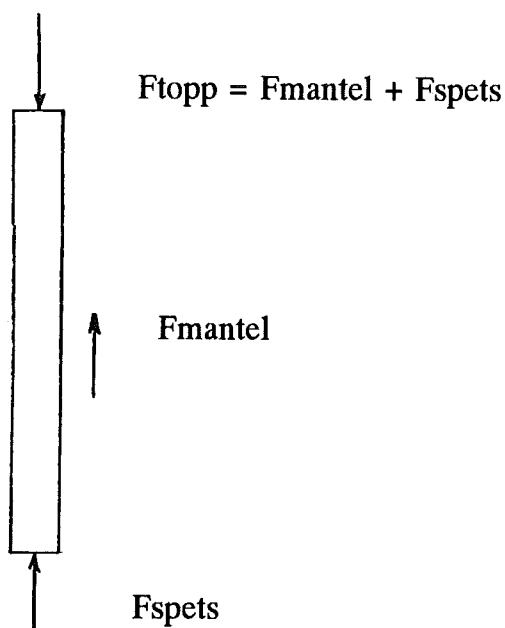


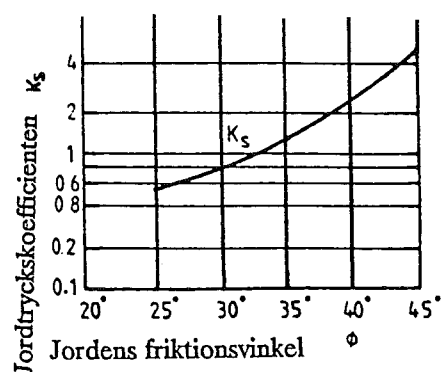
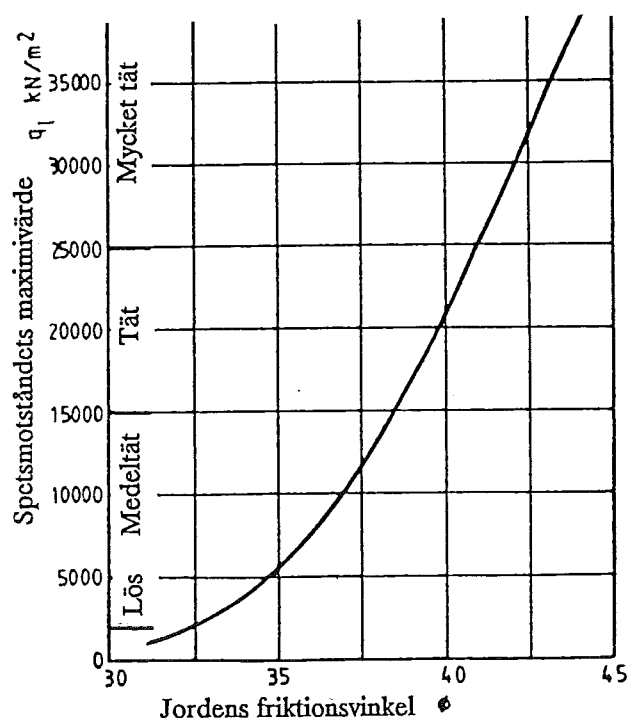
Fig 6. Grundläggade samband vid traditionell geostatisk beräkning av en påles bärförmåga.

Basic relationship at traditional geostatic prediction of pile bearing capacity.

Dessa uttryck är gemensamma för alla metoder för beräkning av pålars maximala bärförmåga med geostatiska metoder. Areorna kan beräknas med

stor noggrannhet. Detta innebär att överensstämmelsen mellan beräkning och verklighet beror av osäkerheterna vid bestämning av värdena för vidhäftningsspänning och spetsstryck.

För utvärdering av dessa storheter brukar man utgå från jordens skjuvhållfasthet i kohesionsmaterial respektive friktionsvinkeln i friktionsmaterial. I fig 7 visas exempel på sådana samband vilka redovisats av Meyerhof 1956 och 1976.



Mantelmotståndet f_s bestäms ur ekvationen

$$f_s = K_s \sigma'_v \tan \phi_a \leq f_l$$

K_s = jordtryckskoefficient

f_l = mantelmotståndets maximivärde

ϕ_a = friktionsvinkel mellan pålen och jorden

σ'_v = den effektiva vertikala spänningen i jorden

Fig 7. Beräkning av bärförmåga med spetsstryck och mantelfriktion enligt G Meyerhof, 1956 och 1976.

Calculation of point load and shaft friction, Meyerhof 1956 and 1976.

Ett mycket stort antal diagram och metoder som liknar de som återges i fig 7 ovan har publicerats. Angivna bärighetsfaktorer har i allmänhet beräknats

med utgångspunkt från plasticitetsteori. Utnyttjade brottfigurer har ofta hämtats från utredningar som gäller andra konstruktionsmaterial, exempelvis stål och betong.

Korrektionsfaktorer

För att bringa med sådan metodik beräknade värden i överensstämmelse med resultat från provbelastningar har korrektionsfaktorer i allmänhet befunnits nödvändiga. Enbart friktionsvinkel eller kohesion har således inte räckt till för att använd modell skall kunna representera olika förhållanden.

Bl a beror detta på att brottvärden för jordens hållfasthet succesivt uppnås allteftersom rörelser och deformationer ökar, s k progressivt brott. Detta har bl a behandlats av L Jendeby, 1986.

Exempelvis blir av denna anledning medelvärdet för den maximala vidhäftningsspänning som kan uppnås för långa pålar i allmänhet mindre än för korta pålar. En korrektion måste således ske med hänsyn till pålens längd vid användning av en metod som inte på ett adekvat sätt beaktar det kompletta spännings/töjningssambandet för jorden kring pålen.

Som ett exempel på sådan korrektion visas diagrammet i fig 8, där en sådan längdberoende reduktion för kohesionspålar illustreras. Denna anvisning ingår i det Norska Byggstandardiseringsrådets Peleveiledning från 1987. I en kommentar till figuren nämns i Peleveiledningen att resultaten grundas på utförda provbelastningar, men att spridningen är stor varför diagrammet skall användas med försiktighet.

Karakteristisk bæreevne bestemmes som summen av sidefriksjon og spissmotstand:

$$Q_k = \alpha s_u A_f + 9 s_{up} A_p$$

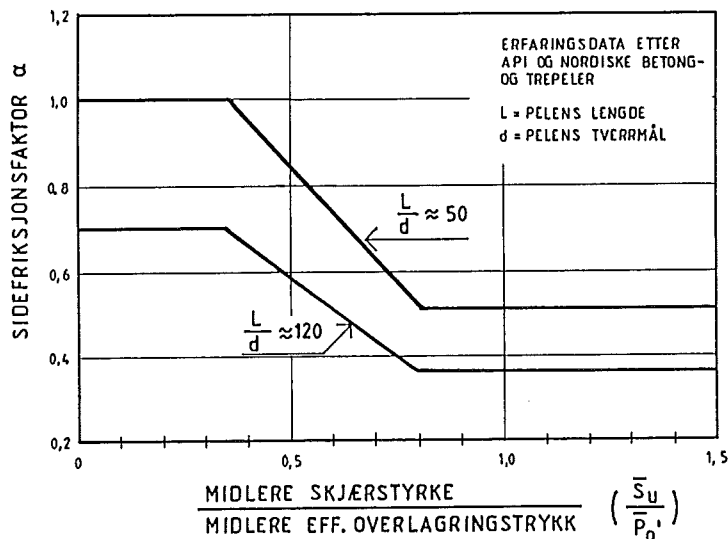
hvor A_f = pelens sideflateareal i jord

A_p = pelens spissareal

s_u = midlere karakteristisk udrenert skjærstyrke langs pelen

s_{up} = karakteristisk udrenert skjærstyrke ved pelespiss

α = empirisk sidefrikksjonsfaktor som avhenger av leirtype, skjærstyrke, overkonsolideringsgrad og pelelengde



Sidefrikksjonsfaktor for rammede peler i leire (etter Gunnar Aas)

Fig 8. Vidhäftningsfaktor för slagna pålar i lera.

Shaft friction factors for driven piles in clay (Norsk Peleveiledning, 1987)

Det kan næmnes att denna typ av progressivt brott kan beräknas innehålla ett tidsberoende. Detta har konstaterats gälla även för friktionsmaterial trots att spänningar och töjningar enligt klassisk geoteknisk teori då följs åt utan tidsfördröjning. Denna typ av successiv omlagring av spänningarna i jorden kring en påle har bl a behandlats av Tomlinson, 1987.

Utöver längdberoende justering av preliminärt beräkningsresultat krävs ytterligare ett antal korrektionsfaktorer för att beakta de förhållanden som

gäller en viss påle. För utförande av en geostatisk beräkning krävs sålunda hänsynstagande till bl a följande faktorer ;

1. *jordens friktionsvinkel/kohesion*
2. *överkonsolideringsgraden*
3. *lagringstäthet*
4. *jordlagerföljd*
5. *initiella spänningsförhållanden i jorden*

6. *pållängden*
7. *pålens form och diameter*
8. *pålmaterialet*
9. *installationsförfarandet*
10. *närbelägna pålar*
11. *tidpunkt för belastning/belastningshastighet*

Att beakta alla dessa förhållanden med korrektionsfaktorer applicerade på ett beräkningsresultat som bygger på en mycket förenklad brottmekanism är givetvis knappast möjligt om beräkningsresultatet generellt skall kunna göra anspråk på någon större säkerhet vad gäller överensstämmelsen med verkligheten.

Detta har lett till att stora säkerhetsfaktorer i allmänhet rekommenderats. Vanligen föreskrivs att högst ca 30 % av den beräknade brottlasten får tillgodoräknas, med även ännu större försiktighet krävs i vissa fall. I Svensk Bronorm 1988 anges exempelvis totalsäkerhetsfaktorn 5.0 vid geostatisk beräkning av kohesionspålars dragkapacitet.

Nackdelar med geostatiska beräkningsmetoder

En invändning mot användande av geostatisk beräkning av pålars bärförmåga är att ingen eller oklar information brukar erhålls om vilken rörelse den efter ett antal korrigeringar framräknade bärförmågan eller brottlasten motsvarar.

Som nämnts ovan krävs vanligen att ett bivillkor i form av en viss rörelse ställs upp för att bestämma värdet av brottlasten eller bärförmågan. Detta har även gällt de tillfällen då utvärdering av olika korrektionsfaktorer skett. Det redovisas emellertid mycket sällan vilket kriterium för bärförmåga/rörelse som använts då sådana reduktionsfaktorer utvärderats.

Och även om en mer uttömmande beskrivning av en viss metod redovisades då ursprunglig publicering skedde har denna information ofta gått förlorad vid upprepade återgivningar av användningen. Sådan förlust av information är inte ovanlig. En beräkning av bärförmåga och rörelser med en geostatisk beräkningsmetod blir också ur denna synpunkt osäker.

Friktionsvinkeln

Den största osäkerheten gäller storleken av värdet på friktionsvinkeln. Som framgår av fig 7 varierar spetsmotståndets maximalvärde i sand från ca 5 till ca 20 MPa då friktionsvinkeln ökar från 35 till 40 grader. En ökning av friktionsvinkeln med endast 14 % motsvarar således en ökning av bärförmågan med inte mindre än 400 %.

Med hänsyn till att beräkningsresultet i så hög grad varierar med friktionsvinkelns storlek är det anmärkningsvärt att friktionsvinkeln praktiskt taget aldrig blir föremål för närmare undersökning. Direkta sådana undersökningar är nämligen svåra att utföra. Istället brukar utvärderingen av friktionsvinkeln ske genom jämförelser med sonderingsdata. Här introduceras emellertid ännu en felkälla. I vilken mån samband mellan sonderingsmotstånd och friktionsvinkel är tillförlitliga brukar nämligen betraktas som relativt osäkert. Olika källor anger olika samband. Skillnaden kan vara avsevärd.

Sammantaget finner man att konventionell användning av geostatiska metoder för beräkning av pålars bärförmåga utgående från jordens hållfasthetsparametrar innehåller flera svagheter sett ur geokonstruktörens synpunkt.

Sonderingsdata

Beräkning av pålars beteende med utgångspunkt från sonderingsdata kan sägas utgöra ett mellanting mellan provbelastning och geostatisk beräkning. Här används sonderingsdata mer direkt utan föregående översättning till friktionsvinkel, lagringstäthet eller liknande. Sambandet mellan mantelvidhäftning och spetstryck har i många fall erhållits genom direkt jämförelse mellan resultat från sondering och provbelastning.

Givetvis finns även här vissa ofullständigheter. I många undersökningar som anger samband mellan sonderingsmotstånd och hållfasthetsvärden för jord anges exempelvis inte vilka rörelser de redovisade max spänningarna för

pålmantelyta resp påspets motsvarar. Emellertid bedöms ofta sonderingsdata vara den mest användbara utgångspunkten för beräkning av pålars last/rörelsesamband när provbelastningsresultat saknas.

Givetvis gäller fortfarande att statisk provbelastning med vilande last ger den säkraste informationen. I flertalet fall när kännedom om samband mellan last och rörelse för pålar behövs finns dock sällan sådana eller andra provbelastningsresultat att tillgå. Då krävs alltså ett alternativ.

En närmare behandling av frågor som gäller samband mellan sonderingsresultat och indata för beräkning av pålrörelser redovisas i ett senare avsnitt. Närmast följer istället en redogörelse för en beräkningsmetod som befunnits vara användbar.

Beräkningsmetod

Den föreslagna beräkningsmetoden bygger på att pålen delas upp i element. För varje element antages egenskaperna hos jorden och pålen vara konstanta.

Genom att låta längden för ett sådant element gå mot noll (limesövergång) kan man härleda en för aktuella förutsättningar gällande allmän differentialekvation för en axiellt belastad påle. För en närmare beskrivning av den matematiska behandlingen hänvisas till en avhandling författad av Grande 1976.

Den föreslagna metoden kan betecknas som en lösning av den exakta formuleringen av problemställningen med hjälp av finita differenser. Nedan ges en mer praktiskt orienterad beskrivning av den aktuella beräkningsmetoden med syftet att klargöra hur beräkningsmodellen fungerar samt hur beräkningsarbetet utförs.

Element

Ett typiskt pålelement visas i Fig 9. Mot elementets över- och underyta verkar normalkrafter och längs mantelytan en tangentiell kraft. Dessa tre krafter är i jämvikt. Överytans rörelse blir något större än underytans beroende på att elementet trycks ihop under inverkan av de visade krafterna. I figuren uttrycks samband som avser krafter, rörelser och deformationer i form av rekursiva uttryck. Detta innebär att ett beräknat värde bygger på ett annat värde som beräknats tidigare.

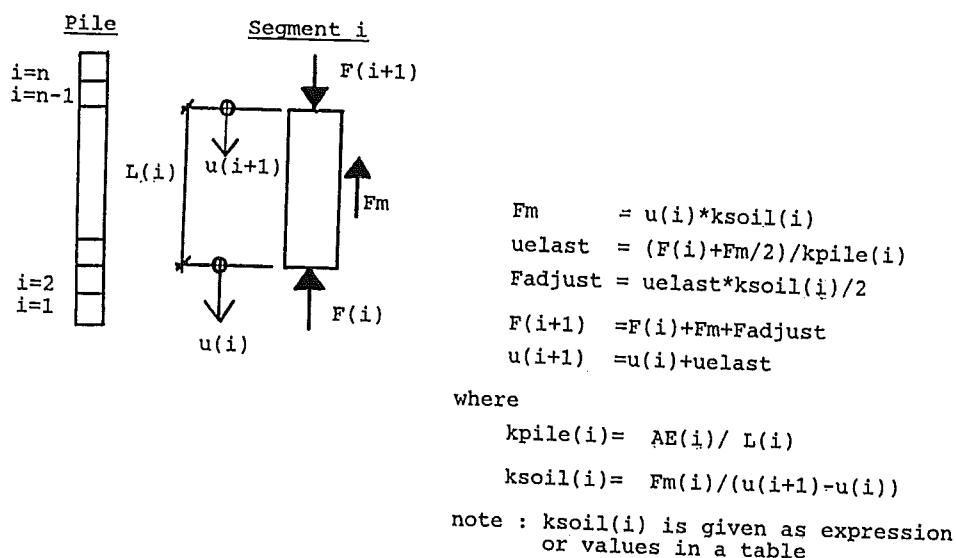


Fig 9. Föreslagen beräkningsmetod, krafter och rörelser för ett pålelement.

Suggested method, forces and displacements (Bredenberg and Hintze, 1989)

Beräkningsgång

Beräkningen startar med vissa förberedelser. Pålen delas upp i element. Samband mellan rörelser och spänningar för varje element definieras.

Första beräkningssteget

Beräkningssekvensen startas sedan genom att det understa elementet ges en liten rörelse nedåt. Elementet antages på detta stadium stelt. Under- och överytans rörelse är då lika stora. Genom att använda det valda sambandet mellan rörelse och kraft för spetsen beräknas därefter spetskraften. Sedan beräknas med användande av motsvarande samband för mantelrörelse och mantelspanning mantelkraftens storlek. Kraften mot elementets översida kan nu beräknas som summan av kraften mot undersidan och kraften längs manteln.

Därefter beräknas elementets sammantryckning under inverkan av de beräknade krafterna. Överytans rörelse erhålles sedan som summan av underytans rörelse och den elastiska hoptryckningen.

Här kan ytterligare justeringar av mantelkraften med hänsyn till den elastiska förkortningen ske, men det har visat sig att rörelsebidraget från sådana fortsatta beräkningssekvenser vanligen kan försummas utan att någon signifikant noggrannhetsförlust uppkommer. Skulle emellertid så erfordras finns ingenting som hindrar att beräkningscykeln för ett enskilt element upprepas så många gånger att det aktulla beräkningsverktygets räkenoggrannhet uppnås.

Det understa elementet har nu analyserats med avseende på ändytornas rörelser och uppträdande krafter. Beräkningen fortsättes därför med närmast överliggande element. Startvillkoret är här rörelsen för detta elements undersida som ju är lika med rörelsen för underliggande elements översida. Med utgångspunkt från undersidans rörelse analyseras alltså det näst understa elementet på samma sätt som det understa.

Beräkningssekvensen fortsättes sedan vidare uppåt element för element tills det översta elementet, dvs påltoppen, nåtts. I detta skede föreligger alltså en komplett bild för hela pålen av alla rörelser och krafter som motsvarar den spetsrörelse som valdes för att starta beräkningen.

Fortsatta beräkningssteg

I nästa steg ökas spetsens rörelse med ett belopp som svarar mot beräkningssteget för spetsrörelsen och en ny omgång av beräkningen utförs element för element tills påltoppen nåtts.

Genom att upprepa hela den beskrivna beräkningscykeln kan således ett godtyckligt stort kraft/rörelseintervall analyseras.

Pålkrafter innan spetsrörelse uppkommer

Något som kan uppfattas som en nackdel med metoden kan kanske vara att analysen kräver att kraften vid pålskallen är så stor att en om liten så dock från noll skild spetsrörelse uppkommer. För mantelburna pålar finns ju teoretiskt en viss minsta pållast som måste överskridas innan spetsrörelse uppkommer och spetskraft mobiliseras.

Den eftergivlighet som är aktuell för för den omgivande jorden i samband med mobilisering av mantelmotstånd är emellertid så stor i jämförelse med styvheten hos normalt förekommande påltvärsnitt att viss spetsrörelse upp-

kommer redan för mycket låg pållast. I praktiken har därför detta initiala "blinda" område för vanliga pålar så liten omfattning att det saknar praktisk betydelse.

Där man av någon anledning ändå önskar studera detta avsnitt av last/rörelsesambandet kan man arbeta med en fiktiv avkortning av pålen där inverkan av överksamma element inom de nedre pålavsnitten försummas.

Negativ mantelfriktion

Den föreslagna beräkningsmodellen är mycket enkel och generell till sin natur. Det är därför mycket lätt att variera förutsättningarna för en beräkning. Man kan exempelvis på ett enkelt sätt införa olika påltvärnsnitt och pålmaterial liksom också olika jordegenskaper inom olika pålavsnitt.

Det är heller inte nödvändigt att anbringa belastningen på det översta elementet. Last kan påföras vilket element som helst. På så sätt kan inverkan av påhängslaster undersökas. Sådana belastningsfall kan uppkomma genom inverkan av närbelägna pålar eller beroende på att den jord som omger en påle sätter sig, dvs rör sig nedåt i förhållande till pålmantelytan.

Sistnämnda fenomen brukar benämnas negativ mantelfriktion. Här anbringas alltså en nedåtriktad kraft på ett antal element. Kraftens storlek kan då antagas bero av värdet på mantelytans relativa rörelse i förhållande till omgivande jord.

Beräkningstekniska synpunkter

Det räknearbete som krävs lämpar sig inte för handberäkning, dvs med räknesticka eller räknedosa som enda hjälpmedel. Förutom att det skulle vara en tröstlös och tidskonsumerande sysselsättning skulle räkneprecisionen kunna gå förlorad under beräkningsarbetets fortskridande. Dator bör därför förutsättas som hjälpmedel. Detta är dock, som nämnts tidigare, idag inte längre någon begränsning.

Dator och kringutrustning kan dessutom användas för tydlig och informativ presentation av beräkningsresultaten. För användning i tillämpat ingenjörss-

arbete är det nödvändigt att beräkningsmetoden finns tillgänglig i form av ett användaranpassat datorprogram. Förutom algoritm för beräkning innehåller ett sådant program rutiner för in- och utmatning, hjälpfunktioner, felhantering, avsnitt för grafisk presentation av beräkningsresultat och liknande.

Det kan nämnas att sådana datorprogram endast till en bråkdel består av kod som hanterar själva beräkningen. Avsnitten som hanterar kommunikation med användaren utgör den övervägande delen av programinnehållet.

Numerisk stabilitet

Ur numerisk synpunkt är den redovisade beräkningsmetoden ovillkorligt stabil. Detta är en fördel vad gäller tillförlitlighet och beräkningstid. Beräkningen kan utföras med ett fåtal element, men noggrannheten ökande med ökande antal. Redan med måttligt antal uppdelningar i element brukar tillräckligt noggranna beräkningsresultat uppnås.

I extrema fall kan beräkningen visa ett divergerande beteende, exempelvis om pålelement med arean lika med noll angetts. Detta kan exempelvis bli aktuellt om man önskar simulera inverkan av ett glapp i en skarv eller en skadad pådel. Genom att istället för noll använda ett mycket litet värde kan dock i allmänhet denna typ av situation hanteras. De flesta moderna datorer kan nämligen utan noggrannhetsförlust arbeta med mycket stora skillnader mellan små och stora tal.

När osäkerhet föreligger huruvida förlust i numerisk noggrannhet uppkommit är det enklaste sättet att utföra en kontroll att se efter om summan av mantelkrafterna och spetskraften motsvarar den påförda lasten samt att utföra beräkningen med något varierande förutsättningar. Denna typ av kontroll bör finnas inbyggd i programmet som utför beräkningsarbetet tillsammans med larmfunktion som gör användaren uppmärksam på om beräkningsresultatet bör kontrolleras.

Andra beräkningsmetoder och program

Att kunna beräkna pålars last-rörelsesamband är mycket viktigt för många tillämpningar inom pålningstekniken. Det finns därför sedan lång tid tillbaka flera metoder för sådan analys av pålar. Utgående från antagandet att pålarna är omgivna av ett homogent elastiskt medium har beräkning skett med hjälp av Mindlins lösningar (1937) av de elasticitetsteoretiska ekva-

tioner som beskriver spänningstillståndet i en elastisk halvrymd. Poulos och Davis har exempelvis 1968 redovisat diagram som beskriver pålars beteende med en sådan elastisk omgivning.

Vijayvergiya och Focht (1972) har redovisat beräkningsresultatresultat erhållna med t - z -metoden. Den av dessa författare använda tekniken liknar i föreliggande rapport tillämpad finit differansberäkning. Jordens respons kring pålen efterliknas vid t - z -analys med ett antal linjära eller olinjära fjädrar såsom illustreras i figur 10.

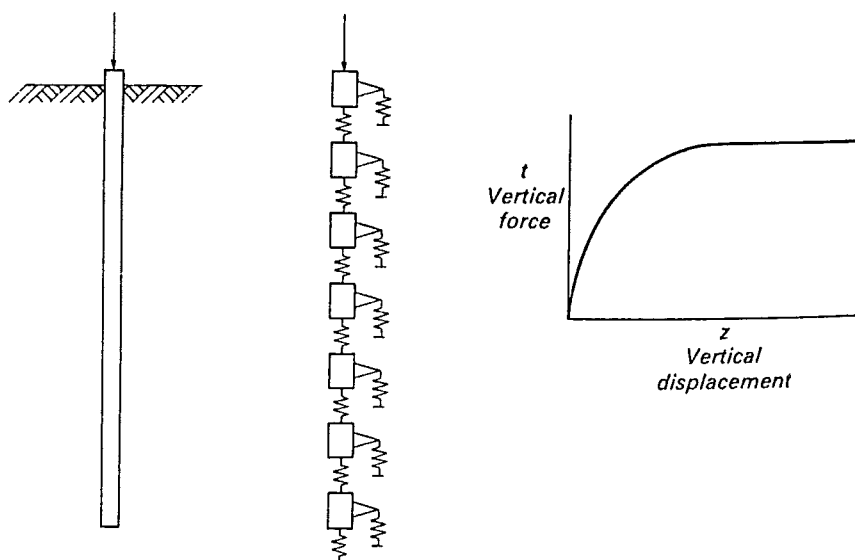


Fig 10. Exempel på påle/jordsamband vid t - z analys.

Example of pile-soil relationship for t - z analysis, Tomlinson (1987).

FEM-metoder

Påle och omgivande jordvolym kan även modelleras med finita element. Vid en sådan FEM-beräkning kan samspelet påle-jord uttryckas mer fullständigt än med t - z -metoden, där endast ett visst samband i gränssnittet mellan påle och omgivande jord förutsätts. Vid beräkningar av spänningar i jorden på visst avstånd från pålytan kan således FEM-baserad beräkningsmetodik komma till användning.

Beräkningsarbetet och hantering av in- och utdata blir emellertid betydligt mer omfattande vid FEM. Finita differensmetoder, som den i denna rapport

föreslagna metoden utgör ett exempel på, har för tillämpat ingenjörsarbete ett flertal fördelar framför FEM-metoder.

Datorprogram

Lösning av de ekvationer som blir resultatet av ovan beskrivna analysinsatser kräver datorstöd. Därför har ett flertal datorprogram, exempelvis för t-z-beräkningar, skapats tidigare vid olika tillfällen.

Som exempel på ett sådant program kan nämnas det norska programmet PIA, såsom redovisats av Grande 1976. Här kan även horisontell påbelastning tas med. PIA-programmet har vid jämförelser med provbelastningar visat god överensstämmelse mellan beräknade och uppmätta last-rörelsesamband.

I flertalet fall har de datorprogram som tagits fram för lösning av denna typ av problem utvecklats och använts i samband med forskningsprojekt och därför inte anpassats till mer allmän användning. Några svenska användaranpassade program för PC-datorer har såvitt bekant ej tidigare utvecklats.

PILESET

Tillsammans med denna rapport har därför utarbetats ett PC-program avsett för tillämpat ingenjörsarbete där pålgrundläggningar utformas. Programmet har namnet PILESET. Det har visat sig lätt att lära sig och tillämpa. Programmet kan därför ersätta en stor del av de diagram och förenklade beräkningsmodeller som hittills använts vid pålberäkningar.

Som nämnts krävs särskilt vid de beräkningar som erfordras vid påldimensionering enligt Nybyggnadsreglerna analys av samband mellan pålars laster och rörelser. Datorprogrammet marknadsförs av *Bredenberg Geo AB*.

Samband mellan krafter och rörelser

Allmänt

Det bör framhållas att den ovan beskrivna metoden är generell vad gäller samband mellan spänningar i gränssnitten påle/jord och motsvarande rörelser. Utan att vi fördjupar oss i de förhållanden som ur teoretisk synpunkt styr detta spänning/rörelsesamband kan nämnas att det i allmänhet har ett utseende liknande det som schematiskt visas i figur 11.

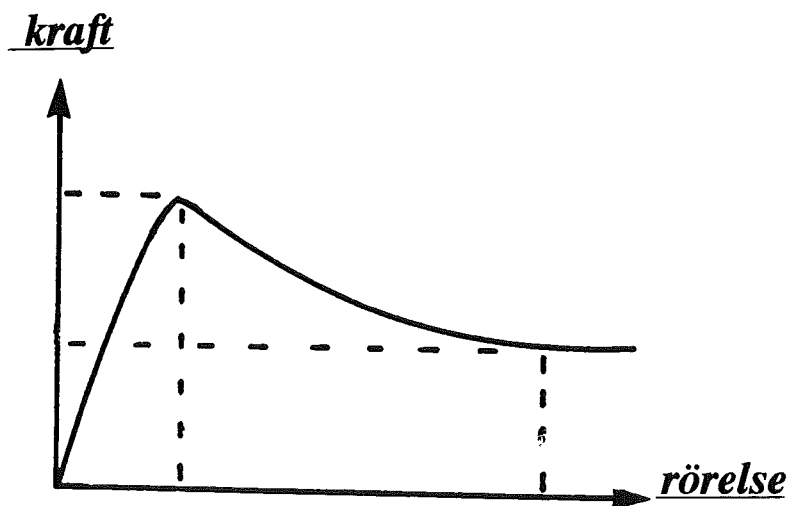


Fig 11. Schematiskt samband mellan spänning och rörelse för gränssnitt mellan pålyta och omgivande/underliggande jord.

Schematic relationship for stress and displacement at the surface between pile shaft and the surrounding soil, (Fleming et al, 1985).

Som framgår av figuren kan man vänta att förhållandet vid låga spänningsnivåer till en början är approximativt linjärt för att vid ökning av spänningen bli alltmer krökt. I många fall uppnås ett toppvärde varefter ökad rörelse medför minskad styvhet tills ett residualvärde uppnås. Det kan nämnas att detta samband liknar det som gäller när vilofriktion överskrids och en likformig rörelse vidtager.

Olinjära kraft/rörelsesamband

Den angivna beräkningsmetoden kan användas även för att analysera denna typ av sammansatta kraft/rörelse-samband. Den olinjära rörelsen kan då approximeras med styckvisa linjära avsnitt. Vid beräkning jämförs sedan varje elements aktuella kraft med rörelsevärden i en tabell som innehåller en fullständig beskrivning av det linjäriserade rörelsesambandet.

I de fall det olinjära sambandet utgörs av en mer definierad kontinuerlig matematisk funktion, exempelvis en parabel eller exponentialfunktion, kan funktionsuttrycket användas direkt utan ersättning med linjära avsnitt.

Motsvarande teknik kan också användas för *pålmaterialet* när detta uppvisar uttalat olinjära egenskaper för aktuella belastningsintervall. Detta förfarande kan exempelvis tillämpas vid beräkning av kalkpelare.

Sammantaget finner vi att den angivna beräkningsmetoden är generell och med godtycklig noggrannhet kan användas för att representera alla påle/jord konfigurationer som förekommer i praktiken.

Begränsningar

Istället finns en begränsning beträffande den aktuella geotekniska kunskapsnivån vad gäller kraft/rörelsesamband av det slag som visas i fig 11 och som krävs för genomförande av analysen.

Problemen är av två slag ; dels är kunskapen om hur jord beter sig ännu långt ifrån fullständig, dels kan man knappast förutsätta att uttömmande kunskap om geoförutsättningarna vid varje enskild påle någonsin skall kunna föreligga.

Det faller inte inom ramen för denna rapport att utveckla geoteknisk teori för samband mellan spänningar och töjningar för jordmaterial eller att förbättra metoder för fältundersökningar. Vi får hålla tillgodo med det vi har.

Det visar sig dock att redan med tillgänglig kunskap praktiskt användbara resultat som innebär en stor förbättring av informationsvärdet av sonderings-

borrning vad gäller beräkning av pålars beteende kan erhållas med hjälp av den metod som beskrivits ovan.

Detta beror på att sådana beräkningsresultat i många fall är relativt okänsliga för variationer i indata. Det spelar exempelvis ofta mindre roll för storleken av de beräknade rörelserna om den antagna fördelningen av mantelkraften ej exakt överensstämmer med den verkliga eller om gränsvärdet för mantelrörelse då glidning inträffar inte avviker alltför mycket från verkligheten.

Faktorer som kan ha större betydelse, nämligen pålens längd, area och elasticitetsmodul, kan anses behäftade med relativt liten osäkerhet. Det kan noteras att dessa variabler inte alls ingår i många metoder som avser mer traditionell geostatisk beräkning av en påles bärförmåga.

Knäckning

I vissa fall begränsas en påles bärförmåga av knäcklasten. Detta påverkar givetvis last/rörelsesambandet. Då knäcklasten uppnås erhålls definitions- mässigt en obegränsat stor rörelse för en mycket liten ökning av belastningen. Detta innebär en horisontell linje i ett last/rörelsedigram där lasten avbildas på ordinatan.

Förslag till beräkning av knäcklastens storlek för olika påltyper och förutsättningar redovisas i Pålkommissionens rapport nr 84, 1990, Beräkning av dimensionerande bärförmåga för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord.

Knäckning är vanligen endast aktuell vid slanka pålar i lös lera eller vid pålar som delvis står fritt. Ett exempel är pålar vid kajkonstruktioner.

Utvärdering av mantelfriktion och spetstryck från sonderingsdata

I följande avsnitt ges ett förslag till utvärdering av beräkningsmodell-egenskaper med utgångspunkt från sonderingsresultat. Det kan dock framhållas att även andra värden än de som redovisas kan användas där så anses befogat. Ett mycket stort antal undersökningar har under årens lopp utförts för utvärdering av mantelfriktion, spetstryck och deformationsegenskaper hos jord med utgångspunkt från sonderingsdata.

Mantelfriktion

Som bakgrund återges värden K Terzaghi & R Peck redovisade 1948, se tabell 1. Resultaten sammanfattar undersökningar utförda under tiden 1907 – 1948. Värdena avser slagna pålar. Några närmare uppgifter om vilka rörelser som motsvarade de angivna värden har inte angivits, men det kan antas att det gäller glidning mellan mantelytan och den omgivande jorden.

Type of soil	skin friction (kPa)
silt and soft clay	10 – 20
very stiff clay	50 – 200
loose sand	10 – 30
dense sand	30 – 70
dense gravel	50 – 100

Tabell 1. Mantelfriktion enl. Terzaghi & Peck (1948).

Dessa värden ger en uppfattning om vilka storleksordningar som är aktuella. Nedan ges en sammanfattning av vissa resultat som redovisats beträffande

samband mellan Standard Penetration Test (SPT) och Cone Penetration Test (CPT) och maximal mantelvidhäftningsspänning.

Standard Penetration Test (SPT)

Meyerhof har 1956 för friktionsmaterial föreslagit följande värden (kPa) ;

$f_{\text{mantel}} = 2.0 \cdot N$ för slagna pålar

$f_{\text{mantel}} = 0.6 \cdot N$ för grävpålar

Thörburn & MacViar har 1971 för slagna pålar rekommenderat (kPa) ;

$f_{\text{mantel}} = 2.2 \cdot N$ för sand

$f_{\text{mantel}} = 1.8 \cdot N$ för silt

Meyerhof rekommenderade att man inte skulle använda sig av större värde för mantelfriktionen än 100 kPa.

I dessa uttryck anger N antalet slag för att driva ned SPT-utrustningen 30 cm med en 63.5 kg hammare vid en fallhöjd lika med 76 cm. En närmare beskrivning av SPT-sondering redovisas i handboken BYGG, del G sid 185 – 187.

I Sverige och övriga Skandinavien är SPT en relativt ovanlig undersökningsmetod. Istället används hejarsondering där slagantalet räknas per 20 cm nedträngning och fallhöjden för den 63.5 kg tunga fallhejaren är 50 cm. Hejarsondering beskrivs i ovannämnda handbok BYGG, sid 184 – 185.

Vid översättning från hejarborrmotstånd till SPT-motstånd brukar man anta att hejarsondmotståndet approximativt är lika SPT-motståndet. Hejarsonderingens mindre mätsträcka anses i så fall kompenserad av den mindre fallhöjden.

Viktsondering

Även viktsondering har utnyttjats för att beräkna mantelfriktionens värde. Ett sådant samband, tillsammans med en empirisk relation som avser hejarsondering/mantelfriktion, visas i fig 12. Denna figur ingår i den norska Peleveiledningen 1987.

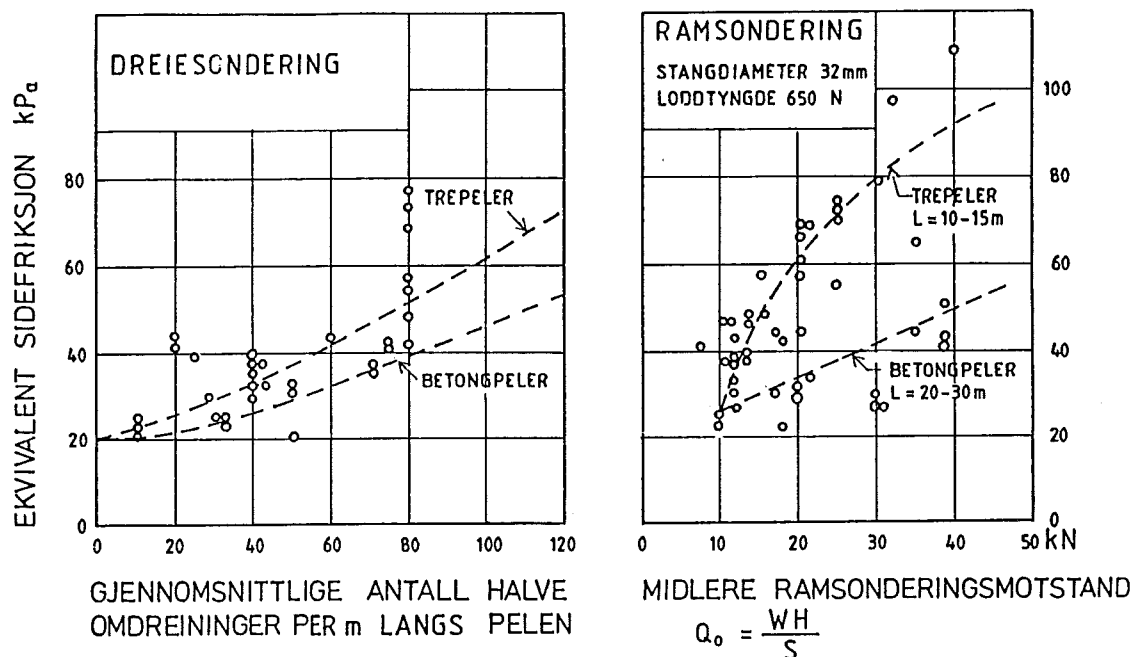


Fig 12. Mantelfriktion som funktion av viktsondering och hejarsondering i sand enligt Norsk Peleveiledning 1987.

Shaft friction evaluated from weight sounding and dynamic penetration testing, Norsk Peleveiledning 1987.

De visade sambanden beskrivs emellertid som relativt osäkra och det anges i Peleveiledningen att de redovisade uppgifterna bara bör användas för överslagsberäkningar. Uttrycket "ekvivalent sidofriktion" i figuren beror på att värdena utvärderats ur provbelastningar där spetsmotståndet inte kunnat särskiljas. Sidofriktionen har således beräknats som den totala pållasten dividerad med mantelytan.

Cone Penetration Test (CPT)

CPT-metoder liknar till viss del den hos oss använda trycksonderingen och har visat sig utgöra ett utmärkt underlag för beräkning av pålars bärförmåga, särskilt i homogen jord. I Sverige är metoden relativt ovanlig, men finns att tillgå vid behov. Utomlands, särskilt i Nederländerna, är CPT-metoden vanlig och kan där sägas utgöra standard som förundersökning vid pålningsprojektering.

Thorburn & MacViar har 1976 för slagna pålar i silt föreslagit

$$f_{\text{mantel}} = q_c/150$$

där q_c betecknar spetsmotståndet vid trycksondering.

För slagna pålar i sand och grus har Meyerhof 1956 rekommenderat

$$f_{\text{mantel}} = q_c/200$$

Vid andra undersökningar har ibland högre värden för mantelmotståndet än de som redovisas ovan erhållits. I vissa fall kan därför de angivna värdena beräknas innehålla en viss säkerhetsmarginal.

Det bör framhållas att vissa typer av CPT-utrustning direkt kan mäta friktionsmotståndet mellan en särskild friktionshylsa och omgivande jord. Ofta används i friktionsmaterial detta värde som som karaktäristiskt för mantelfriktionen.

Kohesionsmaterial

För pålar i kohesionsmaterial i form av lös lera har P E Bengtsson och G Sällfors 1979 föreslagit att mantelvidhäftningen beräknas som 90 % av skjuvhållfastheten erhållen från vingsondering.

I dessa författares undersökning gjordes observationen att god överensstämmelse mellan beräknat och uppmätt last-rörelsebeteende för en undersökt påle i lera kunde erhållas med en metodik som liknar den i denna rapport föreslagna beräkningsmetoden.

Spetsmotstånd

Standard Penetration Test (SPT)

I en översikt av dimensioneringsmetoder för pålar har R W Cooke 1978 för slagna pålar rekommenderat följande maximala spetstryck då SPT-resultat är tillgängliga ;

jordart	max spetstryck (kPa)
silt	250*N
sand	400*N
grus	600*N

Tabell 2. Max spetstryck från SPT-resultat vid slagna pålar (Cooke 1978).

Kornstorleken har visat sig ha betydelse för vilket spetstryck som kan uppnås. Sålunda har Meyerhof 1956 rapporterat att det maximala spetstrycket för slagna pålar i sand ökade från 250*N till 500*N (kPa) då kornstorleken ökade från 0.06 mm till 2.0 mm.

För *grävpålar*, där jorden under pålen ej komprimerats genom slagning, blir det maximala spetstrycket mindre. Meyerhof har exempelvis rekommenderat att endast ca 30 % av ovan angivna värden skall tillämpas för grävpålar.

Det kan påpekas att det vid grävpålar med spetsen placerad på jord som ej komprimerats kan vara svårt att urskilja någon distinkt brottspänning. Istället erhålles då en succesivt ökande rörelse allteftersom spetstrycket ökar.

Förslag till karaktäristiska värden för spetstryck som funktion av sonderingsmotstånd för grävpålar redovisas i Pålkommissionens rapport 58, 1979, Grävpåleanvisningarna.

Cone Penetration Test (CPT)

Där CPT-resultat föreligger brukar man anta att spetsmotståndet för en påle maximalt kan uppgå till samma värde som konspetsmotståndet q_c . Högst 10 a' 15 MPa brukar dock förutsättas. Enligt en del undersökningar utgör värdet ca 11 MPa ett gränsvärde för vad flertalet typer av jord kan bära, såsom angivits av exempelvis Tomlinson 1977.

Korrektion med hänsyn till överkonsolideringsvärdet (OCR) rekommenderas, se exempelvis rapport av de Rutier 1981.

Utvärdering av mantelrörelse och spetsrörelse från sonderingsdata

Mantelrörelse

En stor mängd undersökningar har utförts som syftat till att utvärdera samband mellan mantelfriktion och mantelrörelse. Det har visat sig att skal-effekter, dvs pålens längd och diameter, liksom tidsberoende, kan ha signifikant inverkan.

Emellertid låter sig många utredningsresultat sammanfattas i att den relativa rörelsen mellan pålmantelyta och omgivande jord då glidning, dvs fullt utvecklad mantelfriktion, uppnås uppgår till storleksordningen endast 2 – 5 mm för pålar med ca 300 mm diameter. B Broms har 1978 redovisat att dessa relativt små värden för gränsrörelser gäller oberoende av pålmaterial.

Teoretisk behandling av sambandet mellan mantelfriktion och motsvarande rörelse har bl a utförts av Poulus & Davies 1968 samt R W Cooke 1974. Som en approximation, närmast för att illustrera inverkan av olika ingående faktorer, kan redovisas uttrycket

$$u_{\text{mantel}} = 3 \cdot f_m \cdot D / E_{\text{jord}} \quad \dots (5)$$

där

u_{mantel} = relativ rörelse mantel/omgivande stillastående jord

f_m = tangentialspänning mantelyta/jord

D = pålens diameter

E_{jord} = jordens elasticitetsmodul

I verkligheten är sambandet givetvis mer komplicerat än vad som detta approximativa uttryck anger. Exempelvis är antagandet om en konstant E-modul för jord berättigat endast för mycket små deformationer. Emellertid kan det angivna sambandet åtminstone användas för överslagsmässiga be-

dömningar, exempelvis hur pålens dimensioner kan beräknas påverka uppkommande rörelser.

Spetsrörelse

Medan maximal spänning mellan jord och mantel uppnås redan för en liten rörelse kräver mobiliseringen av stora spetsstryck mycket större rörelser. Storleksordningen 5% till 10% av pålens spetsdiameter brukar förutsättas vid brottvärdet för spetsstrycket, i den mån ett sådant kan urskiljas. Detta kan innebära så stora rörelser som 10 till 100 mm eller mer.

För överslagsberäkningar brukar man använda uttrycket

$$u_{spets} = q_s \cdot D / E_{jord} \quad \dots (6)$$

där

u_{spets} = spetsens nedträngning i förhållande till omgivande stillastående jord

q_s = medelspänning pålspets/underlag

D = påldiameter

E_{jord} = elasticitetsmodul för jorden under spetsen

För SPT-data har H Denver 1982 föreslagit uttrycket

$$E_{jord} = 7 \cdot \text{SQR}(N) \quad (\text{MPa})$$

Där CPT-resultat föreligger har Schmertman 1978 rekommenderat

$$E_{jord} = 3 \cdot q_c$$

Ovannämnda angivna värden för E_{jord} kan förutsättas gälla för en grävpåle. För en slagen påle är värdena högre beroende på den komprimering som uppnås genom slagningen, se tabell 3.

Falskt stopp

Det bör nämnas att man ibland erfarit mycket höga 'skenbara' spetsmotstånd under påslagning. Detta har förmodats bero på uppkomst av stora

porvattentryckförändringar i jorden kring och under spetsen. Fenomenet brukar benämnas 'falskt stopp'.

Det har visat sig vara relativt svårt att på förhand avgöra när denna typ av problem tenderar uppkomma. Man har också för vissa typer av finkornig jord konstaterat oväntat höga drivningsmotstånd även där pålspetsen befunnit sig *över* grundvattenytan, vilket antyder att höga spetsmotstånd vid drivning även kan ha andra orsaker än förändrade porvattentryck.

De värden som redovisas nedan förutsätter normala spetsförhållanden för slagningen. I tabellen återgivna värden återfinnes i Handboken BYGG, del G, sid 338 ;

spetsunderlag	Ejord under spets (GPa)
sand,grus	1 – 2
morän	2 – 10
berg	20 – 40

Tabell 3. Föreslagna värden på kompressionsmodulen för spetsunderlag under slagna pålar (enligt BYGG, 1984).

Värdena enligt tabell 3 ovan är emellertid relativt osäkra. Det bör därför förutsättas att maximal spetskraft kräver minst rörelsen 5 % av spetsdiametern, om inte annat påvisas riktigare.

Pålspetsar på berg

I många fall förses slagna pålar med en bergsko som längst ned består av en sk bergdubb med ca 60 – 150 mm diameter. När denna drivits ned till kontakt med en ej vittrad, uppsprucken eller starkt lutande bergyta (mer än 45 grader) kan medelbrottspänningen under dubben med viss marginal beräknas uppgå till minst 2*tryckhållfastheten hos bergmaterialet såsom visats av S E Rehnman 1966 och 1970.

Normala variationsintervall för några vanligen förekommande bergarter anvisas i tabell 4 på nästa sida . I denna tabell anges även värden för elasticitetsmoduler. Tryckhållfastheten och E-modulerna avser 100 mm långa kärnor med ca 50 mm diameter. Värdena kan emellertid variera mer än vad som framgår av tabellen. Där pålar till berg förutsätts bör därför jord/bergsondering alltid utföras samt kärnor tas upp och tryckprovas.

Det bör beaktas att de värden som erhålls vid tryckprovning kan vara betydligt högre än de som gäller under en pålspets/bergdubb efter det att denna utsatts för långvarig slagning i samband med innejsling och stoppslagning. Ofta bortser man dock från motsvarande presumtiva nedsättning av tryckhållfastheten och minskningen av E-modulen.

bergart	tryckhållfasthet (MPa)	E-modul (GPa)
Granit	200 – 350	10 – 30
Gnejs	140 – 300	5 – 25
Kvartsit	200 – 300	10 – 25
Kalksten	60 – 150	1 – 5
Sandsten	15 – 120	0.3 – 4

Tabell 4. Exempel på tryckhållfasthet och E-moduler för bergarter.

Det bör framhållas att en beräkning av en påles bärförmåga grundad på hållfastheten hos ett underliggande bergmaterial kräver att det inte föreligger något tvivel om att pålspetsen verkligen når berg.

Detta verifieras säkrast genom tillräckligt omfattande jord/bergsondering i kombination med stötvågsmätning. För sådana pålar blir vanligen kriterier som gäller pålmaterialets dimensionerande hållfasthet, särskilt vid hårda bergarter, avgörande för den dimensionerande bärförmågan.

Beräkningsmodell

De jordegenskaper som enligt ovan angivna riktlinjer kan utvärderas med hjälp av sonderingsdata kan kombineras med motsvarande rörelser till en bilinjär modell för jordens beteende kring och under en påle. Denna modell kan sedan användas i den föreslagna beräkningsmetoden.

På så sätt kan alltså ett last-rörelsesamband för en påle erhållas med utgångspunkt från sonderingsdata även om inte provbelastningsresultat föreligger. Det bör framhållas att det inte är avsikten att ersätta statiska och dynamiska provbelastningar, exempelvis CASE-mätningar och CAPWAP.

Som nämnts krävs dock ofta beräkning av last-rörelsesamband även då provbelastningsresultat inte finns. Den föreslagna metodiken utgör därför ett komplement till existerande metoder.

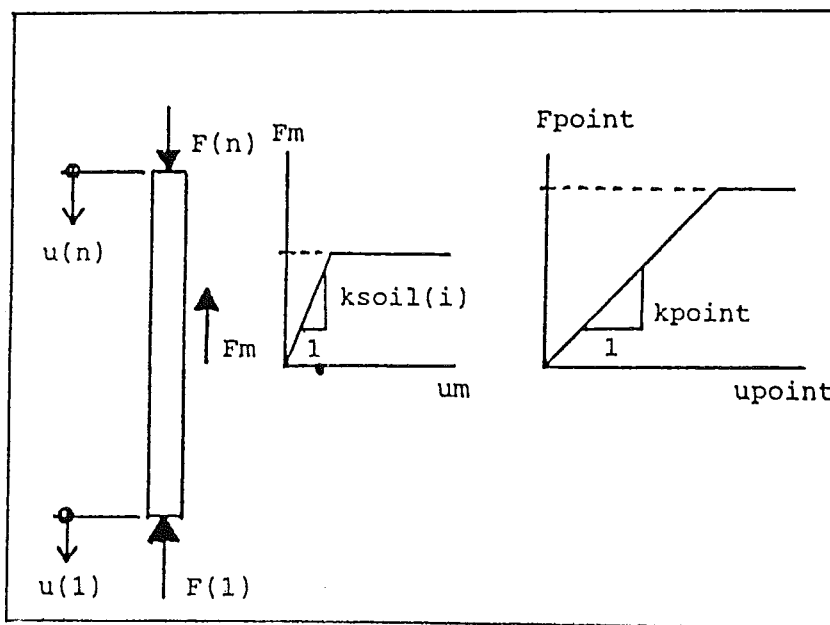


Fig 13. Föreslagen modell för samverkan jord/påle.

Suggested model for soil-pile interaction.

Den i figur 13 föreslagna modellen är densamma som brukar användas vid CAPWAP-analysens beräkning av en påles beteende vid statisk last. Som

nämnts har denna modell befunnits kunna ge användbara resultat, varför modellen i fig 13 kan sägas utgöra en beprövad representation av jordegenskaperna och att den visat sig kunna producera beräkningsresultat som stämmer bra med uppmätta värden.

Under förutsättning att tillämpade samband mellan sonderingsdata och jordens egenskaper, vad gäller maximala spänningar för mantelvidhäftning och spetstryck samt motsvarande rörelser, ger lämpliga värden kan man således vänta sig att man med den föreslagna jordmodellen som grund med godtagbar noggrannhet kan beräkna en enskild påles last/rörelsebeteende med utgångspunkt från sonderingsdata.

Litteraturreferenser

Bengtsson P E, Sällfors G, 1983, Floating piles in soft, highly plastic clays, Canadian Geotech. Journal, Vol. 20, sid 159 – 168.

Bjerrum L, 1963, Discussion to European Conf on Soil Mech and Found Eng, Wiesbaden, Vol II, sid 135.

Bredenberg H, Hintze S, 1988, Beräkning av pålars last-rörelsesamband med utgångspunkt från sonderingsdata, Bygg och Teknik nr 8, Stockholm sid 45 – 49.

Bredenberg H, Hintze S, 1989, Evaluation of the Load – Deformation Relationship from Penetration Testing, Conference on Tunnels and Foundations, London, sid 161 – 169.

Broms B.B, 1978, Precast Piling Practice, Balken Piling System, Stockholm, sid 54 – 55.

Bronorm 88, Dokument 1988:201, Vägverket, Borlänge.

BYGG del G, kap G 13, 1984, Liber förlag, Stockholm, sid 322 – 345 .

Cooke R W, 1974, The settlement of friction pile foundations, Conference on Tall Buildings, Kuala Lumpur, sid 58 – 61.

Cooke R W, 1978, The Design of Piled Foundations, Developments in Soil Mechanics, Applied Science Publishers Ltd, London, sid 275 – 315.

Davisson M T, 1972, High Capacity Piles, Proc Lecture Ser., Innovations in Foundation Construction ASCE, Illinois Section, sid 52.

Denver H, 1982, Modulus of Elasticity for sand determined by SPT and CPT, Proc. of 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, Amsterdam, sid 35 – 41.

de Rutier J, Current Penetrometer Practice, Proc Cone Penetration Testing and Experience, ASCE New York 1981, sid 1 – 48.

Fischer H C och Hellman L, Påslagningen och stötvågsteorin, Väg- och vattenbyggaren, vol 9, nr 1, 1963, sid 9– 14.

Fleming W G K, 1985, Piling Engineering, John Wiley and Sons, New York, sid 142.

Grande L O, 1976, Interaction between piles and soil, Thesis, Division of Soil Mechanics and foundation Engineering, NTH, Trondheim, sid 1 – 109.

Hermansson I, Grävare C-J, 1978, Static bearing capacity of piles from dynamic measurements, Väg- och vattenbyggaren No. 8–9, sid 22–24.

Jendeby L, 1986, Friction piled foundations in soft clay, A study of load transfer and settlements, Thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg.

Meyerhof G G, 1956, Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Proc. Vol 82, SM1, sid 1 – 19.

Meyerhof G G, 1976, Bearing Capacity and settlement of piled foundations, Proc. ASCE, JGED, Vol. 102, No GT3, sid 195 – 228.

Nybyggnadsreglerna, Kap 6:3, 1988, BFS 1988:18, Allmänna Förlaget, Stockholm.

Peleveiledningen, 1987, Norges Byggstandardiseringsråd, Oslo, sid 7.04 – 7.10.

Poulus H G, Davies E H, 1968, The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers, Geotechnique, Vol 18, No 3, sid 315 – 371.

Pålkommisionen Rapport nr 58, 1979, Grävpåleanvisningar, Dimensionering, utförande och kontroll av grävda, i jorden gjutna pålar, sid 1 – 66.

Pålkommisionen Rapport nr 59, 1980, Anvisningar för provpålning med efterföljande provbelastning, sid 1 – 57.

Pålkommisionens Rapport nr 84, 1990, Pålars bärförmåga med hänsyn till pålmaterialet, sid 1 – 25.

Rehnman S-E, 1966, Bärighet hos släntberg vid statisk belastning av bergspets, Resultat av modellförsök.

Rehnman S-E, 1970, Bergdubbens hållfasthet, Resultat från statiska belastningsförsök.

Schmertman J H, 1978, Guidelines for Cone Penetration Test Performance and Design, U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Offices of Research and Development, Report no FHWA TS-78-209.

Smith E A, 1960, Pile Driving Analysis by the Wave Equation, Journ. of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 86, SM 4, sid 35 – 61.

SBN, 1980, Svensk Byggnorm 1980, Liber Förlag/Allmänna förlaget, Stockholm.

Terzaghi K and Peck R B, 1948, Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd ed., John Wiley and Sons, New York, sid 490.

Thorburn S and MacVicar R S, 1971, Pile Load Tests to failure in the Clyde alluvium, Proc. of Behaviour of Piles Conference, Inst. of Civil Eng., London, sid 1-7.

Tomlinson M J, 1987, Foundation Design and Construction, 5th edition, Pitman Publishing Inc., London, sid 1 -774.

Van Weele A, 1989, Prediction versus performance, 10th Int. Conference of Soil mech. and Foundation Eng., Rio de Janeiro, Brasil.

Vijayvergiya, V N and Focht J A, 1972, A new way to predict the capacity of piles in clay, Proc. 4th Annual Offshore Tech. Conf., Houston, Vol. 2, sid 865-874.



Utgivna handlingar

Meddelanden

1	Slagningsprov av pålskor med bergdubbar Bror Fellenius 1963	10:—	16	Stålpålars bärförmåga. Resultat av fältförsök med lätta slagdon Gunnar Fjellkner 1970	30:—
2	Provpålning för broar inom blivande Olsskroks- och Gullbergsmoten i samband med byggande av Europaväg 6 genom Göteborg Bror Fellenius — Waldemar Pejrud 1964	Slut	17	Bergdubbens hållfasthet. Resultat från statiska belastningsförsök Sven-Erik Rehnman 1970	20:—
3	Jämförelse mellan moment, krökningsradie och sprickvidd i betongpålar slagna genom lös lera till släntberg vid Tingstadsdelen, Göteborg Bror Fellenius 1964	10:—	18	Negative skin friction on long piles in clay. I. Results of a full scale investigation II. General views and design recommendations Bengt H Fellenius 1971	30:—
4	Pålprovning för järnvägsbro vid Vännäs Bror Fellenius 1964	Slut	19	Damping of stress waves in piles during driving. Results from field tests Gunnar W Fjellkner — Bengt B Broms 1972	30:—
5	Beräkningsmetoder för sidobelastade pålar Bengt Broms 1965	Slut	<i>Särtryck och preliminära rapporter</i>		
6	Brottlast för snett belastade pålar Bengt Broms 1965	10:—	1	Allowable bearing capacity of initially bent piles Bengt Broms Referat från pålkommitténs informationsdag 25 okt 1965	
7	Beräkning av vertikala pålars bärförmåga Bengt Broms 1965	10:—		Provbeltning av påle slagen i lera och friktionsmaterial Gunnar Hellström	
8	Provpålning mot släntberg vid Skansen Lejonet, Göteborg Waldemar Pejrud 1965	25:—		Knäcklasten för momentstyvt skarvade pålar i lera Krister Cederwall 1965	10:—
9	Inverkan av armeringsmängd, förspänning och fallhöjd på sprickrisken hos betongpålar vid slagning Sven Sahlin 1965	15:—	2	Provbeltning av stödpålar av betong inom östra Nordstaden, Göteborg. Delrapport Gunnar Hellström 1965	5:—
10	Bärförmågan hos armerade betongpålar slagna till fast bergbotten Hjalmar Granholm 1967	20:—	3	Bärighet hos släntberg vid statisk belastning av bergspets. Resultat av modellförsök Sven-Erik Rehnman 1966	5:—
11	Bärförmågan hos pålar slagna till släntberg Bengt Broms 1965	15:—	4	Om pålslagning och pålbärighet (Informations- dagen 14/11 1966) 1967	Slut
12	Dynamisk draghållfasthet hos modellpålar av oarmerad betong. Resultat av orienterade försök Sven Sahlin — Lars Hellman 1966	15:—	5	Resultat av pålprovning vid Göteborg C Bror Fellenius 1955 (omtryckt 1967)	20:—
13	Pålgruppers bärförmåga Bengt Broms 1967	10:—	6	Om stoppslagning av stödpålar Lars Hellman 1967	5:—
14	Påkänningar, sprickbildning och utmattning vid slagning av armerade modellpålar av betong Bo Göran Hellers — Sven Sahlin 1971	30:—	7	Undersökning med syfte att uppställa stopp- slagningsregler för stålpålar slagna med tryck- lufthammare. Delrapport 1. Gunnar Fjellkner 1967 Ersatt av Medd 16	
15	Bärförmåga hos släntberg vid statisk belastning av bergspets. Resultat av modellförsök Sven-Erik Rehnman 1968	15:—	8	Industriell tillverkning av betongpålar Kajsa Sundberg — Arne Forsell 1968	10:—

9	Digitalisering av stötvågsmätningar. Delrapport I Lennart Vilander 1968	5: —	23	Pålars bärförmåga i elastiskt medium under hänsynstagande till egenspanningar i pål- materialet Stig Bernander 1969	20: —
10	Stoppslagning av stålplålar med lätta slagdon (tryckluftshammare). Delrapport II Gunnar Fjellner 1968 Ersatt av Medd 16		24	IVA Pålkommission 1959—1969. Uppsatser utgivna i samband med Pålkommissionens tioårsjubileum 1969	20: —
11	Förslag till anvisningar för pålprovning och enkel provbelastning. (Andra omarbetade upplagan) 1970	20: —	25	Statistik över antal slagna pålmeter år 1962, 1966 och 1968 1969 Ersatt av SPR 30	
12	Tillåtna laster på långa stödpålar av betong i östra Nordstaden, Göteborg. Slutrapport Gunnar Hellström 1969	15: —	26	Företag vid Pålkommissionens jubileums- möte den 20 november 1969 Den norske pelekomités arbeide Klaare Flaate	
13	Kvarstående förspänningskraft i slagna betongpålar. Undersökning av pålar från grunden till Silo 68, Köping Bo-Göran Hellers 1968	5: —		Aktuella forskningsbehov inom pålnings- området Bengt Broms 1970	20: —
14	Föredrag vid Halmstad Järnverks armerings- dag 17/11 1967 Bengt Broms — Gunnar Sundberg — Per Möller — Thorild Blomdahl 1968	5: —	27	Rapport från en resa till Mexiko, USA, Kanada och England 23.8—13.9 1969 Bengt H Fellenius 1970	20: —
15	Statistik över antal slagna pålmeter 1962 och 1966 1968 Ersatt av SPR 30		28	Mätning av fallhejarens anslagshastighet vid pålslagning Karl-Erik Sundström 1970	15: —
16	Friktionspålars bärförmåga. En studie av utförda provbelastningar Sven Hultsjö — Jan Svensson 1969	25: —	29	Studier av en friktionspålens verkningsätt Åke Nilsson — Torbjörn Winqvist 1971	25: —
17	Ett program för beräkning av stötvågsför- loppet vid friktionspålning. Delrapport II Lennart Vålander 1969	15: —	30	Statistik över antal slagna pålmeter 1962, 1966, 1968 och 1970 1971 Ersatt av SPR 38	
18	Pålkraftmätare Bengt H Fellenius — Thomas Haagen Negative skin friction for long piles driven in clay Bengt H Fellenius — Bengt Broms 1969	15: —	31	Friktionspålning för brostöd nr 2 vid Albysjön, tunnelbana 2 SV, Botkyrkabanan Sven-Erik Rehnman 1971	25: —
19	Datorberäkning av stötvågsförlopp i pålar medelst variation av modellparametrar. Delrapport III Lennart Vilander 1969	15: —	32	Aktuellt forskningsbehov för pålområdet i Sverige i juni 1971 Ulf Bergdahl 1971	15: —
20	Nya pålnormer. Föredrag vid informations- möte 25/4 1969 Göte Åström—Per Sahlström—Erik Sandegren 1969	Slut	33	Sättningar vid pålning olika djupgrundläggningsmetoder Intryck från pålkonferens 1972	20: —
21	Negative skin friction on piles in clay. A literature survey Bengt H Fellenius 1969	20: —	34	On the bearing capacity of driven piles 1972	20: —
22	Deformationsegenskaper hos slagna betong- pålar Bengt H Fellenius — Torsten Eriksson Friktionspålars bärförmåga. Resultat från fältförsök i Kanada Bengt H Fellenius 1969	20: —	35	Load testing of piles according to the polish regulations B K Mazurkiewicz 1972	15: —
			36	Undersökning av konventionell slagdyna. Beräkningsanalyser och beräkningsresultat för olika fall Martti Laine 1972	15: —
			37	Approximativ bestämning av böjstyvheten i ett förspänt, delvis uppsprucket betong- tvärsnitt Bo-Göran Hellers 1973	15: —

38	Statistik över antal slagna pålmeter år 1962, 1966, 1968, 1970 och 1972 1973	10:—	51	Soil movements caused by pile driving in clay K Rainer Massarsch 1976	50:—
39	Inventering och sammanställning av utförda bøjprovningar med oskarvade och skarvade betongpålar Björn Kvist — Pär Sandin 1973	20:—	52	Angelägenheten hos forskningsprojekt inom pålområdet i Sverige 1975 — enkätresultat Ulf Bergdahl — Gunnar Ivmark 1977	15:—
40	Undersökning av avklingande stötvågs utseende efter pasage genom dyna med tallriksfjädrar Bo Larsson 1973	20:—	53	Svensk statistik över antal tillverkade och slagna pålmeter åren 1962—1976 1978	20:—
41	Om korrosion på stål, speciellt i betongpålar Bengt H Fellenius 1974	15:—	54	Pålgrupper med sidomotstånd och in-spänning Håkan Bredenberg — Bengt Broms 1978	40:—
<i>Övrigt</i>			55	Rälspålars böjstyvhet — resultat av bøjprovningar Elvin Ottosson 1979	40:—
	Slagning och provbelastning av långa pålar. Försök i Gubbero, Göteborg. (Statens Råd för Byggnadsforskning, rapport 99)	35:—	56	Provbelastning av friktionspålar — En studie av olika provningsmetoder U Bergdahl — G Hult 1979	40:—
	Pålningsprotokoll. Blanketter upprättade enligt Särtryck och preliminära rapporter nr 11. Block om 50 blad Pris per block	10:—	57	Swedish Building Code 1975 Chapter 23.6 Pile Foundations. Swedish Building Code 1975 Approval Rules No. 1975:8 Piles Translated by B Broms 1979	40:—
42	Pålar i lera. En geoteknisk återblick med speciell anknytning till Göteborgs-förhållandena Bror Fellenius 1974	15:—	58	Grävpålanvisningar Dimensioner, g utförande och kontroll av grävda, i jorden gjutna pålar 1979	40:—
43	Jordundanträngning vid pålslagning — resultat av modellförsök Rainer Massarsch 1974	20:—	59	Anvisningar för provpålning med efterföljande provbelastning 1980	50:—
44	Pålning för Silo 68 i Köping. En redovisning av mätresultat Ulf Bergdahl — Åke Nilsson 1974	20:—	60	Negativ mantelfriktion längs pålar Bengt Broms 1979 1980	40:—
<i>Rapporter</i>			61	Recent pile research. Activitis of The Swedish Commission on Pile Research. Bengt Broms 1980	40:—
45	Aktuellt forskningsbehov för pålområdet i Sverige 1974 Ulf Bergdahl 1974	20:—	62	Svensk statistik över antal tillverkade och slagna pålmeter åren 1962—1978 1980	25:—
46	"Root-piles" Small-diameter injected borepiles Anton Frank 1975	15:—	63	Slagna av betongpålar med tryck-lufthejare. Resultat av fältförsök i Västerås 1973 Gunnar Fjellkner — Åke Eriksson — Håkan Bredenberg 1981	40:—
47	Jordgjutna pålar — en redovisning av vanliga metoder K Rainer Massarsch 1975	30:—	64	Kohesionspålars bärförmåga En studie av utförda provbelastningar på kohesionspålar av betong Ulf Bergdahl — Åke Eriksson — Ture Nilsson 1981	50:—
48	Svensk statistik över antal tillverkade och slagna pålmeter åren 1962—1974 1975	20:—			
49	Deformationsmätningar vid slagning av pålar nära en stenmur — resultat av stereofotogrammetriska mätningar K Rainer Massarsch — Gunnar Ivmark 1975	25:—			
50	Pålgrundläggning i Sovjetunionen 1976	25:—			

65	Swedish Building Code 1980 Chapter 23.3 Pile Foundations Swedish Building Code 1975 Approval Rules No. 1975:8 Piles Translated by Bengt Broms, 1981 (in English)	50: —	77	Grävpålar i friktionsjord Anvisningar för dynamisk förbelastning Bo Berggren - Per-Evert Bengtsson 1985	115:-
66	Svensk statistik över antal tillverkade och slagna pålmetar åren 1962—1980 1982	30: —	78	Statistik över antal tillverkade och slagna pålmetar i Sverige åren 1962-1984 1985	50:-
67	Negativ mantelfriktion längs pålar Resultat av enkät år 1979 Lars Bjerin — Jan Fallsvik 1982	40: —	79	Expanderkroppar Anvisningar för dimensionering, utförande och kontroll 1988	95:-
68	Parameterstudie av olika faktorer inverkan på pålars bärförmåga som funktion av sjunkningen Carl-John Grävare — Ingemar Hermansson 1982	50: —	80	Statistik över antal tillverkade och slagna pålmetar i Sverige åren 1962-1986 1988	50:-
69	Stålpålar — Användningsområden och praxis för utförande Håkan Bredenberg — Ulf Eriksson — Anders Eriksson — Göran Camitz 1983	95: —	81	Systempålar Stödpålar av höghållfasta, korrosionsskyddade stålrör, slagna med lätta höghastighetshejare. Anvisningar för beräkning av dimensionerande bärförmåga. Anders Fredriksson - Sven Hultsjö - Håkan Stille 1989	150:-
70	Buller vid pål- och spontslagning. En studie av mätmetoder, bullernivåer och bekämpningsåtgärder Ove Bennerhult — Ulf Bergdahl 1983	95: —	82	β -metoden vid pålberäkning, en förstudie. Claes Alén - Mats Jansson - Hans Lindgren - Lars Olsson - Jan Romell 1990	150:-
71	Svensk statistik över antal till- verkade och slagna pålmetar åren 1962—1982 1983	40: —	83	Beräkning av pålars last-rörelsesamband med utgångspunkt från sonderingsdata. Håkan Bredenberg - Staffan Hintze 1990	150:-
72	Förspänd tallriksfjäderdyna. Resultat av stötvågsteoretiska studier, dator- simulering, modell- och fullskaleprov- ning Bo BergLars 1983	95: —			
73	Svensk pålningsteknik under 1980-talet Håkan Bredenberg — Crister Bådholm — Lars Hellman — Göran Holm 1984	50: —			
74	Skarv för kombinationspålar trä- betong. Resultat av drag- och böj- provningar Elvin Ottosson 1984	50: —			
75	Förtillverkade betongpålar. Förslag till standard med dimensionerings- underlag 1984	50: —			
76	Initialspänningens variation vid pålslagning Elisabeth Stensgård — Elisabet Olsson 1984	50: —			