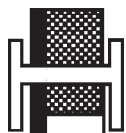


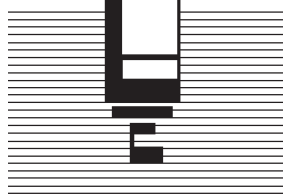
PÅLKOMMISSIONEN

Commission on Pile Research



Kohesionspålar

PER ERIKSSON
LEIF JENDEBY
TORD OLSSON
TOMAS SVENSSON



Linköping 2004

rapport 100

PÅLKOMMISSIONEN

Commission on Pile Research

rapport 100

Kohesionspålar

PER ERIKSSON
LEIF JENDEBY
TORD OLSSON
TOMAS SVENSSON

Linköping 2004

Rapport	Pålkommisionen 581 93 Linköping
Beställning	Statens geotekniska institut Biblioteket Tel: 013-20 18 04 Fax: 013-20 19 14 e-post: info@swedgeo.se internet: www.byggforum.com/pk
ISSN	0347-1047
ISRN	IVA/PAL/R--04/100--SE
Upplaga	600
Tryck	Roland Offset AB, Linköping, juni 2004

Förord

Kohesionspålar har använts sedan lång tid tillbaka, och en lång tradition finns därför beträffande dimensionering av dessa. Projektering av en kohesionspålad grundläggning omfattar dock ett flertal olika problemställningar. Utöver pålens bärförmåga måste exempelvis sättningar beräknas och vidare måste samverkan med den överliggande konstruktionen analyseras. Någon samlad beskrivning av hur detta bör gå till finns idag inte att tillgå.

Syftet med denna rapport är därför att ge en samlad information av hur en kohesionspålad grundläggning kan/bör dimensioneras, och att samtidigt försöka ”uppdatera” förfarandet genom att inkludera nyare kunskap. En övergripande ambition har också varit att försöka skapa ett verktyg med hjälp av vilket man, genom att skaffa sig mer information i det specifika projektet, kan vinna fördelar genom att kunna tillåta ett ökat utnyttjande av pålarna. Förfarandet ger dock inga fördelar i sig, men skapar ett incitament att i det specifika objektet öka informationen.

Jämfört med dagens praxis har ett antal förändringar införts, vilka kan finnas anledning att nämna redan här. Dessa är;

- Dimensionering av bärförmåga skall baseras på jordens oreducerade skjuvhållfasthet (dvs utan reduktion med hänsyn till konflytgräns).
- Dimensionering skall som huvudalternativ baseras på jordens långtidshållfasthet (eftersom lasten i de flesta fall är att betrakta som ”ständig”).
- Partialsäkerhetsfaktorn för modellosäkerhet, γ_{Rd} , har tagits bort. Istället läggs partialkoefficienter på vidhäftningsfaktorn, α , och pålens omkrets (partialkoefficienten för osäkerhet hos jordens skjuvhållfasthet kvarstår som tidigare). Några specifika värden på partialkoefficienterna ges emellertid inte, utan istället ges anvisningar för hur dessa kan beräknas genom en sannolikhetsbaserad modell. Syftet är att åstadkomma ett mer nyanserat förfaringsätt, där ökad information premieras.

Rapporten har tagits fram av en arbetsgrupp bestående av följande personer:

Per Eriksson, NCC Teknik
Leif Jendeby, Vägverket
Tord Olsson, WSP
Tomas Svensson, FB Engineering

Utöver dessa har Claes Alén, SGI, bidragit genom att skriva stora delar av de statistiska avsnitten. Kajsa Rigardt, NCC Teknik, har stått för figurerna, och Jan Lindgren, SGI, för den slutliga layouten. Till samtliga dessa vill arbetsgruppen rikta ett varmt Tack.

Göteborg i februari 2004

Leif Jendeby

Innehållsförteckning

Förord

Beteckningar och enheter 7

Summary 9

1 Inledning 11

1.1 Olika typer av grundläggningar – syfte med pålarna 12

1.2 Konstruktionstyper – inverkan av konstruktionens styvhet 13

2 Lasteffekt 14

2.1 Permanent last 14

2.1.1 Last från överliggande konstruktion

2.1.2 Last av uppfyllnad med jord

2.1.3 Negativ last av urschaktning

2.1.4 Horisontellt jordtryck

2.1.5 Last av vatten

2.1.6 Påhängslast

2.2 Variabel last 17

2.3 Lastkombinationer 17

3 Bärförmåga 18

3.1 Val av skjuvhållfasthet, c_{uk} 20

3.1.1 Beräkning av grundvärde för c_{uk}

3.1.2 Justering av c_{uk} m a p tidsberoende

3.1.3 Progressivt brott längs påle

3.2 Val av vidhäftningsfaktor, α 21

3.3 Val av omkrets, θ 22

3.4 Spetsbärförmåga 23

3.5 Grupp-effekt 23

3.6 Bestämning av dimensionerande egenskaper – hänsyn till osäkerheter 24

3.6.1 Karakteristiskt värde

3.6.2 Osäkerhet för styrande variabler – Val av variationskoefficienter

3.6.3 Partialkoefficienter – Dimensionerande värde

3.6.4 Exempel

3.7 Avvikelser från konventionellt betraktelsesätt 30

4 Långtidssättningar 31

4.1 Lastöverföring mellan påle och jord 38

4.1.1 Lastöverföring för enskild påle

4.1.2 Inverkan av påltäthet

4.1.3 Normalkonsoliderad jord

4.1.4 Överkonsoliderad jord

4.1.5 Normalkonsoliderad jord på överkonsoliderad jord

4.1.6 Överkonsoliderad jord på normalkonsoliderad jord

4.2 Beräkning av tillskottsspänningar 35

4.2.1 Elasticitetsteoretiska metoder

4.2.2 2:1-metoden (närmemetod)

4.3 Jordens sättningsegenskaper / karakteristiska parametrar 40

4.4	Sättningsberäkning	41
4.4.1	Partialkoefficienter	
4.4.2	Totalsättning	
4.4.3	Tidsförlopp	
4.4.4	Acceptabla sättningar	
4.5	Kortidsförskjutning av kohesionspålar	43
5	Dimensionering av överliggande konstruktion	44
5.1	Dimensionering av överliggande konstruktion i brottgränstillstånd	44
5.2	Dimensionering av överliggande konstruktion i bruksgränstillstånd	45
5.3	Beräkningsantagande – beräkningsmetoder	45
5.3.1	Metod 1: Vek överbyggnadskonstruktion	
5.3.2	Metod 2: Styva överbyggnadskonstruktioner	
5.3.3	Metod 3: Konstruktioner med ändlig styvhet	
5.3.4	Avancerade beräkningsmodeller	
5.4	Beräkningsexempel, Metod 1, 2 och 3	48
6	Referenser	62

Beteckningar och enheter

Beteckning	Innebörd	Enhet
A_s	Påles spetsarea	(m ²)
c_u	Odränerad skjuvhållfasthet	(N/m ²)
c_u^*	Odränerad skjuvhållfasthet korrigerad m.a.p. konflytgräns	(N/m ²)
c_v	Konsolideringskoefficient	(m/s ²)
D_p	Påldiameter	(m)
G	Skjuvmodul	(N/m ²)
E	Elasticitetsmodul	(N/m ²)
F	Totalsäkerhetsfaktor	(-)
k	Permeabilitet	(m/s)
L_p	Pållängd	(m)
M_L	Ödometermodul för spänningar över förkonsolideringstrycket	(N/m ²)
M_0	Ödometermodul för spänningar under förkonsolideringstrycket	(N/m ²)
n	Antal	(-)
N_{cp}	Bärighetsfaktor för pålspets	(-)
P	Pållast	(N)
q	Last från konstruktion	(N/m ²)
Q_{netto}	Total tyngd av konstruktion	(N)
R	Bärförmåga	(N)
R_d	Dimensionerande bärförmåga	(N)
s	Sättning	(m)
S	Lasteffekt	(N)
S_1, S_2	Sidlängd hos pålgrupp	(m)
t	Tid	(s)
u	Portyck	(N/m ²)
V	Volym	(m ³)
V	Variationskoefficient	(-)

Beteckning	Innebörd	Enhet
α	Vidhäftningsfaktor (förhållande mellan mobiliserbar skjuvspänning påle/jord och jordens naturliga skjuvhållfasthet)	(-)
α	Sensitivitetsfaktor	(-)
β	Vidhäftningsfaktor då systemet påle/jord antas uppträda dränerat	(-)
β	Säkerhetsindex	(-)
γ	Tunghet	(N/m ³)
γ_m	Partialkoefficient avseende osäkerhet hos materialegenskap	(-)
γ_n	Partialkoefficient avseende säkerhetsklass (konsekvens av överskridande)	(-)
γ_{Rd}	Partialkoefficient avseende osäkerhet hos beräkningsmodellen	(-)
Δ	Generell beteckning för differens	(-)
ε	Töjning	(-)
κ_f	Faktor beskrivande inverkan av pålform på mobiliserbar skjuvspänning påle/jord	(-)
κ_{OCR}	Faktor beskrivande inverkan av överkonsolideringsgrad på mobiliserbar skjuvspänning påle /jord	(-)
κ_t	Faktor beskrivande inverkan av skjuvhållfasthetens hastighetsberoende	(-)
κ_T	Faktor beskrivande inverkan av tid efter installation på mobiliserbar skjuvspänning påle /jord	(-)
κ_ϕ	Faktor beskrivande inverkan av påldiameter på mobiliserbar skjuvspänning påle /jord	(-)
θ	Påles omkrets (perimeter)	(m)
ρ	Densitet	(kg/m ³)
σ	Standardavvikelse	(varierar)
σ'_c	Förkonsolideringstryck	(N/m ²)
σ'_c (CRS)	Förkonsolideringstryck bestämt genom CRS-försök	(N/m ²)
σ'_0	Rådande effektivspänning	(N/m ²)
τ_{vb}	Jordens odränerade skjuvhållfasthet bestämd med vingborr	(N/m ²)
μ	Väntevärde	(varierar)
ν	Tvärkontraktions tal (Poisons' tal)	(-)

Summary

This report deals with the design of friction pile foundations in cohesive soils. To a great extent the report constitutes a sum-up of present design practice, but even some new ideas have been introduced.

Design

One central ambition has been to create a design procedure which encourages the designer to gather more information, i.e. more soil investigations, more detailed information concerning the pile layout, the superstructure etc.

The design model is also given a probabilistic base in order to involve the uncertainties of different parameters. Recommendations are given for how the variation of different parameter values can be handled. However, conservative values are given for cases where no “detailed information” is at hand.

It has also been an ambition to come up with clear recommendations as far as possible, even though the “scientific truth” is not known in all cases. Recommendations are therefore given as what could be suggested “if nothing else could be proven more appropriate”.

The report is not only dealing with the *bearing capacity* of piles and pile groups, but also with *settlements* and the *design of the superstructure*.

Bearing capacity

The bearing capacity is recommended to be determined by means of the α -method, i.e. the bearing capacity will be based on the undrained shear strength of the soil. This is recommended since most piles in Sweden are driven in soft clay, and since all Swedish empiricism is based on this method.

However, the α -value is here split up in order to take a number of parameters into consideration, such as OCR of the soil, pile diameter, time after installation etc.

This is done partly to enable consideration of particular parameters, and partly to increase the understanding of what parameters that affect the behaviour of pile foundations.

Settlement

Concerning settlement calculations, a number of methods for calculating additional stresses due to pile foundations are presented.

Methods suitable for hand calculation as well as computer calculations are suggested.

Further are recommendations for the load distribution with depth given for a number of typical situations.

Soil-structure interaction

Finally are given some recommendations for how the interaction between foundation and superstructure can be analysed. In the report, three different typical superstructures are discussed;

- Structures with no (negligible) stiffness, i.e. where just marginal horizontal load redistribution will take place.
- Structures having infinite stiffness, i.e. where differential settlements are assumed to be zero.
- Structures with limited stiffness, i.e. where the horizontal distribution of loads as well as settlements will depend on the stiffness of the superstructure.

1. Inledning

Denna rapport behandlar dimensionering av olika typer av grundläggningar vilka i större eller mindre omfattning utnyttjar kohesionspålar.

Man kan tycka att ”dimensionering av kohesionspålar” redan är väl beskriven i litteraturen, t ex i ”Pålgrundlägningshandboken” (ISBN, 91-7332-663-1), men det har ändå visat sig att mycket varierande dimensioneringsprinciper tillämpas. Inte minst gäller detta sättningsberäkningar och de antaganden som görs i samband med dessa.

Syftet med denna rapport är därför att försöka skapa ett branschgemensamt synsätt i dessa frågor. Ambitionen har också varit att försöka ”uppdatera” metodiken med hänsyn till de senaste decenniernas forskning och övrig utveckling inom branschen.

Inledningsvis bör också noteras att denna rapport endast avser axiellt belastade kohesionspålar. Transversalbelastade pålar behandlas separat i kommande Pålkommissionsrapport. Vidare behandlas inte pålelementets konstruktiva bärförmåga (lastkapaciteten), utan i dessa frågor hänvisas till Pålkommissionens rapport Nr 84a och 96.

Dimensionering av kohesionspålar har i många fall gjorts med mycket grova generaliseringar, vilka i och för sig varit tillfyllest i flertalet fall. Tanken har dock varit att här ge utrymme *även* för mer nyanserade metoder, och framför allt försöka se till att ju mer information man har (förser sig med) och ju noggrannare man utför sin analys, desto gynnsammare skall konstruktionen kunna göras.

Huvudsyftet är, liksom sagts ovan, att skapa en branschgemensam syn. Detta innebär att, även om ambitionen varit att ta hänsyn till ”ny kunskap”, så har författarna haft den uppfattningen att det varit viktigt att ”sätta ner foten” och ge ett konkret förslag i vissa frågor, även om man inte säkert funnit den ”vetenskapliga sanningen”.

Generellt gäller därför att de förslag som ges skall tolkas som en rekommendation som gäller så länge man inte i det specifika fallet kan påvisa något annat. Ordet ”påvisa” är dock viktigt, det räcker således inte att ”tycka” någonting annat.

Grovt kan man säga att rapporten innehåller ett antal olika delar, nämligen:

- olika typer av grundläggningar innehållande kohesionspålar
- kohesionspålars bärförmåga
- sättningsberäkning för kohesionspålade konstruktioner
- dimensionering av överliggande konstruktion (samverkan mellan konstruktion, grundläggning och jord)

De olika *grundläggningstyper* som här diskuteras är grupperade på basis av syftet med pålarna:

- att säkerställa konstruktionens geotekniska bärförmåga
- att säkerställa att konstruktionen erhåller acceptabla sättningar (konstruktionen klarar sig i detta fall således utan pålar avseende bärförmåga)
- att möjliggöra en slankare konstruktion (i detta fall klarar sig konstruktionen utan pålar såväl bärighetsmässigt som sättningsmässigt).

Detta beskrivs utförligare i avsnitt 1.1.

Avsnittet avseende *kohesionspålars bärförmåga* skiljer sig relativt mycket från dagens praxis. Ett skäl till detta är att skapa en mer nyanserad syn på pålens geotekniska bärförmåga.

Tidigare har t ex den s.k. vidhäftningsfaktorn, α , fått ”ta hand om” en rad parametrar så som påldiameter, pålform, pålmaterial, tidsberoende m m. Vidare har all osäkerhet (förutom skjuvhållfasthetens variation) sammanfattats med säkerhetsfaktorn γ_{Rd} , ”modellosäkerhet”.

Ambitionen har här varit att försöka ta hänsyn till den osäkerhet som varje enskild parameter har, och därigenom skapa en bas för en statis-

tisk dimensionering. I flera avseenden finns emellertid inte all kunskap tillgänglig ännu, men i dessa fall ges förslag till godtagbara bedömningar (till dess man vet bättre). Ett förslag till en brottsannolikhetsbaserad dimensionering ges också.

En annan väsentlig nyhet är att dimensioneringen föreslås utföras med hänsyn till lastens varaktighet. Skälet är helt enkelt att en kohesionsjords hållfasthet är tidsberoende. Detta innebär t ex att en konstruktion där hela lasten är att betrakta som ständig skall dimensioneras på basis av jordens långtidshållfasthet, dvs det som ofta kallas kryphållfasthet.

Kohesionspålars bärförmåga beskrivs i kapitel 3.

Avsnittet som behandlar *sättningsberäkningar* har gjorts relativt omfattande, dels beroende på att detta inte finns lika tydligt beskrivet i tidigare litteratur, dels då syftet med kohesionspålar i många fall är just att reducera sättningar. I (alltför?) många fall sker sättningsberäkning idag genom den sk analogimetoden, vilken innebär att all last antas angripa jorden vid pålarnas nedre tredjedelspunkt. Här ges dock ett antal alternativa förfaranden med olika noggrannhet, och naturligtvis kräver dessa också olika beräkningsinsatser. Stor vikt har lagts på olika modeller för hur modellering av tillskottslaster från såväl platta som pålar kan göras.

En sättningsberäkning är i stor utsträckning också beroende på vilka antaganden man gör beträffande lastens fördelning dels i plan, dels i vertikalled. I vertikalled handlar det dels om lastfördelning mellan en eventuell bottenplatta och pålarna, dels om var längs pålen lasten överförs till jorden. I detta avseende ges ett antal rekommendationer för olika situationer.

Vidare ges rekommendationer beträffande val av säkerhetsfaktorer.

Beräkning av sättningar behandlas i kapitel 4.

En konstruktion samverkar med undergrunden, oavsett om konstruktören har räknat med det eller ej! *Samverkan konstruktion-undergrund* beskrivs därför separat i kapitel 5.

I detta kapitel ges förslag på ett antal metoder, genom vilka den överliggande konstruktionen kan dimensioneras. Metoderna har dels olika grad av noggrannhet, dels passar de olika bra för olika typer av konstruktioner. I detta avse-

ende är det främst konstruktionens förmåga att omfördela laster i horisontalled som har betydelse (dvs konstruktionens böjstyvhet). Det har också varit en ambition att inte bara redovisa metoder vilka kräver datorstöd, utan också förfaranden vilka kan utföras för "hand".

1.1 OLIKA TYPER AV GRUNDLÄGGNINGAR – SYFTE MED PÅLARNA

Kohesionspålar används i ett flertal olika situationer vilket gör att de i olika grad samverkar med övriga grundläggningselement. I detta avseende kan följande indelning göras:

- *Grundläggningar där all last upptas av kohesionspålar.*
Pålarnas syfte är i detta fall dels att säkerställa erforderlig bärförmåga, dels att reducera sättningarna. Exempel på sådana grundläggningar kan vara kohesionspålade fundament till pelare i hus och industribyggnader, kohesionspålade brostöd eller hel bottenplatta på kohesionspålar där plattan är vek och ej kan antas överföra någon last till underliggande jord.
- *Grundläggningar där del av lasten upptas genom kontaktryck mot bottenplattan och resterande del upptas av kohesionspålar.*
Pålarnas syfte i detta fall är oftast i första hand att reducera sättningarna. Exempel på sådana konstruktioner är husbyggnader med styv bottenplatta (ofta i hus med källare där den bortschaktade jordvolymen och eventuell överkonsolidering motsvarar en del av byggnadslasten).
- *Grundläggningar där all last kan upptas genom kontaktryck mot bottenplattan men där kohesionspålar används för att minska den överliggande konstruktionens dimensioner.*
Kohesionspålarna placeras i detta fall under koncentrerade laster med syfte att minska dimensioner på bottenplatta och källarkonstruktion. Exempel på sådana konstruktioner är husbyggnader med källare där den bortschaktade jordvolymen och eventuell överkonsolidering motsvarar mer än hela byggnadslasten.

I bägge de senare fallen används ofta benämningen "samverkansgrundläggning" eftersom bottenplatta och pålar samverkar vid lastöverföringen.

1.2 KONSTRUKTIONSTYPER – INVERKAN AV KONSTRUKTIONENS STYVHET

En byggnads eller konstruktions styvhet påverkar främst förmågan att omfördela lasterna i horisontalled. I detta avseende kan man skilja på:

- *Veka konstruktioner, som inte kan utjämna differenssättningar.*
Exempel på sådana konstruktioner är husbyggnader som saknar styva konstruktionsdelar som t ex höga kontinuerliga betongskivor eller höga kontinuerliga fackverk. Även de flesta platt- och balkbroar kan räknas hit.
- *Konstruktioner som har sådan styvhet att differenssättningar kan utjämnas.*
De krafter som härigenom uppkommer kan ofta bli mycket stora. Det är därför viktigt att samspelet mellan pålgrundläggningen och den överliggande konstruktionen beräknas med relevanta beräkningsmodeller. Några exempel på sådana konstruktioner är platsgjutna källarkonstruktioner, betongtunnlar och statiskt obestämda stålfackverk. Konstruktioner där bottenplattan antas överföra del av lasten genom kontakttryck kan också räknas till denna grupp.

2. Lasteffekt

En grundläggnings primära syfte är att på ett optimalt sätt överföra byggnadslasterna till undergrunden. Dimensionerande laster och lastkombinationer i brott- resp bruksgränstillstånd anges generellt i BKR.

En kohesionspålad grundläggning kan emellertid ha olika bärförmåga och funktionssätt beroende på lastens varaktighet. Varaktighetens inverkan på pålarnas bärförmåga behandlas därför i avsnitt 3.1.2.

En bärförmågekontroll av grundläggningen skall därför utföras både för korttidslast och för långtidslast. Vid beräkning av sättning rörelser i brott- och bruksgränstillstånd medtas normalt enbart långtidslaster, men i vissa fall kan dock även rörelser för korttidslaster behöva beräknas.

2.1 PERMANENT LAST

Permanent last har nedan delats upp i last från överliggande konstruktion och last av jord.

2.1.1 Last från överliggande konstruktion

Som permanent last från överliggande konstruktion räknas egentyngd, installationer, beläggningar, överfyllnader m m.

2.1.2 Last av uppfyllnad med jord

Last av befintlig fyllning samt fyllning som läggs ut i samband med en anläggnings tillkomst eller under dess livstid skall beaktas vid dimensionering både med hänsyn till bärförmåga och sättningar. Lastens inverkan styrs av jordens sättningsegenskaper och blir olika beroende på huruvida fyllningen orsakar konsolideringssättningar i jordlagren eller inte.

Dimensionering av pålarnas bärförmåga påverkas genom att fyllningen medför risk för påhängslaster till följd av sättningar orsakade av fyllningslasten. Sådana påhängslaster skall beaktas enligt avsnitt 2.1.6.

Vid dimensionering med hänsyn till sättningar (spänningsberäkning inför sättningsberäkning) behandlas uppfyllningar normalt som ytlaster

på markytan. Påhängslaster beaktas även i detta fall i enlighet med avsnitt 2.1.6.

2.1.3 Negativ last av urschaktning

Vid urschaktning för exempelvis källare under en byggnad kommer jorden att avlastas varvid en ”överkonsolidering” motsvarande spänningsreduktionen till följd av den avschaktade jordens tyngd skapas. Vid urschaktning åstadkommes dock ibland även en permanent förändring av grundvattentrycket vilken då måste beaktas.

Vid samverkansgrundläggning, där bruttolasten av en konstruktion fördelas mellan pålar och kontakttryck mot konstruktionens bottenplatta, kan överkonsolideringen av urschaktningen utnyttjas för kontakttryck på samma sätt som en naturlig överkonsolidering, (se vidare avsnitt 5). För dimensioneringen innebär detta en reducerad nettolast, Q_{netto} , vilken måste bäras av pålarna. Nettolasten kan förenklat (utan säkerhet och utan hänsyn till eventuell krypning) och utan hänsyn till horisontella variationer uttryckas som;

$$Q_{\text{netto}} = Q_{\text{brutto}} - \gamma \cdot V - (\sigma'_c - \sigma'_0) \cdot A \quad \text{Ekv.2-1}$$

där

Q_{brutto} = konstruktionens totala tyngd av egenvikt och variabla laster

A = konstruktionens area på grundläggningsnivån

γ = urschaktad jords tunghet

V = den urschaktade jordens volym

σ'_c = naturligt förkonsolideringstryck

σ'_0 = rådande vertikalt effektivtryck före urschaktning

Urschaktningen kan vid spänningsberäkning (inför sättningsberäkning) betraktas som en negativ last vilken angriper på schaktbottennivån. Beroende på lastspridning fås precis som för en nedåtriktad last en minskad spänningspåverkan med djupet, dvs storleken på den genom urschaktning skapade överkonsolideringen minskar med djupet.

Urschaktningens variation i plan måste generellt beaktas. Även om urschaktningen i sig inte innebär några sättningar så kan den medföra snedsättningar genom att jordens överkonsolidering kommer att variera i plan.

2.1.4 Horisontellt jordtryck

Horisontellt jordtryck mot en konstruktion kan ge upphov till laster i pålarna. Jordtrycket betraktas i detta fall som en yttre last tillsammans med andra laster från ovanförliggande konstruktion.

2.1.5 Last av vatten

Last av vatten kan bestå dels av direkt tryck mot konstruktionen (t ex under grundvattenytan), dels av last orsakad av grundvattensänkning som påverkar effektivtrycken i jorden.

Vid dimensionering med hänsyn till pålarnas bärförmåga beaktas vattentryck direkt mot konstruktionen. Vid exempelvis samverkansgrundläggning kommer ett sådant upptryck mot bottenplattan att reducera nettolasten på pålarna.

Vid sättningsberäkning beaktas grundvattensänkning genom att den av sänkningen orsakade portrycksförändringen i en viss punkt, Δu_i , ansätts som ett tillskott till effektivspänningen, $\Delta \sigma'_i$.

2.1.6 Påhängslast

Effekter av påhängslast orsakad av negativ mantelkohesion på pålarna skall beaktas vid dimensionering såväl vid beräkning av bärförmåga som vid beräkning av sättningar. Negativ mantelkohesion uppkommer när jorden runt pålarna rör sig neråt relativt pålarna till följd av sättningar i jordlagren under och mellan pålarna. Enligt praxis beaktas effekten längs den del av pålen där den omgivande jorden sätter sig 5 mm mer än pålen (mantelkohesion antas ofta vara fullt utvecklad vid 2–5 mm relativ förskjutning mellan påle och jord).

I många fall är det svårt att göra en tillräckligt noggrann bedömning av pålens och jordens rörelser, dels beroende på att belastningarna kan vara svåra att förutse (grundvattensänkningar, uppfyllningar), dels beroende på att jordlagrens egenskaper är ofullständigt utredda. Man måste dock förstå att det är jordens och pålens relativa rörelse som helt avgör huruvida och i vilken omfattning påhängslaster uppkommer.

Som ett förenklat sätt för bedömning av risken för negativ mantelkohesion och därmed påhängslaster föreslås en värdering baserad på risken för långtidssättningar (krypning) i leran. Det är känt att sättningar till följd av krypning även utvecklas vid belastningar under förkonsolideringstrycket. Sättningshastigheten är dock beroende på den rådande effektivspänningsnivån, σ'_i , i förhållande till förkonsolideringsspanningen, σ'_c . Enligt dagens praxis antas ofta att krypningen är marginell då $\sigma'_i < 0,8 \sigma'_c$. Med detta som värderingsgrund föreslås att negativ mantelkohesion beaktas ovanför och längs den del av pålarna där vertikalspänningen i jordlagren av samtliga laster exklusive laster på pålarna beräknas vara större än $0,8 \sigma'_c$ (CRS), (σ'_c (CRS) är förkonsolideringstrycket bestämt ur CRS-försök).

För en pålgrupp med förhållandevis liten utbredning i plan, där samtliga pålar därmed utsätts för likartade sättningar i jorden mellan och under pålarna, beräknas påhängskraften normalt som summan av de enskilda pålarnas påhängskrafter och fördelas jämnt mellan samtliga pålar.

Inom en större pålningsarea (med stor avses här bredd/längd relativt pållängd) kommer förutsättningarna avseende negativ mantelkohesion i många fall däremot att variera avsevärt. För kontroll av hur stor del längs enskilda pålar som kommer att påverkas måste spänningsberäkning med beaktande av lastspridningen i jorden då göras för de laster som kan bidra till negativ mantelkohesion. Vanliga exempel där variation uppkommer är en byggnad där belastningen invid fasaderna kommer att öka beroende på att marken intill fylls upp eller där en avlastning under byggnaden görs genom schakt för källare. Jorden längs byggnadens ränder kommer då att sätta sig mer än jorden centralt under byggnaden. Därmed kommer också randpålarna att utsättas för påhängslaster utmed en större längd än de pålar som är placerade under byggnadens inre delar.

Påhängslasten behandlas analogt med andra laster men behöver normalt inte kombineras med variabla laster eftersom en tillfällig last på pålen reducerar påhängslasten till följd av elastisk deformation i pålen av den tillfälliga lasten (dock ej självklart då pålarna är dragbelastade). När den tillfälliga lasten försvinner kommer dock påhängslasten åter att verka fullt ut.

Enligt svensk praxis kan storleken på påhängslasten för en enskild påle beräknas ur sambandet:

$$f_{mi} = 0,7 \cdot \tau_{vbi} \quad \text{Ekv.2-2}$$

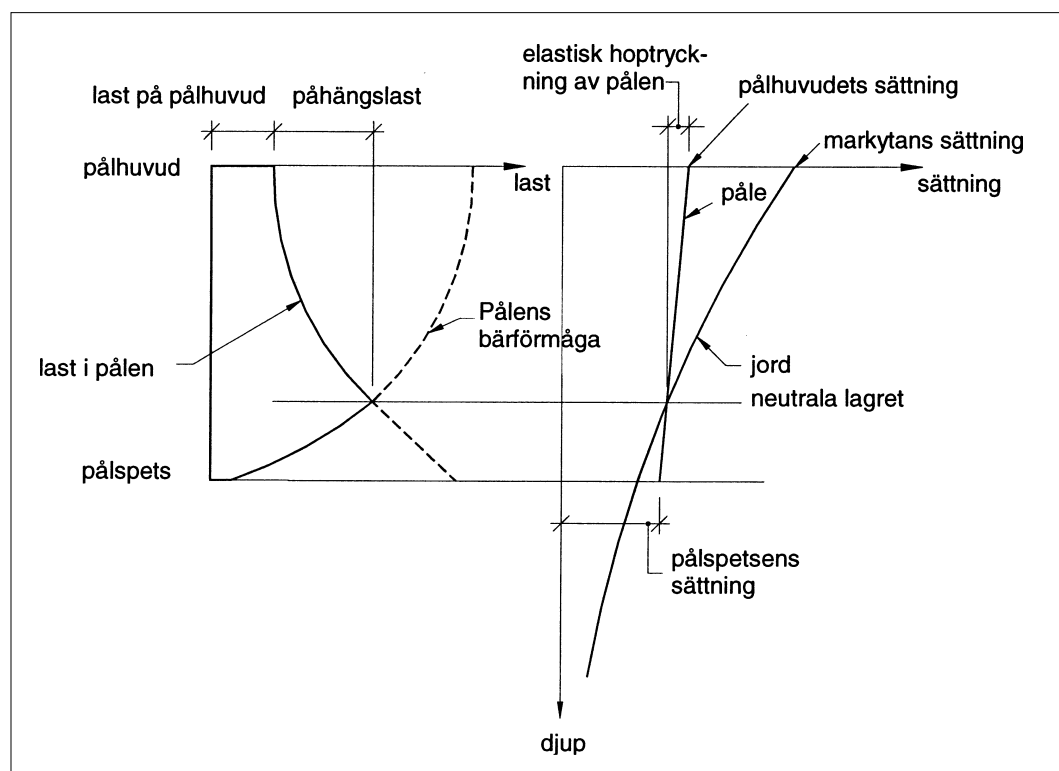
där

- f_{mi} = långtidsvärde på skjuvspänningen mellan påle och jord i lager i
 τ_{vbi} = karakteristiskt värde ($\gamma_m = 1,0$) på lerans odränerade skjuvhållfasthet uppmätt med vingborr (okorrigerat värde) i lager i . Konstanten 0,7 kan i detta avseende anses vara ett acceptabelt värde på $\alpha \cdot \kappa_r$ enligt kapitel 3.

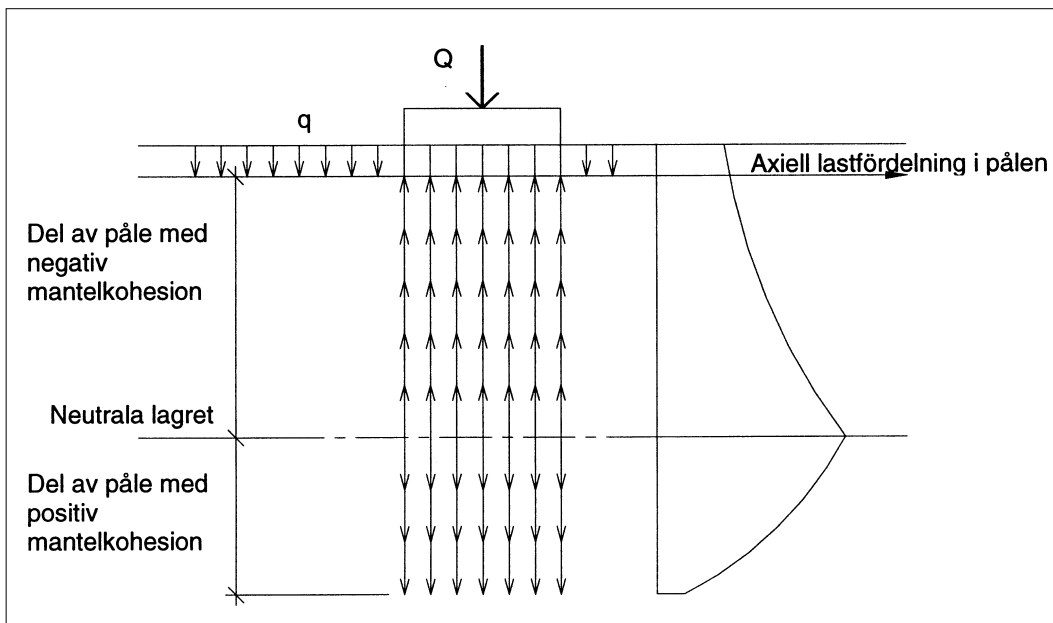
Om jordens skjuvhållfasthet förväntas öka väsentligt till följd av ökat effektivtryck skall detta beaktas. Ett godtagbart sätt för beräkning av en sådan skjuvhållfasthetsökning kan antas vara att öka den odränerade skjuvhållfastheten med 20 à 30 % av ökningen av det vertikala överlagringstrycket, ($\Delta\tau_{vb} = 0,2 \text{ à } 0,3 \Delta\sigma'$)

Erforderlig lastkapacitet för en påle utsatt för negativ mantelkohesion bestäms inte, som i normalfallet, av lasteffekten vid påltopp. I stället ligger dimensionerande snitt på en nivå som benämns neutrala lagret, vilket är definierad av att den relativa förskjutningen mellan påle och lera är noll. Detta förutsätter i sin tur att summan av yttre last från den ovanförliggande konstruktionen och påhängslast är lika stor som pålens bärförmåga (spetsmotstånd + mantelmotstånd) under neutrala lagret, se Figur 2.1. Även beräkningen av sättning påverkas av påhängslaster. Av figuren framgår också att påltoppens sättning kan beräknas som summan av den omgivande jordens sättning i neutrala lagret och pålens elastiska deformation (av den yttre lasten och påhängslasten) ovan neutrala lagret.

När påhängslaster vid spänningsberäkning påförs pålarna och fördelas under neutrala lagret (inom den bärande delen med positiv mantelkohesion) skall lasteffekten reduceras med motsvarande belopp genom införande av negativa laster över neutrala lagret - utmed den del av pålen som är utsatt för negativ mantelkohesion, se Figur 2.2. Detta innebär således att "en del av jordens tyngd flyttas nedåt i jordprofilen".



Figur 2-1.
Lastfördelning i kohesionspåle utsatt för påhängslast.



Figur 2-2.
Lastantagande vid sättningsberäkning för pålgrupp utsatt för påhängs-
last.

2.2 VARIABEL LAST

Variabla laster som bör beaktas vid sättningsberäkning av kohesionspålade grundläggningar är normalt laster av långtidskaraktär, exempelvis bunden del av nyttig last. Vid dimensionering av lättare lagerbyggnader är det särskilt viktigt att bedöma hur stor andel av nyttig last (last av lagergods) som skall betraktas som långtidslast.

Laster av korttidskaraktär, såsom last av personer, vindlast, trafiklast m m, behöver endast beaktas vid bärförmågekontroll och kan normalt försummas vid beräkning av sättningsrörelser (gäller lågpermeabla jordar).

2.3 LASTKOMBINATIONER

Grundläggningens bärförmåga skall kontrolleras för samtliga lastkombinationer enligt BKR.

Vid beräkning av dimensionerande sättningsrörelser i brottgränstillstånd kan lastkombination 3 i BKR 2:321, tabell a tillämpas. Vid beräkning av dimensionerande sättningsrörelser i bruksgränstillståndet kan lastkombination 9 i BKR, tabell c tillämpas. Här ersätts y med y_1 enligt BBK 94, avsnitt 2.2.2 eftersom sättningsrörelserna skall beräknas för långtidslast. För broar och andra konstbyggnader tillämpas Bro 2002, tabell 22-1, lastkombination IV:B i brottgränstillstånd och lastkombination V:B i bruksgränstillstånd vid beräkning av sättningsrörelser.

3. Bärförmåga

En brottstadiedimensionering avseende kohesionspålar utgörs normalt huvudsakligen av dimensionering avseende bärförmågebrott hos pålen, men kan också tänkas avse ”deformation hos påle vilken leder till brott i konstruktion”, (det senare behandlas dock inte här, utan i avsnitt 4). Bestämning av en kohesionspåles bärförmåga är därför en central uppgift.

Pålens bärförmåga bestäms dels av pålens lastkapacitet (den ”konstruktiva bärförmågan”), dels av ”den geotekniska bärförmågan” (förmågan att överföra lasten till omgivande jord). I många fall då kohesionspålar används är inte lastkapaciteten avgörande, men i de fall träpålar används, och speciellt i fall med skarvade träpålar, kan emellertid lastkapaciteten bli dimensionerande. Detta gäller även mycket långa kohesionspålar av betong. Bestämning av en påles lastkapacitet behandlas dock inte här, utan för detta hänvisas till Pålkommissionen Rapport Nr 84a och 96.

Knäckning kan naturligtvis också vara dimensionerande i lös lera eller då pålens övre del står fritt. Även i detta fall hänvisas dock till Rapport Nr 84a och 96.

Vidare behandlas här endast axiell belastning av pålen. Transversell belastning av påle behandlas i en kommande rapport från Pålkommissionen.

I denna rapport fokuseras således på bestämning av pålens geotekniska bärförmåga. Denna bestäms dels av den last som kan överföras via pålens sidor, *mantelbärförmågan*, dels av den last som kan överföras via pålens spets, *spetsbärförmågan*.

Hittills redovisade undersökningar visar att för svenska lösa leror är skillnaden i mantelbärförmåga vid tryck- och dragbelastning försumbar, vilket medför att tryckta och dragna pålar kan hanteras analogt (gäller ej koniska pålar). Det bör dock poängteras att vid dimensionering enligt Bro 2002, så reduceras den geotekniska bärförmågan vid dragbelastning. Vidare bör noteras att vid dragbelastade pålar blir ofta lastkapaciteten (dvs den konstruktiva bärför-

mågan) dimensionerande. Detta gäller inte minst skarvar.

En kohesionspåles bärförmåga bestäms huvudsakligen av pålens mantelyta, samt av hur stor skjuvspänning som kan mobiliseras mellan påle och omgivande jord. Det senare bestäms i stor utsträckning av den omgivande jordens hållfasthet.

I Sverige, där kohesionspålar huvudsakligen används i lösa leror, brukar bestämning av den geotekniska bärförmågan baseras på jordens *odränerade* skjuvhållfasthet. Eftersom förhållandet mellan den skjuvspänning som kan mobiliseras mellan mantelyta och jord och den omgivande jordens odränerade skjuvhållfasthet brukar betecknas med α , så brukar detta förfaringssätt ofta benämnas α -metoden.

I vissa sammanhang används emellertid jordens dränerade skjuvhållfasthet vid bestämning av en påles geotekniska bärförmåga (främst i överkonsoliderade jordar), och motsvarande vidhäftningsfaktor benämns i detta fall β (och följaktligen kallas förfaringssättet β -metoden, se vidare Fleming m.fl., 1985).

Observera att de här beskrivna α och β inte skall förväxlas med de som används i samband med statistisk bearbetning, se avsnitt 3.6. För de vanligaste svenska förhållandena, dvs lösa leror, rekommenderas emellertid att α -metoden tillämpas. Mantelbärförmågan bestäms då således huvudsakligen av jordens skjuvhållfasthet och pålens mantelyta, dvs dess längd och ”omkrets”.

Ett visst tillskott ges också av spetsbärförmågan, vilket i många fall dock kan anses vara försumbart, (se vidare avsnitt 3.4).

Bärförmågan, R_d , kan därmed skrivas enligt följande;

$$R_d = \int_{L_p} \alpha_d \cdot \theta_d \cdot c_{ud} dz + N_{cp} \cdot A_{sd} \cdot c_{ud}$$

Ekv. 3-1

där:

L_p = Pålens längd

α_d = Dimensionerande vidhäftningsfaktor

θ_d = Pålens dimensionerande omkrets¹⁾

c_{ud} = Jordens dimensionerande skjuvhållfasthet

A_{sd} = Pålspetsens dimensionerande tvärsnittsarea

N_{cp} = Bärighetsfaktor för pålspetsen

¹⁾ eller den minsta omskrivna ytan, efter vilken brott kan antas ske

Enligt den praxis som normalt tillämpas sker beräkning av en kohesionspåles geotekniska bärförmåga enligt Ekvation 3-2 (vilken baseras på Ekvation 3-1), och detta förfaringsätt beskrivs utförligt i t ex Pålgrundläggningshandboken (SGI, 1993), varför detta inte behandlas ytterligare här.

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_n} \cdot \left[\int_{L_p} \alpha \cdot \theta \cdot \frac{c_{uk}^*}{\gamma_{mcm}} dz + N_{cp} \cdot A_s \cdot \frac{c_{uk}^*}{\gamma_{mcs}} \right]$$

Ekv. 3-2

där:

γ_{Rd} = Partialsäkerhetsfaktor avseende osäkerhet hos beräkningsmodellen

γ_n = Partialsäkerhetsfaktor avseende säkerhetsklass (främst beskrivande konsekvensen av överskridande, se exempelvis BKR)

γ_{mcm} = Partialsäkerhetsfaktor avseende variation hos jordens skjuvhållfasthet, (längs mantelytan)

γ_{mcs} = Partialsäkerhetsfaktor avseende variation hos jordens skjuvhållfasthet, (vid pålspetsen)

L_p = Pålens längd

α = Vidhäftningsfaktor

θ = Pålens omkrets¹⁾

c_{uk}^* = Jordens odränerade skjuvhållfasthet korrigerad m a p konflytgräns

A_s = Pålspetsens tvärsnittsarea

N_{cp} = Bärighetsfaktor för pålspetsen

¹⁾ eller den minsta omskrivna ytan, efter vilken brott kan antas ske.

I denna rapport rekommenderas en något modifierad modell. Skälet är att få ett mer stringent hänsynstagande till ingående parametrars osäkerhet, men också att tydligare visa på

möjligheterna att genom ökad kunskap om ingående parametrar få ett mer rättvisande värde på motsvarande partialkoefficienter.

Den partialkoefficient som används för att beakta osäkerheten hos beräkningsmodellen i sig, γ_{Rd} , inkluderar bland annat osäkerheter beträffande vidhäftning och pålens omkrets. Avsikten med denna rapport är att etablera en beräkningsmetod där osäkerheterna delas upp på de ingående parametrarna, istället för att använda en sådan "totalsäkerhetsfaktor". Vidare ges ett förslag till hur partialkoefficienterna kan bestämmas statistiskt för respektive parameter.

Avsikten är att säkerheten skall läggas på de enskilda parametrarna, det vill säga på α , θ , c_{uk} , A_s och N_{cp} , och att γ_{Rd} därmed skall kunna sättas = 1,0 (i vart fall i normalfallet). Vidare förordas en mer nyanserad behandling av den odränerade skjuvhållfastheten. Idag skall, enligt Pålgrundläggningshandboken (SGI 1993), dimensionering ske på basis av den korrigerade skjuvhållfastheten (korrigerad med avseende på konflytgräns enligt SGI, 1984). Den empiri, från vilken dagens dimensionering är hämtad, är emellertid baserad på den okorrigerade hållfastheten. Således förordas att denna **okorrigerade hållfasthet** används, och i första hand rekommenderas hållfasthet bestämd med vingborr.

Vidare beskrivs hur man kan/bör ta hänsyn till hållfasthetens tidsberoende.

Ekvation 3-2 kan då istället skrivas som;

$$R_d = \frac{1}{\gamma_n} \cdot \left(\int_{L_p} \frac{\alpha}{\gamma_{m\alpha}} \cdot \frac{\theta}{\gamma_{m\theta}} \cdot \frac{c_{uk}}{\gamma_{mcm}} dz + \frac{N_{cp}}{\gamma_{mNcp}} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{mAs}} \cdot \frac{c_{uk}}{\gamma_{mcs}} \right)$$

Ekv. 3-3

där:

$\gamma_{m\alpha}$ = Partialsäkerhetsfaktor avseende variation hos vidhäftningsfaktorn

$\gamma_{m\theta}$ = Partialsäkerhetsfaktor avseende variation hos pålens omkrets

γ_{mcm} = Partialsäkerhetsfaktor avseende variation hos jordens skjuvhållf. längs pålen

γ_{mNcp} = Partialsäkerhetsfaktor avseende osäkerhet hos N_{cp}

γ_{mAs} = Partialsäkerhetsfaktor avseende variation hos pålens omkrets

γ_{mcs} = Partialsäkerhetsfaktor avseende variation hos jordens skjuvhållf. vid spetsen

c_{uk} = Jordens odränerade skjuvhållfasthet, **ej korrigerad** enl. SGI, 1984

I det följande beskrivs hur val av de enskilda parametrarna och partialkoefficienterna kan utföras.

I denna framställning har allmänt antagits att en lägre bärförmåga hos pålen ger ett sämre fall, dvs att låga värden på korrektionsfaktorer respektive höga värden på säkerhetsfaktorer är på säkra sidan. I situationer där detta ej är fallet, måste således inverkan av detta beaktas speciellt. Vidare bör i normalfallet spetsbärförmågan ej utnyttjas, se vidare avsnitt 3.4.

3.1 VAL AV SKJUVHÅLLFASTHET, c_{uk}

Lerans skjuvhållfasthet är en i högsta grad tidsberoende storhet, där hållfastheten ökar med ökande belastningshastighet. Vilken hållfasthet som skall användas beror därför på vilken varaktighet den aktuella lasten har. Exempelvis bör jordens långtidshållfasthet (ofta benämnd "kryphållfasthet") användas i fall då lasten är permanent (exempelvis egenvikt).

Bestämning av skjuvhållfasthet sker oftast under en mycket kort tidsrymd (vingborr eller fallkon) jämfört med varaktigheten hos belastningen på en påle, varför den bestämda hållfastheten inte kan användas utan vidare.

Det rekommenderas att bestämning av skjuvhållfasthet i första hand baseras på resultat från vingborrförsök då en stor del av empirin beträffande kohesionspålar avser resultat från vingsondering.

Skjuvhållfastheten uppmätt med t ex vingförsök skall således korrigeras beroende på under vilken tid pålen belastas. *Enligt ovan skall skjuvhållfastheten däremot inte korrigeras med avseende på flytgräns.*

3.1.1 Beräkning av grundvärde för c_{uk}

Val av skjuvhållfasthet, och hur hänsyn tas till att man normalt har ett begränsat antal provningar att tillgå redovisas i avsnitt 3.6.1.

Det bör påpekas att vid val av skjuvhållfasthet måste en kritisk granskning av resultaten från geotekniska undersökningar ske, så att resultat vilka behandlas som en population verkligen kommer från samma jordprofil och att området som helhet har samma geologiska historia. Detta innebär att även parametrar som vattenkvot, flytgräns och densitet skall tas med i den övergripande geotekniska bedömningen. Ovanstående är inte någon skillnad mot dagens hantering, men då partialkoefficienten för modellfel sätts till 1,0 så är det viktigt att en kritisk granskning utförs av en erfaren geotekniker.

Det föreligger en vedertagen praxis som säger att vidhäftning ej får tillgodoräknas längs pålens översta 3 m ($0,2 \cdot L_p$, eller max 3 m). Detta härrör sannolikt från att man anser att pålen ibland står i "ett trumpetformat hål", vilket kan förklaras dels av att den övre delen oftast består av torrskorpa (vilken i större utsträckning förmår lämna ett öppet hål), dels att själva slagningen kan innebära att pålen rör sig i horisontalled vilket kan innebära ett sådant hålrum närmast markytan. I fall då pålen slås i lös lera (t ex efter avschaktning), eller då pålen knektas ner till viss nivå, bör dock en sådan reduktion kunna utelämnas. Denna bedömning bör dock göras av projektören i det enskilda objektet.

3.1.2 Justering av c_{uk} med avseende på tidsberoende

Torstensson (1973) har visat hur lerans skjuvhållfasthet beror på hur snabbt leran belastas. Ett skjuvhållfasthetsvärde (t ex $c_{uk, \text{minut}}$) kan exempelvis beräknas genom att c_{uk} korrigeras med avseende på lastens varaktighet enligt följande:

$$c_{uk, \text{aktuell varaktighet}} = \kappa_t \cdot c_{uk} \quad \text{Ekv. 3-4}$$

där:

c_{uk} = Jordens karakteristiska skjuvhållfasthet (se avsnitt 3.6.1)

κ_t = Multiplikator m a p skillnad i tid för bestämning av hållfastheten och belastningens varaktighet

Baserat på resultaten redovisade av Torstensson, samt resultat redovisade av Jendeby (1986), föreslås att hänsyn till lastens varaktighet kan beaktas i enlighet med Tabell 3-1. De i Tabell 3-1 redovisade värdena är främst baserade på resultat från västkusten, men kan antas gälla för lösa leror i Sverige, om inte annat påvisas. Tabellvärdena är i de flesta fall sannolikt något konservativa varför det, speciellt vid större objekt, kan vara lönsamt att utreda det objektsspecifika tidsberoendet.

Varaktighet	Exempel på lasttyper	κ_t
"minut"	hållfasthetsbestämning med vinge, vindlast, passerande fordon etc.	1,0
"dygn"	korttidsuppställning av material etc.	0,9
"månad"	högvatten, materialupplag etc.	0,8
"långtid"	egenvikt, upplag under lång tid etc.	0,7

Tabell 3-1.
Tidsfaktorn κ_t
för pålar i lösa leror.

3.1.3 Progressivt brott längs påle

Vid skjuvning av en lera fås, speciellt vid snabb belastning, ett deformations-mjuknande beteende. I de fall man då har en lång och slank påle kan detta innebära att man till följd av olika relativ förskjutning påle/jord längs pålen, endast kan tillgodoräkna sig residualhållfastheten längs den övre delen, jfr Figur 3.1. I dessa fall bör detta beaktas. I de fall långtidslast är dimensionerande är problemet dock väsentligt mindre eftersom man då inte har samma deformationsmjuknande.

Speciellt måste progressivt brott beaktas vid pålning för ställningar, vilket brukar utföras med lägre säkerhet än vid normal dimensionering av pålar. Om exempelvis residualhållfastheten är 80 % av maxvärdet har i princip hela säkerhetsfaktorn tagits i anspråk om 1,3-faldig total säkerhet nyttjats.

3.2 VAL AV VIDHÄFTNINGSAKTOR, α

Vidhäftningsfaktorn, α , beror av pålens form och diameter, samt av den omgivande jordens överkonsolideringsgrad (OCR). Vidhäftningsfaktorn har däremot visat sig vara obetydligt beroende av belastningshastighet. Vidare erhåller man under installation av pålen en omrörning av jorden närmast pålen vilket innebär en kraftig reduktion av vidhäftningen. I normalt konsoliderad jord kommer dock vidhäftningen efter en viss tid erfarenhetsmässigt att minst motsvara den jungfruliga jordens hållfasthet (med i övrigt angivna korrekationer).

Pålmaterialet anges i vissa sammanhang påverka vidhäftningsfaktorn. Bland annat Torstenssons undersökningar visar dock att denna inverkan är försumbar (brottet sker i många fall i leran strax utanför pålen och ej i gränsvytan påle/jord). (Torstensson undersökte pålar av trä, betong och aluminium.)

För att beräkna värdet på α föreslås att man utgår från full vidhäftning, och sedan justerar denna med multiplikatorer enligt följande;

$$\alpha = \alpha_{okorr} \cdot \kappa_{\phi} \cdot \kappa_f \cdot \kappa_{OCR} \cdot \kappa_T \quad \text{Ekv. 3-5}$$

där:

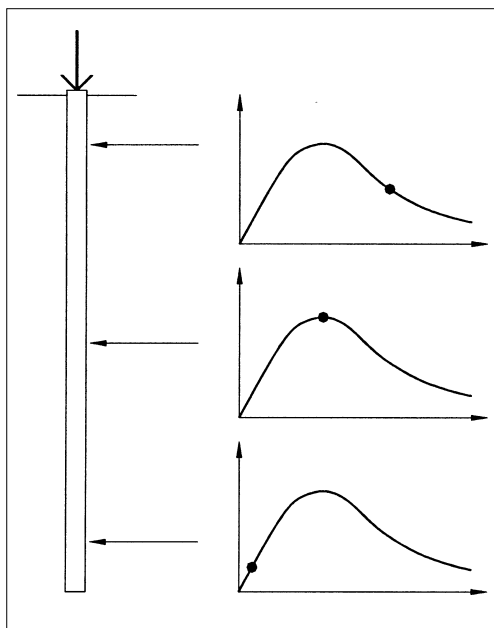
α_{okorr} = Okorrigerad vidhäftningsfaktor, normalt 1,0 (full vidhäftning)

κ_{ϕ} = Multiplikator m a p pålens diameter

κ_f = Multiplikator m a p pålens form

κ_{OCR} = Multiplikator m a p jordens överkonsolideringsgrad

κ_T = Multiplikator m a p tiden efter installation av pålen



Figur 3-1. Schematisk figur visande progressivt brott längs en påle.

Påldiameter

Enligt Torstensson (1973) finns det en relation mellan vidhäftningsfaktorn och pålens diameter. Vidhäftningsfaktorn minskar med ökande påldiameter. Om en standardpåle ($D_p \approx 0,3$ m) relateras till diametern på de pålar som Torstensson använde i sina försök erhålls att multiplikatorn m a p påldiameter, κ_{ϕ} , kan sättas till 0,9 för "normala pålar" ($0,2 < D_p < 0,35$).

Pålform

Även pålelementets form inverkar på α . För pålar med konstant tvärsnitt (exempelvis standardpålar av betong) sätts κ_f till 1,0.

För pålar med *nedåt avtagande tvärsnitt* (träpålar installerade med rotändan uppåt), kan κ_f sättas till 1,2.

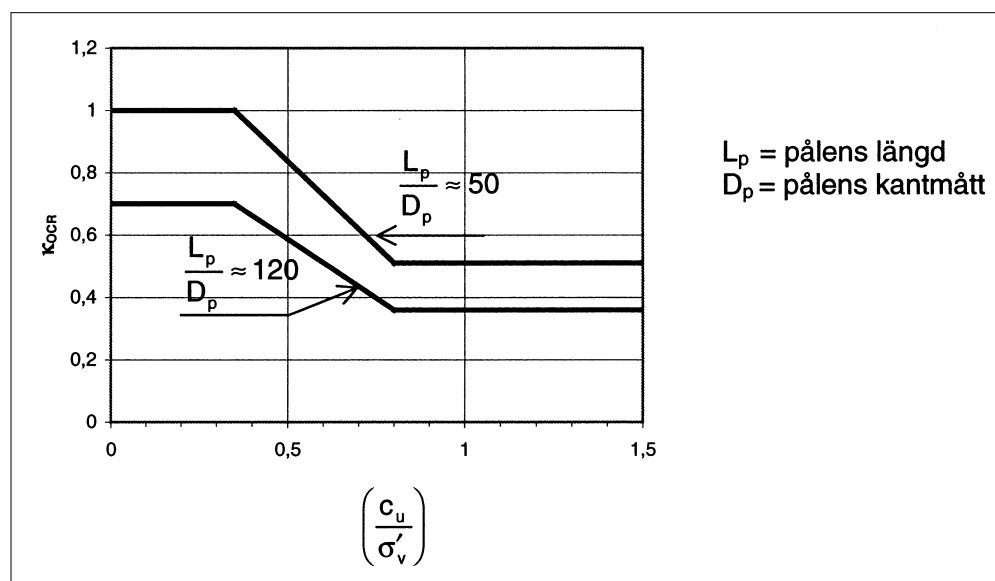
Om däremot träpålar installeras med rotändan nedåt kommer κ_f att bli mindre än 1. Något allmänt accepterat värde på vidhäftningsfaktorn finns emellertid inte i detta fall. Tidigare fanns en rekommendation att i fall med skarpvade träpålar, där överpålen installerats med rotändan uppåt, så fick endast 1/3 av bärförmågan medräknas på denna. Denna reduktion inbegrep dock sannolikt flera olika faktorer, t ex förutom formfaktorn även det faktum att rotändan på underpålen "rivit upp" jorden då denna passerat samt det faktum att denna typ av pålar ofta slogs för temporära ändamål (och där tiden mellan installation och mobilisering sålunda var begränsad).

Överkonsolideringsgrad

Generellt sätt kan sägas att ju mer överkonsoliderad en lera är, desto mindre del av jordens hållfasthet kan mobiliseras längs manteln. Detta brukar ofta beskrivas genom att vidhäftningsfaktorn redovisas som en funktion av förhållandet mellan odränerad skjuvhållfasthet, c_u , och effektivspänningsnivån i jorden, σ'_v . Inverkan av kvoten c_u / σ'_v , (vilket i sin tur avspeglar OCR) finns t ex beskrivet av Fleming m fl (1985) och i Peleveiledningen (1987). För leror med hög kvot c_u / σ'_v , (och således högt OCR) kan vidhäftningsfaktorn bli så låg som 0,4, se Figur 3-2.

Av Figur 3-2 framgår att även inverkan av progressivt brott längs pålen (jfr avsnitt 3.1.3) inkluderats, eftersom pålens slankhetstal inverkar. Man kan dock anta att k_{OCR} för svenska nomalkonsoliderade eller svagt överkonsoliderade leror ($OCR < 1,25$) kan sättas till 1,0. För starkt överkonsoliderade leror ($OCR > 2,5$) kan k_{OCR} sättas till 0,4. Detta värde överensstämmer också med en i Skåne utvecklad praxis för moränlera.

Figur 3-2.
Multiplikator, k_{OCR} med
avseende på jordens
överkonsolideringsgrad
(baserat på Peleveiled-
ningen, 1987).



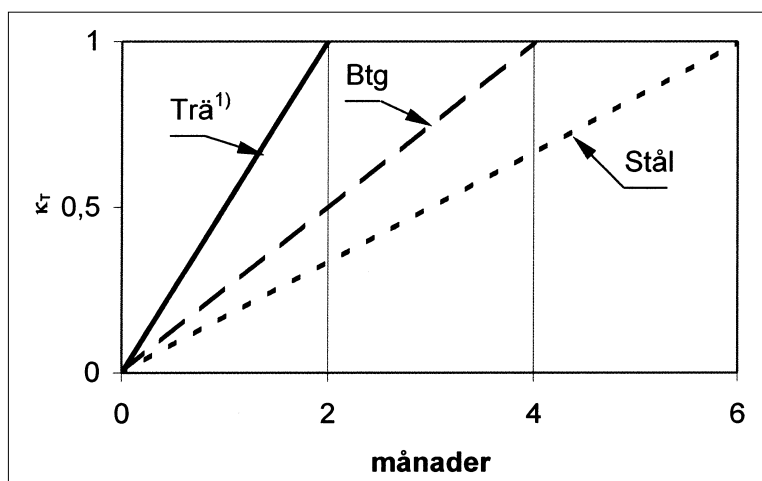
Tid efter installation

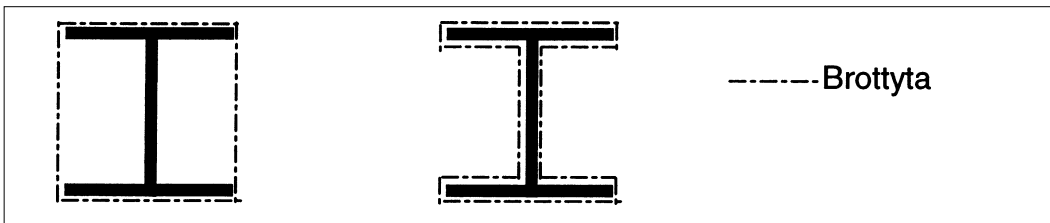
Kort efter det att en påle installerats är vidhäftningen nedsatt. Tiden till dess att full vidhäftning åter kan förutsättas varierar, (bl a beroende på pålmaterial). Korrektionsfaktorn, κ_T , kan dock antas ha värden enligt Figur 3.3 om inte annat kan påvisas.

3.3 VAL AV OMKRETS, Θ

För homogena pålar med cirkulärt eller kvadratisk tvärsnitt kan antas att brott kommer att ske längs med pålens mantelyta, och valet av omkrets blir därmed trivialt. Om man däremot utnyttjar en stål balk med H-profil blir valet av "omkrets" inte lika självklart, se Figur 3-4. Även ett sådant fall kan tyckas självklart, men om man antar att pålen relativt nyligen blivit installerad, och att vidhäftningsfaktorn därmed kanske endast är 0,5, så är det inte längre lika uppenbart.

Figur 3-3.
Vidhäftning efter
installation
($0,2 \text{ m} < D_p < 0,4 \text{ m}$).
¹⁾ avser konisk träpå-
le, med nedåt avta-
gande tvärsnitt.





Figur 3-4.
Olika principiella brottytor i lera runt H-påle.

Betongpålars sidomått och omkrets är väl definierade genom tillverknings-processen, medan diametern och omkretsen på en träpåle kan variera från påle till påle. Normalt anges att en träpåle skall ha en viss spetsdiameter, och en minsta diametertillväxt per meter. Vanligt angivna värden är en spetsdiameter på 125 mm (5"), och en diametertillväxt på 8 mm/m.

Spetsdiametern kan naturligtvis kontrolleras genom att pålen kapas "på rätt ställe". Diametertillväxten är däremot given i samma ögonblick som trädet fällts. Diametertillväxten varierar huvudsakligen beroende på växthastigheten, och kan vara ner mot 8 mm/m för Norrlandstimmer, medan den för timmer från södra Sverige kan överstiga 15 mm/m. Om inte specifik information föreligger bör diametern väljas konservativt, eller ett minimimått anges, (se vidare avsnitt 3.6.2).

3.4 SPETSBÄRFÖRMÅGA

Pålens spetsbärförmåga beror, förutom av pålens tvärsnittsarea och jordens skjuvhållfasthet, av bärlighetsfaktorn N_{cp} . Denna kan för pålar med "normal" diameter (< 0,35 m) sättas till 9. För stora pålar, t ex grävpålar med 1–2 m diameter, kan denna anta värden på ca 6.

Med val av N_{cp} enligt ovan kan partialkoefficienten γ_{Ncp} , sättas lika med 1,0.

Spetsbärförmågan skall dock utnyttjas med stor försiktighet. Skälet är att det krävs väsentligt större deformation för att mobilisera spetsbärförmågan än vad som krävs för att mobilisera mantelytan. Överslagsmässigt brukar antas att det krävs en rörelse motsvarande ca 5 å 10 % av spetsdiametern för att mobilisera spetsbärförmågan, medan det krävs 2–5 mm för att mobilisera mantelbärförmågan.

Detta innebär, eftersom mantelmotståndet är deformationsmjuknande, att spets- och mantelbärförmåga inte utan vidare kan adderas, se Figur 3-5. Detta deformationsmjuknande är mer påtagligt vid högre belastningshastigheter, medan det vid långtidslast (då jordens "kryphållfasthet" skall utnyttjas) sannolikt är försumbart.

I samtliga fall måste dock hänsyn tas till den relativt stora deformation som krävs för mobilisering av spetsbärförmågan.

I lösa leror är spetsmotståndet, för de i Sverige vanligen förekommande påltyperna (trä- och betongpålar), litet i förhållande till mantelbärförmågan.

Detta innebär att spetsmotståndet i de flesta fall bör bortses från, och därför behandlas spetsmotstånd inte vidare i denna rapport.

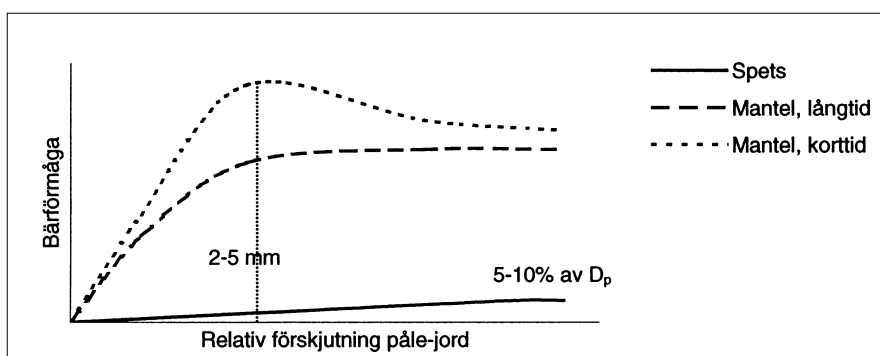
3.5 GRUPPEFFEKT

Då pålar inom en grupp slås mycket tätt finns risk att brott inte sker på det sätt som visas i Figur 3-4. Brott kan i ett sådant fall istället ske längs gruppens periferi, se Figur 3-6. Detta inträffar då gruppens bärförmåga är mindre än summan av de enskilda pålarnas bärförmåga, dvs när:

$$2 \cdot (S_1 + S_2) \cdot L_p \cdot c_u + N_{cp} \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot c_u \leq \sum_{i=1}^n R_i$$

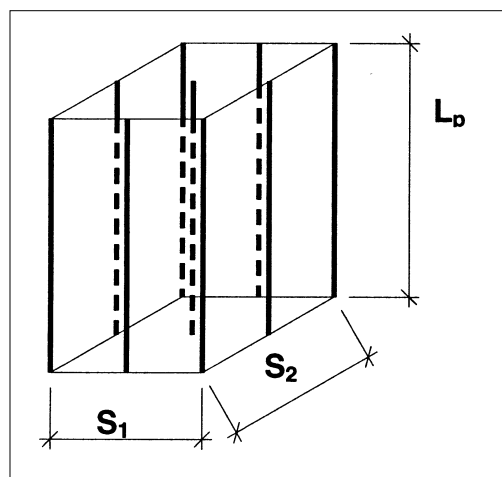
Ekv 3.6

där S_1, S_2 är pålgruppens sidomått
 R_i är de enskilda pålarnas bärförmåga



Figur 3.5.
Mobilisering av spets- respektive mantelbärförmåga.

Figur 3-6.
Vid små pålavstånd
kan brott ske längs
pålagruppens periferi.



Bärighetsfaktorn, N_{cp} , bör i detta fall sättas till 6, och vidare bör beaktas att det krävs mycket stora rörelser för att mobilisera gruppens "spetsbärförmåga".

3.6 BESTÄMNING AV DIMENSIONERANDE EGENSKAPER – HÄNSYN TILL OSÄKERHETER

En brottstadiedimensionering av bärförmågan för en kohesionspåle skall baseras på de dimensionerande värdena för de styrande variablerna. Detta innebär att man utifrån resultat från provning eller annan kunskap skall bestämma värden på de styrande variablerna vilka, med en bestämd säkerhetsmarginal, kan användas vid en beräkning. Arbetsgången består i princip av tre steg;

- i bestämning av karakteristiska värden
- ii bestämning av partialkoefficienter
- iii beräkning av dimensionerade värden

För att uppnå avsedd säkerhet måste man på ett systematiskt sätt ta hänsyn till olika typer av osäkerheter. Avseende jordens skjuvhållfasthet är dessa i princip av fyra olika slag;

1. Naturliga variationer i jorden. Med detta avses slumpmässiga variationer i jorden jämfört med en tänkt jordmodell, (t ex en linjär tillväxt med djupet).
2. Systematiska fel i provningsförfarandet
3. Slumpmässiga fel i provningsförfarandet
4. Osäkerhet till följd av fåtalsprovning

Dessa osäkerheter är emellertid av principiellt olika natur. De två första osäkerheterna kan betecknas som fysikaliska osäkerheter medan de två senare är statistiska osäkerheter. Namnet naturliga variationer är lite missvisande eftersom de beskriver avvikelser från en tänkt modell. Storleken på dessa variationer är alltså

inte givna på förhand utan beror på hur väl man beskrivit sin jordmodell i det aktuella fallet.

Systematiska fel i provningsförfarandet är i princip kända fel. Hade de varit okända hade man knappast kunna betrakta dem som systematiska. Denna typ av fel skall man kalibrera bort inför den fortsatta behandlingen. Kalibreringen av skjuvhållfastheten från vingförsök med hänsyn till belastningens varaktighet samt kalibreringen av vidhäftningsfaktorn enligt tidigare avsnitt är exempel på en sådan typ av eliminering av systematiska fel.

Slumpmässiga fel i provningsförfarandet kommer inte att påverka den färdiga konstruktionens uppträdande. Kan man separera sådana fel från de andra behöver man alltså inte ta hänsyn till dem i det fortsatta arbetet. Naturliga variationer och slumpmässiga fel innebär att resultaten av ett litet antal prov inte behöver vara representativt för en hel jordmassa. Osäkerheter till följd av fåtalsprovning är därför inte en självständig grupp av osäkerhet utan en följd av de naturliga variationerna och de slumpmässiga felen.

3.6.1 Karakteristiskt värde

I geotekniska sammanhang är det praxis att ansätta medelvärdet för en egenskap som det karakteristiska värdet. Detta skiljer sig från hanteringen av andra material som betong, stål och trä där 5-percentilen används som karakteristiskt värde. Hur medelvärdet definieras är dock inte lika klart. Om man beräknar medelvärdet utifrån ett fåtal sonderingsresultat får man ett medelvärde för ett stickprov. Ökar man antalet prov eller beräknar det utifrån ett antal andra sonderingsresultat får man ett annat värde. Medelvärdet för ett stickprov skiljer sig alltså från jordens "sanna" medelvärde, eller med ett statistiskt språkbruk, från "populationens medelvärde". Att beakta detta är att ta hänsyn till osäkerhet av fåtalsprovning.

Om man mäter en egenskap kommer medelvärdet att stabiliseras efter ett relativt litet antal prov (för parametrar med normal spridning, ca 10–15 st). Detta innebär att det är möjligt att utvärdera ett rimligt medelvärde baserat på testresultat från ett enstaka projekt. Däremot krävs det betydligt fler resultat för att utvärdera standardavvikelsen, som en tumregel 10 gånger fler än för medelvärdet, dvs mer än 100 st. Att utvärdera en platsspecifik standardavvikelse låter sig därför normalt inte göras, utan den måste baseras på förhandskunskap baserad på erfarenhet från ett stort antal projekt.

Bärförmågan för en kohesionspåle bestäms, som beskrivits i avsnitt ovan, genom en summering av mantelbärförmågan längs pålen. Detta innebär att bärförmågan inte styrs av värden i en enstaka punkt utan av de genomsnittliga värdena längs med pålen. Detta förklarar förfarandet med att bestämma det karakteristiska värdet betydligt, eftersom det innebär att inverkan av *slumpmässiga variationer av de styrande variablerna längs med pålen endast kommer att ha marginell betydelse vid summeringen längs pålen*. Detta baserat på att det i normala fall utförs många hållfasthetsbestämningar längs pålen. Vid bestämning av det karakteristiska värdet behöver man alltså *endast ta hänsyn till systematiska fel och osäkerheter på grund av av fåtalsprovning*.

Sammanfattningsvis innebär ovanstående att det karakteristiska värdet bör bestämmas som populationens medelvärde genom att;

- i bestämma ett stickprovsmedelvärde utifrån mätresultat (och eventuell förhandskunskap)
- ii justera värdet mht till fåtalsprovning
- iii kalibrera det för systematiska fel

Kalibreringsfaktorer för systematiska fel har beskrivits tidigare. Hur man på ett enkelt men relevant sätt kan ta hänsyn till fåtalsprovning beskrivs nedan. Förfarandet exemplifieras för skjuvhållfastheten men kan även appliceras på de andra styrande variablerna, t ex omkretsen av en träpåle om man har tillgång till relevanta mätdata.

Hänsyn till fåtalsprovning

I Figur 3-7a visas skjuvhållfastheten från två vingborringar, ("borrhål 1 och 2"). Var och en av borringarna uppvisar en slumpmässig variation kring en linjär trend. I Figur 3-7b visas detta för enbart "borrhål 2". Som nämnts ovan kan de slumpmässiga variationerna kring trendlinjen dock antas ta ut varandra.

Regressionslinjen i Figur 3-7b kan betraktas som medelvärde för borrhål 2. Medelvärdet för samtliga borrhål erhålles då om regressionslinjerna anges på formen $a + bz$;

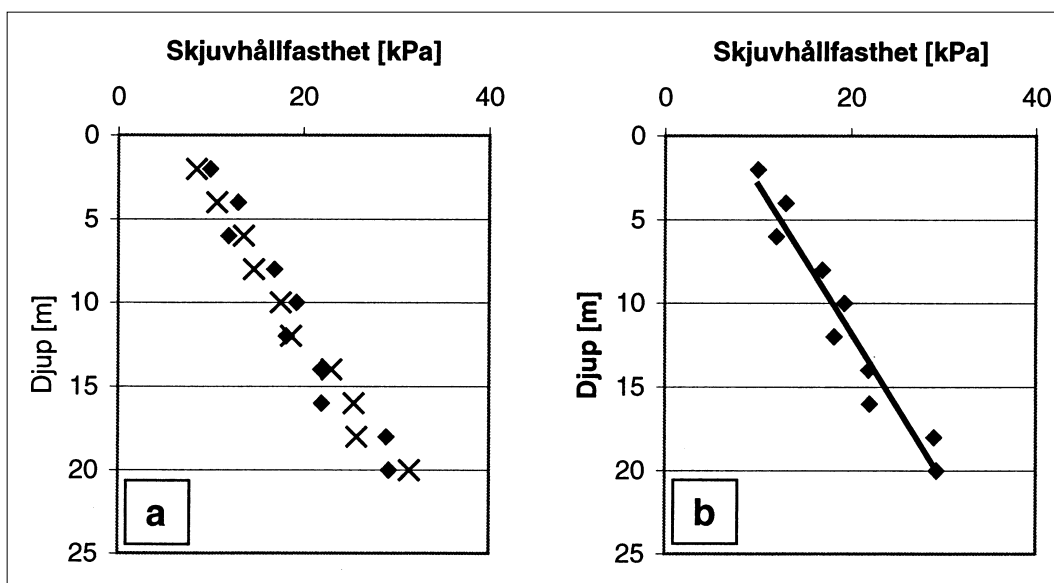
$$\bar{a} + \bar{b} \cdot z = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (a_i + b_i \cdot z) \quad \text{Ekv. 3-7}$$

där n = antalet borrhål
 z = djup
 a och b = konstanter

Ekvationen anger stickprovets medelvärde. Om variationskoefficienten V (kvoten mellan standardavvikelse och medelvärde), antas känd utifrån förhandskunskap kan populationens medelvärde för praktiskt bruk tecknas som:

$$(a + b \cdot z) = (\bar{a} + \bar{b} \cdot z) \cdot \left(1 - 1,65 \cdot \frac{V}{\sqrt{n}}\right) \quad \text{Ekv. 3-8}$$

Faktorn 1,65 innebär att sannolikheten för att skjuvhållfastheten är minst den beräknade är ca 95 %. (Uttrycket förutsätter att det är ett lågt värde på skjuvhållfastheten som är dimensionerade. Annars byts minustecknet mot ett plustecken).



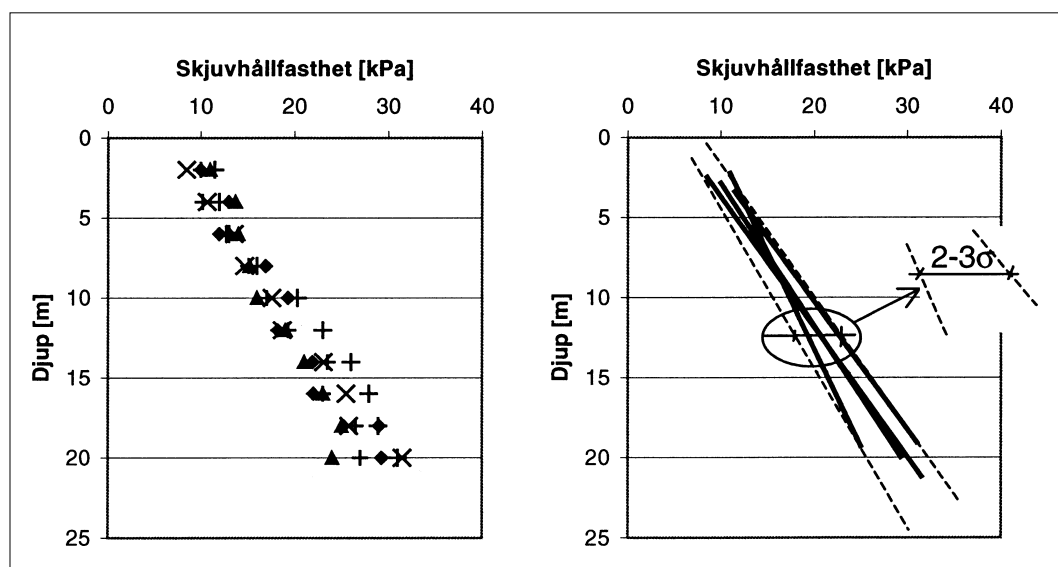
Figur 3-7.
 Skjuvhållfasthet enligt vingsonderingar.
 a) borrhål 1 (x) och borrhål 2 (♦)
 b) borrhål 2

Den antagna variationskoefficienten V skall spegla osäkerheten i trendlinjerna. Detta innebär att de slumpmässiga variationerna kring trendlinjerna inte skall räknas med i osäkerheten. Variationen kommer därför att bli betydligt mindre än variationen mellan olika borrhål på en enskild nivå. Denna reduktion av variationen för ett medelvärde jämfört med variationen av enskilda mätvärden brukar benämnas variansreduktion. Teoretiskt skulle man kunna bestämma denna platspecifikt om man utförde ett mycket stort antal borrhöringar, beräknade trendlinjer för dessa och bestämde standardavvikelsen för trendlinjerna på motsvarande sätt som för medelvärdena ovan. Som nämnts ovan krävs det dock ett orimligt stort antal borrhöringar för att detta skall vara utförbart i praktiken. Däremot kan man använda metoden för att bygga upp en *erfarenhetsbank från ett flertal projekt med likartade förhållanden*. Ett förenklat sätt att göra detta på är att rita upp regressionslinjerna för ett antal olika borrhål, och därefter grafiskt mäta skillnaden mellan högsta och lägsta värde. Skillnaden mellan dessa värden motsvarar då drygt dubbla standardavvikelsen, se Figur 3-8. I ett enskilt projekt bör därför faktorn 2 användas om inte annat kan påvisas, och vidare bör man ha minst tre borrhål för detta förfarande.

3.6.2 Osäkerhet för styrande variabler – Val av variationskoefficienter

Odränerad skjuvhållfasthet

Litteraturuppgifter på variationskoefficienten för skjuvhållfasthet är ofta ganska höga, 20–40 %. De avser dock i allmänhet lokala variationer mellan enskilda punkter. Med hänvisning till vad som diskuterats i föregående avsnitt är det emellertid de genomsnittliga värdena längs pålen som bestämmer bärförmågan. Att ansätta ovan nämnda litteraturuppgifter är därför mycket konservativt. Skall sådana värden ändå användas bör de reduceras med hänsyn till variansreduktion, vilket kan göras genom att bestämma det s_k korrelationsavståndet. Med hjälp av detta kan man sedan dels eliminera slumpmässiga variationer i provningsmetoden, dels på ett korrekt sätt ta hänsyn till naturliga variationer i leran. Att bestämma korrelationsavståndet är dock inte helt trivialt. På samma sätt som storleken av naturliga variationer är beroende av den applicerade jordmodellen gäller detta i än högre grad för bestämning av korrelationsavståndet. För Göta Älvdals-lera har Alén (1998) visat att det vertikala korrelationsavståndet är mindre än 0,5 m, dvs mindre än provtagningsavståndet. De slumpmässiga variationer som erhålls vid sondering kan man därför bortse ifrån eftersom de kan ses som slumpmässiga mätfel, vilka inte påverkar pålens bärförmåga. Återstår därför att ansätta variationskoefficienten för osäkerheten i medelvärdet. I den mån man inte har förhandskunskap om denna utifrån en noggrann betämning från ett flertal, likartade lokaler kan denna för praktiskt bruk ansättas som 0,15.



Figur 3-8. Uppskattning av standardavvikelsen på basis av regressionslinjer.

Vidhäftningskoefficient, α

Enligt definitionen av vidhäftningsfaktorn α (se avsnitt 3.2) är denna en parameter som beror av såväl pålen, (dimension och form), som av jorden (överkonsolideringsgrad) och tiden efter installation. Den stringenta definitionen av α är således att den utgör förhållandet mellan pålens mantelbärförmåga (per m^2) och jordens naturliga skjuvhållfasthet. Det är emellertid mindre vanligt att denna stringenta definition används då det är svårt att separera vilken del av α som beror av vad, (Alén & Jendeby, 1993).

Det finns också ytterst få fall dokumenterade där variationskoefficienten för α har bestämts. Baserat på ett antal provbelastningar av pålar redovisade av Åhnberg m fl (1985) har emellertid variationskoefficienten funnits vara av storleksordningen 0,15. En studie av provbelastningar redovisade av Fleming m fl (1985), visar att variationskoefficienten i detta fall var 0,22. Detta högre värde förklaras dock sannolikt av att flera olika jordtyper är inkluderade (t ex varierande OCR).

Teoretiskt kan variationskoefficienten för α bestämmas genom en serie provbelastningar, följt av en statistisk behandling, men detta leder sannolikt till oacceptabelt hög provningskostnad i det enskilda projektet.

För praktiskt bruk kan V_α antas vara 0,15 för pålar av samma typ i en homogen jord (om inte annat kan påvisas).

Pålens perimeter, θ

För förtillverkade pålar av t ex stål eller betong kan variationskoefficienten för θ , V_θ , antas vara 0, vilket ger att $\gamma_{m\theta} = 1,0$. För träpålar är detta emellertid inte fallet. Inte heller för V_θ finns det annat än enstaka fall redovisade i litteraturen. Enligt mätningar redovisade av Alén och Jendeby (1993) var variationskoefficienten för diametern hos träpålar i såväl spets- som rotända ca 0,085. Som ett konservativt värde kan då 0,1 ansättas då annan information saknas.

Rent teoretiskt kan ett objektsspecifikt värde på θ bestämmas genom inmätning av de pålar som skall slås, med efterföljande statistisk behandling. Rent praktiskt är detta dock svårt, eftersom dimensionering i normala fall måste göras långt tidigare.

Om träpålens spetsdiameter liksom diameterökningen per meter anges som ett minimimått kan $\gamma_{m\theta}$ sättas till 1,0, (detta gäller naturligtvis endast då en högre bärförmåga är positiv).

3.6.3 Partialkoefficienter – Dimensionerande värde

Partialkoefficienter avseende jordens hållfasthet väljs idag vanligen i enlighet med tillämplig norm, exempelvis BKR. Övergripande gäller dock att man har att säkerställa en minsta av samhället accepterad brottsannolikhet, vilken enligt BKR för konstruktioner i säkerhetsklass 1, 2 och 3 är 10^{-4} , 10^{-5} resp 10^{-6} . Att på ett stringent sätt bestämma den aktuella brottsannolikheten är i normalfallet inte helt trivialt.

Ett principiellt enkelt sätt att bestämma brottsannolikheten är med sk **Monte Carlo-simulering**, vilket kan göras med en enkel tilläggsmodul till EXCEL. För låga brottsannolikheter krävs dock ett stort antal iterationer, i säkerhetsklass 3 cirka 100 miljoner! Antalet nödvändiga iterationer kan genom vissa knep reduceras, dock i viss mån på bekostnad av den matematiska enkelheten.

Ett annat alternativ är att genomföra en konsekvent sannolikheteoretisk beräkning med säkerhetsindex β , sk **β -metod**, (denna skall dock inte förväxlas med den tidigare nämnda β -metoden för pålar baserad på effektivspänningsanalys). Förutom att man kan bestämma brottsannolikheten kan man med β -metoden även kalibrera ”sanna” partialkoefficienter. Att genomföra en β -beräkning för ett allmänt fall avseende kohesionspåle är matematiskt ganska komplicerat. Med vissa förenklade antaganden kan man dock härleda enkla formler dels för beräkning av säkerhetsindex β , dels för kalibrering av partialkoefficienter.

Beräkning av säkerhetsindex, β

Den geotekniska bärförmågan för en kohesionspåle kan (med spetsbärförmågan försummad) principiellt beräknas som en produkt av genomsnittliga värden:

$$R = \alpha \cdot c_u \cdot L_p \cdot \theta \quad \text{Ekv 3-9}$$

För betong- och stålplålar med konstant tvärsnitt är ekv 3-9 inte någon förenkling jämfört med en konventionell beräkning. För träpålar med varierande tvärsnitt kommer ekv 3-9 att ge ett något annorlunda värde än en beräkning genom integrering längs pålen, dvs ekv 3-1 med medelvärden istället för dimensionerande värden. Ekv 3-9 stämmer dock bättre överens med ett simulerat medelvärde av bärförmågan framtaget med hjälp av Monte Carlo-simulering. En traditionell totalsäkerhetsfaktor för kohesionspålen, F , kan i detta fall då skrivas som:

$$F = \frac{\alpha \cdot c_u \cdot \theta \cdot L_p}{S} \quad \text{Ekv 3-10}$$

där S är lasteffekten. Genom att logaritmera ekv 3-10 erhålles istället en skrivning för en säkerhetsmarginal, m , enligt följande:

$$m = \ln(F) = \ln(\alpha) + \ln(c_u) + \ln(\theta) + \ln(L_p) - \ln(S) \quad \text{Ekv 3-11}$$

Finessen med denna omskrivning är att om de ingående variablarna antages lognormalfördelade, så är logaritmen av dem normalfördelade. Ekv 3-11 är alltså en summa av normalfördelade variabler för vilken såväl säkerhetsindex β , som partialkoefficienter lätt kan tecknas. För säkerhetsindex β erhålls:

$$\beta = \frac{\ln(\mu_\alpha) + \ln(\mu_{c_u}) + \ln(\mu_\theta) + \ln(L_p) - \ln(\mu_S)}{\sqrt{V_\alpha^2 + V_{c_u}^2 + V_\theta^2 + V_S^2}} \quad \text{Ekv 3-12}$$

Medelvärden betecknas här med μ och variationskoefficienter med V .

Notera att parametrar för lasteffekten S ingår i beräkningen av säkerhetsindex.

Vid applicering av partialkoefficientmetoden brukar man emellertid göra den förenklingen att man separerar osäkerheter för bärförmåga och lasteffekter. Det innebär att man betraktar lasteffekten som deterministisk då man analyserar bärförmågan. Lasteffekten i ekv 3-12 insätts därvid med sitt dimensionerande värde, S_d , (dvs normalt ett större värde än medelvärdet):

$$\beta = \frac{\ln(\mu_\alpha) + \ln(\mu_{c_u}) + \ln(\mu_\theta) + \ln(L_p) - \ln(S_d)}{\sqrt{V_\alpha^2 + V_{c_u}^2 + V_\theta^2}} \quad \text{Ekv 3-13}$$

De tidigare nämnda brottsannolikheterna för olika säkerhetsklasser motsvaras av följande krav på säkerhetsindex;

Säkerhetsklass	Säkerhetsindex β , enl. BKR
1	3,75
2	4,26
3	4,71

Kalibrering av partialkoefficienter

Vid kalibrering av partialkoefficienter behöver man först beräkna k sensitivitetsfaktorer α , vilka beskriver hur stor vikt den aktuella variabeln har i relation till övriga variabler i beräkningen, (sensitivitetsfaktorn α skall dock inte förväxlas med vidhäftningsfaktorn, vilken även den betecknas med α). För var och en av de tre styrande variablerna fås sensitivitetsfaktorn, α , som:

$$\alpha_i = \frac{V_i}{\sqrt{V_\alpha^2 + V_{c_u}^2 + V_\theta^2}} \quad \text{Ekv 3-14}$$

där V_i är variationskoefficienten för den aktuella variabeln i . (Här har valts att definiera α_i med positivt tecken för motståndsviabler i enlighet med Eurocode. Ofta används dock omvänd teckendefinition.)

Även ekv 3-14 bygger på det förenklade antagandet att lasteffekten är deterministisk, och har värdet S_d . Under antagande att parametern i är lognormal-fördelad kan sedan den kalibrerade partialkoefficienten, γ_{mi} , beräknas som:

$$\gamma_{mi} = e^{\alpha_i \cdot \beta \cdot V_i} \quad \text{Ekv 3-15}$$

Denna beräkning kan sedan utföras för skjuvhållfastheten c_u , vidhäftningsfaktorn, α , samt omkretsen, θ , (såväl ekv 3-14 som 3-15). De på detta sätt beräknade partialkoefficienterna gäller under förutsättning att karakteristiska värden väljs som medelvärden.

Att kalibrera partialkoefficienter om man redan utfört en β -beräkning enligt ekv 3-13 är i princip överflödigt. Man har ju i ett sådant fall redan verifierat om bärförmågan är tillräcklig eller inte, dvs om säkerhetsindex β är tillräckligt stort. Den normala gången är snarare att man kalibrerar partialkoefficienter för ett antal typfall, och att man sedan använder dessa vid rutinberäkningar.

3.6.4 Exempel

En betongpåle, sidomått 270 mm, och med längden 26 m skall installeras i lös normalkonsoliderad lera. Lerans odränerade skjuvhållfasthet har uppmätts med vingborr, och har befunnits öka linjärt från 10 kPa vid pålens topp, till 30 kPa vid pålens spets. Hållfasthetens variationskoefficient har genom *analyserad och dokumenterad* erfarenhet befunnits vara 0,10 inom det aktuella området. Pålen kommer att belastas 5 månader efter installation. Lasten utgörs till 90 % av egentygnd, medan resterande del av lasten utgörs av trafik. Eftersom ett överskridande av bärförmågan i det här aktuella fallet har bedömts ej kunna leda till personskada, så skall dimensioneringen utföras i säkerhetsklass 1. Uppgiften består i att bestämma pålens geotekniska bärförmåga. Den geotekniska bärförmågan kan enligt ekvation 3-3 skrivas;

$$R_d = \frac{1}{\gamma_n} \cdot \left(\int_{L_p} \frac{\alpha}{\gamma_{m\alpha}} \cdot \frac{\theta}{\gamma_{m\theta}} \cdot \frac{c_{uk}}{\gamma_{mcm}} dz + \frac{N_{cp}}{\gamma_{mNcp}} \cdot \frac{A_s}{\gamma_{mAs}} \cdot \frac{c_{uk}}{\gamma_{mcs}} \right)$$

Spetslasten försummas, bl a eftersom den rörelse som erfordras för att mobilisera denna ej kan accepteras i det här aktuella fallet. Vidare beräknas partialkoefficienterna med hjälp av förenklad betamodell (avsnitt 3.6.3), vilket innebär att γ_n utgår (hänsyn till säkerhetsklassen tas då vid bestämning av γ_m). Bärförmågan kan då tecknas;

$$R_d = \frac{\alpha}{\gamma_{m\alpha}} \cdot \frac{\theta}{\gamma_{m\theta}} \cdot \frac{\bar{c}_{uk}}{\gamma_{mcm}} \cdot L_p$$

där:

\bar{c}_{uk} = Medelvärde av skjuvhållfastheten längs pålens längd

L_p = Pålens längd

övriga beckningar enligt ovan.

Bestämning av skjuvhållfasthet

Den karakteristiska skjuvhållfastheten kan enligt ekvation 3-4 tecknas;

$$c_{uk, \text{aktuell varaktighet}} = \kappa_t \cdot c_{uk}$$

Här erhålles således två fall;

$\kappa_t = 1,0$ i fallet långtidslast+trafiklast, vilket ger en medelskjuvhållfasthet, $\bar{c}_{uk} = 20$ kPa

$\kappa_t = 0,7$ i fallet långtidslast, vilket ger, $\bar{c}_{uk} = 14$ kPa

Eftersom långtidslasten här utgör 90 % av den totala lasten blir här fallet med enbart långtidslast dimensionerande.

Bestämning av vidhäftningsfaktor, α

Vidhäftningsfaktorn, α , kan enligt ekvation 3-5 bestämmas enligt;

$$\alpha_{okorr} \cdot \kappa_\phi \cdot \kappa_f \cdot \kappa_{OCR} \cdot \kappa_T$$

α_{okorr} sätts till 1,0 (full vidhäftning)

κ_ϕ sätts till 0,9 eftersom pålens diameter $\approx 0,3$ m

κ_f sätts till 1,0 eftersom pålen har konstant tvärsnitt

κ_{OCR} sätts till 1,0 eftersom jorden är normalkonsoliderad

κ_T sätts till 1,0, då pålen belastas 5 månader efter installation

Vidhäftningsfaktorn, α , blir i detta fall således 0,9.

Bestämning av pålens omkrets

Pålens omkrets kan i detta fall antas vara känd, och är då $4 \cdot 0,27 \text{ m} = 1,08 \text{ m}$.

Bestämning av partialkoefficienter

Inledningsvis beräknas de sensitivitetsfaktorer som skall användas för bestämning av partialkoefficienterna, γ_{mi} . Om man inte har specifik kunskap om variationerna för osäkerheten för de styrande variablerna kan en beräkning baseras på de standardvärden på variationskoefficienten som angetts ovan. I det här aktuella fallet är variationskoefficienten för skjuvhållfastheten känd. Eftersom pålens tvärmått är att betrakta som känt ansätts variationskoefficienten till 0 % för pålens omkrets. Avseende vidhäftningsfaktorn, α , används däremot det ovan angivna generella värdet 0,15.

De variationskoefficienter som kan användas blir då;

$$\begin{array}{ll} \text{vidhäftningsfaktor, } V_{\alpha} & = 15 \% \\ \text{omkrets, } V_{\theta} & = 0 \% \\ \text{skjuvhållfasthet, } V_{cu} & = 10 \% \end{array}$$

Vilket då ger att sensitivitetsfaktorn, α , med hjälp av ekvation 3-14 kan beräknas till;

$$\begin{array}{l} \alpha_{\alpha} = 0,83 \\ \alpha_{\theta} = 0 \\ \alpha_{cu} = 0,55 \end{array}$$

Säkerhetsklass 1 innebär att säkerhetsindex, β , skall sättas till 3,7, och med hjälp av ekvation 3-15 kan γ_{mi} då beräknas till:

$$\begin{array}{l} \gamma_{m\alpha} = e^{\alpha(\alpha) \cdot \beta \cdot V(\alpha)} = e^{0,83 \cdot 3,7 \cdot 0,15} = 1,59 \\ \gamma_{m\theta} = e^{\alpha(\theta) \cdot \beta \cdot V(\theta)} = e^{0 \cdot 3,7 \cdot 0} = 1,0 \\ \gamma_{m_{cu}} = e^{\alpha(cu) \cdot \beta \cdot V(cu)} = e^{0,55 \cdot 3,7 \cdot 0,10} = 1,23 \end{array}$$

Pålens geotekniska bärförmåga

Pålens geotekniska bärförmåga, R_d , blir då slutligen;

$$R_d = \frac{\alpha}{\gamma_{m\alpha}} \cdot \frac{\theta}{\gamma_{m\theta}} \cdot \frac{\bar{c}_{uk}}{\gamma_{mcm}} \cdot L_p = \frac{0,9}{1,59} \cdot \frac{1,08}{1,0} \cdot \frac{14}{1,23} \cdot 26 = 181 \text{ kN}$$

3.7 AVVIKELSER FRÅN KONVENTIONELLT BETRÄKTELSESÄTT

Beräkning av partialkoefficienter enligt metoden som beskrivs i denna rapport ger i många fall lägre total säkerhetsfaktor i jämförelse med den praxis som finns idag. Emellertid ger den också ett ”säkrare” resultat, och man ”får betalt” i form av t ex högre dimensionerande skjuvhållfasthet om ett större antal sonderingar utförs. Det är dock viktigt att poängtera att en kvalificerad sättningsberäkning måste utföras med anledning av att vissa parametrar utnyttjas hårdare.

4. Långtidssättningar

Vid grundläggning med mantelburna pålar i kohesionsjord (kohesionspålar) är det som regel större risk för såväl större totalsättningar som för differenssättningar än vid grundläggning på spetsburna pålar. Dimensionering av kohesionspålade konstruktioner innebär därför generellt högre krav på utförande av tillförlitliga sättningsberäkningar, både för bedömning av totalsättningarnas storlek och för uppskattning av förväntade sättningskillnader mellan olika grundläggningpunkter och/eller konstruktionsdelar.

Sättningsrörelsernas storlek är, förutom av lasteffekten, starkt beroende av jordens överkonsolidering (skillnaden mellan jordens förkonsolideringstryck och rådande effektivtryck) och kompressionsmodul på olika djup i jordlagren. Vidare har sättningarnas tidsförlopp under konstruktionens tekniska livslängd en avgörande betydelse vid dimensionering av kohesionspålgrundlagda konstruktioner.

Det är viktigt att man så långt det är möjligt utformar pålningen så att den sammanlagda tillskottsspänningen av långtidslaster (från fyllning, grundvattensänkning, kontakttryck från bottenplatta, pålar etc) inte överskrider lerans förkonsolideringstryck. Användning av pålar innebär ju en möjlighet att styra lasten i vertikalled och i viss mån även i horisontalled. På så sätt kan man anpassa konstruktionen till jordlagrens sättningsegenskaper. Överskrider inte förkonsolideringstrycket blir sättningarna förhållandevis små, medan de i det motsatta fallet kan bli mycket stora och då även ojämna.

I normalkonsoliderad eller svagt överkonsoliderad jord, där det är oundvikligt att överskridera förkonsolideringstrycket, bör pålningen utformas så att lastöverföringen från pålarna till leran sker i lager med de gynnsammaste egenskaperna, både med hänsyn till sättningsstorlek och tidsförlopp. Från **geoteknisk synpunkt** är det härvidlag oftast bättre med färre långa pålar än många korta, även om brottbärförmågan beräkningsmässigt är densamma. Dels har jorden som regel högre modul i djupare liggande lager, dels utvecklade

sättningarna betydligt långsammare beroende på att dräneringsvägarna blir längre. Sättningar till följd av kompression av jorden på stort djup blir som regel dessutom jämnare. Från **konstruktiv synpunkt** medför dock ett färre antal pålar i många fall större snittkrafter och därmed högre påkänningar i konstruktionen vilket naturligtvis måste beaktas vid dimensionering av konstruktionen.

Sättningsberäkningar för en mindre kohesionspålgrupp eller för en hel konstruktion grundlagd på kohesionspålar har fram till 1980-talet ofta utförts på ett förenklat sätt, och den metod som utnyttjats är den så kallade analogimetoden. Metoden bygger på analogi mellan pålgrupp och ett fiktivt fundament grundlagt på djupet $2/3 \cdot L_p$ under påltoppen, där L_p är pållängden i jord, (se Figur 4-4c). Beräkningen utförs sedan i två steg där det första steget omfattar beräkning av tillskottsspänningarna i jorden med hänsyn till lastspridning, och där det andra steget utgör själva sättningsberäkningen.

Analogimetoden har i Sverige främst tillämpats i fall där pålningen dimensionerats så att totalsäkerhetsfaktorn för bärförmågan har varit ca 3-faldig. En jämförelse med den lastfördelning som enligt avsnitt 4.1.3 rekommenderas för en normalkonsoliderad jord ger vid handen att lasten enligt detta betraktelsesätt hamnar på en nivå inte så långt från det djup som analogimetoden förutsätter. Detta kan förklara att man trots metodens stora förenkling av problemet uppnått relativt god överensstämmelse mellan beräknad och verklig sättning i dessa fall.

Sedan 1980-talet har emellertid dimensionering av kohesionspålade konstruktioner – framför allt samverkanskonstruktioner med utnyttjande av sk kryppålar – utförts på ett mer nyanserat sätt och med hänsyn till förmodat verkningssätt hos konstruktionen. Ett högre utnyttjande av pålarnas bärförmåga, och samtidig samverkan med ovanliggande konstruktion, har inneburit att större krav ställts på tillförlitliga deformationsberäkningar. Ökad användning av datorer har också möjliggjort

detta, bl a genom förfinad modellering av laster och möjlighet att använda mer komplexa modeller för beräkning av tillskottsspänningar i jorden.

4.1 LASTÖVERFÖRING MELLAN PÅLE OCH JORD

Lastfördelningen längs pålen och därmed överföringen från påle till jord är beroende av ett flertal faktorer, såsom

- Jordens skjuvhållfasthet i olika lager
- Jordens deformationsegenskaper i olika skikt
- Pålens mantelyta
- Utnyttjandegraden av pålens bärförmåga
- Pågående sättningar till följd av uppfyllningar, grundvattensänkning etc.
- Tidsförloppet för sättningsutvecklingen i jorden

I ett bärande system betraktat som fjädrar kommer den styvaste fjädern att bära den största lasten. I systemet pålar/jord är pålarna som regel avsevärt styvare än omgivande jord och pålarna kommer därmed i första hand att bära den påförda lasten. I initialskedet, då lasten påförs kan dock lasten i pålarna temporärt vara betydligt mindre än den dimensionerande beroende på att jorden initieellt bär en del av lasten via kontaktryck mot konstruktionens bottenplatta/pålplattor. Denna effekt kan vara mer eller mindre utdragen i tiden. En orsak till ett sådant kontaktryck kan vara svälltryck, vikat kan orsakas av ”innestängd” hävning vid urschaktning beroende på att hävningen förhindras eller minimeras av pålar slagna före urschaktningen, och/eller att last påförs på schaktbottennivån innan hävningen utvecklats fullt ut. Vid samverkansgrundläggning (jfr kapitel 5), där lasten skall bäras av pålar i kombination med kontaktryck mot konstruktionens bottenplatta, är det dessutom fördelaktigt om hävningen minimeras, så att den del av lasten som skall bäras genom kontaktryck kan mobiliseras utan allt för stor återfjädring i jorden.

Vid samverkansgrundläggning är det normalt önskvärt att pålarna utnyttjas maximalt, dvs att de mobiliseras längs hela sin längd (s k kryp-pålning). Skälet till detta är svårigheten att annars prognostisera lastfördelningen mellan platta och pålar som beskrivs ovan. Att se till att pålarna ”inte kan ta för mycket last” möjliggör dock en bättre bedömning av lastfördelningen. Pålarna dimensioneras för full mobilisering av mantelkohesionen utmed hela längden, och kan därmed inte ta större last än vad

som förutsatts. Då pålarnas bärförmåga är fullt mobiliserad måste således resterande last överföras som kontaktryck mellan bottenplatta/pålplattor och jord. Härigenom optimeras möjligheten att förutsäga lastfördelningen mellan påle och bottenplatta, liksom lastfördelningen längs pålen.

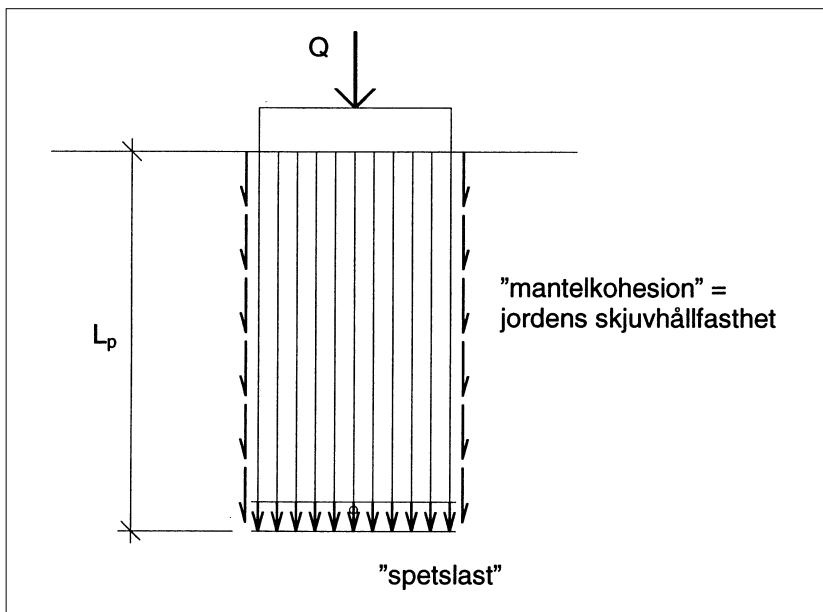
Vid mer traditionell kohesionspålning, där pålarnas karakteristiska bärförmåga endast utnyttjas till viss del (dimensionerande bärförmåga) blir lastfördelningen pålar-bottenplatta mer osäker. Vidare kan lastöverföringen mellan påle och jord ske utmed olika delar längs pålen beroende på lerans egenskaper. I avsnitt 4.1.1 – 4.1.6 nedan behandlas några olika fall.

4.1.1 Lastöverföring för enskild påle

Den last som kan överföras mellan en enskild påles mantelyta och jorden är begränsad till den mantelkohesion (långtidsvärdet) som kan mobiliseras utmed pålens olika delelement. När pålens totala bärförmåga överskrids kommer pålen således att stansa i jorden. Generellt kommer dock last initieellt att överföras längs pålens övre del, (där störst relativrörelse mellan påle och jord erhålles). Ju högre last, och desto slankare påle, desto längre ner kommer lasten att överföras till jorden.

4.1.2 Inverkan av påltäthet

Den totala bärförmågan i en grupp av närliggande singelpålar kan teoretiskt sett antingen vara summan av de enskilda pålarnas bärförmåga, eller bärigheten beräknad med hänsyn till gruppeffekt, se avsnitt 3.5. Förhållandet mellan pålgruppens och de enskilda pålarnas sammanlagda bärförmåga beror på flera faktorer och då i huvudsak av pålavståndet, men även av pållängden samt förhållandet mellan längd och avstånd mellan de enskilda pålarna. Om avstånden är för små kommer gruppen att fungera som ett fundament varvid jorden mellan pålarna kommer att följa med i sättningsrörelsen utan att medverka till lastspridningen. För att pålarna i pålgruppen skall fungera som enskilda pålar måste således avstånden vara tillräckligt stora vilket behandlas i avsnitt 3.5. I det fall pålarna placeras så tätt att de kan betraktas som en enhet, så utförs sättningsberäkningen lämpligen som för ett djupgrundlagt fundament, där den totala lasteffekten från den ovanliggande konstruktionen fördelas och sprids enligt Figur 4-1. I detta fall kan antas att lasten i första hand överförs via sidorna, och att resterande del överförs via ”spetsen”.



Figur 4-1.
Antagen lastöverföring
då pålarna är placerade
så tätt att gruppen funge-
rar som "ett block".

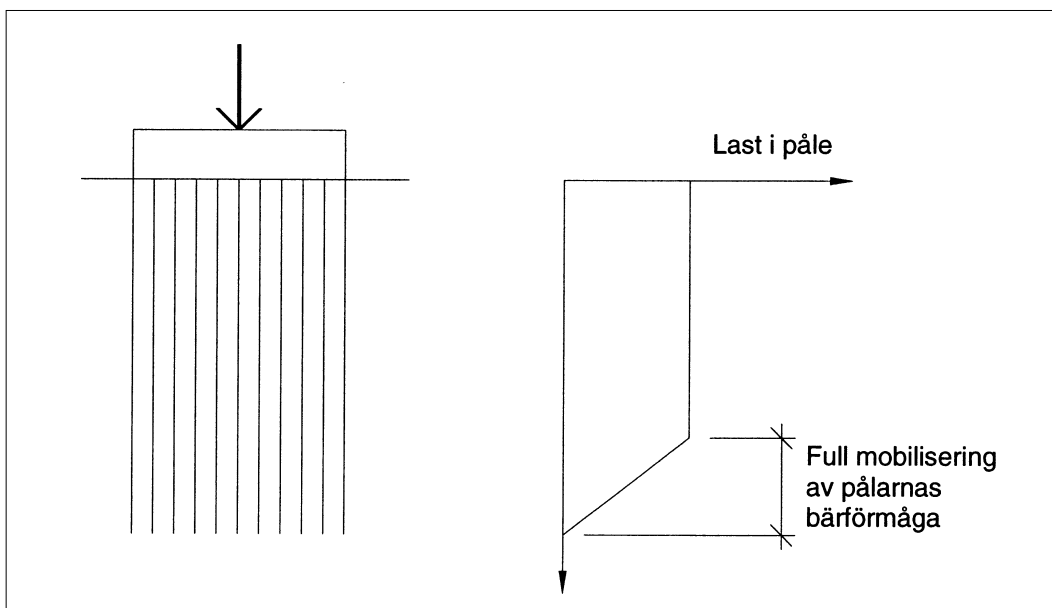
I resterande avsnitt beträffande sättningsberäkning förutsätts att pålavståndet vid bärförmågedimensioneringen valts så stort att lastöverföringen från pålarna till jorden sker som för enskild påle.

4.1.3 Normalkonsoliderad jord

När pålen belastas med en last mindre än dess bärförmåga kommer lasten vid pålastning till följd av pålens kompression först att överföras till de ytliga jordlagren, som initieellt bär lasten genom ökat porvattenttryck. Lastfördelningen längs pålen avgörs av styvhetsförhållandet mellan påle och jord. När konsolidering sedan sker och sättningar utbildas, kommer dock relativdeformationen mellan påle och jord, och därmed lastöverföringen, i det aktuella

skiktet att reduceras och pålen tvingas förenklat uttryckt att istället försöka föra över lasten till den underliggande och hittills "outnyttjade" styvare leran. Detta medför att lasten successivt "vandrar neråt".

För kohesionspålar i normalkonsoliderad jord kan lastöverföringen i permanentstadiet (bortsett från initialskedet) således beräkningsmässigt förutsättas ske från pålspetsen och uppåt, se Figur 4-2. Hur stor del av pålen som därmed mobiliseras är därigenom beroende av utnyttjandegraden av pålens totala bärförmåga, och lastfördelningskurvan bestäms av den enskilda pålens lastöverföringsförmåga enligt avsnitt 4.1.1.



Figur 4-2.
Antagen lastöverföring
vid kohesionspålad
grundläggning i nor-
malkonsoliderad jord.

4.1.4 Överkonsoliderad jord

I detta fall förutsätts att de vertikala tillskottsspänningarna av samtliga förekommande långtidslaster (inklusive bidrag från pållasterna) kan påvisas vara mindre än jordens överkonsolidering i hela djupintervallet från pålavskärningsnivån till pålspetsnivån, se Figur 4-3. Från sättningsynpunkt är naturligtvis kohesionspålning i överkonsoliderad jord generellt sett betydligt gynnsammare än i normalkonsoliderad, eftersom kompressionsmodulen vid belastning under förkonsolideringstrycket är avsevärt högre än vid belastning över detsamma. Sättningarna blir därmed också betydligt mindre.

Den exakta lastfördelningen längs en enskild påle i en överkonsoliderad jord är svår att bestämma och styrs liksom i normalkonsoliderad jord av styvhetsförhållandet mellan påle och jord. Eftersom sättningarna i de flesta fall dock förväntas bli små vid grundläggning i en överkonsoliderad jord torde en något felaktig lastfördelning längs pålen (och därmed beräknad tillskottsspänning i respektive jordlager) endast marginellt påverka slutresultatet av sättningsberäkningarna.

För praktiskt bruk föreslås ett något förenklat beräkningsförfarande enligt följande:

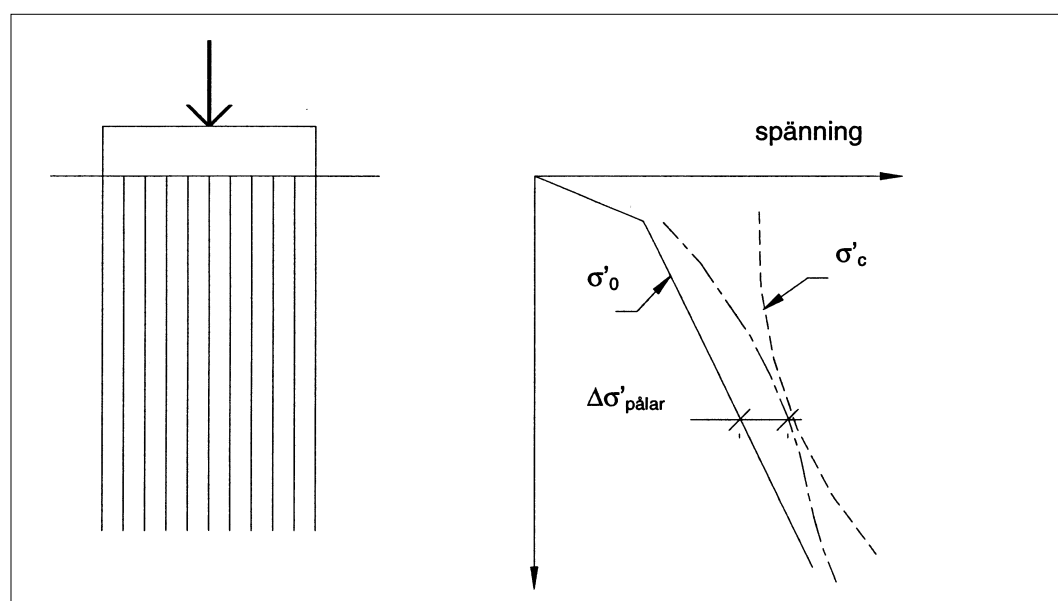
- Bärförmågan (maximal långtidslast som kan överföras från pålen) bestäms för pålens olika delelement.
- Lastöverföringen påle/jord för den enskilda pålen ansätts i ett första antagande jämnt fördelad utmed pålen, men med villkoret att de enskilda elementens bärförmåga inte överskrids.

- Tillskottsspänningarna av samtliga laster i jorden beräknas och jämförs med tillgänglig överkonsolidering.
- Om överkonsolideringen överskrids inom något djupintervall och underskrids i ett annat görs omfördelning av pållasterna och därefter en förnyad spänningsberäkning.
- Förfarandet upprepas tills en lösning hittas där tillskottsspänningarna genomgående underskrider jordens överkonsolidering. (I likhet med fallet med normalkonsoliderad jord är det rimligt att anta att lasten främst överförs längs pålens nedre del, dock fortfarande så att överkonsolideringen inte överskrids.)

Sättningsberäkning utförs därefter för den på så sätt beräknade tillskottsspänningen även om geometrisk kompatibilitet mellan påle och jord inte uppnås.

4.1.5 Normalkonsoliderad jord på överkonsoliderad jord

När förhållandena är sådana att normalkonsoliderad jord överlagras en överkonsoliderad jord rekommenderas att pålarna utformas med sådan täthet och längd att överföringen av långtidslasterna beräkningsmässigt kan ske i det överkonsoliderade lagret. Detta skall helst göras så att tillskottsspänningarna inte överskrider överkonsolideringen enligt samma princip som beskrivs i avsnitt 4.1.4. Detta förutsätter således att lasteffekten på den enskilda pålen inför spännings- och sättningsberäkningen kan fördelas utmed den del av pålen som står i den överkonsoliderade jorden utan att överskrida de enskilda pålelementens bärförmåga. Om pålantalet är för litet och/eller längderna otillräckliga, så att lasteffekten inte



Figur 4-3.
Spänningarna till följd av den kohesionspålade konstruktionen överskrider ej förkonsolideringstrycket.

helt kan fördelas med hänsyn till otillräcklig bärförmåga hos pålarna inom den överkonsoliderade zonen, skall den resterande lasten normalt fördelas med början i den normalkonsoliderade zonen, jfr avsnitt 4.1.3.

4.1.6 Överkonsoliderad jord på normalkonsoliderad jord

Inom vissa områden kan överkonsoliderad jord påträffas över en normalkonsoliderad jord, eller över en jord med lägre överkonsolideringsgrad och/eller kompressionsmodul. I princip fås denna situation då schaktning för källare utförs, eftersom avlastningseffekten (den skapade överkonsolideringen) avtar med djupet.

Grundläggning kan i normalfallet inte utföras direkt på den överkonsoliderade jorden eftersom tillskottslasterna och de därav orsakade sättningarna oftast blir alltför stora i den på större djup mer kompressibla jorden. Grundläggning måste då istället som regel utföras med kohesionspålar till större djup eller med spetsburna pålar till fast botten. I vissa fall, när det överkonsoliderade lagret har stor måktighet, kan dock grundläggning på eller i det överkonsoliderade skiktet vara acceptabel. Principiellt bör lasten då föras över på högsta möjliga nivå så att tillskottsspänningen på den underliggande sämre jorden blir så liten och så jämn som möjligt. Bästa sätt att åstadkomma detta är att utnyttja maximalt kontaktryck mot själva grundkonstruktionen. För överföring av resterande last via pålar skall pålarna placeras uppe i den överkonsoliderade jorden. På detta sätt sprids lasteffekten från en konstruktion på

ett optimalt sätt i vertikalled i den överkonsoliderade jorden.

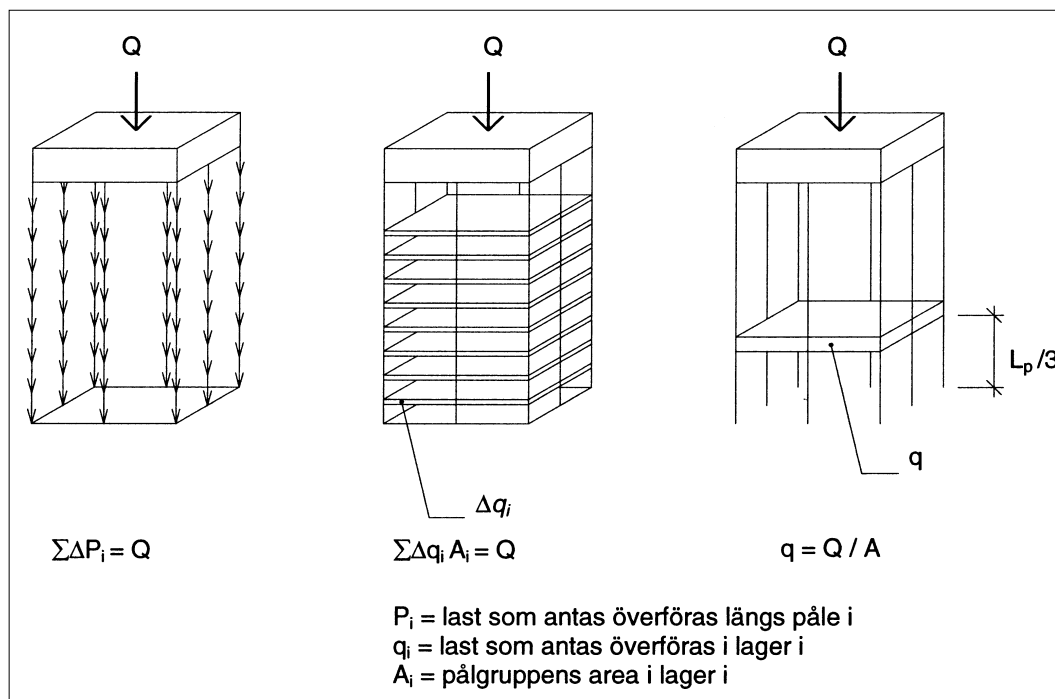
På samma sätt som i en helt överkonsoliderad jordprofil förutsätts att de vertikala tillskottsspänningarna av samtliga långtidslaster kan påvisas vara mindre än jordens överkonsolidering i hela djupintervallet från pålavskärningsnivån till påspetsnivån. Vidare måste naturligtvis sättningarna i den underliggande normalkonsoliderade jorden bli acceptabla, både avseende storlek och jämnhet.

4.2 BERÄKNING AV TILLSKOTTSPÄNNINGAR

En viktig del av en sättningsanalys för en kohesionspålad konstruktion är beräkning av tillskottsspänningarna i jorden. Härvid måste man förutom pålasterna ta hänsyn till alla förekommande laster på markytan. Såväl pål- som ytlaster kan modelleras på olika sätt.

Pållaster kan beroende på noggrannhetskrav modelleras som:

- Punktlaster fördelade utmed respektive påles hela längd eller del därav och verkan i dess centrumlinje, se Figur 4-4a.
- Ytlaster med konstant lastintensitet representerande flera pålar och fördelade utmed "pålbloket" totala djup eller del därav, se Figur 4-4b. Analogimetoden är således att betrakta som ett specialfall av ylastmodellering där hela lasten mycket förenklat antas verka på $2/3 \cdot L_p$ under påltoppen (L_p är pållängd i jord) se Figur 4-4c.



Figur 4-4.
Olika modeller för simulering av pållaster:
a) genom punktlaster i pålcentrum
b) genom ytlaster på olika nivåer
c) genom ylast på en nivå ("analogimetoden")

I första hand rekommenderas modellering av pållasterna som punktlaster, och i andra hand som ytlaster. Vid ytlastermodellering kan dock noggrannheten ökas ju finare indelning i plan som görs. Noggrannheten i spänningsberäkningen ökar dessutom i båda fallen naturligtvis ju finare lastindelning som görs i vertikallid vilket i sin tur innebär att användning av analogimetoden, där all last påförs på en nivå, bör undvikas annat än vid överslagberäkningar.

Vid modellering av pållasterna måste pålelementens maximala bärförmåga och lastfördelningen längs pålarna enligt avsnitt 4.1 beaktas.

För pållaster modellerade som punktlaster rekommenderas spänningsberäkning enligt Mindlin (eller möjligen med Boussinesqs metod, korrigerad enligt Jelinek (1951) för angreppspunkt på visst djup).

För pållaster modellerade som ytlaster rekommenderas i första hand Boussinesq (Steinbrenner) och i andra hand 2:1-metoden. Dessa metoder tar dock ingen hänsyn till att lasten angriper inuti jordvolymen. För att minska beräkningsinsatsen kan pållasterna från mindre eller större grupper av pålar modelleras som (rektangulära) ytlaster fördelade med djupet. Valet av ytlaster skall göras på basis av pålarnas bärförmåga och jordens sättningsegenskaper enligt avsnitt 4.1. Summan av samtliga pålars lastbidrag för respektive del-element i nivå med, och inom betraktad pålarearea räknas om till en utbredd last, vilken antas nivåmässigt angripa i de aktuella del-elementens mitt, se Figur 4-4b. Tillskottsspänningarna av de (rektangulära) modellerade pållasterna beräknas på samma sätt för varje enskild lastyta varvid z räknas som djupet under respektive lastytas angreppsnivå, men i övrigt utan beaktande av att lasten angriper inuti jordvolymen. De beräknade tillskottsspänningarna av pållasterna adderas i varje vald beräkningspunkt tillsammans med tillskottsspänningar av laster på markytan.

Laster på markytan samt last på schaktbotten (exempelvis för källare) behandlas lämpligen på konventionellt sätt, dvs genom uppdelning i ytlaster med konstant lastintensitet.

Tillskottsspänningarna mot djupet kan beräknas enligt någon elasticitetsteoretisk metod (se avsnitt 4.2.1) eller med någon närmemetod. Av närmemetoderna torde den s.k. 2:1-metoden (se avsnitt 4.2.2) vara den helt dominerande metoden beroende på sin enkelhet vid

handberäkning. Bara ett fåtal metoder tar hänsyn till lastens angreppsdjup, (vilket innebär en väsentligt ökad lastspridning för laster som angriper på större djup).

För utbredda laster på markytan föreslås i prioritetsordning spänningsberäkning enligt Frölich, Boussinesq (Steinbrenner) eller 2:1-metod.

Sättningsberäkningen görs normalt under antagande om endimensionell kompression (kompressionsareametoden). Därför redovisas nedan endast uttryck för beräkning av tillskottsspänningar i vertikallid.

4.2.1 Elasticitetsteoretiska metoder

Spänningsberäkning vid jordmekaniska problem görs i bruksstadiet ofta under antagandet att jorden är ett isotropt, idealelastiskt, viktlost halvoändligt medium, även om förhållandena mestadels avviker från ett sådant antagande. Beräkningsresultaten avseende vertikalspänningarna har dock ansetts ha en för praktiskt bruk tillräcklig noggrannhet. Beräkning av tillskottsspänning till följd av en ytlaster sker normalt som integrering av tillskottsspänningarna från ett antal punktlaster. Denna integration kan för ett antal specialfall ske explicit, medan den i andra fall bör utföras numeriskt. Fördelen med numerisk integrering är att godtyckliga ytlaster kan hanteras. Nedan anges ett antal uttryck, vilka antingen kan användas direkt eller för numerisk integration.

Boussinesq

Den vertikala tillskottsspänningen på olika djup under **en punktlaster på markytan** har härletts av bl a Boussinesq, och kan med beteckningar enligt Figur 4-5 skrivas som

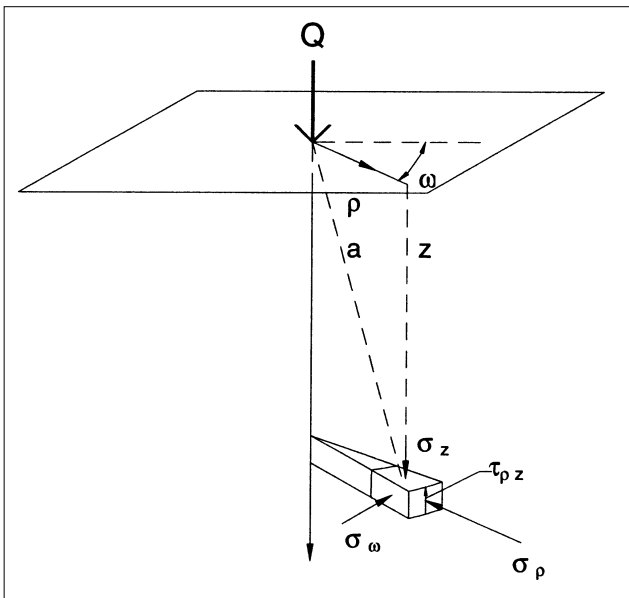
$$\Delta\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{a^5} \quad \text{Ekv.4-1}$$

För en punktlaster med angreppspunkt **under markytan** har Jelinek föreslagit en approximativ metod i vilken det verkliga djupet z ersätts med ett fiktivt djup, κz , varvid följande uttryck erhålls:

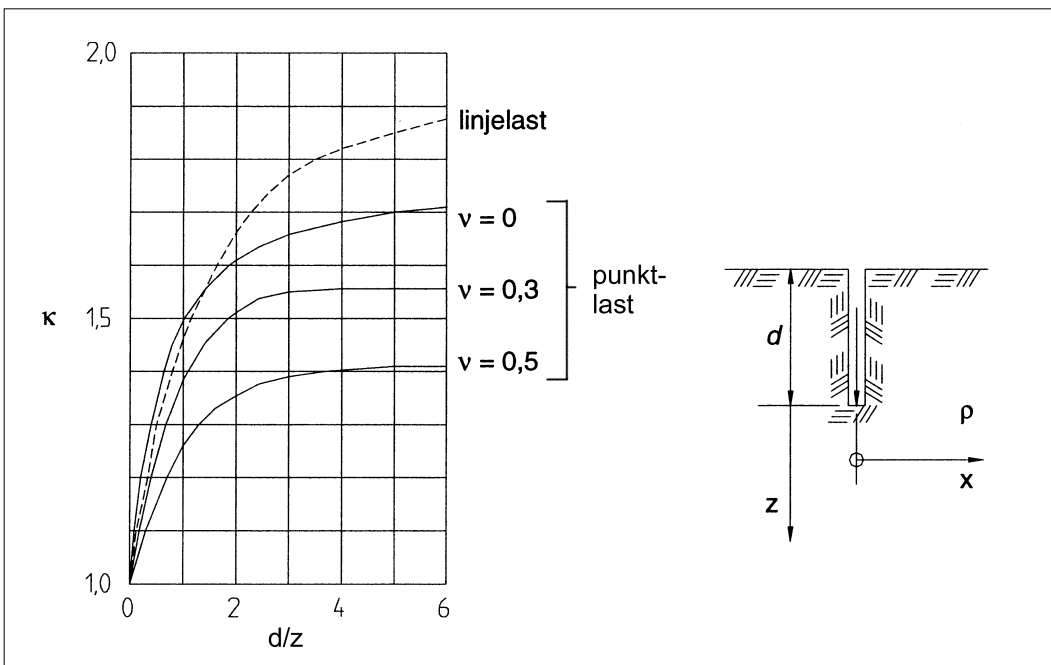
$$\Delta\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{(\kappa \cdot z)^3}{[\rho^2 + (\kappa \cdot z)^2]^{5/2}}$$

$$\text{(eftersom } a^2 = \rho^2 + z^2) \quad \text{Ekv.4-2}$$

Värdet på κ fås ur Figur 4-6.



Figur 4-5.
Beteckningar för beräkning av spänningar till följd av punktlast på markytan enligt Boussinesq.



Figur 4-6.
Faktorn κ för bestämning av fiktivt djup enligt Jelinek.

Som alternativ till Mindlins lösning enligt nedan kan ekvation 4-2 eventuellt användas för beräkning av tillskottsspänningar av pålasten i form av punktlaster fördelade mot djupet. På samma sätt som vid användning av Mindlins lösning blir indatamängden dock snabbt mycket stor, vilket i praktiken innebär krav på datorberäkning.

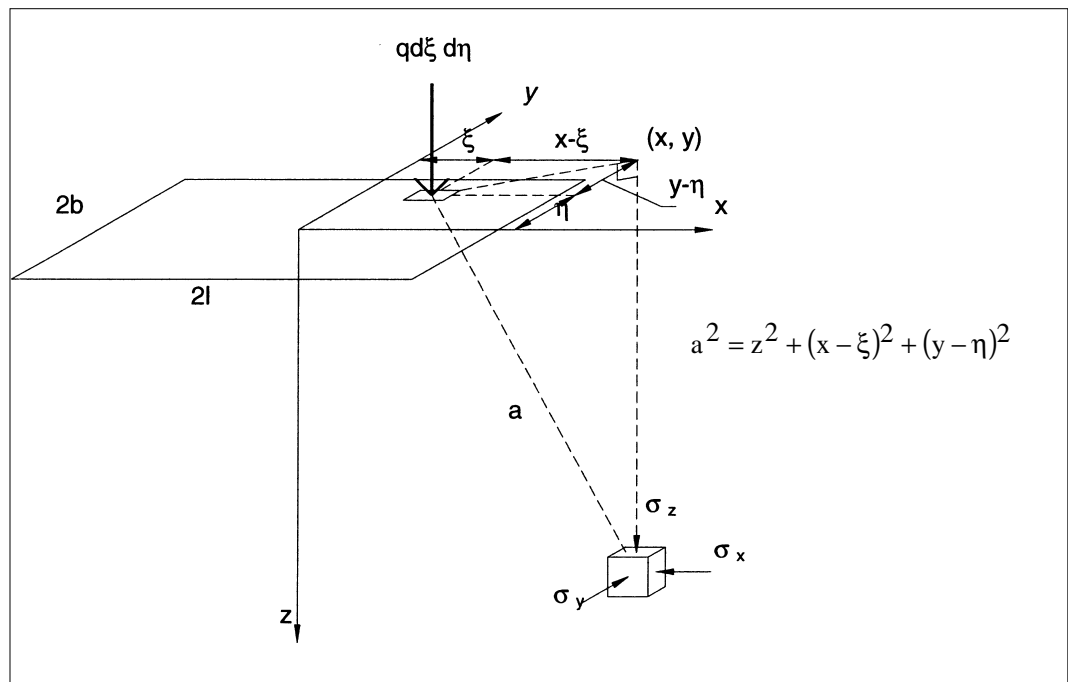
Spänningen till följd av en rektangulärt utbredd last enligt Figur 4-7 kan beräknas genom integration av Boussinesqs uttryck enligt ekvation 4-1.

För $x = y = 0$ fås spänningen mitt under lasten då som;

$$\Delta\sigma_z = \frac{2q}{\pi} \cdot \left[\frac{lbz(l^2 + b^2 + 2z^2)}{(l^2 + z^2)(b^2 + z^2)\sqrt{l^2 + b^2 + z^2}} + \arcsin \left\{ \frac{lb}{\sqrt{(l^2 + z^2)(b^2 + z^2)}} \right\} \right]$$

Ekv.4-3

För beräkning av spänningen under en godtycklig punkt har Steinbrenner redovisat en lösning baserad på ekvation 4-3. Metoden bygger på att ett uttryck etableras för spänningen under hörnet på en rektangulär ylast. Detta kan göras genom att lasten enligt Figur 4-7 delas upp i fyra lika stora delar ($l \times b$). Spänningen mitt under den ursprungliga lastytan kan genom superponering ses som summan av tillskottsspänningen under hörnet för respektive delastyta. Tillskottsspänningen av



Figur 4-7.
Spänning till följd av en rektangulär utbredd ytlast.

lasten q under hörnet till en lastyta med längden l och bredden b blir då en fjärdedel av den beräknade spänningen enligt ekvation 4-3. Om hjälpparametrarna $m = l/b$ och $n = z/b$ då införs, så kan tillskottsspänningen under ett hörn tecknas som;

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \cdot \left[\frac{mn(1+m^2+2n^2)}{(m^2+n^2)(1+n^2)\sqrt{1+m^2+n^2}} + \arcsin\left\{ \frac{m}{\sqrt{(m^2+n^2)(1+n^2)}} \right\} \right]$$

Ekv.4-4

För praktiska problem, där den totala lasten kan modelleras som rektangulära dellaster med konstant intensitet inom respektive delyta, kan nu ekvation 4-4 användas för beräkning av tillskottsspänningar i godtyckliga punkter såväl inom som utanför lastytan, se Figur 4-8. Vid spänningsberäkning i en punkt utanför lastytan utnyttjas fiktiva laster (positiva och negativa) med hörnet i beräkningspunkten, och med lastintensiteter valda så att den sammanlagda lasten överensstämmer med den verkliga.

Fröhlich

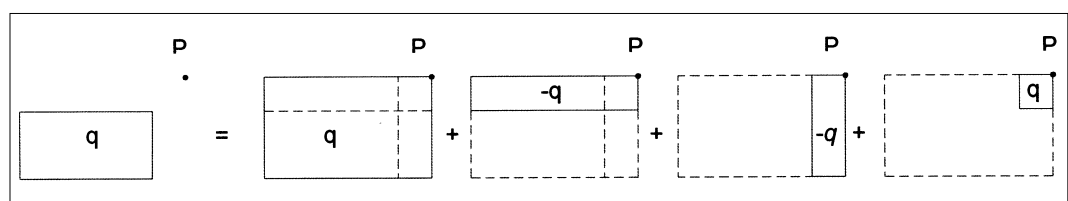
Vid spänningsberäkning enligt Boussinesq förutsätts att jorden är idealelastisk och har oändlig utbredning, samt att elasticitetsmodulen är konstant mot djupet. Om jorden plasticerar, om dess modul ökar med djupet eller om fast botten ligger nära lasten blir dock lastspridningen mindre. För dessa fall har Fröhlich föreslagit ett sätt att beakta detta genom införandet av den s k koncentrationsfaktorn, n . Vertikalspänningen mot djupet av en punktlast kan, med beteckningar enligt Figur 4-9, skrivas som

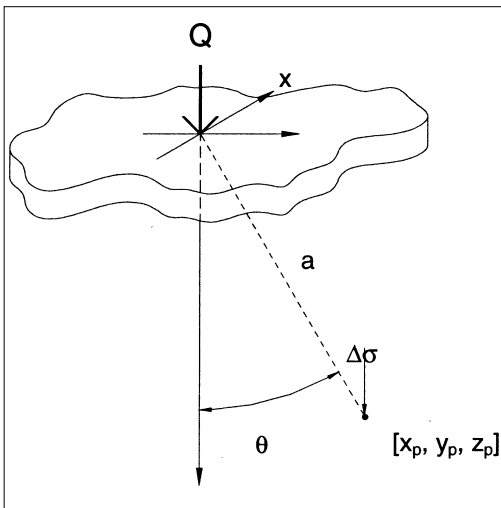
$$\Delta\sigma_z = \frac{nQ}{2\pi a^2} \cdot \cos^n \theta \quad \text{Ekv.4-5}$$

Koncentrationsfaktorn n väljs lämpligen enligt följande:

- $n = 3$ jord med konstant elasticitetsmodul (ger samma resultat som Boussinesqs lösning)
- $n = 4$ lera med mot djupet linjärt ökande elasticitetsmodul

Figur 4-8.
Tillskottsspänning i en godtycklig punkt P i anslutning till en rektangulär ytlast kan beräknas genom superponering av Steinbrenners lösning.





där

ν = Poissons tal

$$R_1 = \sqrt{x^2 + y^2 + (z - c)^2}$$

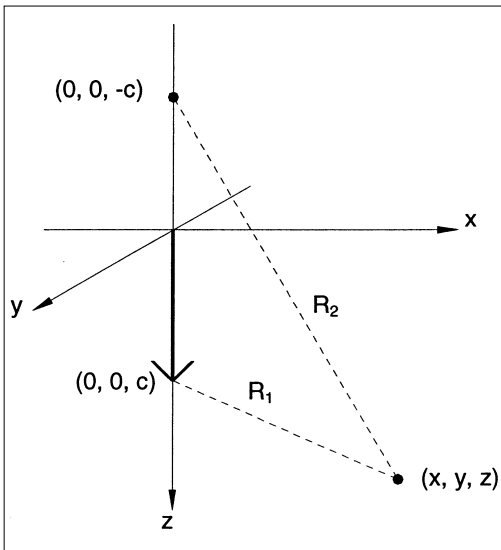
$$R_2 = \sqrt{x^2 + y^2 + (z + c)^2}$$

Lasten från varje påle fördelas med hänsyn till pålarnas bärförmåga och jordens konsolideringsegenskaper enligt avsnitt 4.1, och antas verka i pålens centrumlinje. Ju finare indelning, dvs ju fler dellaster som används, desto noggrannare blir beräkningen.

Figur 4-9. Beteckningar vid beräkning av spänningar till följd av en punktlast på markytan enligt Fröhlich.

Mindlins metod

Till skillnad från tidigare beskrivna metoder (Boussinesq och Fröhlich) innebär Mindlins metod att hänsyn tas till att lasten angriper inuti det halvoändliga mediet (sprider lasten även uppåt). I många fall innebär detta väsentligt lägre tillskottsspänningar än då lasten antas verka på markytan. Mindlins lösning lämpar sig därför bättre för beräkning av tillskottsspänningar av pållasterna. Med beteckningar enligt Figur 4-10 kan tillskottsspänningen i en godtycklig punkt till följd av en punktlast skrivas som;



4.2.2 2:1-metoden (närmemetod)

Den ingenjörsmässigt mest använda metoden för beräkning av tillskottsspänningar i jord av en ytlast med konstant lastintensitet är den så kallade 2:1-metoden, se Figur 4-11.

Metoden bygger på ett antagande att influensvolymen för vertikalspänningarna begränsas av plan vilka lutar 2:1 från den utbredda lastens kanter, och att spänningen i varje horisontalsnitt är konstant. För en rektangulär last q blir tillskottsspänningen, $\Delta\sigma_z$, med beteckningar enligt Figur 4-11 då;

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{(1 + z/b) \cdot (1 + z/l)} \quad \text{Ekv.4-7}$$

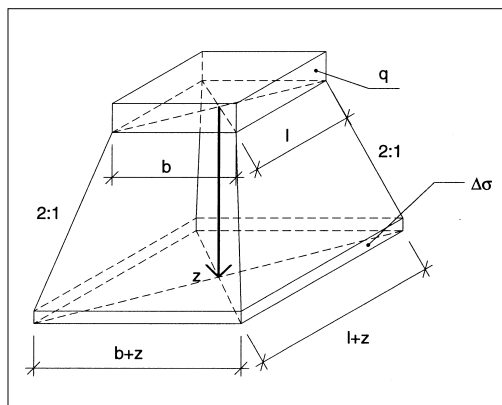
För en långsträckt last ($l \rightarrow \infty$) fås

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{(1 + z/b)} \quad \text{Ekv.4-8}$$

Figur 4-10. Beteckningar vid beräkningar av spänningar till följd av en punktlast enligt Mindlin.

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_2^3} - \frac{3(z-c)^3}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)z(z+c)^2 - 3c(z+c)(5z-c)}{R_2^5} - \frac{30cz(z+c)^3}{R_2^7} \right] \quad \text{Ekv.4-6}$$

Figur 4-11.
Antagen lastspridning vid den s.k. 2:1-metoden.



Metoden är visserligen en närmemetod, men ger i många fall en acceptabel noggrannhet för beskrivning av lastspridningen mot djupet. Vid jämförelse med elasticitetsteoretisk beräkning fås en relativt god överensstämmelse rakt under belastningsytans mitt, på djup större än $1,5 \times b$, (där b är lastbredden). På mindre djup, dvs närmare lastytan än $1,5 \times b$, är överensstämmelsen däremot sämre, se Figur 4-12.

För laster med stor utbredning som exempelvis lasten från en pålad byggnad, bör spänningsberäkning inte bara utföras i mitten, utan **åtminstone** även i hörn och mitt på sidorna för en uppskattning av förväntade differenssättningar. Detta kan enkelt göras genom att betrakta en fiktiv lastyta med centrum i de aktuella beräkningspunkterna, och efter proportionering av tillskottsspänningen med hänsyn till den verkliga lastytan. För ett hörn och en punkt på sidan med längden l , erhålls då

$$\Delta\sigma_z = \frac{1}{4} \frac{q}{(1 + z/2b) \cdot (1 + z/2l)} \quad \text{under ett hörn}$$

Ekv.4-9

respektive

$$\Delta\sigma_z = \frac{1}{2} \frac{q}{(1 + z/2b) \cdot (1 + z/l)} \quad \text{mitt på sida med längden } l$$

Ekv.4-10

På samma sätt som vid användning av Steinbrenners metod (jfr avsnitt 4.2.1) kan tillskottsspänningarna på detta sätt beräknas i en godtycklig punkt för samtliga rektangulära laster med konstant lastintensitet genom superponering av spänningarna från fiktiva laster (positiva och negativa).

4.3 JORDENS SÄTTNINGSEGENSKAPER / KARAKTERISTISKA PARAMETRAR

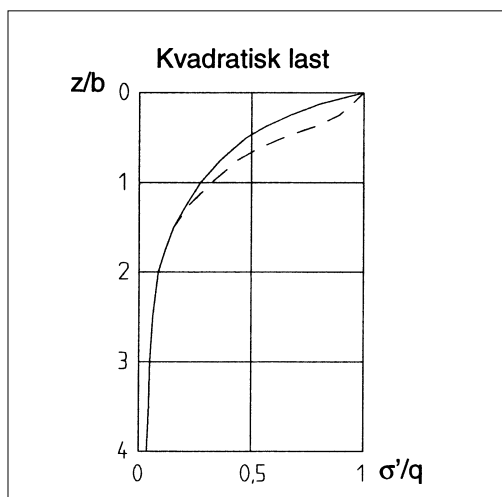
Vid grundläggning med kohesionspålar sker lastöverföringen från pålarna till jorden på stort djup, vilket ställer krav på kunskap om jordens sättningsegenskaper även i lerlagrets djupare delar. Beräkning av sättning i lera baseras mestadels på deformationsegenskaper utvärderade ur ödometerförsök, och då vanligen CRS-försök. De parametrar som utvärderas ur CRS-försök (se Figur 4-13) är

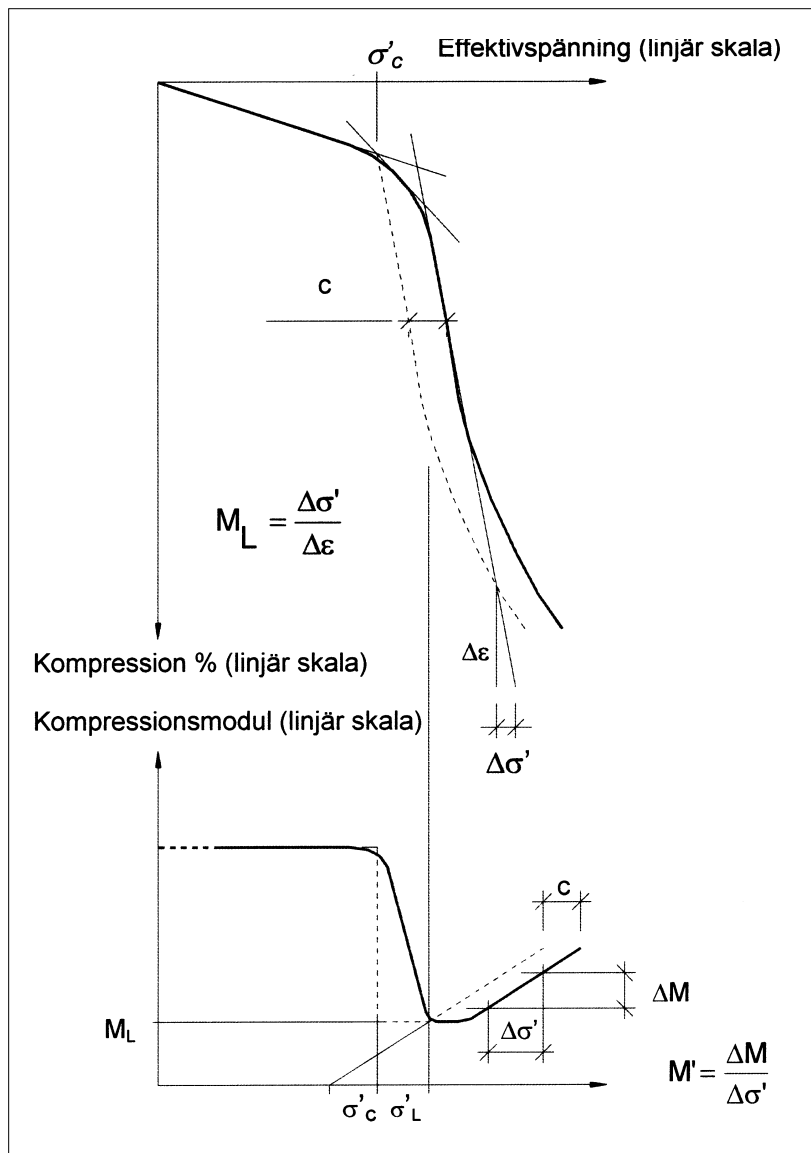
- σ'_c = lerans förkonsolideringstryck
- σ'_L = se figur
- M_0 = kompressionsmodul för spänningar under förkonsolideringstrycket
- M_L = kompressionsmodul för spänningar mellan σ'_c och σ'_L
- M' = kompressionsmodultal enligt figur

Som komplement till ödometerförsök kan också förkonsolideringstrycket indirekt utvärderas från triaxialförsök. Dessa skall då utföras K_0 -konsoliderade och odränerade.

Jämförelse av resultat från CRS-försök och triaxialförsök på lera från stort djup har endast utförts i ett begränsat antal provtagningspunkter, men resultaten tyder på risk för viss överskattning av förkonsolideringstrycket då detta utvärderas ur CRS-försök på prover från stora djup.

Figur 4-12.
Jämförelse mellan spänningar till följd av en ylast beräknade enligt elasticitetsteori och 2:1-metod.
—— 2:1-metod
----- elasticitetsteori





Figur 4-13. Definitioner vid utvärdering av försök i CRS-ödometer.

Som karakteristiskt värde på förkonsolideringstrycket, σ'_{ck} , vid sättningsberäkning föreslås (såvida inte ett annat kan påvisas vara riktigare);

$$\sigma'_{ck} = 0,9 \times \sigma'_c (\text{CRS})$$

Kompressionsmodulen M_0 utvärderad ur normala ödometerförsök är som regel för låg, och bör därför istället bestämmas genom särskilda försök med på-, av- och återbelastning. Alternativt kan empiriska värden väljas som

$$M_{0k} = 250 \cdot c_{uk} \quad \text{i normalkonsoliderad lera}$$

$$M_{0k} = 500 \cdot c_{uk} \quad \text{i överkonsoliderad lera}$$

Som karakteristiskt värde på kompressionsmodulen M_L föreslås (såvida inte annat kan visas vara riktigare) att;

$$M_{Lk} = M_{L(\text{CRS})}$$

För övriga parametrar kan normalt de ur CRS-försöken erhållna parametrarna användas utan korrigering.

4.4 SÄTTNINGSBERÄKNING

4.4.1 Partialkoefficienter

Dimensioneringsvillkoren för sättningar i bruksgränstillstånd kan i enlighet med BKR skrivas som

$$s_d \leq s_{acc} \quad \text{Ekv. 4-11}$$

$$\Delta s_d \leq \Delta s_{acc} \quad \text{Ekv. 4-12}$$

där

s_d = dimensionerande sättning

s_{acc} = acceptabel sättning

Δs_d = dimensionerande differenssättning

Δs_{acc} = acceptabel differenssättning

Den karakteristiska sättningen, s_k , bestäms som

$$s_k = \sum \Delta s_{ik} \quad \text{Ekv.4-13}$$

där

Δs_{ik} beräknad karakteristisk sättning i skikt i enligt kap. 4.4.2

Den dimensionerande sättningen bestäms på motsvarande sätt som

$$s_d = \sum \Delta s_{id} \quad \text{Ekv.4-14}$$

Vid beräkning av Δs_{id} utnyttjas partialkoefficienter enligt Tabell 4-1 (visserligen kan dessa tas fram på samma sätt som redovisats för bärförmågan i avsnitt 3.6.1, men i de allra flesta fall finns dock inte underlag för detta, och istället rekommenderas därför partialkoefficienter enligt Tabell 4-1).

Partialkoefficienten γ_n för säkerhetsklassen väljs i enlighet med BKR 2.1 i brottstadiet, och i bruksstadiet till 1,0.

Karakteristisk och dimensionerade differenssättning mellan två närliggande punkter, A och B , kan beräknas som

$$\Delta s_k = s_{kA} - s_{kB} \quad \text{Ekv.4-15}$$

respektive

$$\Delta s_d = s_{dA} - s_{dB} \quad \text{alt} \quad \Delta s_d = s_{kA} - s_{dB} \quad \text{Ekv.4-16}$$

4.4.2 Totalsättning

Sättningen vid antagande om endimensionell kompression (förhindrad horisontal deformation) kan generellt skrivas som:

$$s = \int_0^h \epsilon dz = \int_0^h \frac{\Delta \sigma'_z}{M_z} dz \quad \text{Ekv.4-17}$$

där

$\Delta \sigma'_z$ = spänningsökningen på djupet z
 M_z = kompressionsmodulen på djupet z
 h = mäktigheten hos sättningsgivande skikt

Sättningsberäkning utförs enligt praxis med kompressionsareametoden, som innebär att jordlagren delas in i ett antal skikt i vilka egenskaper och beräknade spänningar i skikt mitt antas representera hela skiktet. Totala sättningen erhålls därefter genom summering av sättningen i varje delskikt. Med utgångspunkt från den utvärderingsmodell som redovisas i Figur 4-13b blir sättningsbidraget från varje delskikt, i ;

$$\Delta s_i = \frac{\sigma'_i - \sigma'_0}{M_0} \cdot \Delta h_i \quad \text{om} \quad \sigma'_i < \sigma'_c \quad \text{Ekv.4-18}$$

om

$$\sigma'_c < \sigma'_i < \sigma'_L \quad \text{Ekv.4-19}$$

$$\Delta s_i = \left\{ \frac{\sigma'_c - \sigma'_0}{M_0} + \frac{\sigma'_L - \sigma'_c}{M_L} + \frac{1}{M'} \ln \left[1 + \frac{(\sigma'_i - \sigma'_L) \cdot M'}{M_L} \right] \right\} \cdot \Delta h_i$$

$$\text{om} \quad \sigma'_i > \sigma'_L \quad \text{Ekv.4-20}$$

där σ'_i är spänningen efter pålastning i skikt i .

Vid grundläggning med kohesionspålar bör, som tidigare redovisats i avsnitt 4.1, förkonsolideringstrycket helst inte överskridas. Om detta inte är möjligt är normalt sett endast ett litet överskridande acceptabelt med hänsyn till sättningarnas storlek. Detta innebär att i praktiken kommer huvudsakligen ekvation 4-18 och 4-19 att användas, (och sällan eller aldrig ekv 4-20).

Om krypdeformationer i leran förväntas få avgörande betydelse (trots att det karakteristiska förkonsolideringstrycket väljs genom 10-procentig reduktion av det CRS-bestämda förkonsolideringstrycket, se avsnitt 4.3), så skall krypningen beaktas genom särskild utredning.

Tabell 4-1.
Partialkoefficienter
vid sättningsberäkning.

Parameter		Brottgränstillstånd	Bruksgränstillstånd
Beteckning	Benämning	Partialkoefficient γ_m	Partialkoefficient γ_m
ρ_k	Skrymdensitet	1,0	1,0
σ'_{ck} (se kap.4.3)	Förkonsolideringstryck	1,1*	1,0
M_k	Kompressionsmoduler	1,0 – 1,8**	1,0 – 1,6***

* Förkonsolideringstrycket väljs dock aldrig mindre än rådande effektivtryck

** (0,8 à 1,0) x γ_m (brott) (Jfr BKR 4.31)

*** (0,8 à 1,0) x 0,9 x γ_m (brott) (Jfr BKR 4.32)

4.4.3 Tidsförlopp

Sättningsutvecklingen är i de flesta jordarter tidsberoende. I vattenmättad lågpermeabel jord (som t ex lera) är spänningsnivån i relation till förkonsolideringstrycket av avgörande betydelse, inte bara för sättningarnas storlek utan även för tidsförloppet.

Då spänningarna i jorden inte överskrider jordens förkonsolideringstryck kommer sättningarna dels att bli små, dels kommer de att utbildas relativt fort. Vid stort lerdjup, vilket torde vara fallet om kohesionspålar används, kan huvuddelen av sättningen då förväntas uppstå redan inom något eller några år efter det att lasten påförts. Om däremot förkonsolideringstrycket överskrids är sättningsprocessen väsentligt långsammare, speciellt vid stora lerdjup där avståndet till fria dräneringsytor är långt.

För en kohesionspålad konstruktion där förkonsolideringstrycket överskrids är en långsam sättningsutveckling ofta positiv eftersom sättningen inom konstruktionens livslängd då kan vara acceptabel, trots att den beräknade totalsättningen är oacceptabel.

Beräkning av tidsförloppet för konsolideringssättningar i lera baseras i allmänhet på Terzaghis konsolideringsekvation (endimensionell vertikal strömning).

I fall där k och c_v varierar med djupet kan denna ekvation inte lösas explicit, men man kan då t ex använda Helenelunds grafiska metod, (se exempel i handboken Bygg).

4.4.4 Acceptabla sättningar

Acceptabla total- och differenssättningar diskuteras i avsnitt 5.2.

4.5 KORTIDSFÖRSKJUTNING AV KOHESIONSPÅLAR

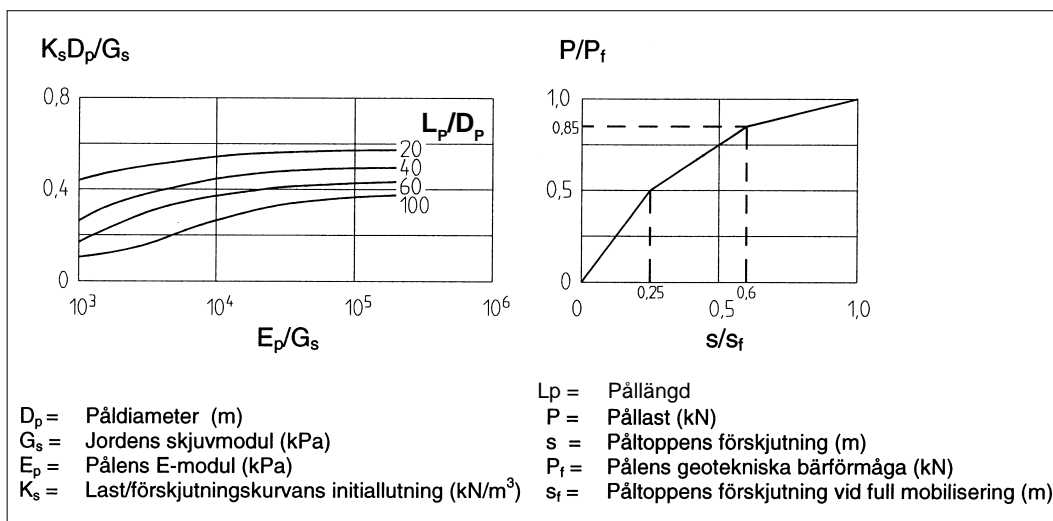
Deformationer hos kohesionspålade konstruktioner handlar i de flesta fall om långtidssättningar hos pålgrupper. I vissa fall kan det dock vara av intresse att beräkna de momentana deformationerna/sättningarna hos en kohesionspålad konstruktion. Detta är t.ex. fallet då man utnyttjar kohesionspålar för broställningar, eller då man använder dragpålar som förankring.

För pålgrupper kan i princip de modeller som redovisats i avsnitt 4 användas, dock måste man naturligtvis då använda ett värde på jordens modul som är representativt för den korta belastningstiden. Om inte annat kan påvisas kan modulen för "momentana" belastningar sättas till $500 c_{uk}$.

I de sättningsberäkningsmodeller som hittills redovisats har hänsyn ej tagits till pålarnas styvhet. I fallet med en enskild momentant belastad påle blir emellertid deformationerna oftast mycket måttliga, och hänsyn till pålens kompression bör då tas.

Torstensson (1973), redovisade en modell enligt vilken förskjutningen av en enskild kohesionspåle kan beräknas. Modellen bygger på antagandet att kohesionspålar har i princip identiska last/förskjutningsegenskaper då last och deformation normeras mot brottlasten, P_f respektive brottdeformationen, s_f . Denna principiella modell redovisas i Figur 4-14 b.

För att kunna bestämma last/deformationssambandet krävs dock att kurvans initiallutning är känd. Denna kan beräknas med någon ideal-elastisk modell, eller tas fram via diagrammet i Figur 4-14 a. Lerans skjuvmodul, G_s , kan i detta sammanhang antas vara $150 c_{uk}$.



5. Dimensionering av överliggande konstruktion

Utformningen av grundläggningen för en konstruktion påverkar inte bara sättningen, utan även lastfördelningen i konstruktionen. Detta innebär att vid dimensionering av en kohesionspålad konstruktion så måste hänsyn även tas till grundläggningens utformning. I detta avsnitt redovisas därför hur man med beräkningar kan verifiera att en byggnad grundlagd med kohesionspålar uppfyller de krav på säkerhetsindex som anges i BKR 2:114.

Grundläggning med kohesionspålar tillämpas ofta i lösa leror med stor mäktighet. Man måste då acceptera relativt stora sättningsrörelser, och en totalsättning på 0,1 á 0,2 m över en längre period är inte ovanlig. De differenssättningar som härigenom uppkommer inom byggnaden måste dock beaktas vid dimensionering av konstruktionen.

Att exakt beräkna hur en byggnadsstruktur kommer att sätta sig under sin livslängd skulle innebära orimliga insatser, såväl avseende provtagning som beräkningar. Därför kommer jordens verkliga deformationsegenskaper och hållfasthet, lastens verkliga storlek samt i viss mån även strukturens styvhet att avvika från de värden som antagits i beräkningarna. Avvikelsen kommer också att variera mellan stödpunkterna. Då sättningar i lera pågår under lång tid kommer även differenssättningarna att variera med tiden.

Av ovanstående diskussion inses att för en byggnad med många pelare erhålls ett mycket stort antal ”möjliga” kombinationer av inbördes förskjutningar mellan pelarnas stödpunkter. Man bör därför inrikta sig på att söka efter de farligaste kombinationerna för varje konstruktionsdel.

I avsnitt 5.1 och 5.2 ges övergripande rekommendationer för dimensionering i brott- respektive bruksgränstillstånd.

I avsnitt 5.3 redovisas ett antal olika beräkningsmetoder, med vilka den överliggande konstruktionen kan dimensioneras.

Avsikten med de i 5.3 föreslagna beräkningsmetoderna är att visa hur man för olika situationer och med olika grad av noggrannhet kan räkna fram dimensionerande krafter och deformationer i en konstruktionsdel.

5.1 DIMENSIONERING AV ÖVERLIGGANDE KONSTRUKTION I BROTTGRÄNSTILLSTÅND

Enligt BKR 4:31 skall en konstruktion dimensioneras för ett brottgränstillstånd som kännetecknas av att sättningsrörelser leder till *materialbrott* eller *förlust av upplag* i den bärande konstruktionen även om jordens/pålningens bärförmåga inte överskrids. Sättningsrörelser kan ibland också leda till stora kraftomlagringar, vilka måste beaktas.

Beräkningen kan utföras antingen enligt elasticitetsteori eller enligt gränslastteori. Tillämpning av gränslastteori bör dock ske med försiktighet, och det är i sådana fall viktigt att konstruktionens deformationsförmåga är tillräcklig.

Vid så kallad samverkansgrundläggning, där byggnadslasten upptas dels av pålar, dels av kontaktryck mot bottenplattan är ett lämpligt dimensioneringskriterium att kontrollera att den totala dimensionerande vertikallasten i brottgränstillståndet ej överstiger summan av pålarnas bärförmåga och maximalt kontaktryck mot bottenplattans area beräknade med dimensionerande materialvärden i brottgränstillstånd. Ett exempel på en sådan kontroll visas i exempel i avsnitt 5.4.

Om en byggnad har varierande last, t ex en hög och en låg del skall respektive del kontrolleras var för sig.

5.2 DIMENSIONERING AV ÖVERLIGGANDE KONSTRUKTION I BRUKSGRÄNSTILLSTÅND

I bruksgränstillståndet skall konstruktionen dimensioneras så att kraven på *deformationsbegränsning* och *sprickbildning* kan innehållas under byggnadens livslängd, se BKR 2:12 och 2:13.

Generella riktlinjer för acceptabla sättningar ges bl a i EuroCode 7 och i Bro 2002.

Beräkning av deformationer och sprickor bör utföras med en beräkningsmodell som på ett rimligt sätt beskriver konstruktionens verkningssätt i samverkan med pålar/jord, exempelvis enligt elasticitetsteori.

5.3 BERÄKNINGSANTAGANDE – BERÄKNINGSMETODER

Idealfallet är naturligtvis att en byggnad sätter sig helt jämnt. I ett sådant fall uppkommer inga tillskottskrafter i konstruktionen på grund av differenssättningar. Detta är dock inte möjligt att garantera i ett verkligt fall. Även om man teoretiskt, och utifrån uppmätta värden från den geotekniska undersökningen, kan räkna sig fram till en sådan konstruktion finns alltid en spridning i materialparametrar och laster som inte går att förutse.

Ett lämpligt tillvägagångssätt för att få fram en lämplig konstruktion och grundläggning är att först utgå från uppmätta geotekniska parametrar, sannolika laster och styvheter hos konstruktionen, och att man med dessa förutsättningar försöker åstadkomma en grundläggning så nära idealfallet som möjligt. Sedan beräknas sättningar i brott och bruksgränstillstånd med karakteristiska respektive dimensionerande materialvärden. Skillnaden mellan karakteristiska och dimensionerande värden får därefter utgöra den materialspridning som konstruktionen skall dimensioneras för.

Sättningar beräknade med karakteristiska respektive dimensionerande materialvärden skall kombineras på för varje konstruktionsdel ogynnsammaste sättet. Dessa sättningar utgör sedan ingångsvärden för beräkning av krafter och deformationer i konstruktionen.

Andra viktiga ingångsvärden för dimensionering av en konstruktion grundlagd med kohe-sionspålar är pålarnas bärförmåga och de eventuella kontaktryck som jorden direkt under bottenplattan kan uppta.

På samma sätt som för sättningar skall dimensionerande bärförmåga och dimensionerande maximala kontaktryck bestämmas i brott och bruksgränstillstånd med karakteristiska respektive dimensionerande materialvärden.

Även pålarnas bärförmåga och kontaktryck mot bottenplattan skall kombineras med karakteristiska och dimensionerande värden på ogynnsammaste sätt vid beräkning av krafter och deformationer.

Vid samverkansgrundläggning, där byggnadslasten upptas dels av pålar, dels av kontaktryck direkt mot bottenplattan måste fördelningen mellan pålar och kontaktryck på något sätt bestämmas. Ett ofta rimligt antagande är att pålarna tar last upp till sin bärförmåga och att resterande del upptas genom kontaktryck.

I många fall är bottenplattans deformationer små i förhållande till sättningsrörelserna vid grundläggning på lera, och det är i dessa fall rimligt att anta ett jämnt fördelat kontaktryck mot bottenplattan. Exempel på beräkning av dimensionerande kontaktryck visas i exempel 5.4-2, (se avsnitt 5.4).

Om man vill göra en noggrannare beräkning av kontaktryckets fördelning, t ex mellan punktlaster, kan detta göras med bäddmodul-teori. Bäddmodulen bestäms lämpligen genom sättningsberäkning, varvid även lastens varaktighet måste beaktas (att bestämma fjäderstyvheter genom en sättningsberäkning eliminerar till viss del det ”fel” som uppkommer på grund av att fjädrarna i modellen är okopplade). Vidare bör hänsyn tas till att bäddmodulen ökar vid lastytans kanter och hörn.

Eftersom man måste anta en kontaktrycksfördelning för att kunna utföra en sättningsberäkning, bör man kontrollera att det via bäddmodulsteorin erhållna kontaktrycket stämmer med det som antogs vid sättningsberäkningen. Vid lite större kraftomlagringar inom konstruktionen kan det krävas ett antal iterationer innan antaget och beräknat kontaktryck stämmer överens.

Vid systemberäkning används oftast karakteristiska värden för den överliggande konstruktionens styvhet. En betongkonstruktionens styvhet skall beräknas med hänsyn till krypning och eventuell uppsprickning.

Nedan beskrivs tre olika metoder för att beräkna de krafter och deformationer som kan uppkomma i en byggnadskonstruktion på grund av rörelser och kraftomlagringar i undergrunden. Metoderna är lämpliga för olika typer av konstruktioner, och erbjuder olika grad av noggrannhet.

5.3.1 Metod 1: Vek överbyggnadskonstruktion

Man utgår här från en differenssättning, vilken beräknas under antagande att konstruktionen belastar jorden med vecka laster. Differenssättningen påtvingas sedan konstruktionen som en tvångsförskjutning. Som resultat erhålls då direkt de snittkrafter och deformationer som rörelsen ger upphov till. Denna metodik är lämplig att använda på konstruktioner som är så vecka att de ej förmår att utjämna differenssättningar.

Beräkningen utföres i följande steg:

1. Beräkning av sättningar i brott och bruksgränstillstånd för karakteristiska respektive dimensionerande materialvärden.
2. Beräkning av dimensionerande differenssättningar.
3. Beräkning av dimensionerande krafter och deformationer i konstruktionen.

Beräkningen av krafter och deformationer görs lämpligen med något datorprogram för exempelvis balkar eller ramar där differenssättningar kan anges som föreskrivna förskjutningar. Differenssättningarna varierar inbördes mellan stöden så att farligaste inverkan erhålls i varje beräkningssnitt.

Tillämpning av beräkningsmetoden visas med beräkningsexempel 5.4-1 (se avsnitt 5.4).

5.3.2 Metod 2: Styva överbyggnadskonstruktioner

I denna beräkningsmetod utgår man från jämvikt mellan byggnadens vertikallast och pålarnas bärförmåga plus eventuellt kontaktryck mot bottenplattan. Pålarna antas bära last upp till sin bärförmåga medan resterande del av lasten överförs till jorden via kontaktryck.

Metoden baseras på att konstruktionen delas in i ett antal delelement. Dessa delelement belastas sedan med vad som kan kategoriseras som "ytterlighetsfall" avseende belastning. Man vet då att sanningen ligger någonstans emellan dessa "ytterlighetsfall". Metoden är

lämplig att använda på mycket styva konstruktioner med stor utbredning som t ex källare, tunnlar, trågm m.

Beräkningen utföres i följande steg:

1. Beräkning av pålarnas bärförmåga i brott- och bruksgränstillstånd för karakteristiska respektive dimensionerande materialvärden.
2. Eventuell beräkning av maximala kontaktryck i brott och bruksgränstillstånd och för karakteristiska respektive dimensionerande materialvärden.
3. Indelning av konstruktionen i lämpliga delelement för variation av karakteristiska och dimensionerande värden.
4. Beräkning av dimensionerande snittkrafter och deformationer.

Vid variation av karakteristiska och dimensionerande materialvärden finns ofta ett stort antal möjliga kombinationer. För att begränsa beräkningsarbetet är det därför lämpligt att försöka hitta ytterlighetsfall som täcker in övriga kombinationer. Beräkning av snittkrafter och deformationer kan utföras för hand eller med något enkelt datorprogram för balkar.

Tillämpning av beräkningsmetoden visas med beräkningsexempel 5.4-2, (se avsnitt 5.4).

5.3.3 Metod 3: Konstruktioner med ändlig styvhet

Om en konstruktion som är tillräckligt styv för att utjämna differenssättningar beräknas enligt metod 1 erhålls orimligt stora krafter att dimensionera för. Man får inte heller reda på hur stor utjämning av sättningarna som erhålls. Det är i sådana fall bättre att modellera stöd-punkterna med fjädrar.

Vid grundläggning med kohesionspålar är emellertid oftast last/deformations-sambandet olinjärt, vilket leder till ett iterativt beräkningsförfarande. Det är ofta lämpligt att välja ett bilinjärt last/deformations-samband där brytpunkten väljs till den lastnivå där förkonsolideringstrycket överskrider (varierar naturligtvis med djupet, men om sättningarna beräknas för ett antal olika lastnivåer, så kan det totala last/förskjutningssambandet ofta modelleras med en bilinjär kurva).

Den högsta lastnivå en enskild stödpunkt kan uppta är dock den lastnivå som motsvarar stödpunktens totala bärförmåga.

Beräkningen utförs i följande steg:

1. Beräkning av snittkrafter och deformationer under antagande om fasta stöd.
2. Beräkning av pålarnas bärförmåga i brott- och bruksgränstillstånd, och med karakteristiska respektive dimensionerande materialvärden. Beräkning av eventuellt ”flyttryck” för kontaktryck platta/mark.
3. Sättningsberäkning utförs för några olika lastnivåer så att last-deformationssamband kan upprättas i brott- och bruksgränstillstånd, och för karakteristiska respektive dimensionerande materialvärden.
4. Beräkning av snittkrafter och deformationer med upplag av fjädrar vilka har last/deformations-samband beräknade enligt punkt 3.
5. Tillskottet i last av sättningsrörelser beräknas som skillnaden mellan beräkning med fasta stöd och beräkning med fjädrar.

Sista beräkningssteget utföres för att särskilja den del av snittkraften/deformationen som uppkommer av sättningsrörelsen så att dessa kan behandlas ihop med andra laster, exempelvis korttidslaster.

Varje stödpunkt erhåller således två last/förskjutningssamband, ett för karakteristiska och ett för dimensionerande materialvärden. Dessa skall varieras så att farligaste inverkan erhålls i varje beräkningssnitt på samma sätt som differenssättningen i Metod 1 (avsnitt 6.3.1).

Helst bör man använda en datormodell som tillåter bilinjära fjädrar, men de flesta datorprogram har emellertid enbart linjära fjädrar. Detta innebär att man får passningsräkna sig fram till dess varje stöd ”ligger rätt” på last/deformations-kurvan.

Tillämpning av beräkningsmetoden visas med beräkningsexempel 5.4-3, (se avsnitt 5.4).

Beräkningsexemplet visar en konstruktion med separata stöd, men metoden är tillämpbar även på konstruktioner med stor utbredning som t ex källaren i exempel 5.4-2. Pållägena betraktas i ett sådant fall som stödpunkter där last/deformations-sambandet bestäms genom sättningsberäkningar på samma sätt som beskrivits under avsnitt 4.

Kontaktryck simuleras i beräkningsmodellen som en uppåtriktad last på samma sätt som i exempel 5.4-2. Även variation av karakteristiska och dimensionerande materialvärden kan ske genom lämplig indelning av konstruktionen på samma sätt som i exempel 5.4-2.

5.3.4 Avancerade beräkningsmodeller

De tre beräkningsmetoder som redovisats ovan förutsätter att konstruktionen vid systemberäkningar delas upp på sedvanligt sätt i delement, dvs balk/ramstrimlor, skivor, plattor osv.

Vid mer komplexa konstruktioner kan det ibland vara motiverat att använda en beräkningsmodell där hela konstruktionen modelleras tillsammans med undergrunden. En sådan beräkning kan utföras med något generellt FEM-program eller med något specialanpassat FEM-program. Det är vidare viktigt att undergrundens styvhet bestäms genom sättningsberäkningar (fjäderstyvheter eller parametrarna hos ett kontinuum).

Svårigheten med en sådan sofistikerad beräkningsmodell är att det ofta är svårt att hitta karakteristiska och dimensionerande materialvärde för de olika delarna i konstruktionen. Ett lämpligt förfaringsätt kan då vara att utföra FEM-beräkningen med uppmätta geotekniska parametrar, sannolika laster och styvheter hos konstruktionen. Man erhåller då *en* sannolik lösning och får en god överblick av konstruktionens beteende i samverkan med undergrunden. Därefter kan några ytterlighetsfall avseende de viktigaste parametrarna utnyttjas för att beskriva systemets känslighet.

Alternativt kan man med ledning av den inledande beräkningen dela upp konstruktionen i lämpliga delement, varefter dimensionerande krafter och deformationer kan beräknas med någon av de ovan föreslagna beräkningsmetoderna 1–3.

5.4 BERÄKNINGSEXEMPEL, METOD 1, 2 OCH 3

Nedan exemplifieras metoderna 1, 2 och 3 enligt avsnitt 5.3.1 - 5.3.3, genom ett antal beräkningsexempel. Detta är ett exempel på

hur beräkningar kan utföras. Givetvis finns det andra alternativ, vilka inte behöver vara mindre riktiga.

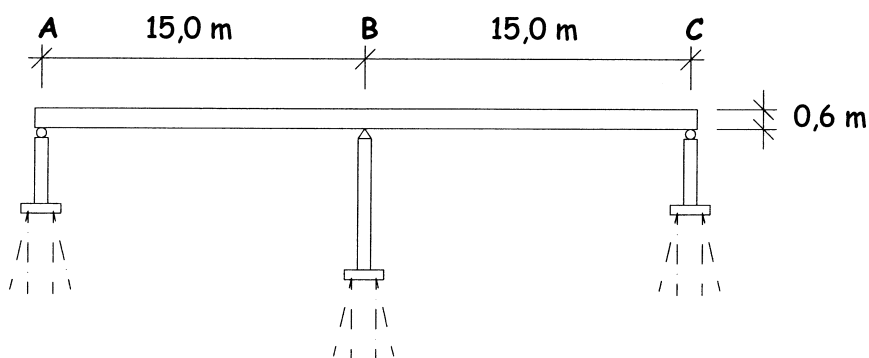
Beräkningsexempel 5.4-1

Metod I Vek överliggande konstruktion

En betongplatta är upplagd på tre separata stöd enligt figur nedan.

Plattan förutsätts vara vek och ej kunna utjämna differenssättningar.

Vi skall beräkna dimensionerande tillskottsmoment över stöd B av sättningar i brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd.



Förutsättningar:

Beräkningen utförs med elasticitetsteori för 1 m strimla.

Plattan förutsätts osprucken.

Karaktäristiskt värde för plattans E-modul används och E_k sätts till 11 GPa med hänsyn till krypning.

Stöd A och stöd C förutsätts lika.

$$EI = 11 \times 10^6 \frac{0,6^3 \times 1,0}{12} = 198000 \text{ kNm}^2$$

Resultat av sättningsberäkning med dimensionerande laster och materialparametrar i brottgränstillstånd:

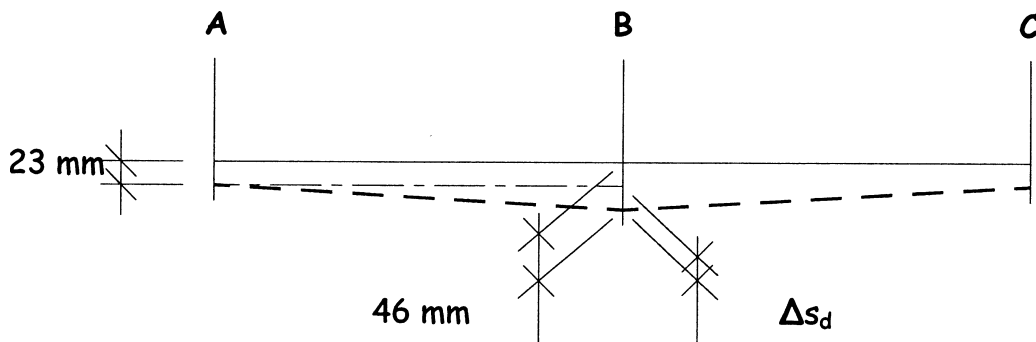
	Stöd A och C	Stöd B
Dimensionerande materialvärden ger S_d	53 mm	46 mm
Karaktäristiska materialvärden ger S_k	23 mm	20 mm

Resultat av sättningsberäkning med dimensionerande laster och materialparametrar i bruksgränstillstånd:

	Stöd A och C	Stöd B
Dimensionerande materialvärden ger S_d	39 mm	33 mm
Karakteristiska materialvärden ger S_k	32 mm	27 mm

Beräkning i brottgränstillstånd:

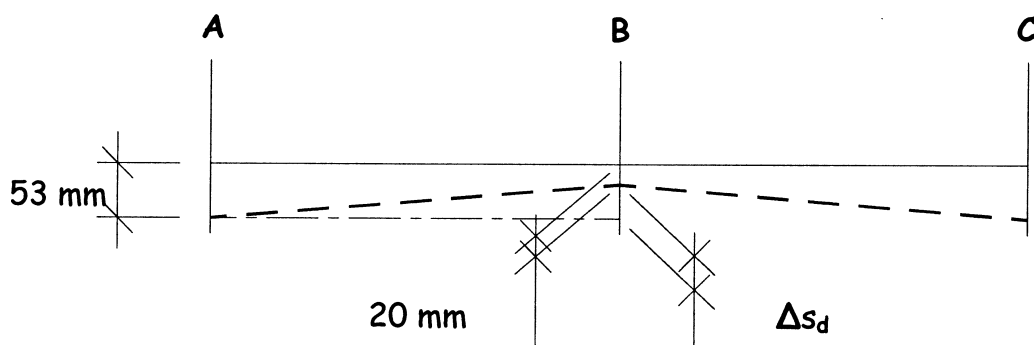
Kombination som ger "max" stödmomenttillskott:
(dragning i underkant)



$$\Delta s_d = 46 - 23 = 23 \text{ mm}$$

$$\Delta m_{B-\max} = \frac{3EI}{L^2} \delta_s = \frac{3 \times 198000}{15^2} 0,023 = \underline{\underline{60,7 \text{ kNm/m}}}$$

Kombination som ger "min." stödmomenttillskott:
(dragning i överkant)



$$\Delta s_d = 53 - 20 = 33 \text{ mm}$$

$$\Delta m_{B-\min} = \frac{3EI}{L^2} (-\delta_s) = \frac{3 \times 198000}{15^2} (-0,033) = \underline{\underline{-87,1 \text{ kNm/m}}}$$

Beräkning i bruksgränstillstånd:

Beräkningen utföres på samma sätt som i brottgränstillstånd.

”Max” stödmomenttillskott:

$$\Delta s_d = 33 - 32 = 1 \text{ mm}$$

$$\Delta m_{B-\max} = \frac{3 \cdot 198000}{15^2} \cdot 0,001 = 2,6 \text{ kNm/m}$$

”Min” stödmomenttillskott:

$$\Delta s_d = 39 - 27 = 12 \text{ mm}$$

$$\Delta m_{B-\min} = \frac{3 \times 198000}{15^2} (-0,012) = \underline{\underline{-31,7 \text{ kNm/m}}}$$

Beräkningsexempel 5.4-2

Metod II Styv överliggande konstruktion Dimensionering genom jämviktsbetraktelse av ytterlighetsfall

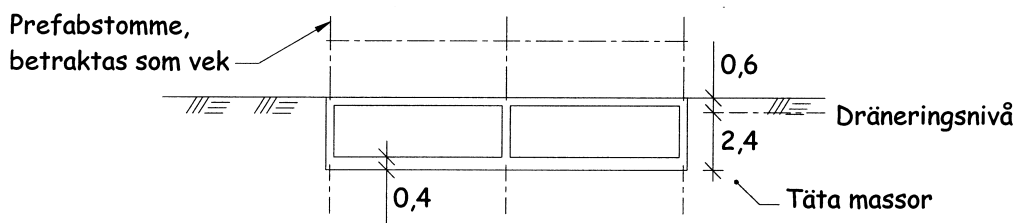
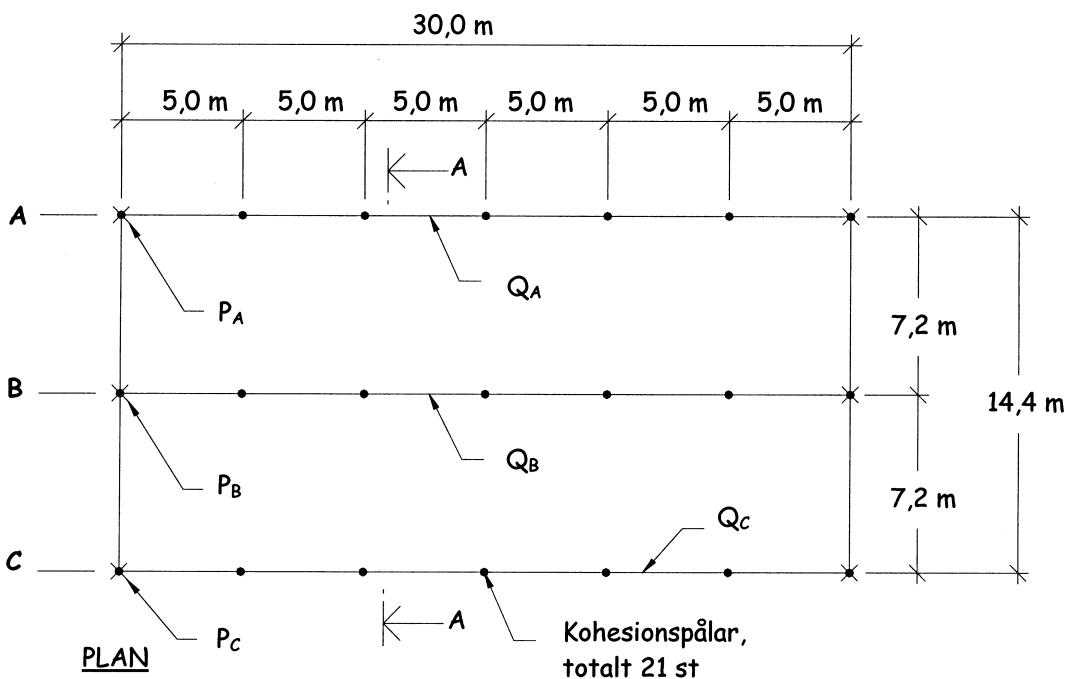
En byggnad med en källarvåning, enligt figur på nästa sida, skall grundläggas med s.k. samverkansgrundläggning, dvs. pålar och kontaktryck mot bottenplattan samverkar för att bära byggnadslasten.

En sättningsberäkning har utförts och beräknad totalsättning efter 100 år blir ca 150 mm i bruksgränstillstånd. Sättningarna förväntas bli relativt jämna och kan därmed accepteras.

Först kontrolleras byggnadens vertikala jämvikt i brottgränstillstånd.

Därefter beräknas dimensionerande moment och tvärkrafter i brott- och bruksgränstillstånd för källarväggen under långfasaden.

Slutligen skall dimensionerande kontaktryck för bottenplattan beräknas.



SEKTION A-A

Lastfall	Vägglast* (kN/m)		Punktlaster (kN)	
	$Q_A = Q_C$	Q_B	$P_A = P_C$	P_B
Brottgräns	206	375	170	340
Bruksgräns	187	340	150	300

* inkl. bottenplatta

Dimensioneringsvärden för pålar:

Bärförmåga i brottgränstillstånd:

Dimensionerande materialvärden ger: $P_{Rd} = 425 \text{ kN}$
Karakteristiska materialvärden ger: $P_{Rk} = 935 \text{ kN}$ (korttidsvärde*)

Bärförmåga i bruksgränstillstånd:

Dimensionerande materialvärden ger: $P_{Rd} = 500 \text{ kN}$
Karakteristiska materialvärden ger: $P_{Rk} = 785 \text{ kN}$ (långtidsvärde*)

Dimensioneringsvärden för max kontakttryck, σ_m :

Max kontakttryck i brottgränstillstånd:

Dimensionerande materialvärden ger $\sigma_{mRd} = 40 \text{ kN/m}^2$
Karakteristiska materialvärden ger $\sigma_{mRk} = 60 \text{ kN/m}^2$ (korttidsvärde*)

Max kontakttryck i bruksgränstillstånd:

Dimensionerande materialvärden ger $\sigma_{mRd} = 45 \text{ kN/m}^2$
Karakteristiska materialvärden ger $\sigma_{mRk} = 55 \text{ kN/m}^2$ (långtidsvärde*)

Kontakttrycket antas jämnt fördelat under bottenplattan. Detta motiveras med att bottenplattan har liten deformation mellan väggarna i förhållande till sättningarnas storlek.

* Jämför κ_f enligt tabell 3-1

Kontroll av vertikal jämvikt i brottgränstillstånd:

Total vertikal last:

$$\begin{aligned} Q_{Sd}^{tot} &= 206 \times 30 \times 2 \text{ st} &= 12\,360 \text{ kN} \\ &375 \times 30 &= 11\,250 \text{ kN} \\ &170 \times 4 \text{ st} &= 680 \text{ kN} \\ &340 \times 2 \text{ st} &= 680 \text{ kN} \\ Q_{Sd}^{tot} &= 24\,970 \text{ kN} \end{aligned}$$

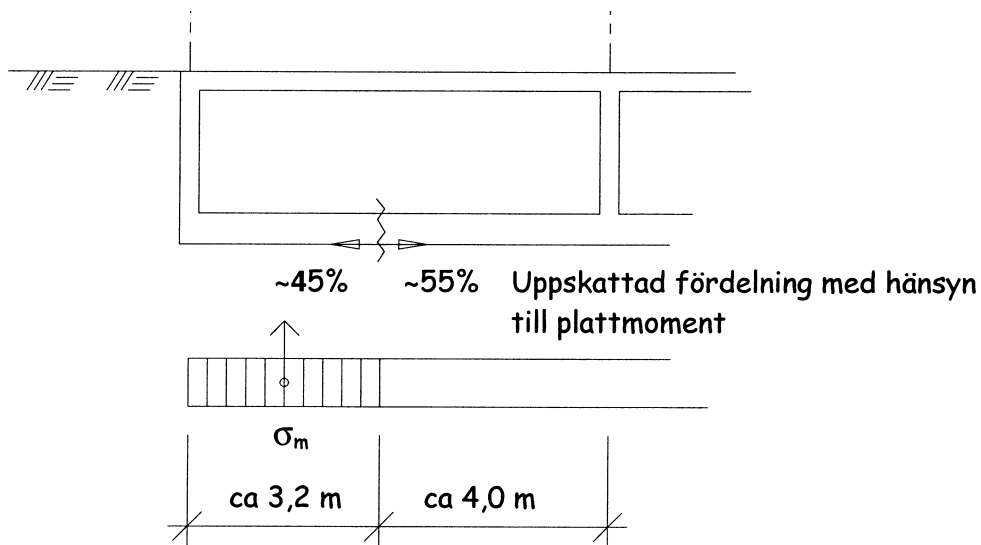
Total vertikal bärförmåga:

$$\begin{aligned} Q_{Rd}^{tot} &= 425 \times 21 \text{ st} &= 8\,925 \text{ kN} \\ &40 \times 30 \times 14,4 &= 17\,280 \text{ kN} \\ Q_{Rd}^{tot} &= 26\,205 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\underline{\underline{Q_{Sd}^{tot} < Q_{Rd}^{tot}}} \quad \text{OK}$$

Beräkning av moment och tvärkraft i linje A och C:

Fördelning av kontakttryck mellan yttre- och innervägg:



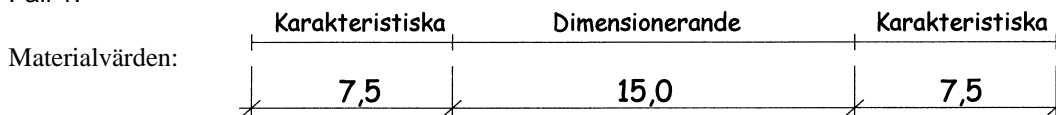
Fördelning pålar – kontakttryck:

Pålarna antas bära upp till sin bärförmåga. Resterande del av lasten upptas genom kontakttryck.

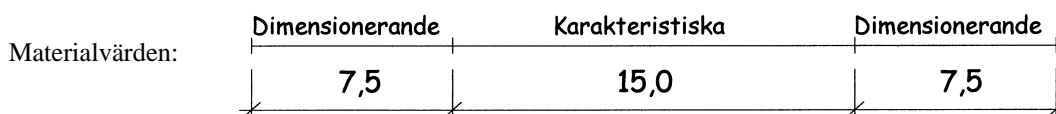
Kombination av dimensionerande och karakteristiska materialvärden:

Ett rimligt antagande är att väggen indelas i fyra lika långa delar. Två ytterlighetsfall beräknas.

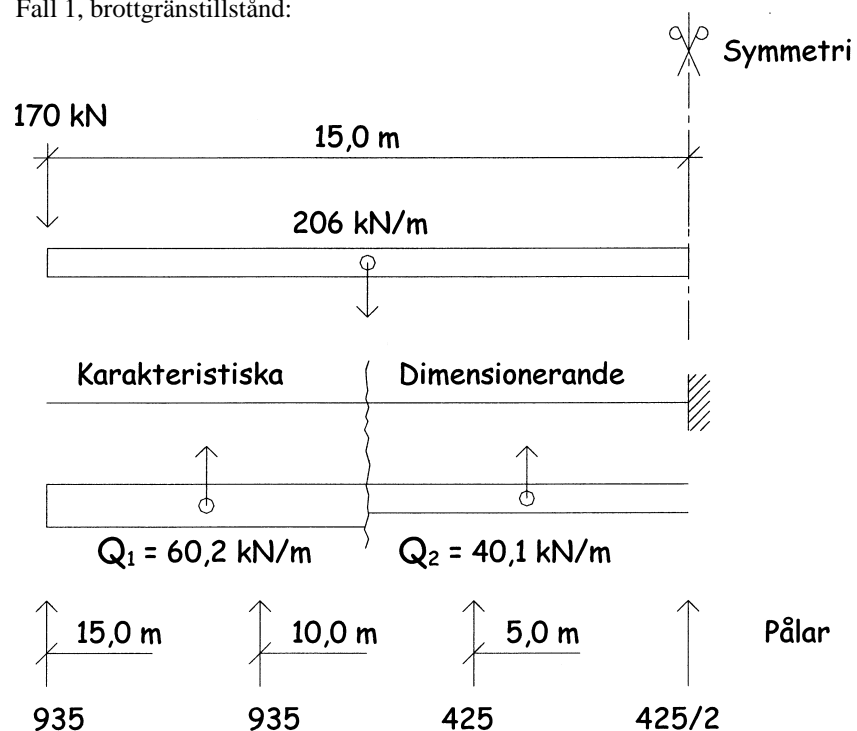
Fall 1:



Fall 2:



Fall 1, brottgränstillstånd:



$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{\sigma_{mRd}}{\sigma_{mRk}} = \frac{40}{60} \quad \text{ger} \quad Q_2 = \frac{2}{3} Q_1$$

$$\downarrow: Q_1 \cdot 7,5 + Q_1 \cdot \frac{2}{3} \cdot 7,5 = 206 \times 15 + 170 - 935 \times 2 - 425 - \frac{425}{2}$$

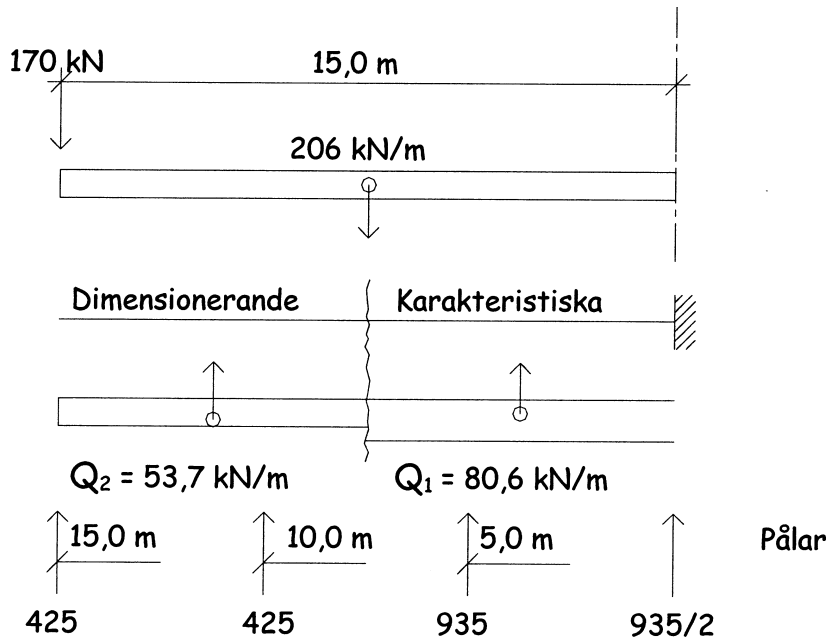
$$Q_1 = 60,2 \text{ kN/m motsvarar} \quad \sigma_m = \frac{60,2}{3,2} = 19 \text{ kPa}$$

Datorberäkning med balkprogram ger:

$$\underline{\underline{M_{\max} = 6119 \text{ kNm}}}$$

$$\underline{\underline{|V_{\max}| = 971 \text{ kN}}}$$

Fall 2, brottgränstillstånd:



$$\downarrow: Q_1 \cdot 7,5 + Q_2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 7,5 = 206 \times 15 + 170 - 425 \times 2 - 935 - \frac{935}{2}$$

$$Q_1 = 80,6 \text{ kN/m} \quad \text{motsvarar} \quad \sigma_m = \frac{80,6}{3,2} = 25,2 \text{ kPa}$$

Datorberäkning med balkprogram ger:

$$\underline{\underline{M_{\min} = -3627 \text{ kNm}}}$$

$$\underline{\underline{|V_{\max}| = 776 \text{ kN}}}$$

Bruksgränstillstånd beräknas därefter på motsvarande sätt, vilket ger:

	σ_m (kPa)	M_{\max}	V_{\max}
Fall 1	15	4047	718
Fall 2	18	-1324	528

Beräkning av dimensionerande kontaktryck för bottenplattan:

- Samtliga pålar förutsätts bära upp till sin bärförmåga. Resterande last upptas genom kontaktryck.
- Bottenplattan skall dock minst dimensioneras för vattentryck upp till dimensionerande grundvattennivå.

Brottgränstillstånd, max kontaktryck:

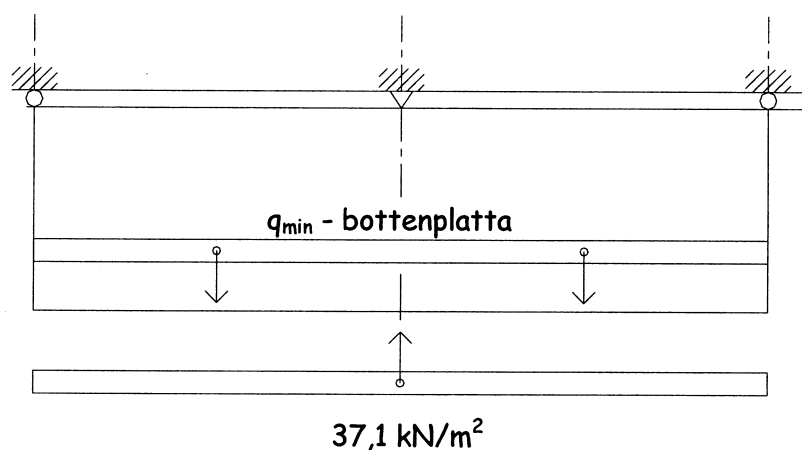
Total vertikallast $Q_{Sd}^{tot} = 24\,970$ kN, se kontroll av vertikal jämvikt i brottgränstillstånd

Total pålkraft 425×21 st = 8925 kN (Dimensionerande materialvärden)

$$\sigma_{mSd} = \frac{24970 - 8925}{30 \times 14,4} = 37,1 \text{ kN/m}^2$$

$q_{\text{vattenupptryck}} = 2,4 \times 10 = 24 \text{ kN/m}^2$, ej dim!

Dimensionerande lastfall:



Brottgränstillstånd, min. kontaktryck:

Total min. vertikal last i brottgränstillstånd antas vara last i bruksgränstillstånd x 0,85.

Total vertikallast i bruksgränstillstånd

$$\begin{aligned} Q_{Sd}^{tot} &= 187 \times 30 \times 2 \text{ st} = 11\,220 \text{ kN} \\ &340 \times 30 &= 10\,200 \text{ kN} \\ &150 \times 4 \text{ st} &= 600 \text{ kN} \\ &300 \times 2 \text{ st} &= 600 \text{ kN} \\ Q_{Sd}^{tot} &= 22\,620 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total pålkraft 935×21 st = 19 635 kN (karaktäristiska materialvärden)

$22\,620 \times 0,85 < 19\,635$ ger:

Plattan skall även dimensioneras som fribärande mellan väggarna (pålraderna) i brottgränstillstånd.

Bruksgränstillstånd, max kontaktryck:

Total vertikallast $Q_{Sd}^{tot} = 22\,620\text{ kN}$

Total pålkraft $500 \times 21\text{ st} = 10\,500\text{ kN}$ (Dimensionerande materialvärden)

$$\sigma_{mSd} = \frac{22620 - 10500}{30 \times 14,4} = \underline{\underline{28,1\text{ kN/m}^2}}$$

Bruksgränstillstånd, min kontaktryck:

Total pålkraft $785 \times 21\text{ st} = 16\,485\text{ kN}$ (Karateristiska materialvärden)

$$\sigma_{mSd} = \frac{22620 - 16485}{30 \times 14,4} = \underline{\underline{14,2\text{ kN/m}^2}} \quad \text{Ej dim!}$$

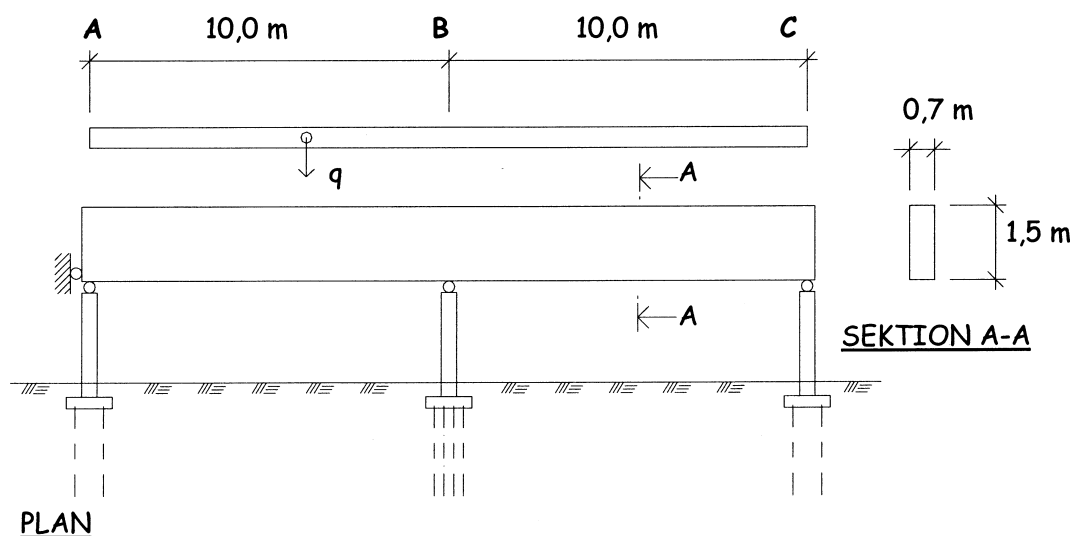
Beräkningsexempel 5.4-3

Metod III Ändligt styv överliggande konstruktion Hänsyn till konstruktionens förmåga att utjämna sättningar

En betongbalk upplagd på tre separata stöd enligt figur nedan. Balken har sådan styvhet att den kan utjämna differenssättningar.

Först beräknas dimensionerande tillskottsmoment över stöd B av sättningar i brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd.

Därefter beräknas tillkommande vinkeländring vid stöd A av sättningar i brott- och bruksgränstillstånd. Här visas dock endast beräkning i brottgränstillstånd, då beräkningarna är identiska.



Förutsättningar:

Beräkningen utföres enligt elasticitetsteori. Inverkan av skjuvdeformationer försummas.

EI sätts till $0,6EI_0$ med hänsyn till uppsprickning.

Stöd A och C förutsätts lika.

Lasten q_d är 120 kN/m i brottgränstillstånd

Vid beräkning av sättningarnas påverkan används karateristiskt värde för balkens E-modul i såväl brott- som bruksgränstillstånd.

$E_k = 11$ GPa med hänsyn till krypning

$$EI = 0,6 \times 6,6 \times 10^6 \frac{1,5^3 \times 0,7}{12} = \underline{\underline{1,3 \times 10^6 \text{ kNm}^2}}$$

Stödpunkternas totala dimensionerande bärförmåga antas vara större än totala lasteffekten.

Resultat av sättningsberäkning med materialvärden i brottgränstillstånd:

Stöden modelleras i detta fall med hjälp av bilinjära fjädrar. Förkonsolideringstrycket överskrider successivt på olika djup. Lämpligt är då att utföra sättningsberäkningar för ett antal olika lastnivåer. Baserat på dessa resultat kan fjädrarnas bilinjära arbetskurvor konstrueras. I detta fall har fjädrarnas styvhet beräknats att minska till 1/7 då lastnivån överstiger brytpunkten på kurvan.

Stöd A och C:

För stöd A och C har lastnivån då fjäderstyvheten minskar beräknats till 400 kN med dimensionerande materialvärden och 500 kN med karakteristiska materialvärden.

Sättning av lasten 400 kN har med dimensionerande materialvärden beräknats till $S_d = 65$ mm

Sättning av lasten 400 kN har med karakteristiska materialvärden beräknats till $S_k = 35$ mm

Stöd B:

För stöd B har lastnivån då fjäderstyvheten minskar beräknats till 1300 kN med dimensionerande materialvärden och 1600 kN med karakteristiska materialvärden.

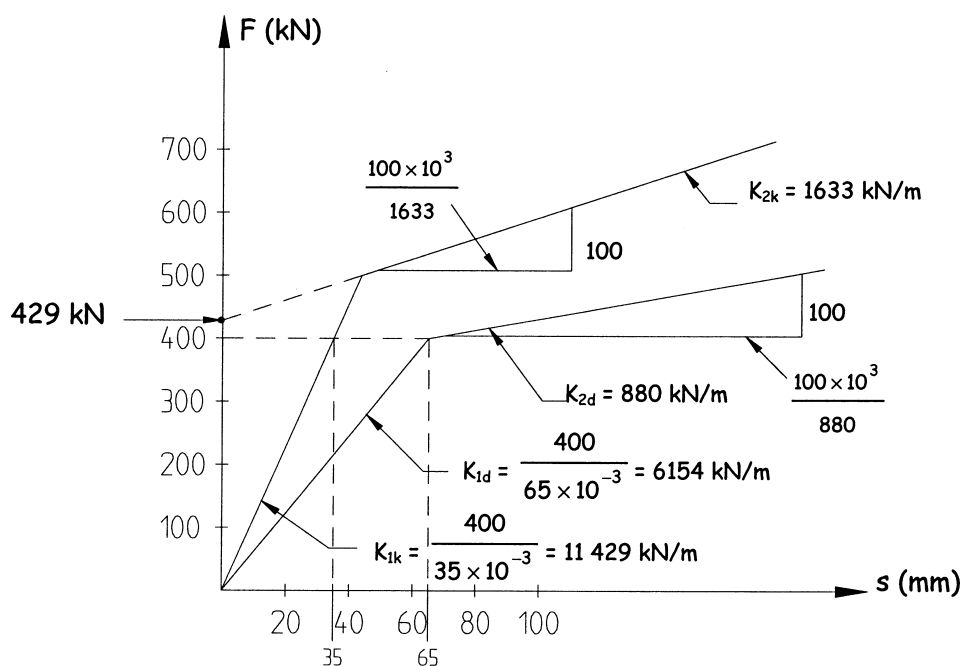
Sättning av lasten 1300 kN har med dimensionerande materialvärden beräknats till $S_d = 65$ mm

Sättning av lasten 1300 kN har med karakteristiska materialvärden beräknats till $S_k = 35$ mm

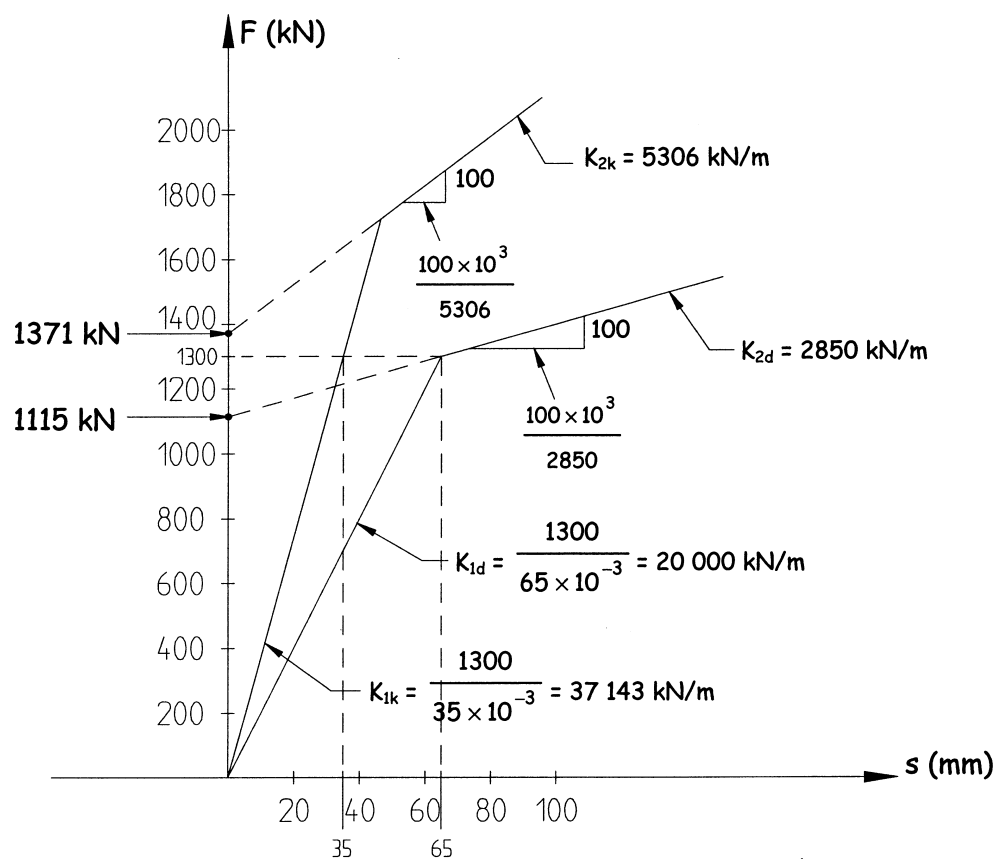
Med ovanstående resultat kan stödets last – deformationssamband nu uppritas.

Last - deformationssamband för stöden med materialvärden i brottgränstillstånd:

Stöd A och C:



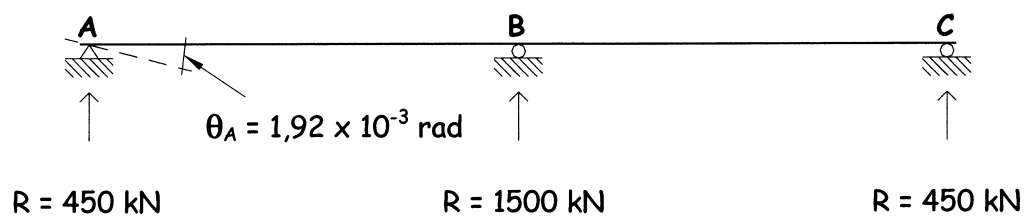
Stöd B:



Krafter och deformationer i brottgränstillstånd:

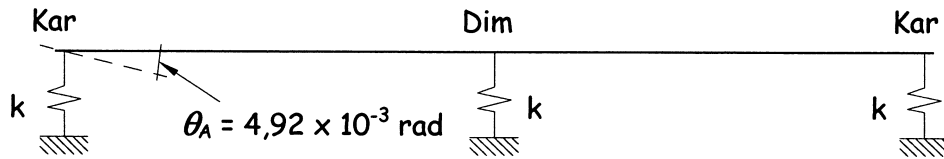
$$M_B = -1500 \text{ kNm}$$

Fasta stöd:



Kombination som ger "max" stödmomenttillskott och max vinkeländring i A:

Materialvärden: $M_B = -722 \text{ kNm}$



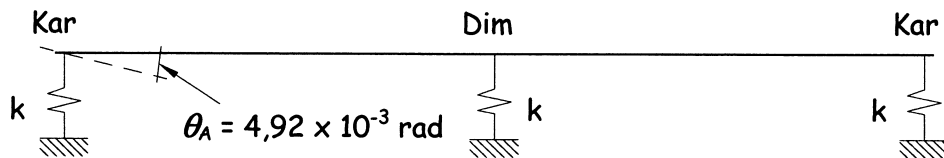
*1)	$k = 1633 \text{ kN/m}$ $\uparrow F = 429 \text{ kN}$	2850 kN/m 1115 kN	1633 kN/m 429 kN
*1)	$R = 528 \text{ kN}$ $S = 60 \text{ mm}$	1344 kN 80 mm	528 kN 60 mm
*1)	Jämför med uppritat last – deformationssamband		

Tillskott av sättningar: $\Delta M_{B-\max} = -722 + 1500 = \underline{\underline{778 \text{ kNm}}}$
 $\Delta \theta_A = (4,92 - 1,92) \times 10^{-3} = \underline{\underline{3,0 \times 10^{-3} \text{ rad}}}$

Beräkningen har utförts med datorprogram för kontinuerliga balkar på elastiska stöd.

Kombination som ger "min." stödmomenttillskott:

Materialvärden: $M_B = -722 \text{ kNm}$



$k = 6154 \text{ kN/m}$ $\uparrow F = -$	5306 kN/m 1371 kN	6154 kN/m $-$
\uparrow $R = 389 \text{ kN}$ $S = 63 \text{ mm}$	\uparrow 1623 kN 47 mm	\uparrow 389 kN 63 mm

Tillskott av sättningar: $\Delta M_{B-\min} = -2113 + 1500 = \underline{\underline{-613 \text{ kNm}}}$

6. Referenser

- Alèn, C. & Jendeby, L. (1993).** Design value of the bearing capacity for a friction pile at a given risk level, Proc. International Conference on Limit State Design in Geotechnical Engineering, Köpenhamn.
- Alèn, C. (1998).** On probability in geotechnics – Random calculation models exemplified on slope stability analysis and ground-superstructure interaction. Doktorsavhandling, Inst. för Geoteknik och grundläggning, Chalmers.
- Bengtsson, P-E., Berggren, B., Olsson, L. & Stille, H. (1984).** Geoteknik & Statistik, Redovisning av forskningsprojektet ”Partialkoefficienter i geotekniken” del 6, BFR, Projekt nr 810430-4.
- Bengtsson, P-E. & Sällfors, G. (1996).** Förslag till arbetsgång, Förarbete till projekteringen av Götatunneln, Göteborg.
- Bengtsson, P-E. & Hansbo, S. (1979).** Settlement and bearing capacity of friction piles in soft highly plastic clay, Nordiska Geoteknikermötet, Helsingfors.
- Fleming, W.G.K., Weltman, A. J., Randolph, M. F. & Elson, W.K. (1985).** Piling Engineering, Surrey University Press, Halsted Press.
- Jelinek, R. (1951).** Der Einfluss von Gründungstiefe und begrenzter Schichtmächtigkeit auf die Druckausbreitung im Baugrund, Bautechnik, Heft 6.
- Jendeby, L. (1986).** Friction piled foundations in soft clay – A study of load transfer and settlements, Doktorsavhandling, Inst. för Geoteknik och grundläggning, Chalmers.
- Torstensson, B-A. (1973).** Kohesionspålar i lös lera. En fältstudie i modellskala. Institutionen geoteknik och grundläggning, Chalmers tekniska högskola.
- Peleveiledningen (1987).** Handbok utarbetad av Den Norske Pelekomite i samarbete med Norges Byggstandardiseringsråd, Norges Byggstandardiseringsråd, 1987.
- Pålgrundlägningshandboken, (1993).** ISBN 91-7332-663-1. AB Svensk Byggtjänst och SGI.
- SGI (1984).** Information 3, Utvärdering av skjuvhållfasthet i kohesionsjord, Statens Geotekniska Institut, 1984.
- Åhnberg, H., Holm, G. & Jansson, B. (1985).** Kohesionspålars bärförmåga i Uppsala. Resultat av olika provningsmetoder. (Bearing capacity for friction piles in clay.) Unpublished, SGI.



PÅLKOMMISSIONEN

Meddelanden

- | | | | |
|----|--|----|--|
| 1 | Slagningsprov av pålskor med bergdubbar.
Bror Fellenius
1963 | 13 | Pålgruppers bärförmåga.
Bengt Broms
1967 |
| 2 | Provpålning för broar inom blivande
Olskroks- och Gullbergsmoten i samband
med byggande av Europaväg 6 genom
Göteborg.
Bror Fellenius – Waldemar Pejrud
1964 Slut | 14 | Påkänningar, sprickbildning och utmattning
vid slagning av armerade modellpålar av
betong.
Bo Göran Heders – Sven Sahlin
1971 |
| 3 | Jämförelse mellan moment, krökningsradie
och sprickvidd i betongpålar slagna genom
lös lera till släntberg vid Tingstadsdelen,
Göteborg.
Bror Fellenius
1964 | 15 | Bärförmåga hos släntberg vid statisk
belastning av bergspets. Resultat av
modellförsök.
Sven-Erik Rehnnan
1968 |
| 4 | Pålprovning för järnvägsbro vid Vännäs.
Bror Fellenius
1964 Slut | 16 | Stålpålars bärförmåga. Resultat av fältförsök
med lätta slagdon.
Gunnar Fjellkner
1970 |
| 5 | Beräkningsmetoder för sidobelastade pålar.
Bengt Broms
1965 Slut | 17 | Bergdubbens hållfasthet. Resultat från
statiska belastningsförsök.
Sven-Erik Rehman
1970 |
| 6 | Brottlast för snett belastade pålar.
Bengt Broms
1965 | 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 |
| 7 | Beräkning av vertikala pålars bärförmåga.
Bengt Broms
1965 | 19 | Damping of stress waves in piles during
driving. Results from field tests.
Gunnar W Fjellkner – Bengt B Broms
1972 |
| 8 | Provpålning mot släntberg vid Skansen
Lejonet, Göteborg.
Waldemar Pejrud
1965 | | |
| 9 | Inverkan av armeringsmängd, förspänning
och fallhöjd på sprickrisken hos betongpålar
vid slagning.
Sven Sahlin
1965 | | |
| 10 | Bärförmågan hos armerade betongpålar
slagna till fast bergbotten.
Hjalmar Granholm
1967 | | |
| 11 | Bärförmågan hos pålar slagna till släntberg.
Bengt Broms
1965 | | |
| 12 | Dynamisk draghållfasthet hos modellpålar av
oarmerad betong. Resultat av orienterade
försök.
Sven Sahlin – Lars Hellman
1966 | | |

Särtryck och preliminära rapporter

- | | |
|---|--|
| 1 | Allowable bearing capacity of initially
bent piles.
Bengt Broms
Referat från pålkommitténs informationsdag
25 okt 1965 |
| | Provbelastning av påle slagen i lera och
friktionsmaterial.
Gunnar Hellström |
| | Knäcklasten för momentstyvt skarvade pålar
i lera.
Krister Cederwall
1965 |
| 2 | Provbelastning av stödpålar av betong inom
östra Nordstaden, Göteborg. Delrapport.
Gunnar Hellström
1965 |

3	Bärighet hos släntberg vid statisk belastning av bergspets. Resultat av modellförsök. Sven-Erik Rehnman 1966	18	Pålkraftmätare. Bengt H Fellenius – Thomas Haagen Negative skin friction for long piles driven in clay. Bengt H Fellenius – Bengt Broms 1969
4	Om påslagning och pålbärighet. (Informationsdagen 14/11 1966) 1967 Slut		
5	Resultat av pålprovning vid Göteborg C. Bror Fellenius 1955 (omtryckt 1967)	19	Datorberäkning av stötvågsförlopp i pålar medelst variation av modellparametrar. Delrapport III Lennart Vilander 1969
6	Om stoppslagning av stödpålar. Lars Hellman 1967	20	Nya pålnormer. Föredrag vid informationsmöte 25/4 1969. Göte Åström – Per Sahlström – Erik Sandegren 1969 Slut
7	Undersökning med syfte att uppställa stoppslagningsregler för stålålar slagna med tryckluftshammare. Delrapport 1. Gunnar Fjellkner 1967 Ersatt av Medd 16	21	Negative skin friction on piles in clay. A literature survey. Bengt H Fellenius 1969
8	Industriell tillverkning av betongpålar. Kajsa Sundberg – Arne Forsell 1968	22	Deformationsegenskaper hos slagna betongpålar. Bengt H Fellenius - Torsten Eriksson
9	Digitalisering av stötvågsmätningar. Delrapport I Lennart Vilander 1968		Friktionspålar bärformåga. Resultat från fältförsök i Kanada. Bengt H Fellenius 1969
10	Stoppslagning av stålålar med lätta slagdon (tryckluftshammare). Delrapport II Gunnar Fjellkner 1968 Ersatt av Medd 16	23	Pålar bärformåga i elastiskt medium under hänsynstagande till egenspanningar i pålmaterialet. Stig Bernander 1969
11	Förslag till anvisningar för pålprovning och enkel provbelastning. (Andra omarbetade upplagan) 1970	24	IVA Pålkommision 1959-1969. Uppsatser utgivna i samband med Pålkommisionens tioårsjubileum 1969
12	Tillåtna laster på långa stödpålar av betong i östra Nordstaden, Göteborg. Slutrapport. Gunnar Hellström 1969	25	Statistik över antal slagna pålmetrar år 1962, 1966 och 1968 1969 Ersatt av SPR 30
13	Kvarstående förspänningskraft i slagna betongpålar. Undersökning av pålar från grunden till Silo 68, Köping. Bo-Göran Hellers 1968	26	Föredrag vid Pålkommisionens jubileumsmöte den 20 november 1969 Den norske pelekomités arbeide. Klaare Flaate
14	Föredrag vid Halmstad Järnverks armeringsdag 17/11 1967. Bengt Broms – Gunnar Sundberg – Per Möller – Thorild Blomdahl 1968		Aktuella forskningsbehov inom pålningsområdet. Bengt Broms 1970
15	Statistik över antal slagna pålmetrar 1962 och 1966. 1968 Ersatt av SPR 30	27	Rapport från en resa till Mexiko, USA, Kanada och England 23.8–13.9 1969. Bengt H Fellenius 1970
16	Friktionspålar bärformåga. En studie av utförda provbelastningar. Sven Hultsjö – Jan Svensson 1969	28	Mätning av fallhejarens anslagshastighet vid påslagning. Karl-Erik Sundström 1970
17	Ett program för beräkning av stötvågsförloppet vid friktionspålning. Delrapport II Lennart Vålender 1969	29	Studier av en friktionspåles verkningsätt Åke Nilsson – Torbjörn Winqvist 1971

- 30 Statistik över antal slagna pålmetrar 1962, 1966, 1968 och 1970.
1971 Ersatt av SPR 38
- 31 Friktionspålning för brostöd nr 2 vid Albysjön, tunnelbana 2 SV, Botkyrkabanan.
Sven-Erik Rehnman
1971
- 32 Aktuellt forskningsbehov för pålområdet i Sverige i juni 1971.
Ulf Bergdahl
1971
- 33 Sättningar vid pålning olika djupgrundläggningsmetoder.
Intryck från pålkonferens
1972
- 34 On the bearing capacity of driven piles.
1972
- 35 Load testing of piles according to the Polish regulations.
B K Mazurkiewicz
1972
- 36 Undersökning av konventionell slagdyna. Beräkningsanalyser och beräkningsresultat för olika fall.
Martti Laine
1972
- 37 Approximativ bestämning av böjstyvheten i ett förspänt, delvis uppsprucket betongtvärsnitt.
Bo-Göran Hellers
1973
- 38 Statistik över antal slagna pålmetrar år 1962, 1966, 1968, 1970 och 1972.
1973
- 39 Inventering och sammanställning av utförda böjprovningar med oskarvade och skarvade betongpålar.
Björn Kvist - Pär Sandin
1973
- 40 Undersökning av avklingande stötvågs utseende efter pasage genom dyna med tallriksfjädrar.
Bo Larsson
1973
- 41 Om korrosion på stål, speciellt i betongpålar.
Bengt H Fellenius
1974

Övrigt

Slagning och provbelastning av långa pålar. Försök i Gubbero, Göteborg. (Statens Råd för Byggnadsforskning, rapport 99).

Pålningensprotokoll. Blanketter upprättade enligt Särtryck och preliminära rapporter nr 11. Block om 50 blad Pris per block

- 42 Pålar i lera. En geoteknisk återblick med speciell anknytning till Göteborgs-förhållandena.
Bror Fellenius
1974
- 43 Jordundantäckning vid pålslagning – resultat av modellförsök.
Rainer Massarsch
1974
- 44 Pålning för Silo 68 i Köping. En redovisning av mätresultat.
Ulf Bergdahl – Åke Nilsson
1974

Rapporter

- 45 Aktuellt forskningsbehov för pålområdet i Sverige 1974.
Ulf Bergdahl
1974
- 46 "Root-piles" Small-diameter injected borepiles.
Anton Frank
1975
- 47 Jordgjutna pålar – en redovisning av vanliga metoder.
K Rainer Massarsch
1975
- 48 Svensk statistik över antal tillverkade och slagna pålmetrar åren 1962–1974.
1975
- 49 Deformationsmätningar vid slagning av pålar nära en stenmur – resultat av stereofotogrammetriska mätningar.
K Rainer Massarsch – Gunnar Ivmark
1975
- 50 Pålgrundläggning i Sovjetunionen 1976. Soil movements caused by pile driving in clay.
K Rainer Massarsch
1976
- 52 Angelägenheten hos forskningsprojekt inom pålområdet i Sverige 1975 – enkätresultat.
Ulf Bergdahl – Gunnar Ivmark
1977
- 53 Svensk statistik över antal tillverkade och slagna pålmetrar åren 1962–1976.
1978
- 54 Pålgrupper med sidomotstånd och inspänning.
Håkan Bredenberg – Bengt Broms
1978
- 55 Rålpålars böjstyvhet – resultat av böjprovningar.
Elvin Ottosson
1979
- 56 Provbekastning av friktionspålar – En studie av olika provningsmetoder.
U Bergdahl – G Hult
1979

- 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
- 58 Grävpålanvisningar.
Dimensionering, utförande och kontroll av
grävda, i jorden gjutna pålar.
1979
- 59 Anvisningar för provpålning med
efterföljande provbelastning.
1980
- 60 Negativ mantelfriktion längs pålar.
Bengt Broms
1979
1980
- 61 Recent pile research.
Activities of The Swedish Commission
on Pile Research.
Bengt Broms
1980
- 62 Svensk statistik över antal tillverkade och
slagna pålmetrar åren 1962–1978.
1980
- 63 Slagning av betongpålar med tryckluftshjare.
Resultat av fältförsök i Västerås 1973.
Gunnar Fjellner – Åke Eriksson
– Håkan Bredenberg
1981
- 64 Kohesionspålars bärförmåga.
En studie av utförda provbelastningar på
kohesionspålar av betong.
Ulf Bergdahl – Åke Eriksson – Ture Nilsson
1981
- 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)
- 66 Svensk statistik över antal tillverkade och
slagna pålmetrar åren 1962-1980.
1982
- 67 Negativ mantelfriktion längs pålar.
Resultat av enkät år 1979.
Lars Bjerin – Jan Fallsvik
1982
- 68 Parameterstudie av olika faktorer
inverkan på pålars bärförmåga som funktion av
sjunkningen
Carl-John Grävare – Ingemar Hermansson
1982
- 69 Stålpålar - Användningsområden och praxis
för utförande.
Håkan Bredenberg – Ulf Eriksson
– Anders Eriksson – Göran Camitz
1983
- 70 Buller vid pål- och spontslagning.
En studie av mätmetoder, buflernivåer och
bekämpningsåtgärder.
Ove Bennerhult – Ulf Bergdahl
1983
- 71 Svensk statistik över antal tillverkade och
slagna pålmetrar åren 1962–1982.
1983
- 72 Förspänd tallriksfjäderdyna.
Resultat av stötvägsteoretiska studier,
datorsimulering, modell- och
fullskaleprovning.
Bo BergLars
1983
- 73 Svensk pålningsteknik under 1980-talet.
Håkan Bredenberg – Crister Bådholm
– Lars Hellman – Göran Holm
1984
- 74 Skarv för kombinationspålar träbetong.
Resultat av drag- och böjprovningar.
Elvin Ottosson
1984
- 75 Förtillverkade betongpålar.
Förslag till standard med
dimensioneringsunderlag.
1984
- 76 Initialspänningens variation vid pålslagning.
Elisabeth Stensgård – Elisabet Olsson
1984
- 77 Grävpålar i friktionsjord
Anvisningar för dynamisk förbelastning
Bo Berggren - Per-Evert Bengtsson
1985
- 78 Statistik över antal tillverkade och slagna
pålmetrar i Sverige åren 1962-1984
1985
- 79 Expanderkroppar
Anvisningar för dimensionering, utförande
och kontroll
1988
- 80 Statistik över antal tillverkade och slagna
pålmetrar i Sverige åren 1962–1986
1988
- 81 Systempålar
Stödpålar av höghållfasta, korrosions-
skyddade stålrör, slagna med lätta
höghastighetshejare.
Anvisningar för beräkning av
dimensionerande bärförmåga.
Anders Fredriksson – Sven Hultsjö
– Håkan Stille
1989
- 82 β -metoden vid pålberäkning, en förstudie.
Claes Alén – Mats Jansson – Hans Lindgren
– Lars Olsson – Jan Romell
1990
- 83 Beräkning av pålars last-rörelsesamband
med utgångspunkt från sonderingsdata.
Håkan Bredenberg – Staffan Hintze
1990

- 84 Beräkning av dimensionerande bärförmåga för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord.
Per-Evert Bengtsson – Åke Bengtsson
– Anders Fredriksson
1991
- 85 Statistik över antal tillverkade och slagna pålmetrar i Sverige åren 1962 – 1989.
1991
- 86 Friktionspålastens bärförmåga och last/förskjutningssamband.
Karin Rankka
1991
- 87 Bro C339 över Ekolsundsviken.
Grundläggning på stålörpål -
konstruktion och arbetsutförande.
Håkan Bredenberg
1991
- 88 Sprickbildning i betongpålslag i vatten eller i jordarter med hög permeabilitet.
Stig Bernander
1992
- 89 Integritetskontroll av pålar med stötvågsmätning.
Inemar Hermansson – Jan Romell
– Carl-John Grävare
1992
- 90 Grova stålörpål – anvisningar för dimensionering, utförande och kontroll.
1993
- 91 Friktionspål – bärförmågans tillväxt med tiden.
Björn Åstedt – Lars Weiner – Göran Holm
1994
- 92 Datorsimulering av påslagning.
Bo Berglars – Carl-John Grävare
– Per Löfling – Lars Weiner
1993
- 93 Korrosion och korrosionsskydd av stålörpål och stålspont i jord och vatten.
Göran Camitz
1994
- 84a Beräkning av dimensionerande lastkapacitet för slagna pålar med hänsyn till pålmaterial och omgivande jord.
1995
- 94 Standardpål av betong – lastkapacitet och geoteknisk bärförmåga.
1996
- 95 Omgivningspåverkan vid pål- och spontslagning
Staffan Hintze – Sven Liedberg
– Rainer Massarsch
– Magnus Hanson / Hans Elvhammar
– Björn Lundahl – Sven-Erik Rehnman
1997
- 96:1 Dimensioneringsprinciper för pålar – Lastkapacitet.
1998
- 97 Stålkärnepål – anvisningar för projektering, dimensionering, utförande och kontroll.
Håkan Bredenberg
2000
- 98 Dimensioneringsanvisningar för slagna, slanka stålörpål.
Åke Bengtsson – Bo Berglars
– Sven Hultsjö – Jan Romell
2000
- 99 Vibratorers användningsmöjligheter vid drivning av pålar och spont.
K. Rainer Massarsch
2000

I september 1959 bildades Pålkommittén för påslagning och påbärighet.

Till grund för kommissionens verksamhet ligger samhällets och branschens behov av forskning och information inom pålningsområdet. Medlemmar är entreprenörer, tillverkare, konsulter, forskare, kommuner samt representanter från olika myndigheter. Organisationen Pålkommisionen, som sammanfogar dessa grupper, är unik i Europa.

Ytterligare upplysningar om Pålkommisionens verksamhet och medlemskap lämnas av kommissionens sekreterare Carl-John Grävare.

Pålkommisionen

c/o Statens geotekniska institut

581 93 Linköping, Tel: 013-20 18 00, Fax: 013-20 19 14

E-post: carl-john@palanalys.se Internet: www.palkommisionen.org