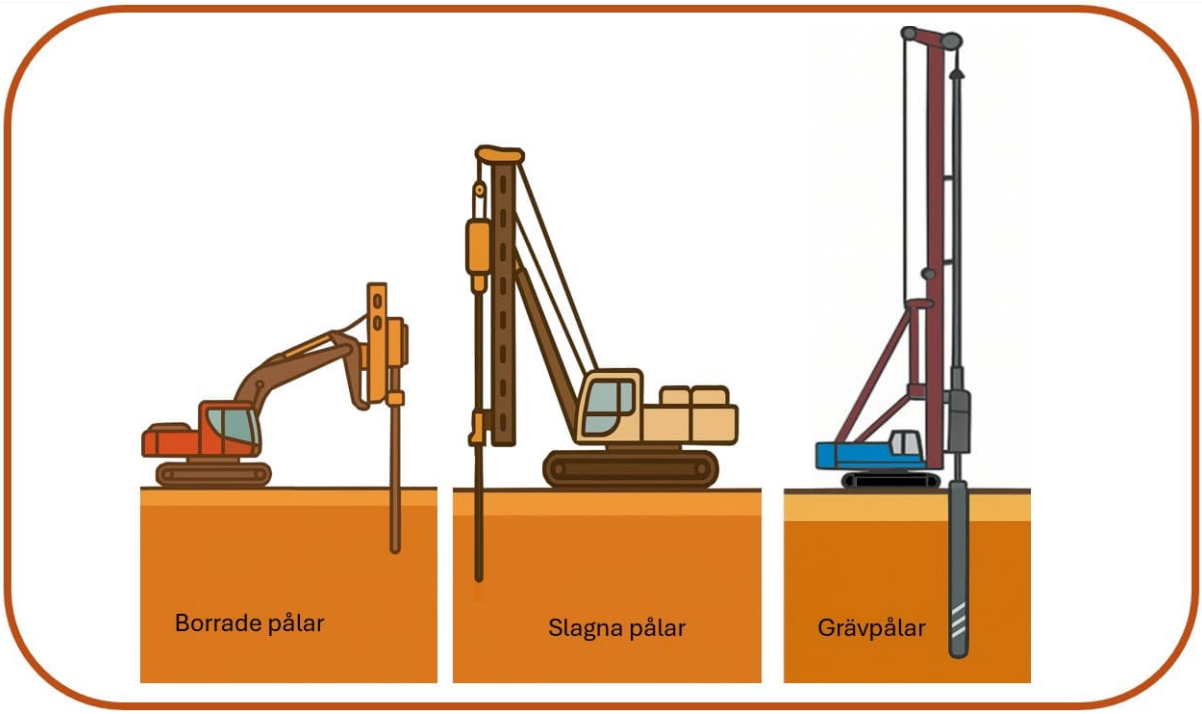


PÅLHANDBOKEN

KAPITEL 7, GEOTEKNISK DIMENSIONERING



INNEHÅLLSFÖRTECKNING

7	**Geoteknisk dimensionering**	**5**
7.1	**Beteckningar och begrepp**	**5**
7.2	**Allmänt**	**9**
7.2.1	Verifiering av geoteknisk bärförmåga enligt eurokoderna	9
7.2.2	Historik	10
7.2.3	Styrande dokument	11
7.3	**Lasteffekter**	**12**
7.4	**Beräkningsmetod geoteknisk bärförmåga**	**12**
7.5	**Preliminär bedömning av geoteknisk bärförmåga och begränsningar med hänsyn till installation**	**14**
7.5.1	Spetsbärförmåga på berg och morän	14
7.5.2	Bärförmåga som kan påvisas med dynamisk provbelastning genom stötvågsmätning	20
7.6	**Geoteknisk dimensionering SLS – Deformationer och rörelser**	**30**
7.6.1	Krav på begränsning av vertikala rörelser i konstruktion	30
7.6.2	Laster och lastfall	31
7.6.3	Prognostisering av sättningar	32
7.6.4	Spetsburna pålar	33
7.6.5	Friktionspålar	34
7.6.6	Kohesionspålar	35
7.6.7	Installationseffekter	36
7.6.8	Beräkningsmetoder	37
7.6.9	Lastöverföringsmodeller	40
7.6.10	Lastspridning	42
7.6.11	Särskilt om påhängslaster	45
7.6.12	Dimensionerande sättningar och jämförelse mot gränsvärde	47
7.6.13	Transversalbelastade pålars förskjutning	49
7.7	**Dimensionering av geoteknisk bärförmåga genom beräkning**	**52**
7.7.1	Spetsburna pålar	53
7.7.2	Mantelburna pålar i kohesionsjord/Kohesionspålar	57
7.7.3	Mantel- och spetsburna pålar i friktionsjord/friktionspålar	72
7.7.4	Borrade (och slagna) injekterade pålar	105
7.7.5	Stålkärnepålar	116
7.7.6	Dragbelastade pålar	122
7.7.7	Transversalbelastade pålar	123
7.8	**Dimensionering av geoteknisk bärförmåga genom provning**	**126**
7.8.1	Dimensionering av bärförmåga med statisk provbelastning	128
7.8.2	Dimensionering av bärförmåga med dynamisk provbelastning	129
7.8.3	Spetsburna pålar	131
7.8.4	Mantelburna pålar/kohesionspålar	132
7.8.5	Mantel- och spetsburna pålar/friktionspålar	132
7.8.6	Dragbelastade pålar	135
7.8.7	Utvärdering av transversell geoteknisk bärförmåga med statisk provbelastning	136
7.8.8	Övriga mätmetoder	137

7.9 Provbelastning – utvärdering 138
7.9.1 Statisk provbelastning 138
7.9.2 Dynamisk provbelastning 145
7.10 Dimensionering av geoteknisk bärförmåga genom Hävdvunna åtgärder 151
7.10.1 Betongpålar 151
7.10.2 Stålrörspålar 153
7.11 Bedömning av geoteknisk bärförmåga hos befintliga pålar (vakant) 155
7.12 Referenser 156

BILAGOR

Bilaga 7A Beräkningsmetoder friktionspålar

Bilaga 7B Beräkningsexempel kohesionspålar (vakant)

7 GEOTEKNISK DIMENSIONERING

7.1 BETECKNINGAR OCH BEGREPP

Nedan redovisas beteckningar avseende geoteknisk dimensionering. Övriga relevanta begrepp och definitioner redovisas i kapitel 1.

Beteckning	Innebörd	Enhet
Latinska bokstäver, versaler		
A	Tvärsnittsarea	[m^2]
A_{dubb}	Tvärsnittsarea, bergdubb	[m^2]
A_{ekv}	Ekvivalent area, påle	[m^2]
A_m	Area, mantel	[m^2]
$A_p/A_s/A_{spets}$	Tvärsnittsarea vid pålspets	[m^2]
C_0	Enaxlig tryckhållfasthet, berg	[Pa]
D	Diameter	[m]
Ds_d	Differentialdeformation mellan två beräkningspunkter, beräknat värde	[m]
E	Elasticitetsmodul	[Pa]
E_a	Elasticitetsmodul stålkärna (anchor)	[Pa]
E_{cm}	Elasticitetsmodul, betong, sekantvärde	[Pa]
E_d	Elasticitetsmodul, dimensionerande värde	[Pa]
E_k	Laster, karakteristiska värden	[N]
E_s / $E_{stål}$	Elasticitetsmodul, stål	[Pa]
E_g	Elasticitetsmodul gränssnitt berg/bruk (grout)	[Pa]
F_{stuk}	Stuklast, påle, karakteristiskt värde	[N]
G	Skjuvmodul	[Pa]
G_k	Permanenta/långvariga laster, karakteristiska värden	[N]
$G'_{k,påhäng}$	Påhängslast, (negativt mantelmotstånd) karakteristiskt värde	[N]
K_0	Vilojordtryckskoefficient	[–]
K_m	Jordtryckskoefficient vid manteln i brottgränstillstånd	[–]
K'	Jordtryckskoefficient	[–]
L	Längd	[m]
$L_{förankring,k}$	Förankringslängd, karakteristiskt värde	[m]
M_p	Momentbärförmåga, påle	[N/m]
M_v	Vridmoment vid hejarsondering på aktuell nivå, uppmätt värde	[N/m]
N_q	Bärighetsfaktor/bärförmågefaktor vid pålspets	[–]
N_{spets}/N_{cp}	Bärighetsfaktor vid pålspets	[–]
P	Axiallast/Normalkraft	[N]
P_1	Passiv jordtrycksresultant ovan rotationscentrum	[N]
P_2	Passiv jordtrycksresultant under rotationscentrum	[N]
Q_h	Horisontell last/Horisontell geoteknisk bärförmåga	[N]
R	Bärförmåga/Krökningsradie/Radie bergkon kring en stålkärna	[m]
R_{cal}	Geoteknisk bärförmåga, beräknat värde	[kN]
$R_{c,m}$	Geoteknisk bärförmåga (tryck), uppmätt värde	[N]
R_d	Geoteknisk bärförmåga, dimensionerande värde	[N]
R_i	Geoteknisk bärförmåga, enskild påle i pålgrupp	[N]

R_k	Geoteknisk bärförmåga, karakteristiskt värde	[N]
$R'_{k,mantel}$	Mantelmotstånd (bärförmåga), karakteristiskt värde	[N]
$R_{k,spets}$	Spetsmotstånd (spetsbärförmåga), karakteristiskt värde	[N]
R_m	Mantelbärförmåga i tryck, beräknat/bedömt värde	[N]
R_{md}	Mantelbärförmåga i drag, beräknat värde	[N]
R_{medel}	Uppmätt eller beräknat medelvärde	[N]
R_{min}	Uppmätt eller beräknat minimumvärde	[N]
R_{si}	Statisk bärförmåga (summan av statisk bärförmåga för respektive element)	[N]
$R_{sm}/R_{sm,k}$	Mantelbärförmåga, påle/Geoteknisk bärförmåga	[N]
R_{sp}	Spetsbärförmåga, påle	[N]
S_1, S_2	Sidomått, pålgrupp	[m]
T_0	Draghållfasthet, berg	[Pa]
V	Volym/Variationskoefficient	[m^3]
V_α	Variationskoefficient för vidhäftningsfaktorn	[–]/[–]
W'	Tyngd av påle, effektivt värde	[N]
Z	Akustisk impedans (styvhet)	kg/(m^{2}s)

Latinska bokstäver, gemener

c	Konsolideringskoefficient/Utbredningshastighet för stötvåg i påle	[–]/[m/s]
c_b	Skjuvhållfasthet, bergmassa	[Pa]
c_u	Lerans odränerade skjuvhållfasthet (reducerat värde)	[Pa]
c_{us}	Jordens valda skjuvhållfasthet vid pålspets	[Pa]
d	Tvärmått/diameter för en påle	[m]
e	Lastens (Bärförmågans) avstånd från markytan	[m]
f_{ck}	Cylindertryckhållfasthet (28 dygn) betong, karakteristiskt värde	[Pa]
f_{ct}	Axiell draghållfasthet, betong	[Pa]
$f_{ctk,0,05}$	Draghållfasthet, betong, karakteristiskt värde (5 %-fraktilen)	[Pa]
f_m	Bärförmåga, mantel	[N]
$f_{m,10}$	Bärförmåga, mantel över pålens nedersta 10 m	[N]
$f_{s,k}$	Vidhäftningsspänning mellan ingjutningsbruk och berg, karakteristiskt värde	[Pa]
f_{yk}	Sträckgräns, stål, karakteristiskt värde	[Pa]
h	Avstånd mellan P1 och markytan	[m]
j_i	Viskös dämpning (dynamisk/hastighetsberoende motstånd)	[-]
k_1	Koefficient för uppskattning av geoteknisk bärförmåga med dynamisk mätning (erfarenhetsvärde)	[–]
k_2	Koefficient för uppskattning av geoteknisk bärförmåga med dynamisk mätning (erfarenhetsvärde)	[–]
l_{ab}	Avstånd mellan markyta och rotationscentrum	[m]
l_{bc}	Avstånd mellan P2 och markytan	[m]
n	Empirisk faktor relaterad till installationsteknik för dragstag och markförhållanden	[kN/m]
q	Fjädring i jord innan brott (quake)	[m]
$q_{c,s}$	Sonderingsmotstånd vid spetsen	[Pa]
$q_{c,m}$	Sonderingsmotstånd längs manteln	[Pa]
q_i	Fjädring i jord innan brott (quake) för resp. element	[m]
q_u	Tryckspänning	[Pa]
r	Antal pålradier	[–]
r_0	Pålradie	[m]

r_{sm}	Mantelbärförmåga (kraft/ytenhet) på djupet	[Pa]
$r_{sm,k}$	Mantelbärförmåga för CSG-pålar	[Pa]
r_{sp}	Spetsbärförmåga	[Pa]
s	Vertikal deformation/sättning	[m]
s_{acc}	Acceptabel totaldeformation (sättning), gränsvärden	[m]
Δs_{acc}	Acceptabel differentialdeformation, gränsvärden	[m]
s_d	Vertikal deformation/sättning, dimensionerande värde	[m]
s_{el}	Elastisk hoptryckning av påle	[m]
s_{jord}	Deformation kopplad till mobilisering av mantelfriktion, last-överföring till jord, konsolidering av och krypsättningar i jord	[m]
s_k	Sättning, beräknad i beräkningspunkt	[m]
$s_k(a)$	Sättning i punkt a med, beräknat större värde än i punkt b	[m]
$s_k(b)$	Sättning i punkt b med, beräknat mindre värde än i punkt a	[m]
$s_{påle}$	Hoptryckning av påle	[m]
s_{spets}	Deformation kopplad till mobilisering av spetsmotstånd	[m]
s_{tot}	Vertikal deformation/sättning, totalvärde	[m]
t	Tid	[varierar]
u	Portryck	[Pa]
v	Partikelhastighet	[m/s]
v_p	Tvärkontraktionstal, påle	[–]
z	Jorddjup/Förankringslängd i berg, från bergöveryta	[m]
z_n	Neutrala punktens läge	[m]

Grekiska bokstäver

α	Vidhäftningsfaktor (förhållandet mellan pålens mantelbär-förmåga per m^2 och jordens naturliga skjuvhållfasthet)	[–]
α_{okorr}	Vidhäftningsfaktor, okorrigerat värde	[-]
α_{ct}	Koefficient som beaktar långtidseffekter på draghållfasthet och ogynnsamma effekter av det sätt som last påförs	[-]
β	Toppvinkel, bergkon/Korrelationsfaktor/Bärighetsfaktor	[°]/[–]/[–]
γ	Tunghet, jord	[kN/m^3]
γ_R	Partialkoefficient för bärförmåga (vid pålspets, mantel, kombinerad spets och mantel eller för dragen påle)	[–]
γ_{Rd}	Modellfaktor för systematiska fel och osäkerheter förknip-pade med mätmetoden, stötvågsmätning	[–]
γ_{Rde}	Extra modellfaktor som tar hänsyn till osäkerheter vid till-lämpning av Kompletterande tillvägagångssätt (WEAP)	[–]
γ_t	Partialkoefficient för bärförmåga	[–]
δ	Rörelse (påltopp)/friktionsvinkel mellan påle och jord	[m]/[°]
δ_h	Dilatation	[m]
δ'_m	Effektiv mantelfriktion	
κ_ϕ	Faktor som tar hänsyn till pålens diameter	[–]
κ_f	Faktor som tar hänsyn till pålens form	[–]
κ_{OCR}	Faktor som tar hänsyn till jordens överkonsolideringsgrad	[–]
κ_T	Faktor som tar hänsyn till tiden efter installation	[–]
κ_t	Multiplikator med avseende på skillnad i tid för bestämning av hållfastheten och belastningens varaktighet	[–]
μ	Reduktionsfaktor för dragbelastad påle/Förhållande mellan mantelbärförmåga i tryck respektive drag	[–]

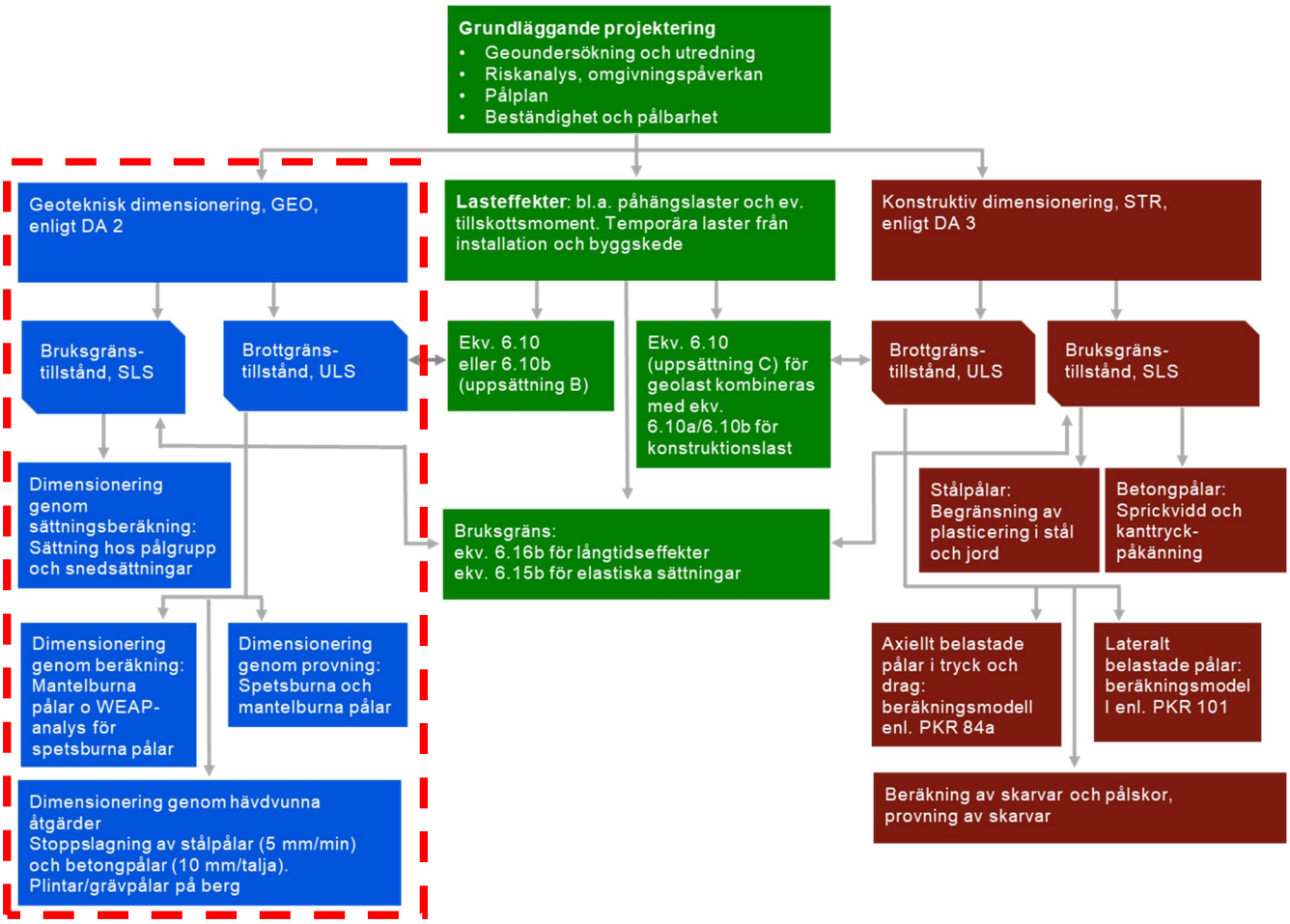
$\xi_{i,j}$	Korrelationskoefficienter som beror av antal provnings- eller undersökningspunkter, vald verifieringsmetod & påltyp	[–]
ξ_5	Korrelationskoefficient som tar hänsyn till antalet provade pålar och det uppmätta medelvärdet.	[–]
ξ_6	Korrelationskoefficient som tar hänsyn till antalet provade pålar och det uppmätta minimivärdet	[–]
η	Effektivitetsfaktor (förhållandet mellan pålgruppens bärförmåga och summan av de enskilda pålarnas bärförmåga)	[–]
θ	Omkrets, påle	[m]
σ_b	Spänning på/vid pålspets, medelvärde	[Pa]
σ_{cyl}	Enaxlig tryckhållfasthet, bergmassa	[Pa]
σ'_{rc}	Radiell tryckspänning i vila	
σ'_v	Effektiv vertikalspänning i jord	[Pa]
σ'_z	Effektiv vertikalspänning i jord på djupet, z	[Pa]
φ_k	Friktionsvinkel, jord	[°]
ϕ'	Friktionsvinkel	[°]
ϕ_b	Friktionsvinkel, berg	[°]
$\phi_{stål}$	Diameter, huvudarmering	[m]
ϕ_{dubb}	Diameter, dubb	[m]
ω_d	Lutning av konstruktion med längd L, beräknat dimensionerande värde	
ω_{acc}	Lutning av konstruktion med längd L, accepterat värde (gränsvärden)	

7.2 ALLMÄNT

7.2.1 Verifiering av geoteknisk bärförmåga enligt eurokoderna

Vid projektering av en byggnad eller anläggning som grundläggs med pålar ska de geotekniska och konstruktiva villkoren klarläggas så att pålgrundläggningen med betryggande säkerhet kan överföra uppträdande laster under brott- och bruksstadiet till underliggande jord och/eller berg utan att brott eller skadliga deformationer uppstår. Målet för projekteringen är att erhålla en säker och tekniskt optimerad grundläggning för överliggande konstruktion.

I Figur 7.1 visas ett flödesschema av dimensioneringsprocessen för pålar. För en närmare beskrivning av projekteringsprocessen i sin helhet hänvisas till kapitel 3. De markerade delarna i blått representerar den geotekniska delen av dimensioneringen, vilken behandlas närmare i föreliggande kapitel.



Figur 7.1 Dimensioneringsprocess för pålar. Inringade delar illustrerar det som beskrivs i kap 7, geoteknisk dimensionering.

Sverige har gjort det nationella valet att dimensionering/verifiering av geoteknisk bärförmåga (GEO) ska utföras enligt Design Approach 2 (DA2), vilket innebär att säkerheten läggs på bärförmåga och lasteffekt. Detta kallas även för Resistance Factor Approach (RFA).

Verifiering av geoteknisk bärförmåga kan göras genom beräkning, provning eller genom hävdvunna åtgärder.

7.2.2 Historik

Nedan redovisas den historiska utvecklingen gällande verifiering av geoteknisk bärförmåga för pålar.

- 1934-1946: Byggnadsordning (regionala regler). Stoppslagningsformel.
- 1946-67: BABS 1960 Pålar och Bronormer 1965. Standardiserade sidmått på betongpålar 250 och 300 mm.
- 1967-75: BABS 1967 (SBN 67) Supplement S 23:6: Pålnormer enligt Statens Planverk. Stötvågsteori, standard A, B, C pålningsklasser, btg 235 mm och 275 mm. Bronormer 1969 använder Kreugers formel.
- 1975-89: SBN 1975:8, Pålar - regler för dimensionering samt för pålningens utförande och Bronorm 76, 88. Liknande som ovan. Kreugers formel användes för träpålar i Bronormen. Stötvågsmätning och analys enligt CASE-metoden började tillämpas i Sverige från 1976. Det första internationella stötvågsseminariet arrangerades av IVA Pålkommission i Stockholm. Signalmatchningsprogram som CAPWAP och simuleringsprogram som WEAP togs fram. Mätutrustning och givare förbättrades.
- 1982: Pålkommissionens Tillämpningsanvisningar för stoppslagning av betongpålar. Hänsyn till stötvågsmätning. Normerade laster >450 kN respektive >600 kN, klass A600, A900.
- 1989-94: Nybyggnadsreglerna. Partialkoefficientmetoden. Betametoden för stötvågsmätta pålar. Typgodkännande av stoppslagningskrav och metoder betecknade S1, S2 och S3 innebar en acceptans av stötvågsmätning i pålningsklass A och ett nyanserat säkerhetstänkande. Lägre totalsäkerheter än tidigare accepteras vid utökad provning och verifiering.
- 1994- : Bro 94. Nya stoppslagningsregler baserade på slagningssimulering, 10mm/10 slag.
- 1994-2010: BKR (Boverkets konstruktionsregler).
- 2000- : Rapport 98 - Dimensioneringsanvisningar för slagna slanka stålpålar (Pålkommissionen, 2000b), stoppslagningsregler. Rapport 102 (Pålkommissionen, 2004b) behandlar borrade injekterade pålar på samma sätt. Rapport 100 (Pålkommissionen, 2004a) behandlar kohesionspålar och framförallt deras geotekniska dimensionering.
- 2010- : TSFS och BFS (EKS) i enlighet med Eurokoderna (Transportstyrelsen, 2018 och Boverket, 2018 och 2022). Stoppslagningsregler är hävdvunna åtgärder. I Rapport 106, Verifiering av geoteknisk bärförmåga för pålar enligt Eurokod (Pålkommissionen, 2014) ges tydliga regler och rekommendationer för dimensionering av pålars geotekniska bärförmåga. Supplement nr 1 till Rapport 100 (Pålkommissionen, 2015a) beskriver geoteknisk dimensionering av kohesionspålar i enlighet med Eurokod.

7.2.3 Styrande dokument

Vid påldimensionering i gränstillståndet GEO enligt eurokoderna finns det ett antal styrande dokument som antingen är normativa eller vägledande. De dokument som inte är normativa utgörs av beställarkrav, tekniska beskrivningar och rapporter som utgör branschpraxis i Sverige vid dimensionering och utförande av pålning. För en övergripande lista, se kapitel 1 och 2.

Utöver de i kapitel 1 sammanställda normerna (eurokoder), tillhörande nationella anpassningar och utförandestandarder är även följande standarder normativa och i första hand tillämpliga vid geoteknisk dimensionering och kontroll/provning av pålar.

BENÄMNING	INNEHÅLL
SS-EN ISO 22477-1:2018	Provning av geokonstruktioner – Statisk provbelastning (SIS, 2018a)
SS-EN ISO 22477-2:2023	Provning av geokonstruktioner – Statisk provbelastning i drag (SIS, 2023a)
SS-EN ISO 22477-4:2018	Provning av geokonstruktioner – Dynamisk provbelastning (SIS, 2018b)
SS-EN ISO 22477-5:2018	Provning av geokonstruktioner – Provning av förankringar (SIS, 2018c)
SS-EN ISO 22477-10:2016	Provning av geokonstruktioner – Rapid load test (SIS, 2016)

7.3 LASTEFFEKTER

För geoteknisk kontroll krävs kännedom om samtliga relevanta lasteffekter som påverkar en pålgrundläggning. En genomgång av dessa lasteffekter återfinns i kapitel 3 och 5. Där finns också en utförlig genomgång av vilka olika lasteffekter som enligt eurokoderna är relevanta i olika dimensioneringsfall och olika gränstillstånd inklusive olyckslastfall och utmattningslastfall. I gränstillståndet GEO krävs i normalfallet den maximala ULS-lasten, oavsett lastkombination (DA2). Lägg märke till att geoteknisk bärförmåga verifieras i säkerhetsklass 2. Dessutom krävs, för mantelburna pålar, kännedom om långtidslaster för kontroll av sättningar. I dessa fall gäller lastkombination 6.16b, så kallad SLS-QP. I de fall pålarna utsätts för negativ mantelfriktion i form av påhängslaster krävs också lasteffekter i långtid i ULS.

7.4 BERÄKNINGSMETOD GEOTEKNISK BÄRFÖRMÅGA

För tryckbelastade pålar i Sverige verifieras den geotekniska bärförmågan för mantelburna pålar i lera normalt genom beräkning medan spetsburna och mantelburna pålar i friktionsjord och på och i berg normalt verifieras genom provning. För dragbelastade pålar i berg och jord sker dimensionering vanligtvis genom beräkning, men dynamisk och statisk provning är också vanligt förekommande.

För att verifiera den dimensionerande geotekniska bärförmågan, vare sig det är genom beräkning eller provbelastning, används Ekvation 7-1.

$$R_d = \frac{R_k \cdot \mu}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{Rd,e}} \qquad \textbf{Ekvation 7-1}$$

där

$$R_k = min\left\{\frac{R_{medel}}{\xi_i} \middle| \frac{R_{min}}{\xi_j}\right\} \qquad \textbf{Ekvation 7-2}$$

där

R_k = karakteristisk geoteknisk bärförmåga som bestäms av det lägsta av uppmätt eller beräknat medel- eller minimumvärde, dividerat med respektive ξ-faktor.

$\xi_{i,j}$ = korrelationskoefficienter som beror av antal provnings- eller undersökningspunkter, vald verifieringsmetod och påltyp (se tabellvärden under respektive avsnitt).

μ = reduktionsfaktor för dragbelastade pålar. Sätts till 0,7 om inte annat kan påvisas, se vidare 7.7.6. Observera att denna inte ska förväxlas med reduktionsfaktorn som tar hänsyn till installationseffekter, se kap 6. För tryckbelastade pålar och för pålar i kohesionsjord (beräkning) sätts faktorn till 1,0.

γ_R = partialkoefficient för bärförmåga vid pålspets, mantel, kombinerat spets och mantel eller för dragen påle. Se Tabell 7.1.

γ_{Rd} = modellfaktor som tar hänsyn till systematiska fel och osäkerheter förknippade med respektive metod. Se Tabell 7.2.

$\gamma_{Rd,e}$ = extra modellfaktor som tar hänsyn till osäkerheter vid tillämpning av Kompletterande tillvägagångssätt (exempelvis WEAP-analys, se vidare avsnitt 7.7.1 och kapitel 3) och som sätts till 1,4. Denna används när det inte finns något statistiskt underlag, det vill säga när inga korrelationskoefficienter används. I övrigt sätts den till 1,0.

Tabell 7.1 Partialkoefficienter för verifiering av geoteknisk bärförmåga (γ_R), för olika delar av pålens bärförmåga (b=base, s=shaft, t=total och s;t=shaft tension), uppsättning R2.

Bärförmåga vid olika typer av verkningssätt	Symbol	Slagna resp. spets-burna borrade pålar	Grävpålar resp. CFA-pålar
Spets	γ_{Rb}	1,2	1,3
Mantel (tryck)	γ_{Rs}	1,2	1,3
Total/kombinerad (tryck)	γ_{Rt}	1,2	1,3
Mantel (dragning)	$\gamma_{Rs;t}$	1,3	1,4

Tabell 7.2 Faktorer för modellosäkerheter för spetsburna pålar (GEO) (TD Pålar rev 3).

Beräkningsmodell/Provningsmetod	Modellfaktorer γ_{Rd}
Statisk provbelastning	1,0
Dynamisk provbelastning utvärderad med CASE-metoden	1,0
Dynamisk provbelastning utvärderad med CASE-metoden Spetsburna pålar på berg/morän där sjunkningen per slag är ≤ 2 mm, samt spetsfjädringen ≤ D/60	0,85
Dynamisk provbelastning med signalmatchning med CAPWAP-analys	0,85
Slagningssimulering (WEAP-analys)	1,3
Dynamisk provbelastning utvärderad med CASE-metoden på pålar nedborrade och stoppslagna i berg	0,8
Pålslagningsformler	Tillåts ej
Slagningssimulering av pålar inborrade i berg	1,1

Faktorer som beaktar modellosäkerheter vid dimensionering genom beräkning av mantelburna pålar (kohesions- och friktionspålar) framgår av respektive avsnitt med Tabell 7.16 och Tabell 7.20.

7.5 PRELIMINÄR BEDÖMNING AV GEOTEKNISK BÄRFÖRMÅGA OCH BEGRÄNSNINGAR MED HÄNSYN TILL INSTALLATION

För att bedöma om en påltyp/påldimension klarar att överföra angivna lasteffekter till omgivande jord och berg kan kontroller utföras utifrån pålens förväntade verkningssätt. Vid osäkerheter avseende verkningssättet kan dessa kontroller utföras för flera olika verkningssätt.

För spetsburna pålar på berg eller morän kan de preliminärt bedömda värdena på spetsbärförmågan sedan användas för vidare bedömning av vilken geoteknisk bärförmåga som kan påvisas med hjälp av provbelastning, antingen dynamisk (stötvågsmätning) eller statisk.

För kohesionspålar görs dimensionering enbart med beräkningar och därmed krävs ingen bedömning, se avsnitt 7.7.2. Normalt bortses ifrån spetsbärförmågan där pålens spets hamnar i normalkonsoliderade eller svagt överkonsoliderade leror, eftersom den blir mycket liten.

Friktionspålar har förutom en mantelbärförmåga normalt också en spetsbärförmåga. Båda dessa kan beräknas med god överensstämmelse förutsatt att underlaget består av CPT-sonderingar i tillräcklig omfattning, se avsnitt 7.7.3 (andra metoder är behäftade med väldigt stora osäkerheter). Det är tillåtet att dimensionera friktionspålar med enbart beräkningar, dock är det förenat med relativt höga totalsäkerhetsfaktorer, varför verifiering oftast utförs genom provning. Beräkningarna kan ligga till grund för vilka pållängder och dimensionerade bärförmågor som kan påvisas genom provning på samma sätt som för spetsburna pålar på berg eller morän.

Bedömning av tillkommande/förväntade rörelser/sättningar vid aktuella belastningar görs parallellt.

7.5.1 Spetsbärförmåga på berg och morän

7.5.1.1 Berg

En spetsburen stålkärna liknar belastningsmässigt ett ytligt grundlagt fundament. För ett sådant kan bergets ”tryckspänning”, q_u, uttryckas som en andel av underlagets skjuvhållfasthet c och friktionsvinkel ϕ. För ett cirkulärt fundament (pålspets) på ytan av en bergmassa med friktionsvinkeln $\phi = 0$ och skjuvhållfastheten $c = \frac{\sigma_{cyl}}{2}$ är ” tryckspänningen” cirka 9c, dvs.

$$q_u = 4{,}5\,\sigma_{cyl} \qquad \textbf{Ekvation 7-3}$$

Den nedborrning till cirka 500 mm under bergytan som normalt utförs leder beräkningsmässigt till en betydande ökning av q_u jämfört med den erhållna enligt Ekvation 7-3. Sven-Erik Rehnman (1968) undersökte bergdubbars bärförmåga på granitblock och rekommenderade ett från utförda experiment utvärderat uttryck, ursprungligen presenterat av Coates m.fl. (1966):

$$q_u = 7 \cdot \sigma_{cyl} \,/\, d^{0{,}2} \qquad \textbf{Ekvation 7-4}$$

där
d = påldiameter.

Notera att Ekvation 7-4 är en empirisk formel och att d är påldiametern uttryckt i enheten cm.

För en stålkärna med 10 cm i diameter, placerad på en bergyta erhålls:

$$q_u = 4{,}4\,\sigma_{cyl} \qquad \textbf{Ekvation 7-5}$$

Som riktlinje för vilka tryckhållfastheter, σ_{cyl}, som kan förväntas för några olika bergarter, se Tabell 7.4, Figur 7.2 och Tabell 7.5.

För pålar som placeras på en bergyta ska bergets geotekniska bärförmåga alltid verifieras, vilket vanligen görs genom dynamisk provbelastning i form av stötvågsmätning. Stoppslagning krävs alltid för sådana pålar, också för att borrade pålar och/eller stålkärnor ska nå ned till borrhålsbotten genom kvarlämnat borrkax.

Nedan anges några generella rekommendationer på tryckspänningen q_u (medelvärde) som, erfarenhetsmässigt, är möjlig att mäta upp med stötvågsmätning. För en påle stoppslagen mot berg där spetsen förväntas ta all last kan, enligt Coates & Gyenges formel (1973), ” tryckspänningen” q_u uttryckas som en andel av underlagets enaxliga tryckhållfasthet (skjuvhållfasthet) σ_{cyl}.

Påle på intakt homogent berg (halvoändligt medium):

$$q_u = 3 \cdot \sigma_{cyl}$$ **Ekvation 7-6**

Bergdubb ($d \lesssim 150$ mm) på intakt homogent berg (halvoändligt medium):

$$q_u = 4 \cdot \sigma_{cyl}$$ **Ekvation 7-7**

Nedborrad påle > $2d$ i intakt homogent berg eller inmejslad bergdubb:

$$q_u = 5 \cdot \sigma_{cyl}$$ **Ekvation 7-8**

där
q_u = ”tryckspänning” (medelvärde) som kan mätas upp med stötvågsmätning
σ_{cyl} = bergets enaxliga tryckhållfasthet
d = kontaktytans diameter, uttryckt i cm.

Nedborrad påle, cirka 0,5 m (stålkärna) i intakt homogent berg, se Ekvation 7-4.

7.5.1.2 Morän

Påle stoppslagen på mycket fast grovkornig bottenmorän:

$$q_u = 25 - 30\ MPa$$ **Ekvation 7-9**

Påle stoppslagen på mycket fast bottenmorän med hög andel silt/finsand:

$$q_u = 20\ MPa$$ **Ekvation 7-10**

Bärförmågan kan sedan beräknas enligt:

$$R_m = q_u A$$ **Ekvation 7-11**

där
R_m = geoteknisk bärförmåga som bedöms möjlig att mäta upp genom dynamisk provbelastning.
A = pålens eller dubbens tvärsnittsarea som är i kontakt med berg eller morän.

Lägg märke till att arean som står i kontakt med berget för borrade stålrörspålar bestäms av ringborrkronans utformning.

Pålar slagna ner till fasta jordlager utgör ett mellanting mellan spetsburna och mantelburna pålar. Pålen stoppslås i fast jordlager under det att ett sjunkningskrav iakttas. Bärförmågan kommer att byggas upp dels av mantelbärförmåga och dels av spetsbärförmåga, men spetsbärförmågan är oftast den dominerande vid verifiering. Pålens bärförmåga kan beräknas med hjälp av de uttryck som gäller för spetsbärförmåga för mantelburna pålar i friktionsjord, se 7.7.3.

Störst betydelse för last-deformationsegenskaperna för en spetsburen påle har själva pålelementets elastiska egenskaper, spetsareans storlek, samt egenskaperna hos jorden eller berget närmast under pålspetsen. Även jordlagrets tjocklek längs pålens mantel har stor betydelse.

Pålens spetsbärförmåga i kohesionsjord beror, förutom av pålens tvärsnittsarea och jordens skjuvhållfasthet, av bärighetsfaktorn N_q. Denna kan för pålar med "normal" diameter (< 0,30 m) sättas till 9. För stora pålar, t.ex. grävpålar med 1 – 2 m i diameter, kan bärighetsfaktorn anta värden på cirka 6.

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

För pålar i friktionsjord brukar någon spänningsberoende funktion användas, exempelvis API-metoden publicerad i API-RP-2A (1993) (metod med störst internationell spridning), se Tabell 7.3.

Tabell 7.3 Parametervärden enligt API RP-2A (API, 1993).

Lagringstäthet och jordart	*Effektiv mantelfriktion, δ'_m [°]*	*Gränsvärde mantelfriktion, [kPa]*	*Bärighets-faktor, N_q [-]*	*Spetsmotstånd, gränsvärde, q_s [MPa]*
Mycket löst lagrad sand *Löst lagrad sand/silt* *Medelfast lagrad silt*	15	48	8	1,9
Löst lagrad sand *Medelfast lagrad sand/silt* *Fast lagrad silt*	20	67	12	2,9
Medelfast lagrad sand *Fast lagrad sand/silt*	25	81	20	4,8
Fast lagrad sand *Mycket fast lagrad sand/silt*	30	96	40	9,6
Fast lagrat grus *Mycket fast lagrad sand*	35	115	50	12

Metoden är baserad på arbeten av Dennis och Olsson (1983) och parametrar har valts efter korrelation mot en databas av provbelastningar. Bärighetsfaktorn varierar mycket mellan olika metoder, vilket medför stora osäkerheter. Ett vanligt missförstånd är att bärighetsfaktorn för pålspetsen följer samma förhållande som för en platta. Notera att kontraktion (sättning under spetsen) och uppluckring i samband med drivning kan försämra förhållandet för spetsen. I angivna värden enligt Tabell 7.11 är dessa effekter troligen redan medräknade, eftersom de är baserade på statiska provbelastningar.

Spetsmotståndet kan beräknas enligt Ekvation 7-12.

$$q_s = \sigma'_{v0} \cdot N_q \qquad \textbf{Ekvation 7-12}$$

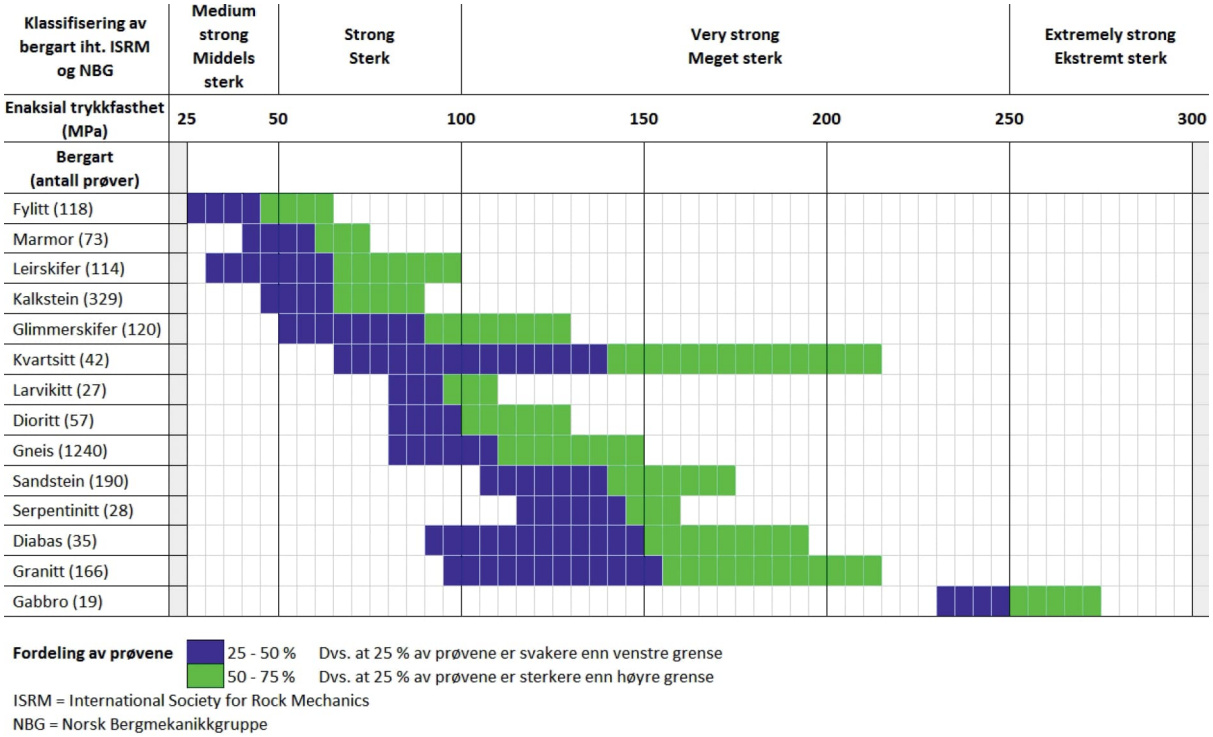
där
σ'_{v0} = effektivspänning i jorden
N_q = bärighetsfaktor enligt Tabell 7.3.

I Tabell 7.4 och Figur 7.2 redovisas uppmätta tryckhållfastheter för olika bergarter. I Tabell 7.5 redovisas ett sätt att klassificera kalksten. För att få en överblick över bergarter i aktuella områden, se SGU:s kartmaterial.

Tabell 7.4 Laboratoriebestämda elastiska parametrar och hållfasthetsvärden för olika bergarter. Källa: Handboken Bygg Geoteknik (Svensk Byggtjänst, 1984).

C_0= Enaxlig tryckhållfasthet (σ_{cyl})
T_0= Draghållfasthet

Bergart	E *[GPa]*	G *[GPa]*	ν	C_0 *[MPa]*	T_0 *[MPa]*
Basalt	36,2		0,13	68,3	2,2
	60		0,15	344	28,4
	100,4		0,25	292,3	15,1
	41	18	0,09	120	14,6
Diabas	91	40	0,18		
	71,7	16,4	0,28	227,5	31,02
	115		0,26	320	
Diorit	55,3	27,8	0,005	186,2	13,8
	100,8	44,3	0,26	274,4	44,8
Gabbro	105,1	42,1	0,25		
	55,3	27,8	0,0–0,16	186,2	13,8
	122,6		0,38	310,8	
Granit	57,1	23,4	0,21		
	39,2	15,6	0,26		
	38,9	11,8	0,19	193,05	2,83
	52,5	25,4		250,9	20,7
	66,8		0,32	117,5	13,1
	53,8		0,82	144,8	5,58
Sandsten	19,1	10,2	0,07	166,8	7,5
	39,2		0,46	214	8,4
	11	6,1	0,9	86,8	7,5
	13,7	8,7	0,2	102	15,8
Kvartsit	88,4		0,11	320,1	11
	84,8	38,6	0,1	628,8	23,4
	66,2	22,9	0,17	160,9	
Kalksten	26,9	12	0,27	53,1	4,1
	28,5		0,29	51	1,6
	65	23,3	0,2	193	15,1
	81,4	26,5		153,7	17,9
Skiffer	58,2	16,6	0,09	215,8	17,2
	31,2	15,4	0,14	101,4	1,4
	11,1	4,2	0,32	59,3	



Figur 7.2 Indikativ uppmätt enaxlig tryckhållfasthet för berg (Källa: Peleveiledningen, 2019, kap 4. SINTEF Bergmekaniskt laboratorium. Klassificering enligt ISRM, 1978: Suggested methods for the quantative description of discontinuities in rock masses. Int . j. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 15:6:319-368.)

Tabell 7.5 Hårdhetsklasser för kalksten, enligt FFU Citytunneln i Malmö, ursprungligen Larsen et. al., 1988, Vejledning i Ingeniørgeologisk prøvebeskrivelse. Dansk Geoteknisk Forening, DGF-Bulletin Nr. 1, ISBN: 87-983058-2-4.

Hårdhets-klass	Enaxlig Tryckhållfasthet [Mpa]		Draghållfasthet (Brazilian test) [MPa]		Elasticitetsmodul [GPa]		Skjuvhållfasthet			
							Kohesion [MPa]		Friktionsvinkel [grader]	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
H1	0,3[1,2)]	0,05-0,5[1,2)]	-[1)]	-[1)]	0,04[1)]	-	0,02[1)]	-	27[1)]	-
H2	6	3-10	0.6	0,3-2	1	0,5-3	0,5	0,5-1	50	45-55
H3	12	5-25	2	0,4-4	4	1-10	1	1-3	50	45-55
H4	35	10-75	5	0,6-9	12	5-25	4	3-9	55	50-55
H5	250	100-400	25	10-40	35	20-50	-	-	-	-

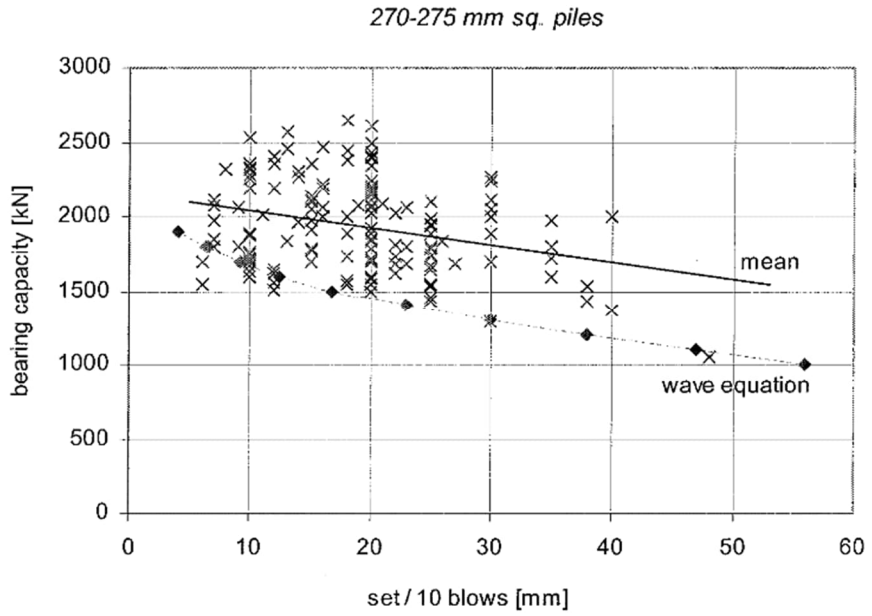
1) Mätvärden saknas. Angivna värden är baserade på lermorän.
2) Skjuvhållfasthet

För pålar med bergspets kan antas att en del av pålens tvärsnittsmått även är i kontakt med berg/moränen efter inmejsling av bergdubben. Den geotekniska bärförmågan blir därför sällan eller aldrig dimensionerande. Låg fallhöjd behövs för att inte skada dubben under inmejslingen. Om moräntäcket är litet till måttligt och saknar block kan det antas att betongpålar kan drivas till bergstopp. I andra fall stoppar de troligtvis i moränen, åtminstone om den är mycket fast lagrad. Stålpålar antas bli stoppslagna mot berg i nästan samtliga förekommande fall.

Med inmejsling avses drivning med låg fallhöjd för att säkerställa att bergskon inte glider i sidled på bergytan. När förhållandet lera på berg föreligger bör inmejsling utföras tills dubbens hela tvärsnitt har mejslats in i berget och den inmejslade längden motsvarar minst en dubbdiameter. Notera dock att inmejsling ska utföras med minst 300 slag.

Excentriciteten för lastens (egentligen bärförmågans) angrepp på bergdubben får i sådana fall beräknas som dubbens diameter/10 (förr $\frac{D_{dubb}}{4}$). Inom ramen för framtagandet av Pålkommissionens Teknisk PM 1:2008 (Pålkommissionen, 2008) utförde Pålkommissionen, i samarbete med Trafikverket, en utredning med avseende på detta, varmed rekommenderad storlek för excentriciteten ändrades.

Hejarsondering används för grov bedömning av jordlagerföljd och för bedömning av förväntade pållängder för slagna betongpålar. Dock fungerar inte bedömningen av pållängder tillfredsställande i jord med sten eller block. Bakgrunden till det är att hejarsonderingen ursprungligen togs fram i syfte att bedöma pålstoppsnivåer. Idén var att efterlikna installationen av en betongpåle (impedans och energi). Dock har både undersökningsmetoden och pålinstallationsförfarandet förändrats genom åren, varför korrelationen inte längre är lika självklar. Bland annat överskattas HfA_{Netto} i mäktiga jordlager. Enbart hejarsonderingar rekommenderas inte för uppskattning av bärförmåga (eller installation) på djup större än 5 – 10 m. En kombination av jord-bergsondering och hejarsondering brukar däremot ge ett relativt gott underlag för bedömning av pålstoppsnivåer och dessutom ge en indikation på om jorden innehåller block och/eller sten, vilket är viktigt. Om undersökningen dessutom utökas med CPT1 med speciell robust spets som klarar upp till 100 MPa i spetstryck och provtagning med moränprovtagare eller sonic-borrning erhålls ett bra underlag för att bedöma spetsbärförmåga, neddrivningsdjup i friktionsjord, samt om risk föreligger för falska pålstopp. För beskrivning av falska pålstopp, se kapitel 3 och 8. I en artikel av Axelsson, Dangré & Elvin (2004) redovisas, utifrån en databas, uppmätta bärförmågor på tidigare standardbetongpålar med tvärsnitten 235 x 235 mm^2 och 270 x 270 mm^2 som funktion av stoppsjunkningen (sjunkning/10 slag) för frifallshejare med olika vikt och olika fallhöjder, se Figur 7.3. Artikeln kan användas för att få en uppfattning om vilken bärförmåga som är rimlig att uppnå för olika hejarvikter, fallhöjder och påldimensioner.



Figur 7.3 Uppmätt, $R_{c,m}$, geoteknisk bärförmåga plottad mot stoppslagning, jämfört med WEAP-resultat (wave equation) för betongpålar 270-275 mm drivna med en 4 tons hejare och 0,4 m fallhöjd (Axelsson, Dangré & Elvin, 2004).

För att göra en preliminär bedömning av karakteristisk spetsbärförmåga i jord kan en bärighetsfaktor N_{spets} användas, se Tabell 7.6, tillsammans med Ekvation 7-13. Notera att bärighetsfaktorn för spetsmotståndet, N_{spets} är logaritmisk mot friktionsvinkeln, φ_k.

Tabell 7.6 Bärighetsfaktor för pålspets i olika jordtyper (Bengt Fellenius Red Book, 2021).

Jordtyp	φ_k [°]	N_{spets} [-]
Grus	35-45	60-300
Sand	32-40	30-150
Silt	28-34	20-40
Lera	25-30	3-30

$$R_{k,spets} = A_{spets} \cdot N_{spets} \cdot \sigma'_z$$ **Ekvation 7-13**

där
$R_{k,spets}$ = pålens bärförmåga vid spetsen
A_{spets} = pålens tvärsnittsarea vid spetsen
N_{spets} = bärighetsfaktor för pålspets
σ'_z = vertikal effektivspänning vid pålspets (på djupet, z).

7.5.2 Bärförmåga som kan påvisas med dynamisk provbelastning genom stötvågsmätning

7.5.2.1 Inledning

Den geotekniska bärförmågan i gränstillståndet GEO kan bestämmas genom dynamisk provbelastning enligt SS-EN ISO 22477-4:2018 (SIS, 2018b), s.k. stötvågsmätning, enligt avsnitt 7.9.2. Vid dynamisk provbelastning ska spänningen i pålen som uppkommer vid slagning begränsas enligt anvisningar i utförandestandarderna för massundanträngande pålar respektive mikropålar. Detta leder till ett övre gränsvärde för den geotekniska bärförmågan som är rimligt att uppnå utan att pålen skadas. Det kan alltså vara själva provningen av pålen med stötvågsmätning som dimensionerar dess bärförmåga. Observera att rekommendationer som anges nedan avser vad pålar klarar i gränstillståndet GEO, dvs. pålens konstruktiva bärförmåga i STR kan vara begränsande.

Som ett alternativ till nedanstående kan beräkning av karakteristisk bärförmåga göras med hjälp av en WEAP-analys, se avsnitt 7.7.1.

7.5.2.2 Riktlinjer/Tumregler

Vid verifiering genom provning krävs en hejarvikt som är tillräckligt stor och har tillräcklig fallhöjd, och därmed kan generera tillräckligt hög energi, för att mobilisera erforderlig geoteknisk bärförmåga. För de vanligaste storlekarna av betongpålar i Sverige med kantmått 235 mm respektive 270 mm används normalt 4 – 6 ton tunga hejare (accelererande eller fritt fallande). Dessa kan anses tillräckliga för de i Sverige vanligaste geologiska förutsättningarna. Dock kan dessa vid pållängder över 50 m och stort mantelmotstånd vara för lätta.

För spetsburna stålpålar kan ett riktmärke vara att hejarvikten bör motsvara 1 – 1,5 % av $R_{c,m}$ (erforderlig uppmätt bärförmåga) och att fallhöjden bör vara 6 – 7 % av pållängden. Generellt brukar det vara problematiskt att använda fallhöjder högre än 2,5 – 3 m eftersom spänningarna i pålen blir för höga. Härtill kan det vara problematiskt att få trådtöjningsgivare och accelerometrar att sitta kvar på pålen i samband med provning. I fall med pållängder $\gtrsim$ 30 m, kan kompensation med en tyngre vikt krävas. För korta pålar (längd $\lesssim$ 10 m), där pålspetsen står mot hårt berg kan en för tung hejare orsaka att vågen ligger på för länge och att överlagring av nedåt- och uppåtgående vågor kan skapa stora spänningar i pålen. I dessa fall kan det räcka med en vikt på 0,5 % av $R_{c,m}$.

Generellt kan sägas att vid mer komplicerade fall med till exempel ovanliga påltyper eller slagningsutrustning, eventuellt i kombination med ett projekt där verifieringen är tidskritisk och det kan bli kostsamt och tekniskt problematiskt att byta från en slagningsutrustning till en annan, bör WEAP-analys utföras innan pålningsarbetet startar. Se vidare avsnitt 7.7.1. Ännu bättre är givetvis att utföra en regelrätt provpålning med olika utrustningar och där pålen kan följas genom installationsförfarandet.

För stålpålar är F_{stuk} definierad som tvärsnittsarea multiplicerad med stålets flytgräns, dvs. $F_{stuk} = A_{stål} \cdot f_{yk}$. I kapitel 5 och 6 betecknas stuklasten för ett tvärsnitt $N_{pl,Rd}$.

För betongpålar är F_{stuk} definierad som effektiv tvärsnittsarea multiplicerad med betongens tryckhållfasthet vid tidpunkten för slagning, dvs. $F_{stuk} = A_{tot} \cdot f_{ck}$ där $A_{tot} = A_{betong} + A_{stål}\left(E_{stål}/E_{betong} - 1\right)$. Notera att F_{stuk} även kan begränsas av stuklast för pålspets och pålskarvar.

Det vanligaste sättet att stoppslå stålpålar med diameter ≤ 170 mm är med snabbslående hydraulhammare. För att erforderlig bärförmåga ska kunna påvisas (baserat på empiri med sträckgräns 440 MPa) ska, vid stoppslagning med hydraulham mare, slagkolvens vikt motsvara minst 2 gånger pålens vikt per meter. Observera att en påle med högre sträckgräns också måste slås med motsvarande ökad kraft för att nivåerna i Tabell 7.10 ska kunna gälla. Detsamma gäller för betongpålar med ökande hållfasthet, se Tabell 7.11 (avser hållfasthet vid installationstillfället, tabellvärden är baserade på hållfasthetsklass motsvarande C40/50). Den angivna 28-dygnshållfastheten är minst C50/60 hos samtliga tillverkare.

För det enkla förhållandet att betongpålar under gynnsamma förhållanden har drivits till bergstopp kan uppskattningsvis ett $R_{c,m}$ på cirka 2400 – 2600 kN mätas upp på en påle med kantmått 270 mm och cirka 1800 – 1850 kN på en påle med kantmått 235 mm. Om pålarna stoppslås i mycket fast bottenmorän sjunker dessa siffror till cirka 1900 – 2100 kN respektive cirka 1500 – 1600 kN.
Angivna bärförmågor förutsätter att betonghållfastheten inte är begränsande.

För att minimera risken för överbelastning av pålarna i samband med installation och stoppslagning är det viktigt att geokonstruktören anger vilken hållfasthetsklass betongpålar ska ha uppnått vid installationstillfället. Även för stålpålar ska hållfastheten anges så att pålentreprenören kan anpassa spänningarna i pålen vid slagning.

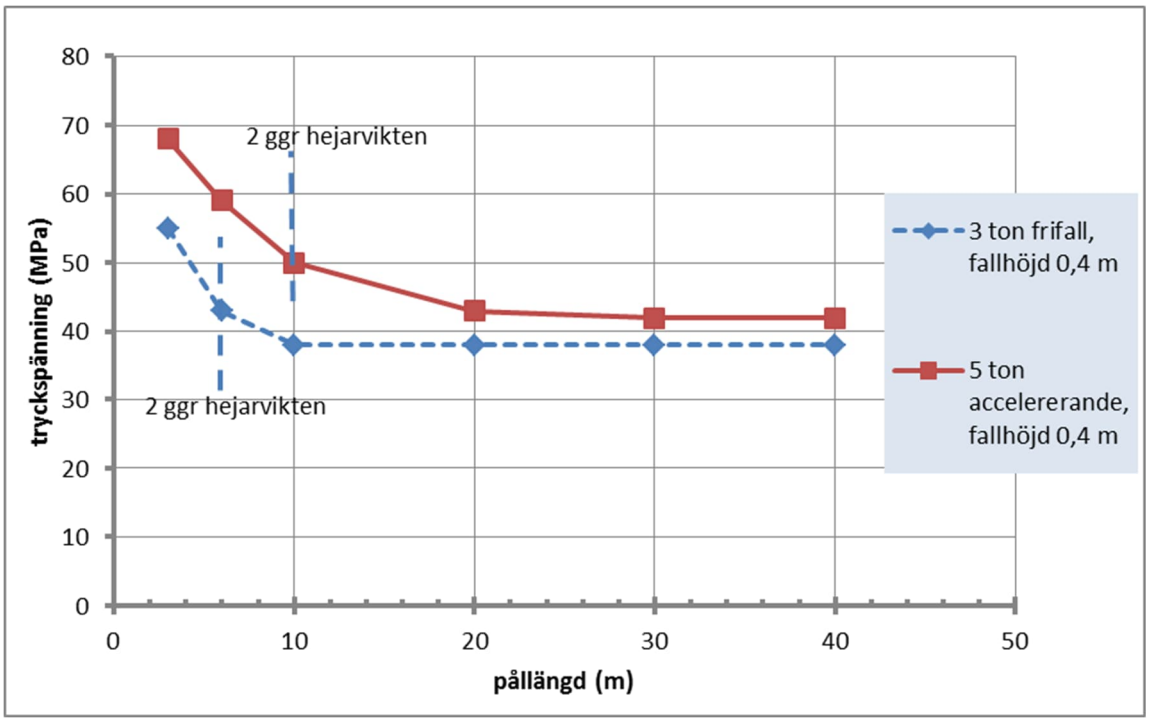
Vid upprättande av förfrågningsunderlag ska omfattning av provning anges, men det är först under provpålningen som lämplig omfattning klargörs tydligare. Ibland är det först under produktionspålningen som anomalier, vilka kan kräva utökad provning, upptäcks.

Det rekommenderas att en mätnivå, enligt Tabell 7.10 och Tabell 7.11, anges i förfrågningsunderlag. Observera att mätinsatsen som redovisas i tabellerna är miniminivåer. Större mätinsats krävs för högre lastutnyttjande eller för att pålningsförhållandena bedöms kräva det (produktionskontroll med stötvågsmätning). Se kapitel 9 för rekommendationer med avseende på omfattning av mätinsats. Slutlig omfattning av mätinsatsen bestäms efter utförd provpålning eller i samband med utförandet av produktionskontroll, beroende på inkomna resultat samt observationer under pålningsarbetet.

7.5.2.3 Inverkan av pålens längd och hejarvikt

Erforderlig fallhöjd hos hejaren (anslagshastighet) för att verifiera bärförmågan ska väljas med hänsyn till resultat från den inledande pålningen (provpålning). För korta pålar i förhållande till hejarens storlek (impedans) ska lägre fallhöjd väljas för att verifiera samma bärförmåga som för medellånga till långa pålar. Om fallhöjden inte sänks för korta pålar är risken stor att dessa överbelastas under stoppslagningen eller vid provpålningen. Som korta pålar avses överslagsmässigt pålar som är kortare (i enheten meter) än vad som motsvarar dubbla hejarvikten i ton, se exempel i Figur 7.4. Även i avsnitt 7.10 redovisas exempel på lämplig fallhöjd för olika längder av pålar med stoppslagningsregel

enligt Hävdvunna åtgärder. Slagningssimulering är annars ett utmärkt hjälpmedel att bedöma reduktion av fallhöjd hos korta pålar.



Figur 7.4 Förhållande mellan tryckspänning i en betongpåle (270 x 270 mm²) och pålens längd för olika hejarvikter (Pålkommissionen, 2014).

Nedan redovisas ett förenklat sätt att bedöma ett övre gränsvärde $R_{d,max}$ på den dimensionerande geotekniska bärförmåga som kan påvisas utan att pålens hållfasthet överskrids i samband med stötvågsmätning och som kan användas som riktvärde vid projektering. Om slagningssimulering utförs erhålls ett mer nyanserat värde på maximal bärförmåga med hänsyn till pålens hållfasthet under slagning och speciellt om skadliga dragkrafter kan uppstå.

Notera att den påvisade bärförmågan är objektspecifik och kan vara lägre än vad som erhålls med tillämpning av nedanstående koefficienter.

$R_{d,max}$ beräknas enligt Ekvation 7-14.

$$R_{d,max} = \frac{F_{stuk}\ k_1\ k_2}{\gamma_R\ \gamma_{Rd}\ \xi_5}$$ **Ekvation 7-14**

där

F_{stuk} = Stuklast för påle, karakteristiskt värde.

k_1 = Erfarenhetsvärde som är kvoten av pålens statiska neddrivningsmotstånd utvärderat enligt CASE- eller CAPWAP-metod och pålens totala neddrivningsmotstånd (statiskt- och dynamiskt motstånd), se Tabell 7.7 och Tabell 7.8. Detta är ett värde som reglerar vilken maximal geoteknisk bärförmåga som är rimlig att mäta upp med hänsyn till storleken på returstötvågen.

k_2 = Koefficient som tar hänsyn till spänningen i pålen och beror av om spänningsnivån i pålen kontrolleras i samband med installation (slagning), se avsnitt 7.5.2.5.

γ_R = Partialkoefficient för bärförmåga vid pålspets, mantel, kombinerat spets och mantel eller för dragen påle. Se Tabell 7.1.

γ_{Rd} = Modellfaktor för stötvågsmätning enligt Transportstyrelsen (2018) och Boverket (2019 och 2022). Modellfaktor som tar hänsyn till systematiska fel och osäkerheter förknippade med respektive metod. Se Tabell 7.2.

ξ_5 = Korrelationskoefficient som tar hänsyn till antalet provade pålar och det uppmätta medelvärdet enligt Transportstyrelsen (2018) och Boverket (2019 och 2022). Se avsnitt 7.7 och 7.8.

7.5.2.4 Erfarenhetsvärden från stötvågsmätningar, k_1

För att säkerställa att materialets hållfasthet inte överskrids kan mätning/övervakning av spänningar i en påle göras under drivning, stoppslagning och provning. Om spänningarna i pålarna övervakas under drivning och stoppslagning tillåts högre spänningar i pålen. En sådan övervakning av spänningarna bör utföras under en fortlöpande produktionskontroll. För att övervaka spänningarna i en påle kan mätning av anslagshastigheten hos hejaren vara ett alternativ till stötvågsmätning med dess fördelar/svårigheter.

Rekommenderade värden på k_1 för stål- respektive betongpålar anges i Tabell 7.7. I Tabell 7.8 ges rekommendationer för reduktion av k_1 för några vanliga situationer. För accelererande hejare föreslås en reduktion när spänningarna eller anslagshastigheten inte övervakas genom energimätning eller stötvågsmätning på grund av svårigheten att bedöma anslagshastigheten från endast fallhöjden och den stora variation i anslagshastighet som blir följden.

Tabell 7.7 Rekommenderade maxvärden på k_1 (Pålkommissionen, 2014).

Typ av situation	k_1 stål	k_1 betong
Pålar nedborrade i berg, liten mantelfriktion	0,85	-
Pålar stoppslagna på berg, liten mantelfriktion	0,80	0,75
Pålar stoppslagna i fast morän, liten mantelfriktion	0,75	0,70

Tabell 7.8 Förslag på reduktionsvärden för k_1-värden (Pålkommissionen, 2014).

Typ av situation	Reduktion av k_1
Spetsburna pålar, pållängd > 20 m, måttligt till stort mantelmotstånd	0,1 – 0,2
Pålar stoppslagna i mäktigt lager morän eller i en siltig/finsandig morän	0,1 – 0,2

7.5.2.5 Övervakning av spänningar, k_2

Värden på k_2 redovisas i Tabell 7.9. Om stötvågsmätning utförs på stålpålar och stålspänningen övervakas under installation, stoppslagning och provbelastning kan k_2 i Ekvation 7-14 sättas till 1,1 (dvs. 1,1 ggr stålets sträckgräns) enligt utförandestandard SS-EN 12699:2015, Massundanträngande pålar (SIS, 2015). Om däremot spänningen i pålen inte övervakas under produktionen sätts denna koefficient till 0,9. Motsvarande för slagna betongpålar är 0,9, dvs. 0,9 ggr betongens tryckhållfasthet, vid övervakning av spänningar respektive 0,8 om det inte utförs någon övervakning. De högre värdena kan även användas om skonsam drivning och stoppslagning utförs tydligt under pålmaterialets stukgräns. Om spänningarna i pålarna övervakas under installation och stoppslagning, tillåts högre spänningar i pålen. En sådan övervakning av spänningarna bör utföras under en fortlöpande produktionskontroll. För att övervaka spänningarna i pålen kan mätning av anslagshastigheten hos hejaren (ej hydraulhammare) vara ett alternativ till stötvågsmätning.

Spänningsövervakning går ej att utföra vid pålinstallation med hydraulhammare eftersom det i nuläget saknas lämpliga övervakningssystem för dessa.

För pålar som stoppslås med accelererande hejare utan kontinuerlig mätning av tillförd energi, exempelvis genom registrering av hejarens anslagshastighet, bör värdena i Tabell 7.9 reduceras med 0,10.

Tabell 7.9 Värden på k_2 enligt utförandestandard SS-EN 12699:2015 - Utförande av geokonstruktioner - Massundanträngande pålar (SIS, 2015).

Typ av situation	k_2 stål	k_2 betong
Ingen risk att spänningsnivån i pålen överskrids under installation och stoppslagning. Kontroll utförs vid behov genom stötvågsmätning eller genom att mäta anslaghastigheten hos hejaren.	1,1	0,9
Risk föreligger att spänningsnivån i pålen kan överskridas och ingen kontroll sker under produktion.	0,9	0,8

7.5.2.6 Verifieringsnivåer

Enligt svensk praxis kan tre verifieringsnivåer av bärförmåga urskiljas beroende på typ av dimensionering och omfattning av verifiering. I Tabell 7.10 och Tabell 7.11 redovisas en rekommenderad minsta omfattning av mätinsats för respektive verifieringsnivå för betongpålar respektive stålrörspålar. Tabellerna kan med fördel användas vid projektering eller för reglering vid upphandling av pålningsarbeten. I tabellerna anges en övre gräns på geoteknisk bärförmåga som funktion av pålens karakteristiska stuklast F_{stuk}.

Vid större variationer i pållängd, bärförmåga samt slagningsförhållanden kan det krävas både utökad provpålning och utökad produktionskontroll jämfört med vad som anges i Tabell 7.10 respektive Tabell 7.11. Notera att om fler provpålar än tre utförs inom ett kontrollobjekt kan ett högre lastutnyttjande än vad som anges i tabellerna användas. Med kontrollobjekt (inledningsvis max 25 x 25 m^2) avses en grupp av pålar med enhetligt installations- och verkningssätt i en enhetlig jordvolym.

För verifieringsnivå 2 förutsätts att minst 5 % av pålarna mäts, antingen som en del av provpålningen eller inkluderande i en eventuell produktionskontroll. För slagna pålar är det oftast svårt att från det geotekniska underlaget bestämma om någon av de föreslagna problemsituationerna som redovisas i kapitel 9 föreligger. En produktionskontroll/provpålning på minst 5 % bör därför vara ett krav.

För verifieringsnivå 3 förutsätts att minst fyra produktionskontrollpålar provbelastas och att korrelationskoefficienten reduceras med inkomna resultat från produktionskontrollen samt medräknas i provpålningsresultatet.

Tabell 7.10 Rekommenderad dimensionerande bärförmåga för stålpålar med hänsyn till slagning samt minsta omfattning på verifiering av bärförmåga (Pålkommissionen, 2014).

Verifieringsnivå	Rekommenderad dimensionerande bärförmåga m.h.t. begränsning av belastning av pålmaterial vid slagning[1]	Verifieringens omfattning
1 Hävdvunna åtgärder eller beräkning (WEAP)	$R_{d,max} = 0{,}33 \cdot F_{stuk}$ för stålrörspålar, med dimensioner 75 – 220 mm.	Stoppslagning av samtliga pålar enligt schablon[2] eller efter resultat från WEAP-analys.
2 Provpålning	$R_{d,max} = 0{,}44 \cdot F_{stuk}$ för stålrörspålar	Provpålning med minst 5 % av pålarna dock minst tre representativa stötvågsmätta pålar inom ett område om max 25 x 25 m^2. Produktionskontroll efter behov, se kapitel 9.
3 Provpålning och produktionskontroll	$R_{d,max} = 0{,}55 \cdot F_{stuk}$ för stålrörspålar	Provpålning enligt ovan samt minst 10 % produktionskontroll[3]. För lämplig omfattning på produktionskontroll, se kapitel 9.

Tabell 7.11 Rekommenderad dimensionerande bärförmåga för betongpålar med hänsyn till slagning samt minsta omfattning på verifiering av bärförmåga (Pålkommissionen, 2014).

Verifieringsnivå	Rekommenderad dimensionerande bärförmåga m.h.t. begränsning av belastning av pålmaterial vid slagning[4]	Verifieringens omfattning
1 Hävdvunna åtgärder eller beräkning (WEAP)	För betongpålar (dimensioner 235 – 270 mm) enligt avsnitt 7.10 och 7.7.1.	Stoppslagning av samtliga pålar enligt schablon[2] eller efter resultat från WEAP-analys.
2 Provpålning	$R_{d,max} = 0{,}33 \cdot F_{stuk}$ för betongpålar	Provpålning med minst 5 % av pålarna dock minst tre representativa stötvågsmätta inom ett område om max 25 x 25 m^2. Produktionskontroll efter behov, se kapitel 9.
3 Provpålning och produktionskontroll	$R_{d,max} = 0{,}44 \cdot F_{stuk}$ för betongpålar	Provpålning enligt ovan samt minst 10 % produktionskontroll[5]. För lämplig omfattning på produktionskontroll, se kapitel 9.

Tabell 7.10 respektive Tabell 7.11 gäller för enkla och enhetliga slagningsförhållanden. Om ovanliggande konstruktion medger att last kan överföras från svaga till starka pålar kan i tabellerna angivna värden multipliceras med 1,1.

[1] Avser neddrivning, stoppslagning och stötvågsmätning.

[2] 10 mm/10 slag för betongpålar och 5 mm/10 slag för stålrörspålar stoppslagna med frifallhejare och 5 mm/min för stålrörspålar stoppslagna med luftdriven hammare/hydraulhammare.

[3] Slutlig omfattning beror på observationer vid provpålningen och produktionskontrollen.

[4] Avser neddrivning, stoppslagning och stötvågsmätning.

[5] Slutlig omfattning beror på observationer vid provpålningen och produktionskontrollen.

7.5.2.7 Beräkningsexempel

Beräkningsexempel 1 – Slagen spetsburen stålrörspåle på berg

Följande exempel syftar till att beskriva tillvägagångssättet för framtagning av en preliminär bedömning av den geotekniska bärförmåga som kan påvisas med dynamisk stötvågsmätning, samt vilka fallhöjder och hejarvikter som krävs för att mobilisera den preliminärt bedömda bärförmågan vid den inledande pålningen. För ändamålet har en slagen stålrörspåle 170/10 enligt SS-EN 10219-1:2006 (SIS, 2006) med stålkvalitet S460 valts. Om projektet utförs i verifieringsnivå 3 inkluderas resultaten från produktionskontrollen i provpålningen, totalt 7 st mätta pålar inom kontrollområdet.

Geometri

D_y = 0,1683 m	Ytterdiameter
t = 0,01 m	Tjocklek
A = 4,97 · 10^{-3} m^2	Tvärsnittsarea

Material

f_y = 460 · $10^6 Pa$	Sträckgräns
$F_{stuk} = f_y \cdot A$ = 2,29 · $10^6 N$	Stuklast

Geoteknisk bärförmåga som kan verifieras med hänsyn till pålens (pålmaterialets) hållfasthet

$R_{d,max} = \frac{F_{stuk} \cdot k_1 \cdot k_2}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \xi_5}$	Ekvation 7-14.	
k_1 = 0,80	Spetsburen stålrörspåle stoppslagen mot berg, se avsnitt 7.5.2.4.	
k_2 = 0,90	Nivå 2, se avsnitt 7.5.2.5.	
k_2 = 1,1	Nivå 3, se avsnitt 7.5.2.5.	
γ_R = 1,3	Partialkoefficient för bärförmåga, enligt Tabell 7.1.	
γ_{Rd} = 0,85	Spetsburen påle på berg, s < 2 mm/slag.	
ξ_5 = 1,60	Nivå 2 (mätning av 3 pålar per kontrollområde).	Korrelationskoefficient för uppmätt medelvärde
ξ_5 = 1,48	Nivå 3 (mätning av totalt 7 pålar).	

$R_{d,max} = F_{stuk} \cdot 0{,}33 = 2{,}29 \cdot 10^3 \cdot 0{,}33 = 756\ kN$	Nivå 1 enligt Tabell 7.10
$R_{d,max} = \frac{F_{stuk} \cdot k_1 \cdot k_2}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \xi_5} = \frac{2{,}29 \cdot 10^3 \cdot 0{,}80 \cdot 0{,}90}{1{,}3 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}60} = 2{,}29 \cdot 10^3 \cdot 0{,}41 = 939\ kN$	Nivå 2 enligt Ekvation 7-14
$R_{d,max} = \frac{F_{stuk} \cdot k_1 \cdot k_2}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \xi_5} = \frac{2{,}29 \cdot 10^3 \cdot 0{,}80 \cdot 1{,}1}{1{,}3 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}48} = 2{,}29 \cdot 10^3 \cdot 0{,}54 = 1236\ kN$	Nivå 3 enligt Ekvation 7-14

För nivå 1 används stoppslagningskriterier enligt Hävdvunna åtgärder, avsnitt 7.10.2, eller beräknade med WEAP-analys enligt avsnitt 7.7.1. För stålpålar rekommenderas att hejarvikten för lätta hydraulhejare är minst 2 gånger pålens vikt per meter samt att sjunkningsvärden vid stoppslagning normalt väljs inom intervallet s = 5 – 30 mm/minut. Sjunkningsvärden vid stoppslagning med fallhejare ska normalt väljas inom intervallet s = 5 – 30 mm/10 slag. Vikt och fallhöjd väljs på samma sätt som för verifieringsnivå 2 och 3.

Rimlighetsbedömning av ovan beräknad geoteknisk bärförmåga

En rimlighetskontroll av geoteknisk bärförmåga kan utföras med hjälp av avsnitt 7.5.1. Ett underlag som intakt berg kan antas bära är en tryckspänning motsvarande $3q_u$ där q_u konservativt kan väljas till 150 MPa. Detta ger, för en stålrörspåle med dimension 168,3/10 där hela påltvärsnittet mot berget antas verksamt, en bärförmåga R_m motsvarande 2200 kN vilket är 1,8 ggr högre än $R_{d,max}$ för verifieringsnivå 3.

Följande geotekniska bärförmåga kan därmed förväntas kunna uppnås vid stoppslagning respektive provning:

$R_d = \frac{R_m}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{Rd,e}} = \frac{2200}{1{,}3 \cdot 1{,}3 \cdot 1{,}4} = 930\ kN > 756\ kN$	Nivå 1, alternativ a: (Slagsimulering, WEAP-analys) enligt Ekvation 7-25 . Stoppslagningskriterier bestäms genom WEAP-analys utan att $0{,}9F_{stuk}$ överskrids.
$R_d = 756\ kN\ (f_y = 460\ MPa)$	Nivå 1, alternativ b: (stoppslagningsregel) enligt Tabell 7.39
$R_d = \frac{R_m}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \xi_5} = \frac{2200}{1{,}3 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}6} = 1244\ kN > 939\ kN$	Nivå 2 (provbelastning) enligt Ekvation 7-1
$R_d = \frac{R_m}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \xi_5} = \frac{2200}{1{,}3 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}48} = 1345\ kN > 1236\ kN$	Nivå 3 (provbelastning) enligt Ekvation 7-1

Beräkningsexempel 2 - Slagen spetsburen betongpåle på morän (a) respektive berg (b)

Exemplet beskriver tillvägagångssätt för preliminär bedömning av vilken geoteknisk bärförmåga som kan påvisas med dynamisk stötvågsmätning, samt ämnar ge svar på vilka fallhöjder och hejarvikter som krävs för att mobilisera framräknad bärförmåga vid en provpålning. För ändamålet har betongpåle 270–0812 (SP2) enligt SS-EN 12794:2005 (SIS, 2008) valts. Pålens slutliga hållfasthetsklass är C50/60, men vid installationen är den C40/50. Om projektet utförs i Nivå 3 inkluderas resultaten från produktionskontrollen i provpålningen, totalt 7 mätta pålar inom kontrollområdet.

Geometri

$B_y = 270\ mm$	Pålens diameter/sidomått
$\phi_{stål} = 12\ mm$	Dimension, huvudarmering
$\phi_{dubb} = 59{,}5\ mm$	Dimension, bergdubb
$A_{tot} = 270 \cdot 270 = 72{,}9 \cdot 10^3\ mm^2$	Tvärsnittsarea, påle
$A_{stål} = 4 \cdot \pi \cdot r^2 = 452{,}4\ mm^2$	Tvärsnittsarea stålarmering
$A_{btg} = A_{tot} - A_{stål} = 72{,}4476 \cdot 10^3\ mm^2$	Tvärsnittsarea betong
$A_{dubb} = \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{dubb}^2 = 2781\ mm^2$	Tvärsnittsarea bergdubb

Material

f_{ck} = 40 MPa	Cylinderhållfasthet, betong (C40/50) karakteristiskt värde (vid installation)
$f_{y,dubb}$ = 800 MPa	Sträckgräns, bergdubb
E_{cm} = 35,2 GPa	Sekantmodul, betong (vid installation)
E_s = 200 GPa	Elasticitetsmodul, armeringsstål
$A_{ekv} = A_{btg} + A_{stål} \cdot \left(\frac{E_{stål}}{E_{btg}} - 1\right)$ $= 72{,}4476 \cdot 10^3 + 452{,}4 \cdot \left(\frac{200}{35{,}2} - 1\right)$ $= 74566\ mm^2$	Ekvivalent area, påle
$F_{stuk} = f_{ck} \cdot A_{ekv}$ = 2983 kN	Stuklast, påle

Geoteknisk bärförmåga som kan verifieras med hänsyn till pålmaterialets hållfasthet

$R_{d,max} = \frac{F_{stuk} \cdot k_1 \cdot k_2}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \xi_5}$	Ekvation 7-14.	
k_1 = 0,70	**a.** Spetsburen betongpåle stoppslagen i morän, med liten mantelfriktion (Se avsnitt 7.5.2.4).	
k_1 = 0,75	**b.** Spetsburen betongpåle stoppslagen på berg, liten mantelfriktion.	
k_2 = 0,80	Nivå 2, se avsnitt 7.5.2.5.	
k_2 = 0,9	Nivå 3, se avsnitt 7.5.2.5.	
γ_R = 1,3	Partialkoefficient för bärförmåga enligt Tabell 7.1.	
γ_{Rd} = 0,85	Spetsburen påle i morän, antingen utvärderad enligt CAPWAP-analys eller med s < 2 mm/slag och spetsfjädring < D/60.	
ξ_5 = 1,60	Nivå 2 (mätning av 3 pålar per kontrollområde).	Korrelationskoefficient för uppmätt medelvärde
ξ_5 = 1,48	Nivå 3 (mätning av totalt 7 pålar).	

a. Stoppslagen i morän

$R_{d,max}$ = 825 $till$ 850 kN — Nivå 1 enligt avsnitt 7.10.1, Tabell 7.35 eller Tabell 7.37 (beroende på hejarvikt).

$R_{d,max} = \frac{F_{stuk} \cdot k_1 \cdot k_2}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \xi_5} = \frac{2983 \cdot 0{,}70 \cdot 0{,}80}{1{,}3 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}60} = 2983 \cdot 0{,}32 = 945\ kN$ — Nivå 2 enligt Ekvation 7-14

$R_{d,max} = \frac{F_{stuk} \cdot k_1 \cdot k_2}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \xi_5} = \frac{2983 \cdot 0{,}70 \cdot 0{,}90}{1{,}3 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}48} = 2983 \cdot 0{,}39 = 1163\ kN$ — Nivå 3 enligt Ekvation 7-14

b. Stoppslagen på berg

$R_{d,max}$ = 830 $till$ 855 kN — Nivå 1 enligt avsnitt 7.10.1, Tabell 7.35 eller Tabell 7.37 (beroende på hejarvikt). Angivna fallhöjder får ej överskridas.

$R_{d,max} = \frac{F_{stuk} \cdot k_1 \cdot k_2}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \xi_5} = \frac{2983 \cdot 0{,}75 \cdot 0{,}80}{1{,}3 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}6} = 2983 \cdot 0{,}34 = 1012\ kN$ — Nivå 2 enligt Ekvation 7-14

$R_{d,max} = \frac{F_{stuk} \cdot k_1 \cdot k_2}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \xi_5} = \frac{2983 \cdot 0{,}75 \cdot 0{,}90}{1{,}3 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}48} = 2983 \cdot 0{,}41 = 1231\ kN$ — Nivå 3 enligt Ekvation 7-14

För nivå 1 används stoppslagningskriterier enligt Hävdvunna åtgärder, avsnitt 7.10.1, eller framtagna genom WEAP-analys (avsnitt 7.7.1). Med dessa metoder kan en dimensionerande geoteknisk bärförmåga på maximalt 855 kN uppnås.

I TSFS 2018:57, tabell 38.12 (Transportstyrelsen, 2018), anges något högre dimensionerande bärförmåga än i Tabell 7.37, dock rekommenderas inte fallhöjder över 0,45 m för spetsburna pålar på berg, eftersom det riskerar att förstöra pålelementet. Av samma anledning rekommenderas inte heller fallhöjder över 0,4 m för pålar stoppslagna i jord, respektive 0,3 m för pålar stoppslagna mot berg, för den påltyp som tidigare benämndes SP1.

För verifiering av bärförmågan, i nivå 2 och 3, för betongpålar med tvärsnitt max 350 x 350 och måttliga längder brukar hejarna som används vid slagning med en vikt på 4 – 5 ton och med max 1,2 m fallhöjd vara tillräckliga. För pålar med större tvärsnitt eller för långa pålar kan tyngre hejare och högre fallhöjder krävas. Datorprogrammet WEAP kan användas för att närmare bedöma erforderlig fallhöjd. Om det i ovanstående exempel antas att pålarna blir cirka 10 m långa erfordras en cirka 4 ton tung hejare och en fallhöjd på cirka 0,7 m.

En rimlighetskontroll av den geotekniska bärförmågan kan utföras med hjälp av avsnitt 7.5. Vid stoppslagning mot mycket fast bottenmorän kan spetsmotståndet antas vara 25 MPa. Detta ger för en 270 x 270 mm betongpåle en bärförmåga R_m motsvarande 1820 kN. Följande geotekniska bärförmåga kan därmed förväntas kunna uppnås vid stoppslagning respektive provning:

Nivå 1 (WEAP-analys): $R_d = \frac{1820}{1{,}3 \cdot 1{,}3 \cdot 1{,}4} = 769\ kN$

där R_k = 1820 kN antogs för WEAP-analysen och utan att 0,8F_{stuk} överskrids. Notera att detta ger ett värde lägre än Hävdvunnen åtgärd enligt avsnitt 7.10.1. För pålar installerade i ett styvt fundament erhålls enligt TSFS 2018:57 bärförmågan 917 kN, dvs. högre än enligt Hävdvunnen åtgärd.

Nivå 1 (stoppslagningsregel): R_d = 855 kN

Nivå 2 (provbelastning) enligt Ekvation 7-1: $R_d = \frac{1820}{1{,}3 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}6} = 1029\ kN > 945 kN$

Nivå 3 (provbelastning) enligt Ekvation 7-1: $R_d = \frac{1820}{1{,}3 \cdot 0{,}85 \cdot 1{,}48} = 1113\ kN < 1163\ kN$

7.6 GEOTEKNISK DIMENSIONERING SLS – DEFORMATIONER OCH RÖRELSER

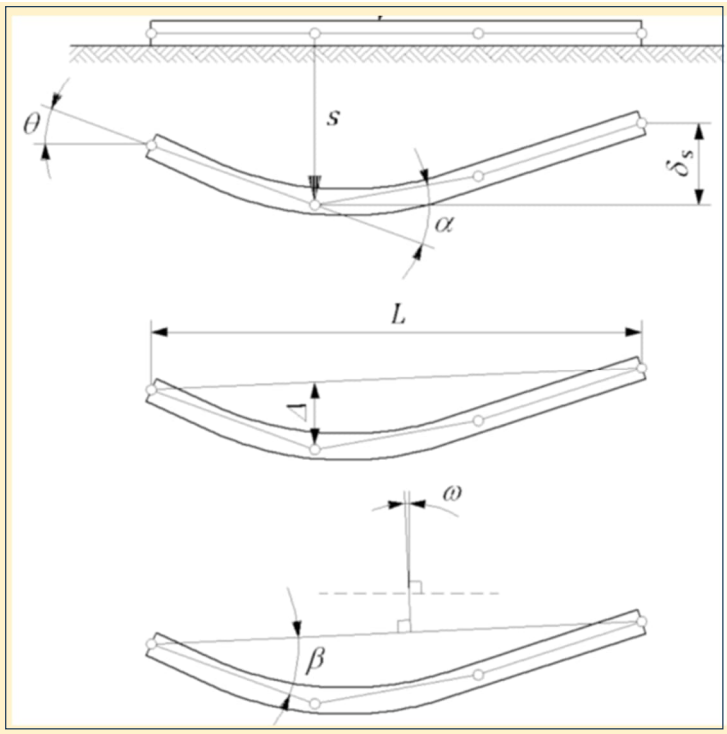
Pålgrundläggning används normalt för att begränsa oönskade deformationer i uppförd konstruktion (pga. sättningar) och för att föra ned laster till djupare och/eller fastare jordlager alternativt till berg. Deformationer kan dock uppkomma även för pålgrundlagda konstruktioner. Dessa kan exempelvis orsakas av elastisk deformation i pålarna och lastöverföring mellan påle och omgivande jord som ger upphov till deformationer i jordlagren under eller omkring den aktuella pålgrundläggningen.

Det är därför ofta nödvändigt att kontrollera sättningar för att verifiera att en konstruktion uppfyller gällande krav i bruksgränstillstånd. En sådan kontroll ska omfatta både total- och differenssättningar samt beakta samverkan mellan pålar, jord och grundkonstruktion.

7.6.1 Krav på begränsning av vertikala rörelser i konstruktion

7.6.1.1 Gränsvärden

Innan pållängd väljs och sättningar prognostiseras bör krav och acceptanskriterier för planerad konstruktion fastställas. Kraven på tillåtna rörelser, det vill säga gränsvärden, ska enligt Boverket (2019) bestämmas av byggherren. Kraven kan avse totalsättning, differentialsättning, rotation eller relativa rörelser mellan olika konstruktionsdelar.



Figur i Definition av **deformationsparametra**r för bottenplatta och fundament

Tabell i Benämning av **deformationsparametrar**
s- totaldeformation
δ_s – differentialdeformation
θ- rotation
α -vinkeländring
Δ -relativ utböjning/pilhöjd
Δ/L – utböjningskvot över längd L
ω – lutningsändring
β -relativ rotation

Tabell ii Exempel på byggnader i olika **strukturella sensitivitetsklasser**

Typ av byggnad eller konstruktionsdel		Strukturell sensitivitetsklass
Anslutande konstruktion		SSC1
Bjälklag och bottenplatta		SSC1
Ramverksbyggnader		SSC3
Armerade bärande väggar		SSC3
Torn/hög byggnad	h <24 m	SSC2
	24 m ≤ h < 60 m	SSC3
	60 m ≤h < 100 m	SSC4
	100 m ≤ h	SCC5
Hissar, rulltrappor		SCC5

där h = höjd från grundläggningsnivån

Tabell iii Föreslagna **maximalt tillåtna deformationer** beroende på strukturell sensitivitetsklass

Strukturell sensitivitetsklass	Maximum differential-deformation, $\delta_{s,Cd,SLS}$	Maximal relativ rotation, $\beta_{Cd,SLS}$	Maximal lutningsändring, $\omega_{Cd,SLS}$
SSC1 -lägsta	100mm	0,5%	0,5%
SSC2 -låg	60mm	0,3%	0,4%
SSC3 -normal	30mm	0,15 %	0,3%
SSC4-hög	15mm	0,075%	0,2%
SSC4 -högsta	10mm	0,05 %	0,1%

Figur 7.5 Empiriska erfarenhetsvärden enligt Eurokod för bedömning av risken för skador till följd av deformationer i bottenplattor och fundament (baserat på SS-EN 1990:2023 (SIS, 2023b)).

För pålgrundlagda konstruktioner är differentialsättningar ofta särskilt viktiga, eftersom ojämna rörelser kan påverka bärande konstruktioner, installationer, anslutande ledningar och närliggande konstruktioner. Erfarenhetsbaserade riktvärden, vilka kan användas som stöd vid val av gränsvärden för bärverksdeformationer och fundamentrörelser vid nybyggnation, finns i Eurokod och sammanfattas i Figur 7.5.

Vid kontroll mot fastställda gränsvärden bör prognostiserade sättningar omräknas till dimensionerande värden med hänsyn till osäkerheter i beräkningsmodell, jordparametrar, laster, utförande och tidsförlopp. För beräkning av dimensionerande värden, se avsnitt 7.6.12.

7.6.1.2 Teknisk livslängd och tidsförlopp

Kraven på tillåtna sättningar kopplas till den tidsperiod som ska beaktas, exempelvis byggskede, färdig byggnad med full belastning eller sättningar under konstruktionens tekniska livslängd. Det bör även framgå om kraven avser enskilda konstruktionsdelar, hela byggnaden eller samverkan med omgivande anläggningar.

För bostads- och kontorsbyggnader är den tekniska livslängden från färdig byggnad normalt 100 år, medan anläggningar som tillhör Trafikverket vanligen ska dimensioneras för en teknisk livslängd på upp till 120 år.

Vid grundläggning med kohesionspålar i sättningskänslig lera och vid stora lerdjup kan sättningar i leran pågå under mycket lång tid. Det innebär att både totalsättningar och differenssättningar bör bedömas med hänsyn till tidsförloppet. De största differentialsättningarna uppträder inte nödvändigtvis vid slutet av den tekniska livslängden, utan kan i vissa fall vara större under ett tidigare skede. Detta beror bland annat på lastpåföring, konsolideringsförlopp, krypning samt variationer i jordprofil, pållängd och lastnivå mellan olika delar av konstruktionen.

7.6.1.3 Val av grundläggning med hänsyn till sättningar

Val av pållängd, påltyp och grundläggningsprincip bör göras med utgångspunkt från prognostiserade sättningar och kontrolleras mot fastställda gränsvärden för totalsättning, differenssättning och övriga tillåtna rörelser.

Som stöd vid tidiga bedömningar av lämplig pålgrundläggning kan typiska intervall för totalsättningar över normal teknisk livslängd användas. För kryppålning kan totalsättningar i storleksordningen 0,1–1,0 m förekomma. För kohesionspålning är motsvarande typiska intervall cirka 0,1–0,5 m, medan spetsburna pålar normalt ger små totalsättningar, i storleksordningen 0–0,1 m.

Dessa intervall är översiktliga erfarenhetsvärden och ska inte betraktas som generella acceptanskriterier. De bör endast användas som stöd i tidiga skeden och ska inte ersätta objektspecifika sättningsberäkningar, kontroll mot fastställda gränsvärden eller bedömning av differenssättningar och tidsförlopp.

7.6.2 Laster och lastfall

Sättningar ska verifieras i bruksgränstillstånd, SLS. För sättningsberäkningar ska lasterna bestämmas enligt relevant SLS-lastkombination enligt SS-EN 1990+A1:2005, ekvation 6.16b (SIS,2002), alternativt enligt SS-EN 1990:2023+A1:2026(en) (SIS, 2023b), avsnitt 8.4.3.4. Se även kapitel 5.

För korttidsdeformationer, rotationskontroller eller känsliga konstruktionsdelar kan även andra bruksgränskombinationer behöva kontrolleras.

För pålgrundläggning med negativ mantelfriktion eller negativ mantelkohesion ska även eventuell/förekommande påhängslast beaktas i bruksgränstillstånd.

7.6.3 Prognostisering av sättningar

7.6.3.1 Allmänt

Även om pålgrundläggning normalt utförs för att begränsa sättningar kan det vara nödvändigt att prognosticera förväntade sättningar för att verifiera att grundläggningen uppfyller ställda krav i bruksgränstillstånd.

Sättningarnas storlek påverkas främst av lasternas storlek och fördelning, konstruktionens styvhet samt de geotekniska förhållandena. Särskilt betydelsefulla jordegenskaper är jordens deformationsegenskaper, permeabilitet, hållfasthet samt rådande och tidigare spänningstillstånd.

Pålar ingår ofta i en pålgrupp med gemensam pålplatta, bottenplatta eller pålfundament. Vid prognostisering av sättningar behöver därför både den enskilda pålens last–deformationsbeteende och pålgruppens samlade respons beaktas. Hänsyn bör även tas till lastöverföring mellan påle och jord samt till samverkan mellan pålarna inom gruppen.

7.6.3.2 Beräkningsförutsättningar

Beräkning av förväntade sättningar för pålgrundlagda konstruktioner bör baseras på relevanta geotekniska, konstruktiva och lastrelaterade förutsättningar. Dessa bör bland annat omfatta:

- jordprofil och jorddjup
- grundvattenförhållanden
- rådande och tidigare spänningsförhållanden i jorden
- jordens hållfasthets- och deformationsegenskaper samt permeabilitet
- påltyp, pållängd och pålstyvhet
- pålavstånd och pålgruppens geometri
- laster och lastfördelning mellan pålar
- styvhet hos pålplatta, bottenplatta, pålfundament eller annan överliggande konstruktion.

Vid beräkning bör hänsyn även tas till:

- enskilda pålars last–deformationssamband, inklusive påle–jord-interaktion
- pålgruppens inbördes påverkan vid lastöverföring till jorden
- samverkan mellan pålar och överliggande konstruktion
- jordens icke-linjära deformationsegenskaper vid aktuell belastningsnivå
- byggskede och eventuella installationseffekter. För bedömning av installationseffekter, se kapitel 10.

7.6.3.3 Verkningssätt och lastöverföring

Vilken beräkningsmodell som är lämplig beror på pålgrundläggningens verkningssätt och hur last överförs från konstruktion till jord/berg. Förenklat kan följande huvudtyper särskiljas:

- spetsburna pålar mot berg, fast morän eller annat mycket styvt underlag,
- friktionspålar, där lasten huvudsakligen överförs till friktionsjord genom mantelmotstånd, ibland i kombination med spetsmotstånd,
- kohesionspålar, där lasten huvudsakligen överförs genom mantelmotstånd i kohesionsjord.

För spetsburna pålar domineras sättningen ofta av pålens elastiska förkortning samt deformationer i eller nära det bärande lagret. För friktions- och kohesionspålar påverkas sättningen i större utsträckning av hur mantelmotståndet mobiliseras längs pålen och hur den omgivande jorden deformeras.

7.6.4 Spetsburna pålar

För pålar där lasten huvudsakligen överförs via pålspets till jord eller berg, exempelvis pålar som förs genom lösare jordlager och vars spets är grundlagd på ett betydligt styvare underlag, såsom bärkraftigt berg eller fast morän, benämns pålgrundläggningen spetsburen. För en sådan påle kan sättningen i en enskild påle delas upp i följande huvudkomponenter:

$$s \approx s_{påle} + s_{spets} \qquad \textbf{Ekvation 7-15}$$

där
$s_{påle}$ = pålens hoptryckning
s_{spets} = deformation kopplad till mobilisering av spetsmotstånd

För pålgrupper kan även gruppverkan och differenssättning mellan pålar behöva beaktas.

7.6.4.1 Pålens hoptryckning

Den elastiska hoptryckningen av en påle är ofta den dominerande sättningskomponenten för spetsburna stål-, betong- och stålkärnepålar. Den kan uttryckas som normalkraften i pålen multiplicerad med pållängden, dividerad med produkten av pålens tvärsnittsarea och materialets elasticitetsmodul:

$$s_{el} = \frac{P \cdot L}{E \cdot A} \qquad \textbf{Ekvation 7-16}$$

där
P = normalkraft i pålen
L = pållängd
E = pålmaterialets elasticitetsmodul
A = pålens tvärsnittsarea.

Pålmaterialets styvhet kan dock påverkas över tid, särskilt för betongpålar, där krypning kan medföra ytterligare tidsberoende deformationer. För långa och slanka pålar kan den elastiska hoptryckningen uppgå till flera centimeter, även om deformationen i berg eller morän är mycket liten.

7.6.4.2 Kontaktdeformation vid pålspetsen

Kontaktdeformation vid pålspetsen är ofta den mest osäkra komponenten vid beräkning av sättning för spetsburna pålar ned till friskt och bärkraftigt berg. Vid borrade stålrörspålar kan borrkax eller jordmaterial ligga kvar mellan påle, betong och berg och orsaka extra rörelser (Pålkommissionen, 2010).

För friskt och bärkraftigt berg är deformationen ofta liten. För svagare bergarter, vittrat berg, krosszoner, sedimentärt berg eller sprickigt ytberg kan deformationen i berg däremot inte försummas, detsamma gäller för spetsburna pålar drivna till stopp i morän.

Vid borrade pålar bör borrning föras ned en bit in i berget för att säkerställa att pålen får tillförlitlig kontakt med berg och för att passera ytligt berg som kan vara lokalt sprickigt eller vittrat.

7.6.5 Friktionspålar

Pålar i friktionsjord utvecklar sin bärförmåga genom mantelmotstånd, spetsmotstånd eller en kombination av dessa. När bärförmågan huvudsakligen, eller helt, mobiliseras längs mantelytan benämns pålarna vanligen friktionspålar. Helt spetsburna pålar behandlas i föregående avsnitt.

Friktionspålar vars bärförmåga helt eller delvis mobiliseras genom mantelmotstånd kan med fördel behandlas inom samma principiella beräkningsram, även när spetsmotståndet bidrar till den totala bärförmågan. Detta eftersom såväl bärförmåga som styvhet bestäms av samspelet mellan pålen och den omgivande friktionsjorden. Skillnaden mellan olika fall ligger främst i lastöverföringens fördelning mellan mantelyta och pålspets.

Vid analys av sättningar för pålar i friktionsjord kan följande effekter behöva beaktas:

- installationseffekter, såsom omlagring, portrycksökning och markdeformationer
- markdeformationer och annan påverkan från installation av omgivande pålar
- lastöverföring längs mantelyta och vid pålspets
- pålgruppseffekter, inklusive tillkommande sättningar på grund av gruppverkan
- negativ mantelfriktion och påhängslaster
- samverkan mellan bottenplatta eller pålfundament och pålar
- kontaktdeformation vid pålspets
- kompression av jordmaterial till följd av ökad spänningsnivå.

Sättningen kan principiellt delas upp enligt Ekvation 7-17:

$$s_{tot} = s_{påle} + s_{jord} + s_{spets} \qquad \textbf{Ekvation 7-17}$$

där
$s_{påle}$ = pålens hoptryckning
s_{jord} = deformation kopplad till mobilisering av mantelfriktion samt spänningsökning i jord
s_{spets} = deformation kopplad till mobilisering av spetsmotstånd.

För friktionsjord är sättningarna ofta till stor del omedelbara, men de påverkas av lastnivå, icke-linjär jordstyvhet, installationseffekter och gruppverkan.

För friktionspålar sker lastöverföringen successivt längs pålens mantel. Normalkraften i pålen avtar därför med djupet i takt med att mantelmotstånd mobiliseras. Hur snabbt lasten överförs beror på pålens styvhet, jordens styvhet, gränsytans egenskaper mellan påle och jord samt aktuell lastnivå. Vid låga lastnivåer mobiliseras normalt endast en del av det möjliga mantelmotståndet, medan större relativa rörelser mellan påle och jord krävs för att mobilisera större delar av mantel- och spetsmotståndet.

För en pålgrupp kan den samlade lastöverföringen påverka en större jordvolym än vad som gäller för en enskild påle. Gruppverkan kan därför medföra större sättningar än summan av enskilda pålars last–sättningsrespons, särskilt vid täta pålgrupper eller vid stora fundamentlaster.

7.6.6 Kohesionspålar

För kohesionspålar är sättningsproblemet normalt inte bara en påltoppsrörelse under aktuell last, utan ett kopplat jord–påle–konstruktion–tidsproblem. Det är ofta inte den enskilda pålens last–deformationssamband som ensamt styr sättningen, utan pålgruppens samlade påverkan på lerprofilens spännings- och deformationstillstånd i kombination med pågående och framtida sättningar.

Vid analys av sättningar för pålar i kohesionsjord kan följande effekter behöva beaktas:

- installationseffekter, som portryckningsökning
- markdeformationer och annan påverkan från installation av omgivande pålar
- lastöverföring längs pålen
- konsolideringssättning i leran
- krypsättningar
- pålgruppseffekter
- negativ mantelkohesion och påhängslast
- samverkan mellan bottenplatta/pålfundament och pålar.

Sättningen kan principiellt delas upp enligt Ekvation 7-18:

$$s_{tot} = s_{påle} + s_{jord} \qquad \textbf{Ekvation 7-18}$$

där
$s_{påle}$ = pålens hoptryckning
s_{jord} = deformation kopplad till mobilisering av mantelfriktion, lastöverföring till jord och konsolidering av jord samt krypsättningar i jord.

För kohesionspålar kan s_{jord}vara den dominerande jordrelaterade komponenten. För betong och träpålar kan pålmaterialets, $s_{påle}$ öka med tiden eftersom materialens styvhet kryper vid konstant last.

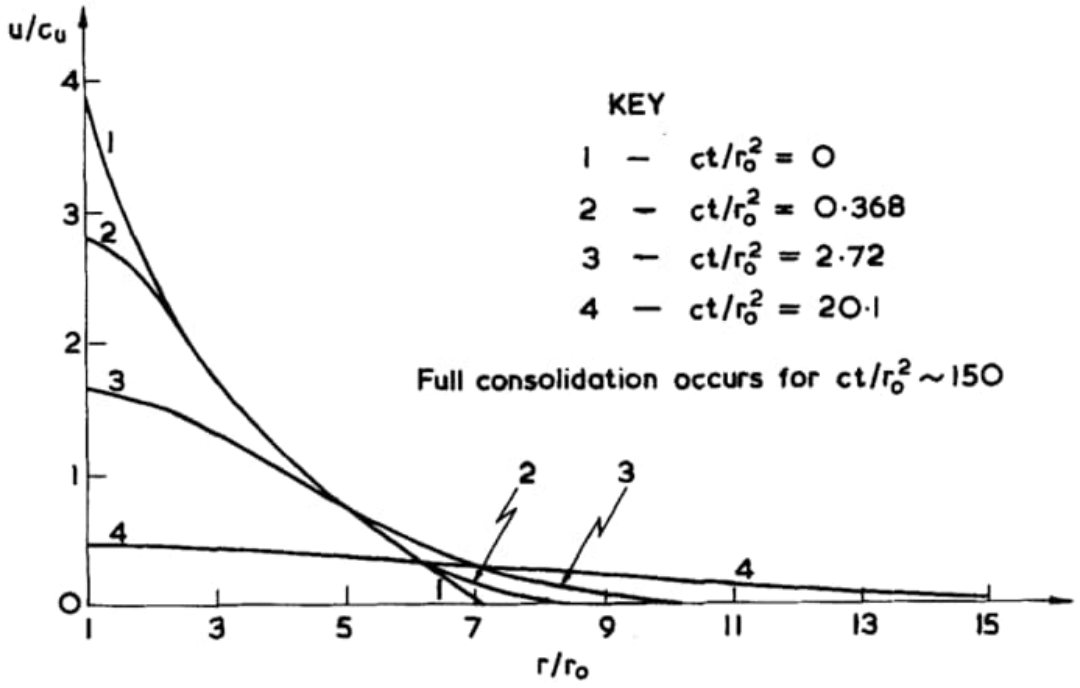
Om omgivande lera sätter sig mer än pålen kan negativ mantelfriktion utvecklas längs delar av pålen. Detta ger upphov till påhängslast, vilket ökar normalkraften i pålen och kan påverka både dimensionerande lasteffekt och sättningsrespons. Vid sättningsberäkning bör därför både påförd konstruktionslast och eventuell påhängslast beaktas.

För kohesionspålar är gruppverkan ofta särskilt betydelsefull. En pålgrupp kan verka som ett sammansatt fundament där lasten överförs till leran inom och under pålgruppen. Sättningen styrs då i hög grad av lerprofilens kompressibilitet, dräneringsförhållanden och spänningshistorik snarare än enbart av den enskilda pålens last–deformationskurva.

7.6.7 Installationseffekter

Pålar i lera installeras vanligen under odränerade förhållanden. Installationen resulterar i en massförskjutning av leran under konstant volym samt en störning av leran till följd av stora skjuvtöjningar. Störningen innebär en nedbrytning/omrörning av lerans struktur, en effektivspänningsförändring, och förändring i porvattentryck. Detta resulterar i en minskad styvhet och skjuvhållfasthet i jorden (Randolph, 2003). Störningen är som störst närmast pålen och minskar gradvis mot noll på ett avstånd av cirka 15 – 20 pålradier, se utbredning av den plastiska zonen i kapitel 10 (Porvattenövertryck). Efter installationen utjämnas portrycken, förloppet i normalkonsoliderad/lätt överkonsoliderad lera karakteriseras initialt av en omfördelning av de höga portrycken närmast pålen, vilket följs av en utjämning i radiell riktning, se Figur 7.6 enligt Randolph och Wroth (1979).

När jorden återkonsoliderar ökar styvheten och hållfastheten i den störda jorden vilka vid full konsolidering uppnår samma storleksordning som den ostörda jordens. Relationen mellan den ostörda jorden och den konsoliderade, störda jorden beaktas bland mycket annat av de empiriska sambanden som ligger till grund för påldimensionering (α- β-faktorerna).



Figur 7.6 Porövertryckets fördelning i radiell riktning över tid efter påldrivning, för jord med $G/c_u = 50$ (Randolph and Wroth, 1979).

där
G = skjuvmodul
u = portryck
c_u = skjuvhållfasthet
c = konsolideringskoefficient
t = tid
r = antal radier
r_0 = pålradie

7.6.8 Beräkningsmetoder

Sättningar kan bestämmas med både enkla och mer avancerade metoder. Metoderna kan översiktligt delas in i följande kategorier:

- provbelastning
- hävdvunna metoder baserade på erfarenhet från jämförbara pålar eller pålgrupper
- empiriska metoder
- semi-empiriska och analytiska beräkningar
- sonderingsbaserade samband
- numeriska beräkningar.

Val av metod bör anpassas till konstruktionens känslighet för sättningar, de geotekniska förhållandenas komplexitet, tillgängliga undersökningsdata och krav på beräkningens noggrannhet.

Provbelastning kan användas för att bestämma eller verifiera en enskild påles last–deformationssamband. Vid bedömning av en pålgrupp behöver resultatet dock normalt kompletteras med hänsyn till gruppverkan och samverkan med överliggande konstruktion.

Hävdvunna och empiriska metoder kan vara lämpliga vid enkla och välkända förhållanden, särskilt där det finns erfarenhet från jämförbara konstruktioner. Semi-empiriska och analytiska metoder kan användas för att mer systematiskt beakta lastöverföring, pålgruppseffekter och jordens deformationsegenskaper. Numeriska beräkningar kan vara lämpliga när geometri, jordlagerföljd, lastfördelning eller samverkan mellan jord, pålar och konstruktion är mer komplex.

7.6.8.1 t–z/q–z-modell

Förenklat består korttidssättningarna av två delar:

- **Axiell kompression av pålmaterialet**: Detta är den vertikala kompressionen som pålen utsätts för när den belastas.
- **Mobilisering av skjuvtöjning**: Detta handlar om hur pålen och jorden runt den reagerar på skjuvspänningar.

I de fall axiell kompression av pålmaterialet är enkel att beräkna finns flera metoder att beräkna skjuvmobiliseringen av manteln. Vanligast idag är t-z metoden (Coyle & Reese, 1966 och 1968) och FE-modeller. T-z funktioner används för att beskriva förhållandet mellan skjuvspänning (t) och förskjutning (z) längs en påle. Mantelfjädrarnas respons beskrivs med t–z-kurvor, medan spetsfjäderns respons beskrivs med en q–z-kurva.

I en t–z/q–z-modell modelleras pålen som ett axiellt elastiskt element, där jordens stöd längs pålens mantel och vid pålspetsen representeras av icke-linjära fjäderelement.

Mantelmotståndet beskrivs med t–z-kurvor, där t är mobiliserad mantelspänning och z är relativ rörelse mellan påle och jord. Spetsmotståndet beskrivs med en q–z-kurva, där q är mobiliserat spetsmotstånd och z är pålspetsens rörelse.

Denna typ av lastöverföringsmodell är etablerad i internationell praxis för axialt belastade pålar och används även som beräkningsprincip i programvara för pålanalys.

Metoden gör det möjligt att beakta:

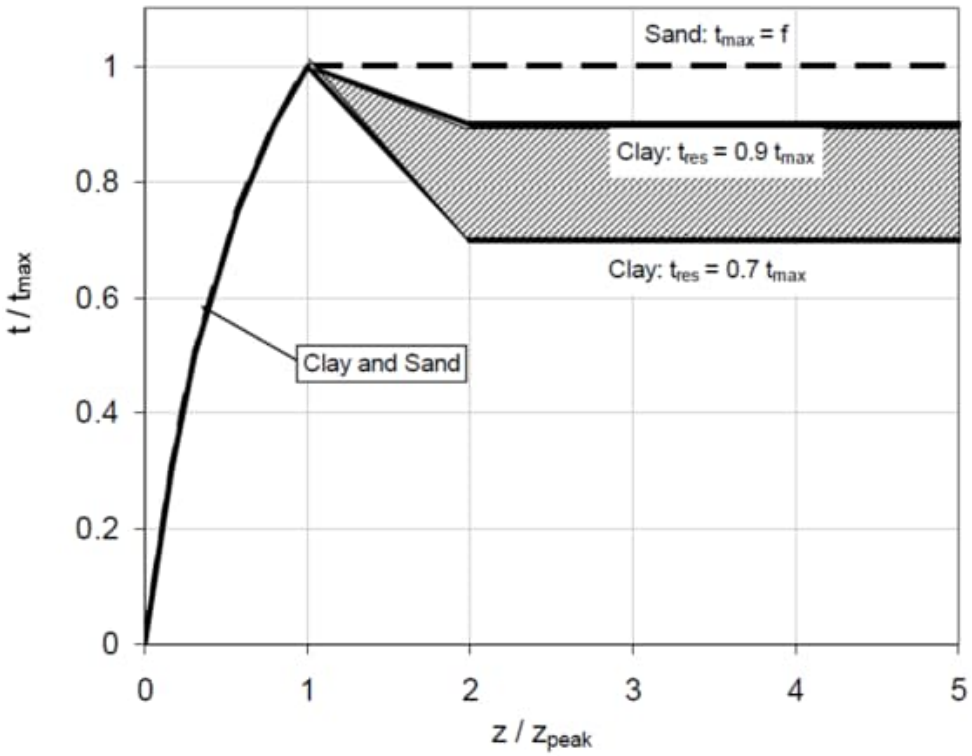
- jordens successiva mobilisering av mantelmotstånd
- jordens successiva mobilisering av spetsmotstånd
- pålens egen elastiska hoptryckning
- eventuella tidsberoende jordrörelser.

t–z/q–z-modeller används främst för att ta fram last–sättningskurvor för enskilda pålar, men kan också användas som komponenter vid analys av pålgrupper.

Metoden är särskilt tillämplig för friktionspålar och spetsburna pålar i friktionsjord, där lastöverföringen via mantel och spets kan beskrivas med separata last–rörelsesamband. Standardiserade lastöverföringskurvor kan användas som utgångspunkt, men bör kalibreras mot provbelastning, lokala erfarenheter eller uppmätta deformationsegenskaper.

För kohesionspålar kan t–z/q–z-modeller också användas, men tidsberoende konsolidering, krypning, negativ mantelkohesion och neutral punkt kan vara svåra att beskriva med enbart standardiserade lastöverföringskurvor. Själva mobiliseringsdelen av mantel och spets är också ofta relativt liten i sammanhanget med övrig sättning för kohesionspålar.

I Figur 7.7 visas ett exempel på en t-z kurva.



Figur 7.7 Exempel på t–z-kurva för sand och lera enligt API RP 2A-WSD (API, 2000).

Statiska försök i Göteborgsområdet för mantelburna pålar i lera visar att rörelserna ökar och blir kryp-benägna även vid lastnivåer som motsvarar cirka 60 – 70% av brottlasten (Yannie, 2016).

7.6.8.2 Elasticitetsbaserade metoder

Elasticitetsbaserade metoder, exempelvis enligt Poulos & Davis (1980) eller Randolph & Wroth (1978) - sammanfattade i Fleming, Weltman, Randolph, & Elson (2009), kan vara användbara för friktionspålar och spetsburna pålar i friktionsjord, särskilt för:

- överslagsberäkningar
- oberoende kontroll av numeriska beräkningar
- uppskattning av gruppverkan
- parameterstudier för jordstyvhet
- jämförelse mellan olika pållängder och pålavstånd.

Dessa metoder bör dock ses som förenklade beräkningsmodeller. De är ofta linjärelastiska eller förenklat icke-linjära och kan missa mobiliseringsförloppet för mantelfriktion och spetsmotstånd, liksom installationseffekter och spänningsberoende styvhet.

7.6.8.3 Sonderingsbaserade samband

Med sonderingsbaserade samband avses metoder där pålens bärförmåga eller last–deformationsrespons uppskattas utifrån sonderingsresultat, främst CPT eller CPTu. Sådana samband är särskilt användbara i friktionsjord eftersom CPT ger information om lagringstäthet, lagerföljd och spetsmotstånd.

De används ofta för:

- initial uppskattning av mantel- och spetsmotstånd
- indata till t–z/q–z-modeller
- bedömning av variation längs pållängden
- identifiering av fastare bärande lager
- kontroll av svagare lager under spetsnivån
- jämförelse mellan olika pållängder.

För spetsburna pålar i fast friktionsjord är det särskilt viktigt att inte bara bestämma spetsbärförmågan utan även den styvhet som krävs för att mobilisera spetsmotståndet vid acceptabla sättningar.

För sättningsberäkning krävs styvhet, inte bara bärförmåga. CPT-data behöver därför översättas till töjnings- och spänningsberoende moduler, vilket är en betydande osäkerhetskälla.

7.6.8.4 Konsolideringsbaserad analys

För kohesionspålar är konsolideringsbaserad gruppsättningsanalys ofta den mest grundläggande beräkningsmetoden, eftersom pålgruppen påverkar spänningstillståndet i en större del av lerprofilen.

Principen är:

1. Bestäm hur lasten från konstruktionen överförs till jorden via pålar och eventuell bottenplatta.
2. Beräkna tillskottsspänningar i lerprofilen.
3. Jämför tillskottsspänningar med förkonsolideringstryck.
4. Beräkna konsolideringssättning och krypsättningar.
5. Bedöm tidsförloppet med konsolideringskoefficient, dräneringsvägar och lagermäktighet.

7.6.9 Lastöverföringsmodeller

Vid konsolideringsbaserad analys av kohesionspålar behöver lastöverföringen från konstruktionen till lerprofilen beskrivas på ett sätt som är förenligt med både pålarnas bärförmåga och jordens deformationsegenskaper. Detta gäller både enskilda pålar och pålgrupper, men lastfördelningen och spänningspåverkan skiljer sig mellan fallen.

7.6.9.1 Enskild påle

För en enskild kohesionspåle bör lasten inte antas angripa vid ett godtyckligt djup. Lastöverföringen sker successivt längs pålens mantelyta och beror bland annat på:

- lastnivå och mobiliserat mantelmotstånd
- tid och konsolideringsförlopp
- lerans hållfasthetsegenskaper
- lerans deformationsegenskaper
- andra belastningar, t ex krypsättning
- den neutrala punkten
- pålens mantelyta och geometri
- pålens styvhet
- lerans konsolideringsgrad.

Lasten överförs ofta initialt i den övre delen av pålen, där relativrörelsen mellan påle och jord är störst. Vid ökande lastnivåer, eller för slankare pålar, kan successivt större delar av pålens längd mobiliseras. Under konsolideringsförloppet kan lastöverföringen förändras och gradvis förskjutas nedåt mot djupare och styvare jordlager.

7.6.9.2 Pålgrupp

För en pålgrupp behöver även samverkan mellan pålarna beaktas. Lasten från varje enskild påle ger upphov till tillskottsspänningar i lerprofilen, men inom en pålgrupp överlagras spänningsbidragen från flera pålar. Detta kan innebära att en större del av lerprofilen påverkas jämfört med fallet med en enskild påle. Gruppverkan kan därför ge större och mer utbredda konsolideringssättningar än vad som kan bedömas genom analys av enskilda pålar var för sig.

Vid analys av pålgrupper bör lastöverföringen beskrivas med hänsyn till:

- lastfördelningen mellan pålarna
- eventuell lastöverföring via bottenplatta eller pålfundament
- pålavstånd och gruppens geometri
- överlagring av tillskottsspänningar från enskilda pålar
- variation i pållast inom gruppen
- mobilisering av mantelmotstånd längs respektive påle
- eventuell lastomlagring över tid.

Olika principiella modeller för att föra ned laster i en sättningsanalys visas i Figur 7.8. Lasterna kan exempelvis modelleras som punktlaster längs pålarnas längd, som skiktvis fördelade laster över pålgruppens area eller, förenklat, som en samlad last angripande vid ett antaget djup.

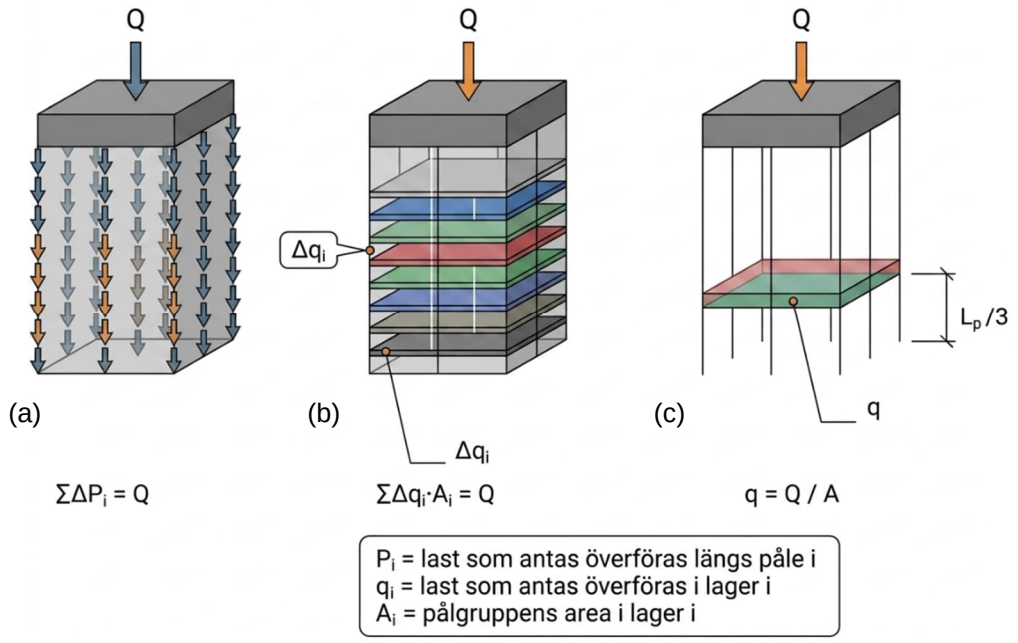
En kohesionspåle eller pålgrupp bör därför inte representeras med en enda konstant fjäderstyvhet utan kontroll av mobilisering, tidsberoende deformationer och lastomlagring. För enskilda pålar kan lastöverföringen modelleras med punktlaster eller diskreta dellaster längs en påle. För pålgrupper bör motsvarande lastfördelning beskrivas för varje påle, alternativt genom en förenklad gruppmodell om syftet är en överslagsmässig bedömning.

I första hand rekommenderas att pållasterna modelleras som punktlaster eller diskreta dellaster längs pålarna, se Figur 7.8-a. För pålgrupper kan lasten också delas upp i skikt längs pålgruppens area, se Figur 7.8-b. En ytterligare förenkling är att anta att all pållast angriper vid ett enda djup, exempelvis två tredjedelar av pållängden räknat från grundläggningsnivån, se Figur 7.8-c. Denna typ av förenkling bör normalt begränsas till överslagsberäkningar.

Vid ytlastmodellering ökar noggrannheten med finare indelning i plan. Noggrannheten i spänningsberäkningen ökar även med finare lastindelning i vertikalled. Analogimetoden, där all last påförs på en enda nivå, bör därför normalt undvikas, annat än vid överslagsberäkningar.

Vid modellering av pållasterna måste pålelementens maximala bärförmåga och lastfördelningen längs pålarna beaktas. För pållaster modellerade som punktlaster eller dellaster rekommenderas Mindlins metod eller finita elementmetoder.

Analytiska tillvägagångssätt har begränsningar eftersom de normalt utgår från en föreskriven lastfördelning som är konstant över tid. I verkligheten kan lastöverföringen förändras under konsolideringsförloppet, exempelvis genom att lasten successivt omfördelas från grundare till större djup. Sådana tidsberoende effekter kan i regel beskrivas bättre med numeriska metoder.



Figur 7.8 Principiella modeller för lastöverföring i sättningsanalys av pålar och pålgrupper.
(a) Lastöverföring modellerad som punktlaster längs pålarnas längd.
(b) Lasten uppdelad i skikt över pålgruppens area.
(c) Förenklad modell där hela pållasten över pålgruppens area antas angripa vid ett djup motsvarande 2/3 av pållängden räknat från grundläggningsnivån.

7.6.10 Lastspridning

Spänningsberäkningar vid jordmekaniska problem utförs i bruksstadiet ofta med antagandet att jorden kan beskrivas som ett isotropt, linjärt elastiskt och halvoändligt medium. I praktiken avviker både jordens egenskaper och aktuella randvillkor ofta från dessa antaganden, men beräknade vertikala tillskottsspänningar bedöms i många fall ha tillräcklig noggrannhet för praktiskt bruk.

Nedan redovisas de metoder som är mest tillämpbara för beräkning av lastspridning mot djupet från punktlaster respektive ytlaster. Vid beräkning i en given punkt i jordprofilen bestäms den totala tillskottsspänningen genom summering av spänningsbidragen från samtliga relevanta laster.

För pållaster som delas upp i flera punktlaster eller dellaster längs pålarna innebär detta att den ackumulerade lastökningen i punkten beräknas genom superposition av bidragen från alla lastpunkter, inklusive lastpunkter på olika djup och från angränsande pålar.

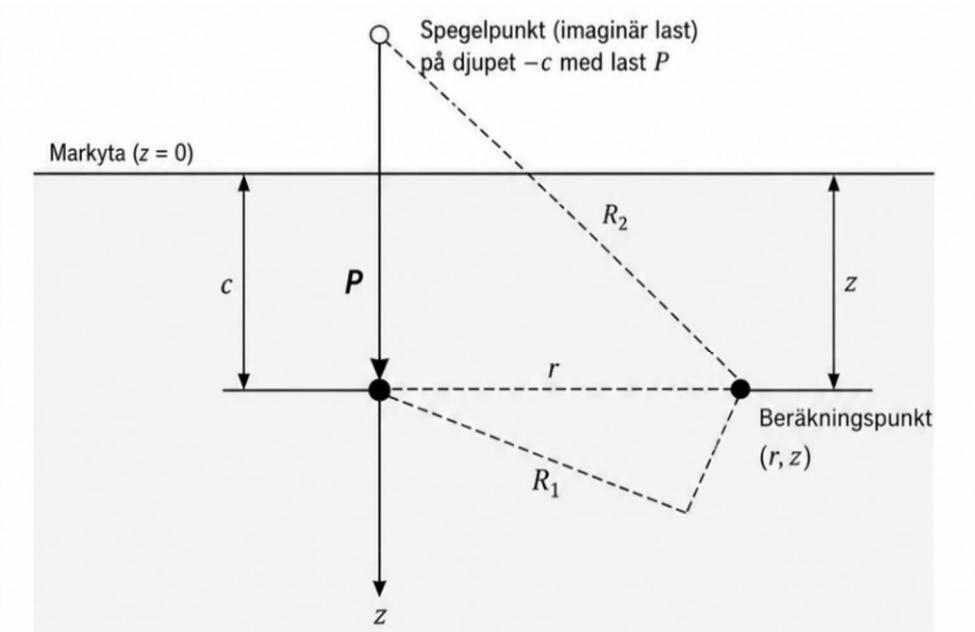
7.6.10.1 Punktlaster enligt Mindlins metod

Mindlins metod används för att beräkna spänningar i ett homogent, isotropt och elastiskt halvoändligt medium när lasten angriper inne i mediet, och inte vid markytan. Metoden är därför särskilt användbar vid analys av pållaster, eftersom lasten från en påle normalt överförs till jorden successivt längs mantelytan och, i vissa fall, även vid pålspetsen (Mindlin,1936).

Till skillnad från lösningar där lasten antas verka på markytan, exempelvis vid Boussinesqs metod (Boussinesq, 1885), beaktar Mindlins metod att lastangreppspunkten ligger på ett visst djup under markytan. Spänningarna sprids därmed både nedåt och uppåt från lastangreppspunkten. Detta kan i många fall ge väsentligt lägre tillskottsspänningar i den sättningsgivande jordprofilen än om hela lasten förenklat antas angripa vid markytan.

Hur den vertikala tillskottsspänningen i en godtycklig punkt beräknas till följd av en vertikal punktlast P, som angriper på djupet c, visas i Figur 7.9.

Vid tillämpning på pålar bör lasten från varje påle delas upp i flera dellaster längs pålens längd. Lastfördelningen bör väljas med hänsyn till pålens bärförmåga, mobiliserat mantelmotstånd, eventuell spetslast samt jordens konsoliderings- och deformationsegenskaper. För kohesionspålar bör även tidsberoende effekter beaktas, eftersom lastöverföringen kan förändras under konsolideringsförloppet. Ju finare indelning som används, det vill säga ju fler dellaster som appliceras mot djupet, desto bättre kan lastöverföringen mellan påle och jord beskrivas. I praktiska beräkningar bör dock indelningen anpassas till osäkerheten i indata och analysens syfte. För överslagsberäkningar kan en grövre indelning vara tillräcklig, medan mer detaljerade sättningsanalyser bör baseras på en tydligare beskrivning av lastöverföringen längs pålen.



BETECKNINGAR

P	=	vertikal punktlast
c	=	lastens djup under markytan
(r, z)	=	beräkningspunkt (r horisontellt avstånd, z djup under markytan)
R_1	=	avstånd mellan last P och beräkningspunkt
R_2	=	avstånd mellan spegellast (på $-c$) och beräkningspunkt
ν	=	tvärkontraktionstal (Poissons tal)

AVSTÅND

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

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

Den vertikala tillskottsspänningen $\Delta\sigma_z$ i punkten (r, z) ges av

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{8\pi(1-\nu)}(A + B + C + D + E)$$

$$A = -\frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} \qquad B = \frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_2^3} \qquad C = -\frac{3(z-c)^3}{R_1^5}$$

$$D = -\frac{3(3-4\nu)z(z+c)^2 - 3cz(z+c) + 5z(z-c)}{R_2^5} \qquad E = \frac{30cz(z+c)^3}{R_2^7}$$

Figur 7.9 Mindlins metod för lastspridning av punktlaster med djup.

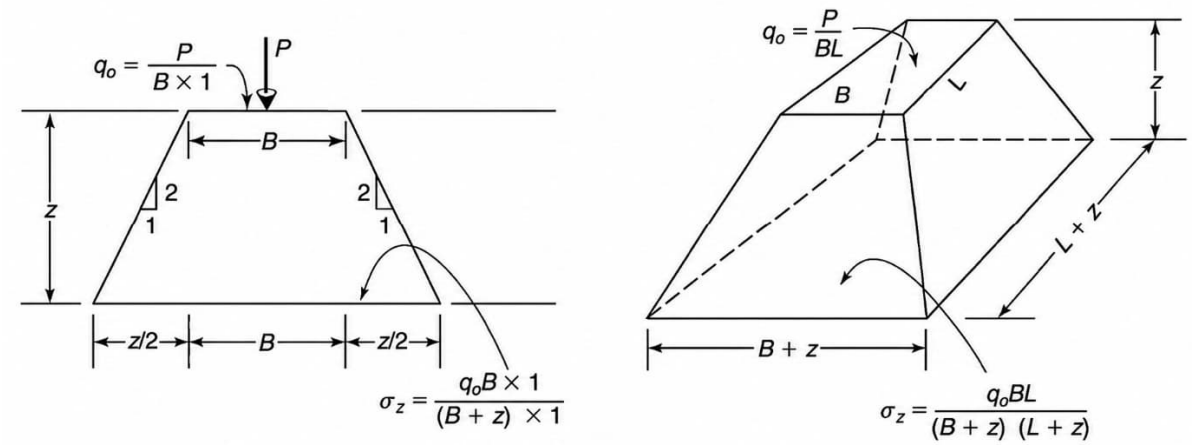
7.6.10.2 Ytlaster enligt 2:1-metoden

Den så kallade 2:1-metoden är en vanlig förenklad metod för beräkning av vertikala tillskottsspänningar i jord från en ytlast med konstant lastintensitet, se Figur 7.10.

Metoden bygger på antagandet att lasten sprids mot djupet inom en influensvolym som begränsas av plan med lutningen 2:1 från lastytans kanter. Spänningen antas vara jämnt fördelad över varje horisontalsnitt. Den vertikala tillskottsspänningen beräknas därmed genom att den påförda lasten fördelas över en area som ökar med djupet.

Beräkningsuttryck för rektangulär last respektive långsträckt last redovisas i Figur 7.10. Metoden lämpar sig väl för beräkning av lastspridning mot djupet när pållaster modelleras som skiktvis fördelade laster över pålgruppens area eller som en samlad last vid ett antaget djup, motsvarande lastöverföringsmodell b respektive c i Figur 7.8.

Eftersom metoden bygger på en förenklad beskrivning av lastspridningen bör den främst användas för överslagsmässiga bedömningar eller när metodens antaganden bedöms vara tillräckliga för aktuell analys.



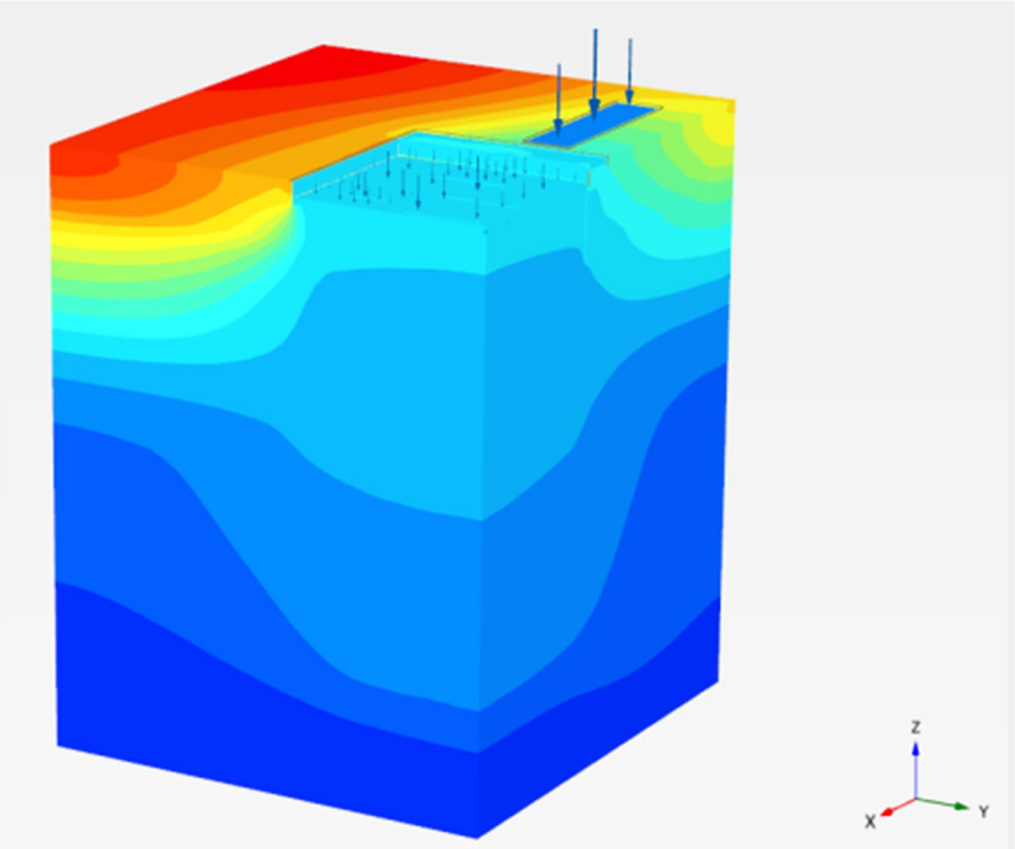
Figur 7.10 2:1-metod för beräkning av lastspridning av en belastad yta med djup (Holtz & Kovacs, 1981).

7.6.10.3 Numeriska beräkningar i 2D och 3D

För större eller känsligare projekt kan numeriska beräkningar, exempelvis 3D-modellering eller, i vissa fall, 2D-/axisymmetrisk modellering, vara nödvändiga (se Figur 7.11 för exempel). Det gäller särskilt när följande ska analyseras:

- komplexa pålgrupper
- ojämn lastfördelning
- samverkan mellan bottenplatta, pålfundament, pålar och jord
- påhängslaster
- successiv byggsekvens
- tidsberoende sättningar
- negativ mantelkohesion och neutrala punkten
- differenssättningar.

Numeriska beräkningar är dock inte mer tillförlitliga än den jordmodell och de parametrar som används. För kohesionsjord bör materialmodellen åtminstone kunna hantera överkonsolidering, spänningsberoende styvhet och konsolidering. För typiska svenska leror, som ofta är normalkonsoliderade till svagt överkonsoliderade, behöver materialmodellen dessutom kunna beskriva tidsberoende deformationer, inklusive krypsättningar.



Figur 7.11 Exempel på FE beräkning av deformationer i Plaxis 3D.

7.6.11 Särskilt om påhängslaster

Vid pålgrundläggning i lera med pågående konsolidering och krypsättningar kan negativ mantelkohesion uppstå när jorden rör sig nedåt relativt pålen. Den negativa mantelkohesionen ger upphov till påhängslast, dvs. en nedåtriktad last längs den del av pålen där jorden sätter sig mer än pålen (Fellenius, 2004).

Utöver konsolidering och krypsättningar ger även, ofta i kombination med varandra, andra jordrörelser upphov till belastning i pålen (Poulus, 2007). Jordrörelser kan ge upphov till både drag-, tryck- och transversalbelastning i pålar. Källor till jordrörelse är exempelvis grundvattensänkningar, massundanträngning till följd av installation av pålar, uppfyllning eller avlastning, utförande av närliggande schakter eller uppförande av närliggande konstruktioner. Vid beaktande av lasteffekter från olika påhängslaster bör hänsyn tas till när rörelserna sker i relation till varandra samt i förhållande till pålastning av pålen.

När porövertrycket till följd av pålinstallationen (se avsnitt 7.6.7) utjämnas, konsoliderar jorden i den störda zonen. Under utjämningen sprids porövertrycken, som initialt endast har funnits i den störda zonen, utåt vilket inledningsvis ger en avlastning av jorden till följd av minskad effektivspänning. Avlastningen följs av en återbelastning när porövertrycken slutligen helt har utjämnats.

Konsolideringen i leran närmast pålen leder till sättningar som i sin tur ger upphov till påhängslaster. Lastökningen i detta skede följer processen för utjämningen av portryck närmast pålen (Fellenius, 1972). Den bakräknade negativa mantelfriktionen visade sig i detta skede vara cirka 25 % av den ostörda jordens odränerade skjuvhållfasthet. Tiden för konsolideringsförloppet kring en enskild påle beror på roten ur den installerade pålens diameter och är proportionell mot konsolideringskoefficienten i jorden (Randolph et al., 1979). Mätningar från två fältförsök visar att det tar cirka 180 dagar för jorden att konsolidera runt en hexagonal H800-påle (ekvivalent cirkulär diameter på 32 cm) i Bäckebol, Göteborg (Fellenius, 1972) och 40 dagar för en cirkulär påle med diameter på 22 cm i Saint-Alban, Canada (Konrad & Roy, 1987).

Installation av en stor mängd pålar inom ett relativt litet område kan leda till stora områden med förhöjda portryck och pågående utjämningsförlopp. Inom dessa områden kan de pågående jordrörelserna som tidigare observerats i området påverkas, vilket kan behöva beaktas i analysen av de långtidsrörelser som ger upphov till påhängslaster (Peleveiledning, 2019).

Om pålarna påverkas av påhängslaster kan sättningen för en enskild påle beräknas med hjälp av den s.k. neutrala punkten. Den neutrala punkten definieras som den punkt där axialkraften i pålen har sitt maximala värde, vilket motsvarar att negativ mantelfriktion ovanför och positiv mantelfriktion nedanför är i jämvikt.

Genom att summera den karakteristiska långtidsbärförmågan nerifrån (från pålspetsen) och upp, samt sätta den lika med den karakteristiska långtidslasten i pålen (Fellenius, 2004) kan den neutrala punkten tas fram, se Ekvation 7-19 till Ekvation 7-21 och Figur 7.12.

$$R_k(z) \coloneqq R_{k.spets} + \int_{z_n}^{L} R'_{k.mantel}(z)\, dz \qquad \textbf{Ekvation 7-19}$$

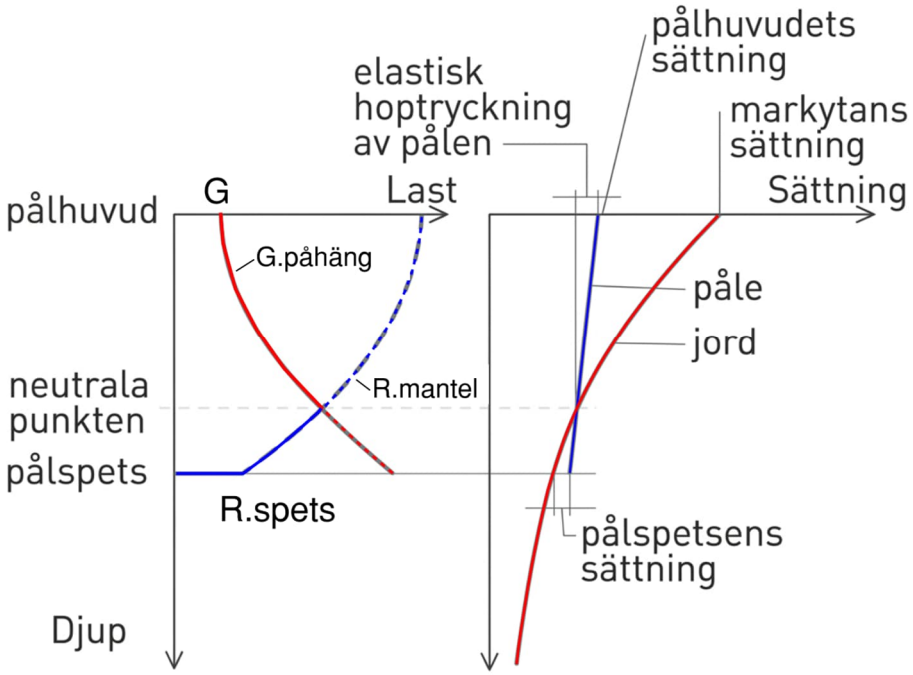
$$E_k(z) \coloneqq G_k + \int_{0}^{z_n} G'_{k.påhäng}(z)\, dz \qquad \textbf{Ekvation 7-20}$$

$$R_{k.spets} - R_k(z) = E_k(z) \qquad \textbf{Ekvation 7-21}$$

där
R_k = bärförmåga, karakteristiskt värde
$R'_{k,mantel}$ = mantelmotstånd (bärförmåga) karakteristiskt värde
$R_{k,spets}$ = spetsmotstånd (bärförmåga), karakteristiskt värde
E_k = laster, karakteristiska värden
G_k = permanenta/långvariga laster, karakteristiska värden
$G'_{k,påhäng}$ = påhängslast, (negativt mantelmotstånd) karakteristiskt värde
z_n = neutrala punkten.

Sättningen erhålls genom att en horisontell linje dras från den neutrala punkten så att linjen korsar sättningsfördelningskurvan för den omgivande jorden, se Figur 7.12. Pålhuvudets sättning är summan av jordens sättning under den neutrala punkten och pålens elastiska hoptryckning på grund av yttre last, G_k och påhängslast, $G'_{k,påhäng}$.

Pålspetsens sättning relativt omgivande jord framgår också av Figur 7.12.



Figur 7.12 Bestämning av en påles neutrala punkt. Kraftjämnvikt till vänster och sättning till höger (omritad efter Canadian Geotechnical Society, 1985).

Påhängslaster kan bidra till ökade sättningar för pålen genom att normalkraften ökar, vilket ger större elastisk hoptryckning av pålen. För pålar som uppbärs av jord kan den ökade axiella lasten även medföra ökad mobilisering av spetsmotstånd eller positivt mantelmotstånd/friktion under neutrala punkten.

Påhängslaster bör dock inte betraktas som en oberoende sättningsorsak som adderas till jordens beräknade sättning. De uppkommer som en följd av relativa rörelser mellan jord och påle. Påhängslast, neutrala punkten, positivt mantelmotstånd och sättning bör därför analyseras i en sammanhängande interaktionsmodell.

7.6.12 Dimensionerande sättningar och jämförelse mot gränsvärde

Vid kontroll mot fastställda gränsvärden bör beräknade eller prognostiserade sättningar värderas med hänsyn till osäkerheter i beräkningsmodell, jordparametrar, laster, utförande och tidsförlopp. De värden som används vid kontrollen jämförs därefter med de acceptanskriterier som fastställts för konstruktionen, exempelvis gränsvärden för totalsättning, differenssättning, lutning eller relativa rörelser mellan olika konstruktionsdelar enligt avsnitt 7.6.1.

Osäkerheter kan hanteras antingen genom tillämpning av partialkoefficienter enligt etablerad praxis eller genom känslighetsanalyser och teknisk värdering av beräkningsresultaten. Val av metod bör göras med hänsyn till beräkningsmodellens karaktär, tillgängligt geotekniskt underlag, konstruktionens känslighet för deformationer och konsekvenserna av överskridna gränsvärden.

7.6.12.1 Nuvarande praxis

Enligt svensk praxis, redovisad i IEG:s tillämpningsdokument IEG Rapport 7:2008 (IEG, 2008a), kan dimensionerande sättningar beräknas genom att beräknade eller prognostiserade sättningar multipliceras med partialkoefficienter för att beakta osäkerheter i jordparametrar och beräkningsmodell, se Ekvation 7-22 till Ekvation 7-24. Metoden ger ett förenklat och konservativt sätt att hantera osäkerheter vid kontroll mot fastställda gränsvärden.

$$s_d = \gamma_m \cdot \gamma_{Rd} \cdot s_k \leq s_{acc}$$ **Ekvation 7-22**

$$\mathrm{D}s_d = s_k(a) \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{Rd} - s_k(b) \leq \Delta s_{acc}$$ **Ekvation 7-23**

$$\omega_d = \mathrm{D}s_d / L \leq \omega_{acc}$$ **Ekvation 7-24**

där
s_d = sättning, dimensionerande värde.
γ_m = partialkoefficient för osäkerhet i jordegenskaper. Sätts till 1,0 vid dimensionering i bruksgränstillstånd.
γ_{Rd} = partialkoefficient för osäkerhet i beräkningsmodell. Enligt praxis väljs värdet normalt inom intervallet 1,1–1,4, beroende på beräkningsmodell, underlag och osäkerheter i prognosen.
s_k = beräknad sättning i beräkningspunkt.
s_{acc} = acceptabel totalsättning (gränsvärden) enligt avsnitt 7.6.1.
Ds_d = beräknad differentialdeformation mellan två beräkningspunkter.
$s_k(a)$ = beräknad sättning i punkt a med beräknad större sättning än i punkt b.
$s_k(b)$ = beräknad sättning i punkt b med beräknad mindre sättning än i punkt a.
Δs_{acc} = acceptabel differentialdeformation (gränsvärden) enligt avsnitt 7.6.1.
ω_d = beräknad lutning av konstruktion med längd L, dimensionerande värde.
L = längd på aktuell konstruktion.
ω_{acc} = accepterad lutning (gränsvärde) enligt avsnitt 7.6.1.

Vid kontroll av totalsättning multipliceras den beräknade eller prognostiserade sättningen med både γ_m och γ_{Rd}. För differentialsättning tillämpas koefficienterna på den större beräknade sättningen, varefter den mindre sättningen subtraheras. Detta innebär att osäkerheten i prognosen beaktas på ett konservativt sätt vid bedömning av ojämna rörelser.

Metoden kan dock ge mycket konservativa resultat vid konstruktioner där totalsättningarna är stora men relativt jämna. Eftersom den större sättningen skalas upp med partialkoefficienter medan den mindre sättningen inte skalas upp på motsvarande sätt, kan den dimensionerande differentialsättningen bli betydligt större än den beräknade. Detta kan särskilt påverka bedömningen av kohesionspålar, kryppålar eller andra grundläggningslösningar där stora men förhållandevis jämna långtidssättningar kan accepteras.

7.6.12.2 Känslighetsanalys och teknisk värdering

Som alternativ eller komplement till schablonmässig uppräkning med partialkoefficienter bör en känslighetsanalys utföras när osäkerheterna i sättningsprognosen är betydande, eller när tillämpning av en generell modellfaktor inte bedöms ge en rättvisande beskrivning av osäkerheterna. Detta är särskilt relevant för grundläggning med kohesionspålar, kryppålar eller andra lösningar där sättningsförloppet påverkas av långtidseffekter, konsolidering och krypning.

Många enklare beräkningsmodeller för prognostisering av sättningar är empiriska eller förenklade och ger ofta konservativa resultat. Beräknade sättningar kan därför i många fall redan ligga på säkra sidan, särskilt om ingående jordparametrar, lastantaganden och modellantaganden har valts försiktigt. I sådana fall är det inte alltid tekniskt motiverat att generellt öka beräknade sättningar med en partialkoefficient för osäkerhet i beräkningsmodell. En sådan uppräkning kan innebära att osäkerheter beaktas dubbelt och att kontrollen mot gränsvärden blir mer konservativ än vad som är rimligt för det aktuella projektet.

En mer ändamålsenlig metod är ofta att utföra känslighetsanalyser där betydelsen av osäkra parametrar och antaganden studeras systematiskt. Känslighetsanalysen bör omfatta de parametrar som

bedöms ha störst påverkan på totalsättning, differenssättning, lutning och tidsförlopp. Exempel på sådana parametrar är:

- kompressionsmodul eller deformationsmodul
- förkonsolideringstryck och överkonsolideringsgrad
- krypparametrar
- konsolideringsförhållanden och dräneringsvägar, inklusive förekomst av dränerande skikt
- grundvattennivåer, portrycksförhållanden och eventuella porövertryck vid pågående sättningar
- lastnivåer och lastfördelning
- variationer i pållängder
- variationer i jordprofil och lermäktighet
- antaganden om negativ mantelfriktion
- antaganden om samverkan mellan pålar, jord och överbyggnad.

Känslighetsanalysen bör inte enbart omfatta den största beräknade totalsättningen, utan även belysa hur sättningsskillnader utvecklas mellan olika delar av konstruktionen. För differentialsättningar är det ofta variationer i jordprofil, lermäktighet, lastnivå, pållängd och konsolideringsförlopp som är styrande. Det är därför viktigt att analysera både storlek och tidsmässig utveckling av differentialsättningar.

Resultaten från känslighetsanalysen bör användas för att identifiera vilka parametrar som är styrande för sättningsprognosen och för att bedöma ett rimligt dimensionerande sättningsförlopp. Det dimensionerande värdet bör väljas så att osäkerheterna i det aktuella projektet beaktas utan att beräkningen blir orimligt konservativ genom dubbelräkning av säkerheter.

Vid slutlig jämförelse mot gränsvärden bör det tydligt redovisas om dimensionerande sättningar har tagits fram med hjälp av partialkoefficienter, känslighetsanalys eller en kombination av dessa metoder. Det bör även framgå vilka antaganden som varit styrande, vilka parametrar som har varierats och vilken betydelse detta har haft för beräknad totalsättning, differenssättning respektive lutning.

7.6.13 Transversalbelastade pålars förskjutning

7.6.13.1 Allmänt

Horisontalbelastade pålar kommer att dimensioneras av förskjutningar i bruksgränstillstånd oftare än av bärförmågan i brottgränstillstånd. Full bärförmåga kan bara mobiliseras vid stora förskjutningar. Vid antagande om elastisk (tillbakagående) förskjutning i långtidslastfallet kan den i lera maximalt ansättas till 10 – 12 % av pålens diameter.

I dagsläget finns följande beräkningsmetoder för beräkning av förskjutningar:

- Winkler-modell, där jordens motstånd representeras av åtskilda fjädrar fästade längs pålens hela längd.
- Elasticitetsteori (antagande om jorden som en elastisk halvrymd).
- Numeriska metoder, som tex Finita Element- metoden (FEM) eller randelementmetoden (BEM), där elasto-plastiskt materialbeteende kan modelleras.

7.6.13.2 Enskild påles förskjutning

7.6.13.2.1 Winkler-modell

Linjära förskjutningssamband
Tidigare analyser av en påles beteende vid horisontalbelastning behandlade jorden som en serie fjädrar längs pålens längd. Detta kallas Winkler-idealisering. Den i fjäderteorin ingående fjäderkonstanten ersätts i detta fall med jordens bäddmodul k (engelskans "subgrade reaction coefficient"). Bäddmodulen kan bestämmas genom:

- fullskaleförsök där pålar belastas horisontellt (Matlock och Ripperberger, 1958, Reese och Cox, 1969, Jonefjäll och Sabattini, 2022)
- plattbelastningsförsök (Terzaghi, 1955, Broms, 1964a samt Slack och Walker, 1970)
- pressometerförsök (Baguelin m.fl., 1978)
- Standard Penetration Tests, SPT (Kubo, 1965)
- empiriska korrelationer mellan pål- och jordparametrar (Vesić, 1961, Broms, 1964a, Davisson, 1970).

Utförliga lösningar har utvecklats för de fall där bäddmodulen har antagits vara konstant (Hetenyi, 1946) och linjärt varierande med djupet (Barber, 1953 samt Reese och Matlock, 1956).

Icke-linjära förskjutningssamband
Datoriserade beräkningsmodeller har möjliggjort en utveckling av lösningsmetoder som använder fjädrar med icke-linjära förskjutningssamband för att beskriva jorden. Istället för att använda jordens bäddmodul, anges en fullständig last-deformationskurva (p-y kurva). Anvisningar för hur en sådan p-y kurva kan tas fram för olika jord- och lastförhållanden redovisas av bl.a. Reese och Desai (1977), den norska Peleveiledningen (1991) och i de amerikanska föreskrifterna API-RP2 (1987).
Typiska p-y kurvor har presenterats av Reese m.fl. (1974) för pålar i sand och av Matlock (1970) och Sullivan m.fl. (1979) för pålar i lera.

7.6.13.2.2 Elastisk halvrymd

En metod för att beräkna last-deformationsegenskaperna hos horisontalbelastade pålar är att betrakta jorden som en elastisk halvrymd (Poulos, 1971a). Pålen idealiseras som en oändligt tunn strimla med samma bredd och böjstyvhet som prototyppålen. Denna idealisering och den efterföljande utvidgningen av metoden för att ta hänsyn till skiktade jordprofiler (Poulos, 1973 samt Banerjee och Davis, 1978) inför approximativa antaganden i lösningen.

7.6.13.2.3 Numeriska beräkningsmetoder

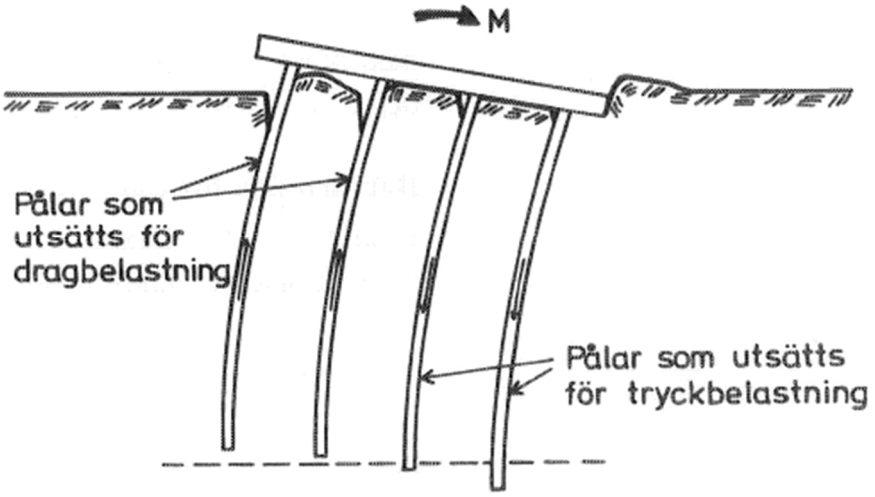
En mer korrekt lösningsansats kan göras med hjälp av numeriska beräkningsmetoder, som finita elementmetoden (FEM). Vid analysen kan ofta antaganden om såväl axialsymmetrisk geometri som asymmetrisk last göras. Så länge geometrin kan beskrivas som axialsymmetrisk utgör behandlingen av skiktade jordprofiler inga svårigheter. En sådan förenkling är dock i princip endast riktig för linjära problem, även om metodiken också tillämpats på icke-linjära problem. Exempel där finita elementmetoden har använts ges bl.a. av Meissner (1976), Kuhlemeyer (1979), Desai och Kuppusamy (1980) samt Randolph (1981).

Vid beräkning av transversella belastningar bör volymelement i 3D användas och ej 2D eller 2D-balkar i 3D-värld.

Den första typen bygger på att jorden representeras av ett kontinuum med specificerade egenskaper. Poulos (1974) och Baguelin (1977) har härlett lösningar för det fall då detta kontinuum utgörs av ett elastiskt medium. En mer realistisk modell beaktar jordens elasto-plastiska egenskaper. Vid stora tryckande normalkrafter ska även geometriska icke-linjäriteter, s.k. andra ordningens effekter beaktas. Vidare kan cyklisk och dynamisk belastning inkluderas i analyserna. Detta kräver emellertid en icke linjär numerisk metod med stegvis pålastning, jämför bl.a. Potts (1999a) och Potts (1999b). Det finns på marknaden idag ett antal finita element-program som klarar den här typen av beräkningar, men dessa ställer stora krav på kompetensen hos de som utför analyserna.

7.6.13.3 Förskjutning av pålgrupper respektive pålar i en pålgrupp

En pålgrupps egenskaper under horisontell belastning omfattar inte bara de enskilda pålarnas horisontella deformationsegenskaper, utan också deras axiella egenskaper. När pålgruppen vill rotera, kommer pålarna i kanten av gruppen att utsättas för antingen drag- eller tryckbelastning, vilket kommer att tillföra en betydlig rotationsstyvhet till gruppen, se Figur 7.13.



Figur 7.13 Pålarna i en horisontalbelastad pålgrupp utsätts för både tryck- och dragbelastning (Fleming et al., 1985).

Det är viktigt att bestämma lastfördelningen mellan de individuella pålarna i en pålgrupp för att verifiera att bärförmågan för den enskilda pålen inte överskrids.

Den geometriska fördelningen av pålarna i gruppen bör också optimeras så långt det är möjligt. För små pålgrupper kan geometrin optimeras genom att använda "trial-and-error"-metoden, dvs. genom att prova sig fram tills dess att en rimlig utformning har erhållits. Hänsyn ska tas till samverkan påle/jord/påle. I en del fall kan en perfekt optimering hindras av begränsningar i överbyggnaden. För stora pålgrupper är det nödvändigt att använda någon form av automatiserad optimeringsprocess.

Poulos (1971b) redovisar olika samverkansfaktorer vid dimensionering av pålar under horisontalbelastning, beroende på aktuell belastningstyp, infästningsförhållande för pålhuvudet och vilken typ av deformation som erhålls.

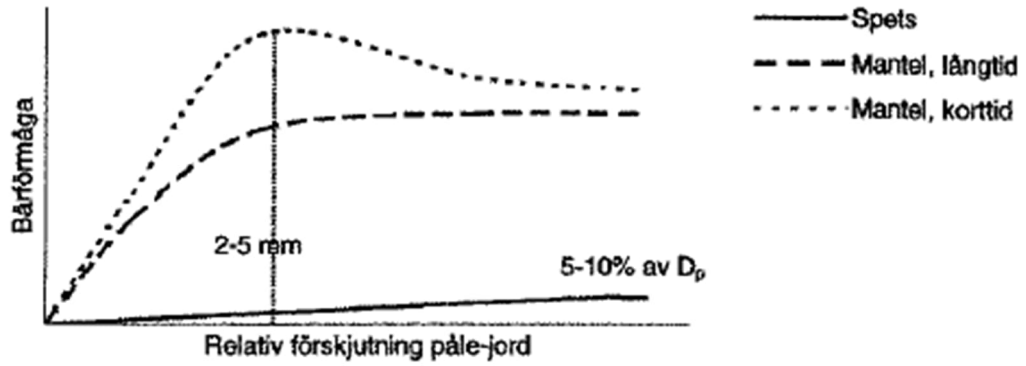
7.7 DIMENSIONERING AV GEOTEKNISK BÄRFÖRMÅGA GENOM BERÄKNING

Med utgångspunkt från det sätt som laster överförs från pålar till jord/berg indelas pålar ofta i spetsburna respektive mantelburna pålar. I svenskt språkbruk görs ofta skillnad även mellan mantelburna pålar slagna i friktionsjord (friktionspålar) och mantelburna pålar slagna i kohesionsjord (kohesionspålar). I exempelvis engelskt språkbruk görs ingen sådan åtskillnad, utan mantelburna pålar slagna i såväl sand som i lera benämns "friction piles". Pålar är oftast ej renodlat spetsburna eller mantelburna. I exempelvis silt- och sandjordarter överförs lasten till jorden oftast via såväl spetsen som via manteln.

Spetsburna pålar överför lasten huvudsakligen via spetsen till fasta jordlager eller berg. I det fall en kort påle är slagen till berg överförs huvuddelen av lasten via pålspetsen och mantelbärförmågan är oftast av helt underordnad betydelse. Är pålen däremot lång har pålen en betydande del mantelbärförmåga även om dess spetsbärförmåga förmodligen är dominerande.

Mantelburna pålar överför huvuddelen av lasten till omgivande jord genom skjuvspänningar i kontaktytan mellan pålens mantel och jorden. Skjuvspänningarna längs en påles mantel uppkommer genom friktion och beror på mantelytans skrovlighet (råhet) samt friktionsvinkeln mellan påle och jord. Mantelburna pålar kan verka både i tryck och drag. En viss spetsbärförmåga förekommer också, framför allt i friktionsjord. I kohesionsjord är spetsbärförmågan ofta av så underordnad betydelse att den kan försummas.

Bärförmågan hos en mantelburen kohesionspåle byggs upp genom att den omkringliggande jordens skjuvhållfasthet mobiliseras. För att jordens hållfasthet överhuvudtaget ska kunna mobiliseras, krävs en viss förskjutning av pålen gentemot den omkringliggande jorden, se Figur 7.14. Den relativa förskjutning (jord-mantelyta) som erfordras för att mobilisera mantelbärförmågan är liten, oftast endast några få millimeter (2 - 5 mm). Det kan däremot erfordras relativt stora förskjutningar vid pålspetsen (cirka 5 – 10 % av pålens diameter) för att mobilisera dess spetsbärförmåga. Praktiskt sett utnyttjas bara en liten del av pålens spetsbärförmåga. Detta gäller exempelvis för en pålgrupp av mantelburna pålar, som kan betraktas som ett djupt fundament.

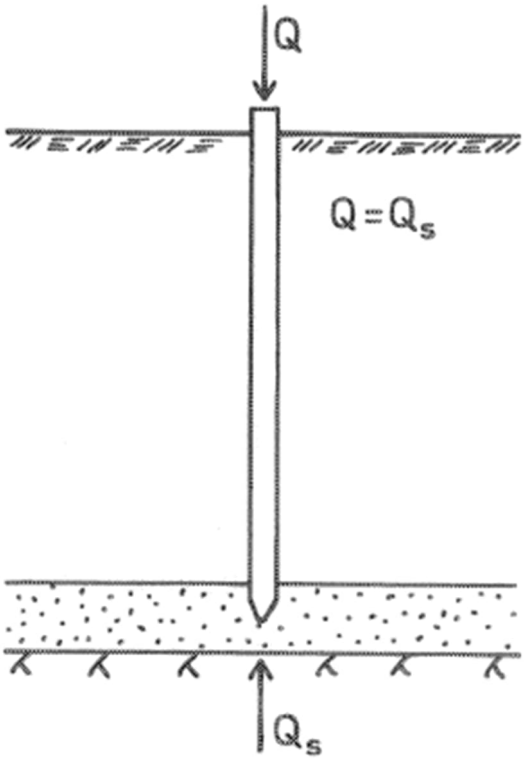


Figur 7.14 Mobilisering av spets- respektive mantelbärförmåga för en kohesionspåle. D_p = påldiameter. (Pålkommissionen, 2007).

Pålarna kan även belastas med en transversell last. Till skillnad från axiellt belastade pålar mobiliseras i dessa fall framför allt jordtryck för att motverka lasten.

7.7.1 Spetsburna pålar

Spetsburna pålar överför lasten huvudsakligen via spetsen till berg eller fasta jordlager, se Figur 7.15.



Figur 7.15 Funktionssätt hos spetsburen påle.

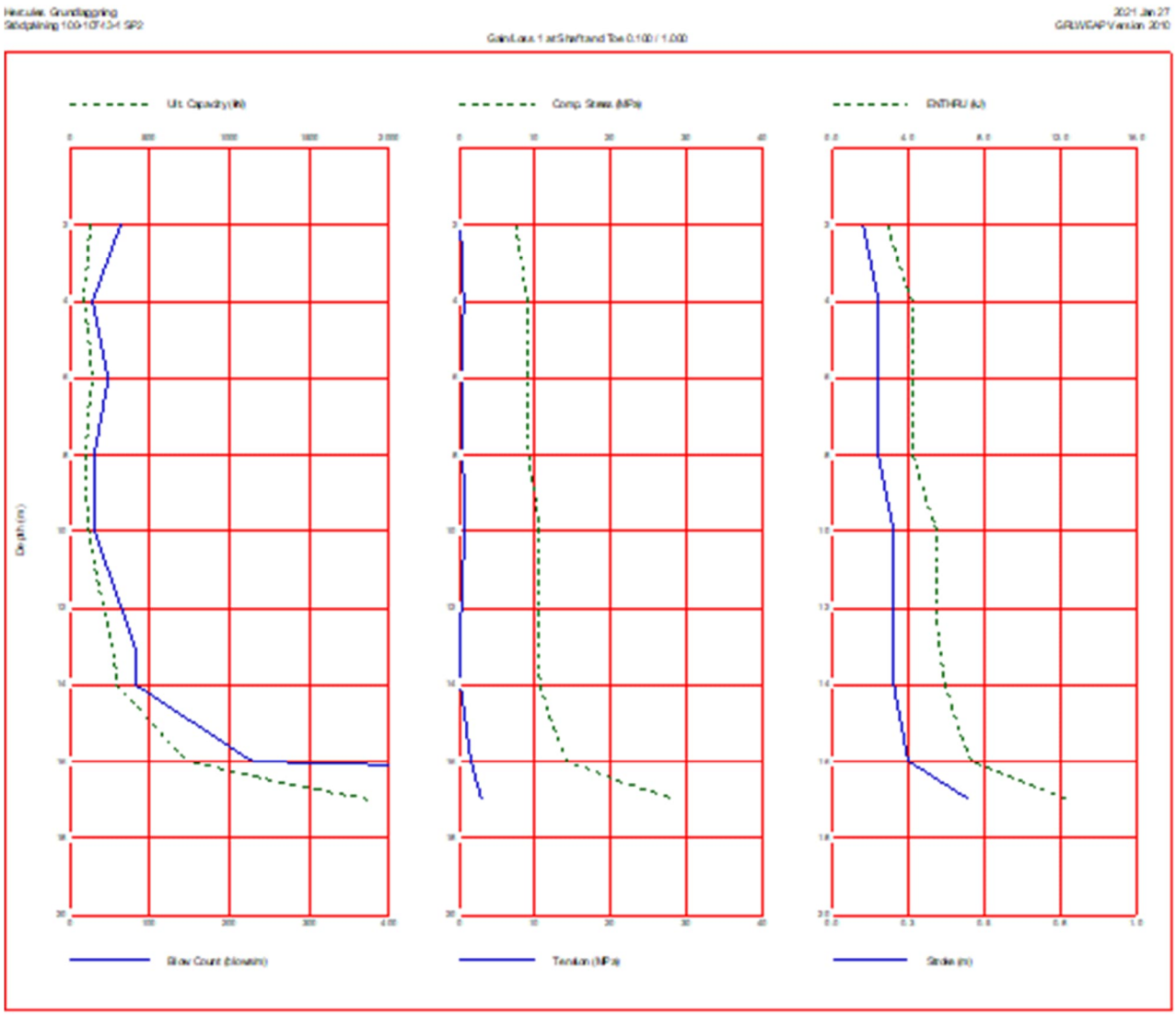
Till skillnad från mantelbärförmågan är förhållandena för bärförmåga något mer komplexa för pålspetsen. Spetsbärförmågan saknar egentligen ett brottvärde utan bärförmågan ökar med ökad mobilisering/nedpressning av friktionsjorden. ”Brottdeformationen” vid spetsen definieras normalt till 10 % av påldiametern vid pålspets, men kan bli större än så. En så stor mobilisering vid pålspetsen kan i påltoppen, för långa pålar, bli orimligt stor speciellt med tanke på tillkommande elastisk kompression av pålen. Full samverkan med mantelbärförmågan kräver således en stor deformation. Hänsyn behöver tas till att mantel och spets ej fullt kan samverka. Långa spetsburna pålar är i praktiken många gånger egentligen mantelburna för kortvariga, mindre laster när lasten tar styvaste vägen, vilket är högre upp i jordprofilen, se Figur 7.27.

En verifiering av den geotekniska bärförmågan för spetsburna pålar kan utföras genom beräkning med slagningssimulering, WEAP, se kapitel 3, men i Sverige utförs normalt verifiering genom stötvågsmätning (provning), eller stoppslagning per schablon (hävdvunnen åtgärd) för lågt belastade pålar. Också verifiering av spetsburna pålar med hävdvunnen metod, se avsnitt 7.10, baseras på sådana simuleringar.

7.7.1.1 Spetsburna pålar i jord

I kapitel 3 finns en översiktlig beskrivning av slagningssimulering med Wave Equation Analysis Program (WEAP), vilket är ett verktyg för att bland annat förutse resultat från ett installationsförlopp. Analysen kan ge en indikation på om det är möjligt att verifiera bärförmågan med den valda slagningsutrustningen. För exempel på hur utdata från en GRLWEAP analys kan se ut, se Figur 7.16.

Slagningssimulering får enligt Eurokod användas för att verifiera geoteknisk bärförmåga för stoppslagna pålar som uteslutande är spetsburna.



Hercules Grundlaggning
Stödpålning 100-10743-1 SP2

2021 Jan 27
GRLWEAP Version 2010

Gain/Loss 1 at Shaft and Toe 0.100 / 1.000

Depth m	Ultimate Capacity kN	Friction kN	End Bearing kN	Blow Count blows /m	Comp. Stress MPa	Tension Stress MPa	Stroke m	ENTHRU kJ
2.0	128.8	1.1	127.8	63.4	7.428	-0.160	0.10	2.9
4.0	89.3	2.7	86.5	28.4	9.086	-0.577	0.15	4.2
6.0	136.8	5.8	131.0	48.2	9.087	-0.273	0.15	4.2
8.0	96.7	8.9	87.8	30.9	9.089	-0.519	0.15	4.2
10.0	116.8	12.7	104.1	30.9	10.521	-0.657	0.20	5.5
13.0	263.6	20.4	243.2	81.5	10.537	-0.032	0.20	5.6
14.0	289.4	24.0	265.4	82.9	10.621	-0.203	0.20	5.9
16.0	734.6	36.5	698.1	229.7	14.257	-1.566	0.25	7.3
17.0	1868.2	45.7	1822.5	1994.0	28.382	-2.961	0.45	12.3

Total Number of Blows : 2049

Driving Time (min):	68	51	40	34	29	25	22	20	18	17
@Blow Rate (b/min):	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120

Driving Time for continuously running hammer; any wait times not included

Figur 7.16 Exempel på utdata från en drivbarhetsanalys för en betongpåle från simuleringsverktyget GRLWEAP.

Pålens avsedda bärförmåga uppnås i ett dimensioneringsfall med slagningssimulering genom att pålen slås till ett sjunkningskriterium (t.ex. antal mm/10 slag vid viss fallhöjd och hejarvikt) som bestäms genom simulering av pålslagningen.

I projektering av en pålgrundläggning, se kapitel 3, ingår att bestämma lämplig slagningsutrustning, slagningssätt och verifieringsmetod för den valda påltypen. I bestämning av bärförmågan för en rent spetsburen påle med hjälp av slagningssimulering, ingår ett antal antaganden beträffande jordparametrar. Parametrar ska väljas med försiktighet. Lämpligast görs därför en känslighetsanalys med ett flertal simuleringar, med varierande parametrar.

I de flesta fall är det aktuellt med verifiering av både geoteknisk bärförmåga och pålens integritet genom dynamisk provbelastning efter installation, men under väl kända geologiska förutsättningar, med förhållandevis låga laster (nivå 1 enligt avsnitt 7.5.2.6) och där pålarna med säkerhet stoppslås mot berg eller till mycket små sjunkningar med adekvat utrustning, är det tillåtet enligt SS-EN 1997-1:2005 (SIS, 2005) och de nationella valen att beräkna den dimensionerande geotekniska bärförmågan med slagningssimulering utan efterföljande provbelastning.

På motsvarande sätt som vid stötvågsmätning måste bärförmågan begränsas med hänsyn till pålmaterialets hållfasthet när stoppslagningskriterier bestäms med slagningssimulering. R_d beräknas enligt Ekvation 7-25, vilket motsvarar kompletterande tillvägagångsätt enligt SS-EN 1997-1:2005, se även tillämpningsdokument IEG Rapport 8:2008 Pålgrundläggning *(TD Pålar*), rev 3 (IEG, 2016). Vid ett kompletterande tillvägagångssätt är karakteristiska värden på indata, såsom värden på dämpning och fjädring, baserade på empiri och erfarenhet utan något statistiskt underlag från undersökningspunkter.

Från slagningssimuleringen erhålls också spänningarna i pålen. Därför ska R_k väljas så att god marginal till att F_{stuk} erhålls vid slagningen. För frifallshejare bör inte högre spänningar utnyttjas än 0,9 · f_{yk} för stål respektive 0,8 · f_{ck} för betong enligt SS-EN 12699:2015 (SIS, 2015). Om spänningarna övervakas under installation och vid stoppslagning tillåts att dessa värden ökas med 10% för betongpålar respektive 20 % för stålpålar. Om accelererande hejare används utan kontinuerlig mätning av tillförd energi, exempelvis genom registrering av hejarens anslagshastighet eller kontinuerlig stötvågsmätning av slagningsförloppet, bör dessa värden sänkas med 10%.

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{Rd,e}} \qquad \textbf{Ekvation 7-25}$$

där

R_d = Dimensionerande geoteknisk bärförmåga.

R_k = Antagen karakteristisk bärförmåga erhållen från slagningssimulering. Detta värde ska utgöra ett ”försiktigt” utvärderat värde utan att skadliga spänningar genereras i pålen.

γ_R = Partialkoefficient för bärförmågan som sätts till 1,2 (se Tabell 7.1).

γ_{Rd} = Modellfaktor som sätts till 1,3, se Tabell 7.2. Om pålen är inborrad i berg och stoppslagen med en hydraulhammare med en kolvvikt > 2 ggr pålvikt/löpmeter, kan faktorn 1,1 (Tabell 7.2) användas. Vid styva konstruktioner, där last kan förväntas fördelas från svagare till starkare pålar kan denna faktor divideras med 1,1.

$\gamma_{Rd,e}$ = Extra modellfaktor som enbart används vid Kompletterande tillvägagångssätt och ska väljas till 1,4, vilket motsvarar ξ för en undersökningspunkt.

Vid WEAP-analys för verifiering av geoteknisk bärförmåga med stoppslagning för vald påle och slagningssystem ska det statiska motståndet i jorden ansättas med fördelning av hur mycket av motståndet som verkar på manteln respektive spetsen. Det är viktigt att komma ihåg att dessa värden ska motsvara drivningsmotståndet och inte motståndet efter lång tid av tillväxt. Normalt ansätts ett antal motstånd med stigande värden som analyseras oberoende av varandra.

Det finns verktyg i WEAP som hjälper till med att ansätta en jordprofil baserat på generella riktvärden från programtillverkaren. För en mer djupgående bestämning av det geostatiska motståndet, som i första hand blir aktuellt vid en drivbarhetsanalys, hänvisas till kapitel 7.7.2 och 7.7.3. Det är av stor vikt att värdera beräknade värden mot tidigare erfarenhet och lokal kännedom om rådande markförhållanden.

Den framräknade geotekniska bärförmågan måste divideras med en tillväxtfaktor för bestämning av jordens mantel- och spetsmotstånd vid slagning. I Tabell 7.12 anges ungefärliga värden på tillväxtfaktorn för olika jordar och lagringstäthet. Tillväxtfaktorn anger förhållandet mellan den slutgiltiga bärförmågan och den vid drivning.

Tabell 7.12 Ungefärliga värden på tillväxtfaktorn I olika jordar för olika lagringstätheter.

Jord	*Lagringstäthet*	*Tillväxtfaktor*
Sand, grus	Fast – lös lagrad	1,1 – 2,0
Silt	Fast – lös lagring	1,4 – 3,3
Lera	Över – normalkonsoliderad	2,0 - 10

Förutom det statiska motståndet i jorden ska också ett medelvärde av jordens dämpning och fjädring på mantel och spets ansättas i modellen. Internationellt accepterade indatavärden för jordens dämpning och fjädring vid mantel och spets, som bland annat redovisas i manualen till programmet GRLWEAP anges i Tabell 7.13. Värdena brukar anses ge ett acceptabelt medelvärde för drivning i en vanlig friktionsjord och är även i stort sett de som tabellerna för hävdvunna åtgärder är baserade på.

Tabell 7.13 Medelvärden för dämpning och fjädring i olika jordar.

Funktionssätt	*Jordtyp*	*Dämpning [m/s]*	*Fjädring (quake) [mm]*
Mantel	Friktionsjord	0,15	2,5
	Kohesionsjord	0,65	
Spets	Friktionsjord	0,5	D/120
	Kohesionsjord	0,5	

För pålar slagna i mycket fjädrande jord, till exempel siltmoräner, kan fjädring D/60 vara nödvändigt. För pålar som stoppslås mot kristallint berg kan fjädringen sättas till D/240 (dock minst 1 mm).

För pålar med homogen tvärsnittsarea över hela längden, omfattas indata till pålmaterialets tvärsnittsarea, E-modul, specifika vikt, pålens totala längd samt längd i jord, se Tabell 7.14.

Tabell 7.14 Elasticitetsmoduler och tungheter för olika pålmaterial.

Material	*Elasticitetsmodul, E [MPa]*	*Tunghet, γ [kN/m^3]*
Betong	40 000	24,5
Stål	210 000	77,5
Trä	14 400	9

När det kommer till själva slagningssystemet och dyna återfinns i programmet GRLWEAP, en omfattande databas med flertalet hejare på marknaden. Om en specifik hejare saknas i databasen ska uppgifter om hejarens mått och vikt anges manuellt. Övriga erforderliga parametrar är fallhöjd och verkningsgraden hos hejaren.

Programmet hjälper även till att välja rätt indata på dynträ, inklusive hänsyn till om det är nytt eller ihopslaget. Vid analys som ska ligga till grund för stoppslagning ska dynträet vara ihopslaget med minst 300 slag.

7.7.1.2 Spetsburna pålar i och på berg

Svenska bergarter är normalt hårda. En påles geotekniska bärförmåga begränsas därför vanligtvis av pålens konstruktiva bärförmåga. För mjukare bergarter kan bergets bärförmåga, dvs. den geotekniska bärförmågan, vara dimensionerande. Det finns metoder för att teoretiskt bestämma den geotekniska bärförmågan (t.ex. Pells, 1977), men dessa metoder ger i allmänhet osäkra beräkningsresultat. Därför ställs i allmänhet kravet att bärförmågan med hänsyn till brott i berg för spetsburna pålar ska verifieras genom sjunkningsmätning vid stoppslagning och dynamisk provbelastning, se 7.8.2.

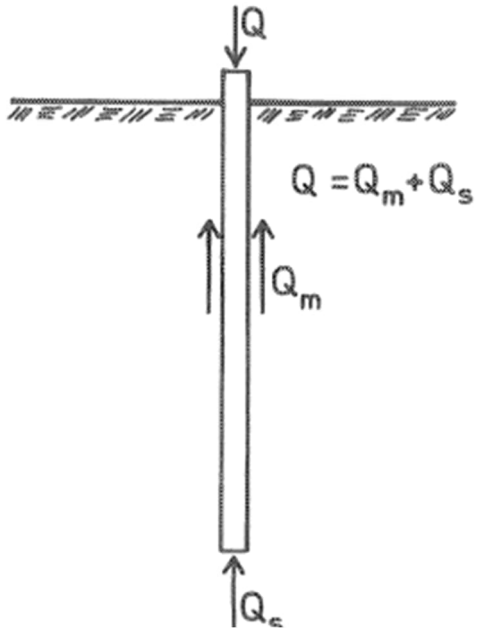
Dimensionering av geoteknisk bärförmåga genom beräkning får även för dessa pålar göras med hjälp av WEAP, enligt avsnitt 7.7.1.1.

7.7.1.3 Spetsburna pålar i grupp

Bärförmågan för en pålgrupp av enbart spetsburna pålar sätts vanligtvis lika med summan av de enskilda pålarnas bärförmåga. För pålgruppen måste risken för svaghetszoner inom influensområdet under pålspetsarna värderas.

7.7.2 Mantelburna pålar i kohesionsjord/Kohesionspålar

Rent mantelburna pålar i kohesionsjord (lera) kallas kohesionspålar, se Figur 7.17.



Figur 7.17 Funktionssätt hos mantelburen påle.

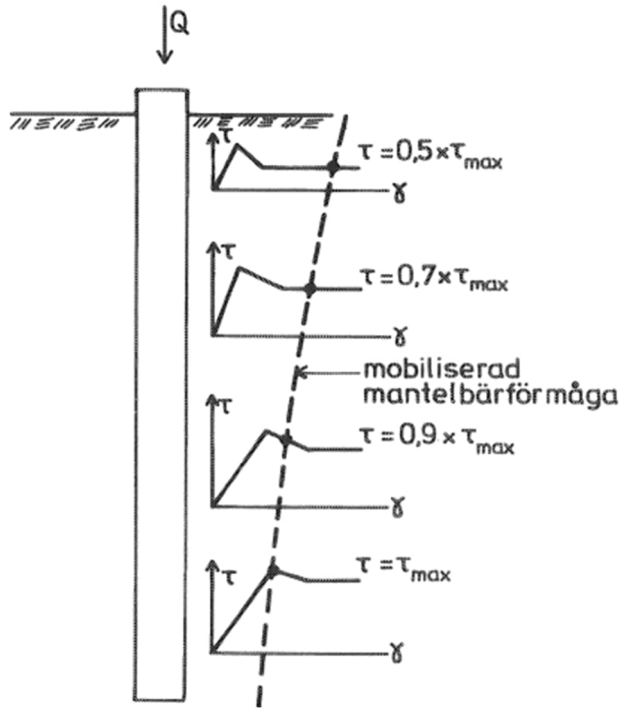
I Sverige är det praxis att dimensionera geoteknisk bärförmåga för kohesionspålar med hjälp av beräkning. Beräkningsmetoder för mantelburna pålars bärförmåga i lera är vanligtvis baserade på uppmätta geotekniska parametrar och empiriska faktorer. Metoderna kan generellt delas in i två grupper:

- Metod baserad på totalspänningsanalys (så kallade α-metod) där pålens bärförmåga uttrycks som funktion av jordens odränerade skjuvhållfasthet c_u.
- Metod baserad på effektivspänningsanalys (så kallade β-metod) där pålens bärförmåga uttrycks som funktion av effektivspänning σ' och effektiva skjuvhållfasthetsparametrar c' och ϕ'.

Traditionellt sett har totalspänningsanalys varit helt dominerande i Sverige. En fördel med den analysmetoden är att den styrande parametern c_u är välkänd i geotekniska sammanhang.

7.7.2.1 Lastfördelning och styvhet hos påle-jord (enskild påle)

För en axiellt belastad, lång påle kommer mantelmotståndet inte att mobiliseras samtidigt längs hela pålen. Längs den övre delen av pålen har det maximala mantelmotståndet redan överskridits och närmat sig ett residualvärde när det maximala mantelmotståndet mobiliserats längs den nedre delen. Detta beror på att förskjutningen påle/jord är relativt större i den övre delen av pålen, vilket visas schematiskt i Figur 7.18. Denna effekt kallas progressivt brott. Effekten ska dock inte överdrivas. Vid ett försök på en 50 m lång instrumenterad påle i Göteborg sågs inga tendenser på detta (Sabattini, 2020). Eftersom det krävs mycket små deformationer för att fullt mobilisera mantelmotståndet kan de totala rörelserna för en kohesionspåle i brott ändå vara små.



Figur 7.18 Teoretisk lastöverföring längs en påles mantel. τ = mantelskjuvspänning γ = förskjutning (Olsson och Holm, 1993).

I följande avsnitt beskrivs både totalspännings- och effektivspänningsanalys.

7.7.2.2 Totalspänningsanalys, alfa-metoden

7.7.2.2.1 Bärförmåga

Bärförmågan för en kohesionspåle bestäms dels av pålens konstruktiva bärförmåga, STR, som i sin tur bland annat styrs av materialbrott, instabilitetsbrott (knäckning) i lös lera, organisk jord eller när pålens övre del är fritt stående, (se kapitel 6) och dels av pålens geotekniska bärförmåga, GEO som

styrs av förmågan att överföra påförd last till omgivande jord. I många fall är den konstruktiva bärförmågan inte avgörande för kohesionspålar, dock finns det några undantag: Exempelvis när kohesionspålarna utgörs av träpålar eller när lermäktigheterna är mycket stora, särskilt i kombination med förekomst av negativ mantelfriktion (påhängslaster).

I det följande behandlas endast axiellt belastade av pålar. Transversell belastning av pålar i gränstillstånd, GEO behandlas i avsnitt 7.7.7 och i gränstillstånd, STR i kapitel 6.

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, tiden efter installation och av lastvaraktigheten.

I Sverige, där kohesionspålar huvudsakligen används i lösa leror, brukar bestämning av den geotekniska bärförmågan i de flesta fall beräknas analytiskt, baserat 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, benämns detta förfaringssätt ofta *α*-metoden.

För de vanligaste svenska förhållandena under högsta kustlinjen, dvs. homogena leror, rekommenderas tillämpning av *α*-metoden. Mantelbärförmågan bestäms således huvudsakligen av jordens skjuvhållfasthet och pålens mantelyta, dvs. dess längd och "omkrets". Ett visst tillskott till bärförmågan erhålls också av spetsen, vilket i många fall dock kan anses vara försumbar. För att utnyttja spetsbärförmåga i fastare leror krävs i princip statisk provbelastning, varvid en s.k. Chin-analys kan tillämpas för att särskilja spetsbärförmågan, om denna anses intressant, se Borel et al. (2004).

Ett beräknat värde, R_{cal} av den geotekniska bärförmågan enligt α-metoden tecknas enligt Ekvation 7-26.

$$R_{cal} = \int_{L_p} \alpha \cdot \theta \cdot c_u \cdot \mathrm{dz} + N_{cp} \cdot A_{sk} \cdot c_{us} \qquad \textbf{Ekvation 7-26}$$

där

L_p = pålens längd
α = vidhäftningsfaktor
θ = pålens omkrets
c_u = skjuvhållfasthetsmodell längs pålens mantel, se 7.7.2.2.2
A_{sk} = pålspetsens karakteristiska tvärsnittsarea
N_{cp} = bärighetsfaktor för pålspetsen
c_{us} = jordens valda skjuvhållfasthet vid pålspetsen.

Tillskott till bärförmågan från spetsen kan bortses ifrån främst på grund av de olika mobiliseringssätten hos mantel respektive spets, men också för att tillskottet i de flesta fall är försumbart, även i fasta leror.

Ekvationen uttryckt som beräknat värde R_{cal} kan därför skrivas om enligt Ekvation 7-27.

$$R_{cal} = \int_{L_p} \alpha \cdot \theta \cdot c_u \cdot \mathrm{dz} \qquad \textbf{Ekvation 7-27}$$

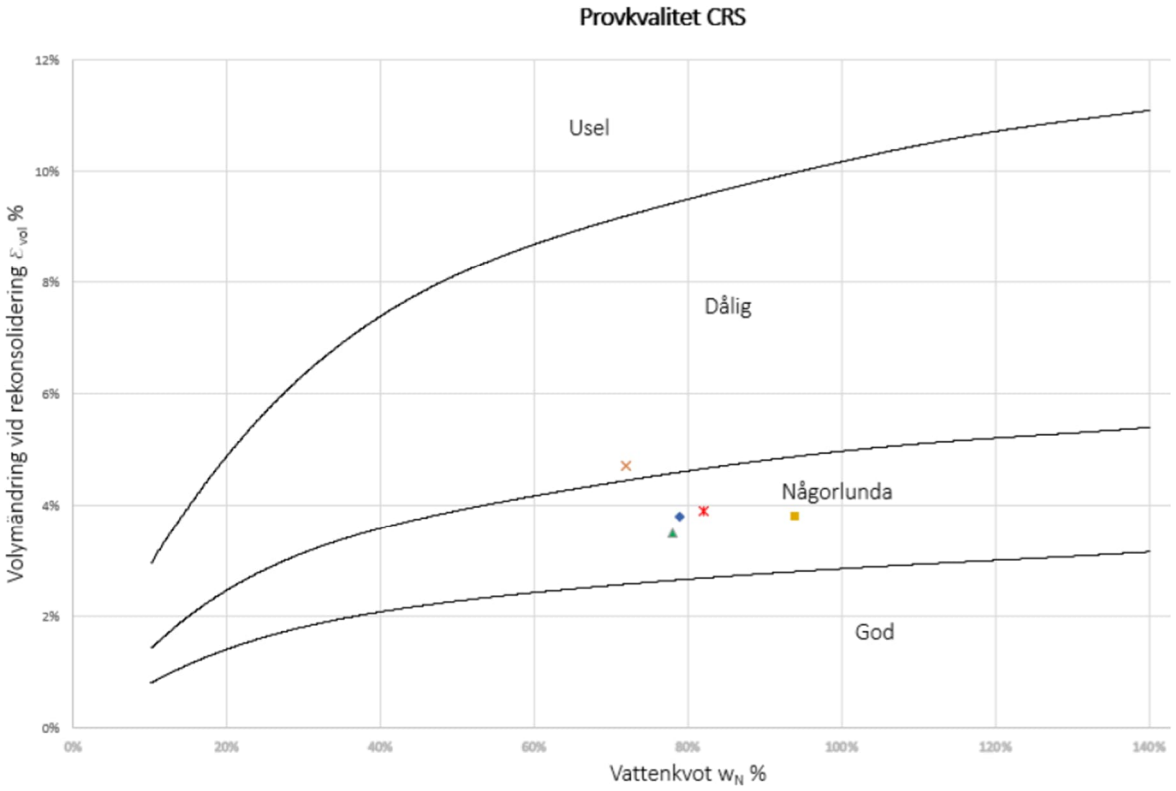
Enligt hittills redovisade undersökningar, för svenska lösa leror, är skillnaden i mantelbärförmåga vid tryck- och dragbelastning försumbar, vilket medför att tryckta och dragna pålar kan hanteras analogt (gäller ej koniska pålar). Lägg märke till att ingen reduktion av geoteknisk bärförmåga vid dragbelast-

ning behöver göras för kohesionspålar (endast för pålar i friktionsjord är μ–faktorn lägre än 1,0). Däremot ansätts partialkoefficienten till 1,3 istället för 1,2 för samtliga dragbelastade pålar, vilket därmed ändock leder till en något lägre dimensionerande geoteknisk bärförmåga i drag. Detta beror inte på funktionssättet utan konsekvensen av brott. Glöm inte bort att pålens effektiva egentyngd får utnyttjas.

Vidare bör noteras att för dragbelastade pålar av trä och betong blir ofta den konstruktiva bärförmågan dimensionerande. Detta gäller särskilt för skarvar. Det finns inga riktlinjer för hur ett med djupet avtagande tvärsnitt (träpåle) ska behandlas med hänsyn till dragbelastning. För en tryckbelastad påle räknas bärförmågan upp med en faktor 1,2 varmed det bör vara rimligt att åtminstone reducera dragkraftsbärförmågan med en motsvarande, inverterad faktor.

7.7.2.2.2 Val av skjuvhållfasthet, c_u

Vid dimensionering av den geotekniska bärförmågan för en kohesionspåle är bestämningen av skjuvhållfasthet extremt viktig. Den bör baseras på så mycket information som möjligt. Helst ska skjuvhållfasthetsmodellen korreleras med värden från direkta skjuvförsök (DS), triaxialförsök och för normalkonsoliderade eller svagt överkonsoliderade leror med empiriska samband utifrån förkonsolideringstryck erhållna ur CRS-försök eller ödometerförsök. För att enklare avgöra belastningsförsökens relevans bör underlaget redovisas med en kvalitetsangivelse, till exempel i enlighet med SGI information 3, se Figur 7.19.



Figur 7.19 Exempel på bedömning av provkvalitet enligt SGI Information 3, Skjuvhållfasthet - utvärdering i kohesionsjord (SGI, 2007), (efter Lunne et al., 1997).

Ledning för val av skjuvhållfasthet kan erhållas ur ”Bestämning av odränerad skjuvhållfasthet med specialiserade metoder i praktiska tillämpningar – Delrapport 4, Rekommendationer för val av odränerad skjuvhållfasthet” med Trafikverkets publikationsnummer 2017:078 (Sällfors et. al., 2017).

Vid användning av CPT, vingförsök och fallkonförsök måste olika hänsyn tas till att samtliga dessa är indexförsök, ofta behäftade med fel både i både utvärdering och utförande. Kvaliteten på dessa är

mycket avgörande, vilket givetvis också gäller för de mer kvalificerade undersökningarna. Om vingförsöken utförs på så sätt att vingen skyddas vid neddrivning och ”rengöres” inför varje provnivå kan kvaliteten i många fall ökas. Olika dilatometerförsök visar också på god överensstämmelse med mer kvalificerade undersökningar, varför sådana försök framgent bör kunna ges större utrymme i de geotekniska undersökningarna för underlag till kohesionspåleberäkningar.

Olika utvärderingar, t.ex. Correction of shear strength in cohesive soil, CTH 2012:61 (Jonsson och Sellin, 2012), har visat att fallkonförsök har dålig överensstämmelse med direkta skjuvförsök på djup större än cirka 10 m och att kvaliteten på vingförsök sjunker kraftigt på djup från mellan 15 och 25 m. CPT-sonderingar förefaller däremot kunna bibehålla kvaliteten mot djupet på ett bättre sätt.

Enligt samma skrift behöver skjuvhållfasthetsvärden erhållna med vingborr, fallkonförsök och CPT korrigeras med avseende på konflytgränsen i den övre delen av jordprofilen, medan överensstämmelsen med mer kvalificerade metoder mot djupet är betydligt bättre om de inte korrigeras (utvärdering av CPT kan där förslagsvis utföras med en konflytgräns på 43 %). Häri ligger troligen förklaringen till att en stor del av empirin visar god överensstämmelse med okorrigerade vingborrvärden. De övre delarna av jordprofilen bidrar relativt lite till den totala bärförmågan. Ett problem med befintlig empiri är dock att den till stor del saknar provbelastade kohesionspålar till djup där kvaliteten för vingborrförsök är avsevärt sämre. Samtidigt är de äldre resultaten från vingborrförsök, på vilka de empiriska sambanden en gång baserades, av avsevärt högre kvalitet än de som utförs numera. Förhoppningsvis kan nya belastningsförsök öka kunskapsnivån, varvid dessa rekommendationer eventuellt kan behöva justeras.

En ofta förbisedd och enkel metod att bekräfta erhållna skjuvhållfasthetsvärden, men framförallt bortse ifrån värden från undersökningar med låg kvalitet, är att empiriskt “bakåträkna” en skjuvhållfasthetsprofil utifrån effektivspänningarna i jorden och under antagande av normalkonsolidering. Värden understigande denna profil är uppenbart inkorrekta.

Vid bestämning av skjuvhållfasthetsmodell bör alltså indexförsöken (vingborr, fallkon, CPT) endast korrigeras i de övre delarna av jordprofilen. Trots detta används termen ”valt värde”.

Enligt IEG Rapport 2:2008, rev 3, Tillämpningsdokument, Grunderna i Eurokod (IEG, 2013) finns följande definitioner:

Valt värde - Värde utvärderat från sammanställningen av härledda värden för respektive parameter, där felaktiga värden har exkluderats. Hänsyn ska tas till empiri och olika undersökningsmetoders relevans för aktuell brottmekanism.

Härlett värde - Egenskap utvärderad från geotekniska undersökningar i fält eller laboratorium efter korrigering för systematiska fel, samt i tillämpliga fall korrigering för t.ex. flytgräns, plasticitetsindex och överkonsolideringsgrad.

Det är alltså inte tillämpligt att korrigera för flytgräns mot djupet vid dimensionering av den geotekniska bärförmågan för en kohesionspåle, dock ska hänsyn tas till detta i de övre delarna av jordprofilen.

Om CPT-sonderingar korreleras mot något annat än vingborrförsök vid utvärderingen av skjuvhållfasthet, exempelvis direkta skjuvförsök eller triaxialförsök, kan resultaten från CPT-sonderingar hanteras annorlunda. För kalibrering är det enklast att använda direkta skjuvförsök. Därefter kan CPT-sonderingarna användas i större områden. Se exempelvis Lundström et al. (2025) samt Lundström och Dehlbom (2019a och 2019b).

När underlaget korrelerats med direkta skjuvförsök, triaxialförsök och för normalkonsoliderade och svagt överkonsoliderade leror, empiriska samband utifrån förkonsolideringstryck (med belastningsförsök av god kvalitet) kan modellfaktorn, γ_{Rd} sättas till 1,1. Utgörs underlaget däremot enbart av indexförsök, som vingborr, fallkon och CPT, bör modellfaktorn, γ_{Rd} sättas till 1,2.

Det kan diskuteras om skjuvhållfasthetsvärdet bestämt med andra metoder än vingborr, fallkon och CPT behöver justeras med avseende på tidsberoendet, men antagandena i föreliggande avsnitt ger resultat på säkra sidan.

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. Ska sådana värden ändå användas bör de reduceras med hänsyn till variansen, vilket kan göras genom att bestämma det s.k. korrelationsavståndet. Med hjälp av detta kan sedan dels slumpmässiga variationer i provningsmetoden elimineras, dels på ett korrekt sätt hänsyn tas 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 därför bortses ifrån eftersom de kan betraktas som slumpmässiga mätfel, vilka inte påverkar pålens bärförmåga. Återstår därför att ansätta variationskoefficienten för osäkerheten i medelvärdet. I den mån förhandskunskap om denna saknas utifrån en noggrann bestämning från ett flertal, likartade lokaler kan denna för praktiskt bruk ansättas till 15 %.

7.7.2.2.3 Vidhäftningsfaktor och påverkansfaktorer

Ytliga effekter

Det finns en vedertagen praxis i Sverige som säger att vidhäftning ej får tillgodoräknas längs en pålens översta 3 m ($0{,}2 \cdot L_p$, eller max 3 m). Detta härrör sannolikt från att pålen ibland kan anses stå 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 av att själva slagningen kan innebära att pålen rör sig i horisontalled, vilket i sin tur kan innebära ett sådant hålrum bildas närmast markytan. I de fall en påle installeras i lös lera, till exempel efter avschaktning, eller knektas ner till en viss nivå, kan dock en sådan reduktion utelämnas.

En annan förklaring till denna praxis är att resultat från belastningsförsök stämmer bättre om det bortses från skjuvhållfastheten för pålens övre del, vilket i sin tur kan bero på att korrigering av denna inte gjordes tidigare. Eftersom korrigering med konflytgräns av skjuvhållfasthetsvärden från indexförsök inte räcker för att erhålla korrekta värden i denna del av jordprofilen, har detta tillvägagångssätt fortsatt att användas också efter introduktionen av korrigering. Inverkan på längre kohesionspålars totala geotekniska bärförmåga är dock oavsett förfarande närmast försumbar.

Bedömning av om reduktion ska göras eller ej ska göras av projektören för det enskilda objektet.

Geotekniskt område

För hänsynstagande till fåtalsprovning enligt Eurokod ska bedömning av det adekvata geotekniska områdets storlek göras av ansvarig geoprojektör.

Det bör påpekas att vid val av skjuvhållfasthet måste en kritisk granskning av resultat från geotekniska undersökningar utföras. Härtill ska säkerställas 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 ska tas med i den övergripande geotekniska bedömningen. Det är viktigt att kritisk granskning utförs av en erfaren geotekniker.

I många fall kan områden med likvärdiga geotekniska förhållanden med avseende på skjuvhållfasthet vara mycket stora, vilket beror på att lera är ett homogent material till skillnad från friktionsjord. Oftast beror lokala skillnader på belastningshistorik, såsom utfyllnader, avschaktningar och erosion. Effekten

av dessa sträcker sig ofta inte till större djup, där huvuddelen av en kohesionspåles bärförmåga erhålls. Därför kan det ibland var relevant att ta hänsyn till geotekniska undersökningar som utförts långt från aktuellt projekt. En intressant frågeställning i det fallet, är hur antalet relevanta geotekniska undersökningar – n, ska hanteras. I samma frågeställning hamnar samtidigt kvaliteten på respektive undersökning och vilken typ av undersökning det är. Se vidare resonemang kring detta i anslutning till Tabell 7.17.

Tidsberoende

Lerans skjuvhållfasthet beror på hur snabbt den belastas. Ett skjuvhållfasthetsvärde, till exempel $c_{u,minut}$, kan exempelvis beräknas genom att c_u korrigeras med avseende på lastens varaktighet enligt följande:

$$c_{u,aktuell\ varaktighet} = \kappa_t \cdot c_u \qquad \textbf{Ekvation 7-28}$$

där
c_u = jordens valda skjuvhållfasthet
κ_t = multiplikator med avseende på skillnad i tid för bestämning av hållfastheten och belastningens varaktighet.

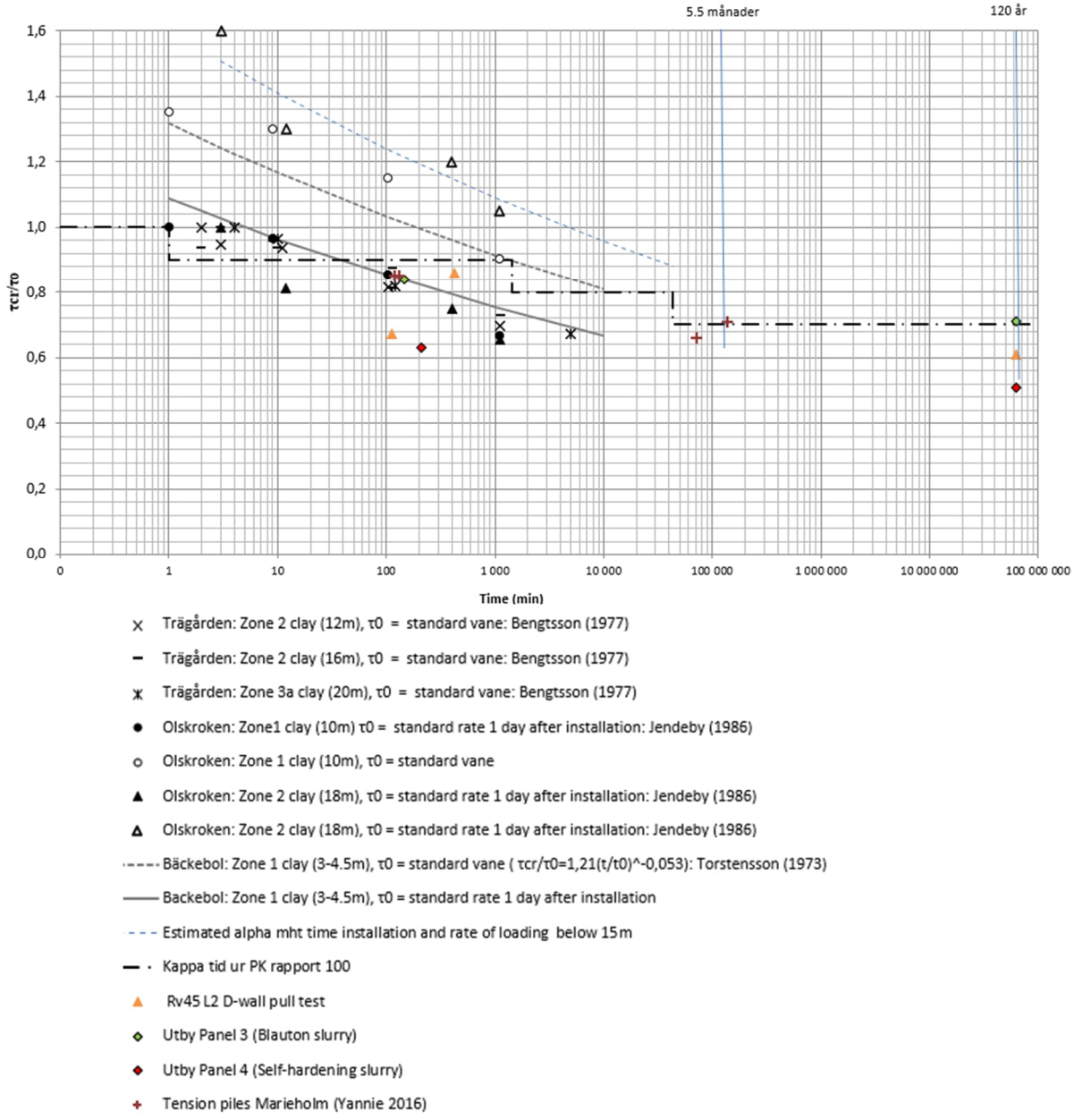
Baserat på resultat redovisade av bland annat Torstensson (1973), samt resultat redovisade av Jendeby (1986), föreslås att hänsyn till lastens varaktighet beaktas i enlighet med Tabell 7.15. I Tabell 7.15 redovisade värden är främst baserade på resultat från västkusten, men kan antas gälla för lösa leror i hela Sverige om inte annat påvisas. Tabellvärdena är i de flesta fall sannolikt något konservativa varför det speciellt vid större objekt eventuellt kan vara lönsamt att utreda det objektsspecifika tidsberoendet. Valda värden framgår även i Figur 7.20.

Tabell 7.15 Tidsfaktorn κ_t för pålar i lösa leror.

Varaktighet	*Exempel på lasttyper*	κ_t
”minut”	Vindlast, passerade fordon	1,0
”dygn”	Korttidsuppställning av material etc.	0,9
”månad”	Högvatten, materialupplag	0,8
”långtid”	Egenvikt, fast inredning	0,7

Eftersom beräkning av lasteffekter enligt Eurokod inte är baserade på tidsberoende, ska en uppskattning av vilka lasteffekter som ska jämföras med vilka bärförmågor utföras av ansvarig konstruktör för pålplanen och ansvarig geokonstruktör. Att använda tidsfaktor 1,0 för maximala brottlaster bör inte göras utan att kunna påvisa ett mycket stort inslag av korttidsverkande laster, exempelvis vindlaster. På samma sätt bör jämförelser med långtidsbärförmågan, tidsfaktor 0,7, kunna jämföras med lasteffekter enligt 6.10a, EKS11 (Boverket, 2019).

I Figur 7.20 redovisas en sammanställning av olika försök i Göteborgslera, med olika hastigheter vid olika tidpunkter, samt en redovisning av tidsfaktorn κ_t (”Kappa tid” ur PK Rapport 100 (Pålkommissionen, 2004a)). I figuren benämns tidsfaktorn κ_t som $\tau cr/\tau o$. Statiska provbelastningar i Halmstad, med utvärdering av ”kryplast”, visar på en långtidsfaktor på 70 - 75 %, vilket indikerar att sambanden stämmer också i överkonsoliderade, homogena leror.



Figur 7.20 Sammanställning av resultat från normaliserade vingförsök och dragförsök utförda i Göteborgslera m.h.t varaktighet i skjuvning (Baserat på Wood (2019), "Säkra vägen till ny teknik". Proceedings from Grundläggningsdagen, 2019).

Vidhäftningsfaktor α

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

Pålmaterialet anges i vissa sammanhang påverka vidhäftningsfaktorn. Undersökningar utförda av Torstensson (1973) bland andra, visar dock att denna inverkan är försumbar. Brottet sker i många fall i leran strax utanför pålen och ej i gränsytan påle/jord. Torstensson undersökte pålar av trä, betong och aluminium.



Figur 7.21 Uppdragna betongpålar vid Centralenområdet i Göteborg, med brottyta cirka 5 cm utanför gränsytan.

För att beräkna värdet på α föreslås full vidhäftning som utgångspunkt, vilken sedan justeras med multiplikatorer enligt följande:

$$\alpha = \alpha_{okorr} \cdot \kappa_{\phi} \cdot \kappa_{f} \cdot \kappa_{OCR} \cdot \kappa_{T}$$ **Ekvation 7-29**

där:
α_{okorr} = okorrigerad vidhäftningsfaktor, normalt 1,0 (full vidhäftning)
κ_{ϕ} = faktor som tar hänsyn till pålens diameter
κ_{f} = faktor som tar hänsyn till pålens form
κ_{OCR} = faktor som tar hänsyn till jordens överkonsolideringsgrad
κ_{T} = faktor avseende tiden efter installation av pålen.

Vidhäftningsfaktorn α är en parameter som beror av såväl pålens 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 (till exempel med varierande OCR).

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

För praktiskt bruk kan variationskoefficienten V_{α} antas vara 0,15 för pålar av samma typ i en homogen jord om inte annat kan påvisas.

κ_ϕ = Multiplikator m.h.t. pålens diameter

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

Försök utförda utanför denna definition är sannolikt mycket få och viss försiktighet bör iakttas vid beräkningar för åtminstone pålar med större diametrar.

κ_f = Multiplikator m.h.t. pålens form

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

För pålar med nedåt avtagande tvärsnitt, till exempel träpålar installerade med rotändan uppåt, kan κ_f sättas till 1,2. Om träpålar däremot 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 skarvade träpålar, där överpålen installerats med rotändan uppåt, fick endast 1/3 av bärförmågan medräknas för denna. Denna reduktion inbegrep dock sannolikt flera olika faktorer, till exempel förutom formfaktorn även det faktum att rotändan på underpålen "rivit upp" jorden när denna passerat samt det faktum att denna typ av pålar ofta installerades för temporära ändamål och där tiden mellan installation och mobilisering sålunda var begränsad. Det är en stark rekommendation att inte installera träpålar med nedåt tilltagande tvärsnitt.

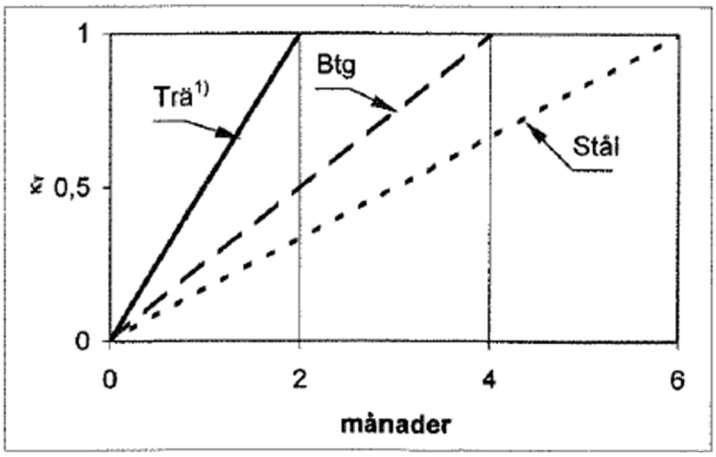
κ_{OCR} = Multiplikator med hänsyn till jordens överkonsolidering

Generellt 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 till exempel beskrivet av Fleming m.fl. (1985). För leror med hög kvot c_u / σ_v' och således högt OCR kan vidhäftningsfaktorn bli så låg som 0,4.

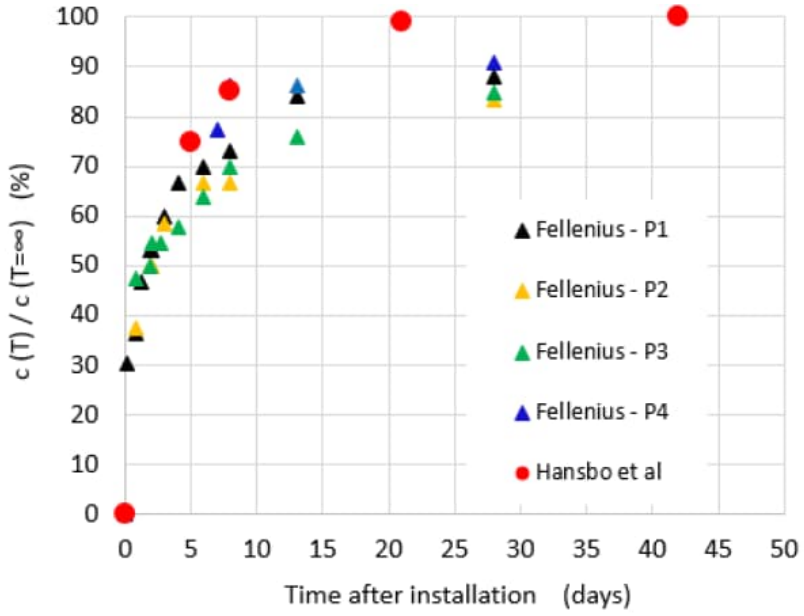
κ_{OCR} för svenska normalkonsoliderade eller svagt överskonsoliderade leror (OCR <1,25) kan sättas till 1,0. För starkt överkonsoliderade leror (OCR >2,5) kan κ_{OCR} sättas till 0,4. Detta värde överensstämmer också med en i Skåne utvecklad praxis för moränlera. Utan annan information eller utredningar bör det vara tillåtet att interpolera rätlinjigt mellan dessa värden.

κ_T = Multiplikator m.a.p. tiden efter installation av pålen

Kort tid efter pålinstallation är vidhäftningen nedsatt. Undersökningar har visat att beroende på installationssätt, är vidhäftningen under installation normalt cirka 1–5 % av uppmätt skjuvhållfasthet. Tiden till dess att full vidhäftning åter kan förutsättas varierar bl.a. beroende på pålmaterial.
Figur 7.23 visar hur vidhäftningen växer för ett antal pålar installerade i Göteborgstrakten. Initialt är tillväxten mycket hög, för att sedan avta. Korrektionsfaktorn $\kappa_T$kan dock antas ha dimensionerande värden enligt Figur 7.22 om inte annat kan påvisas.



Figur 7.22 Vidhäftning efter installation ($0,2 < D_p < 0,4$ m). [1)] Avser konisk träpåle med nedåt avtagande tvärsnitt (Pålkommissionen, 2004a).



Figur 7.23 Skjuvhållfasthet i gränssnittet påle-lera vid olika tidpunkter efter installation (Jendeby (2019), baserat på Fellenius (1955) och Hansbo et al. (1974)).

Det är viktigt att ta hänsyn till installationseffekternas inverkan på kohesionspålars bärförmåga. Under installationen och omedelbart därefter kommer bl.a. följande faktorer att inverka på pålarnas bärförmåga:

- störning och förändring av omkringliggande jords struktur
- förändringar i spänningstillståndet i jorden närmast påle
- ökning och utjämning av porvattentryck i jorden omkring pålen
- sekundära effekter som gör att jorden successivt får en ökad hållfasthet med tiden (tixotropa effekter), rekonsolidering.

I huvudsak kommer ökningen av hållfastheten med tiden att vara kopplad till utjämning av det vid pålinstallationen uppkomna porvattenövertrycket och lerans rekonsolidering. Den tid det tar för att uppnå förutsatt bärförmåga beror således på:

- typ av lera
- pålmaterial
- pålens dimension och form
- inbördes avstånd mellan pålarna.

Portrycksutjämningen beror på dräneringsvägarna och permeabiliteten i materialet. För projekt med omfattande pålning i mäktiga lerlager kan portrycksutjämningen ta 100-tals år medan den för överkonsoliderade leror med kort pållängd kan gå på några månader.

För mer information se avsnitt 7.6.7 .

Val av omkrets, Θ

För homogena pålar med cirkulärt eller kvadratiskt tvärsnitt kan antas att brott kommer att ske längs med pålens mantelyta och valet av omkrets blir därmed trivialt. Om däremot en stålbalk med H-profil utnyttjas, blir valet av "omkrets" inte lika självklart, se Figur 7.24. Även ett sådant fall kan tyckas självklart, men om pålen antas ha blivit installerad relativt nyligen, och att vidhäftningsfaktorn därmed kanske endast är 0,5, är det inte längre lika uppenbart.



Figur 7.24 Olika principiella brottytor i lera runt H-påle (Pålkommissionen, 2004a).

Sidomått och omkrets hos en betongpåle är väl definierade genom tillverkningsprocessen, medan diametern och omkretsen hos en träpåle kan variera från påle till påle. Normalt anges att en träpåle ska 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 hur tätt träden har växt. Diametertillväxten minskar i täta granbestånd (planteringar). Den kan vara ner mot 7–8 mm/m för Norrlandstimmer eller för granar ur täta bestånd, medan den för timmer från helt fritt växande träd i södra Sverige kan överstiga 15 mm/m. Om inte specifik information finns bör diametern väljas konservativt, alternativt kan ett minimimått anges. Ofta kan pålar med specifik tillväxt erhållas mot beställning.

7.7.2.3 Effektivspänningsanalys, beta metoden

Vanligtvis dimensioneras pålar i lera med α-metoden i Sverige. Det går även att dimensionera med effektivspänningsanalys, enligt 7.7.3.4.2. Normalt är detta mer aktuellt för mycket överkonsoliderade leror, som till sitt beteende möjligen kan betraktas som mer dränerade.

Chandler (1968) och Burland (1973) relaterade mantelbärförmågan till effektivspänningarna i jorden. Det ansågs att mantelbärförmågan i huvudsak var beroende av den effektiva normalspänningen mot

pålens mantel. Denna parameter är svår att bestämma. De valde därför att uttrycka mantelbärförmågan, f_m som en andel av jordens effektiva överlagringstryck, σ_0' enligt Ekvation 7-30.

$$f_m = \beta \cdot \sigma_0' \qquad \textbf{Ekvation 7-30}$$

Bärighetsfaktorn för mantelmotståndet, β innehåller såväl friktionsvinkeln mellan påle och jord, δ som jordtryckskoefficienten, K' ($\beta = K' \cdot tan\,\delta$).

Burland (1973) påvisade följande samband:

$$K' = K_0 = 1 - sin\phi' \qquad \textbf{Ekvation 7-31}$$

och

$$tan\,\delta = tan\phi' \qquad \textbf{Ekvation 7-32}$$

Burland (1973) visade genom bakåtberäkningar av ett stort antal belastningsförsök i normalkonsoliderad lera att β ligger inom intervallet 0,24 – 0,40.

Flaate och Selnes (1977) formulerade följande samband för β:

$$\beta = 0{,}4 \cdot \mu_L \cdot \sqrt{OCR} \qquad \textbf{Ekvation 7-33}$$

där

$\mu_L = \frac{l_p+20}{2l_p+20}$
l_p = pållängd i jord
OCR = överkonsolideringskvot.

Meyerhof (1976) behandlade normalkonsoliderad och överkonsoliderad lera på olika sätt. För normalkonsoliderad lera rekommenderade han en variation beroende av pålens nedträngningsdjup i leran. I överkonsoliderad lera föreslog han följande samband:

$$\beta = 1{,}5 \cdot (1 - sin\phi') \cdot tan\phi' \cdot \sqrt{OCR} \qquad \textbf{Ekvation 7-34}$$

7.7.2.4 Dimensionering

Vid dimensionering enligt SS-EN 1997-1:2005 (SIS, 2005) med modellpåleanalogi enligt DA2 sker beräkning enligt α–metoden med valda värden på skjuvhållfastheten c_u. Som tidigare visats beräknas med hjälp av dessa en bärförmåga R_{cal} på vilken en korrelationskoefficient appliceras, enligt Tabell 7.16, för att erhålla ett karakteristiskt värde. För att erhålla ett dimensionerande värde appliceras relevanta partialkoefficienter. På samma sätt gäller detta även för β–metoden.

Beräkningarna av den geotekniska bärförmågan (GEO) för en kohesionspåle sker alltså inte med karakteristiska värden genom applicering av η–värden.

Tabell 7.16 Modellosäkerheter för kohesionspålar (GEO) (Baserad på Tabell 4.4 i TD Pålar Rev 3 (IEG, 2016)), visar en sammanställning av värden på modellfaktorn γ_{Rd}.

Beräkningsmodell/Provningsmetod	Modellfaktorer γ_{Rd}
Odränerad analys (α–metod) med skjuvhållfasthet utvärderad utifrån triaxialförsök och/eller direkta skjuvförsök	1,1
Odränerad analys (α–metod) med skjuvhållfasthet EJ utvärderad utifrån triaxialförsök och/eller direkta skjuvförsök	1,2
Dränerad analys (β–metod)	1,2
Statisk provbelastning	1,0
Dynamisk provbelastning, CASE-metod	Tillåts ej
Dynamisk provbelastning med signalmatchning med CAPWAP-analys. Kalibrering mot statisk provbelastning enligt EN 1997-1:2005, avsnitt 7.5.3(1)	1,3
Pålslagningsformler	Tillåts ej
Slagningssimulering (s.k. WEAP-analys)	Tillåts ej

Enligt modellpåleanalogin (se TD Pålgrundläggning, rev 3 (IEG, 2016) och SS-EN 1997-1 (SIS, 2005) ska den beräknade bärförmågan reduceras med ξ-faktorer för att erhålla karakteristiska värden. Tabell 7.17 visar utdrag ur Tabell A.10, som är en av få tabeller i SS-EN 1997-1 som inte har anpassats med nationella val, vare sig av Boverket eller av Transportstyrelsen.

Tabell 7.17 Utdrag ur tabell A.10 enligt SS-EN 1997-1 (SIS, 2005). Korrelationskoefficient ξ för bestämning av karakteristiska värden av geotekniska undersökningar (n – antalet undersökningar).

ξ för n =	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25

Eftersom beräkningar av en kohesionspåles geotekniska bärförmåga enligt svensk praxis utförs enligt en utvärderad skjuvhållfasthetsprofil, vilken kan sägas utgöra ett medelvärde av skjuvhållfastheten, är det inte relevant att utföra beräkningar för minimivärden (korrelationskoefficient ξ_4).

Vad som är en relevant undersökningsprofil är inte helt enkelt att bestämma. I en undersökning för ett bestämt objekt utan intilliggande undersökningar är det förstås enkelt. När däremot stora ytor, i t.ex. infrastrukturprojekt, hänförs till samma geotekniska område kan det visa sig att det inom området finns flera tiotal undersökningsprofiler. Även om endast profiler inom en pållängds radie betraktas, kan det lätt bli tiotals punkter, eftersom en kohesionspåle ofta kan vara 40 – 85 m, beroende på material och diameter. Återigen visar detta att modellpåleanalogin egentligen inte fungerar optimalt för kohesionspålar i lös lera. Troligen kommer ändå totalsäkerhetsfaktorn att bli mycket låg i ett sådant objekt och även om inte n = 10 används för utvärderingen av ξ_3 kan sättningsberäkningen ändå bli dimensionerande för pållängden.

Därför kan den karakteristiska geotekniska bärförmågan uttryckas enligt Ekvation 7-35:

$$R_k = \frac{R_{cal}}{\xi_3} \qquad \textbf{Ekvation 7-35}$$

Ekvation 7-35, kan efter anpassning till Eurokod, skrivas enligt Ekvation 7-36:

$$R_d = \frac{R_k \cdot \mu}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} = \frac{R_{cal} \cdot \mu}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \xi_3}$$ **Ekvation 7-36**

där

γ_R = partialkoefficient för bärförmåga

γ_{Rd} = modellfaktor som tar hänsyn till systematiska fel och osäkerheter förknippade med metoden.

ξ_3 = korrelationskoefficient för medelvärde, ur tabell A.10, SS-EN 1997-1 baserat på antal relevanta undersökningsprofiler, n

μ = reduktionsfaktor för dragna pålar, 1,0 för kohesionspålar.

Ekvation 7-36 kan, för kohesionspålar, i både tryck och drag, därför skrivas:

$$R_d = \frac{R_{cal}}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \xi_3}$$ **Ekvation 7-37**

$$R_d = \frac{\int_{L_p} \alpha \cdot \theta \cdot c_u \cdot \mathrm{dz}}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \xi_3}$$ **Ekvation 7-38**

$$R_d = \frac{R_k \cdot \mu}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{Rd,e}}$$ **Ekvation 7-39**

där

$$R_k = \frac{R_{medel}}{\xi_3}$$ **Ekvation 7-40**

Den absolut lägsta ”totalsäkerhetsfaktorn” på bärförmågesidan för ett styvt fundament med 10 st eller fler relevanta undersökningspunkter och med ett underlag bestående av direkta skjuvförsök, triaxialförsök och/eller vederlagda empiriska samband ur förkonsolideringsförsök av god kvalitet blir därmed:

$$\gamma_{tot} = \frac{\gamma_R \cdot \gamma_{R,d} \cdot \xi_3}{1{,}1} = \frac{1{,}2 \cdot 1{,}1 \cdot 1{,}25}{1{,}1} = 1{,}5$$ **Ekvation 7-41**

Det bör samtidigt noteras att de mer högkvalitativa undersökningsmetoderna i ett normalfall dessutom medför högre värden på skjuvhållfastheten och att bärförmågan därför kan öka också på grund av detta.

Ett ”normalt” värde för ett projekt med fyra relevanta undersökningspunkter, med enbart indexförsök (vingborr, fallkonförsök, CPT) skulle då ge:

$\gamma_{tot} = 1{,}2 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}31 = 1{,}89$

Det högsta värdet för ett projekt med en eller ingen undersökningspunkt blir:

$\gamma_{tot} = 1{,}2 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}4 = 2{,}016$

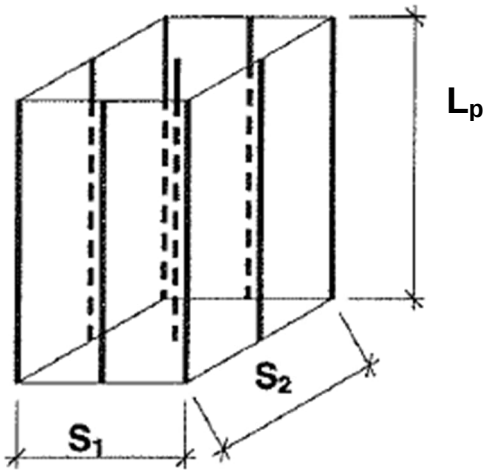
7.7.2.5 Mantelburna kohesionspålar i grupp

Eftersom pålar inom en grupp installeras mycket tätt finns risk att brott sker längs gruppens periferi, se Figur 7.25. Detta inträffar när gruppens bärförmåga är mindre än summan av de enskilda pålarnas bärförmåga, dvs. när:

$$2 \cdot (S_1 + S_2) \cdot L_p \cdot c_u + N_{cp} \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot c_u \leq \sum_{i=1}^{n} R_i \qquad \textbf{Ekvation 7-42}$$

där
S_1, S_2 = pålgruppens sidomått
R_i = de enskilda pålarnas bärfömåga.

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", se Figur 7.14.



Figur 7.25 Vid små pålavstånd kan brott ske längs pålgruppens periferi (Pålkommissionen, 2004a).

7.7.3 Mantel- och spetsburna pålar i friktionsjord/friktionspålar

Beräkning av geoteknisk bärförmåga hos friktionspålar kan grovt delas upp i tre huvudgrupper:

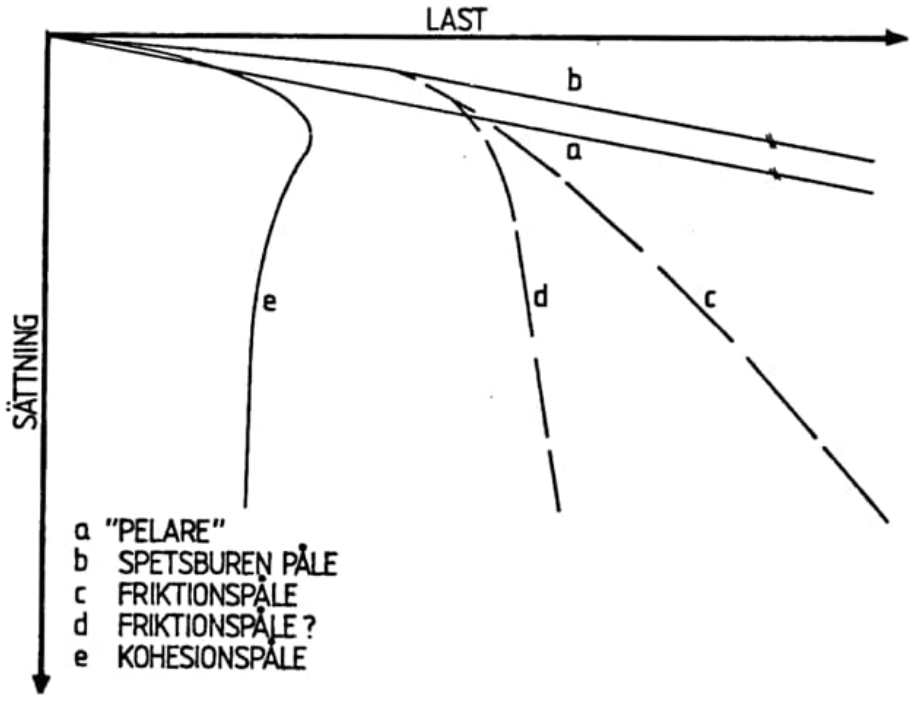
- Geostatiska metoder som baseras på jordens inre friktionsvinkel och klassisk jordmekanik.
- Empiriska metoder där korrelation görs till geotekniska undersökningsmetoder såsom SPT, CPT och pressometer.
- En kombination av geostatisk metod och direkt empiri. I den här gruppen finns ICP-metoden, som baseras på en kombination av kavitationsteori, Mohr-Coulombs brottkriterium och korrelation till CPT-sondering.

Verifiering med enbart beräkningar medför ofta en hög total säkerhetsfaktor och pålarna blir därmed onödigt långa. Detta gäller speciellt för geostatiska metoder och metoder baserade på SPT- eller hejarsonderingar, vilket hänger samman med dessa metoders mycket stora spridning av resultat, vilket i sin tur återspeglas i höga modellfaktorer för beräkningsmetoderna. Faktorerna är lägre för CPT-baserade beräkningsmetoder, som LCPC- och ICP-metoderna. För dessa har avsevärt mycket bättre överenstämmelse med statiska provbelastningar kunnat visas. Se vidare 7.7.3.7. En genomgång av ett flertal beräkningsexempel med olika metoder återfinns i Bilaga 7A.

Därför används den vid projekteringen beräknade (med karakteristiska värden) pållängden istället vanligen som utgångslängd vid grundläggningsarbetena, men verifieringen av den geotekniska bärförmågan utförs med slag-/ sjunkningsmätning och dynamisk provning med efterföljande signalmatchning (CAPWAP). Partialsäkerhetsfaktorerna blir då mycket lägre och förfarandet därmed betydligt mer lönsamt. Detta är dock avhängigt projektets storlek, vid mindre pålentreprenader kan verifieringen vara tvungen att utföras med enbart beräkningar, vilket till största delen beror på att provpålar, för vilken bärförmågetillväxt behöver påräknas, inte får störas av omkringliggande produktionspålning. I mindre projekt hinner inte heller pålarnas bärförmåga växa tillräckligt innan installationen är klar och avetablering av maskinerna sker. Lägg märke till att om dimensionering ska utföras enbart med beräkningar så behöver det geotekniska underlaget utgöras av sonderingar till minst samma djup som pålarna avses nå. Sker beräkningarna med ICP eller LCPC-metoderna, så måste underlaget, dvs. CPT-sonderingar vara utförda till dessa djup.

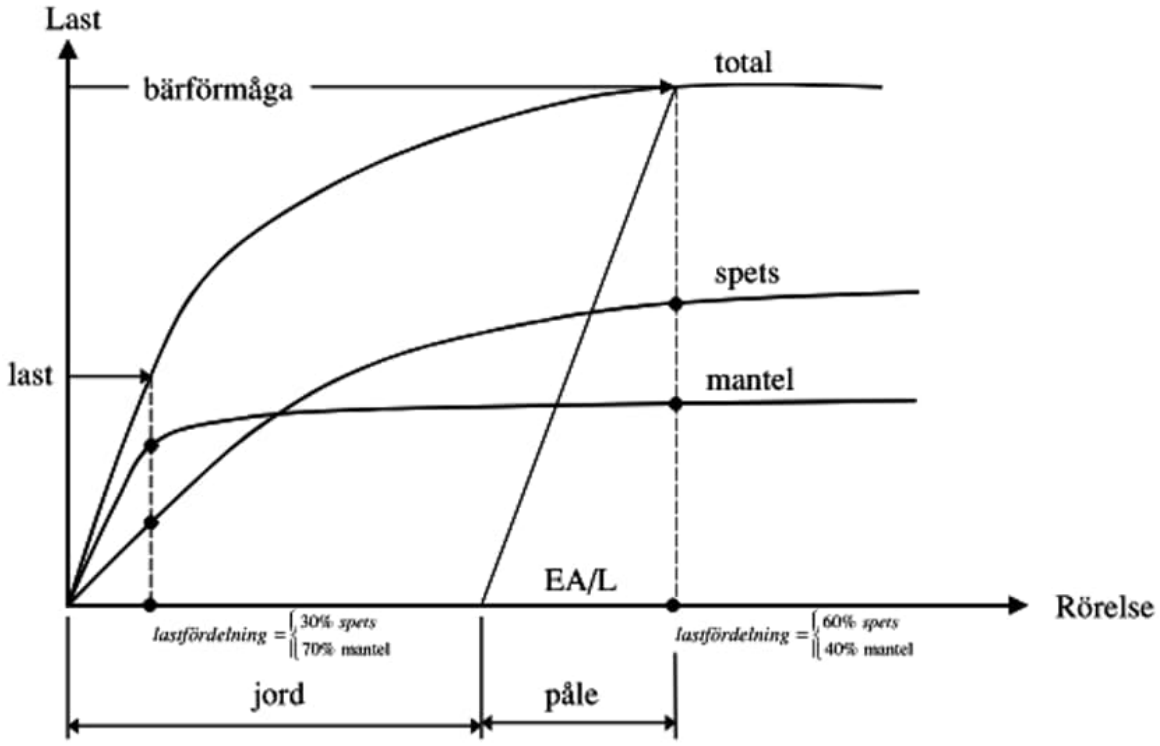
7.7.3.1 Lastfördelning och styvhet hos påle-jord

Den rörelse som erfordras för att mobilisera mantelbärförmågan hos en påle är vanligtvis i storleksordningen 2,5 mm, vilket motsvarar cirka 0,5 till 2 % av pålens diameter (Fleming et al., 1992). Det är betydligt mindre än rörelsen som behövs för att mobilisera spetsbärförmågan. Den rörelse som erfordras för att mobilisera spetsbärförmåga är cirka 5 till 10 % av pålspetsens diameter vid spetsen. För en svävande påle omgiven av kohesionsjord utgör mantelmotståndet nästan hela bärförmågan. Det medför att bärförmågan kommer att mobiliseras vid en relativt liten rörelse och leder till ett ”sprött” brott, se Figur 7.26, kurva e.



Figur 7.26 Verkningssätt hos olika pålar enligt Pålkommissionens rapport 59 (Pålkommissionen, 1980).

För en svävande påle, omgiven av friktionsjord består den totala bärförmågan av både mantel- och spetsmotstånd. Det innebär att bärförmågan blir större och brott sker vid större rörelse jämfört med en svävande påle i kohesionsjord. Kurvorna c eller d i Figur 7.26 kan jämföras med den totala bärförmågan i Figur 7.27.

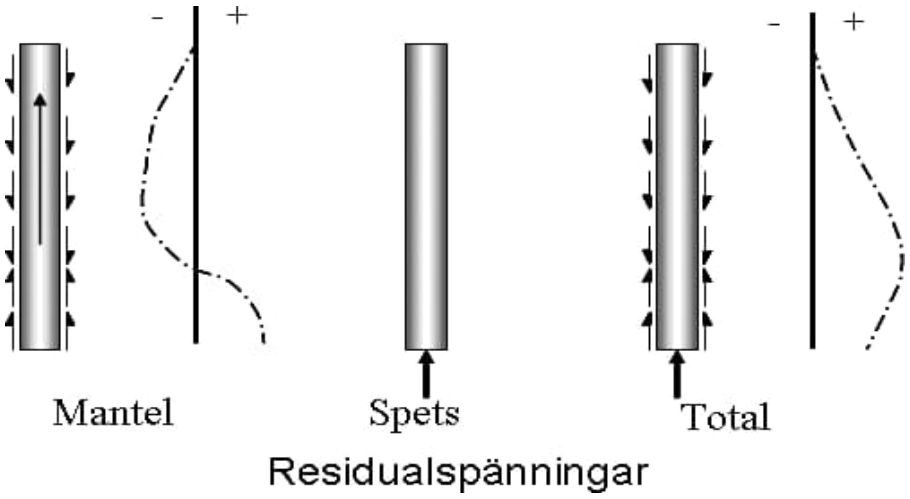


Figur 7.27 Last-rörelsesamband för en friktionspåle (Pålkommissionen, 2007).

För en spetsburen påle är det oftast den konstruktiva bärförmågan (pålmaterialet) snarare än den geotekniska bärförmågan som blir dimensionerande. Eftersom spetsen står på fast underlag blir den vertikala rörelsen liten och direkt relaterad till pålens axialstyvhet. Styvheten är större än för motsvarande påle i luft (pelare) eftersom en del av lasten överförs till omgivande jord via mantelytan, se Figur 7.26, kurva b.

7.7.3.2 Inverkan av residualspänningar

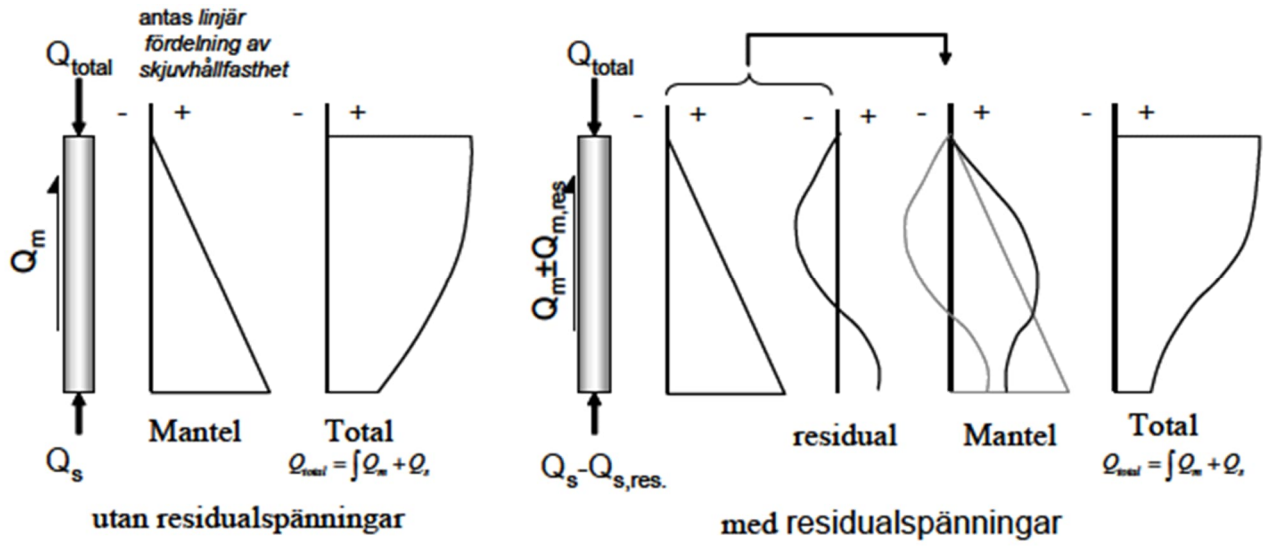
Vid slagning av en påle kommer skjuvspänningar längs manteln att vara uppåtriktade för att motstå penetrationen, dvs. i motsats till pålens rörelseriktning. Även spetsmotståndet kommer under själva slaget att vara uppåtriktat. Vid återfjädringen som sen följer efter slaget kommer spetsmotståndet att försöka trycka pålen uppåt, åtminstone för den övre delen av pålen, samtidigt som pålen undergår en elastisk hoptryckning. Skjuvspänningar längs manteln kommer samtidigt att verka nedåtriktade för att motverka detta, utom just på nedre delen av manteln som också kommer påverkas av uppåtriktade skjuvspänningar precis som spetsen. Dessa inbyggda spänningar som blir kvar i pålen efter slaget och återfjädring benämns residualspänningar, se Figur 7.28.



Figur 7.28 Residualspänning i en slagen påle (Pålkommissionen, 2007).

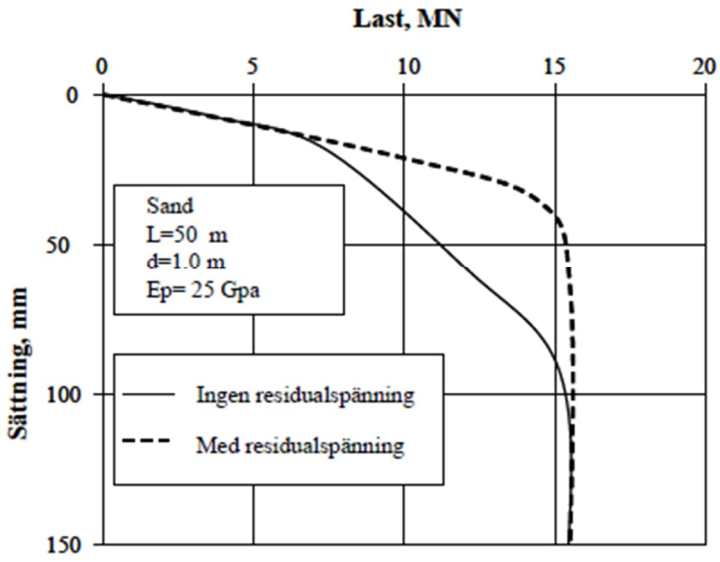
Pållängden är en viktig faktor för storleken på residualspänningarna. Om pålen är kort (hög styvhet) och är slagen i sand kommer spetsmotståndet att vara stort jämfört med mantelmotståndet och följaktligen kommer också små residualspänningar att bli kvar i pålen. Vid en ökning av pålens längd kan större mantelfriktion mobiliseras och således kan också högre residualspänningar utvecklas. Drivningsmotståndet är också en viktig faktor för storleken på residualspänningarna. Ett stort spets- och mantelmotstånd, dvs. slagning i fast lagrad jord, möjliggör stora residualspänningar, förutsatt att pålen är lång, dvs. har låg styvhet.

För tryckbelastade pålar är den totala bärförmågan lika med summan av spets- och mantelbärförmågan. Residualspänningar leder till att pålens spetsmotstånd vid tryckbelastning blir mindre än det annars skulle bli, se Figur 7.29. Mantelmotståndet kommer däremot att bli större på grund av residualspänningarna. Totalt sett blir det dock ingen skillnad i bärförmåga.



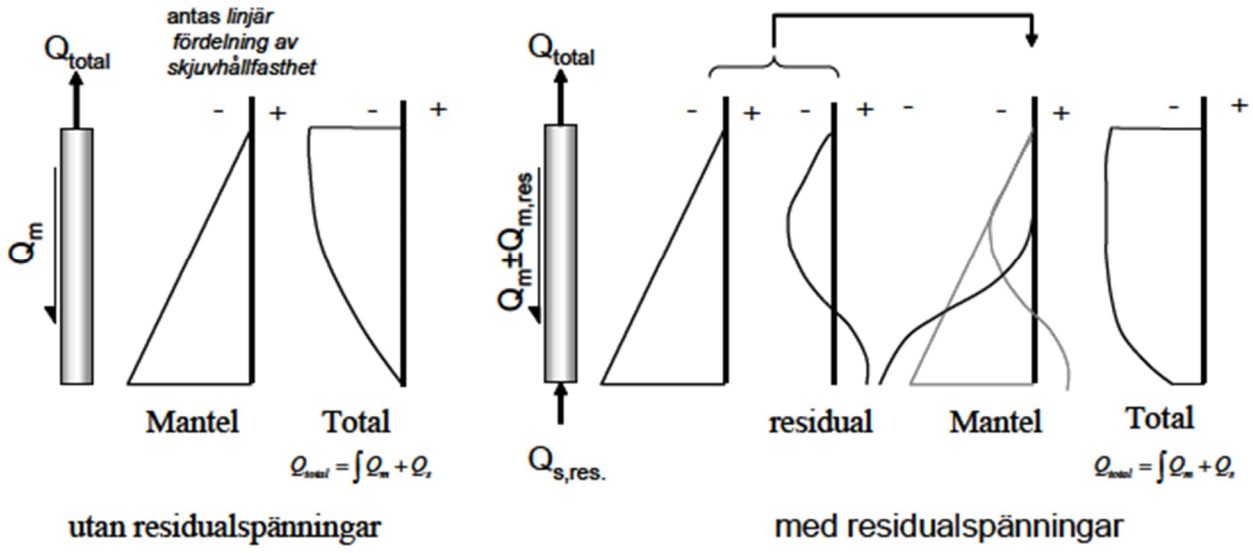
Figur 7.29 Residualspänning vid tryckbelastning (Pålkommissionen, 2007).

Poulos (1987) visade att för en påle med relativt låg axial styvhet medför residualspänningarna att pålens totala styvhet ökar jämfört med en påle utan några residualspänningar. Detta beror på att den nedåtriktade mantelfriktionen måste ändra riktning när den utsätts en tryckbelastning, se Figur 7.30. Figuren visar för det aktuella exemplet att denna effekt verkar först när den pålagda lasten är ungefär 50 % av brottlasten.



Figur 7.30 Inverkan av residualspänning på en påles styvhet (Poulos, 1987).

När det gäller dragbelastning blir det tvärtom på grund av residualspänningarna, dvs. mantelmotståndet blir mindre eftersom spetsen redan är utsatt för en uppåtriktad kraft, se Figur 7.31 Det är viktigt att poängtera att inverkan av residualspänningarna inte har någon påverkan på den totala bärförmågan, vare sig i tryck eller drag. Den påverkar endast fördelningen mellan spetsen och manteln och fördelningen längs manteln.



Figur 7.31 Residualspänning vid dragbelastning (Pålkommissionen, 2007).

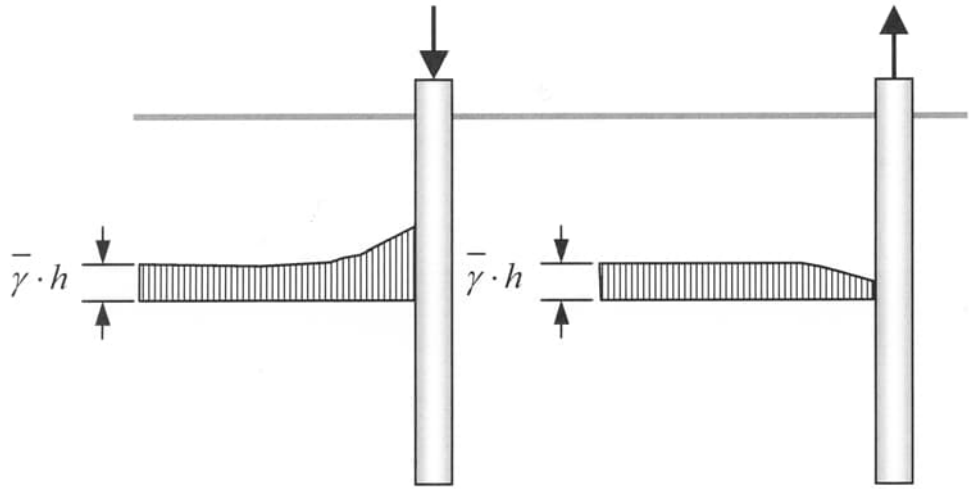
7.7.3.3 Skillnad mellan drag- och tryckbelastning

Vid tryckbelastning av en påle kommer mantelmotståndet att medföra en ökning av den vertikala effektivspänningen (överlagringstrycket) kring pålen. Detta medför också en ökning av den horisontella spänningen vinkelrätt mot mantelytan. Vid dragbelastning kommer däremot mantelmotståndet som utvecklas att medföra en minskning av överlagringstrycket, se Figur 7.32.

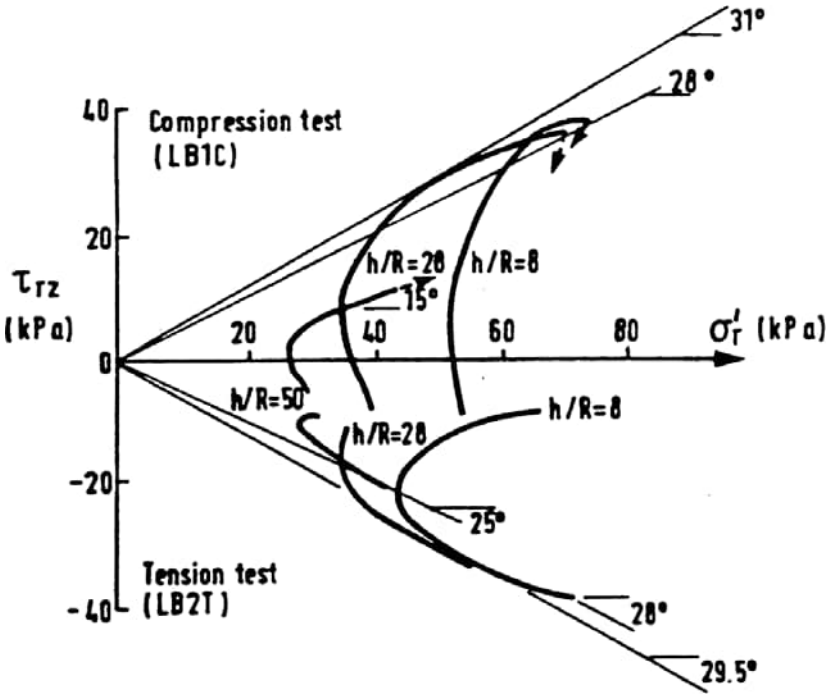
Den relativa ökningen eller minskningen av överlagringstrycket orsakad av det mobiliserade mantelmotståndet när pålen belastas beror främst på råheten hos mantelytan och på slankhetstalet *L/d*.

Figur 7.33 illustrerar utvecklingen av skjuvspänning och radiell spänning i friktionsmaterialet vid kontaktytan mot pålen under både tryck- och dragbelastning. Spänningsvägarna för tryckbelastade pålar visar en ökning i den effektiva radiella spänningen. Dessutom visar figuren att skjuvspänningen för tryckbelastade pålar ändrar riktning från att vara nedåtriktad (negativt värde på grund av residualspänningar) till att bli uppåtriktad under belastning.

Vid belastningen kommer sedan skjuvspänningen först att reduceras till noll och vid fortsatt belastning kommer positiva skjuvspänningar att utvecklas fram till brott. Som framgår i figuren minskar först den radiella spänningen för dragbelastade pålar för att sedan börja öka igen innan den når brott. Denna minskning är något större för pålar i drag än i tryck.



Figur 7.32 Fördelning av överlagringstryck runt en påle (Broms & Silberman, 1964).



Figur 7.33 Skjuvspänning plottad mot radiell effektivspänning (σ'_r) under drag- och tryckbelastningar (Lehane et al., 1993).

7.7.3.4 Geostatiska metoder baserad på effektivspänningsanalys

Det finns ett flertal geostatiska beräkningsmodeller som baseras på klassisk jordmekanik. Med klassisk jordmekanik menas i det här avseendet att spetsbärförmågan beräknas enligt Terzaghis bärighetsformel med en bärförmågefaktor, N_q, härledd på motsvarande sätt som allmänna bärighetsekvationen för fundament, dvs. på basis av jordens inre friktionsvinkel. Mantelbärförmågan beräknas enligt Coulombs brottkriterium, där mantelmotståndet antas öka proportionellt med den vertikala effektivspänningen och normalspänningen mot manteln beräknas enligt jordtrycksteori med en jordtryckskoefficient.

Den internationellt mest spridda geostatiska beräkningsmetoden är den som American Petroleum Institute (API) publicerat i API-RP-2A (1993). Den s.k. API-metoden bygger på arbeten av Dennis och Olson (1983) och parametrar har valts efter en korrelation mot en databas av provbelastningar. Metoden utvecklades i första hand för dimensionering av både öppna och slutna stålrörspålar, men databasen innehåller även en stor andel slagna betongpålar och har kommit att användas för alla typer av slagna pålar. I Sverige har en liknande metod för geostatisk dimensionering ofta använts. Den beskrivs i bl.a. Handboken Bygg Geoteknik (Svensk Byggtjänst, 1984) och är baserad på Broms & Silberman (1964). I handboken Pålgrundläggning (Olsson och Holm, 1993) beskrivs en metod enligt en tidigare version av norska Peleveiledningen (1991).

I denna handbok kommer i första hand API-metoden att redovisas och diskuteras eftersom den genomgått vetenskaplig granskning och utvärdering. Metodens svagheter och brister är därför relativt väl belysta, se t.ex. Toolan et al. (1990).

Geostatiska beräkningsmodeller baserade på klassisk jordmekanik kan sammanfattas enligt Ekvation 7-43 (se Figur 7.34). Ekvationen gäller här för en homogen jord och pålens egenvikt har försummats. Om jorden är inhomogen är det ofta lämpligt att utföra beräkningarna för mantelmotståndet i lämpliga skikt som sedan summeras.

$$R = R_m + R_s = f_m A_m + q_s A_s \qquad \textbf{Ekvation 7-43}$$

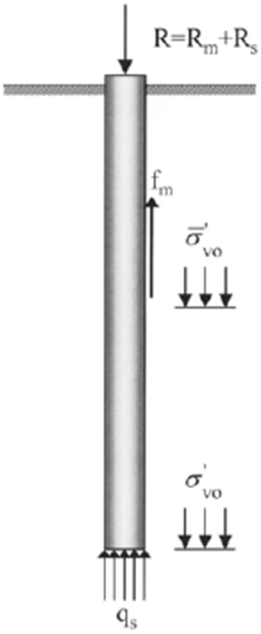
där mantelmotståndet beräknas enligt:

$$f_m = K_m \overline{\sigma}'_{v0} \tan \delta'_m \qquad \textbf{Ekvation 7-44}$$

och spetsmotståndet beräknas enligt:

$$q_s = \sigma'_{v0} \cdot N_q \qquad \textbf{Ekvation 7-45}$$

där
$R; R_m; R_s$ = total, mantel- respektive spetsbärförmåga
$F_m; q_s$ = mantel- resp spetsmotstånd
N_q = bärighetsfaktor för spetsmotstånd
A_m; A_s = mantel- respektive spetsarea
K_m = jordtryckskoefficient vid manteln i brottgränstillstånd
$\overline{\sigma}'_{v0}, \sigma'_{vs}$ = vertikalt effektivtryck vid mantel (medelvärde) respektive vid spetsen
δ'_m = friktionsvinkel mellan jord och mantel.



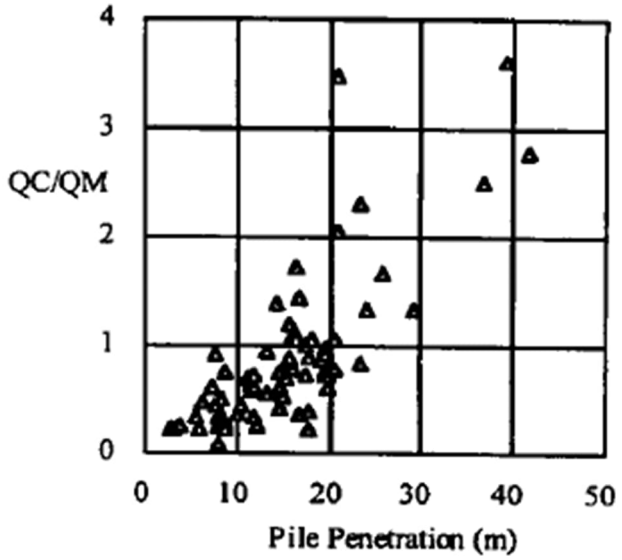
Figur 7.34 Parametrar vid geostatisk beräkning (Pålkommissionen, 2007).

7.7.3.4.1 Synpunkter på geostatiska metoder

Vid dimensionering med geostatiska metoder är det viktigt att man har god kännedom om pålningsförhållandena på platsen eftersom spridningen i resultaten av erfarenhet är mycket stor. Det rekommenderas därför att man utför en rimlighetsbedömning av sina resultat, exempelvis genom jämförelse med provbelastningsdata för liknande påltyp, pållängd och jordegenskaper. Metoderna kan användas för en uppskattning av bärförmågan men den dimensionerande bärförmågan bör sedan bestämmas genom provbelastning.

API-metoden ger normalt bärförmågevärden för långa pålar (> cirka 20 m) som ligger på den osäkra sidan. För pålar kortare än cirka 20 m anges att API-metoden leder till en överdimensionering på i snitt 20 – 40 %. Det anges också att stora avvikelser förekommer vid löst lagrad friktionsjord respektive mycket fast lagrad friktionsjord. I Figur 7.35 har kvoten mellan beräknad bärförmåga, QC, enligt API och verklig bärförmåga från provbelastningar, QM, plottats mot pålens längd i jord (Olson & Iskander 1998). Databasen består av 76 provbelastningar, varav 46 är stålrörspålar (13 öppna, 35 slutna) och 28 är förtillverkade betongpålar. Tillväxttiden för de 30 pålarna där man hade sådana uppgifter varierade mellan 14 timmar och 30 dagar.

När QC/QM = 1 så motsvarar beräkningen resultatet från provbelastningen. QC/QM <1 innebär en överdimensionering och motsatsen en underdimensionering av pålarna. Slutsatsen som kan dras är att detta är en mycket osäker beräkningsmodell.



Figur 7.35 Kvoten mellan beräknad bärförmåga enligt API-metoden (QC) och verklig bärförmåga från provbelastningar (QM) som funktion av nedslagningsdjup (Olson & Iskander, 1998).

Det finns starka invändningar mot dessa metoder eftersom de i många avseenden ger en förenklad bild över hur en påle i friktionsjord i fungerar. Metoderna ger ingen fysikalisk förklaring till flertalet av de faktorer som påverkar bärförmågan såsom:

- Att valvverkan gradvis ökar desto mer pålen drivs ned i jorden. Detta betyder att normalspänningen mot pålen ej är proportionell mot effektivspänningen. I Beta-metoden tas hänsyn till detta på ett förenklat sätt.
- Tidsberoende effekter (åldring och krypning) som leder till en gradvis ökning av bärförmågan med tiden.
- Skillnaden i bärförmåga för dragna respektive tryckta pålar.
- Hur mantelmotståndet ökar med djupet (gränsvärden blir oftast dimensionerande för långa pålar).

Metoder baserade på klassisk jordtrycksteori bör betraktas som empiriska beräkningsmodeller där riktvärden på de ingående parametrarna K_m och δ'_m är valda för att i första hand ge den bästa korrelationen mot provbelastningsresultat. I motsats till vad som används i metoder baserade på klassisk jordtrycksteori visar omfattande laboratorieförsök att δ'_m egentligen minskar med ökande partikelstorlek, se Figur 7.40 i avsnitt 7.7.3.5.3.

En annan invändning är de mer eller mindre godtyckliga gränsvärdena på spets- och mantelmotstånd som ansätts för att få en bättre korrelation mot provbelastningar. Dessa metoder har visat sig ge mycket stor spridning jämfört med provbelastningar och därför föreslås att de endast används vid överslagsdimensionering, t.ex. för att bestämma preliminära pållängder inför en provpålning. Eftersom de generellt ger osäkra resultat betyder det också att höga säkerhetsfaktorer måste användas, vilket naturligtvis leder till en oekonomisk grundläggning.

En annan orsak som ökar osäkerheten hos dessa typer av metoder är att de oftast används när man har bristfälliga geotekniska utredningar. Exempelvis är det vanligt att lagringstätheten och friktionsvinkeln endast utvärderats från vikt- eller hejarsondering. Om däremot CPT är utförd så är det mer sannolikt att man tillämpar CPT-baserade metoder som är mer tillförlitliga.

7.7.3.4.2 β-metoden, mantelbärförmåga i friktionsjord

Toolan et al. (1990) visade att API-metoden inte ger tillförlitliga resultat i lös sand respektive mycket fast lagrad sand. Istället föreslogs en alternativ metod för att beräkna mantelbärförmågan (spetsbärförmågan beräknas dock med API enligt ovan). Hänsyn till den gradvisa reduktionen av mantelmotståndet som sker under neddrivningen, så kallad friktionsutmattning, tas genom att mantelmotståndet beräknas separat för de nedersta 10 m enligt Ekvation 7-46.

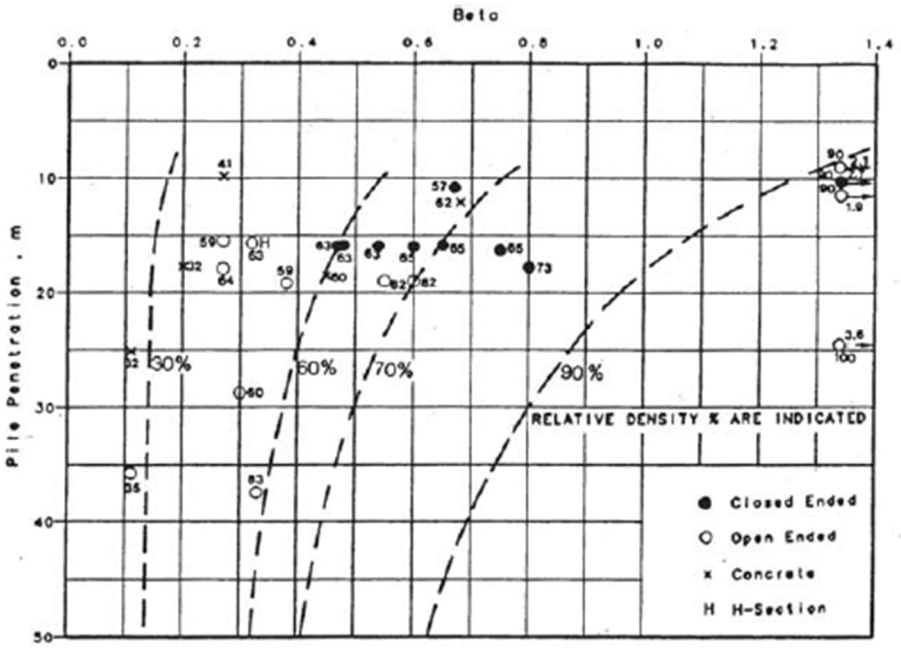
$$f_{m,10} = \beta \cdot \sigma'_{v0}$$ **Ekvation 7-46**

där
$f_{m,10}$ = mantelmotståndet på pålens nedersta 10 m
β = korrelationsfaktor
σ'_{v0} = vertikalt effektivtryck vid aktuell nivå.

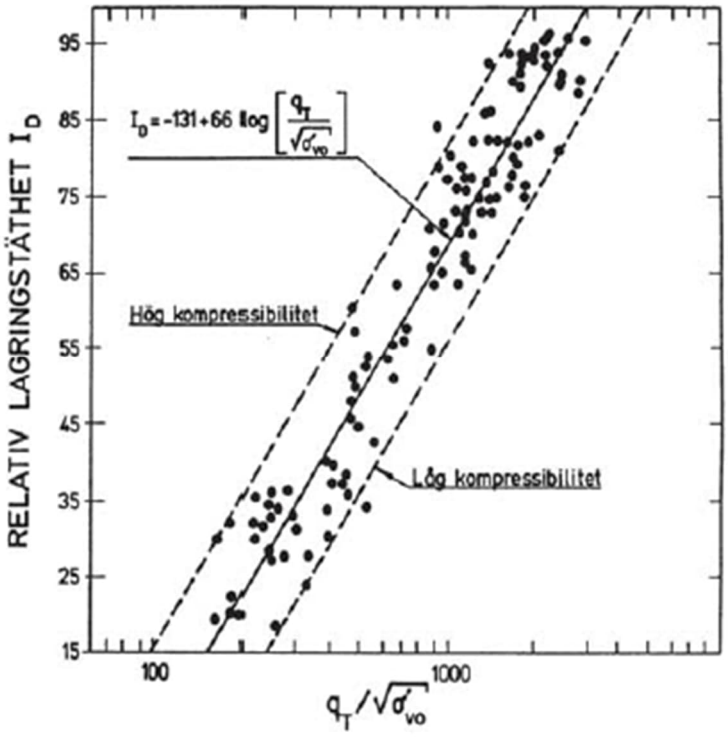
Korrelationsfaktorn är en funktion av jordens relativa lagringstäthet (eng: relative density) och nedslagningsdjup, se Figur 7.36. Den relativa lagringstätheten in-situ kan förslagsvis utvärderas från CPT-sondering enligt SGI Information 15 (SGI, 2015) som baseras på Lancelotta (1983), se Figur 7.37. Mantelmotståndet för den resterande (ovanförliggande) delen av manteln beräknas med en konstant faktor enligt:

$$f_m = 0{,}24 \cdot \sigma'_{v0}$$ **Ekvation 7-47**

För stålrörspålar med öppen spets ska korrelationsfaktorn och gränsvärdena enligt Tabell 7.18 och Figur 7.36 reduceras med 20 %.



Figur 7.36 Utvärdering av korrelationsfaktorn, Beta, som funktion av nedslagningsdjup och lagringstäthet (Pålkommissionen, 2007).



Figur 7.37 Relativ lagringstäthet för sand (kvartssand) utvärderad från CPT-sondering enligt SGI Information 15 (SGI, 2015) som baseras på Lancelotta (1983). Det totala spetstrycket q_T (~ q_c när portrycket, u är försumbart) och σ'_{v0} anges i kPa.

7.7.3.4.3 API-RP-2A metoden, spets- och mantelbärförmåga

Spetsbärförmåga

Det finns ett flertal olika härledningar av bärighetsfaktorn N_q och skillnaden är rätt stor dem emellan. De värden på N_q som används API-RP-2A är baserade på härledningar av Berezantsev et al. (1961). Enligt Ekvation 7-45 ökar spetsbärförmågan linjärt med djupet med ökande vertikal effektivspänning. På basis av experiment utförda på instrumenterade pålar visade däremot Kerisel (1961) och Vesic (1969) att spetsbärförmågan inte alls ökar linjärt med djupet. Resultaten indikerade snarare att under ett visst kritiskt djup, som motsvarar cirka 10 till 20 gånger påldiametern beroende på friktionsvinkeln (lagringstätheten), förblir både spetsmotståndet och mantelmotståndet i princip konstant. Vesic förklarade detta fenomen med att ett jordvalv bildas kring pålen under nedslagningen. Även Meyerhof (1976) och Coyle & Castello (1981) föreslog på basis av provbelastningsdata att spetsbärförmågan kan förutsättas bli konstant vid ett visst djup men istället vid 10 till 30 gånger påldiametern. Tomlinson (1994) menar att detta antagande är alldeles för konservativt och att fältförsök och teoretiska analyser snarare visar att spetsmotståndet ökar med djupet även under detta kritiska djup men med avtagande tendens. I API-metoden begränsas spetsbärförmågan genom att ansätta ett övre gränsvärde på spetsmotståndet beroende på jordart och lagringstäthet, se Tabell 7.18.

Mantelbärförmåga

Även för mantelbärförmågan används i geostatiska metoder konceptet med ett kritiskt djup under vilket mantelmotståndet antas bli konstant eller så ansätts ett övre gränsvärde. I API-metoden används ett övre gränsvärde för att begränsa mantelmotståndet vid stora nedslagningsdjup, se Tabell 7.18. Enligt en metod som presenteras bland annat i Handboken Bygg Geoteknik (Svensk Byggtjänst, 1984) som är baserad på Broms & Silberman (1965), används 20 gånger diametern som kritiskt djup både för spets- och mantelmotstånd. Tomlinson (1994) och många andra har invändningar mot konceptet med kritiskt djup och menar att det är fel eftersom både spets- och mantelbärförmågan i verkligheten ökar med djupet i en homogen jord, dock med avtagande tendens. I dagsläget verkar detta

vara den rådande uppfattningen. Sammanfattningsvis kan sägas att det för närvarande inte finns någon generellt accepterad teori kring hur mantelbärförmågan varierar med djupet.

Parametervärden enligt API-RP-2A

Vid dimensionering enligt API-metoden används Ekvation 7-43 - Ekvation 7-45 enligt ovan. I Tabell 7.18 redovisas dimensioneringsvärden för metoden. För jordtryckskoefficienten K_m används värdet 1,0 för helt massundanträngande pålar och 0,8 för slagna öppna rörpålar utan någon utvecklad plugg. Samma värden används oavsett om belastningen är i tryck eller drag. Enligt databasen uppvisade de fåtal pålar som var belastade i både drag och tryck i verkligheten cirka 10 – 15 % lägre mantelbärförmåga i drag, men detta valdes att försummas i ljuset av den i övrigt stora spridningen i resultatet. Av samma anledning görs ingen skillnad mellan stål och betongpålar.

Tabell 7.18 Parametervärden enligt API RP-2A (1993).

Lagringstäthet och jordart	δ'_m	Gränsvärde mantelfriktion [kPa]	Bärförmåge-faktorn Nq	Gränsvärde spetsmotstånd [MPa]
Mycket lös lagrad sand Löst lagrad sand/silt Medelfast lagrad silt	15	48	8	1,9
Löst lagrad sand Medlefast lagrad sand/silt Fast lagrad silt	20	67	12	2,9
Medelfast lagrad sand Fast lagrad sand/silt	25	81	20	4,8
Fast lagrad sand Mycket fast lagrad sand/silt	30	96	40	9,6
Fast lagrat grus Mycket fast lagrad sand	35	115	50	12,0

7.7.3.5 Dimensionering baserad på CPT-sonderingsresultat

7.7.3.5.1 *Inledning*

Eftersom samma parametrar styr nedträngningen av både en sondstång och en påle anses påldimensionering baserad på sondering, speciellt CPT, ge tillförlitligare resultat än metoder baserade på klassisk jordtrycksteori. Det existerar ett flertal metoder för att dimensionera friktionspålar som baseras på direkta korrelationer mellan provbelastningsdata och geotekniska undersökningsmetoder. De som används mest idag är baserade på CPT. Men det finns även metoder som bygger på bland annat SPT-sondering och pressometerförsök. Olson (1990) har också redovisat dimensioneringsvärden för API-metoden som baseras på SPT-sondering.

Bandini & Salgado (1998) sammanfattade de förekommande metoderna för dimensionering av pålar baserade på CPT-sondering och SPT- sondering. Det visar sig existera hela 17 olika beräkningsmetoder. Metoderna har utvecklats för olika påltyper och jordarter. När det gäller SPT redovisas och kommenteras en metod enligt Decourt (1982) och när det gäller CPT redovisas en metod av Bustamante & Gianeselli (1982).

Metoderna har valts eftersom de har visat sig ge bättre resultat än de flesta av de andra metoderna vid jämförelser mot databaser med provbelastningsdata, se till exempel Rankka (Pålkommissionen, 1991), Brown (2001), Puppala & Moalim (2002) och Abu-Farsakh & Titi (2004). Vidare är metoderna välkända och allmänt accepterade bland geotekniker internationellt.

7.7.3.5.2 LCPC metoden

CPT-baserad dimensionering

Bustamante & Gianesellis (1982) metod för bestämning av en påles bärförmåga, som även benämns LCPC-metoden, sammanfattas enligt följande ekvation:

$$R = q_{c,s} \cdot S_1 \cdot A_s + q_{c,m} \cdot S_2 \cdot A_m \qquad \textbf{Ekvation 7-48}$$

där
$q_{c,s}$ = sonderingsmotstånd vid spetsen
$q_{c,m}$ = sonderingsmotstånd längs manteln
S_1, S_2 = korrelationsfaktor för spets respektive mantel
A_s, A_m = area, spets respektive mantel.

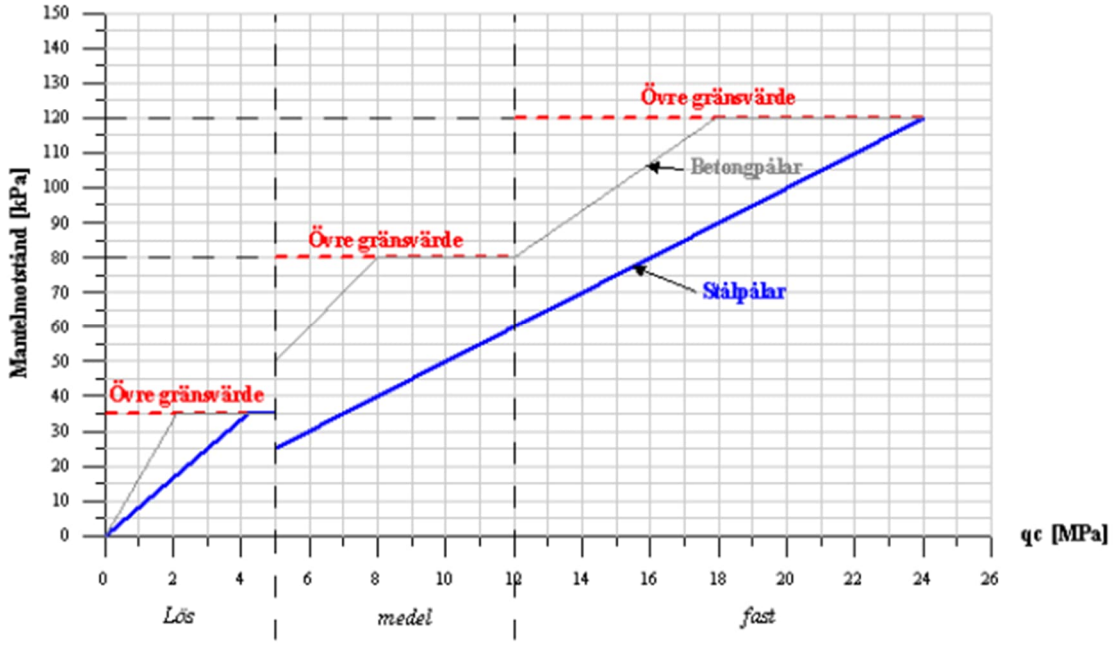
Vidare ska $q_{c,s}$ bestämmas enligt följande:

- Jämna ut kurvan genom att ta bort kraftiga toppar och dalar.
- Beräkna $q_{c,s}$ som medelvärdet inom ett avstånd ovanför och under spetsen på 1,5 påldiameter.
- Värden som är större än 1,3 gånger det utjämnade medelvärdet både under och över pålspetsen, samt värden mindre än 0,7 gånger det utjämnade medelvärdet ovanför pålspetsen, ska ej medräknas.

I Tabell 7.19 redovisas korrektionsfaktorerna S_1 och S_2 för spets- respektive mantelmotståndet i olika friktionsjordar för slagna betongpålar och slagna stålpålar enligt Ekvation 7-48. Vidare redovisas ett övre gränsvärde på mantelmotståndet ($q_{c,m} \cdot S_2$). Om jorden är inhomogen är det ofta lämpligt att utföra beräkningarna för mantelmotståndet i lämpliga skikt som sedan summeras. I Figur 7.38 redovisas korrelationsfaktorerna för sand i diagramform tillsammans med de övre gränsvärdena. Gränserna för relativ fasthet skiljer sig något från de svenska gränsvärdena där gränsen mellan medelhög och hög relativ fasthet går vid $q_c = 10\ MPa$.

Tabell 7.19 Korrelationsfaktorer för spets- och mantelmotstånd (Pålkommissionen, 2007).

Jordtypsamt relativ fasthet [kPa]	Krav på qc [MPa]	Korrelations-faktor S_1	Korrelationsfaktor S_2		Övre gränsvärde på $q_{c,m}S_2$	
			Slagna betongpålar	Slagna stålpålar	Slagna betongpålar	Slagna stålpålar
Siltig sand / löst lagrad sand	< 5	0,5	0,0167	0,0083	35	35
Medelfast lagrad sand / grus	5-12	0,5	0,0100	0,0050	80	80
Fast /mkt fast lagrad sand och grus	> 12	0,4	0,0067	0,0050	120	120



Figur 7.38 Korrelationsfaktorer och övre gränsvärden för mantelmotståndet i sand enligt LCPC-metoden (Pålkommissionen, 2007).

7.7.3.5.3 ICP metoden

Inledning

Senare forskning har lett till en kraftigt ökad förståelse kring hur en friktionspåle uppför sig i jorden. ICP-metoden[6] (Jardine & Chow, 1996 samt Jardine et al. 2005) är en metod som bland annat tar hänsyn till den reduktion av mantelmotstånd som sker vid kontinuerlig drivning (friktionsutmattning) samt effekten av dilatans vid pålens mantel. Metoden är semi-empirisk och har utvecklats från provbelastningar på instrumenterade pålar och korrelerats mot en databas av provbelastade stål- och betongpålar. Metoden kräver i första hand sonderingsresultat från CPT som indata. Som tidigare beskrivna metoder delas bärförmågan upp i spets- och mantelmotstånd.

Mantelmotstånd

Mantelmotståndet beräknad enligt ICP-metoden antas motsvara ett 10 dygns[7] värde (den genomsnittliga tidpunkten för vilka flertalet av provbelastningarna i databasen genomfördes). Definition av de ingående parametrarna presenteras i Figur 7.39. Mantelmotståndet baseras på Coulombs brottkriterium enligt:

$$f_m = \sigma'_{rf} \cdot tan\,\delta_{cv} \qquad \textbf{Ekvation 7-49}$$

där
f_m = lokalt värde på mantelmotståndet
σ'_{rf} = radiell tryckspänning mot manteln vid brott
δ_{cv} = friktionsvinkel mellan jord och mantelyta vid kritisk lagring, enligt Figur 7.40.

Den radiella tryckspänningen delas upp i två delar; σ'_{rc}, radiell tryckspänning i vila (efter 10 dygn) och $\Delta\sigma'_{rd}$, ökning av radiell tryckspänning vid belastning av pålen enligt:

[6] ICP = Imperial College Pile (tidigare MTD-metoden)

[7] tidigare 50 dygn, enligt Jardine & Chow (1996)

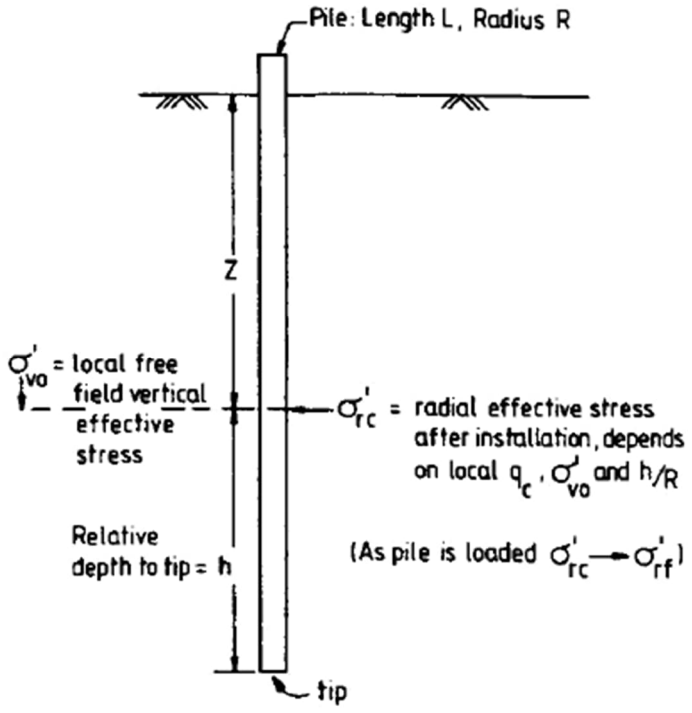
$$\sigma'_{rf} = \sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}$$ **Ekvation 7-50**

Den radiella tryckspänningen i vila beräknas i sin tur utifrån spetstrycket från CPT enligt följande empiriska samband:

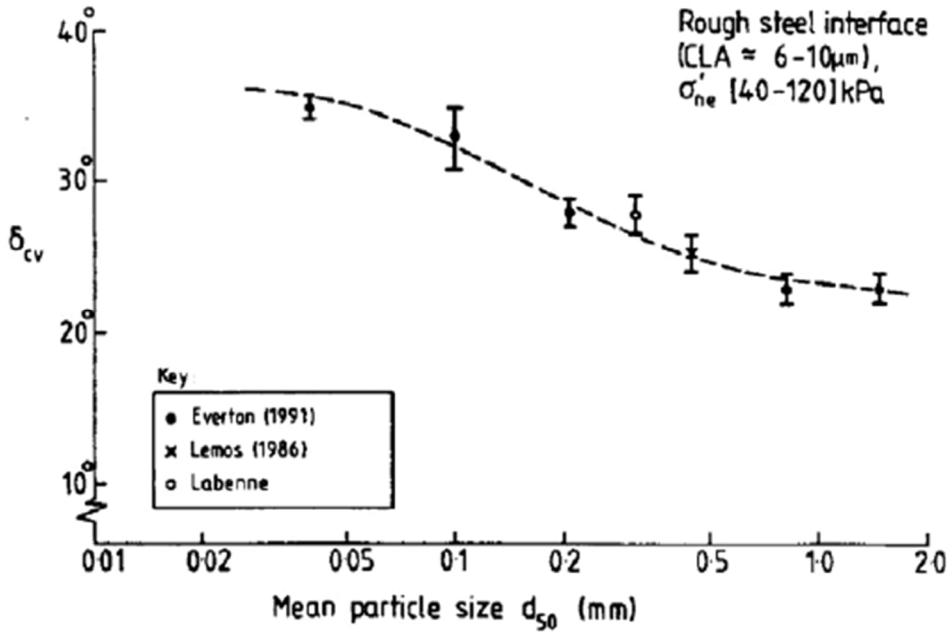
$$\sigma'_{rc} = 0{,}029 \cdot q_c \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{0{,}13} \cdot \left(\frac{h}{R}\right)^{-0{,}38}$$ **Ekvation 7-51**

där
q_c = sonderingsmotstånd enligt CPT
P_a = 100 kPa (atmosfäriskt tryck)
h = avstånd från spetsen till aktuell nivå
R = pålens radie (för en kvadratisk påle: $R_{ekv} = {B}/{\sqrt{\pi}}$.

Förhållandet ${h}/{R}$ får ej sättas till mindre än 8.



Figur 7.39 Definition av ingående parametrar (Jardine & Chow, 1996).



Figur 7.40 Friktionsvinkel mellan stål och sand vid kritisk lagring som funktion av partikelstorleken (Jardine et al., 1993).

Ökningen av radiell tryckspänning på grund av dilatans vid manteln på grund av pålens ytråhet beräknas sedan enligt kavitationsteori med följande uttryck:

$$\Delta\sigma'_{rd} = \frac{2 \cdot G \cdot \delta_h}{R}$$ **Ekvation 7-52**

där
G = jordens initiella skjuvmodul
δ_h = dilatans på grund av pålens ytråhet.

Jorden initiella skjuvmodul G kan t.ex. utvärderas från CPT enligt Baldi et al. (1989), se beräkningsexempel i Bilaga 7A för en närmare beskrivning av metoden.

För grova stålrörspålar ansätts en dilatation δ_h = 0,02 mm i Ekvation 7-52. För att ta hänsyn till en betongpåles något råare mantelyta föreslås istället att δ_h = 0,03 mm används (Axelsson, 2000). Värdet kan antas gälla först efter cirka 10 dygns bärförmågetillväxt.

För stålrörspålar med öppen spetsände måste hänsyn tas till att utstansning av jorden leder till en spänningsreduktion vid manteln. Detta görs genom att pålradien R i ekvationerna ovan ersätts med ett ekvivalent pålradie R^* enligt:

$$R^* = \sqrt{R_y^2 - R_i^2}$$ **Ekvation 7-53**

där
R_y och R_i är yttre respektive inre pålradie.

Spetsmotstånd

Enligt ICP -metoden beräknas spetsmotståndet rent empiriskt utifrån CPT. Hänsyn tas till att bärförmågan minskar med ökande påldiameter, D, enligt följande:

$$q_s = q_c \cdot \left(1 - 0{,}5 \cdot log\frac{D}{D_{CPT}}\right) \qquad \textbf{Ekvation 7-54}$$

där

q_c = sonderingsmotstånd enligt CPT, medelvärdesbildat 1,5 påldiametrar ovan och under spetsen

D_{CPT} = 36 mm (CPT-spetsens diameter).

Kritik mot ovanstående uttryck för spetsmotståndet har framförts från Randolph (2003) och gäller hur spetsmotståndet från provbelastningarna har tolkats. Han menar att något tydligt bevis på att bärförmågan är diameterberoende inte kan urskiljas från de redovisade fallen i databasen. Han föreslår att förhållandet mellan spetsmotståndet och sonderingsmotståndet q_s / q_c istället sätts generellt till 0,4, dvs. är oberoende av påldiametern. Detta värde är likvärdigt med det som rekommenderas enligt LCPC-metoden. Jardine et al. (2005) föreslår, som ett visst erkännande av Randolphs kritik, att ett undre gränsvärde q_s / q_c = 0,3 används för stora pålar. Enligt Ekvation 7-54 blir gränsvärdet verksamt först då påldiametern överskrider cirka 0,9 m.

För stålrörspålar med öppen spets och med **fullt utvecklad plugg** ska endast 50 % av spetsmotståndet i ekvationen ovan utnyttjas och detta vid en utvecklad spetsrörelse på *D*/10.

För stålrörspålar utan fullt utvecklad plugg är ett konservativt angreppssätt att endast medräkna den effektiva stålarean vid spetsen, dvs. den som är i direktkontakt med jorden enligt:

$$q_s = q_c \cdot \pi \cdot \left(R_y^2 - R_i^2\right) \qquad \textbf{Ekvation 7-55}$$

Dragbelastade pålar

Enligt ICP-metoden beräknas mantelmotståndet i drag genom att reducera den radiella tryckspänningen i vila, σ'_{rc} med 20 %:

För dragna pålar är det dock rimligt att även $\Delta\sigma'_{rd}$ reduceras. Detta beroende på att den gynnsamma ökningen av pålens tvärmått som sker vid tryckbelastning uteblir och istället blir det en minskning av tvärmåttet. Denna effekt beskrivs mer ingående i avsnitt 7.7.3.3. För att ta hänsyn till denna effekt föreslås därför även att $\Delta\sigma'_{rd}$ i Ekvation 7-56 reduceras med 20 % dvs.:

$$f_{mt} = 0{,}8 \cdot (\sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}) \cdot tan\,\delta_{cv} \qquad \textbf{Ekvation 7-56}$$

För pålar med öppen ände skall f_{mt} beräknad enligt ovan, reduceras med ytterligare 10 %.

Synpunkter på ICP-metoden

ICP-metoden är utvecklad och korrelerad mot i första hand stålrörspålar. Erfarenheterna från betongpålning är därför relativt begränsad. Trots att metoden är semi-empirisk är den dock intressant eftersom den tar hänsyn till egenskaper som friktionsutmattning och bärförmågetillväxt. Bärförmågan som bestäms enligt metoden motsvarar 10-dygnsvärdet varför bara en del av den möjliga bärförmågetillväxten är inberäknad. Två parametrar är tidsberoende enligt metoden, den radiella tryckspänningen i vila σ'_{rc} samt dilatationen δ_h mellan mantelytan och omgivande jord. Båda dessa kan antas öka linjärt med tidslogaritmen (se avsnitt 7.7.3.10 angående bärförmågetillväxt).

Vid jämförelser med provbelastningar i databasen uppvisade ICP-metoden enligt Jardine et al. (2005) en variationskoefficient V = 19 % avseende spetsbärförmågan och V = 28 % avseende mantelbärförmågan. Som jämförelse gav API-metoden en variationskoefficient på V = 73 % avseende spetsbärförmågan respektive V = 60 % avseende mantelbärförmågan mot samma databas (81 st pålar).

Svenska erfarenheter, företrädesvis från 2011 och framåt, handlar främst om betongpålar med sidomått 235x235, men också om stålpålar av mindre dimensioner. Inga verifieringar med statiska provbelastningar har utförts. Istället har i stort sett samtliga projekt verifierats med hjälp av stötvågsmätningar med efterföljande signalmatchning. Här kan inte nog understrykas att utförandet av provningen måste vara korrekt och att provpålarna måste vara ostörda. Generellt kan konstateras en mycket god överenstämmelse med beräkningar enligt ICP-metoden, väl i linje med Jardine et al. (2005). Eventuellt kan konstateras att mantelbärförmågan i jordar med stort innehåll av silt tenderar att överskattas något. En fördel med en provning med stötvågsmätningar är att tidsförloppet, tillväxten av bärförmågan, kan studeras mycket noggrant genom att utföra upprepade mätningar och begränsningen till 10-dygnsvärden kan frångås, se vidare avsnitt 7.8.5.

Dessa erfarenheter ligger till grund för den nedjustering av modellfaktorn, som redovisas i rev 3 av TD Pålar, tabell 4.3 (IEG, 2016), se avsnitt 7.7.3.7.

7.7.3.6 Korrelation av hejarsondering mot SPT enligt Decourt

Förutom de ovanstående exemplen kan en friktionspåles bärförmåga beräknas med hjälp av metod föreslagen av Decourt (1982), med följande samband mellan SPT-sondering (Standard Penetration Test) och en slagen påles bärförmåga:

$$R = (3{,}3 \cdot N_{30m} + 10) \cdot A_m + n_s \cdot N_{30s} \cdot A_s \qquad \textbf{Ekvation 7-57}$$

där

n_s = korrelationsfaktor för spetsen

N_{30s} , N_{30m} = sonderingsmotstånd vid spetsen respektive längs manteln

A_s, A_m = spets- och mantelarea.

När det gäller sonderingsmotståndet N_{30} ska inte värden under 3 och över 50 användas för slagna pålar. Detta innebär ett undre gränsvärde på mantelmotståndet på 20 kPa och ett **övre gränsvärde på 175 kPa**.

För spetsmotståndet gäller att n_s = 400 i sand och n_s = 250 i sandig silt, vilket innebär övre gränsvärden på 20 MPa respektive 12,5 MPa med samma begränsningar på N_{30} som ovan. Oavsett detta föreskrivs ett maximalt **övre gränsvärde för spetsmotståndet på 15 MPa.**

Decourts metod leder till relativt stora spets- och mantelmotstånd när N_{30} enligt SPT-sondering närmar sig 50, vilket motsvarar $N_{20,netto}$ = 55 enligt Ekvation 7-58. Gränsvärdet 175 kPa för manteln är t.ex. ett mycket högt värde som sällan har noteras i svenska jordar. Speciellt stor försiktighet är därför motiverad vid stora motstånd med hejarsondering. Hejarsonderingar är dessutom behäftade med stora osäkerheter, speciellt på djup större än cirka 20 m, se vidare kapitel 2.

Eftersom SPT-sondering mycket sällan utförs i Sverige kan istället korrelation mellan SPT-sondering och hejarsondering (HfA) användas vid dimensionering enligt SPT-metoden ovan. Man ska dock vara införstådd med att detta ökar osäkerheten i resultaten ytterligare. Hejarsondering bör därför även för översiktlig dimensionering användas med mycket stor försiktighet. Den huvudsakliga skillnaden mellan SPT och HfA är att vid SPT-sondering används ett foderrör och sonderingen utförs från botten av ett förborrrat borrhål, vilket gör att sonderingen endast påverkas av mantelmotstånd på den senaste

slagna metern. Vidare brukar en delbar provtagningsspets användas som gör att man kan ta upp jordprover. Hejarna har samma vikt, 63,5 kg, men fallhöjden är 76 cm för SPT och 50 cm för HfA. Vidare är sonderingsspetsarnas diameter 51 mm för SPT och 45 mm för HfA.

Enligt Dahlberg (1975) fås den bästa korrelationen mellan SPT (*N*) och hejarsondering (N_{20}) med följande samband, som gäller för sand:

$$N_{30} = 0{,}90 \cdot N_{20,netto}$$ **Ekvation 7-58**

Med $N_{20,netto}$, avses det totala sonderingsmotståndet reducerat med mantelmotståndet på sondstången. Följande samband används för att beräkna $N_{20,netto}$ på basis av vridmomentet som mäts under neddrivningen:

$$N_{20,netto} = N_{20} - 0{,}05 \cdot M_v$$ **Ekvation 7-59**

där
M_v = uppmätt vridmoment vid aktuell nivå.

I mäktiga jordlager kan hejarsondering många gånger ge sken av att det förekommer fast lagrad friktionsjord, när det snarare kan vara så att det är tillskottet i dynamiskt mantelmotståndet som ger upphov till det höga sonderingsmotståndet. Detta gäller speciellt i friktionsjordar med högt innehåll av finsand och silt, där jorden ofta uppvisar hög dämpning och fjädring. Att korrigera för mantelmotståndet genom att mäta vridmomentet är i dessa fall ej tillräckligt. Det rekommenderas därför att korrelation mot hejarsondering endast används vid lätt till måttligt sonderingsmotstånd (förslagsvis N_{20} <cirka 20 till 30) och vid grunda till måttliga sonderingsdjup (<cirka 20 m).

I ovan beskriven metod tas ingen hänsyn till eventuell inverkan av påldiametern på spetsmotståndet. Det kan vara rimligt att anta att spetsmotståndet minskar något med ökande påldiameter. Metoderna ovan är däremot korrelerade mot provbelastningar på relativt stora pålar (>300 mm). Det innebär att metoden eventuellt är något konservativ för små till medelstora pålar.

7.7.3.7 Dimensionering

De ovan redovisade beräkningsmetoderna används mycket sällan för att bestämma ett slutligt dimensioneringsvärde för den geotekniska bärförmågan. Ett projekteringsförfarande innebär oftast att någon lämplig beräkningsmetod eller kombination av flera metoder istället används för att försöka få en god uppskattning av pålarnas bärförmåga och pållängd. Slutligt dimensioneringsvärde bestäms sedan via provpålning med provbelastningar (till exempel stötvågsmätning) och vid en eventuellt efterföljande provning för att fånga hållfasthetstillväxt med tid. Detta betyder i slutändan att pålarnas bärförmåga kommer att bestämmas av den säkerhetsfaktor som läggs på provbelastningsresultaten, vilken oftast är avsevärt lägre än om endast beräkningsmetoder används.

Beräkningsmetoderna redovisas i form av beräkningsexempel i Bilaga 7A. Resultaten från sådana metoder kan användas som indata till nedanstående dimensioneringsavsnitt, med aktuella partialkoefficienter och modellfaktorer. För att erhålla dimensionerande värden kan IEG:s rapport 8:2008, rev 3, Tillämpningsdokument för EN 1997-1, Kapitel 7 Pålgrundläggning (TD Pålar) (IEG, 2016) användas. Dokumentet sammanställer samtliga relevanta faktorer och koefficienter från olika delar av Eurokoden, inklusive alla relevanta nationella val, som behövs. Dimensioneringen kan på detta sätt utföras med beräkning, men den totala säkerhetsnivån enligt SS-EN 1997-1:2005 (SIS, 2005) för ett sådant förfaringssätt blir hög. Detta beror på relativt stora spridningar i beräkningsresultaten, både beroende av beräkningsmetod och geologi. Det bör vid ett beräkningsförfarande alltså beaktas att olika beräk-

ningsmetoder ger olika säkra resultat, vilket framgår tydligt av Pålkommissionens rapporter 86, Friktionspålars bärförmåga och last/förskjutningssamband (Pålkommissionen, 1991) och 103, Slagna friktionspålar (Pålkommissionen, 2007). Slutsatsen är därmed att olika modellfaktorer bör användas beroende på vilken beräkningsmetod som används. Indirekt innebär detta också att det blir olika modellfaktorer för olika geotekniskt underlag, dvs. de metoder som visar minst spridning och fel i resultaten är baserade på CPT-sonderingar, t.ex. LCPC- eller ICP-metoden, vilka ger mest rättvisande geotekniskt resultat. Detta visas också i TD Pålar, Tabell 4.3 (IEG, 2016).

Tabell 7.20 från TD Pålar, Rev 3 (IEG, 2016), visar en sammanställning av värden på modellfaktorn.

Tabell 7.20 Modellosäkerheter för friktionspålar (GEO) (IEG, 2016).

Beräkningsmodell/Provningsmetod	*Modellfaktorer* γ_{Rd}
Geostatisk metod enligt API-RP-2A eller enligt Beta-koncept	1,8
Dimensionering baserad på CPT-sonderingsresultat såsom LCPC-metoden och ICP-metoden	1,4
Dimensionering baserad på SPT-sonderingsresultat enligt Decourts-metod	1,7
Statisk provbelastning	1,0
Dynamisk provbelastning utvärderad endast med CASE-metoden	1,2
Dynamisk provbelastning med signalmatchning med CAPWAP-analys	0,85
Dragbelastning utvärderad med CAPWAP-analys. Dessutom bör en reduktionsfaktor för dragbelastning på 0,7 användas	1,3
Pålslagningsformler	Tillåts ej
Slagningssimulering (sk WEAP-analys)	Tillåts ej
Mantelburna stålkärnepålar utvärderade med wave-up-metoden	0,85

Ett förfarande med enbart beräkning av den geotekniska bärförmågan leder alltså ofta till en alltför dyr slutprodukt. Därför används oftast ett förfarande där verifieringen görs med stötvågsmätning och efterföljande signalmatchning med CAPWAP-analys, se vidare avsnitt 7.8.5. Mindre vanlig är verifiering med statisk provbelastning.

Beräkning av den geotekniska bärförmågan hos friktionspålar är dock inte ointressant även vid verifiering med provning. Det är tvärtom viktigt att ha en något så när klar bild över vilka pållängder man kan förvänta sig i ett projekt innan provpålningen inleds, inte minst för bedömning av kostnader. Dessa beräkningar används för att utarbeta beräknade värden på den geotekniska bärförmågan, R_{cal}.

Till skillnad från dimensionering av mantelburna kohesionspålar med beräkning kan modellpåleanalogin appliceras på ett korrekt sätt för pålar i friktionsjord, åtminstone om CPT-baserade metoder används. Det innebär att varje CPT-sondering utgör en modellpåle, eller mer korrekt, ett belastningsförsök. För varje CPT-sondering utförs en beräkning av en påles bärförmåga i just den punkten och resultatet kan sedan behandlas med korrelationskoefficienterna för medelvärdena och för minimivärdet enligt Tabell 7.17. Givetvis gäller kraven på skilda geotekniska områden också här och sonderingarna delas in i olika populationer beroende på resultaten. Underlaget i form av CPT-sonderingar är oftast ett problem eftersom sonderingarna ofta är avslutade på olika nivåer och därmed blir valet av korrelationskoefficienterna besvärligt. Det är möjligt att behandla underlaget på liknande sätt som för kohesionspålar och därmed i princip utesluta användningen av ξ_4-faktorerna för minimivärdena. Det ställer dock betydligt mycket högre krav på hur urvalet utförs. Eftersom friktionsjord är mycket mer inhomogen än kohesionsjord, där också relativt tunna skikt och mycket lokala variationer påverkar bärförmågan och eftersom spetsbärförmågan utgör en mycket större andel av en friktionspåles bärförmåga

är detta vanskligt. I de fall beräkningarna mest utgör ett underlag för val av pållängder, vilka sedan verifieras genom provning, kan detta dock anses vara av mindre betydelse.

Vid dimensionering av en friktionspåle, med enbart beräkning kan den dimensionerande bärförmågan tecknas i enlighet med avsnitt 7.4:

$$R_d = R_k/\gamma_R$$ **Ekvation 7-60**

där

$$R_k = min\frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \left(\frac{R_{cal,mean}}{\xi_3}, \frac{R_{cal,min}}{\xi_4}\right)$$ **Ekvation 7-61**

Om underlaget består av minst 10 stycken CPT-sonderingar inom samma geotekniska kontrollområde, med ett styvt fundament och beräkningar enligt ICP-metoden, skulle för ett exempel med slagna pålar i tryckbelastning den lägsta tänkbara "totalsäkerhetsfaktorn" kunna bli:

$\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \xi_3 = (1{,}2 \cdot 1{,}4 \cdot 1{,}25)/1{,}1 = 1{,}91$ för medelvärdet och $(1{,}2 \cdot 1{,}4 \cdot 1{,}08)/1{,}1 = 1{,}68$ för minvärdet. Faktorn $\xi/1{,}1$ får inte understiga 1,0.

Som högst blir säkerheten för medelvärdet med en undersökningspunkt och utan styvt fundament:

$(1{,}2 \cdot 1{,}4 \cdot 1{,}4) = 2{,}35$

Skulle beräkningen istället utföras med API-metoden eller Betakoncept blir säkerheten i det sistnämnda fallet:

$(1{,}2 \cdot 1{,}8 \cdot 1{,}4) = 3{,}02$

För exempel på dragbelastade pålar i friktionsjord, se avsnitt 7.7.6.2

7.7.3.8 Påverkansfaktorer

Forskning med fullskaleförsök på instrumenterade pålar och diverse laboratorieförsök på sand har givit en djupare förståelse av funktion och verkningssätt hos friktionspålar, i första hand inom följande områden:

- Friktionsutmattning vid slagning.
- Tidsberoende bärförmågetillväxt.
- Jordåldring.
- Valvverkan och förhindrad dilatans.
- Portrycksgenerering och portrycksutjämning.
- Spänningsrelaxation (spänningsomlagring orsakad av krypning).

Friktionskoefficienter mellan olika pålmaterial (stål och betong) och jord som funktion av bland annat kornstorleken.

Flera olika faktorer har inverkan på verkningssätt och slutlig funktion och hos en enskild slagen friktionspåle. Speciella effekter vid belastning av pålar i grupp redogörs för i avsnitt 7.7.3.11. De faktorer som påverkar en påles funktion och verkningssätt kan uppdelas grovt i fyra kategorier:

1. Jordrelaterade faktorer.
2. Installationsrelaterade faktorer.
3. Pålrelaterade faktorer.
4. Belastningsrelaterade faktorer.

Jordrelaterade faktorer

Jordens lagringstäthet [8] - Har betydelse för olika installationseffekter såsom packning och portrycks-höjning.

Jordens elasticitetsmodul - Jordens spännings-töjningsbeteende har stark inverkan på en påles bärförmåga och totala styvhet.

Jordens kornfördelning [8] - En jord med hög andel silt eller en välgraderad jord, uppvisar normalt en större tidsberoende bärförmågetillväxt än grövre eller mer ensgraderade jordarter. Bärförmågetillväxten påverkas alltså av antalet kornkontaktytor.

Skiktade jordar [8] - Problem med dragspänningar kan uppkomma vid slagning med hög fallhöjd genom friktionsjord ned I underliggande lösa jordlager.

Kornform - Kantiga partiklar ger normalt högre bärförmåga än runda partiklar eftersom dessa uppvisar större tendens till låsning (dilatant beteende) vid belastning.

Förekomst av block och sten [8] - Sten och block vid pålspetsen kan påverka en påles bärförmåga och styvhet. Men även resultera i varierande pållängder, krokiga pålar, bortslagning m.m.

Spänningsnivån in-situ - Horisontalspänningsnivån in-situ har en stor inverkan på en påles bärförmåga.

Rådande porvattentryck [8] - Förutom porvattentryckets påverkan på effektivspänningen i jorden så kan rådande portryck ha ett betydande inflytande på en påles bärförmåga. Det finns observationer som visar att bärförmågetillväxten kan vara större i en fuktig, men ej fullt vattenmättad jord, medan den däremot är mycket lägre i en helt torr jord.

Installationsrelaterade faktorer

Installationsmetod och utrustning - Detta kan ha en stor inverkan på bärförmågan. Exempelvis uppvisar normalt en vibrodriven påle lägre bärförmåga än en slagen påle i samma jord. Fallhöjden och fallvikten, dvs. slagenergin, påverkar hur stor de genererade markvibrationerna blir.

Installationsordning - Den enskilda pålen kan påverkas starkt av packningseffekter och spänningar i jorden orsakade både av tidigare slagna pålar och pålar slagna efteråt. Variationen i bärförmåga kan därför variera stort i samma pålgrupp.

[8] Bör bestämmas i samband med den geotekniska utredningen.

Pålrelaterade faktorer

Pålens längd - Pålens längd påverkar dess elastiska respons och hur stora residualspänningarna blir efter installation. Dessutom har längden inverkan på bärförmågans fördelning längs pålen.

Pålens geometriska form - Pålens form påverkar bl.a. massundanträngningen och genererade spänningar i jorden.

Pålens impedans (EA/c) - En påle med hög impedans kräver mindre antal slag vid neddrivningen.

Mantelytans råhet - En hög ytråhet leder till högre bärförmåga på grund av att större dilatation sker vid belastning. Detta påverkar också den tidsberoende bärförmågetillväxten. Exempelvis så uppvisar en betongpåle oftast en större bärförmågetillväxt än en stålpåle slagen i samma material.

Pålmaterialet - Pålmaterialet påverkar bl.a. pålens elastiska styvhet. Pålmaterialet har även betydelse med avseende på beständighet i form av t.ex. korrosion hos stålpålar och röta hos träpålar. Detta kan i sin tur påverka hur pålen samverkar med omgivande jord.

Belastningsrelaterade faktorer

Tidsberoende faktorer - På grund av den bärförmågetillväxt som sker med tiden har tidpunkten när pålen belastas stor betydelse för storleken på bärförmågan.

Tidigare belastningshistoria - En påle som tidigare har varit belastad uppvisar ofta ett deformationshårdnande beteende vid spetsen. En friktionspåle som däremot belastas till brott uppvisar ofta en reduktion av bärförmågan vid en upprepad belastning en kort tid därefter. Detta beror på en förlust av mantelbärförmågan (dvs. bärförmågetillväxten). Den totala förändringen i bärförmåga blir beroende på fördelningen mellan spets och mantel.

Belastningens hastighet och storlek - Detta har en betydelsefull inverkan på den utvärderade bärförmågan. På grund av krypning uppvisar en påle en lägre bärförmåga vid långtidsbelastning än vid korttidsbelastning. Pålar utsatta för dynamiska laster, t.ex. vid stötvågsmätning kan däremot uppvisa mycket större total bärförmåga än för rent statiskt belastade pålar.

Cyklisk last - Inverkan av en cyklisk last innebär en reduktion av pålens bärförmåga. Hur stor reduktionen blir beror på lastens storlek, dess amplitud, frekvens och antal belastningscykler, se avsnitt 7.7.3.9.

De många inverkande faktorerna och deras i många fall komplicerade inbördes relation gör det mycket svårt att med någon större noggrannhet förutse en påles verkningssätt. Detta är också en av anledningarna till varför det är svårt att utifrån geotekniska undersökningar bedöma bärförmågan hos friktionspålar. För ytterligare information rörande hur olika faktorer påverkar slagna friktionspålar rekommenderas Kraft (1991).

7.7.3.9 Bärförmåga vid cyklisk belastning

Inledning

Cyklisk belastning av pålar kan vara orsakad av t.ex. våglast, vindlast eller jordbävningslast. När en friktionspåle utsätts för en repetitiv cyklisk belastning innebär det att pålen gradvis förlorar mantelbärförmåga. Denna reduktion börjar upptill och fortplantar sig sedan successivt nedåt i pålen efter varje belastningscykel. Samtidigt börjar portryck gradvis byggas upp, i första hand kring spetsen. Liknande beteende kan noteras vid efterslagning av friktionspålar som fått växa fast en tid. Erfarenheter från efterslagning i samband med dynamiska provbelastningar (stötvågsmätning) av pålar som fått växa fast under en längre tid i sand visar på en successivt minskad bärförmåga och ökad sjunkning per

slag vid upprepad slagning med samma slagenergi. Ur stötvågskurvorna kan utläsas att det mobiliserade mantelmotståndet gradvis bryts ned upptill och successivt förskjuts nedåt mot pålspetsen. Forskning och litteratur kring cyklisk belastning av pålar i friktionsjord är mycket begränsad.

Dimensionering av cykliskt belastade pålar

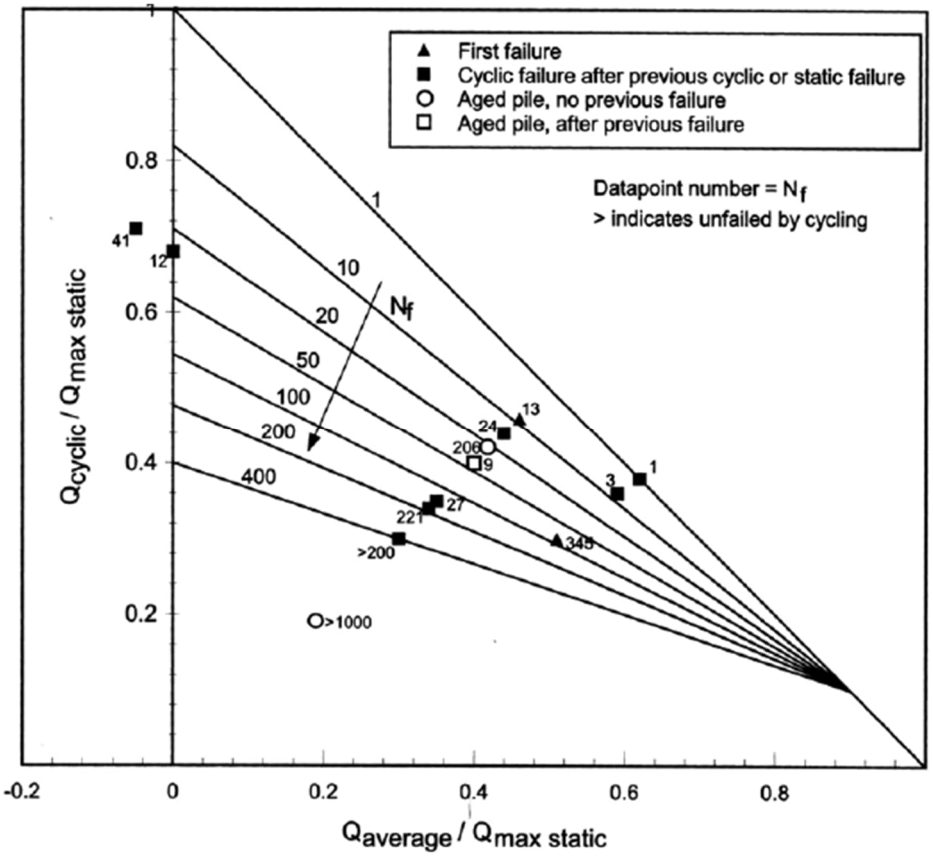
De enda rapporterade fullskaleförsöken redovisas av Jardine och Standing (2000) och omfattar cykliskt belastade stålrörspålar med öppen ände och en diameter på 456 mm. Pålarna var slagna i en fast lagrad sand till ett djup av 10 m respektive 19 m. Resultaten från försöken redovisas i Figur 7.41 tillsammans med utvärderade trendlinjer.

Förklaringar till figuren:

$Q_{max\ static}$ = pålens geotekniska bärförmåga
Q_{cyclic} = amplituden hos den cykliska lasten
$Q_{average}$ = medelvärdet av den cykliska lasten
N_f = antal belastningscykler till brott.

Ur figuren kan exempelvis utläsas att om både medelvärdet för den cykliska lasten och amplituden är 0,4 gånger pålens geotekniska bärförmåga, dvs. den maximala cykliska lasten uppgår till 0,8 gånger pålens geotekniska bärförmåga, så krävs det 50 belastningscykler för att uppnå ett brottillstånd.

Ur figuren kan också utläsas att för en påle som utsätts för en stor mängd cykliska belastningar, > 1000 stycken, så får den maximala cykliska lasten inte vara större än 0,4 gånger pålens geotekniska bärförmåga.



Figur 7.41 Resultat från cyklisk belastning av slagna pålar i fast lagrad sand (Jardine et al., 2005).

Hänsyn bör tas till att dimensioneringsvärdena i Figur 7.41 endast är baserade på ett praktikfall med stålrörspålar med öppen ände, slagna i fast lagrad sand. En viktig faktor att beakta är att spetsens andel av den totala bärförmågan är klart större i en fast lagrad sand än vad den är i en löst lagrad sand eller silt. Det är därför möjligt att pålar slagna i löst lagrad sand eller silt uppvisar lägre gränsvärden för cyklisk last och att nedbrytningen av mantelmotståndet sker fortare än vad som redovisas i Figur 7.41. Även pålmaterialets ytråhet kan ha stor betydelse i detta avseende.

7.7.3.10 Bärförmågetillväxt med tid

En förståelse för varför friktionspålar uppvisar bärförmågetillväxt med tiden är lika viktig som varför konsolidering leder till en ökad bärförmåga hos kohesionspålar. En förståelse för mekanismen kring bärförmågetillväxt ger också en övergripande förståelse kring funktion och beteende hos friktionspålar i allmänhet.

En tidigare förklaring av tidsberoende bärförmågetillväxt hos friktionspålar var att tillväxten antogs bero på en utjämning av det från neddrivningen genererade porövertrycket. Förklaringen återges oftast i äldre geoteknisk facklitteratur. Det skulle alltså vara själva portrycksutjämningen som leder till en gradvis ökning av effektivspänningen i jorden kring pålen och följaktligen en ökad bärförmåga. Detta är dock en felaktig förklaring.

Utförda mätningar visar istället att portrycket huvudsakligen byggs upp kring spetsen, samtidigt som porövertrycket en bit upp längs manteln till största delen redan hunnit utjämnats. I exempelvis en siltig sand kan denna utjämning ske redan inom ett fåtal minuter. I det följande avsnittet redogörs för den bakomliggande orsaken till varför pålar i friktionsjord uppvisar en så kraftigt tidsberoende bärförmågetillväxt efter avslutad slagning och varför den i första hand sker längs manteln.

7.7.3.10.1 Erfarenheter av bärförmågetillväxt hos friktionspålar

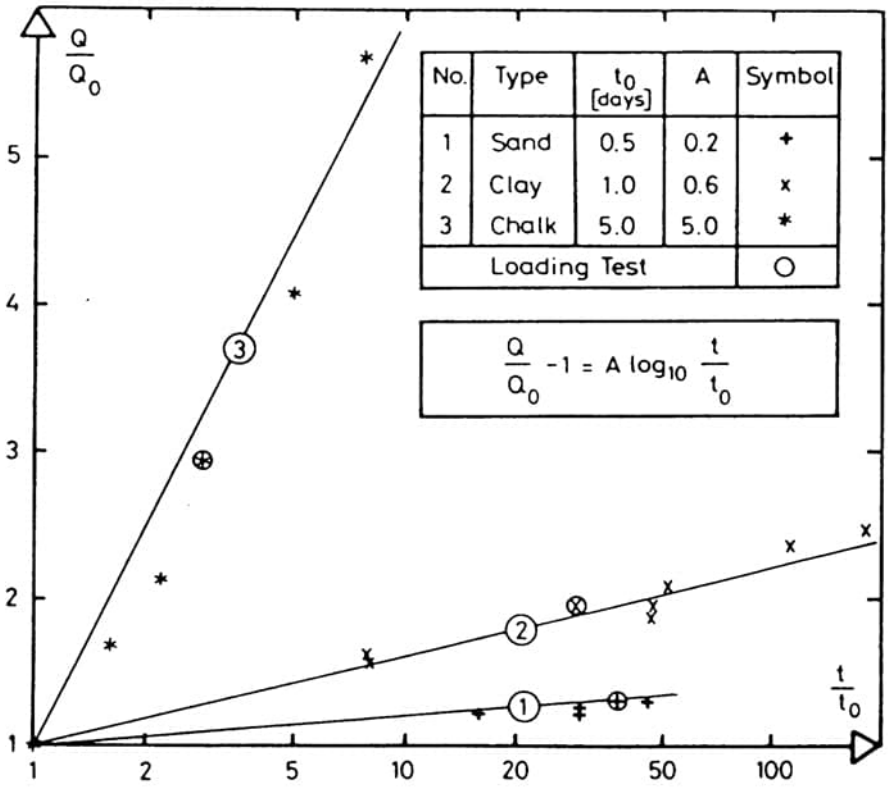
Tavenas & Audy redogjorde redan 1972 för ett fall med friktionspålar i sand där konstaterades att långtidstillväxten av bärförmågan inte kan ha berott enbart på portrycksförändringar. Någon djupare förklaring gavs inte till tillväxten annat än att det borde vara frågan om förändringar i jordstrukturen. Baserat på tre praktikfall med statiska och dynamiska provbelastningar med slagna pålar i sand, lera och kalkhaltig jord (se Figur 7.42) presenterade Skov & Denver (1988) ett linjärt uttryck mellan bärförmågetillväxten och tidslogaritmen enligt:

$$\frac{Q}{Q_0} = 1 + A \cdot log\left(\frac{t}{t_0}\right) \qquad \textbf{Ekvation 7-62}$$

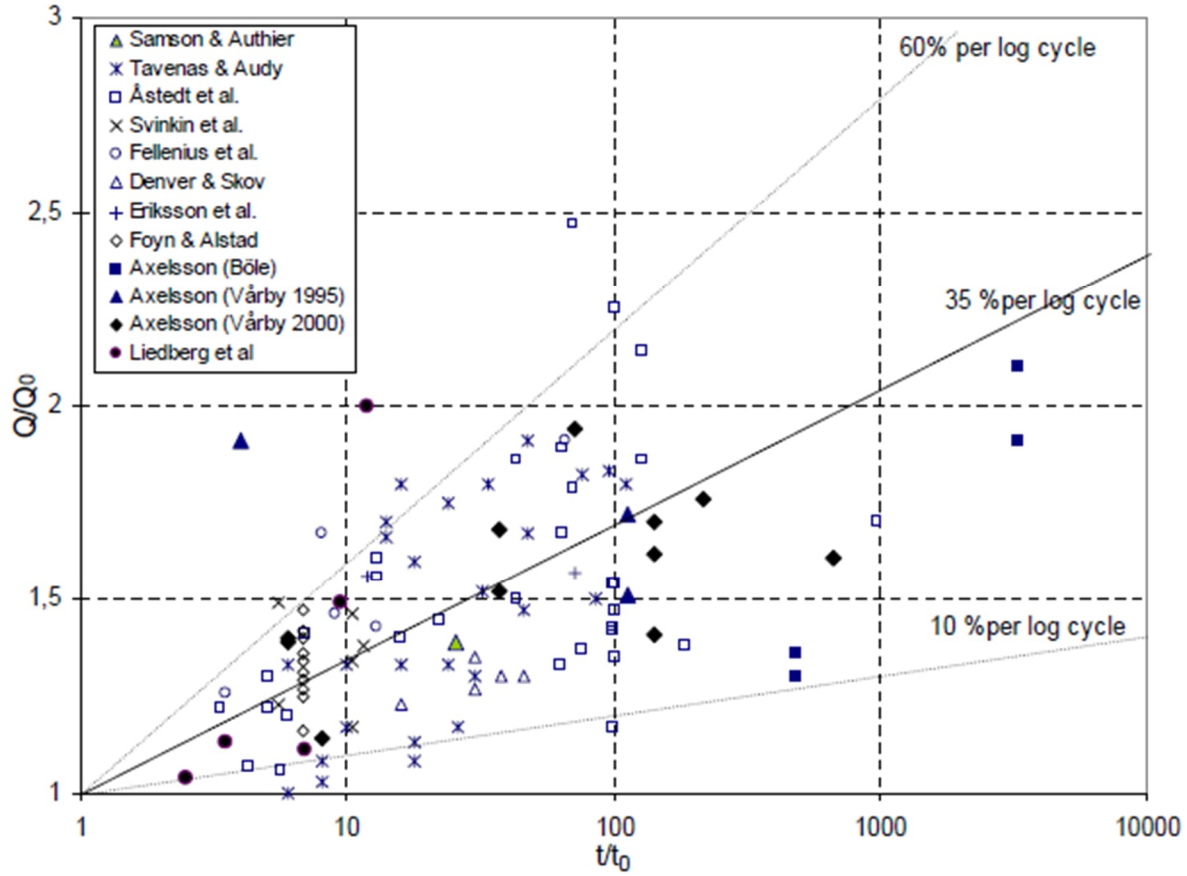
där
Q_0 , Q = pålens bärförmåga vid motsvarande tid i dygn efter avslutad drivning
t_0 , t = motsvarande tider
A = tillväxtfaktor, motsvarar den relativa ökningen i bärförmåga per tidslogcykel.

Erfarenheter från ett stort antal projekt har i stort sett verifierat att bärförmågan ökar rätlinjigt i friktionsjord med tidslogaritmen enligt ekvationen ovan (se bl.a. Fellenius et.al., 1989 och York et al., 1994). Hur länge denna bärförmågeökning kan pågå vet man ännu inte speciellt mycket om. Indikationer finns dock att bärförmågetillväxt i sand kan pågå i flera år. I Figur 7.43 redovisas ett antal praktikfall med statiska och dynamiska provbelastningar. För flera av praktikfallen gäller svenska geologiska förhållanden (glaciala avlagringar).

Värt att notera är att medelvärdet på bärförmågetillväxten ligger på cirka 35 % per logcykel (A = 0,35) och nästan alla mätdata hamnar inom intervallet 10 – 60 % (A = 0,10 – 0,60). Dessa data avser alltså en ökning av den totala bärförmågan. Eftersom bärförmågetillväxten huvudsakligen hänförs till manteln så kan den procentuella manteltillväxten generellt förväntas vara något större än de i figuren redovisade värdena.



Figur 7.42 Bärförmågetillväxt för tre praktikfall enligt Skov & Denver (1988).



Figur 7.43 Sammanställning över olika fall med bärförmågetillväxt i friktionsjord (Pålkommissionen, 2007*).*

I Tabell 7.21 redovisas förslag på tillväxtfaktorn A enligt Ekvation 7-62 för huvudsakligen mantelburna pålar i olika typer av friktionsjord. Värdena ska betraktas som uppskattningar och är baserade på erfarenheter och information från tillgänglig litteratur i ämnet (Pålkommissionen, 2007). Den generella trenden är att tillväxtfaktorn ökar med minskande kornstorlek och desto mer ensgraderad jorden blir, dvs. när antalet interpartikulära kornkontakter ökar.

Tabell 7.21 Förslag till val av tillväxtfaktor A för bärförmågetillväxt (Pålkommissionen, 2007).

Jordart	Tillväxtfaktor A
Silt	0,5
Siltig sand, finsand	0,4
Sand	0,3
Grusig sand, grovsand	0,2

7.7.3.10.2 Hållfasthetstillväxt hos friktionsjord (jordåldring)

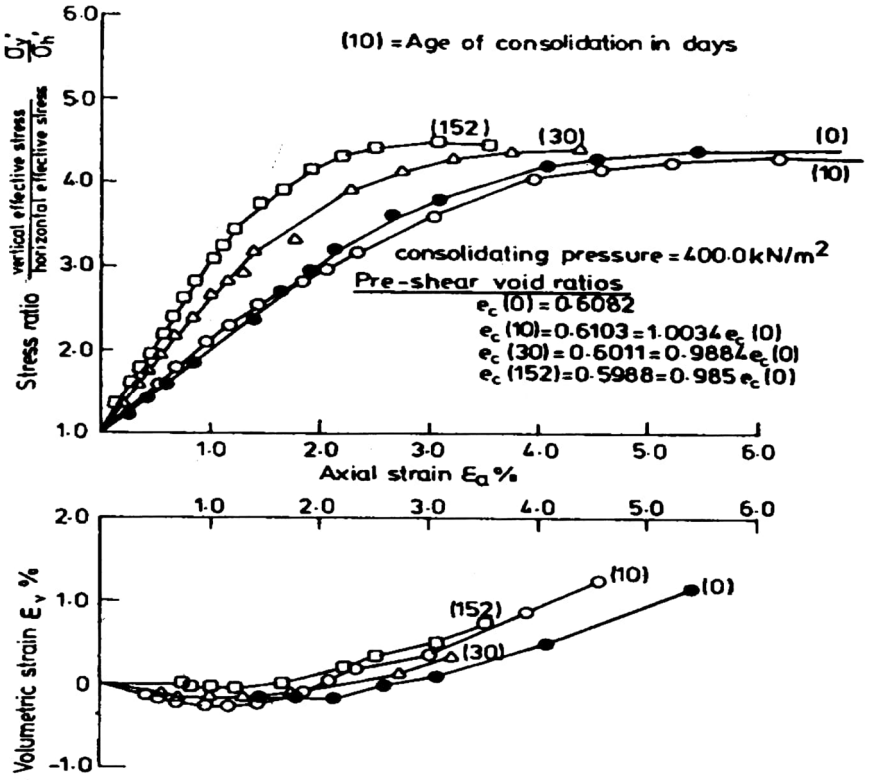
En friktionsjord uppvisar över tiden normalt en hållfasthets- och modulökning som inte kan härledas till någon direkt motsvarande ökning i lagringstäthet eller friktionsvinkel.

Detta fenomen brukar benämnas jordåldring. Även om detta idag betraktas som en grundläggande egenskap hos friktionsjord var det först under 1990-talet som forskningsvärlden började få en djupare förståelse för den bakomliggande processen.

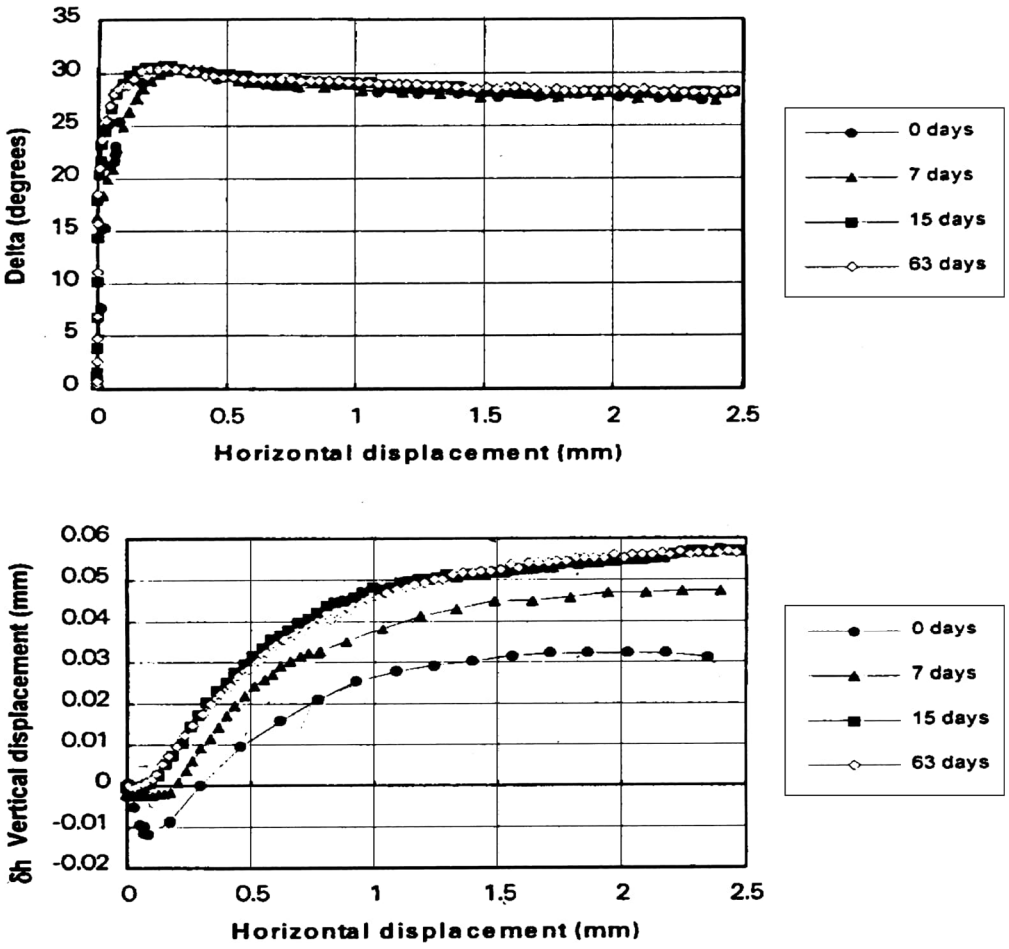
Laboratorieförsök av bl.a. Afifi & Woods (1971) och Andersson & Stokoe (1978) på **torr sand** visade endast små åldringseffekter. Det noterades att modulökningen var rätlinjig mot tidslogaritmen, men ökningen var endast cirka 2 % i sand och cirka 5 % i silt per logcykel. Laboratorieförsök av Daramola (1980) visade däremot en mycket stor ökning av modulen mellan 0 – 152 dagar hos en **vattenmättad sand** som varit utsatt för ett konsolideringstryck på 400 kPa. Modulen visade sig öka med hela 50 % per logcykel och sanden uppvisade också en tilltagande dilatation över tiden, se Figur 7.44.

Mitchell och Solymar (1984) observerade vid fältförsök med vibropackning och sprängning hur sonderingsmotståndet ökade med tiden i sand efter utfört packningsarbete. De förklarade fenomenet med att en cementering av kornkontaktytorna måste ha skett. Baserat bl.a. på laboratorieförsök, presenterade både Mesri et al. (1990) och Schmertmann (1991) en annan hypotes kring tidsberoende hållfasthetstillväxt och modulökning för sand. Hållfasthetstillväxten förklaras istället bero på en makrolåsning mellan jordpartiklarna och en mikrolåsning mellan jordpartiklarnas ytråheter. Den bakomliggande processen som skapar dessa gradvisa låsningar förklaras vara spänningsomlagringar i jorden orsakade av en krypliknande process. Schmertmann poängterar dock att cementering visserligen förekommer men bidrar bara till en liten del av den totala hållfasthetstillväxten, i alla fall under den tidsperiod som är intressant ur ett byggnadstekniskt perspektiv, vilket oftast är mindre än ett år. I dag verkar förklaringen med makro- och mikrolåsning vara den som är den troligaste.

Chow (1997) visade på tydliga åldringseffekter vid skjuvförsök mellan sandblästrat stål och fast lagrad vattenmättad sand. Speciellt tydlig var ökningen av dilatationen δ_h, som var nästan 100 %, från cirka 0,03 mm till nästan 0,06 mm mellan 0 – 63 dagar, se Figur 7.45. Däremot var de tidsberoende förändringarna hos friktionsvinkeln δ i kontaktytan mellan sand och stål mycket liten.



Figur 7.44 Åldringsförsök på vattenmättad sand enligt Daramola (1980).

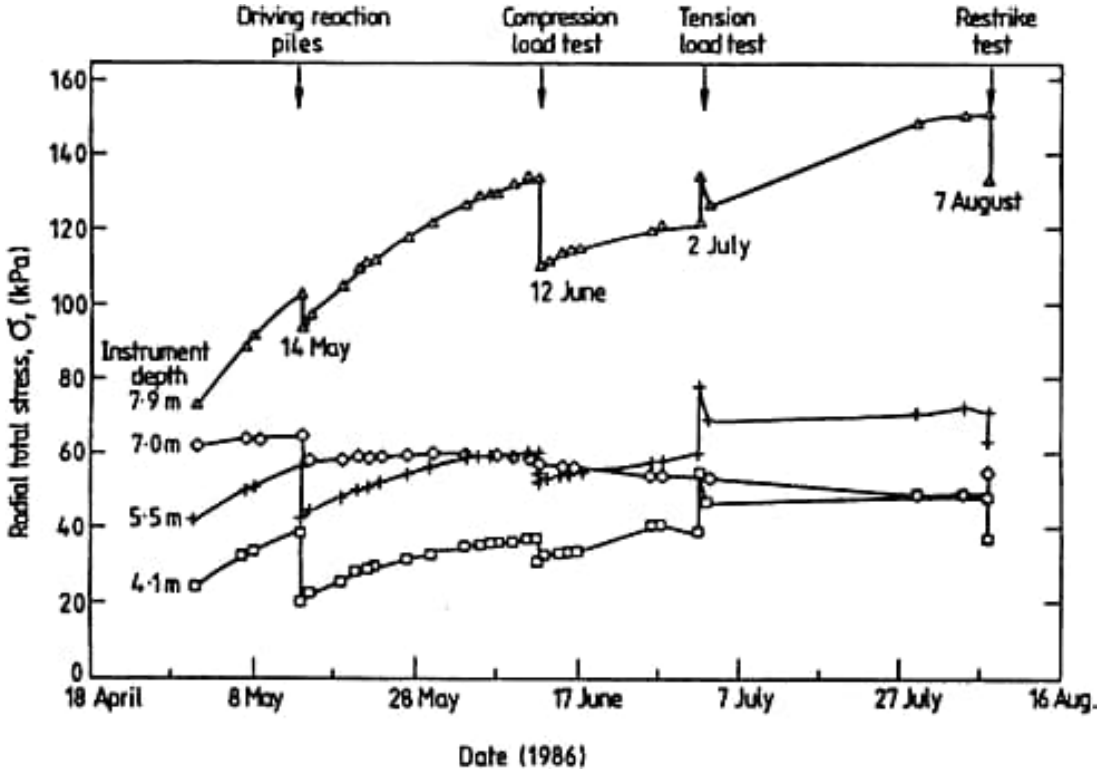


Figur 7.45 Skjuvförsök mellan stål och sand vid olika tidpunkter enligt Chow (1997).

7.7.3.10.3 Bakomliggande mekanismer

Spänningsrelaxation i omgivande jordvalv (krypning)

Ng et al. (1988) utförde fullskaleförsök på slagna betongpålar, instrumenterade med jordtrycksceller längs manteln, som provbelastades vid olika tidpunkter. Resultat från dessa försök presenteras i Figur 7.46, som tydligt visar hur jordtrycket (totalspänningen) ökar mot pålen på grund av en gradvis kollaps av omgivande spänningsvalv, dvs. spänningsrelaxation, orsakad av en krypliknande process. Vidare kan man se en tendens till att dessa krypningseffekter ökar med djupet. Figuren visar också vilken inverkan en slagning av mothållspålar och statiska provbelastningar (drag och tryck) samt efterslagning har på jordtrycket. I det här fallet leder en provbelastning i tryck efter avslutad belastning till en omedelbar reduktion av horisontaltrycket. Jordtrycket fortsätter däremot direkt efter en avslutad provbelastning att öka igen som vanligt. Även Ekström (1985) redovisar en ökning av horisontaltrycket mot slagna betongpålar i friktionsjord. I det fallet skedde en kontinuerlig ökning under hela mätperioden om 600 dygn efter det att lasten från bron påförts.



Figur 7.46 Mätning av radiellt jordtryck mot en slagen betongpåle i sand (Ng et al., 1988).

Axelsson (1998) visade från liknande långtidsmätningar på slagna instrumenterade betongpålar att jordtrycket på en viss punkt på mantelytan ökar rätlinjigt med tidslogaritmen. Ingen tendens till avvikelse från denna trend kunde noteras under hela mätperioden, som varade cirka 2,5 månader. Försöken visade att ökningen i normalspänning mot pålens mantelyta $\Delta\sigma'_{rc}$ var en funktion av den vertikala in-situ spänningen (σ'_{v0}), dvs. djupet under markytan, enligt följande uttryck:

$$\Delta\sigma'_{rc} = a \cdot (\sigma'_{v0})^b \cdot log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)$$ **Ekvation 7-63**

där

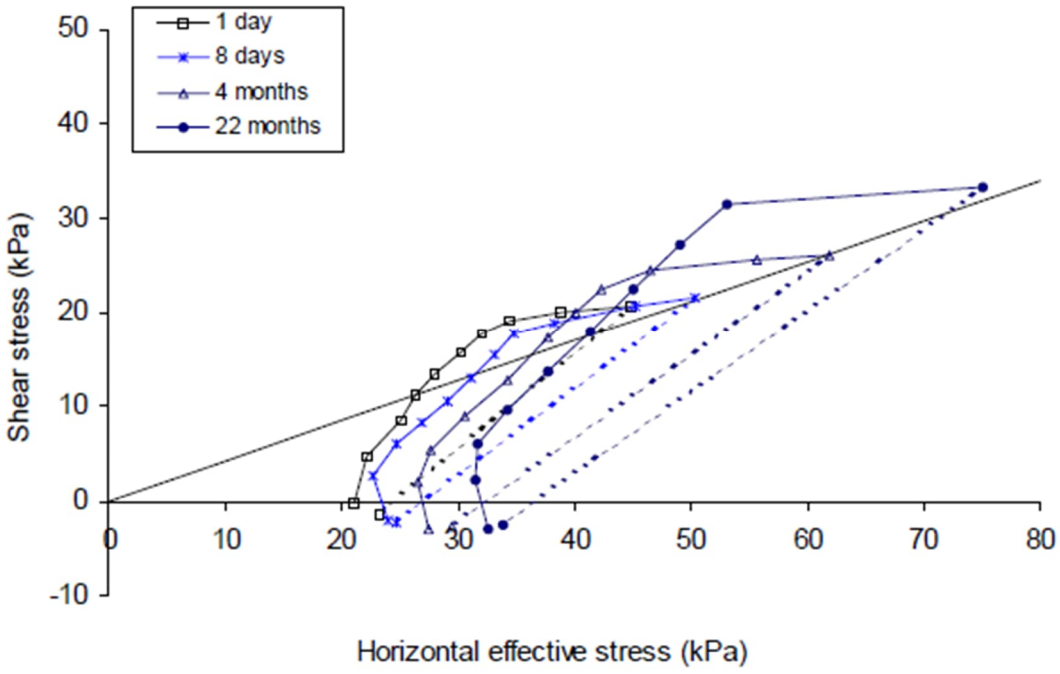
a, b = positiva konstanter, vilka är beroende på den lokala geologin och jordsammansättningen.

t_1, t_2 = tider efter avslutad nedslagning (dygn).

I uttrycket är konstanten *b* positiv, vilket innebär att jordtrycksökningen sker snabbare på större djup. Axelsson (1998) redovisar för en 12 m lång påle, i huvudsakligen medelfast lagrad siltig sand, att faktorn b kan bli så hög som 2.

Förhindrad dilatation

Lehane et al. (1993) visade från omfattande försök på instrumenterade pålar att förhindrad dilatation har en mycket stor inverkan på en påles bärförmåga, se Figur 7.33. Axelsson (2000) utförde fullskaleförsök med provbelastningar vid olika tidpunkter på pålar instrumenterade för mätning av jordtrycket längs mantelytan. Resultaten visade att förhindrad dilatation kan generera stora ökningar av jordtrycket mot pålen när denna belastas. Ökningen kan till och med vara större än den bärförmågetillväxt som är en direkt följd av en ökad normalspänning mot manteln orsakad av en spänningsrelaxation i omgivande jord. I Figur 7.47 redovisas resultat från dessa provbelastningar i form av olika spänningsvägar för en påle i vilotillstånd, under belastning och sedan avlastning, vid flera olika tidpunkter. Här syns tydligt att ökningen av horisontalspänningen (normalspänningen), $\Delta\sigma'_{rd}$, mot pålen på grund av dilatation, är relativt stor jämfört med horisontalspänningen mot pålen när den är obelastad.



Figur 7.47 Horisontaltryckets förändring under provbelastning till brott av en friktionspåle i sand. Provbelastningarna utfördes vid olika tidpunkter (Axelsson, 2000).

7.7.3.10.4 Förklaringsmodell för bärförmågetillväxt

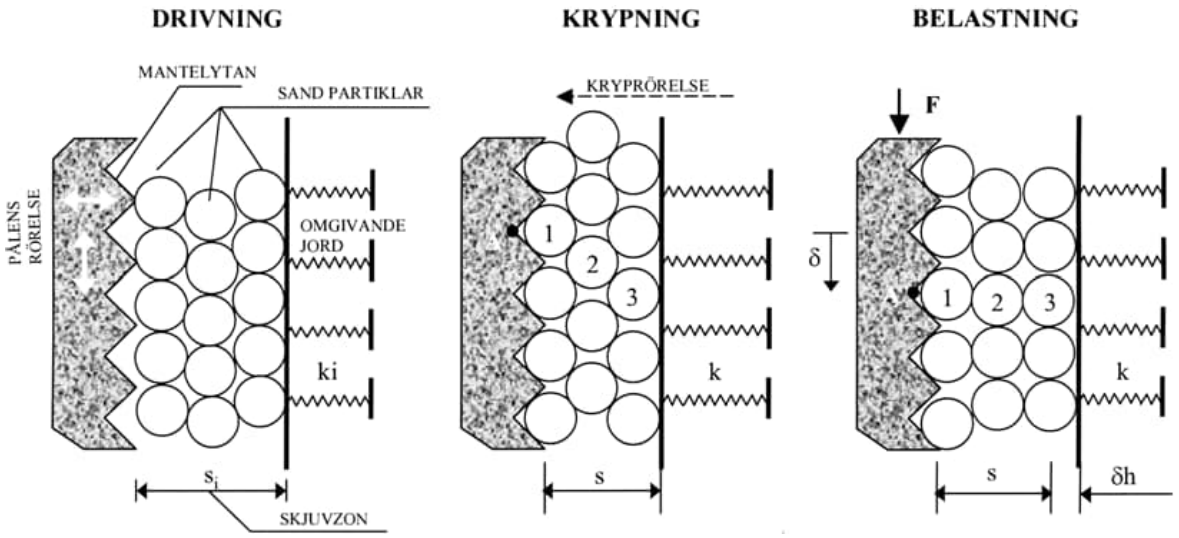
Axelsson (2000, 2002) presenterade en förklaringsmodell för bärförmågetillväxt hos slagna pålar i friktionsjord som baseras på ovanstående forskning rörande dilatation och spänningsrelaxation (krypning), se Figur 7.48:

1. Vid neddrivningen av pålen pressas jorden åt sidan. Vidare gör olika dynamiska effekter, såsom sidoutböjning och tvärkontraktion orsakad av stötvågen genom pålen, att ett spänningsvalv gradvis byggs upp kring pålen med höga tangentiella spänningar och låga normalspänningar.

2. Efter avslutad slagning bryts jordvalvet runt pålen gradvis ner med tiden på grund av spänningsomlagringar orsakade av en krypliknande process (spänningsrelaxation). Detta leder till en direkt ökning av normalspänningen mot pålen. Denna process kan man räkna med pågår under lång tid, flera månader eller till och med år, fast med avtagande tendens.

3. Som en följd av krypprocessen börjar samtidigt en gradvis sammanlänkning (låsning) mellan jordpartiklarna och deras ytråheter, samt mellan jordpartiklarna och pålens ytråhet. Denna process brukar också benämnas jordåldring och leder till ett ökat dilatant beteende och styvhet hos jorden.

4. Vid belastning av pålen kommer effekten av s.k. förhindrad dilatation att generera förhöjda normalspänningar mot pålen. Kavitationsteori kan t.ex. användas för att uppskatta storleken på denna ökning av normalspänning (se Ekvation 7-52 i avsnitt 7.7.3.5.3). Även när pålen är belastad fortgår krypprocessen enligt punkt 2 och 3.



Figur 7.48 Förklaringsmodell för bärförmågetillväxt hos slagna friktionspålar, efter (Axelsson 2000).

I denna konceptuella modell utgör alltså kavitationsteorin i en elastisk jordmassa en teoretisk bas för att förklara förändringar i spänningar mot pålen under belastning och i förlängningen också en förklaring till fenomenet med bärförmågetillväxt. Spänningsrelaxation (krypning) i jordvalvet kring pålen och tidsberoende förändringar i dilatation och styvhet är alltså starkt förknippade med varandra. Triaxiella krypförsök utförda av Bowman & Soga (2005) bekräftar att det är en kombination av kinematisk förhindrad dilatation och jordåldring som ligger bakom bärförmågetillväxt i friktionsjord.

De grundläggande förutsättningarna för modellen är:

- Pålen är en slagen massundanträngande påle som ger en tillräcklig störning av jorden så att ett spänningsvalv runt pålen bildas och krypningseffekter kan ske.
- Jorden ska uppvisa dilatanta egenskaper vid belastning (friktionsjord).
- Pålen har en tillräckligt grov yta och jordpartiklarna har en sådan storlek att en sammanlänkning mellan pålens ytråhet och jordpartiklarna kan ske.

Erfarenheter har visat att samtliga dessa förutsättningar uppfylls vid slagning i Sverige vanligt förekommande betongpålar och stålpålar i en mellangraderad till mångraderad friktionsjord med huvudfraktionen varierande från silt till grus.

7.7.3.11 Friktionspålar i pålgrupp och deras bärförmåga

Vid slagning av pålar i grupp i en lös sand kommer jorden runt om och mellan pålarna att packas. Om centrumavståndet mellan pålarna är mindre än cirka 6 gånger påldiametern kan man räkna med att bärförmågan för hela pålgruppen kommer att bli större än summan av de enskilda pålarnas bärförmåga, se Figur 7.49. Om slagningen sker i en mycket fast lagrad sand blir jorden kring pålarna lösare lagrad och detta kan medföra en reduktion av gruppens bärförmåga i jämförelse med summan av de

enskilda pålarna. Graden av packning beror i huvudsak på jordens initiella spänningar och pålens dimension.

I vissa fall kan slagning av pålar i grupp bli ett problem. Vid slagning av den första pålen kommer jorden kring pålen att packas och det kan medföra att neddrivningen av efterföljande pålar försvåras. Problemet med packning och massundanträngning kan reduceras genom användning av öppna stålrörspålar eller stålprofilpålar. Men detta är inte alltid praktiskt eller ekonomiskt. Att driva ned pålarna växelvis är ofta en bättre lösning. En annan viktig aspekt är att slagningsordningen hos gruppålar kan påverka pålgruppens och de enskilda pålarnas bärförmåga samt inverka på drivningsmotståndet. Slagning av pålar utifrån och in mot pålgruppens centrum kan försvåra neddrivningen, men samtidigt ge en större ökning av pålgruppens bärförmåga. Slagningen som sker inifrån pålgruppens centrum och ut kan ge ett mindre slagningsarbete, men då på bekostnad av lägre bärförmåga.

När pålar i friktionsjord slås i grupp eller inom ett visst avstånd kommer de påverka varandra under installationen via packning, massrörelser och ökning av horisontalspänningarna i jorden. Vidare påverkar pålarna varandra under belastning, genom en inbördes spänningspåverkan (interaktion). Dessa effekter leder normalt till att en pålgrupps totala bärförmåga blir klart större än summan av en de enskilda pålarnas bärförmåga.

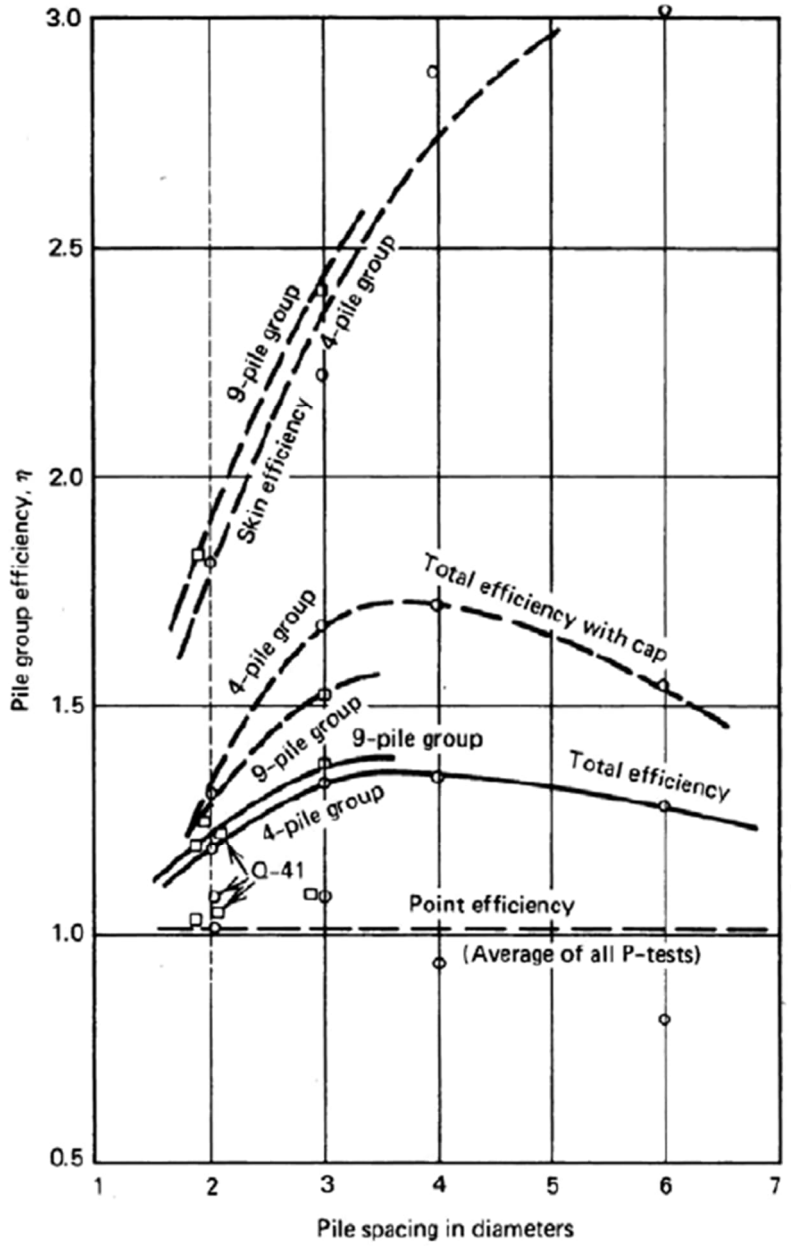
7.7.3.11.1 Dimensionering av pålgrupper

Relationen mellan pålgruppens och den enskilda pålens bärförmåga, kan utryckas genom en effektivitetsfaktor som anger förhållandet mellan hela pålgruppens bärförmåga i relation till summan av de enskilda pålarnas bärförmåga:

$$\eta = \frac{R_{grupp}}{\sum R}$$ **Ekvation 7-64**

Om avståndet mellan pålarna inte är för stort och om pålning sker i lös till fast lagrad friktionsjord kan det förutsättas att effektivitetsfaktorn blir större än 1. I mycket fast lagrad sand är det dock möjligt att effektivitetsfaktorn till och med blir något mindre än 1. Enligt Poulos & Davis (1980) så är det optimala centrumavståndet mellan pålar i grupp cirka 2 – 3 påldiameter för att uppnå en maximal effektivitetsfaktor på cirka 1,3 till 2, i medelfast respektive löst lagrad sand.

Inverkan av pålavstånd och jordens relativa fasthet (inre friktionsvinkel) illustreras av Figur 7.49. Pålgruppseffekter har i praktiken visat sig vara svåra att förutse. Speciellt gäller detta bärförmågan hos de enskilda pålarna i gruppen. Variationer inom gruppen kan vara stora eftersom bl.a. slagningsordning har en stor betydelse. De centralt placerade pålarna uppvisar normalt den högsta bärförmågan, medan randpålar eller den sist slagna pålen normalt har den lägsta bärförmågan. Det rekommenderas därför att Figur 7.49 endast används för att få en indikation av vilken potential det finns vid slagning av pålar i grupp samt för att välja optimalt pålavstånd. Ekström (1989) visade för modellpålar i sand att vid pålslagning på ett avstånd större än cirka 8 – 9 påldiametrar så uppmättes ingen ökning av horisontaltrycket på den aktuella pålen. Vid ett större avstånd än detta kan alltså gruppeffekten förutsättas vara försumbar.



Figur 7.49. Effektivitetsfaktorn för pålar i grupp i relation till den enskilda pålens bärförmåga (Poulos & Davis, 1980, baserat på Vesic, 1969).

7.7.3.11.2 Lastfördelning mellan pålar i grupp

När det gäller lastfördelningen mellan friktionspålar i grupp så skiljer den sig ifrån hur lasten fördelar sig hos kohesionspålar i grupp. Hos pålar som slås i grupp kommer de centralt placerade pålarna att bli hårdast belastade, vid samma förskjutning. Dessa pålar är också de som vanligtvis uppvisar den största bärförmågan i gruppen. Notera att en fortsatt drivning av pålar efter att de har blivit påverkade av andra slagna pålar i gruppen kan innebära en förlust av bärförmåga för just den pålen. Denna reduktion i bärförmåga kommer däremot delvis kompenseras av en tidsberoende bärförmågetillväxt.

För pålar i en konstruktion med styv grundplatta kommer samtliga pålar i gruppen att fungera som en enhet med samma last-deformationssamband. Eftersom pålar i friktionsjord dessutom uppvisar duktilt (segt) brott är det rimligt att beräkna pålgruppens geotekniska bärförmåga som summan av de enskilda pålarnas geotekniska bärförmåga, eventuellt korrigerad för gruppeffekten. Pålgruppens geotekniska bärförmåga ska underskrida den totala vertikala lasten som hela pålgruppen utsätts för.

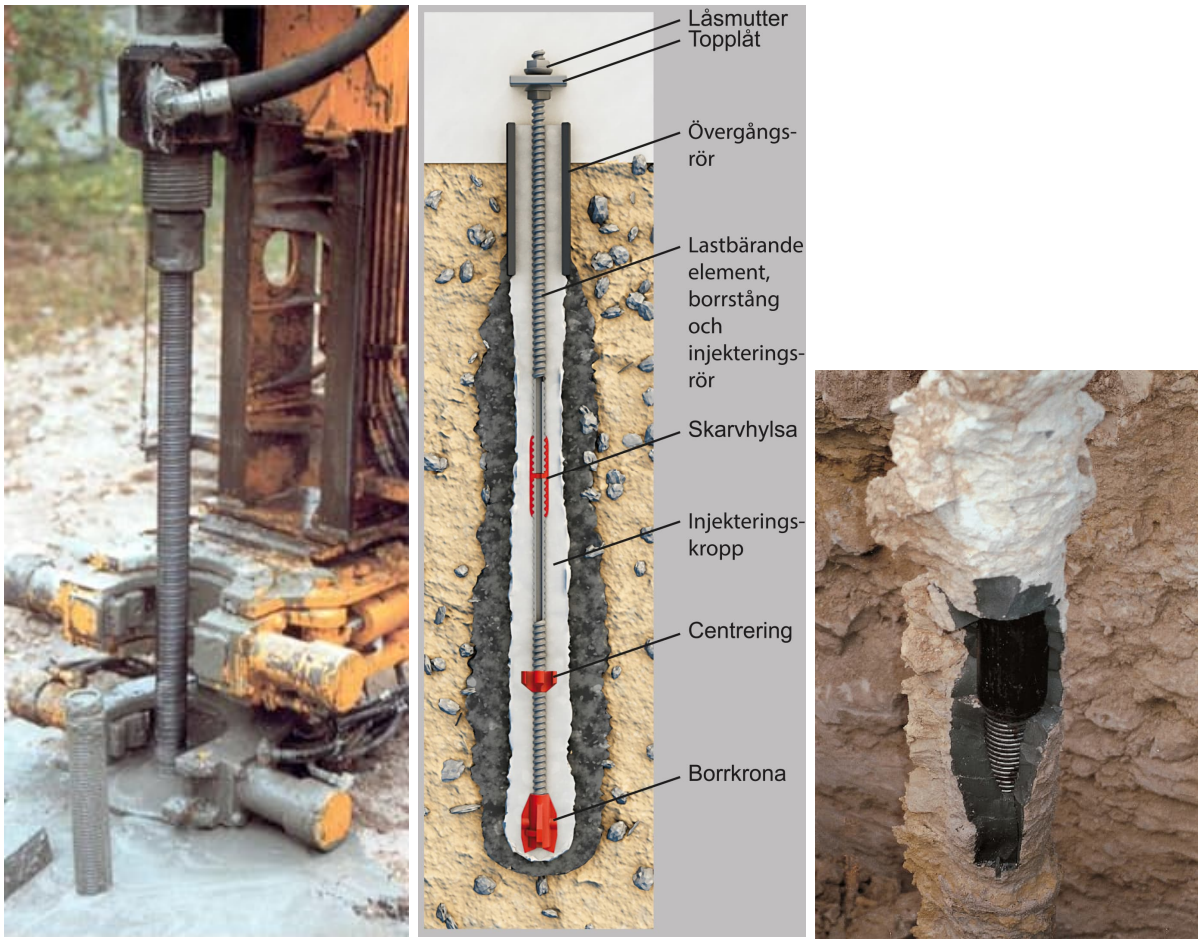
7.7.3.11.3 Samverkan mellan platta och pålar

Om det är möjligt att utnyttja plattan till att föra över last till jorden, som en s.k. samverkansgrundläggning, kan detta avsevärt öka effektiviteten hos pålgruppen. Metoden bedöms som speciellt användbar vid löst lagrad sand där pålningen i sig ger en packning av jorden och medverkan av plattan betyder att pållängden kan reduceras. Notera dock att större rörelser krävs för en samverkansgrundläggning för att mobilisera bärförmågan än för en fristående pålgrupp. En förutsättning för att kunna utnyttja plattan är att varken lera eller annan lös jord förekommer inom pålgruppen. Ett relativt enkelt sätt att beräkna fördelningen mellan platta och pålar, samt pålgruppens totala sättning, är enligt Poulos-Davis-Randolphs metod som bl.a. finns beskriven i Fleming et al. (1992). Det är däremot sällsynt att denna effekt i realiteten utnyttjas för friktionspålar. En avgörande faktor för detta är att bärförmågan/last-deformationssambandet för friktionspålar förändras med tiden.

7.7.4 Borrade (och slagna) injekterade pålar

För borrade injekterade pålar, se exempel i Figur 7.50 är det inte intressant eller önskvärt att dimensionera endast med beräkningar. Speciellt eftersom beräkningsmetoderna alla är semiempiriska och utförandet medför att ett flertal parametrar är behäftade med stora osäkerheter. Pålkommissionen rekommenderar statisk provbelastning för verifiering av den geotekniska bärförmågan. Ofta kan den konservativt utföras som dragprovning. För de injekterade pålarna krävs då uppmärksamhet på knäckningsproblematiken (i tryckbelastning), eftersom dessa pålar undantagslöst är mycket slanka. Om provning enbart utförs genom dragning i pålarna kan det, trots en påvisad geoteknisk bärförmåga, vara lätt att förbise att pålarna egentligen skulle ha knäckt i det tryckta lastfallet, vilket pålarna i permanentskedet ska utsättas för. Verifiering genom dynamisk provbelastning (stötvågsmätning) kan också utföras, men vid ett sådant förfarande blir pålen alltid mer eller mindre skadad. Det rekommenderas därför att denna form av provning enbart utförs på pålar som inte kommer att ingå i den slutliga konstruktionen.

Beräkningar av den geotekniska bärförmågan används därför för att erhålla troliga längder på pålarna för provningen, vilken sedan ligger till grund för den slutliga verifieringen genom provning.



Figur 7.50. Exempelbilder från leverantörsmaterial (bl.a. Ischebeck DE NEEF Scandinavia) på borrade injekterade pålar.

7.7.4.1 Förankringslängd (cementsuspension-jord)

Som nämnts ovan dimensioneras borrade, injekterade pålar med hjälp av provning. Inga modellfaktorer finns för dimensionering med beräkning. För att erhålla uppskattade värden på den geotekniska bärförmågan, vilken ligger till grund för valet av pålens längd i jord, så kan beräkningar av den bedömda bärförmågan utföras. Denna styrs av vilken lasteffekt den omgivande jorden kan uppta via pålens mantel. Mantelbärförmågan kan semiempiriskt beräknas med hjälp av gränsmantelfriktionen, q_s, längs pålen i jord.

Empiriska värden på gränsmantelfriktionen i olika jordarter kan hämtas från Tabell 7.22. Karakteristiskt mantelmotstånd respektive karakteristisk förankringslängd kan beräknas med hjälp av Ekvation 7-65 och Ekvation 7-66.

För pålar installerade i lera/silt kan, på säkra sidan, antas en injekteringskropp motsvarande borrkronans diameter. För dimensionering av geoteknisk bärförmåga i kohesionsjordar, se avsnitt 7.7.2.

$$\mu_k = q_s \cdot \pi \cdot D$$ **Ekvation 7-65**

$$L_{förankring,k} = \frac{E_k}{\mu_k}$$ **Ekvation 7-66**

där
$L_{förankring,k}$ = förankringslängd, karakteristiskt värde
E_k = lasteffekt, karakteristiskt värde
μ_k = mantelmotstånd för påle i jord, karakteristiskt värde
q_s = gränsmantelfriktion i jord enligt Tabell 7.22
D = diameter, injekteringskropp.

Tabell 7.22 Empiriska värden på gränsmantelfriktionen, q_s [kPa], mot karakteristiska värden på hållfasthetsparametrar och sonderingsresultat enligt bl.a. Handboken Bygg 1984 G08:32 (Svensk Byggtjänst), 1984. Gränsmantelfriktion är bl.a. baserad på utdragstester. Källa: Dimensioneringsguide/3 för Ischebeck TITAN stag och påle (DE NEEF Scandinavia, 2004).

Sand och grus q_s *[MPa]*	*Relativ fasthet*	*Spetstrycksondering TrS,* q_c *[MPa]*	*Viktsondering, Vim, [hv/0,2m]*	*Hejarsondering, HfA, [sl/0,2m]*	*Friktionsvinkel,* ϕ *[°]**
50 – 100	Mycket lös	> 2,5	< 10	< 5	29 – 32
100 – 150	Lös	2,5 – 5	10 – 30	5 – 10	32 – 35
150 – 200	Medelfast	5 – 10	20 – 60	7 – 15	35 – 38
200 – 250	Fast	10 – 0	40 – 100	10 – 40	38 – 42
250 – 300	Mycket fast	> 20	> 80	> 30	> 42
Vittrat berg q_s *[MPa]*	*Grad av vittring*	*Minimum förankringslängd i berg [m]*	Kommentar: Minimum förankringslängd i berg är beräknad med avseende på vikten av en bergkon med spetsvinkeln 60°, (Se Figur 7.59) – vidhäftning mellan berg och betong är ej dimensionerande.		
500	Utbredd	4,0			
750	Begränsad	4,0			
Ovittrat berg q_s *[MPa]*	*Beskrivning av bergmassa*	*Minimum förankringslängd i berg [m]*	Kommentar: Mjukt berg gäller för sandsten/kalksten och hårt berg för granit/gnejs (säkerhetsfaktor 3, se vidare Tabell 7.23.		
1000	Mjukt berg	3,0			
1400	Hårt berg	2,0			

***** *Angivna värden på friktionsvinklar gäller för sand. För silt görs avdrag men 2° och för grus, tillägg med 2°.*

Tabell 7.23 Överslagsmässig brottvidhäftningsspänning som kan antas för olika bergarter. (Källa: Handboken Bygg 1984 G15:4:42).

Bergart	*Brottvidhäftningsspänning [MPa]*
Granit	2,0 – 5,0
Sandsten	0,5 – 2,0
Kalksten	1,0 – 3,0

Internationellt finns det flera sätt att uppskatta en borrad injekterad påles karakteristiska bärförmåga i friktionsjord, se vidare under avsnitt 7.7.4.3.

Pålens geotekniska bärförmåga i brottgränstillstånd, R_s, är den lasteffekt från pålen som jorden maximalt kan uppta. Den geotekniska bärförmågan för en enskild påle kan allmänt formuleras som summan av det maximalt mobiliserbara jordmotståndet (kraften) längs pålens mantelyta (mantelbärförmågan), R_{sm}, och mot pålens spets (spetsbärförmåga), R_{sp}, enligt följande:

$$R_s = R_{sm} + R_{sp} = \sum (r_{sm} \cdot \pi \cdot D) dz + r_{sp} \cdot A_p \qquad \textbf{Ekvation 7-67}$$

där
r_{sm} = mantelbärförmåga (kraft/ytenhet) på djupet z
D = pålens effektiva diameter (större än eller lika med borrkronans/kragens diameter) eller borrkronans diameter, se vidare avsnitt 7.7.4.3.
r_{sp} = spetsbärförmågan (kraft/ytenhet) mot spetsen
A_p = pålens spetsarea.

Erforderlig rörelse för att mobilisera spetsbärförmågan är normalt betydligt större än den rörelse som erfordras för att mobilisera mantelbärförmågan. För aktuella påltyper är mantelytans area dessutom mångdubbelt större än spetsarean. Vid dimensionering antas därför normalt att den geotekniska bärförmågan, R_s, är lika med mantelbärförmågan, R_{sm}.

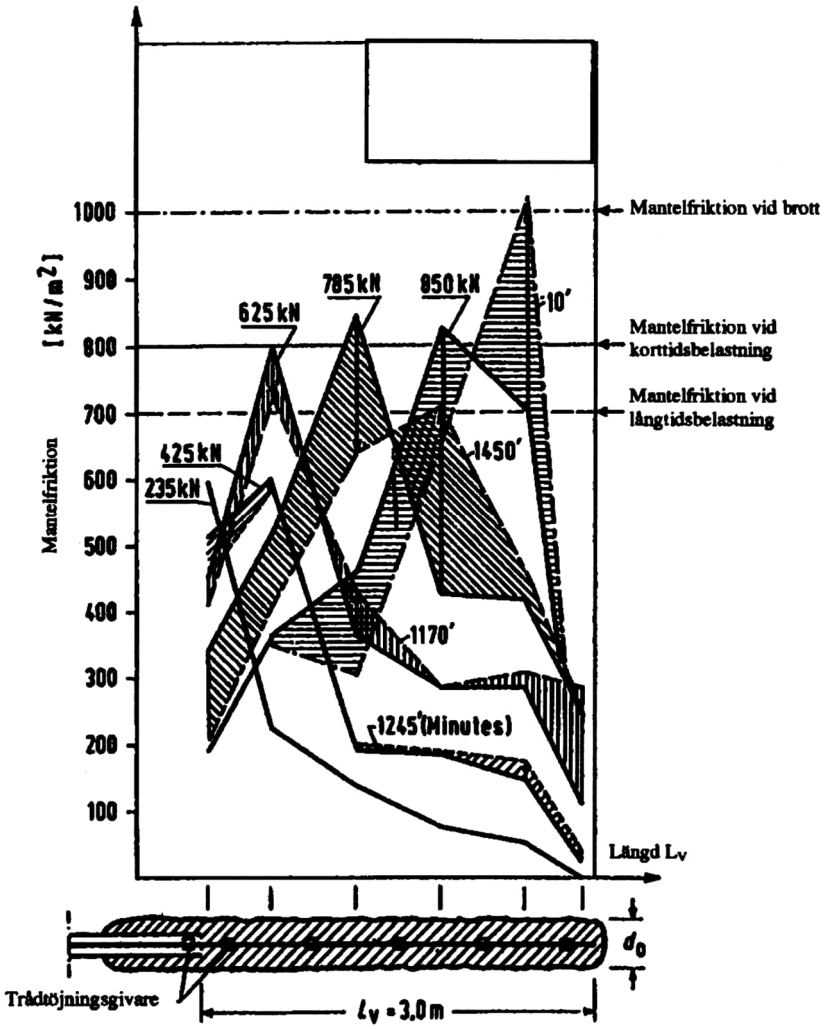
Den geotekniska bärförmågan ska alltid beräknas under antagandet att jordbrott antingen kan ske längs den enskilda pålens mantelyta eller längs en yttre begränsningsyta för en grupp av pålar. Den sistnämnda brottmekanismen är endast aktuell för små pålavstånd när pålarna ingår i pålgrupp.

7.7.4.2 Grundläggande funktionssätt

Mantelfriktionen längs mantelytan hos en påle installerad i friktionsjord är i princip proportionell mot den effektiva normalspänningen mot pålens mantelyta och mot råheten mellan mantelytan och den omgivande jorden. Då pålen installeras med samtidig injektering, eventuellt kombinerad med efterinjektering, ökar den effektiva normalspänningen mot mantelytan och om jorden är fridränerande, dvs. inga porövertryck uppkommer, ökar den effektiva normalspänningen omedelbart till det effektiva injekteringstrycket. Det effektiva injekteringstrycket kan vara betydligt lägre än det uppmätta injekteringstrycket på grund av friktionsförluster i slangar, manschetter m.m. På grund av krypning, relaxation och andra omlagringseffekter i den omgivande jorden minskar dock normalt den effektiva normalspänningen med tiden.

Då ett pålsegment belastas så att dess mantelyta rör sig i förhållande till den omgivande jorden kan den effektiva normalspänningen öka avsevärt om jorden är dilatant, dvs. vill öka sin volym vid skjuvning, vilket normalt är fallet vid fast lagrad jord. Dilatansen och därmed den effektiva normalspänningen minskar dock då relativrörelsen mellan mantelytan och jorden blivit tillräckligt stor.

Vid statisk belastning på påltoppen är rörelsen alltid störst i det översta pålsegmentet på grund av pålens elastiska längdändring medan rörelsen minskar kontinuerligt med djupet. För en liten last på påltoppen kommer mantelfriktionen huvudsakligen att utbildas mot pålsegmenten i den övre delen av pålen. Med ökande last på påltoppen ökar mantelfriktionen längre ned längs pålen. Samtidigt som detta sker minskar dock mantelfriktionen i de övre pålsegmenten om jorden är dilatant, se Figur 7.51. I takt med att pållasten ökar erhålls därmed en omfördelning av mantelfriktionen. Även med bibehållen pållast sker med tiden en lastomfördelning längs pålen.



Figur 7.51. Fördelning av mantelfriktionen längs ett injekterat dragstag med effektiv diameter cirka 0,1 m friktionsjord vid olika belastningsnivåer och belastningstider (Ostermayer och Scheele, 1977).

7.7.4.3 Bedömning av karakteristisk geoteknisk bärförmåga baserad på empiriska erfarenheter

Som framgår ovan är de mekanismer i form av injekteringsförfarande, jordlagerföljd och jordegenskaper, pålens längd och axialstyvhet m.m. som styr aktuella påltypers geotekniska bärförmåga komplexa. Därmed ska de empiriska erfarenheter som redovisas nedan enbart ses som ett grovt verktyg för att göra en preliminär bedömning av den geotekniska bärförmågan. Provbelastning ska alltid utföras för att kontrollera att den preliminärt bedömda karakteristiska geotekniska bärförmågan verkligen kan uppnås, samt för att bedöma pålens last-förskjutningssamband, se vidare avsnitt 7.8.1. Nedan beskrivna samband avser bedömning av den karakteristiska bärförmågan medan den dimensionerande bärförmågan $R_{sm.d}$ för en enskild påle är väsentligt lägre, se även avsnitt 7.4 och 7.8.

Vanligen görs ingen åtskillnad mellan drag- och tryckbelastade pålar av aktuella typer då den geotekniska bärförmågan ska bedömas. Därför baseras en stor del av befintlig empiri på försök utförda på dragpålar och dragstag. Normalt krävs dock större rörelser för att mobilisera den geotekniska bärförmågan vid dragbelastning. Det får också anses vara på säker sida att dimensionera tryckbelastade pålar med dragprovning.

Eftersom mantelbärförmågan till stor del beror av den effektiva normalspänningen mot mantelytan är injekteringsförfarandet (injekteringstryckets storlek) mycket väsentligt. För de aktuella påltyperna kan

två principiella huvudgrupper särskiljas för vilka olika empiriska samband redovisas för den preliminära bedömningen av den geotekniska bärförmågan, nämligen:

- Tryckinjektering vid borrning/slagning (injekteringstryck cirka 0,5 – 1 MPa).
- Efterinjektering vid ett eller flera tillfällen (injekteringstryck cirka 2 – 8 MPa).

Naturligtvis är även pålens effektiva diameter mycket väsentlig (jämför Ekvation 7-67). Diametern beror dock på injekteringsförfarandet och den omgivande jordens egenskaper och kan variera avsevärt. I litteraturen rapporteras att den effektiva diametern kan variera mellan borrkronans/kragens diameter och cirka 2,5 gånger borrkronans/kragens diameter. De lägre värdena erhålls företrädesvis vid lågpermeabel jord och berg medan de högre värdena erhålls i friktionsjord med högre permeabilitet.

Juran m.fl. (1999) samt Bruce & Juran (1997a) har sammanställt ett antal vägledningar och empiriska samband som kan anses vara tillämpbara för borrade och injekterade pålar. I denna sammanställning ingår bl.a. tyska (DIN 4128, 1983), franska (CCTG, 1993) och engelska (BS 8081, 1989) vägledningar. En vägledning har även tagits fram i USA (FHWA, 2000). I Finland har dessutom en vägledning tagits fram speciellt för slagna, injekterade s.k. CSG-pålar (Lehtonen, 2001).

Som framgår nedan ger de olika metoderna stor spridning. Därför rekommenderas att den preliminära bedömningen baseras på samtliga redovisade metoder. Om lokalt framtagen empiri finns tillgänglig ska den nyttjas.

7.7.4.3.1 Enbart tryckinjektering vid borrning (injekteringstryck cirka 0,5 – 1 MPa), friktionsjord

Mantelbärförmågan uppskattas enligt någon av följande metoder:

- FHWA (2000) anger typiska storleksordningar på mantelbärförmågan för olika jordarter enligt Tabell 7.24 (Injekteringsförfarande A). Värdena baseras på ett stort antal undersökningar i samband med verkliga projekt i USA. För bestämning av den geotekniska bärförmågan används pålens effektiva diameter.
- CCTG (1993) baserar mantelbärförmågan på undersökningar i Frankrike där kalibreringar skett mot resultat från pressometerförsök, se Tabell 7.25. Olika samband (kurvorna Q1 och Q3 i Tabell 7.25) har erhållits för olika jordar varför aktuell kurva väljs utgående från Tabell 7.25 och Tabell 7.26. Eftersom pressometerförsök sällan utförs i Sverige kan Tabell 7.26 utnyttjas för att ”översätta” resultat från CPT-sondering till gränstryck p_1 enligt Pressometerförsök. För bestämning av den geotekniska bärförmågan används borrkronans diameter.
- BS 8081 (1989) avser egentligen vägledning för dimensionering av injekterade dragstag, men anses relevant även för injekterade pålar. Den geotekniska bärförmågan uppskattas direkt enligt:

$$R_{sm,k} = L \cdot n \cdot \tan \phi' \qquad \textbf{Ekvation 7-68}$$

där:
L = injekterad längd [m]
ϕ' = inre friktionsvinkeln [°]
n = empirisk faktor relaterad till installationsteknik för dragstag och rådande markförhållanden; 130 – 165 kN/m i finsand och mellansand; 400 – 600 kN/m grovsand och grus.

Ekvationen förutsätter påldiametern 0,1 m och om den effektiva påldiametern avviker från detta kan den geotekniska bärförmågan ökas/minskas proportionellt mot verklig effektiv diameter.

7.7.4.3.2 Efterinjektering vid ett eller flera tillfällen (injekteringstryck cirka 2 – 8 MPa)

Mantelbärförmågan uppskattas enligt någon av följande metoder:

- FHWA (2000) anger typiska storleksordningar på mantelbärförmågan för olika jordarter enligt Tabell 7.24 (Injekteringsförfarande B eller C). Värdena baseras på ett stort antal undersökningar i samband med användning i verkliga projekt i USA. För bestämning av den geotekniska bärförmågan används pålens effektiva diameter.

- CCTG (1993) baserar mantelbärförmågan på undersökningar i Frankrike där kalibreringar skett mot resultat från pressometerförsök, se Figur 7.52. Olika samband (kurvorna Q4-Q6 i Figur 7.52 har erhållits för olika jordar varför aktuell kurva väljs utgående från Tabell 7.25 och Tabell 7.26. Eftersom pressometerförsök sällan utförs i Sverige kan Tabell 7.26 utnyttjas för att ”översätta” resultat från CPT-sondering till gränstryck p_1 enligt pressometerförsök. För bestämning av den geotekniska bärförmågan används borrkronans diameter.

- BS 8081 (1989) föreslår att mantelbärförmågan uppskattas direkt från mätdata, exempelvis sådana redovisade av Ostermayer och Scheele (1977), se Figur 7.53. För bestämning av den geotekniska bärförmågan används pålens effektiva diameter.

- DIN 4128 (1983) rekommenderar mantelbärförmågan 150 kPa för sand och grusig sand samt 200 kPa för mellangrus och grovt grus. För bestämning av den geotekniska bärförmågan antas att den effektiva diametern är 2 gånger borrkronans diameter.

Tabell 7.24 Normal storleksordning på karakteristisk mantelbärförmåga $r_{sm,k}$ [kPa] i alla slags jordar (efter FHWA, 2000).

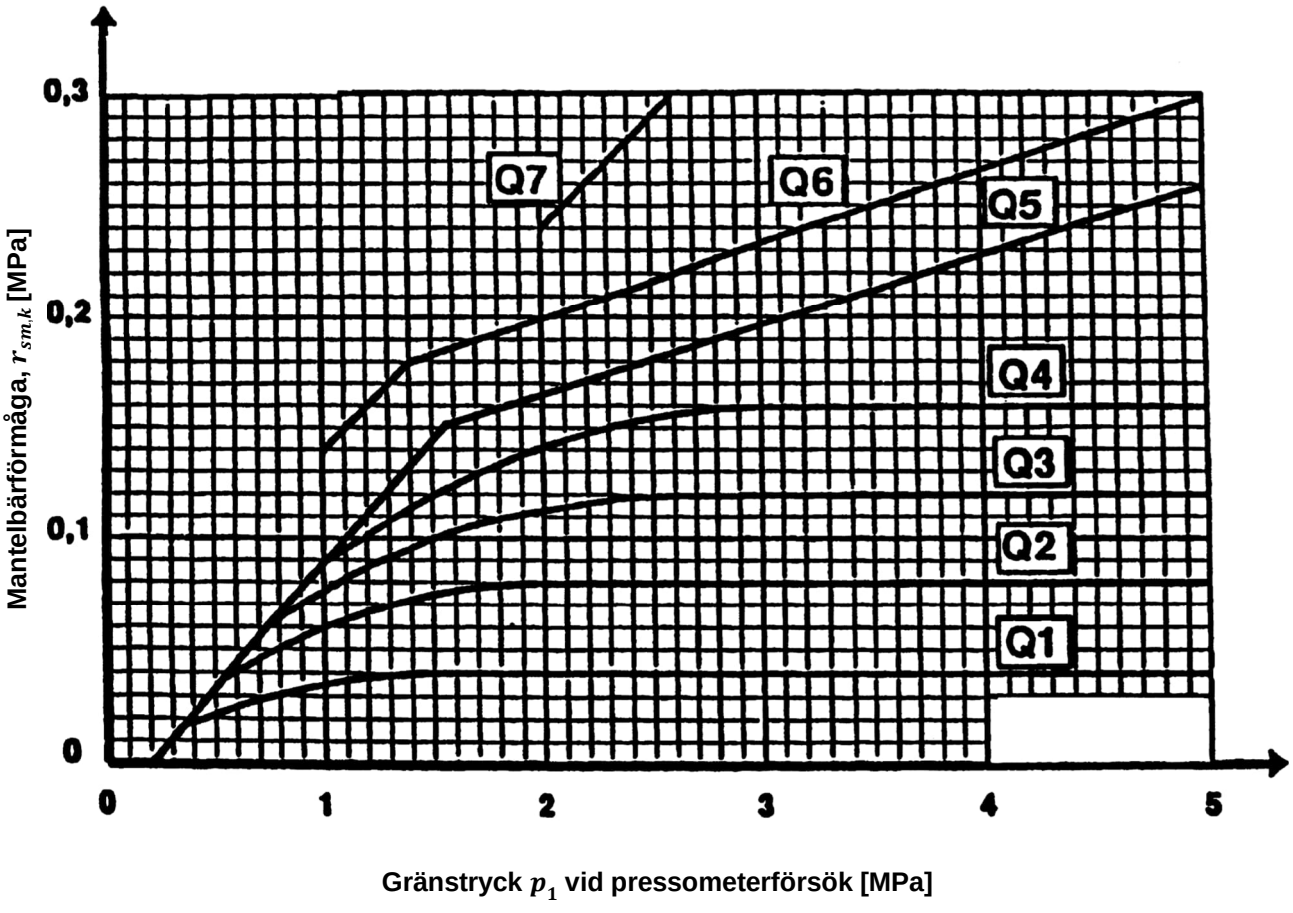
Jordtyp	[1)]Injekteringsförfarande		
	A	B	C
Silt och lera (med inslag av sand) (lös, mellanplastisk)	35-95	50-120	50-145
Silt och lera (med inslag av sand) (styv, fast till mycket fast)	70-190	95-190	95-190
Sand (med inslag av silt) (fin; lös till medelfast)	70-190	95-190	95-240
Sand (med inslag av silt och grus) (fin till grov; medelfast till mycket fast)	120-360	145-360	145-385
Grus (med inslag av sand) (medelfast till mycket fast)	120-360	145-360	145-385
Lermorän (silt, sand, grus) (medelfast till mycket fast; cementerad)	95-310	120-310	120-335
1) A = injektering med övertryck; B och C=Injektering enligt A kombinerat med efterinjektering vid ett (B) eller flera (C) tillfällen.			

Tabell 7.25 Kriterier för val av designkurvor i Figur 7.52 (efter CCTG,1993).

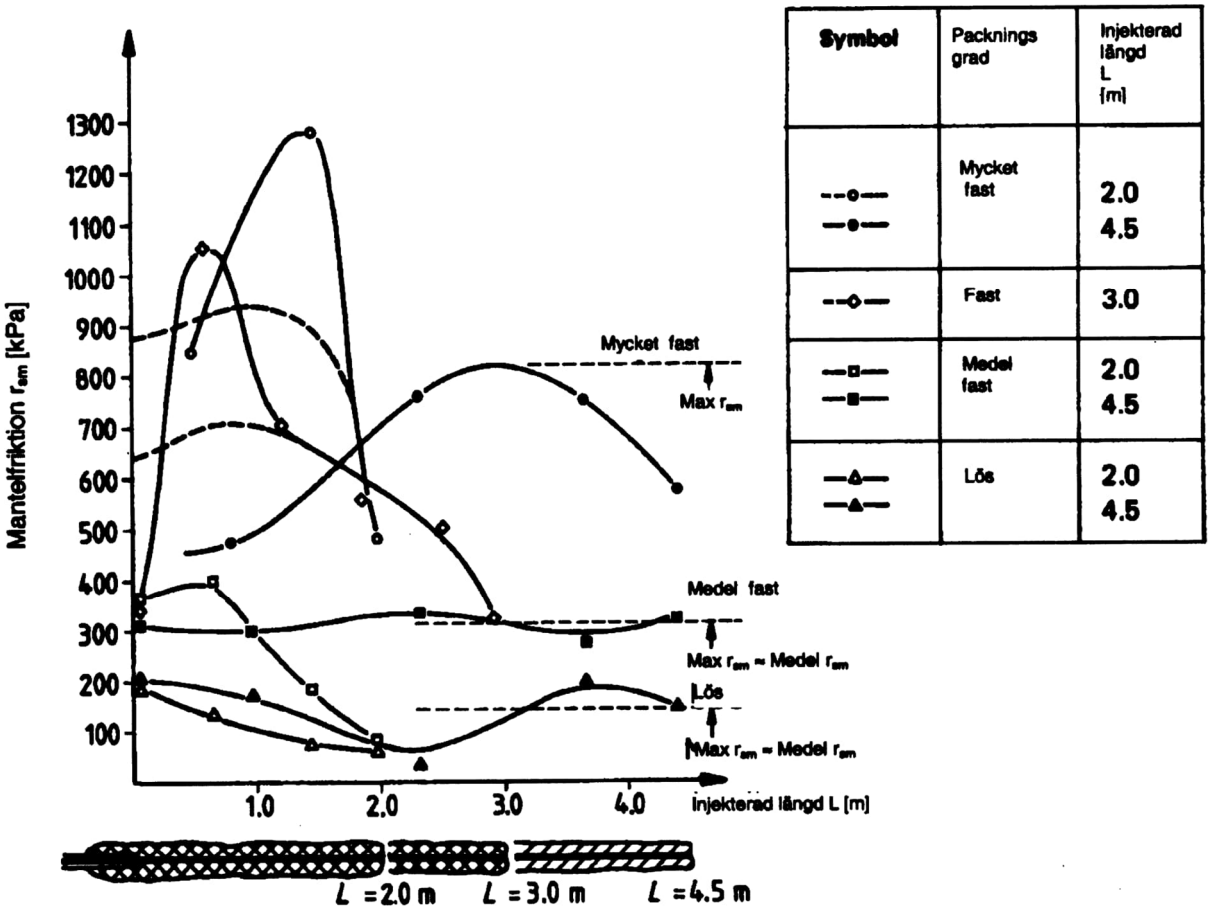
Effektivt injekteringstryck	[1)]Lera/silt			[1)]Sand/grus		
	A	B	C	A	B	C
Lågt (ca 0,3 – 1 MPa)	Q1	–	–	Q3	Q3	–
Högt (>ca 1 MPa) med eventuell efterinjektering	–	Q4	Q5	Q5	Q5	Q6
[1)]Underklasserna A, B, C väljs ur Tabell 7.26						

Tabell 7.26 Definition av underklasserna A, B, C i Tabell 7.25 (efter CCTG, 1993).

Jordtyp		Gränstryck vid presso-meterförsök, p_l [MPa]	Spetstryck vid CPT-försök, q_c [MPa]
Lera/silt	A – lös	< 0,7	< 3
	B – fast	1,2–2	3–6
	C – mycket fast	> 2,5	>6
Sand/grus	A – lös	< 0,5	<5
	B – fast	1–2	8–15
	C – mycket fast	> 2,5	> 20



Figur 7.52. Diagram för bedömning av mantelbärförmågan $r_{sm,k}$ [MPa] i alla slags jordar (efter CCTG, 1993). Kurvorna Q1-Q7 väljs utgående från Tabell 7.25.



Figur 7.53. Diagram för bedömning av karakteristisk mantelbärförmåga i sand (efter Ostermayer och Scheele, 1977).

Exempel

En borrad och injekterad påle som efterinjekterats har installerats i en friktionsjord som bedöms utgöras av medelfast sand och grusig sand. Baserat på utförda CPT-sonderingar har spetsmotståndet q_c bestämts till cirka 12 MPa.

Den karakteristiska mantelbärförmågan bedöms vara:

- Cirka 145 – 360 kPa enligt FHWA (2000), se Tabell 7.24.
- Cirka 160 kPa enligt CCTG (1993). Baserat på bedömd jordart och spetsmotstånd från CPT-sonderingen bedöms gränstrycket p_l vara cirka 1,5 – 2 MPa (se Tabell 7.26). Från Tabell 7.25 väljs designkurva Q5. Ur Figur 7.52 kan slutligen bedömd mantelbärförmåga utvärderas.
- Cirka 300 kPa enligt BS 8081 (1989), se Figur 7.53.
- Cirka 150 kPa enligt DIN 4128 (1983).

7.7.4.3.3 Slagna/tryckta och injekterade pålar, typ CSG-pålar i friktionsjord

Enligt Lehtonen (2001) kan mantelbärförmågan för CSG-pålar uppskattas ur Tabell 7.27 eller enligt nedanstående samband:

$$r_{sm,k} = \beta \cdot \sigma'_v$$ **Ekvation 7-69**

där
σ'_v = vertikal effektivspänning [kPa]
β = bärighetsfaktor som bestäms ur Figur 7.54 och Tabell 7.28.

För bestämning av den geotekniska bärförmågan används en effektiv diameter som kan uppskattas preliminärt ur Tabell 7.29.
.

Tabell 7.27 Bedömning av $r_{sm,k}$ [kPa] för CSG-pålar i friktionsjord på basis av geotekniska fältundersökningar (efter Lehtonen, 2001).

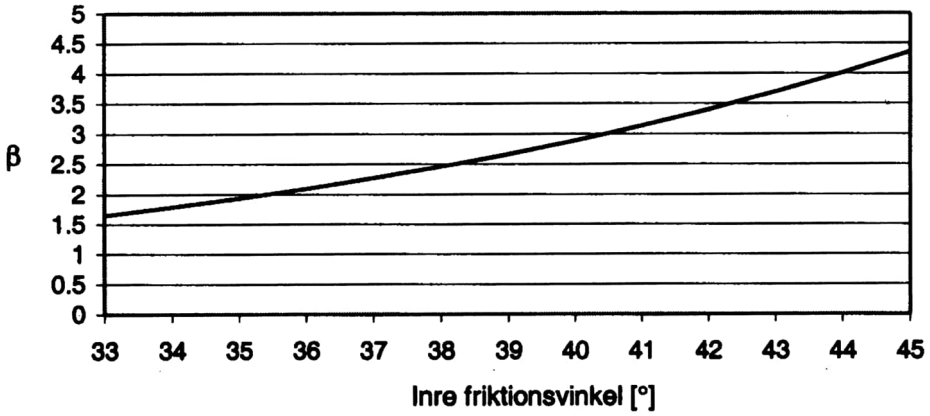
Lagringstäthet	Inre friktionsvinkel [°]	Standard penetration test SPT N_{30} (slag/0,3 m)	Viktsondering N_{HV} (halvvarv/0,2 m)	CPT-försök Spetstryck q_c (MPa)	Pressometerförsök Gränstryck p_l (MPa)	Mantelbärförmåga (kN/m^2)
Lös	33 34	5 10	10 30	2 4	0,3 0,5	20 40
Medelfast	35 36	20 25	40 45	8 10	1 1,3	80 100
Fast	37 38 39	30 35 40	50 60 70	12 15 18	1,5 2,0 2,2	120 150 180
Mycket fast	40 41 42	50 60 70	>80	20 22 25	2,5 3 3,2	200 220 250

Tabell 7.28 Ökning av jordens inre friktionsvinkel i friktionsjord då CSG- pålar installeras genom slagning (efter Lehtonen, 2001).

Jordens inre friktionsvinkel [°]		
Ursprunglig	Efter pålslagning	Ökning
34	37	3
35	37,5	2,5
36	38	2
37	38,5	1,5
38	39	1
39	39,5	0,5
40	40	0

Tabell 7.29 Effektiv påldiameter D för CSG-pålar (efter Lehtonen, 2001).

Jordtyp	[1)]a-faktor
Lera	1,0
Silt	1,0 – 1,1
Sand	1,0 – 1,2
Grus	1,0 – 1,2
Morän	1,0 – 1,2
[1)]D = (a-faktor)×D_{krage}	



Figur 7.54. Bärighetsfaktorn β som funktion av den inre friktionsvinkeln i friktionsjord för CSG-pålar (efter Lehtonen, 2001). Om CSG-pålen installeras genom slagning kan jordens ursprungliga inre friktionsvinkel ökas enligt Tabell 7.28.

7.7.4.4 Bedömning av karakteristisk geoteknisk bärförmåga i kohesionsjord

Normalt installeras borrade injekterade pålar så att deras geotekniska bärförmåga huvudsakligen utbildas i friktionsjord. Om en stor andel av en påle passerar genom lera som överlagrar friktionsjord kan det dock vara motiverat att tillgodoräkna sig mantelbärförmågan också i leran. Detta kan göras enligt samma principer som för slagna kohesionspålar enligt avsnitt 7.7.2. Diametern kan då sättas lika med borrkronans.

7.7.4.5 Bedömning av karakteristisk geoteknisk bärförmåga i berg

Borrade injekterade pålar nedförda till eller i hårt, kristallint berg förekommer normalt inte eftersom andra påltyper, t.ex. borrade stålpålar eller liknande, då vanligen är tekniskt och ekonomiskt mer fördelaktiga. Om så ändå är fallet rör det sig oftast om mjukare bergarter, som kalkberg och då kan den geotekniska bärförmågan bestämmas enligt samma principer som för stålkärnepålar med mantelburen kärna, se avsnitt 7.7.5.

7.7.5 Stålkärnepålar

Exempel på vanlig utformning av en stålkärnepåle illustreras i Figur 7.55.

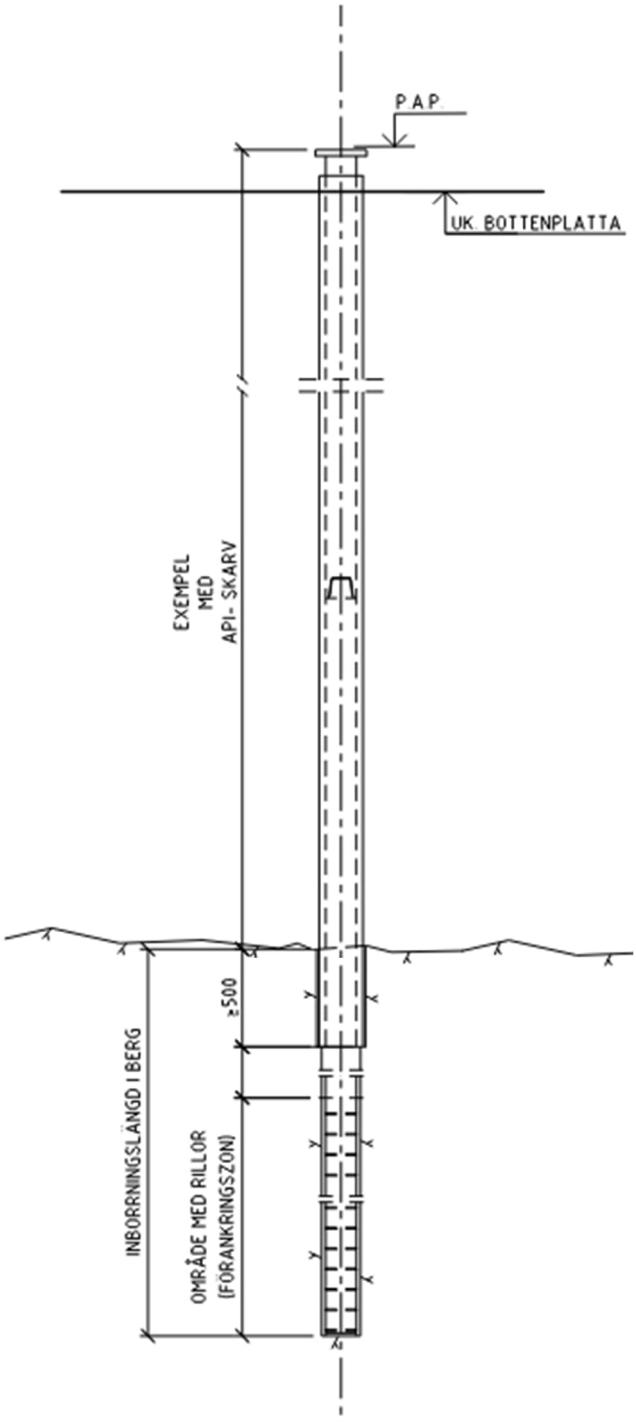
En stålkärnepåle kan utföras som spetsburen eller som mantelburen. Härtill kan stålkärnepålar med fördel användas för att uppta dragkrafter.

För en tryckbelastad stålkärna behöver följande brottmoder kontrolleras:

- Knäckning i jord.
- Brott i berg (spetsburen kärna).
- Vidhäftningsbrott i förankringszonen, mellan bergyta (bergborrhål) och cementsuspension/igjutningsbetong (mantelburen kärna).
- Vidhäftningsbrott i förankringszonen, mellan stålkärna och cementsuspension/igjutningsbetong (mantelburen kärna).

För en dragbelastad stålkärna behöver följande brottmoder kontrolleras:

- Vidhäftningsbrott i förankringszonen, mellan bergyta (bergborrhål) och cementsuspension/igjutningsbetong (mantelburen kärna).
- Vidhäftningsbrott i förankringszonen, mellan stålkärna och cementsuspension/igjutningsbetong (mantelburen kärna).
- Brott i mothållande bergmassa (bergkon).



Figur 7.55 Illustration – vanlig utformning av en stålkärnepåle.

Nedan beskrivs dimensionering med hänsyn till de geotekniska brottmekanismerna som för en spetsburen stålkärna är brott i berg, respektive för en mantelburen stålkärna är, vidhäftningsbrott i förankringszonen, mellan bergyta (bergborrhål) och cementsuspension/igjutningsbetong samt vid dragbelastning även bergmassans mothållande bärförmåga (bergkon). Övriga brottmoder som tar hänsyn till de konstruktiva brottmekanismerna (STR) behandlas i kapitel 6.

7.7.5.1 Spetsburen stålkärna, tryckkraftsbelastning

Den spetsburna kärnan liknar belastningsmässigt ett ytligt grundlagt fundament. För ett sådant kan bärförmågan q_u uttryckas som en andel av underlagets skjuvhållfasthet c_b och friktionsvinkel ϕ_b. För ett cirkulärt fundament (pålspets) på ytan av en bergmassa med friktionsvinkeln ϕ_b = 0 och skjuvhållfastheten $c_b = \frac{\sigma_{b.cyl}}{2}$ kan en preliminärt bedömd bärförmåga uppskattas till cirka 9c_b , dvs. ungefär i enlighet med Ekvation 7-3.

Den nedborrning till cirka 500 mm under bergytan som normalt utförs även för spetsburna kärnor leder beräkningsmässigt till en betydande ökning av q_u jämfört med den erhållna enligt Ekvation 7-3. Sven-Erik Rehnman (1968) undersökte bergdubbars bärförmåga på granitblock och rekommenderade från utförda experiment det utvärderade uttrycket enligt Ekvation 7-4, ursprungligen presenterat av Coates m.fl. (1966).

Som riktlinje för vilka tryckhållfastheter σ_{cyl} som kan förväntas för några olika bergarter, se avsnitt 7.5, Tabell 7.4, Tabell 7.5 och Figur 7.2.

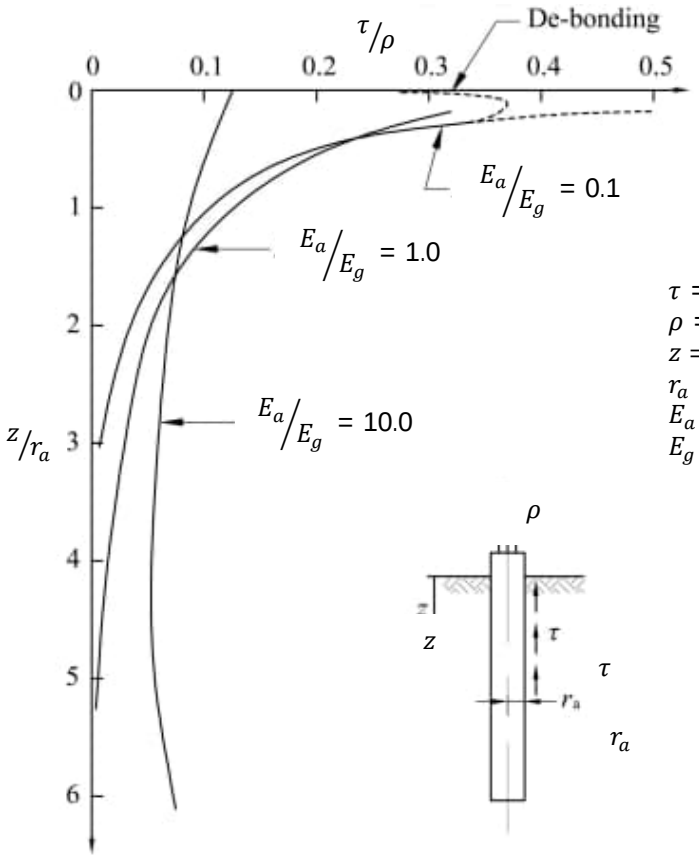
För spetsburna stålkärnepålar ska bergets, det vill säga den geotekniska bärförmågan, alltid verifieras genom dynamisk provbelastning med stötvågsmätning. För att kärnan ska nå ned till borrhålsbotten genom kvarlämnat borrkax ska verifiering dessutom föregås av stoppslagning.

7.7.5.2 Mantelburen stålkärna, tryckkraftsbelastning

Vid en tryckkraftsbelastad kärna överförs kraften till den omgivande bergmassan genom cementsuspensionen mellan stålkärnan och bergborrhålet. Vidhäftningsspänningen i förankringszonen (mellan stålkärnans mantelyta och omgivande bruk/cementsuspension respektive mellan bruk/cementsuspension och bergborrhålets mantelyta) antas vara konstant, vilket är en approximation i förenklande syfte. I verkligheten beror spänningsfördelningen bl.a. på förhållandet mellan stålmaterialets elasticitetsmodul och elasticitetsmodulen för gränssnittet berg/bruk, se Figur 7.56. Ofta är E_a och E_g av samma storleksordning, vilket gör att vidhäftningsspänningen är störst vid bergöverytan och avtar mot pålspetsen, se Figur 7.56.

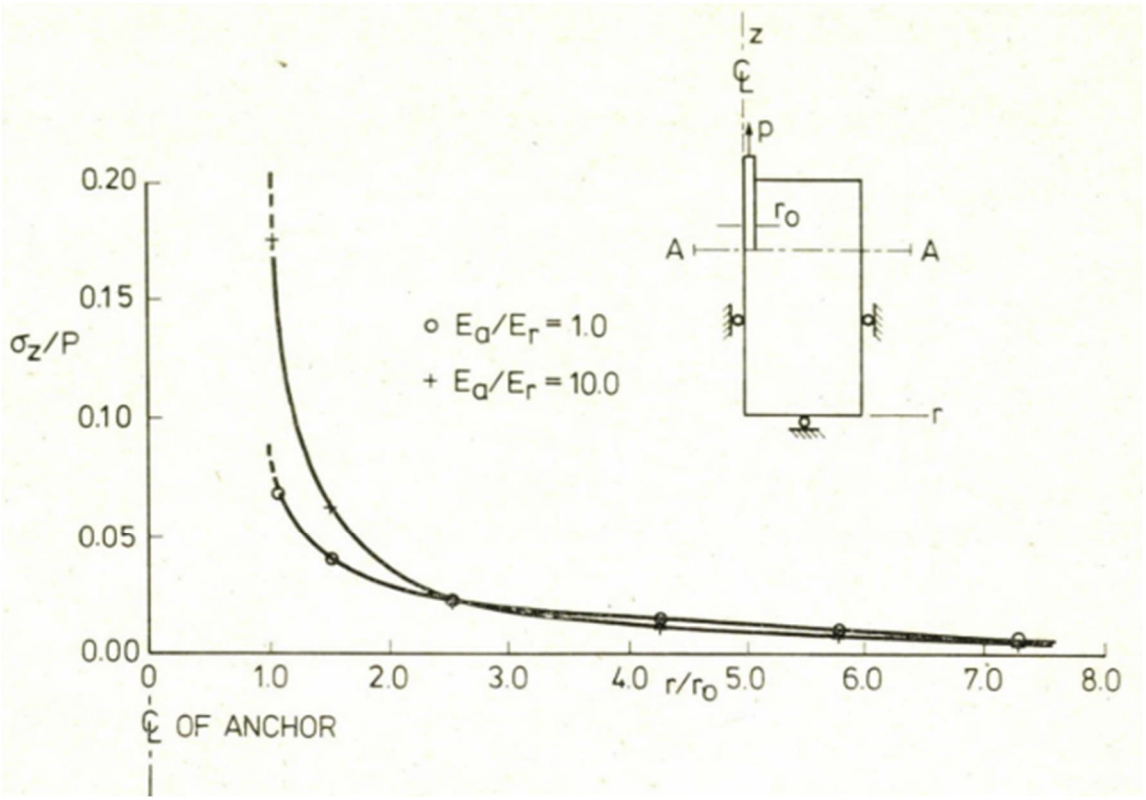
Sambanden i Figur 7.56 är dock grundade i elasticitetsteori. När spänningen i en punkt överskrider brottvärdet sker en spänningsomlagring.

I bergmassan uppkommer även dragspänningar i förankringsriktningen. Dessa avtar snabbt med ökande avstånd från förankringszonen enligt Figur 7.57 och Figur 7.58. Där dragspänningen överstiger bergets draghållfasthet uppstår sprickor.

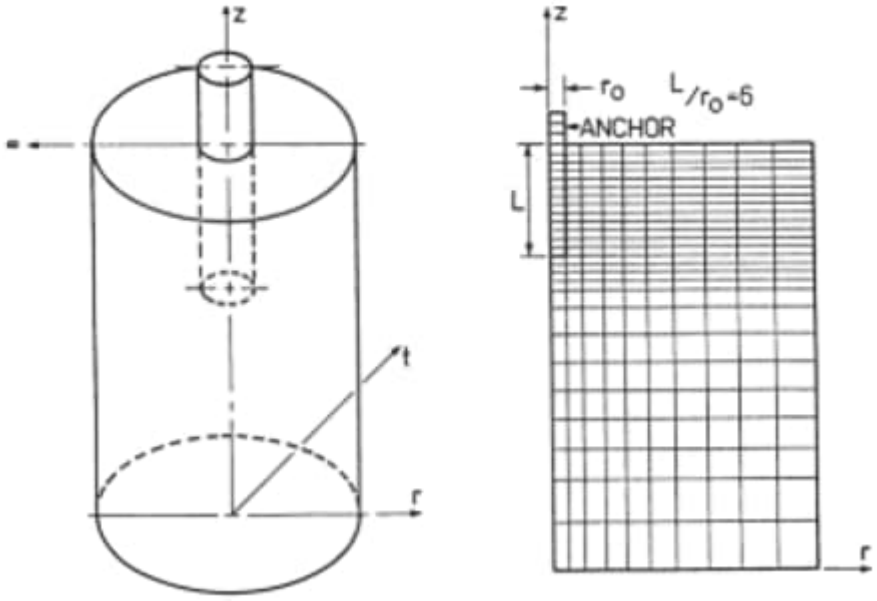


τ = Skjuvspänning i gränssnittet berg/bruk
ρ = Skjuvspänning i stålkärna
z = förankringslängd i berg, från bergöveryta
r_a = Diameter stålkärna (anchor)
E_a = Elasticitetsmodul stålkärna (anchor)
E_g = Elasticitetsmodul gränssnitt berg/bruk (grout)

Figur 7.56 Skjuvspänningens variation längs förankringszonen och dess beroende av sambandet mellan ingående elasticitetsmoduler (Coates och Yu, 1971).



Figur 7.57 Dragspänningens (i berg) variation, i ett horisontalplan, intill botten av en dragförankring (Coates och Y.S. Yu, 1971).



Figur 7.58 Bergförankringsmodellens geometri till vänster; definition av axlar, till höger; finita element modell (FEM) (Coates och Y.S. Yu, 1971).

Karakteristiska (approximerade som konstanta) värden för brottvidhäftningsspänning mellan cementsuspension/igjutningsbetong och berg för olika bergarter kan utläsas från Tabell 7.30. Kärnans spetsbärförmåga försummas eftersom en mantelburen stålkärna inte stoppslås och fördelningen mellan mantel- och spetsbärförmåga rymmer osäkerheter.

Tabell 7.30 Brottvidhäftningsspänning bruk/cementsuspension/ och berg, för olika bergarter. Källa HB Bygg G15, sida 399 (Svensk Byggtjänst, 1984).

Bergart	*Brottvidhäftningsspänning, $f_{s,k}$ [MPa]*
Granit	2,0 – 5,0
Gnejs	1,5 – 4
Kalksten	1,0 – 3,0
Sandsten	0,5 – 2,0

Som framgår av Figur 7.56 avviker vidhäftningsspänningens fördelning markant från konstant spänning, vid vanliga förhållanden mellan E-moduler för berg och cementsuspension/bruk. Höga vidhäftningsspänningar nära bergytan kan orsaka en spänningsomlagring längs den ingjutna delen. De maximala vidhäftningsspänningar som kan uppnås i en punkt är betydligt större än de som redovisas som konstant vidhäftningshållfasthet vid brott, $f_{s,k}$. Värden på $f_{s,k}$. grundar sig på utförda försök och innehåller därmed inverkan av sådana spänningsomlagringar.

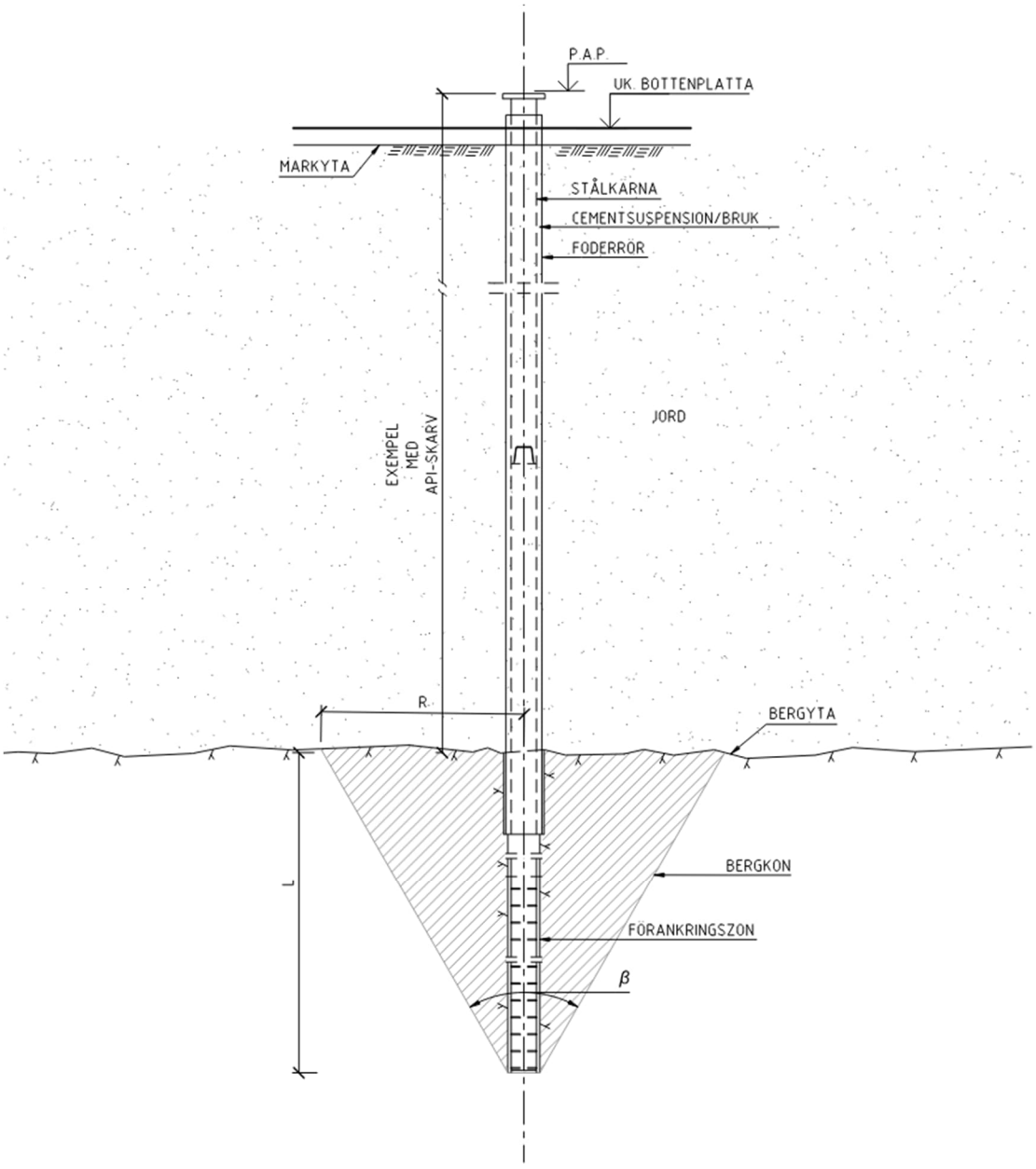
I de fall vidhäftningsfördelningen som motsvarar elasticitetsteori ska beräknas kan detta utföras i enlighet med Holmberg, ”*The Mechanical Behaviour of Untensioned Grouted Rock Bolts*”, KTH 1991. Detta kan exempelvis vara aktuellt vid långa ingjutningslängder och kärnor med liten diameter, eller vid kärnor i mycket hårt berg. Holmbergs avhandling beskriver även vidhäftningsmekanismer för residualstadiet, dvs. när rörelsen som motsvarar vidhäftningshållfastheten uppnåtts och överskridits.

I de fall såväl normal- som skjuvspänningsfördelning i betong och berg ska studeras, kan numeriska metoder användas för analys av det resulterande axialsymmetriska beräkningsproblemet och icke linjära spännings-töjningssamband för cementsuspension/bruk och berg.

7.7.5.3 Mantelburen stålkärna, dragkraftsbelastning

Vid en mantelburen, dragkraftsbelastad stålkärna ska förutom bärförmågan med hänsyn till vidhäftning i förankringszonen, även bergets mothållande bärförmåga kontrolleras.

Under förutsättning att kärnan är vertikal och bergytan är horisontell, enligt Figur 7.59, kan den mothållande bergkonens volym, V, beräknas enligt Ekvation 7-70 och Ekvation 7-71.



Figur 7.59 Medverkande förankringsbergkropp vid mantelburen dragbelastad stålkärna och förankring (Pålkommissionen, 2000a).

$$V = \frac{L \cdot \pi \cdot R^2}{3}$$ **Ekvation 7-70**

$$R = L \cdot \tan(\beta)$$ **Ekvation 7-71**

där
V = volym, bergkon [m^3]
L = längd i berg [m]
R = konens radie [m] kring kärnan, på bergytan, enligt Figur 7.59
β = toppvinkel, bergkon, sätts till 60° för både sedimentära och kristallina bergarter om inte annat kan påvisas vara mer korrekt. För att kunna tillämpa en större öppningsvinkel (maximalt 90°) krävs kristallint berg av god kvalitet.

Bergets kvalitet kan verifieras genom:

- Kärnborrprover.
- JB-sonderingar.
- Kontinuerlig registrering av produktionsborrningen (exempelvis med ett Jean Lutz system).
- Bergkartering, eller utlåtande av bergsakkunnig.

För att nyttja maximal toppvinkel 90°, krävs kärnborrprovning för verifiering av bergets kvalitet.

Bergkonens tyngd G beräknas enligt Ekvation 7-72 när hela bergkonen ligger över grundvattenytan respektive enligt Ekvation 7-73 när hela bergkonen ligger under grundvattenytan.

$$G = V \cdot \rho$$ **Ekvation 7-72**

$$G = V \cdot (\rho - 10)$$ **Ekvation 7-73**

där
ρ = bergmassans tunghet [kN/m^3].

I de fall där det inte finns risk för att jorden över bergytan schaktas bort kan även inverkan av tyngden av den ovanliggande jorden tillgodoräknas. Även här ska hänsyn tas till grundvattenytans läge.

$$R_d = \frac{G \cdot \mu}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{Rd,e}}$$

där G är beräknad enligt Ekvation 7-70 till Ekvation 7-73.

μ = 1,0 (dragning i berg, minskar inga effektivspänningar, samma som för lera).

$\gamma_{Rd,e}$ = 1,0

γ_R = 1,1 i analogi med hanteringen av gynnsamma permanenta laster, se kapitel 5.

γ_{Rd} = 1,0 för toppvinkeln β = 60°.

Vid dimensionering med toppvinkeln β = 90° ska γ_{Rd} sättas till 2,0 om undersökningarna inskränker sig till kunskap om bergarten, lokalen och kanske till enstaka Jb-sonderingar. Om det däremot finns gott om Jb-sonderingar och en bergkartering, eller utlåtande av bergsakkunnig, alternativt kontinuerlig registrering och uppföljning av produktionsborrningen kan den sänkas till 1,6 och om det dessutom finns kärnborrningar med RQD-värden eller motsvarande får partialkoefficienten, γ_{Rd} sättas till 1,4.

Finns ingjutningssträckor i närheten av varandra, kan konvolymerna komma att överlappa. I så fall ska motsvarande minskning av tillgänglig mothållstyngd beräknas.

7.7.6 Dragbelastade pålar

Olika påltyper hanterar draglasteffekter olika bra. Observera att samtliga i pålen ingående delar ska kontrolleras. Många gånger kommer den geotekniska bärförmågan över pålens mantelarea att dimensionera. Ska större draglaster hanteras bör det därför övervägas att installera separata dragstag, i eller utanför borrade stålrör. Det bör också övervägas att använda ”gravitationsbetong” för draglaster, vilket i många fall kan vara billigare än att uppta draglaster i pålarna.

7.7.6.1 Pålar i kohesionsjord

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. Detta har också visats i långtidsförsök med dragbelastning av pålar i Göteborg av Yannie (2016). Det gäller dock inte koniska pålar. Lägg märke till att ingen reduktion av geoteknisk bärförmåga vid dragbelastning behöver göras för kohesionspålar (endast för pålar i friktionsjord är μ –faktorn lägre än 1,0). Däremot ansätts partialkoefficienten till 1,3 istället för 1,2 för samtliga dragbelastade pålar, vilket därmed ändock leder till en något lägre dimensionerande geoteknisk bärförmåga i drag än i tryck. Detta kan anses vara kopplat till konsekvensen av ett överskridande av bärförmågan.

Vidare bör noteras att för dragbelastade pålar av trä och betong blir ofta den konstruktiva/strukturella bärförmågan dimensionerande. Detta gäller inte minst skarvar. Det bör vara klart att träpålens koniska form bidrar till en lägre bärförmåga i drag än för en likformad påle. Detta kan dock anses ointressant då skarvar mellan trä och betongpålar normalt betraktas sakna draglastöverförande egenskaper, eller åtminstone ha mycket låg sådan förmåga. Permanenta träpålar ska alltid installeras med betongpåleöverdel och därför blir i praktiken en kombipåles dragbärförmåga endast definierad av dess övre betongpåledel.

7.7.6.2 Pålar i friktionsjord

Det är allmänt känt att en friktionspåle som belastas i drag uppvisar en något lägre mantelbärförmåga än vid belastning i tryck. Orsaken till denna skillnad beskrivs i avsnitt 7.7.3.3. I geoteknisk litteratur anges att hänsyn till detta kan tas genom reduktion av mantelbärförmågan för tryckbelastning med en reduktionsfaktor, normalt inom intervallet 0,7 – 0,9. Reduktionsfaktorn μ anges i TSFS och BFS till 1,0 för mantelburna pålar med konstant tvärsnitt i kohesionsjord och till 0,7 – 0,9 i friktionsjord.
μ-faktor = 0,7 ska användas för pålar i friktionsjord, där bärförmågan baseras på uppmätt eller beräknad bärförmåga i tryckbelastning och om ingen analys utförs.

Ett enkelt sätt att dimensionera enskilda pålar för dragbelastning är att multiplicera beräknad mantelbärförmåga med en sådan reduktionsfaktor, samt att medräkna pålens effektiva egentyngd enligt:

$$R_{md} = \mu \cdot R_m + W' \qquad \textbf{Ekvation 7-74}$$

där
μ = reduktionsfaktor för drag, ligger normalt mellan 0,7 - 0,9 (erfarenhetsvärden)
R_m = beräknad mantelbärförmåga
W' = pålens effektiva tyngd.

De Nicola & Randolph (1993) presenterade en metod, baserad på resultat från numeriska analyser, för att beräkna kvoten mellan drag- och tryckbelastade pålar. Enligt resultaten från analyserna beror skillnaden mellan bärförmåga i drag och tryck på två faktorer:

1. En reduktion i effektivspänning nära pålen jämfört med tryckbelastning.
2. Minskad påldiameter vid dragbelastning jämfört med tryckbelastning på grund av tvärkontraktion.

Se också Figur 7.32. Förhållandet mellan mantelbärförmågan i drag R_{md} respektive tryck R_m beräknas enligt följande uttryck:

$$\mu = \frac{R_{md}}{R_m} = \left[1 - 0{,}2 \cdot log\left(\frac{100}{L/d}\right)\right] \cdot (1 - 8\eta + 25\eta^2) \qquad \textbf{Ekvation 7-75}$$

där

$$\eta = \nu_p \cdot \left(\frac{L}{d}\right) \cdot \left(\frac{G}{E_p}\right) \cdot \tan\delta \qquad \textbf{Ekvation 7-76}$$

och
ν_p = pålens tvärkontraktionstal
G = jordens skjuvmodul
E_p = pålens E-modul
δ = friktionsvinkel mellan påle och jord.

Även om relativt extrema värden används i ovanstående uttryck ger det en kvot som varierar mellan 0,7 – 0,85. Om ingen särskild beräkning av reduktionsfaktorn utförs väljs förslagsvis μ = 0,7.

I Ekvation 7-56 redovisas även ett sätt att beräkna bärförmågan i drag som är baserad på ICP-metoden. Reduktionen sätts där till 0,8.

7.7.6.3 Pålar i berg

Dimensionering utförs i enlighet med avsnitt 7.7.5.3. Notera att bergkonen oftast dimensionerar den geotekniska bärförmågan i drag.

7.7.7 Transversalbelastade pålar

7.7.7.1 Verkningssätt och begränsningar

Svensk praxis är att horisontella laster beräkningsmässigt överförs till jorden genom lutande, axialbelastade pålar. Vanligt förekommande pålar i Sverige är ofta mycket slanka och därför är deras kapacitet och styvhet mycket låg. Dessutom är många vanligt förekommande jordar i Sverige mycket lösa, vilket bidrar till problematiken. Grövre pålar än de i Sverige vanligast förekommande ger bättre möjligheter att nyttja pålarna direkt för överföring av horisontella belastningar. Internationellt är lutande pålar fortsatt sällsynta.

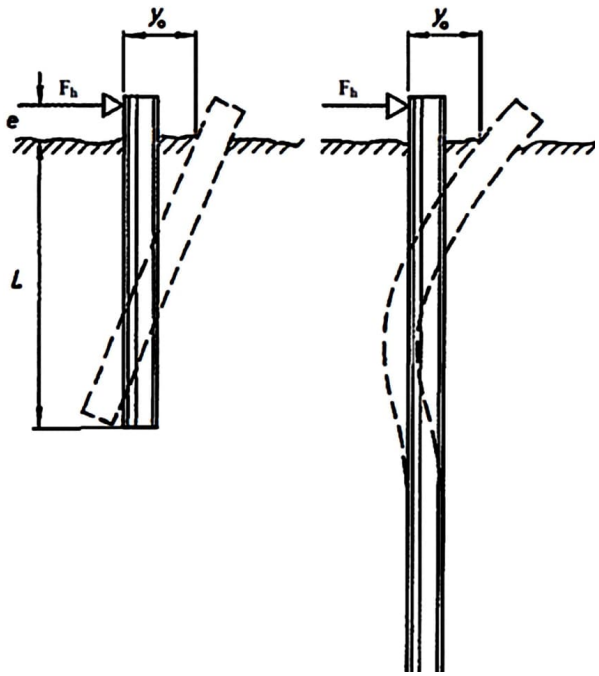
Bärförmågan för en transversalbelastad påle beror av den brottmekanism som utvecklas. För korta pålar beror bärförmågan främst på pållängden och jordens skjuvhållfasthet och modul. För långa pålar beror bärförmågan både på momentkapaciteten i själva pålen och på jordens skjuvhållfasthet, men däremot inte av pållängden, se Figur 7.60

De två principiella verkningssätten är:

- ”kort påle” där strukturell/konstruktiv bärförmåga (STR) > geoteknisk bärförmåga (GEO)
- ”lång påle” där geoteknisk bärförmåga (GEO) > strukturell/konstruktiv bärförmåga (STR).

Klassisk jordtrycksteori kan i allmänhet användas för att göra överslagsberäkningar för en horisontalbelastad påles bärförmåga, jämför t.ex. Randolph och Houlsby (1984). Mer exakta beräkningar kan utföras med numeriska beräkningsmetoder, som bygger på samverkansbetraktelser mellan påle och omgivande jord. För pålar i lera är oftast rörelsernas storlek dimensionerande, snarare än den beräknade bärförmågan, se avsnitt 7.6.13.

Pålkommissionen rekommenderar att korta pålar (enligt definition ovan) inte ska användas för att ta upp transversella (horisontella) laster eftersom bärförmågan är låg och pålen ”lägger sig” för relativt låga belastningar. Ett sätt att öka bärförmågan är att borra in korta pålar i berg, då blir den geotekniska bärförmågan inte dimensionerande. Pålens bärförmåga för transversallast kommer i stället att begränsas av pålens konstruktiva bärförmåga, se kapitel 5 och 6.



Figur 7.60 Principskiss transversalbelastning. TV: verkningssätt för en kort påle, TH: en lång påle.

Kort påle

Relativt korta pålar (pållängd högst 5 à 6 m) eller pålar som kan ta upp ett stort moment kommer att rotera som stela kroppar. I Figur 7.61 a) visas schematiskt jordtrycksfördelningen längs en kort påle. Över rotationscentrum kommer passivt jordtryck att utvecklas framför pålen. Passivt jordtryck kommer även att utvecklas bakom pålen under dess rotationscentrum (B). Jorden kan vanligtvis antas som ett stelt ideal-plastiskt material. Idealiserat kan antas att ett fullt utvecklat passivt jordtryck framför pålen i rotationscentrum övergår till ett fullt utvecklat passivt jordtryck bakom pålen.

Följande samband baserade på horisontalkrafts- och momentjämvikt kan ställas upp:

$$Q_h = P_1 - P_2$$ **Ekvation 7-77**

$$Q_h \cdot (e + h) = P_1 \cdot (h - l_{ab}) + P_2 \cdot (l_{bc} - h)$$ **Ekvation 7-78**

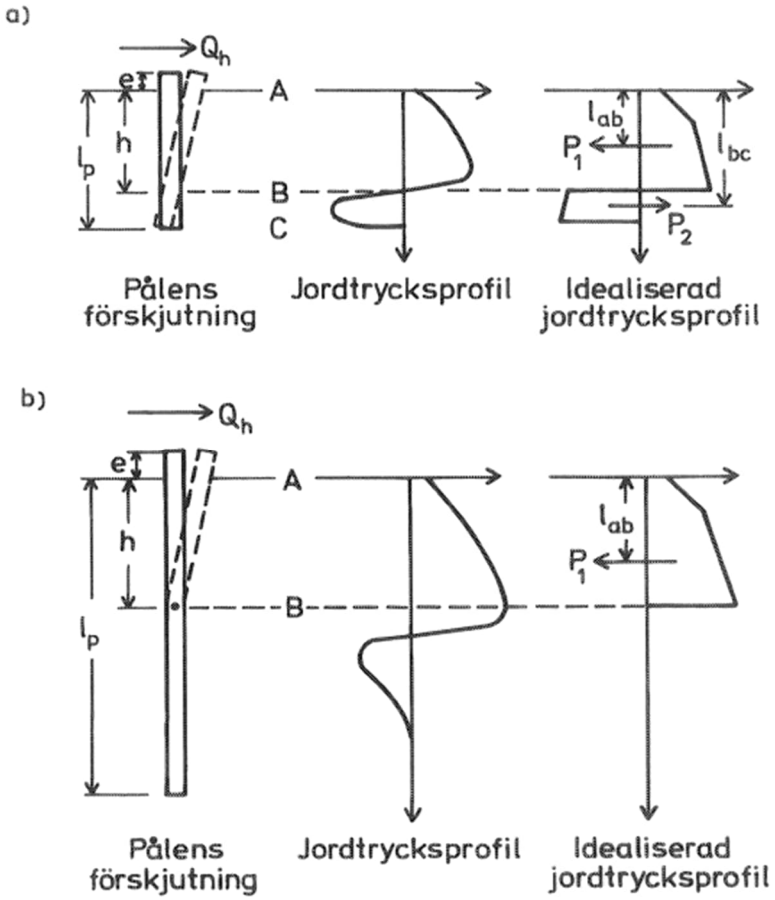
där
Q_h = horisontell last/Horisontell geoteknisk bärförmåga
P_1 =passiv jordtrycksresultant ovan rotationscentrum
P_2 =passiv jordtrycksresultant under rotationscentrum
e =lastens (bärförmågans) avstånd från markytan
l_{ab} = avstånd mellan markyta och rotationscentrum
h = avstånd mellan P1 och markytan
l_{bc} = avstånd mellan P2 och markytan.

Poulos och Davis (1980) har löst dessa samband för några enkla jordtrycksprofiler och presenterat resultaten i form av dimensioneringsdiagram.

Lång påle
För relativt långa pålar bestäms bärförmågan av att själva pålen bryts, dvs. en plastisk led utvecklas, se Figur 7.61 b). Även om jorden utsätts för belastning under den plastiska leden kräver en beräkning av bärförmågan endast kunskap om det maximala jordtrycket på den del av pålen, som är belägen över den plastiska leden B. Jordtrycket som verkar mot pålen under leden kommer att vara litet och kan i allmänhet försummas. Skjuvkraften genom och under leden kan sättas lika med noll och den yttre lasten Q_h blir lika med P_1. Vid momentjämvikt kring punkten B erhålls:

$$Q_h \cdot [e + h - (h - l_{ab})] = Q_h \cdot (e + l_{ab}) = M_p \qquad \textbf{Ekvation 7-79}$$

där
M_p = pålens momentbärförmåga.



Figur 7.61. Schematisk variation av jordtrycket längs horisontalbelastad kort (a) respektive lång (b) påle (Fleming et al., 1985).

7.8 DIMENSIONERING AV GEOTEKNISK BÄRFÖRMÅGA GENOM PROVNING

Dimensionering genom provning lämpar sig väl för den svenska geologin och produktionssätten. För slagna eller borrade friktions- eller spetsburna pålar används i stor utsträckning dynamisk provbelastning s.k. PDA-mätning för att verifiera att pålarna har uppnått erforderlig bärförmåga. För spetsburna pålar med lägre laster kan verifiering genom hävdvunnen åtgärd också vara möjlig (se avsnitt 7.10).

Provpålning utförs före produktionspålningen för att utvärdera drivnings- och stoppslagningskriterier, föreslå eller fastställa en kontrollplan och i förekommande fall välja lämplig pålningsmetod. Provpålning innefattar normalt de inledande pålarna i varje kontrollobjekt och används som underlag för att bestämma den dimensionerande bärförmågan. Med kontrollobjekt (inledningsvis max 25 x 25 m^2) avses en grupp av pålar med enhetligt installations- och verkningssätt i en enhetlig jordvolym. För spetsburna pålar kan de inledande pålarna användas för att ta fram erforderligt stoppslagningskriterium. Vid stora pålningsarbeten eller vid komplexa förhållanden rekommenderas att provpålning utförs i god tid före produktionen för att få fram ett bra förfrågningsunderlag. Det rekommenderas att provpålning utförs före produktion vid följande förhållanden:

- blockig jord/sluttberg (val av pålningsmetod)
- dåligt berg (val av pålningsmetod, utvärdering av geoteknisk bärförmåga)
- mäktiga moränlager (falska stopp, bärförmågetillväxt, neddrivningsdjup)
- friktionsjord (bärförmågetillväxt, packningseffekter för pålgrupper)
- omgivningspåverkan (vibrationer, portryck, jordrörelser m.m.).

I Sverige har en praxis utvecklats för projekt med slagna spetsburna pålar där pålningsförhållandena är väl kända (geoteknik, påle och slagutrustning). I dessa projekt utförs oftast dynamisk provbelastning fortlöpande eller vid enstaka tillfällen under produktionsskedet. Under arbetets gång ska därmed den ansvarige geokonstruktören för pålningen i samråd med mätansvarig besluta om eventuell produktionskontroll är nödvändig med hänsyn till avvikande förhållanden eller förändrade förutsättningar.

När det gäller stötvågsmätning finns det oftast ingen anledning att provbelasta produktionspålarna med en mindre kraft än provpålningspålarna. Detta innebär att de mätta produktionspålarna även kan användas som underlag i dimensioneringen för att reducera korrelationskoefficienten (säkerhetsfaktorn). Därmed finns möjlighet att stoppslå pålarna med ett mildare kriterium eller att reducera pålarnas längd i jord fortlöpande under produktionsskedet.

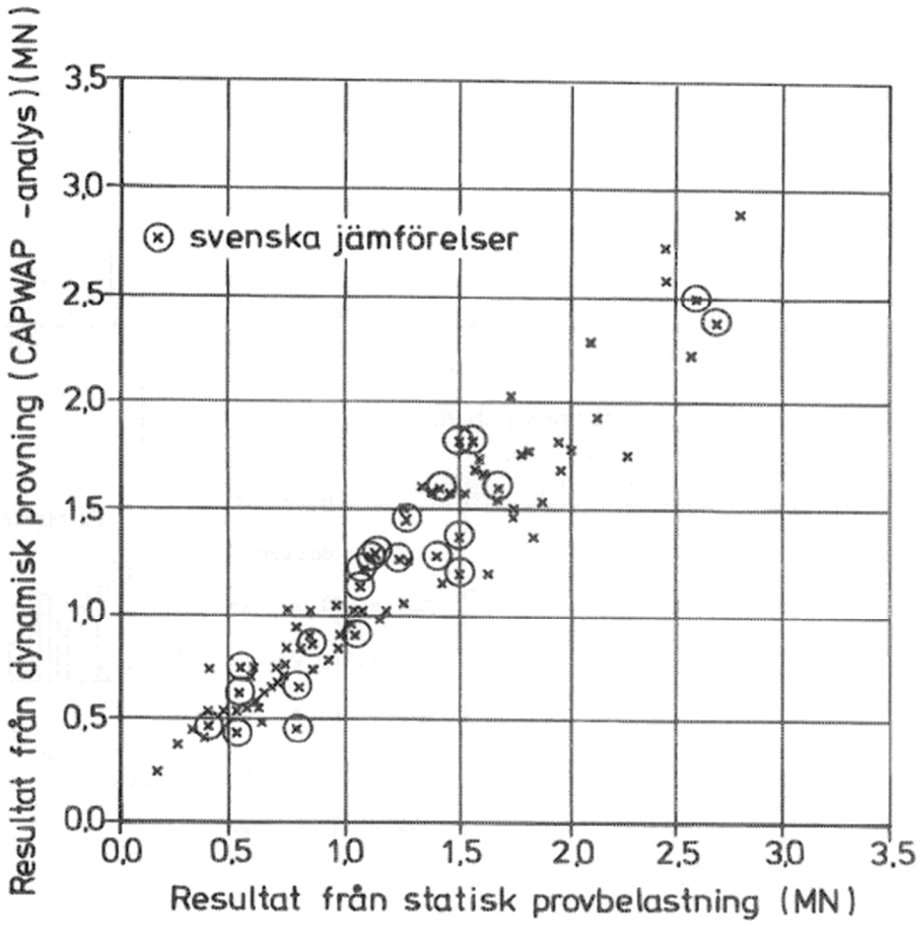
I TSFS 2018:57 (Transportstyrelsen, 2018) och BFS 2022:4 EKS 12 (Boverket, 2022) har avsnitt 7.5.3(1) i EN 1997-1 gjorts till en föreskrift. Här anges att dynamisk provbelastning förutsätts vara kalibrerad mot statiska provbelastningar för samma påltyp, med liknande längd och tvärsnitt samt liknande markförhållanden. Dynamiska provbelastningar kan anses vara tillräckligt tillförlitliga och korrelerade mot statiska provbelastningar för följande påltyper och förhållanden:

- Slagna stål- och betongpålar (förtillverkade) som till övervägande del är spetsburna på berg och friktionsjord (morän).
- Förtillverkade mantelburna pålar i friktionsjord (friktionspålar) tillsammans med CAPWAP-analys.
- Stålkärnepålar och borrade stålrörspålar som är spetsburna på berg eller morän.
- Mantelburna stålkärnor ingjutna i berg utvärderade genom bedömning av uppåtgående stötkraft (wave-up metod) från överkant bruk. Metoden gäller när bruket är intakt. Statisk provbelastning bör utföras vid indikation på dålig ingjutning.

Som referens för korrelation mellan statisk och dynamisk provbelastning för förtillverkade pålar kan flera internationella artiklar används, t.ex. "CAPWAP correlation studies" av Likins et al. (1996). En sammanställning av jämförelser mellan CAPWAP och statiska provbelastningar framgår av Figur 7.62.

För följande påltyper och förhållanden rekommenderas däremot en korrelation mot statisk provbelastning för platsspecifika markförhållanden:

- kohesionspålar
- spetsburna pålar på lermorän och vissa sedimentära bergarter
- in-situ gjutna helt eller delvis mantelburna pålar, grävpålar
- borrade och injekterade pålar, MAI och TITAN-pålar
- (slagna injekterade pålar).



Figur 7.62 Jämförelse av resultat från dynamisk provbelastning (stötvågsmätning + CAPWAP) och statisk provbelastning (Olsson och Holm, 1993 baserat på Goble et al., 1975).

För bestämning av den geotekniska bärförmågan genom provning ligger ett stort fokus i SS-EN 1997-1:2005 (SIS, 2005) på osäkerheter i geologin samt vald metod för att verifiera bärförmågan - statiskt eller dynamiskt. En väsentligt mindre andel osäkerhet är relaterad till produktionen av pålarna.

Eurokod förutsätter att pålarna är likvärdiga i det avseendet. För slagna pålar utgör erfarenhetsmässigt osäkerheter kring stoppslagningen, såsom tillförd energi och registrerad sjunkning en förhållandevis stor andel av den totala osäkerheten kring pålarnas bärförmåga.

Med noggrant utförd sjunkningsmätning i kombination med registrering av tillförd energi kan denna osäkerhet kraftigt minskas. Om dagens tillgängliga teknik, såsom automatisk och kontinuerlig sjunkning- och energimätning, används på varje påle, bör också en lägre säkerhetsfaktor kunna tillämpas.

7.8.1 Dimensionering av bärförmåga med statisk provbelastning

I europeiska utförandestandarder för pålningsarbeten (grävpålar, massundanträngande pålar samt mikopålar) anges att statisk provbelastning ska utföras enligt SS-EN 1997-1:2005 (SIS, 2005), samt utförandestandarderna SS-EN ISO 22477-1 och 2 (SIS, 2018a och 2023a), se avsnitt 7.9.1 och kapitel 9. Utförd provbelastning ska dokumenteras i en provpålningsrapport (försöksrapport/provpålning) enligt anvisningar i SS EN 1997-1:2005. Även i IEG rapport 4:2008, Dokumenthantering (IEG, 2008b) beskrivs vad en försöksrapport ska innehålla.

För utvärdering av och fördjupning i metoden statisk provbelastning hänvisas till kapitel 7.9.1, samt för beskrivning och utförande till kapitel 9.

Dimensionerande bärförmåga, bestämd genom statisk provbelastning, beräknas enligt avsnitt 7.4:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} \qquad \textbf{Ekvation 7-80}$$

där

$$R_k = min\left\{\frac{R_{medel}}{\xi_1} \middle| \frac{R_{min}}{\xi_2}\right\} \qquad \textbf{Ekvation 7-81}$$

där

$R_{medel,min}$ = geoteknisk bärförmåga från statisk provbelastning utvärderad med lämpligt brottkriterium med hänsyn till brott i ovanförliggande konstruktion, medel- respektive minimumvärde.

γ_R = partialkoefficient för bärförmåga enligt Tabell 7.1.

γ_{Rd}= modellfaktor för statisk provbelastning enligt Tabell 7.2.

$\xi_{1,2}$= korrelationskoefficient som tar hänsyn till antalet provade pålar och det uppmätta medel- respektive minimumvärdet enligt Transportstyrelsen (2018) och Boverket (2019, 2022) enligt Tabell 7.31. Enligt samma föreskrivande myndigheter får ξ_1 och $\xi_2$divideras med en faktor 1,1 om pålarna ingår i ett styvt fundament som kan överföra laster från svaga (veka) till starka (styva) pålar med minst 4 pålar.

Notera att $\gamma_{Rd} \cdot \xi_{1,2}$ / 1,1 minst måste vara 1,0.

Tabell 7.31 Korrelationskoefficienter, ξ för bestämning av karakteristisk geoteknisk bärförmåga hos pålar baserat på resultat från statisk provbelastning[1] (n – antal provade pålar).

ξ för n =	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

[1] Tillämpbar endast vid enhetliga geotekniska förhållanden och med ett avstånd mellan pålar inom kontrollobjektet på maximalt 25 meter. Med kontrollobjekt avses en grupp av pålar med enhetligt installations- och verkningssätt i en enhetlig jordvolym.

Om statisk provbelastning utförs bör minst två pålar provas för att få ett underlag för dimensionering. Enligt SS-EN 1997-1:2005 (SIS, 2005) tillåts dock att provning av endast en påle utförs. Att endast prova en eller två pålar förutsätter självklart att det finns en god överblick av de geotekniska förhållandena, att området för vilket pålarna ska vara representativa är begränsat till storleken, samt att variationen av de geotekniska förhållandena är liten (geologisk, geoteknisk och geometrisk). I Transportstyrelsen (2018) och Boverket (2019, 2022) anges att avståndet mellan provade pålar inom ett område som definieras som kontrollobjekt inte får överstiga 25 m. Statisk provbelastning kan med fördel användas tillsammans med dynamisk provbelastning för att verifiera resultaten och för att välja ingående parametrar.

7.8.2 Dimensionering av bärförmåga med dynamisk provbelastning

Dynamisk provbelastning, även kallad stötvågsmätning eller PDA-mätning, ska utföras enligt SS-EN 1997-1:2005 (SIS, 2005), samt i enlighet med SS-EN ISO 22477-4:2018, Provning av geokonstruktioner – Dynamisk provbelastning (SIS, 2018b). Utförd provbelastning ska dokumenteras i en provpålningsrapport (försöksrapport/provpålning) enligt anvisningar i SS EN 1997-1:2005. Även i IEG rapport 4:2008, Dokumenthantering (IEG, 2008b) beskrivs vad en försöksrapport ska innehålla.

Dynamisk provbelastning utförs genom att trådtöjningsgivare och accelerometrar appliceras på en påle, varefter en stötvåg alstras i pålen med hjälp av ett slag från en hejare, se vidare kapitel 9. För att mobilisera bärförmågan hos en påle krävs en kvarstående sjunkning på några millimeter varför hög fallhöjd kan erfordras, speciellt om pålarna är huvudsakligen spetsburna. För betongpålar är det oftast pålmaskinen som slagit pålen som slår ett mätslag. För stålpålar, som slagits med tryckluftshejare eller liknande, krävs normalt en tyngre frifallshejare för att alstra ett mätslag.

CASE-metoden består egentligen av en matematisk formel för att beräkna bärförmågan för spetsburna pålar från ingående stötvåg samt reflexen från spetsen. I metoden beräknas, med stöd av empiri, både den dynamiska och den statiska bärförmågan. Den statiska delen beräknas genom att använda en empiriskt korrelerad dämpningsfaktor (J_c, CASE-dämpningsfaktorn), som antas förenklat vara linjärt proportionell mot partikelhastigheten vid spetsen. Den aktuella dämpningsfaktorn har korrelerats mot statiska provbelastningar. Eftersom dämpningsfaktorn är osäker för pålar med stort mantelmotstånd bör CAPWAP-analys utföras. CAPWAP-analys är en metod baserad på endimensionell vågteori, där pålen delas in i diskreta element av massor och fjädrar. Omgivande jords inverkan delas upp i diskreta punkter (elementgränser), som påverkar pålen i form av fjädring, dämpning och bärförmåga. De uppmätta stötvågorna används sedan som indata för att bygga upp en förenklad modell av samverkan mellan jord och påle. När en påle står på berg eller mycket fast morän har valet av CASE-dämpningsfaktorn liten eller ingen inverkan på bärförmågan. Om pålen uppvisar en hög spetsfjädring kan CAPWAP-analys utföras för val av denna dämpningsfaktor. Vid dynamisk provning av kohesionspålar utgör den dynamiska dämpningen däremot en stor andel av den totala bärförmågan och dynamisk provning bör vara korrelerad mot statiska provbelastningar på likvärdiga pålar i närheten. För vidare förklaring av metoden och hur data utvärderas hänvisas till avsnitt 7.9.2.

Tabell 7.32 Exempel på sammanställning av mätresultat vid dynamisk provbelastning.

Påle nr.	Mät-längd [m]	Djup [m]	Stopp-slagning	Datum, installation	Sjunk-ning/ mätslag	Energi [kNm]	$R_{c,m}$ [kN]	Datum, mätning	Anmärk-ning
P1	31,5	24,5	7mm/10slag H=0,5m (6t)	2025-10-14	4mm/3slag H=1,2m (6t)	71	3640	2025-10-14	

För långa pålar med stor mantelfriktion är den installationsutrustning (olika typer av hejare) som finns tillgänglig på den svenska marknaden i regel för lätt, och levererar för lite energi för att kunna mobilisera mantelmotstånd i kombination med erforderligt spetsmotstånd. Vid dessa förhållanden kan det vara lämpligt att mäta pålar kort tid efter installation för att få ner tillförd energi till spetsen utan att den släcks ut av den tillväxande mantelfriktionen. Alternativt kan större hejare användas enbart för själva mätningen.

I det följande beskrivs bland annat val av partialkoefficienter och modellfaktorer för bestämning av uppmätt dimensionerande geoteknisk bärförmåga. Dock måste andelen provbelastade pålar sättas i relation till det totala antalet pålar, storleken på den pålade ytan, utnyttjandegrad m.m.

Dimensionerade bärförmåga, baserad på medel- respektive minimumvärde, bestämd genom stötvågsmätning beräknas enligt Ekvation 7-82:

$$R_d = \frac{R_k \cdot \mu}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{Rd,e}}$$ **Ekvation 7-82**

där

$$R_k = min\left\{\frac{R_{medel}}{\xi_5} \middle| \frac{R_{min}}{\xi_6}\right\}$$ **Ekvation 7-83**

R_k är karakteristisk geoteknisk bärförmåga som bestäms av det lägsta av uppmätt medel- eller minimumvärde, $R_{c,m}$, dividerat med gällande ξ-faktorer.

γ_R = Partialkoefficient för bärförmåga vid pålspets, mantel, kombinerad spets och mantel eller för dragen påle se Tabell 7.1.

γ_{Rd} = modellfaktor för stötvågsmätning, se Tabell 7.2. Normalt väljs 1,0 för CASE-metoden och 0,85 om mätkurvorna analyseras med CAPWAP eller om pålarna är stoppslagna i mycket fast morän eller mot berg. Notera att produkten av modellfaktor och korrelationskoefficient inte får understiga 1,0.

$\gamma_{Rd,e}$ = extra modellfaktor, används inte vid dynamisk provbelastning (enbart vid Kompletterande tillvägagångssätt t.ex. WEAP-analys och ska väljas till 1,4 vilket motsvarar ξ för en undersökningspunkt).

$\xi_{5,6}$ = korrelationskoefficient som tar hänsyn till antalet provade pålar och det uppmätta medel- respektive minvärdet enligt Transportstyrelsen (2018) och Boverket (2019, 2022), se Tabell 7.33. Enligt samma författningssamlingar får ξ_5 divideras med en faktor 1,1 om pålarna står i ett styvt fundament som kan överföra laster från svaga (veka) till starka (styva) pålar, vilket samtidigt innebär att det måste finnas minst fyra pålar i fundamentet.

μ = reduktionsfaktor vid bestämning av dragbärförmåga. Vanligtvis sätts denna till 0,7.

Notera att produkten ($\gamma_{Rd} \cdot \xi_{5,6}$) aldrig får vara mindre än 1,0. Detta gäller även om det minsta uppmätta värdet är styrande och ξ_6 används. Geokonstruktören ansvarar för att välja ett lämpligt värde på modellfaktorn. Detta kan t.ex. vara aktuellt när mycket sten och block bedöms föreligga och det finns en stor osäkerhet i bestämningen av dimensionerande bärförmåga.

Tabell 7.33 Korrelationskoefficienter ξ för bestämning av karakteristisk geoteknisk bärförmåga hos pålar baserat på resultat från dynamisk provbelastning [1, 2, 3, 4, 5, 6, 8] (n – antal provade pålar) (Transportstyrelsen (2018) och Boverket (2019, 2022).

ξ för n =	3[7]	4	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20	≥ 40	Samtliga pålar
ξ_5	1,60	1,55	1,50	1,45	1,42	1,40	1,35	1,30
ξ_6	1,50	1,45	1,35	1,30	1,25	1,25	1,25	1,25

1 I tabellen givna ξ -värden gäller för dynamisk provbelastning utvärderad med CASE-metoden.
2 I tabellen givna ξ -värden multipliceras med modellfaktorn 0,85 när signalmatchning av stötvågorna utförs eller då permanent sjunkning ≤ 2 mm per mätslag samt utvärderad spetsfjädring < D/60 för spetsburna pålar.
3 Om grundläggningen består av olika påltyper behandlas var typ för sig vid val av antal provpålar, *n*.
4 Vid utvärdering av bärförmåga vid drag från signalmatchning får maximalt 70 % av mantelns bärförmåga utnyttjas. Modellfaktorn för bärförmåga vid drag ska när värderingen baseras på signalmatchning väljas lika med 1,3.
5 Signalmatchning ska alltid utföras för huvudsakligen mantelburna pålar.
6 Pålslagningsformler är inte tillämpbara och får därmed inte kombineras med dessa korrelationskoefficienter.
7 Tillämpbar endast vid enhetliga geotekniska förhållanden och med ett avstånd mellan pålar inom kontrollobjektet på maximalt 25 meter. Med kontrollobjekt avses en grupp av pålar med enhetligt installations- och verkningssätt i en enhetlig jordvolym.
8 För byggnadsverk med tillräcklig styvhet och hållfasthet för att överföra laster från svaga till starka pålar kan korrelationskoefficienterna ξ_5 och ξ_6 divideras med 1,1. Notera att produkten av γ_{Rd} och ξ_5 inklusive eventuell reduktion för styvt fundament inte får vara mindre än 1,0.

Notera att not 4 till Tabell 7.33 avser samma modellfaktor μ som återfinns i grundformeln för utvärdering av geoteknisk bärförmåga. Faktorn ska endast användas en gång.

Modellfaktorn γ_{Rd} kan sättas till 0,85 vid stötvågsmätning på spetsburen påle med liten spetsfjädring (<påldiameter/60) och en permanent sjunkning mindre än 2 mm eller för stötvågsmätning där CAPWAP-analys har utförts. I detta avseende kan även en mantelburen stålkärnepåle utvärderad med wave-up metoden anses som en spetsburen påle med liten fjädring och sjunkning.

För friktionspålar som endast utvärderas med CASE-metoden föreskriver TSFS 2018-57 en modellfaktor på 1,2.

För kohesionspålar utvärderade med signalmatchningsanalys (CAPWAP), samt kalibrerade mot statisk provbelastning, föreskriver TSFS 2018-57 (Transportstyrelsen, 2018) en modellfaktor på 1,3. Faktorn bedöms som hög om korrelation mot statisk provbelastning är utförd och bör kunna sänkas om resultaten från dynamisk provbelastning följer samma mönster som de statiska.

För pålar nedborrade och stoppslagna i berg föreskriver TSFS 2018-57 att en modellfaktor på 0,8 kan användas. Där CASE-resultatet varierar påtagligt/stort med val av dämpningsfaktor ska signalmatchning utföras.

7.8.3 Spetsburna pålar

För stålkärnepålar ingjutna i berg kan verifiering göras med den så kallade ”Wave-up”-metoden (Lindgren, Axelsson och Giding, 2012), se vidare kapitel 9. Metoden bygger på traditionell stötvågsmätning men istället för att använda sig av Case-metoden analyseras returvågens storlek vid det nominella läget för ingjutningens början. Eftersom den dynamiska dämpningen i berg är mycket liten kan den försummas och sålunda kan bärförmågan utryckas enligt Ekvation 7-84. Se vidare kapitel 9.

$$R = 2 \cdot \frac{(F - vZ)}{2} \qquad \textbf{Ekvation 7-84}$$

där
R = bärförmåga
F = kraft
v =hastighet
Z = akustisk impedans (styvhet) för påle.

7.8.4 Mantelburna pålar/kohesionspålar

Det vanligaste sättet att verifiera en kohesionspåles bärförmåga är genom beräkning. Det avråds från dynamisk provbelastning som enda provningsmetod för kohesionspålar, men om statisk provbelastning utförs och kalibreras mot den dynamiska kan den senare med fördel användas för ökat statistiskt underlag. I så fall ska även signalmatchning (CAPWAP) utföras. Som nämnts är det mycket viktigt att veta hur lång tid efter installation som provbelastningen utförs, både för den statiska och dynamiska provbelastningen, eftersom pålens bärförmåga i princip tillväxer logaritmiskt.

7.8.5 Mantel- och spetsburna pålar/friktionspålar

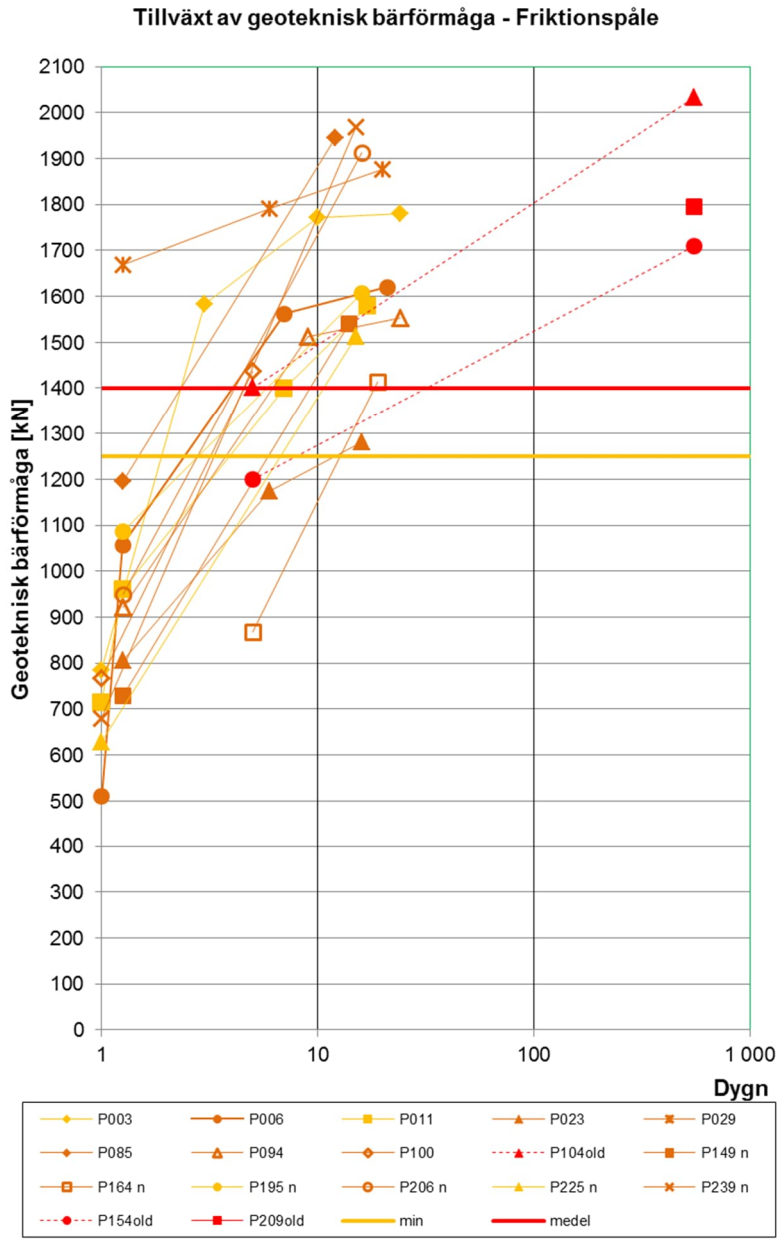
Mantelburna pålar kan med fördel provbelastas vid flera tillfällen för att på så sätt utreda tillväxten av bärförmåga över tid. Enligt Skov och Denver (1988), se avsnitt 7.7.3.10, växer bärförmågan ofta linjärt med logaritmen av tiden enligt Ekvation 7-85.

$$R = R_0 + \left(A \cdot \log_{10}\frac{t}{t_0}\right) \cdot R_0 \qquad \textbf{Ekvation 7-85}$$

där
R = bärförmåga
R_0 = bärförmåga vid första mättillfället
A = tillväxtfaktor
t = tidpunkt efter installation, räknad i dagar
t_0 = tidpunkt efter installation vid första mättillfället, räknad i dagar.

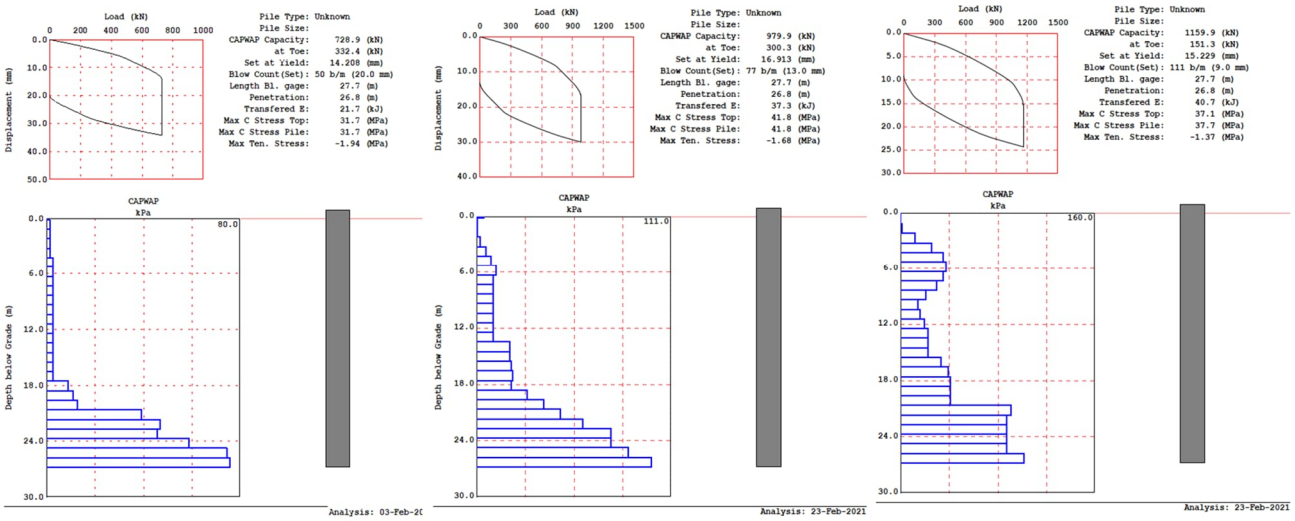
Enligt Skov och Denvers mätningar är tillväxtfaktorn, A, upp till 0,2 för pålar i sand, 0,5 för pålar i lera samt 5 för pålar i krita. Dessa värden kan variera mycket och bör verifieras genom flera provbelastningar över tid.

Notera att linjäriteten i ekvationen inträffar först en tid efter installation och är beroende av rådande geologi. Författarna föreslår därför att första provbelastningen inte bör ske innan 0,5 dagar efter installation för pålar i sand, 1 dag för pålar i kohesionsjord respektive 5 dagar för pålar i krita. För vidare läsning kring metoden hänvisas till avsnitt 7.7.3.10. Ett exempel, se Figur 7.63, visar att det i praktiken är svårt att dra slutsatser om långtidsbärförmåga och -tillväxt när tillgängliga mätningar inte är längre än cirka 10 dygn. Ju grövre jordmaterial, desto snabbare initial tillväxt och ju finare jordmaterial, desto mer rätlinjig tillväxt ända från början. I praktiken är i Sverige dessutom jordmaterialet mycket sällan homogent eller ensgraderat längs hela pålens längd.



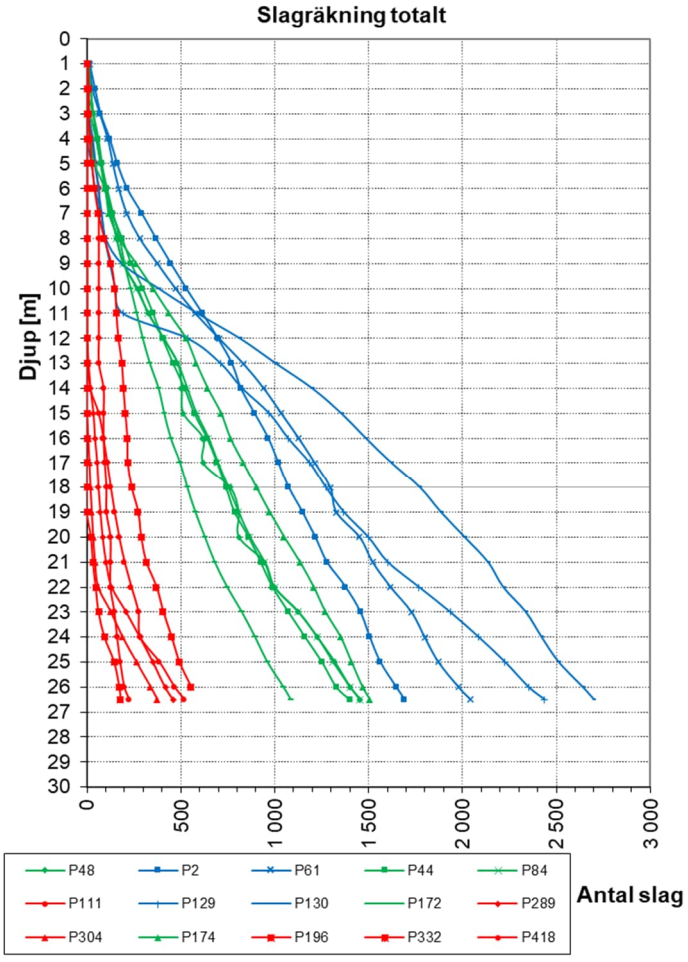
Figur 7.63 Exempel på sammanställda mätningar av bärförmåga på friktionspålar över tid, jämte erforderliga uppmätta bärförmågor (medel- och minvärden).

Eftersom J_c-faktorn och fördelningen mantel-/spetsbärförmåga varierar över tid är det självklart att signalmatchning (CAPWAP) krävs för samtliga mätningar. Det gäller också den allra första mätningen, efter cirka 1 dygn. Ett exempel på detta visas i Figur 7.64, med CAPWAP-utvärdering av samma påle vid olika tidpunkter efter installation.



Figur 7.64 Exempel på CAPWAP-utvärdering av geoteknisk bärförmåga för samma påle 1, 6 och 27 dygn efter installation.

För att kunna dela in ett projekt i geotekniska kontrollområden på ett korrekt sätt används inledningsvis de geotekniska undersökningarna, och under den inledande provpålningen kan, med fördel, slagräkning användas för att förfina indelningen, se Figur 7.65.



Figur 7.65 Exempel på sammanställning av slagräkning av pålar för indelning i olika kontrollområden.

7.8.5.1 Borrade injekterade pålar

Provbelastning av enskilda pålar bör utföras innan produktionspålningen påbörjas för att kontrollera att den preliminärt uppskattade karakteristiska geotekniska bärförmågan (se avsnitt 7.7.4.3) kan uppnås alternativt möjliggöra en reviderad projektering. Dessutom bör provbelastning av produktionspålar utföras för att vidimera att den dimensionerande geotekniska bärförmågan har erforderlig säkerhetsmarginal.

Provbelastning bör utföras som statisk provbelastning, inklusive bestämning av kryplast, se avsnitt 7.9.1. Om det är svårt eller orealistiskt dyrt att ordna mothåll för tryckbelastning av pålen kan provning genom dragbelastning istället utföras. Vid utvärdering av resultaten bör dock beaktas att det normalt krävs större rörelser för att mobilisera den geotekniska bärförmågan för dragbelastade pålar.

Erfarenheterna av dynamisk provning för bedömning av denna typ av pålars geotekniska bärförmåga eller för integritetskontroll är begränsade. Tolkningen av resultaten försvåras av att pålens diameter och materialsammansättning (impedans) varierar längs pålen och att pålen huvudsakligen är mantelburen. Därför bör dynamisk provbelastning (CAPWAP) kalibreras mot enstaka statiska provbelastningar. Risken för att cementbruket slås sönder vid dynamisk provbelastning gör även metoden mindre lämplig i detta sammanhang.

Allmänt rekommenderas att åtminstone två pålar belastas till brott genom statisk provbelastning innan produktionspålning påbörjas. Dessutom bör cirka 5 % av produktionspålarna belastas upp till en last som överstiger den dimensionerande geotekniska bärförmågan med cirka 70 %. Omfattningen och utformningen på provbelastningen bör naturligtvis anpassas med hänsyn till de konsekvenser som uppkommer om bärförmågan överskattas och med hänsyn till erfarenheter av användning av aktuella påltyper i jämförbara jordförhållanden.

Ofta finns krav att pålens dimensionerande geotekniska bärförmåga skall kunna mobiliseras utan att påltoppens rörelse överskrider uppställda kravnivåer.

Pålens last-förskjutningskurva beror dels av pålens egenskaper (axialstyvhet och längd), dels av överföringsmekanismen påle-jord längs pålens mantelyta. Dessa egenskaper varierar dock från plats till plats och även längs den enskilda pålen.

Uppföljning av ett stort antal provbelastningar av borrade och injekterade pålar installerade i såväl friktionsjord som kohesionsjord visar dock att påltoppen vanligen sjunker cirka 3 – 20 mm vid en belastning motsvarande den dimensionerande geotekniska bärförmågan R_d (Bruce & Juran, 1997b). Genom att förspänna pålarna kan rörelsen dock minskas till i princip noll.

Om rörelsekraven är högt ställda bör last-förskjutningskurvan uppskattas utgående från resultat av statisk provbelastning. En uppskattning av tidseffekter bör också kunna utföras, därför bör provbelastningsprogrammet innehålla provningar vid olika tidpunkter.

7.8.6 Dragbelastade pålar

Dragbärförmågan hos pålar kan provas antingen genom statisk provbelastning i enlighet med SS-EN 22477-2 (SIS, 2023a) alternativt med dynamisk provbelastning enligt SS-EN 22477-4 (SIS, 2018b) med efterföljande signalmatchningsanalys.

Det är vanligt att dragbärförmågan utvärderas från stötvågsmätning, vilket är en provbelastning i tryck. För pålar i friktionsjord får enligt både Transportstyrelsen (2018) och Boverket (2019, 2022) endast 70 % av mantelbärförmågan för tryckbelastning användas som dragbärförmåga, dvs. en reduktionsfaktor μ = 0,7 tillämpas. När denna utvärdering görs med CAPWAP-analys ska dessutom en modellfaktor på 1,3 tillämpas. Detta gäller för tydligt mantelburna pålar där även spetsbärförmågan är i det närmaste fullt mobiliserad, vanligtvis vid en permanent sjunkning per mätslag om cirka 3 – 6 mm.

Notera att partialkoefficienten för dragbelastade pålar är 0,1 högre än för tryckbelastade pålar, se Tabell 7.1 och Tabell 7.2. Givetvis får bara mantelbärförmågan användas. För pålar där det är svårt att utvärdera bärförmågan på manteln respektive spetsen med tillräckligt stor tillförlitlighet bör en högre modellfaktor än 1,3 användas. Alternativt utvärderas mantelbärförmågan konservativt i närheten av spetsen. I detta fall är det svårt att ge generella rekommendationer om lämplig modellfaktor eller utvärderingsmetodik. Det måste bestämmas i varje enskilt fall av den ansvarige mätingenjören som utför analysen.

Utförda fältförsök på mantelburna stålkärnepålar med stötvågsmätning och efterföljande provdragning har visat att wave-up metoden även kan användas för att bestämma bärförmågan i drag. Vid utvärdering av dragbärförmågan med wave-up metoden föreslås att en reduktionsfaktor μ = 0,7 används för att ta hänsyn till tvärkontraktionen samt en modellfaktor γ_{Rd} = 1,0.

7.8.7 Utvärdering av transversell geoteknisk bärförmåga med statisk provbelastning

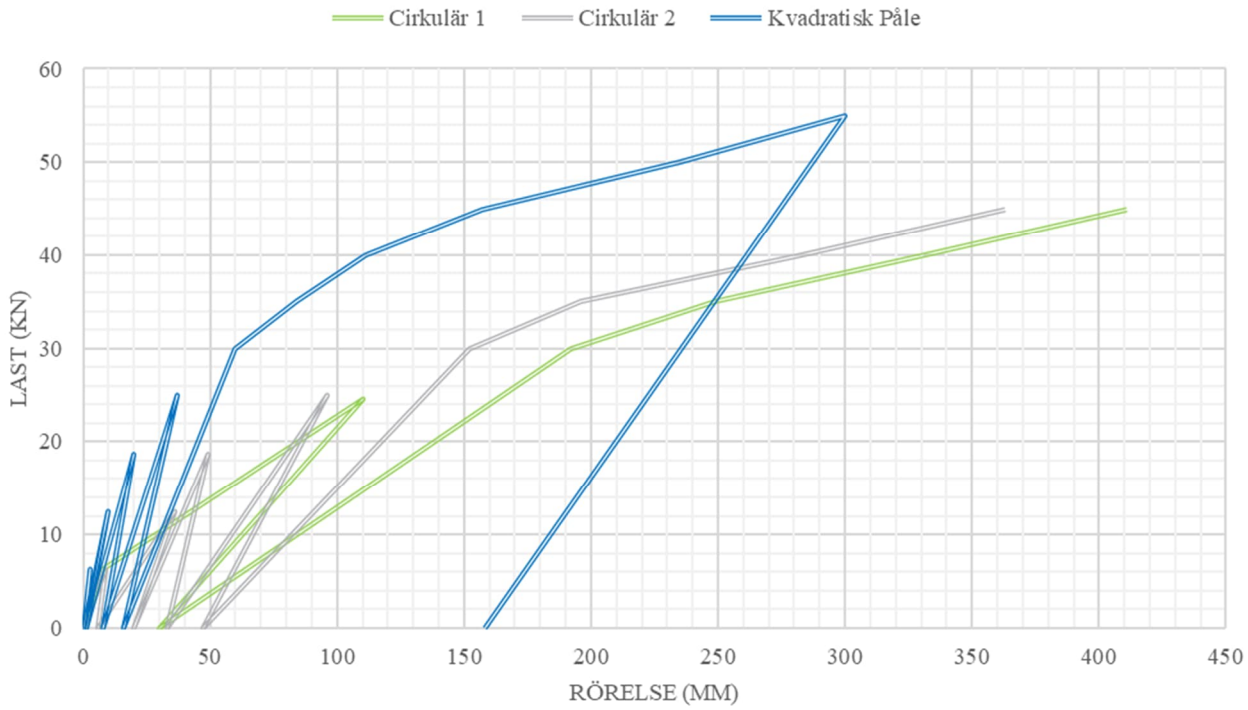
Provbelastning och verifiering av den geotekniska bärförmågan och last/förskjutningskurvan vid transversell belastning utförs med statisk provbelastning. För närvarande finns det ingen standard för en sådan provning, dock kan viss vägledning erhållas från standarderna för statisk provbelastning i tryck respektive drag. Ett exempel på utförande av en provbelastning återfinns i kapitel 9.

Vid utvärdering av resultaten är det viktigt att så noggrant det går använda rätt inspänningsförhållanden, böjstyvhet, lastvaraktighet, form och belastningsriktning för pålen.

Det som kan utvärderas vid provning av transversalbelastade pålar är:

- Gränsen mellan reversibla och irreversibla rörelser.
- Styvhet hos systemet för relevanta laststeg (olinjärt beteende).
- Effekten av cyklisk belastning.
- Eventuellt den ”geotekniska bärförmågan” i brottgräns. Dock blir rörelserna ofta orimligt stora innan detta inträffar, se vidare 7.7.7. Brottgräns är för fallet ”lång påle” ett konstruktivt brott när en ökad belastning gör att inspänningspunkten flyttas nedåt samt moment och tvärkrafter ständigt ökar i pålen tills en led utbildats. Att mäta töjningar mot djupet kan vara en viktig del i detta.

I Figur 7.66 redovisas ett exempel på resultat av transversell provbelastning. Utvärderingen kan med fördel utföras enligt standarder för statisk provbelastning. Kurvorna gäller för pålar med diameter och sidmått cirka 140 mm och kan jämföras med de rörelser, enligt kapitel 6, där 12 % av diametern anses motsvara gränsen för plastiska/kvarstående deformationer. I detta fall alltså $140 \cdot 0{,}12 = 16{,}8$ mm. För den kvadratiska pålen förefaller detta stämma relativt bra. Det kan också konstateras att det finns betydande skillnader mellan cirkulärt och kvadratiskt tvärsnitt, något som normalt inte tas hänsyn till.



Figur 7.66 Exempel på resultat från transversellt belastningsförsök (Jonefjäll och Sabattini, 2022).

7.8.8 Övriga mätmetoder

Rapid Load Test

Rapid Load Test är en annan dynamisk provbelastningsmetod där belastningen utgörs av en sprängladdning som utlöses inuti en tryckkammare med mothållsvikter. Detta beskrivs i standarden SS-EN ISO 22477-10 (SIS, 2016). Anordningen placeras på påltoppen. Metoden ger en betydligt längre stötvåg (cirka 100 – 200 ms) än för ett vanligt hejarslag (cirka 20 ms) och krafter upp till 5 MN. Metoden används dock först och främst för grävpålar och är sällan aktuell för konventionella slagna pålar. Metoden är ovanlig i Sverige (författarna känner inte till något fall) varför någon närmare beskrivning av metoden ej görs.

7.9 PROVBELASTNING – UTVÄRDERING

Provpålning utförs i olika skeden av ett projekt och med delvis olika syften. I tidiga skeden utförs provpålning ibland för att bedöma pålbarhet, lämplig påltyp eller lämplig slagningsutrustning/slagningsförfarande. Provpålning utförs ibland i inledningen av ett pålningsarbete för att närmare bedöma förväntade pållängder eller förväntad omgivningspåverkan. Provpålning behandlas allmänt i kapitel 3 och med avseende på utförande i kapitel 9.

Provpålning utförs också i kombination med efterföljande provbelastning, huvudsakligen i syfte att bestämma den geotekniska bärförmågan för pålar. Riktlinjer och rekommendationer för den praktiska provbelastningen redovisas i kapitel 9.

Provbelastning av pålar utförs ibland som en del av projekteringen, dvs. resultaten från provbelastningen används som underlag för dimensioneringen av pålarna. I många fall verifieras övrigt dimensioneringsunderlag genom att provbelastning utförs i inledningen av pålningsarbetet. Provningen kan också sträcka sig över hela utförandeperioden och brukar då kallas produktionskontroll. I vissa fall utförs provbelastning som en efterkontroll av att pålarna påvisar förväntad kryplast och/eller brottlast.

Provbelastning utförs genom tryck- eller dragbelastning. Praxis för provbelastning med horisontell/transversell last saknas i Sverige. I detta avsnitt beskrivs provbelastningsmetoder för tryckbelastning.

Provbelastning kan utföras statiskt eller dynamiskt. I Sverige utförs ett fåtal statiska provbelastningar av pålar i tryck årligen medan dynamisk provbelastning utförs regelmässigt i ett stort antal pålgrundläggningsprojekt varje år. Statisk provbelastning har tjänstgjort som "facit" vid utvecklingen och tolkningen av dynamiska provbelastningsmetoder. Statisk provbelastning i drag är dock betydligt vanligare.

7.9.1 Statisk provbelastning

Statisk provbelastning utförs och redovisas enligt standarderna SS-EN ISO 22477-1, Provning av geokonstruktioner – Statisk provbelastning (SIS, 2018a) och SS-EN ISO 22477-2, Provning av geokonstruktioner – Statisk provbelastning i drag (SIS, 2023a).

Statisk provbelastning av pålar utförs oftast för att bedöma sambandet mellan brottlast och pållängd för mantelburna pålar.

För utvärdering av brottlasten från en last-sättningskurva tillämpas olika metoder (kriterier). Dessa kriterier kan resultera i stora skillnader i utvärderad brottlast. Hur en påles verkningssätt kan bedömas från provbelastningsresultat samt de kriterier som vanligen tillämpas i Sverige för utvärdering av kryplast och brottlast från provbelastningsförsök redovisas nedan.

7.9.1.1 Verkningssätt

En påles verkningssätt, dvs. om pålen fungerar som spetsburen eller som mantelburen kan ofta avgöras genom arbetskurvans form vid en provbelastning. I Figur 7.26 redovisas typexempel på arbetskurvor från statisk provbelastning.

Arbetskurvorna kan ha varierande form, särskilt i växellagrad jord och mellanjord. I det följande kommenteras de olika arbetskurvorna.

- **Pelare (arbetskurva a)**
  För en påle som står fritt i luften med pålspetsen mot orubbligt underlag blir arbetskurvan den räta linjen a, "pelarlinjen". Linjens lutning beror av pålens tvärsnittsarea och längd samt pålmaterialets elasticitetsmodul (knäckning av pålen förutsätts ej vara aktuell).

- **Huvudsakligen spetsburen påle (arbetskurva b)**
  Pålen är omgiven av jord. En viss mindre del av lasten överförs oftast till jorden via mantelytan även om pålen karakteriseras som spetsburen. Pålhuvudets vertikalrörelse blir därigenom mindre än för motsvarande påle i luft (kurva a).

- **Friktionspåle (arbetskurva c och d)**
  Pålen är helt omgiven av friktionsjord och pålspetsens bärförmåga utgör endast en mindre del av pålens totala bärförmåga. Arbetskurvan får i det fallet ett utseende enligt kurva c eller kurva d, beroende på pålens längd och spetsens andel av den totala bärförmågan.

- **Kohesionspåle (arbetskurva e)**
  Pålen är helt omgiven av kohesionsjord. Lasten når ett maximivärde och avtar sedan vid fortsatt nedpressning till ett s.k. restvärde eller residualvärde. Detta värde är bl.a. beroende av den omgivande jordens sensitivitet och av belastningshastigheten.

7.9.1.2 Brottlast

Statisk provbelastning utgör det mest noggranna sättet att bestämma en påles bärförmåga. Det finns ett flertal metoder för utvärdering av bärförmågan.

I SS-EN 1997-1:2005 (SIS, 2005) anges att en sättning hos pålhuvudet som motsvarar 10 % av pålens diameter bör väljas som brottkriterium när det är svårt att utvärdera ett tydligt brott pga. en kontinuerlig krökning hos last-sättningskurvan. Detta är speciellt vanligt hos pålar i friktionsjord med deformationshårdnande beteende. Det är emellertid inte speciellt lämpligt att välja detta som ett generellt brottkriterium. För det första innebär mätning av sättning hos pålhuvudet att pålens egna elastiska hoptryckning, vilken kan vara stor för långa och slanka pålar, försummas. För det andra innebär kriteriet för pålar med stor diameter, exempelvis grävpålar med diameter 1 – 2 m, risk för stora sättningsdifferenser, vilket överliggande konstruktion inte är dimensionerad för. I stället rekommenderas att brottkriterium väljs med hänsyn till den sättning som överliggande konstruktion klarar i brottgränstillstånd.

Internationellt är den vanligaste metoden enligt ett kriterium av Davisson (1973). Denna metod är relativ konservativ och ger bärförmågor för en påle i friktionsjord i ungefär samma storleksordning som kryplasten. Enligt Davisson-kriteriet utvärderas bärförmågan vid rörelse hos påltoppen enligt Ekvation 7-86.

$$\delta = \frac{P \cdot L}{E \cdot A} + \frac{D}{120} + 4 \qquad \textbf{Ekvation 7-86}$$

där

D = pålens spetsdiameter (för fyrkantiga pålar $D_{ekv} = 2b/\sqrt{\pi}$) [mm]

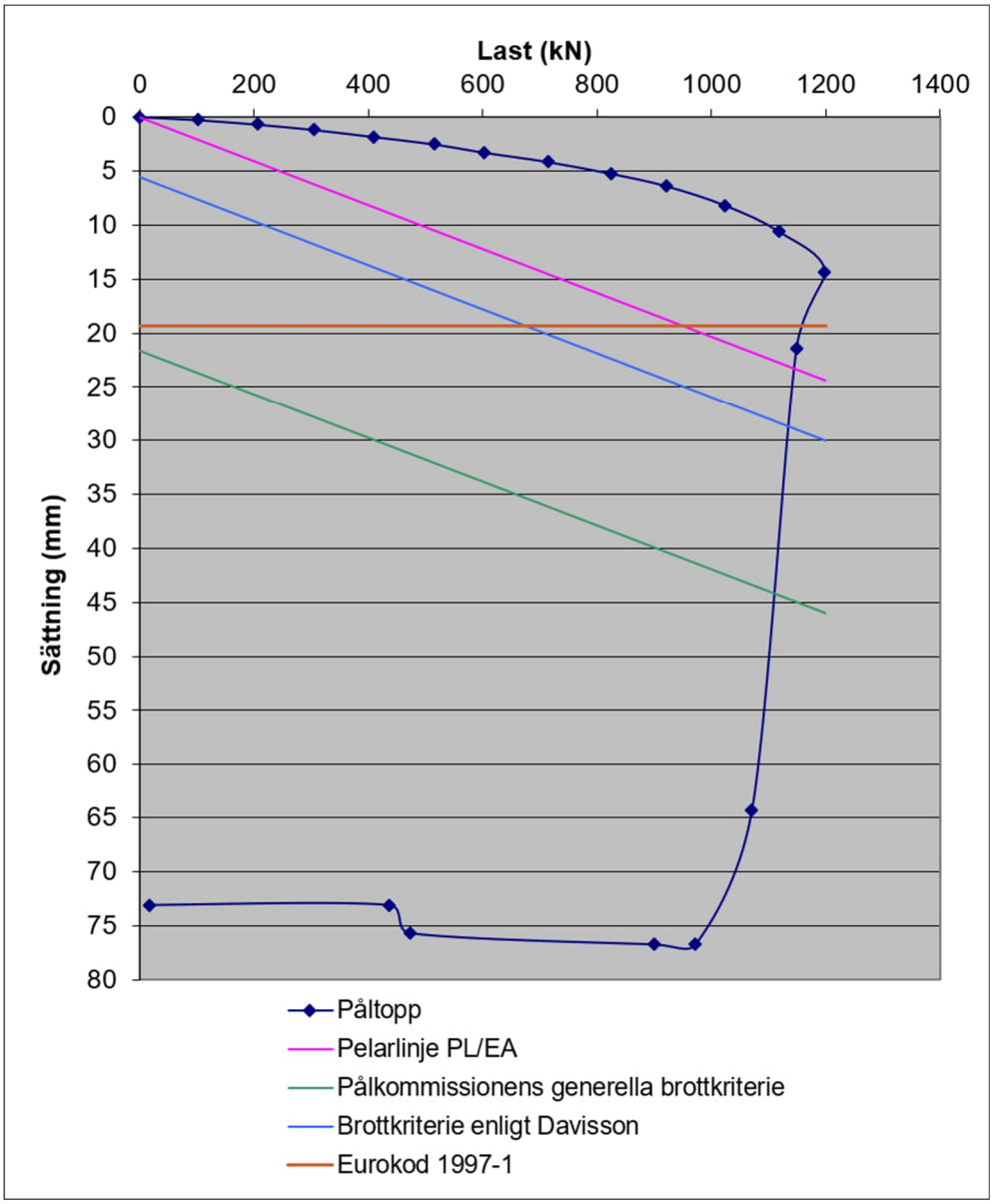
$P \cdot L/E \cdot A$ = pålens elastiska sammantryckning [mm]

I Pålkommissionens rapport 59 (Pålkommissionen, 1980) och handboken Pålgrundläggning (Olsson och Holm, 1993) anges däremot följande kriterium för att utvärdera bärförmågan:

$$\delta = \frac{P \cdot L}{E \cdot A} + \frac{D}{120} + 20 \qquad \textbf{Ekvation 7-87}$$

Det är värt att notera att enligt Pålkommissionens kriterium utvärderas bärförmågan vid klart större rörelse än enligt Davissons kriterium. För en betongpåle (270 x 270 mm) blir den teoretiska spetsrörelsen cirka 22,5 mm beräknad enligt Pålkommissionens kriterium respektive cirka 6,5 mm enligt Davissons kriterium. Detta behöver inte nödvändigtvis betyda att skillnaden i geoteknisk bärförmåga blir

speciellt stor. Beroende på verkningssätt, kan bärförmågan bli cirka 10 – 20 % högre med Pålkommissionens kriterium. I Figur 7.67 framgår att valet av brottkriterium i det aktuella fallet är egalt, den visar en provbelastning av en påle i fast lera och viss friktionsjord. Brottlasten utvärderades till cirka 1200 kN vid en brottdeformation på cirka 14 mm. I det aktuella fallet var spetsbärförmågan minimal enligt kontroll med Chins metod, se Borel et al. (2004). Kurvan kan närmast jämföras med kurva e i Figur 7.26.



Figur 7.67 Exempel på olika brottkriterier vid statisk provbelastning.

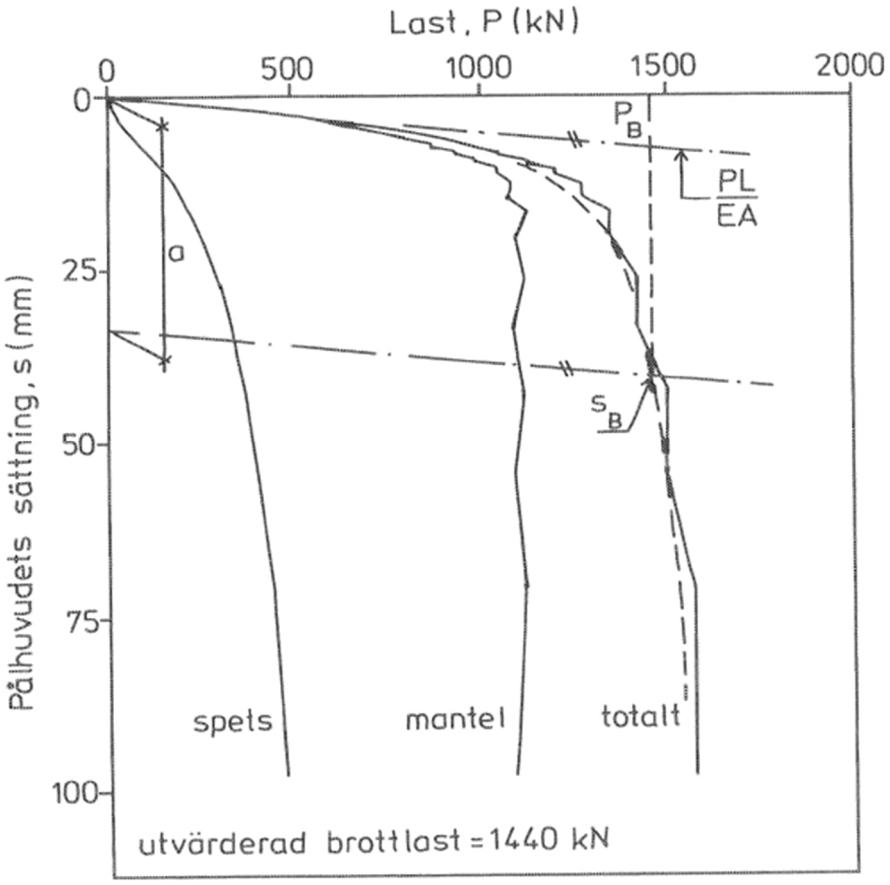
Det rekommenderas att i första hand använda Davissons kriterium för utvärdering av den statiska bärförmågan eftersom korrelation kan göras till dynamisk provbelastning med CASE-metoden och CAPWAP-analys, speciellt om stötvågsmätning används som komplement till statisk provbelastning på arbetsplatsen. För friktionspålar är det värt att nämna att beräknad bärförmåga enligt ICP-metoden är utvärderad enligt Davissons kriterie. Alternativt kan även kryplasten användas eftersom den är en mer utvärderingsneutral metod och ej kopplad till en viss deformation, se avsnitt 7.9.1.3. Metoden kräver stegvis pålastning för att kunna utvärderas, se vidare Figur 7.71 och Figur 7.70.

Det viktigaste är emellertid att kontrollera vilken deformation hos pålgrundläggningen som den ovanliggande konstruktionen klarar. I detta ligger också att kontrollera kriterier för snedställningar. Brottkriteriet är alltid avhängigt det byggnadsverk som ska uppföras och därför finns det ingen unik geoteknisk bärförmåga.

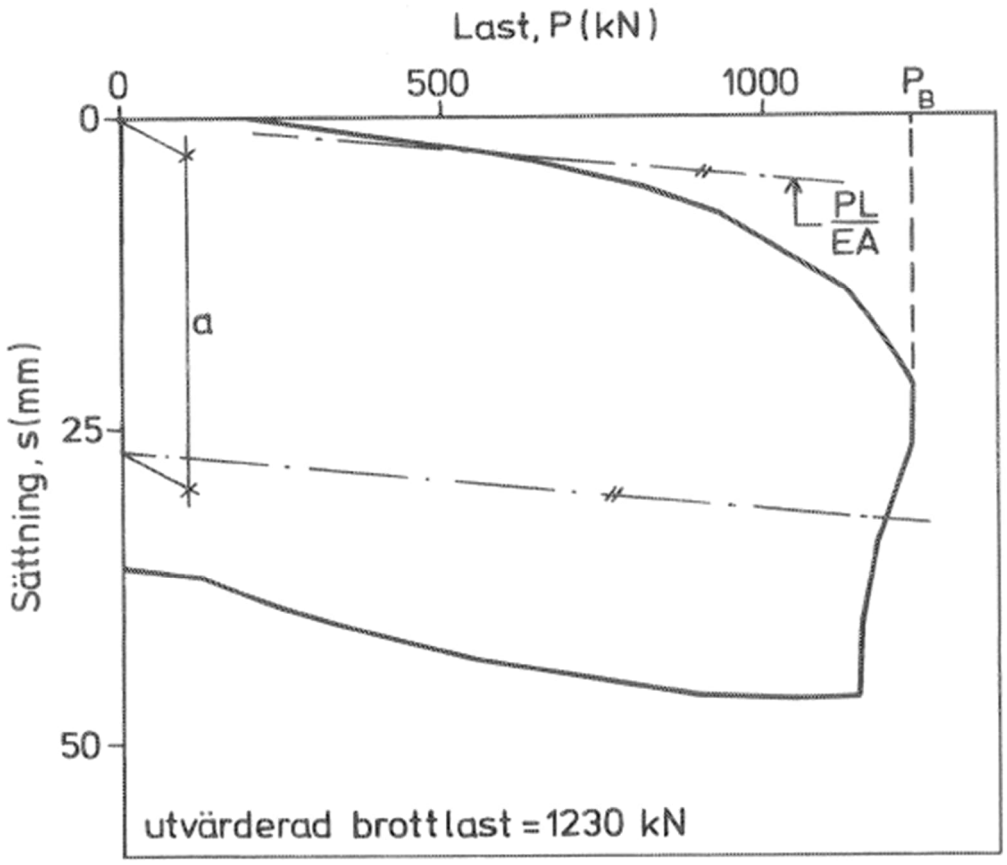
I Pålkommissionens rapport 59 (Pålkommissionen, 1980) ges en inblick i hur statisk provbelastning utfördes tidigare i Sverige, se vidare kapitel 9 för olika varianter. Notera att stötvågsmätning, där bärförmågan bestämts med CASE-metoden eller efter tillkommande CAPWAP-analys, är metoder som är korrelerade mot statisk provbelastning utvärderad med Davissons brottkriterium (konservativt kriterium), enligt ovan. Även krypmetoden är konservativ om ovanförliggande konstruktion inte klarar stora differentialrörelser/relativa rörelser i brottgränstillstånd. Det finns även andra metoder som är värda att nämna, bl.a. Chins metod som ofta beskrivs i internationell litteratur, t.ex. av Borel et al. (2004) och Tomlinson och Woodward (2007).

Med brottlast avses här den last som verkar på pålen när jordens eller bergets förmåga att ta upp av pålen överförd last är helt uttömd. Vid bestämning av en påles brottlast används arbetskurvan (lastsättningskurvan) från provbelastningen, se ovan. I Figur 7.68 och Figur 7.69 visas exempel på arbetskurvor från provbelastning med stegvis pålastning respektive konstant nedpressningshastighet.

I de fall när t.ex. kohesionspålar uppnår ett maximivärde på lasten, utvärderas pålens brottlast oftast som den största last varmed pålen belastas förutsatt att sättningen då är mindre än värdet s_B. Värdet s_B definieras som Pålkommissionens generella brottkriterium (Ekvation 7-87), jämför även Figur 7.68. Normalt är kurvans maximivärde pålens brottlast. Om arbetskurvan inte har något maximivärde utan lasten ökar kontinuerligt med ökad sättning utvärderas brottlasten på basis av ett sättningskriterium. Detta är vanligt för friktionspålar. Pålens brottlast utvärderas i figuren enligt Pålkommissionens generella brottkriterium, som den last för vilken pålhuvudet erhållit sättningen s_B enligt Ekvation 7-87.



Figur 7.68 Exempel på arbetskurva från provbelastning med stegvis pålastning (Olsson och Holm, 1993).

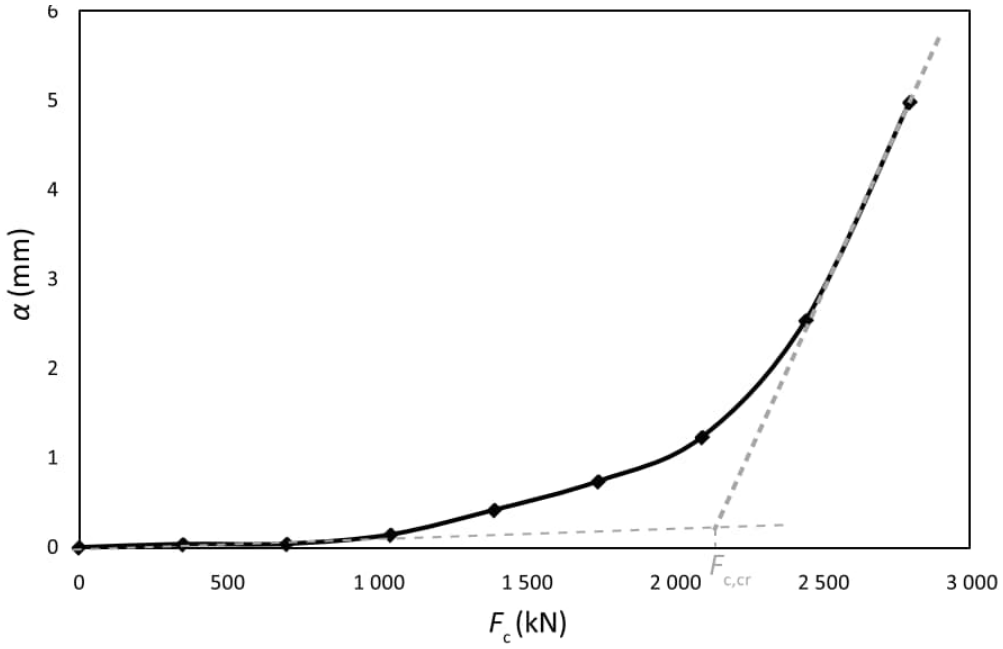


Figur 7.69 Exempel på arbetskurva från provbelastning med konstant nedpressningshastighet (Olsson och Holm, 1993).

7.9.1.3 Kryplast

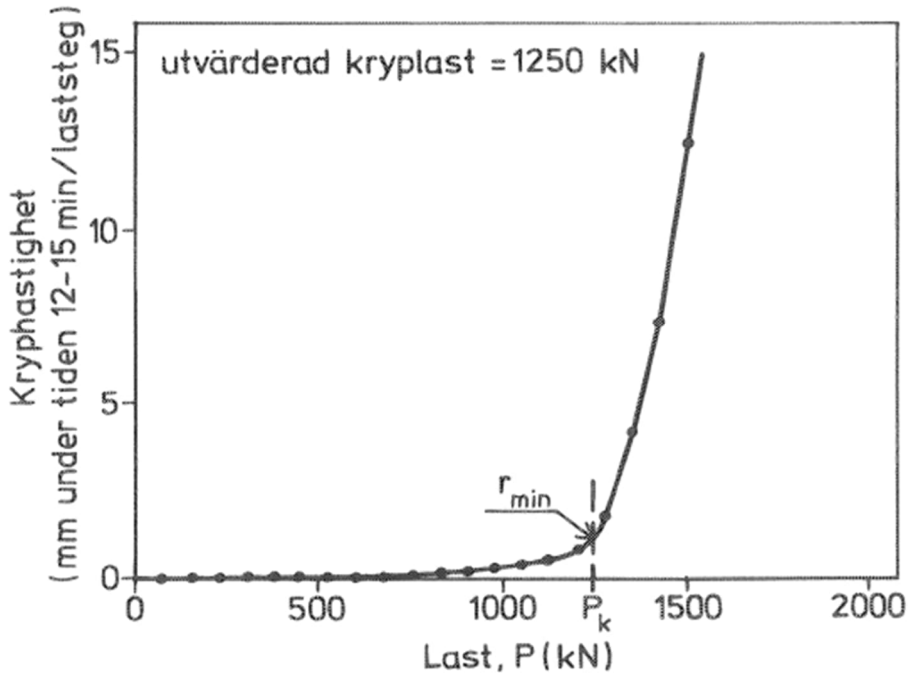
Med en påles kryplast avses den största last varmed en påle kan belastas utan väsentligt tilltagande sättning vid varaktig belastning eller upprepade på- och avlastningar. Kryplasten kan bestämmas vid provbelastning med stegvis pålastning eller vid cyklisk provbelastning. Resultaten kan dock ej förväntas bli identiska.

Om kryplasten bestäms enligt SS-EN 1997-1:2005 (SIS, 2005) ska, enligt SS-EN ISO 22477-1:2018 Annex A (informativt) (SIS, 2018a), metod enligt Figur 7.70 användas.



Figur 7.70 Utvärdering av kryplast i enlighet med SS-EN ISO 22477-1:2018, Annex A (SIS, 2018a).

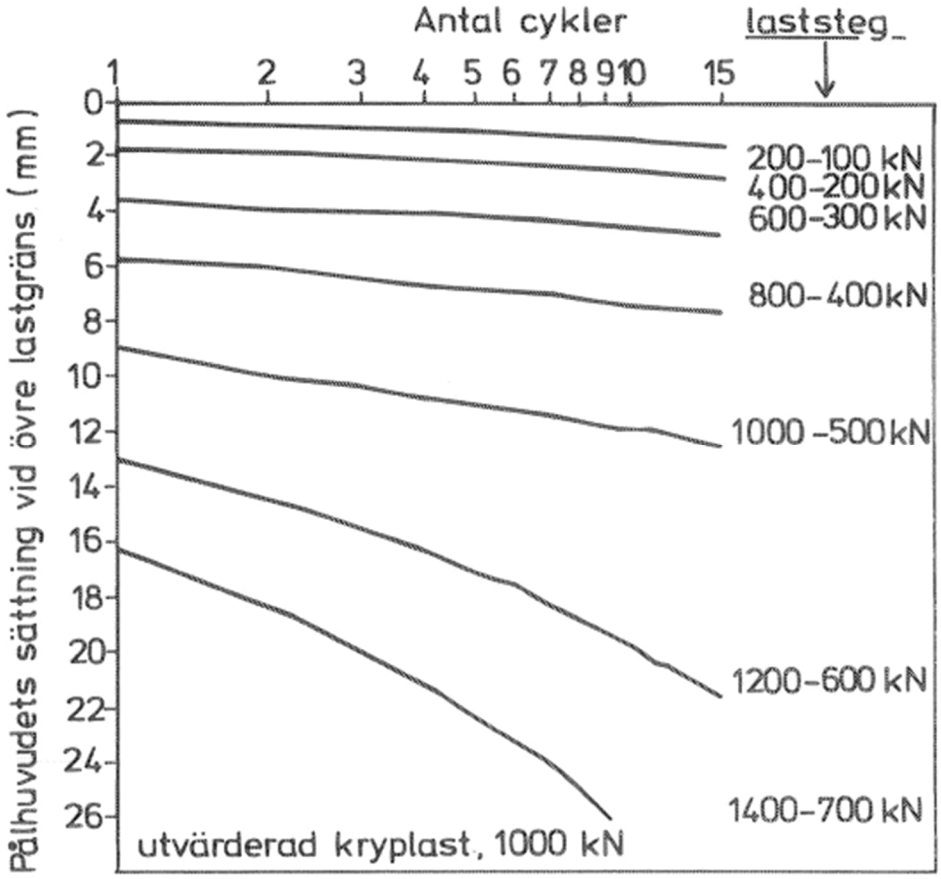
Vid stegvis pålastning mäts pålhuvudets sättning under viss tid (mellan 12 à 15 minuter för Quick Maintained Load) för varje laststeg som funktion av pålagd last. Då erhålls en s.k. krypkurva, se Figur 7.71.



Figur 7.71 Exempel på redovisning av "krypkurva" från provbelastning med stegvis pålastning (Olsson och Holm, 1993).

I regel konstateras en markant ökning av kryphastigheten vid en viss lastnivå. Den last vid vilken krypkurvan har sin största krökning (minsta krökningsradie, R) utvärderas som pålens kryplast. Ett alternativt sätt att utvärdera kryplasten är med den s.k. 90 %-regeln. Kryplasten bestäms då som den last för vilken krypningen fördubblas från 90 % till 100 % av kryplastens värde.

Vid cyklisk provbelastning kan pålhuvudets sättning avsättas som funktion av antal lastcykler i ett halvlogaritmiskt diagram. Kryplasten utvärderas motsvarande lasten när kurvan i diagrammet blir konkav, se Figur 7.72.



Figur 7.72 Exempel på redovisning av resultat från cyklisk provbelastning (Olsson och Holm, 1993).

7.9.1.4 Jämförelse mellan utvärderad brottlast och kryplast

Vid värdering av statiska provbelastningar bör man utvärdera såväl kryplast (där så är möjligt) som brottlast och studera relationerna dem emellan. Kryplasten är ofta cirka 70 – 80 % av den brottlast som utvärderats från belastningsförsök. En stor skillnad mellan lastvärdena kan indikera att den provbelastade pålen är krokig.

7.9.1.5 Bestämning av karakteristisk bärförmåga

Provbelastningsresultaten ska korrigeras genom beaktande av följande faktorer:

- Eventuella avvikelser i jord- och grundvattenförhållanden mellan försöksplatsen och den aktuella byggplatsen.
- Skillnader i funktionssätt vid provning och vid dimensionering.
- Värdering av pålars funktion i pålgrupp.

Om den utvärderade brottlasten innehåller komponenter som ej kan påräknas vid långtidsbelastning ska detta särskilt kommenteras i anslutning till beräkningen av karakteristisk bärförmåga. Exempel på detta är mantelmotstånd i jordlager som sätter sig relativt pålarna under konstruktionens användningstid, s.k. negativ mantelfriktion.

Pålar som dimensioneras på basis av statisk provbelastning utförs i geoteknisk klass 3.

I kapitel 9 beskrivs olika provbelastningsmetoder närmare.

Installation av en påle genom slagning innebär en betydande störning av jorden närmast pålen. Denna störning medför i allmänhet en hållfasthetsminskning i jorden. Packningseffekter i friktionsjord kan ibland leda till att hållfastheten ökar. Med tiden (efter slagningen) sker en successiv tillväxt av bärförmågan. Tillväxten sker på olika sätt i olika jordar, vilket ska beaktas vid valet av tidpunkt för provbelastning. Provbelastning bör helst utföras vid flera tillfällen eller efter maximalt tillgänglig tid, när större delar av bärförmågetillväxten har inträffat. Detta styrs ofta av tidsaspekten inom respektive projekt.

7.9.1.6 Statisk provbelastning i drag

I allt väsentligt är det ingen skillnad på utvärdering av en statisk provbelastning i drag eller tryck. Det kan dock vara mycket besvärligt att värdera hur en ”pelarlinje” för en betongpåle i drag ska se ut.

7.9.2 Dynamisk provbelastning

7.9.2.1 CASE-analys

CASE-metoden är en dynamisk mät- och utvärderingsmetod som utvecklats vid Case Western Reserve University (Cleveland, Ohio, USA) där även den första prototypen av pålanalysatorn (The Pile Driving Analyzer, PDA) togs fram i början av 1970-talet. Numera finns det även andra liknande utrustningar på marknaden.

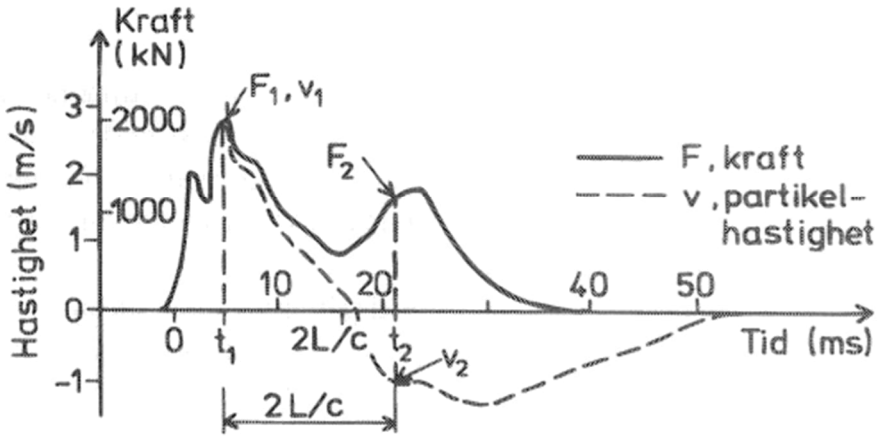
Vid stötvågsmätning på en påle under ett hejarslag erhålls kraft- och partikelhastighetsförlopp enligt Figur 7.73. Partikelhastigheten multipliceras med pålens impedans Z för att erhålla proportionerliga kurvor (kurvor med lika amplitud). Kraften F förhåller sig till partikelhastigheten v enligt Ekvation 7-88.

$$F = v \cdot Z$$ **Ekvation 7-88**

där Z beräknas enligt Ekvation 7-89.

$$Z = \frac{E \cdot A}{c}$$ **Ekvation 7-89**

där
E = elasticitetsmodul, pålmaterial
A = tvärsnittsarea, påle
c = utbredningshastighet för stötvåg i påle.



Figur 7.73 Kraft- och hastighetskurvor (Olsson och Holm, 1993).

Den våg som alstras av hejarslaget och som går in i pålen kan uttryckas enligt Ekvation 7-90.

$$F_{in} = \frac{F_1 + v_1 \cdot Z}{2}$$ **Ekvation 7-90**

Den reflekterande vågen som går i motsatt riktning kan skrivas enligt Ekvation 7-91.

$$F_{refl} = \frac{F_2 - v_2 \cdot Z}{2}$$ **Ekvation 7-91**

Pålens totala neddrivningsmotstånd R_{total} är summan av ingående och reflekterad våg och kan skrivas enligt Ekvation 7-92.

$$R_{total} = F_{in} + F_{refl} = \frac{F_1 + v_1 \cdot Z}{2} + \frac{F_2 - v_2 \cdot Z}{2}$$ **Ekvation 7-92**

Pålens neddrivningsmotstånd kan delas upp i en statisk och en dynamisk del. Den statiska delen motsvarar pålens statiska bärförmåga. Det dynamiska motståndet antas vara proportionellt mot partikelhastigheten vid pålspetsen enligt Ekvation 7-93.

$$R_{dyn} = J_c \cdot v_{spets} \cdot Z$$ **Ekvation 7-93**

J_c är en dimensionslös jordkonstant vars storlek bl.a. beror av jordens egenskaper vid pålspetsen. Partikelhastigheten vid pålspets kan uttryckas enligt Ekvation 7-94.

$$v_{spets} = \frac{F_{in} - F_{refl}}{Z}$$ **Ekvation 7-94**

Den statiska bärförmågan, R_{stat} enligt CASE-metoden erhålls ur Ekvation 7-95.

$$R_{stat} = R_{total} - R_{dyn} = (1 - J_c)\frac{F_1 + v_1 \cdot Z}{2} + (1 + J_c)\frac{F_2 - v_2 \cdot Z}{2}$$ **Ekvation 7-95**

Det största värdet på R_{stat}erhålls genom att söka maxvärdet på R_{stat} med tidsavstånd $2L/c$, dvs. R_{stat} bestäms i olika lägen genom en förflyttning med intervallet *2L/c* längs tidsaxeln. L betecknar avståndet mellan mätpunkt och pålspets. Detta maxvärde av CASE-metoden brukar betecknas som RMX.

När pålens spetsrörelse är stor, dvs. när pålen har stor slutsjunkning eller stor fjädring vid spetsen, erfordras en noggrann bestämning av J_c–faktorn. Detta gäller även när pålarna har stor andel av bärförmågan längs manteln. I dessa fall bör CASE-analys ej användas som enda utvärderingsmetod. I SS-EN 1997-1:2005 (SIS, 2005) och de svenska anpassningsdokumenten finns det specificerat när CASE-metoden som enda utvärderingsmetod får användas och vilka modellfaktorer som då är applicerbara. Normalt bestäms J_c–faktorn genom kalibrering mot resultat från signalmatchning. Pålens statiska bärförmåga bestäms först genom signalmatchning med CAPWAP eller likvärdigt datorprogram. Ett resultat av signalmatchningen är bland annat att J_c–faktorn fastställs.

Val av J_c på annat sätt än genom kalibrering mot resultat från signalmatchning bör göras med stor försiktighet och endast för spetsburna pålar mot berg eller bottenmorän där pålspetsens rörelse är liten och således även det dynamiska motståndet. En generell regel är att dämpningsfaktorn ökar omvänt mot jordens kornstorlek. Ju lägre kornstorlek desto högre J_c, se Tabell 7.34. För pålar som står mot berg eller hård morän där pålspetsen inte rör sig nämnvärt är resultatet okänsligt för val av J_c. För pålar med hög andel mantelfriktion och stor rörelse vid spetsen kan valet av J_c däremot vara helt avgörande. Erfarenhetsmässigt kan sägas att om resultatet är känsligt för valet av J_c kommer oftast en signalmatchningsanalys resultera i en relativt hög J_c–faktor.

Tabell 7.34 Typiska värden på J_c-faktorn enligt SS-EN ISO 22477-4:2018 (SIS, 2018b).

Jordtyp	J_c
Sand	0,4 – 0,5
Siltig sand	0,5 – 0,7
Silt	0,6 – 0,8
Siltig lera	0,7 – 0,8
Lera	≥ 0,9

Spetsburna pålar bör vid stoppslagning ej tillåtas sjunka för mycket per slag. För betongpålar med kantmått 235–275 mm bör sjunkningsvärdena vid stoppslagning ej överstiga 30 till 40 mm per talja om 10 slag. Ju större sjunkningsvärdet är desto större betydelse har en felaktigt vald J_c–faktor.

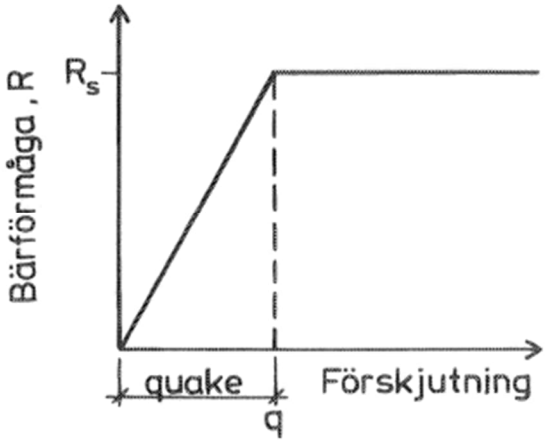
CASE-analysen är beräkningsmässigt enkel och utvärderingen kan göras direkt i samband med stötvågsmätningen i fält om J_c är bestämt. Moderna pålanalysatorer kan dessutom redovisa bärförmågan för flertalet olika J_c vilket gör att känsligheten i valet av J_c kan utläsas direkt.

CASE-metoden kan endast användas om pålen som provbelastas har samma materialparametrar över hela pålens längd (tvärsnittarea, elasticitetsmodul och densitet). Vid pålar med olika material eller tvärsnittsareor över olika delar av pålen, krävs signalmatchning med CAPWAP eller liknande för att kunna modellera pålen och jorden.

7.9.2.2 Signalmatchning enligt CAPWAP

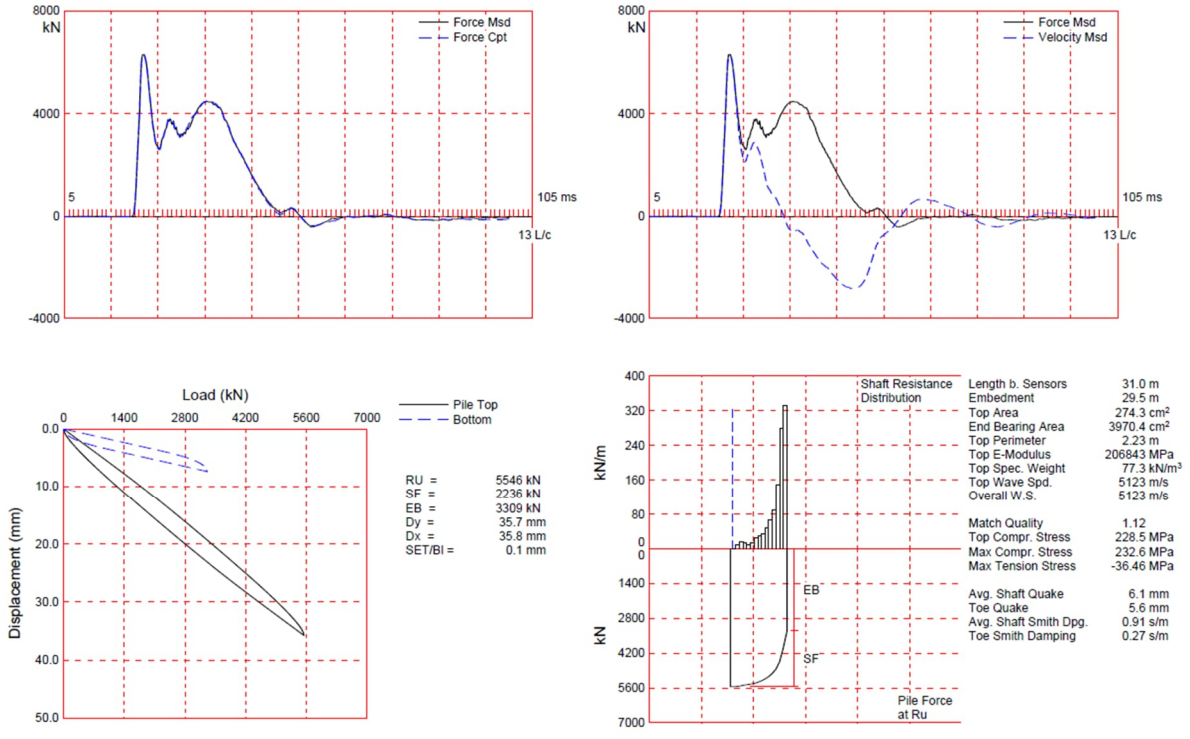
Signalmatchning kan utföras med CAPWAP eller likvärdigt datorprogram. CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program) är ett datorprogram för mer kvalificerad bestämning av en pålens bärförmåga och dess fördelning längs mantel och på spets. I praktiken innebär signalmatchning att pålen och jorden delas upp i element (vanligtvis 1 m) där varje enskilt element har egna parametrar för att beskriva dess samverkan med jorden. I huvudsak används tre variabler för varje element:

- Statisk bärförmåga R_{si}, dvs. summan av elementens statiska bärförmåga ger pålens totala statiska bärförmåga.
- Fjädring i jorden innan brott (quake q_i, se Figur 7.74).
- Viskös dämpning j_i, dvs. hastighetsberoende/dynamiskt motstånd.



Figur 7.74 Jordens elastiska deformation, fjädring, som funktion av rörelsen benämns ofta som quake (Olsson och Holm, 1993).

Beräkningsgången består i att värden antas på variablerna (R_{si}, q_i, j_i) för varje pålelement samt pålspetsen. Därefter matas modellen med den uppmätta nedåtgående vågen varpå programmet beräknar den reflekterande uppåtgående vågen. Antagna variabler justeras i en iterativ process tills beräknad och uppmätt uppåtgående våg sammanfaller, se Figur 7.75, övre vänstra del. På så sätt framräknade värden på bärförmåga, quake och dämpning anses vara de riktiga för den aktuella påle-jord-kombinationen.



Figur 7.75 Typiska resultat från CAPWAP-analys, där uppmätta och beräknade data presenteras ihop med en simulerad statisk provbelastning samt mantelfördelning och spetsmotstånd numeriskt och grafiskt.

Resultaten från analysen, enligt exempel i Figur 7.75, är i första hand pålens statiska bärförmåga och dess fördelning på spetsen respektive längs manteln (nedre högra delen). Datorprogrammet beräknar även en last-deformationskurva för statisk belastning (nedre vänstra delen). Rimligheten i resultaten från analysen ska alltid kontrolleras med utgångspunkt från aktuella jordlager- och slagningsförhållanden.

Jämförelser mellan resultat från dynamisk provbelastning omfattande stötvågsmätning med efterföljande CAPWAP-analys och statisk provbelastning, har gjorts för olika påltyper och i olika jordar.
I Figur 7.62 visas en sammanställning av jämförelser huvudsakligen gjorda i USA. Erfarenheter från liknande jämförelser i Sverige visar på osäkerheter av storleksordningen ± 25 % vid bestämning av en påles statiska bärförmåga.

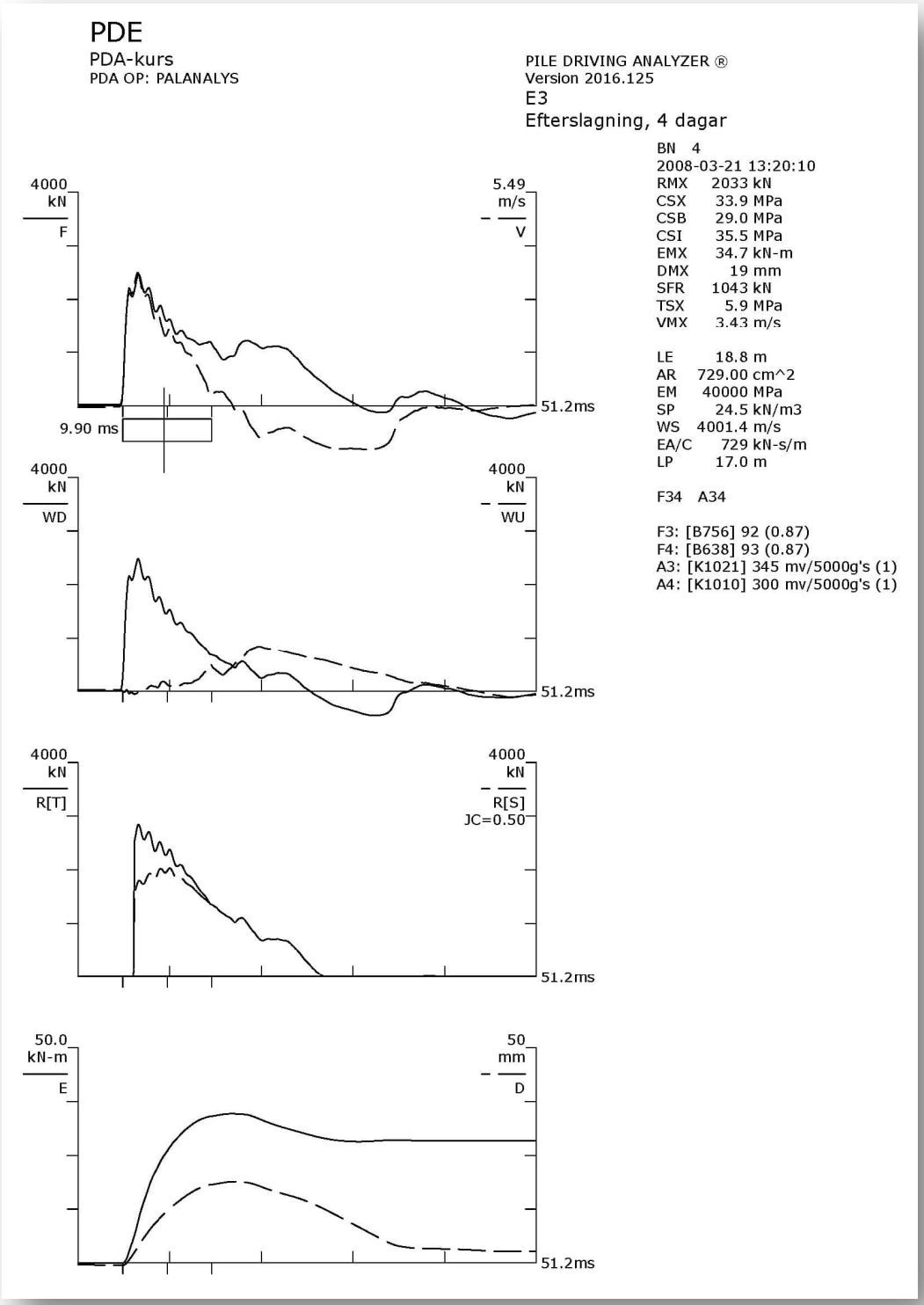
7.9.2.3 Utvärdering av uppmätt bärförmåga

När stötvågen fortplantar sig nedåt längs pålen kommer delar av den nedåtgående vågen att reflekteras på grund av mantelmotstånd och spetsmotstånd. Reflektioner erhålls även i sprickor, skarvglapp och vid areaförändringar. En grov bedömning av pålens funktionssätt kan göras genom tolkning av kraft- och partikelhastighetskurvornas utseende. Likaså kan man upptäcka och lokalisera skador i pålen genom tolkning av mätkurvorna, se exempel i kapitel 9.

I Figur 7.76 visas ett exempel på en typisk utskrift av data från en stötvågsmätning. Vanliga värden som presenteras tillsammans med uppmätt kraft- och hastighetsdata, är:

- RMX : $R_{c,m}$ enligt Case-metoden med vald J_c–faktor.
- EMX : Den från slagsystemet till pålen överförda energin.
- CSX : Uppmätt medeltryckspänning vid läget för givarna.
- VMX : Maximal anslagshastighet.
- DMX : Maximal förskjutning av pålen vid läget för givarna.

Resultat från stötvågsmätningar ska redovisas enligt SS-EN ISO 22477-4:2018 Provning av geokonstruktioner – Dynamisk provbelastning (SIS, 2018b) i en rapport, vilken även innefattar utvärdering av den geotekniska bärförmågan för samtliga mätta pålar. Se vidare 7.8.2



Figur 7.76 Typisk utskrift av mätdata från stötvågsmätning.

7.10 DIMENSIONERING AV GEOTEKNISK BÄRFÖRMÅGA GENOM HÄVDVUNNA ÅTGÄRDER

7.10.1 Betongpålar

Hävdvunna åtgärder är en metod för verifiering av geoteknisk bärförmåga enligt SS-EN 1997-1:2005 (SIS, 2005). Den innebär att erfarenhetsmässigt låga och säkra värden på bärförmåga används för bestämning av geoteknisk bärförmåga. För pålar har erfarenhetsmässiga värden för stoppslagning tagits fram och redovisats i en mängd normer.

Enligt TSFS 2018:57 (Transportstyrelsen, 2018) kan för betongpålar med kantmått 235 mm respektive 270 mm/275 mm (tidigare benämnda SP1, SP2/SP3) bärförmågor enligt Tabell 7.35 erhållas efter stoppslagning enligt samma tabell.

Vid stoppslagning mot berg ska inmejsling utföras med 300 slag samt en fallhöjd på 20 cm och avslutas med tre serier om 10 slag med 80 % av fallhöjden. Sjunkningen per serie ska vara mindre än 3 mm varpå det godtas att R_d ökas med 10 %. Om en påle förlängs med knekt under stoppslagningen väljs 0,1 m högre fallhöjd.

Tabell 7.35 Dimensionerande geoteknisk bärförmåga enligt TSFS 2018:57 (Transportstyrelsen, 2018) för stoppslagning av betongpålar med frifallshejare till sjunkning s <=10 mm/10 slag.

Hejare	Fallhöjd, m	Dimensionerande bärförmåga [kN]	
		Tvärsnittsarea* [m^2]	
		0,055	0,073/0,076
3 ton	0,3	480	550
	0,4	575	660
	0,5	655	740
4 ton	0,3	540	640
	0,4	645	755
	0,5	720	850
5 ton	0,3	590	680
	0,4	690	825

*Tvärsnittsarea 0,055 m^2 motsvarar kantmått 235 mm. Tvärsnittsarea 0,073 m^2 motsvarar kantmått 270 mm och 0,076 m^2 motsvarar kantmått 275 mm.

Stoppslagningstabellen ovan är beräknad med datorsimulering av stoppslagning (WEAP) med krav på säkerhet motsvarande γ_{tot} = 2,1.

I TSFS 2018:57, Tabell 38.12, anges något högre dimensionerande bärförmåga jämfört med Tabell 7.36 och Tabell 7.37. Dock rekommenderas inte fallhöjder på över 0,45 m för spetsburna pålar på berg, eftersom det riskerar att förstöra pålelementet. Av samma anledning rekommenderas inte heller fallhöjder på över 0,4 m för pålar stoppslagna i jord, respektive 0,3 m för pålar stoppslagna mot berg, för den påltyp som tidigare benämndes SP1 (med tvärsnittsarea 0,055 m2). Notera att tidigare SP1 var armerad med 4 st Ø 16 mm, SP2 med 8 st Ø 12 mm samt SP3 8 st Ø 16 mm. Idag finns pålar med kantmått motsvarande SP1 och SP2/SP3 som är armerade på annat sätt, se även bakgrund i kapitel 6. Det ska tillses att respektive påltyp klarar av slagningsarbetet. Se kapitel 6 gällande lasteffekter vid slagning.

För pålar som används i projekt där Transportstyrelsen inte är föreskrivande myndighet kan istället tabellvärden härrörande från Pålkommissionens rapport 94 ”Standardpålar av Betong - lastkapacitet

och geoteknisk bärförmåga" (Pålkommissionen, 1996) användas. I dessa redovisas stoppslagningsregler för betongpålar med frifallshejare och beräkning av dimensionerande bärförmåga för de dåvarande säkerhetsklasserna SK1, SK2 och SK3. I Eurokod är säkerhetsklassen flyttad till enbart lasteffektsidan, varför endast tabellerna för SK1 är gällande.

I Tabell 7.36 och Tabell 7.37 redovisas stoppslagningsregler för tidigare betongpålar SP1 samt SP2/ SP3 beräknade i SK1, dvs. enligt dagens regler.

Tabell 7.36 Stoppslagning samt dimensionerande geoteknisk bärförmåga R_d i kN för sjunkning 10 mm/10 slag samt 3 mm/10 slag för SP1 pålar. Regler enligt Pålkommissionens rapport 106 (Pålkommissionen, 2014) baserat på Pålkommissionen Rapport 94 (Pålkommissionen, 1996). Understrukna tabellvärden innebär att fallhöjden ska sänkas med 5 cm.

SP1 mm/10 slag	Fallhöjd [m]	3 ton	4 ton		5 ton	
			L>8 m	L< 8 m	L>8 m	L< 8 m
10 (jord)	0,2	350	410	450	480	550
	0,3	480	540	605	590	605
	0,4	570	640		635	
	0,5	605				
3 (berg)	0,2	385	450	500	530	605
	0,3	525	605	605	640	
	0,4	625				

Tabell 7.37 Stoppslagning samt dimensionerande geoteknisk bärförmåga Rd, i kN för sjunkning 10 mm/10 slag samt 3 mm/10 slag för SP2/SP3 pålar. Regler enligt Pålkommissionens rapport 106 (Pålkommissionen, 2014) baserat på Pålkommissionen Rapport 94 (Pålkommissionen, 1996). Understrukna värden innebär att fallhöjden ska sänkas med 5 cm.

SP2/ SP3 mm/10 slag	Fallhöjd [m]	3 ton	4 ton	5 ton
10 (jord)	0,2	410	475	500
	0,3	525	620	670
	0,4	630	730	800
	0,5	725	825	850*
3 (berg)	0,2	450	525	550
	0,3	580	680	740
	0,4	690	800	830*
	0,5	800	855*	

*Sänkt fallhöjd för pållängd L < 8 m.

Bärförmågan i Tabell 7.36 och Tabell 7.37 har bestämts genom datorsimulering med programmet WEAP med säkerhetsfaktor γ_{tot} = 2,1. Härvid har följande förutsättningar använts:

- Elastisk deformation vid brott i jord (quake) både i mantel och spets på 2,5 mm.
- Dämpning på mantel 0,65 s/m och på spets 0,5 s/m. Mantelmotstånd cirka 10 %, resten spetsmotstånd. Hejarens effektivitet för frifallshejare är 0,8.
- Dynans massa är 300 kg, styvheten på slagkubben är 1000 kN/mm och styvheten på dynträt är 400 kN/mm för SP1 och 600 kN/mm för SP2 och SP3. Detta motsvarar ett dynträ av plywood med tjockleken cirka 50 mm ihopslaget med minst 300 slag.
- Använda pållängder är 5, 10 och 20 m.

- Pålens E-modul antas vara 40 GPa.
- Pålens tunghet är 24,5 kN/m^3.

Om verifiering med hävdvunnen åtgärd utförs genom stoppslagning med annat än en frifallande hejare, där fallhöjden kan garanteras, måste hejaren vara utrustad med energimätare. Ett mycket stort antal av dagens hejare är nedåt accelererande. Stoppslagningstabellerna ovan är framtagna med en hejareffektivitet på 80%. Angivna fallhöjder i tabellerna ovan kan således översättas till en slagenergi. Fallhöjder omräknade till energi för olika tunga hejare återfinns i Tabell 7.38.

Tabell 7.38 Energi från olika hejare och fallhöjder med effektivitet 80%.

Fallhöjd [m]	Genererad energi [kNm]		
	Vikt hejare 3 ton	Vikt hejare 4 ton	Vikt hejare 5 ton
0,2	5	6	8
0,3	7	9	12
0,4	9	13	16
0,5	12	16	20

7.10.2 Stålrörspålar

I Tabell 7.39 redovisas stoppslagningsregler för stålrörspålar vid stoppslagning med frifallshejare. För stålrörspålar gäller samma regler som för betongpålar. Om verifiering med hävdvunnen åtgärd utförs genom stoppslagning med annat än en frifallande hejare, där fallhöjden kan garanteras, ska hejaren vara utrustad med energimätare. Omräknade fallhöjder till energi för olika tunga hejare återfinns i Tabell 7.38.

Tabell 7.39 visar stoppslagning av olika stålpålar till dimensionerande bärförmåga $R_d = 0{,}33 \cdot F_{stuk}$. Lägg märke till att den gäller för stål med kvalitet S440. Tabellen kan användas också för högre stålkvalitet, t.ex. S550, men observera att en justering upp till $0{,}33 \cdot F_{stuk}$ i motsvarande grad då inte får ske. För att kunna göra det krävs högre energier vid stoppslagningen. Tabellen är framräknad med datorsimulering av stoppslagning enligt program WEAP. Jordmodell för datorsimulering i sin helhet framgår av Pålkommissionen rapport 98 (Pålkommissionen, 2000b), och kan sammanfattas enligt följande:

Fjädring i jord innan brott (quake) $q = D/120$ dock >1 mm

Smith dämpning $J_s = 0{,}5 \cdot 25/\sigma_{spets}$.

där
D = pålens diameter i mm
σ_{spets} = spetstryck i MPa.

Vid stoppslagning av stålpålar kommer spetstrycket mellan påle och jord/berg att variera mellan 45 och 100 MPa beroende på påldimension, dvs. betydligt högre än för betongpålar (22 till 25 MPa). Stålpålar tränger således normalt djupare ned i fastare jord (i princip till berg eller block), än betongpålar. Det innebär att även jordens fjädring och dämpning kan förväntas vara lägre än motsvarande för betongpålar, något som bekräftats av simulering och mätning i pålningsobjekt.

Vid stoppslagning som hävdvunnen åtgärd är kvaliteten på stålrörspålens skarv av väsentlig betydelse.

Tabell 7.39 förutsätter skarvar med följande kvalitetskriterier:

Momentbärförmåga: $M_{skarv} \geq W_{el,pålrör} \cdot f_y$

Tryckhållfasthet: $N_{c,skarv} \geq A_{s,pålrör} \cdot f_y$

Draghållfasthet: $N_{t,skarv} \geq 0{,}15 \cdot A_{s,pålrör} \cdot f_y$

Böjstyvhet: $EI_{skarv} \geq 0{,}75 \cdot EI_{pålrör}$ (i momentintervall $0{,}3 - 0{,}8 \cdot M$)

Tabell 7.39 Dimensionerande geoteknisk bärförmåga i kN vid stoppslagning av slanka stålrörspålar med frifallshejare till sjunkning s = 5 mm/10 slag (Pålkommissionen, 2014).

Påle	F_{stuk} kN (f_{yk}=440 MPa)	R_d kN ($0{,}33 \times F_{stuk}$)	Hejare kN	Fallhöjd i meter vid pållängd			
				5 m	10 m	15 m	30 m
76,1/6,3	608	201	5	0,40	0,45	0,55	0,80
			10	0,20	0,30	0,35	0,45
88,9/6,3	719	237	5	0,50	0,65	0,80	1,10
			10	0,30	0,40	0,45	0,60
114,3/6,3	941	311	10	0,35	0,50	0,60	0,80
			20	0,20	0,30	0,35	0,50
114,3/8,0	1176	388	10	0,45	0,60	0,70	0,95
			20	0,25	0,35	0,40	0,55
139,7/8,0	1456	480	20	0,30	0,45	0,55	0,70
			30	0,20	0,30	0,40	0,55
139,7/10,0	1793	592	20	0,35	0,50	0,60	0,85
			30	0,25	0,40	0,45	0,60
168,3/10,0	2188	722	30	0,35	0,50	0,60	0,80
			40	0,25	0,40	0,50	0,65
168,3/12,5	2692	888	30	0,40	0,55	0,65	0,95
			40	0,30	0,45	0,55	0,70
219,1/10,0	2890	954	30	0,50	0,45	0,85	1,20
			40	0,40	0,55	0,65	0,90
219,1/12,5	3570	1178	30	0,60	0,80	0,95	1,30
			40	0,45	0,65	0,75	1,00

7.10.2.1 Krav på hejare vid stoppslagning av stålrörspålar

Stålpålar kan stoppslås antingen med fallhejare, snabbslående dubbelverkande ”hydraulhejare” eller ”hydraulhammare”. Det vanligaste är stoppslagning med hydraulhammare i kombination med efterslagning med fallhejare och stötvågsmätning. Hejarens data (slagkolv och slagenergi) ska vara väl dokumenterad och utprovad för de dimensioner på pålar som ska stoppslås. Om stoppslagning för ett objekt enbart utförs med ”lätta” hejare ska stoppslagningsreglerna vara verifierade med datorsimulering (WEAP), som visar att aktuell hejare uppfyller ställda krav. Alternativt kan kontrollslagning med en fallhejare utföras, se exempel i Tabell 7.39.

Krav på hejarvikter (slagkolvar):

- Fallhejare: slagkolvvikt > 5 ggr pålvikt/ löpmeter.
- Hydraulhejare: slagkolvvikt > 2 ggr pålvikt/ löpmeter.
- (Lufthejare: slagkolvvikt > 3 ggr pålvikt/ löpmeter).

Fallhöjder vid stoppslagning av stålpålar med frifallshejare varierar normalt mellan cirka 0,3 och 1,0 m. Fallhöjden beror, förutom av värdet på geoteknisk bärförmåga, helt av relationen mellan hejarens vikt och pålens längd. Korta pålar kan stoppslås med låga fallhöjder medan långa pålar kräver höga fallhöjder.

Räknas slagenergi om till fallhöjder för hydraulhejare stoppslås stålrörspålar normalt med fallhöjder motsvarande cirka 4 – 6 m med hydraulhejare. Slagna stålrörspålar med diameter från 76 mm till 220 mm installeras med fördel med lätta hydraulhejare där slagkolvens vikt motsvarar 2 – 3 ggr pålens vikt per löpmeter. Därefter ska pålarna stötvågsmätas med fallhejare i den omfattning som krävs.

Fördelen med slagning med lätta - snabbslående hydraulhejare är att slagningen går snabbt samt att pålar ofta blir rakare än om de drivs ned och stoppslås med fallhejare.

Nackdelen med lätta hydraulhejare är att pålar kan få stopp i steniga lager. Det är viktigt att tillräckligt tunga slagkolvar används samt att pålar stoppslås till små sjunkningsvärden (normalt s < 5 mm/minut). Vid eventuell osäkerhet i pålstopp ska slagning alltid göras med fallhejare.

För borrade pålar i berg gäller, som för slagna pålar till berg, att pålarnas geotekniska bärförmåga ska verifieras med stoppslagning. Krav på hejarvikter är desamma som för pålar vilka drivs ned och stoppslås mot berg. Samtliga pålar ska stoppslås.

7.11 BEDÖMNING AV GEOTEKNISK BÄRFÖRMÅGA HOS BEFINTLIGA PÅLAR (VAKANT)

Föreliggande avsnitt kommer att kompletteras i framtida utgåvor av Pålhandboken.

7.12 REFERENSER

Abu Farsakh, M.Y. och Titi, H.H., 2004. Assessment of direct cone penetration test methods for predicting the ultimate capacity of friction driven piles, ASCE, Sept 2004, pp 935-944.

Afifi, S.E.A. och Woods, R.D., 1971. Longterm pressure effects on shear modulus of soils, J. Soil Mech. and Found. Dn., ASCE, vol. 96 (SM10), pp 1445-1460.

API (American Petroleum Institute), 1987. *API recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms - RP 2A*, 17th Edition.

API (American Petroleum Institute), 1993. *API recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms - RP 2A*.

API (American Petroleum Institute), 2000. *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design (API RP 2A-WSD)*. Washington, D.C.: American Petroleum Institute.

Alèn, C. och 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.

Anderson, D.G. och Stokoe, K.H. II, 1978. *Shear modulus: A time-dependant soil property, Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM STP 654, pp 66-90.

Axelsson, G., 1998. Long-term increase in shaft capacity of driven piles in sand, Proc. 4th Int. Conf. on Case Histories in Geotech. Engng., St. Louis, Missouri, paper 1.25.

Axelsson, G., 2000. *Long-term set-up of driven piles in sand*, Ph.D thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm.

Axelsson, G., 2002. A conceptual model of pile set-up of driven piles in non-cohesive soil, ASCE, Geotechn. Spec. Publ. (GSP) no. 116; Proc. Int. Deep Foundations Congress 2002, Orlando Florida.

Axelsson, G., Dangré, M., Elvin E., 2004. Toe resistance of piles driven into dense moraine, Proc. 7th int. conf. on the appl. of stress-wave theory to piles, Kuala Lumpur, Malasya.

Baguelin, F., Frank, R., Said, Y.H., 1977. Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles. Geotechnique, Vol. 3, 1977, pp.

Baguelin, F., Jézéquel, J.F. och Shields, D.H., 1978. *The pressuremeter and foundation engineering. Series on rock and soil mechanics*, 2 (1974/77):4. Trans Tech Publications. Clasusthal, 617 p. ISBN 0-87849-019-1.

Baldi, G., Belotti, R., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M. och Lo Presti D.L.F., 1989. Modulus of sands from CPT's and DMT's, Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. And Found. Eng. Vol 1, pp 165-170.

Bandini, P. och Salgado, R., 1998. Methods of pile design based on CPT and SPT results, Proc. 1st Int Conf. on Site Characterization, Atlanta.

Banerjee, P.K. och Davies, T.G., 1978. The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in nonhomogeneous soils. Géotechnique, vol 28, nr 3, pp 309-326.

Barber, E.S., 1953. *Discussion to paper Load tests on fixed and freehead pile* by S.M. Gleser. American Society for Testing & Materials. ASTM STP 154, pp 96-99.

Berezantsev, V.G, Kristoforov V.S. och Golubkov, V.N., 1961. Load bearing capacity and deformation of piled foundations, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. And Found. Eng. Vol 2, pp 11-15.

Borel, S., Bustamante, M., Gianiselli, L., 2004. An appraisal of the Chin method based on 50 instrumented pile tests, Ground Engineering 2004.

Boussinesq, J., 1885. *Application des potentiels a l'etude l'equilibre et du movement des solides elastiques*. Gauthier-Villars, Paris.

Boverket, 2019. *BFS 2011:10, EKS 11, Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder).* BFS 2011:10 med ändringar t.o.m. BFS 2019:1. Karlskrona: Boverket.

Boverket, 2022. *BFS 2022:4 EKS 12, Boverkets föreskrifter om ändring i Boverkets föreskrifter och allmänna råd (2011:10) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder).*

Bowman, E.T. och Soga, K., 2005. Mechanisms of setup of displacement piles in sand: laboratory creep tests", Can. Geotech. J. Vol. 42, pp.1391-1407.

Broms, B.B. och Silberman, J.O., 1964. Skin Friction Resistance for piles in Cohesionless Soils, J.S.M.F.D., ASCE, Vol. 90, SM3:123-156.

Broms, B.B., 1964a. Lateral resistance of piles in cohesive soils. ASCE. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, vol 90, nr SM2, pp 27-63.

Broms, B.B., 1964b. Lateral resistance of piles in cohesionless soils. ASCE. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, vol 90, nr SM3, pp 123-156.

Brown, R.P., 2001. *Predicting the ultimate axial resistance of single driven piles*, Ph.D Thesis, The Univeristy of Texas at Austin.

Bruce, D. A. och Juran, I., 1997a*. Drilled an grouted micropiles: state-of-practice review, volume II – Design*. FHWA-RD-96-017, US Department of Transportation. Federal Highway Administration.

Bruce, D. A. och Juran, I., 1997b. *Drilled an grouted micropiles: state-of-practice review, volume IV – Case Histories*. FHWA-RD-96-019. US Department of Transportation. Federal Highway Administration.

British standard, 1989. *BS 8081. British Standard Code of practice for Ground anchorages. British Standards Institution.*

Burland, J.B., 1973. Shaft friction of piles in clay - a simple fundamental approach. Ground Engineering, vol 6, nr 3, pp 30-42.

Bustamante, M. och Gianeselli, L., 1982. Pile bearing capacity by means of static penetrometer CPT, Proc. 2nd European Symp. on Penetration Testing, Amsterdam, pp 493-500.

Canadian Geotechnical Society, 1985. *Canadian foundation engineering manual, 2 ed, 1985*, Canadian Geotechnical Society. Vancouver, BC, 456 p.

CCTG, 1993. *Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil*, Fascicule 62, Titre V. Cahier des Clauses Techniques Générales.

CEN, 2023. *EN 1990:2023 - Eurocode Basis of structural ang geotechnical design*. Brussels: CEN.

CEN, 2024. *EN 1997-3:2024 - Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 3: Geotechnical structures*. Brussels: CEN.

Chandler, R.J., 1968. The shaft friction of piles in cohesive soils in terms of effective stress. Civ. Eng. and Pub. Wks. Rev. 63.

Chow, F.C., 1997. *Investigation into the behaviour of displacement piles for offshore foundations*, Ph.D. Thesis, University of London, Imperial College.

Coates, D.F., och Gyenge, M., 1966. *Plate-Load Testing on Rock for Deformation and Strengtht Properties*. Testing Techniques for Rock Mechanics, ASTM STP 402, Am. Soc. Testing Mats, p. 19-35.

D.F. Coates, D.F. och Yu, Y.S., 1971. *Rock anchor design mechanics*. Mines Branch Research Report R 233. Mining Research Centre, Canada.

Coates, D.F. och Gyenge, M., 1973. *Incremental design in rock mechanics*, Mines Branch monograph, no 880.

Coyle, H., & Reese, L., 1966. Load transfer for axially loaded piles in clay. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 92 (SM2), 1-26.

Coyle, H. och Reese, L., 1968. Load Transfer for Axially Loaded Piles in Sand. J.S.M.F.D., ASCE, Vol. 93, SM6 : 261-278.

Coyle, H.M. och Castello, R.R., 1981. New design correlations for piles in sand, J.Geotech. Engng., ASCE, vol. 107(7), pp 965-986.

Dahlberg, R., 1975. *Settlement characteristics of preconsolidated natural sands. In-situ screw plate, pressuremeter and penetrations tests*, Ph.D thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm.

Daramola, O., 1980. Effect of consolidation age on stiffness of sand, Geotechnique 30(2), pp 213-216.

Davisson, M.T., 1970. *Lateral load capacity of piles*. Highway Research Record, nr 333, pp 104-112.

Davisson, M.T., 1973. *High capacity piles*. Proc. Lecture Series of Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section, Chicago, March 22, pp 81-112.

Decourt, L., 1982. Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N values of the SPT, European symposium on penetration testing, 2, ESOPT, Proceedings, Vol. 1, Amsterdam.

DE NEEF Scandinavia, 2004. *Dimensioneringsguide/3 för Ischebeck TITAN stag och påle,*

De Nicola, A. och Randolph, M.F., 1993. Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand, Journal Geotech. Engng., ASCE, vol. 119 (12), pp 1952-1973.

Dennis, N.D. och Olson, R.E., 1983. Axial capacity of steel pipe piles in sand, Proc. Conf. Geotech. Practice in Offshore Engng., Austin Texas, pp 389-402.

Desai, C.S. och Kuppusamy, T., 1980. Application of a numerical procedure for laterally loaded structures. Numerical methods in offshore piling, London. Proceedings, pp 93-99.

DIN 4128, 1983. *Verpressphfäle (Ortbetonund Verbundpfäle) mit kleinem Durchmesser – Herstellung, Bernessung und zulässige Belastung*. Deutsches Institut für Normung.

Ekström, J., 1985. *Pålgrupper i friktionsjord - En fältstudie av horisontaltryck och pålkrafter inom pålgrupper,* Report B 85:4, Chalmers Univ. of Technology, Gothenburg.

Ekström, J., 1989. *A field study of model pile group behaviour in non-cohesive soils*, Ph.D. Thesis, Chalmers Univ. of Technology, Gothenburg, Sweden.

Fellenius, B., 1955. *Resultat från pålprovningar vid Göteborg C. Meddelande No 5*, Kungliga Järnvägsstyrelsens Geotekniska avdelning.

Fellenius, B.H., 1972. Down-drag on Piles in Clay due to Negative Skin Friction. Canadian Geotechnical Journal. 9(4): 323-337.

Fellenius, B.H., Riker, R.E., O'Brian, A.J. och Tracy, G.R., 1989. Dynamic and static testing in soils exhibiting set-up, J. Geotech. Engng., ASCE, vol. 115(7), pp 984-1001

Fellenius, B.H., 2004. *Unified design of piled foundations with emphasis on settlement analysis*. ASCE Geotechnical Special Publication. 125, ss. 253-275. ASCE.

Fellenius, B.H., 2021. *The Red Book, Basics of Foundation Design*.

Fellenius, B.H., 2026. Lessons from the 2025 Mobile, AL, Prediction Survey, DFI Journal, vol. 20, Issue 1.

FHWA, 2000. *Micropile Design and Construction, Guidelines Implementation Manual*. FHWA-SA-97-070. US Department of Transportation. Federal Highway Administration.

Flaate, K. och Selnes, P., 1977. Side friction on piles in clay. 9th International conference on soil mechanics and foundation engineering, Tokyo. Proceedings. Vol. 1, pp 517-522.

Fleming, W.G.K., Weltman, A. J., Randolph, M. F. och Elson, W.K., 1985. *Piling Engineering*, Surrey University Press, Halsted Press

Fleming, W.G.K., Weltman M.E., Randolph, W.K. och Elson, W.K., 1992. *Piling Engineering*. John Wiley & sons.

Fleming, W., Weltman, A., Randolph, M., & Elson, W., 2009. *Piling Engineering* (3rd uppl.). Abingdon: Taylor & Francis.

Goble, G.G., Likins, Go, Jr, & Rausche, F., 1975. Bearing capacity of piles from dynamic measurements. Final Report. Case Western Reserve University. Cleveland, Ohio, 76 p.

Hansbo, S., Sällfors, G., Widing, S., 1974. Bakåtförankring av sponter vid mycket stora lerdjup – praktiska och teoretiska erfarenheter av belastningsförsök, Väg- och vattenbyggaren, No 8-9.

Hetenyi, M., 1946. *Beams on Elastic Foundations*. Ann Arbor, MI., University of Michigan Press.

Holmberg, M., 1991. *The mechanical behaviour of untensioned grouted rock bolts*. Doctoral Thesis, Division of soil and rock mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.

Holtz, R., & Kovacs, W., 1981. *An introduction to Geotechnical Engineering*. New Jersey: Prentice Hall.

IEG, 2013. *IEG Rapport 2:2008, rev 3, Tillämpningsdokument, Grunderna i Eurokod*. ISBN 978-91-87683-00-8.

IEG, 2016. *IEG Rapport 8:2008, Rev 3, Tillämpningsdokument EN 1997-1 Kapitel 7, Pålgrundläggning.*

IEG, 2008a. *IEG Rapport 7:2008, Tillämpningsdokument EN 1997-1 Kapitel 6, Plattgrundlägning*.

IEG, 2008b. *IEG Rapport 4:2008, Tillämpningsdokument Dokumenthantering*.

Jardine, R.J., Lehane B.M. och Everton, S.J., 1993. Friction coefficients for piles in sands and silts, Proc. Int. Conf. on offshore site investigation and foundation behaviour, Assoc. Of Underwater Tech., London 661-677.

Jardine, R.J. och Chow, F.C., 1996. *New design methods for offshore piles*, The Marine Technology Directorate Ltd., MTD 96/103.

Jardine R.J. och Standing, J.R., 2000. *Pile load testing performed for HSE cyclic loading study at Dunkirk, France*, 2 vols Off-shore Tech. Report OTO 2000 007; Health and Safety Executive, London.

Jardine, R.J., Chow F.C., Overy, R.F. och Standing, J.R., 2005. *ICP design methods for driven piles in sands and clays*, Thomas Telford Publishing.

Jendeby, L., 1986. *Friction piled foundations in soft clay – A study of load transfer and settlements*, Doktorsavhandling, Inst. för Geoteknik och grundläggning, Chalmers.

Jendeby, L., 2019. Shear resistance during and after installation of driven piles in soft clay. Proceedings of the XVII ECSMGE-2019.

Jonefjäll, A. och Sabattini, M., 2022. *Transversalbelastning av pålar i postglacial lera, Fullskaleförsök*, 2022-12-15, SBUF ID:13977.

Jonsson, M. och Sellin, C., 2012. *Correction of shear strength in cohesive soil, A comparison focused on vane tests in west Sweden*, Master of Science Thesis in the Master's Programme Geo and Water Engineering, CTH 2012:61.

Juran, I., Bruce, D. A., DiMillio, A. och Benslimane, A., 1999. *Micropiles: the state of practice. Part II: design of micropiles and groups and networks of micropiles*. Ground Improvement, Vol 3.

Kerisel, J., 1961. Fondations profondes en milieu sableux. I: Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Paris, 17–22 juli 1961. Vol. 2, ss. 73–83.

Konrad, J., Roy, M., 1987. Bearing capacity of friction piles in marine clay. Geotechnique, Vol. 37 No. 2 pp. 163–175.

Kraft, L., 1991. Performance of axial loaded pipe piles in sand, J. Geotech. Engng., ASCE, vol. 117(2), pp 272-296.

Kuhlemeyer, R.L., 1979. Static and dynamic laterally loaded floating piles. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering Division, vol 105, nr GT2, pp 289-304.

Kubo, K., 1965. Experimental Study of the Behaviour of Laterally Loaded Piles. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal. Proceedings, vol. 2, pp 275-279.

Lambe, T.W. och Whitman, R.V., 1979. *Soil Mechanics*. John Wiley & sons.

Lancelotta, R., 1983. *Analisi di Affidabilità in Ingegneria Geotecnica. Atti Instituto Scienza Construzioni.* No. 625, Politecnico di Torino.

Larsen, G., Frederiksen, J., Villumsen, A., Fredericia, J., Gravesen, P., Foged, N., Knudsen B. & Baumann, J., 1988. *Vejledning i Ingeniørgeologisk prøvebeskrivelse*. Dansk Geoteknisk Forening, DGF-Bulletin Nr. 1, ISBN: 87-983058-2-4.

Lehane, B.M., Jardine, R.J., Bond A.J. och Frank, R., 1993. Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests, J. Geotech. Engng., ASCE, vol. 119(1), pp 19-35.

Lehtonen, J., 2001. *Design and Execution of CSG piles*. (www.rautaruukki.com).

Likins, G. E., Rausche, F., Thendean, G. och Svinkin, M., 1996. CAPWAP Correlation Studies'. Fifth International Conference on the Application of Stress-wave Theory to Piles (STRESSWAVE '96): Orlando, FL; 447–464.

Lindgren, J., Axelsson, G., Giding, J., 2012. Dynamisk provning av mantelburna stålkärnepålar, Samhällsbyggaren nr 1/12.

Lundström, K. och Dehlbom, B., 2019a. *Egenskapsförändringar med tid under befintliga bankar, Huvudrapport.* Statens geotekniska institut, Linköping, 2019-10-25.

Lundström, K. och Dehlbom, B., 2019b. *Egenskapsförändringar med tid under befintliga bankar, Rekommendationer.* Statens geotekniska institut, Linköping, 2019-10-25.

Lundström, K., Andersson, M., Dehlbom B., Vesterberg, B., 2025. *Egenskapsförändringar i lös lera under provfyllningar, Förändringar efter 60 år i Skå-Edeby*. Statens geotekniska institut, SGI, Linköping.

Lunne, T., Berre, T. och Strandvik, S., 1997. Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. Proc. International Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. Rio de Janeiro 1997, pp . 81 -102. (Also in NGI Publikasjon 204).

Marcetti, S., 1985. On the field determination of K0 in sand, Panel disc., 11th Int. Conf. Soil Mech. And Found. Engng. San Francisco.

Matlock, H., 1970. Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay. 2nd Offshore Technology Conference, Houston, TX. Proceedings, vol. 1, pp 577-594.

Matlock, H. och Ripperberger, E.A., 1958. Measurement of Soil Pressure on a Laterally Loaded Pile. Proceedings of the American Society for Testing and Materials (ASTM), vol. 58, pp 1245–1259.

Meissner, H. E., 1976. Laterally loaded pipe piles in cohesionless soil. International Conference on Numerical methods in Geomechanics, Blacksburg, VA. Proceedings, vol 3, pp 1353-1365.

Mesri, G., Feng, T.W. och Benak, J.M., 1990. Post-densification penetration resistance of clean sands, Journal Geotech. Engng., ASCE, vol. 116(7), pp 1095-1115.

Meyerhof, G.G., 1976. Bearing capacity and settlement of pile foundations, Journal Geotech. Engng., ASCE, vol. 102, pp 197-228.

Mindlin, R.D., 1936. *Force at a point in the interior of a semi-infinite Solid*, Physics 7:195.

Mitchell, J.K. och Solymar, Z.V., 1984. Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand", Journal Geotech. Engng., ASCE, vol. 110, pp 1159-1175.

Ng, E.S., Tsang S.K. och Auld, B.C., 1988. *Pile foundation: The behaviour of piles in cohesionless soils,* Federal Highway Adm. Report FHWA-RD-88-081.

Olson, R.E., 1990. Axial load capacity of steel pipe pile in sand, Proc. 22nd Offshore Technol. Conf., Hoston, Te. OTC 6419,vol. 4, pp17-24.

Olson, R.E. och Iskander, M.G., 1998. Axial load capacity of piles in sand, Proc. 4th Int. Conf. on Case Histories in Geotech. Engng., St. Louis, Missouri, paper 1.23.

Olsson, C. och Holm, G., 1993. *Handboken Pålgrundläggning*, Svensk Byggtjänst och Statens geotekniska institut.

Ostermayer, H. och Scheele, F., 1977. Research on ground anchors in non-cohesive soils. Proc. 9th Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo.

Peleveiledningen, 2019. Norsk Geoteknisk Förening, Den norske Pelekomité.

Peleveiledningen, 1991. Hefte 1-2. Norges Byggstandardiseringsråd, Oslo.

Pells, P.J.N., 1977. Theoretical and model studies related to the bearing capacity of rock. Paper presented with Sydney Group of Australian Geomechanics Society, Inst. Engrs. Aust.

Poulos, H.G., 1971a. Behavior of laterally loaded piles: I - single piles. ASCE. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 97, nr SM5, pp 711-731.

Poulos, H.G., 1971b. Behaviour of laterally loaded piles: II - pile groups. ASCE. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 97, nr SM5, pp 733-751.

Poulos, H.G., 1973. Load-deflection prediction for laterally loaded piles. Australian Geomechanics Journal, vol. G3, nr 1, pp 1-8.

Poulos, H.G., 1974. *A theoretical examination of errors in measured settlements of test piles*. Res. Rept. No. R-257, School of Civil Eng., The Univ. of Sydney, 21 pp, Sydney.

Poulus, H.G. och Davis, E.H., 1980. *Pile foundation analysis and design*, John Wiley & sons.

Poulos, H.G., 1987. Analysis of residual stress effects in piles, ASCE. Journal of Geotechnical Engineering, vol 113, nr 3, s 216-229.

Poulus, H.G., 2007. Ground Movements – A Hidden Source of Loading on Deep Foundations. DFI Journal - The Journal of the Deep Foundations Institute, Volume 1, Issue 1, April 2007, DOI: 10.1179/dfi.2007.004.

Potts, D.M. och Zdravkovic, L., 1999a. *Finite element analysis in geotechnical engineering application*, Thomas Telford Limited, London

Potts, D.M. och Zdravkovic, L., 1999b. *Finite element analysis in geotechnical engineering, Theory*, Thomas Telford Limited, London, 439 pp.

Puppala, A.J. och Moalim, D., 2002. Evaluation of driven pile load capacity using CPT based LCPC and European interpretation methods, ASCE, Geotechn. Spec. Publ. (GSP) no. 116; Proc. Int. Deep Foundations Congress 2002, Orlando Florida.

Pålkommissionen, 1979. *Rapport 58 Grävpåleanvisningar, Dimensionering, utförande och kontroll av grävda, i jorden gjutna pålar.*

Pålkommissionen, 1980. *Rapport 59 - Anvisningar för provpålning med efterföljande provbelastning*.

Pålkommissionen, 1991. *Rapport 86 - Friktionspålars bärförmåga och last/förskjutningssamband, En jämförelse mellan olika beräkningsmetoder och statisk och dynamisk provbelastning*. Författare: Karin Rankka.

Pålkommissionen, 1992. *Rapport 89 - Integritetskontroll av pålar med stötvågsmätning*. Författare: Ingemar Hermansson, Jan Romell och Carl-John Grävare.

Pålkommissionen, 1993. *Rapport 90 - Grova stålrörspålar – anvisningar för dimensionering, utförande och kontroll.*

Pålkommissionen, 1996. *Rapport 94 - Standardpålar av betong - lastkapacitet och geoteknisk bärförmåga.*

Pålkommissionen, 2000a. *Rapport 97 - Stålkärnepålar, Anvisningar för projektering, dimensionering utförande och kontroll*. Författare: Håkan Bredenberg.

Pålkommissionen, 2000b. *Rapport 98 - Dimensioneringsanvisningar för slagna slanka stålpålar*. Författare: Åke Bengtsson, Bo Berglars, Sven Hultsjö och Jan Romell.

Pålkommissionen, 2004a. *Rapport 100 - Kohesionspålar*. Författare: Per Eriksson, Leif Jendeby, Tord Olsson, Tomas Svensson.

Pålkommissionen, 2004b. *Rapport 102 - Injekterade pålar*. Författare: Stefan Aronsson, Torbjörn Edstam och Urban Svensson.

Pålkommissionen, 2007. *Rapport 103 - Slagna friktionspålar*. Författare: Gary Axelsson och Sadek Baker.

Pålkommissionen, 2008. *Tekniskt PM 1:2008 – Utredning av dimensioneringsprinciper för bergskor och skarvar till pålar*. Författare: Gunnar Holmberg, Ebbe Rosell, Mikko Toivonen, Håkan Karlsson, Fredrik Andersson, Leena Haabma Hintze, Göran Camitz, Ulf Bergdahl och Gunnar Westberg.

Pålkommissionen, 2010. *Rapport 104 - Borrade stålrörspålar, Anvisningar för projektering, dimensionering, utförande och kontroll*. Författare: Håkan Bredenberg, Bo Berglars, Wilhelm Rankka, Gunnar Holmberg, Sami Eronen och Hannu Jokiniemi.

Pålkommissionen, 2014. *Rapport 106 - Verifiering av geoteknisk bärförmåga för pålar enligt Eurokod, Praktiska råd och rekommendationer vid projektering och kontroll*. Författare: Peter Alheid, Gary Axelsson, Bo Berggren, Bo Berglars, Ingemar Hermansson och Fredrik Sarvell.

Randolph, M., 2003. Science and empiricism in pile foundation design. Géotechnique, 53(10), 847-875.

Randolph, M.F. och Wroth, C.P., 1978. Analysis of deformation of vertically loaded piles. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering Division, vol. 104, nr GT12, pp 1465-1488.

Randolph, M.F. och Wroth, C.P., 1979. An analytical solution for the consolidation around a driven pile. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 3: 217-229.

Randolph, M.F., Carter, J.P., Wroth, C.P., 1979. Driven piles in clay—the effects of installation and subsequent consolidation. Geotechnique, Vol. 29 No. 4 pp. 361–393.

Randolph, M.F., 1981. The response of flexible piles to lateral loading. Géotechnique, vol. 31, nr 2, pp 247-259.

Randolph, M.F. och Houlsby, G.T., 1984. The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. Géotechnique, vol. 34, nr 4, pp 613-623.

Reese, L.C., 1958. *Discussion on "Soil modulus for laterally loaded piles*" by B. McClelland & J.A. Focht, Transactions, ASCE, vol 123, pp 1071-1074.

Reese, L.C. och Matlock, H., 1956. Non-dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus proportional to depth. 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin. Proceedings, pp 1-41.

Reese, L.C. och Cox, W.R., 1969. *Soil behavior from analysis of tests on uninstrumented piles under lateral loading*. Performance of Deep Foundations, ASTM, Special Technical Publication 444, Philadelphia, pp 160-176.

Reese, L. C., Cox, W. R., och Koop, F. D., 1974. Analysis of laterally loaded piles in sand, 6th OTC, Houston. Proceedings, Paper OTC 2080, pp 473-485.

Reese, L.C. och Desai, C.S., 1977. *Laterally loaded piles. Numerical methods in geotechnical engineering* (eds. C.S. Desai & J.T. Christian), Chapter 9. McGraw-Hill. New york, pp 297-325.

Rehnman, S-E., 1968. *Bärförmåga hos släntberg vid statisk belastning av bergspets. Resultat från modellförsök*. Statens geotekniska institut, Särtryck och preliminära rapporter no. 27.

Sabattini, M., 2020. *Provbelastning av kohesionspåle i lös lera*. 2016-05070. Teknisk Rapport provbelastning, Slutrapport, 4001_R1, Datum: 20200412.

SBN, 1980. *Svensk Byggnorm, SBN 1980*. Statens planverks författningssamling, PFS 1980:1. Stockholm, 609 p.

Schmertmann, J.H., 1991. The mechanical aging of soils, 25th Terzaghi Lecture, J. Geotech. Engng., ASCE, vol. 117, pp 1288-1330.

SGI, 2007. *Information 3 - Skjuvhållfasthet - utvärdering i kohesionsjord*. Statens geotekniska institut och Chalmers tekniska högskola. Författare: Rolf Larsson, Göran Sällfors, Per-Evert Bengtsson, Claes Alén, Ulf Bergdahl, Leif Eriksson.

SGI, 2015. *Information 15 - CPT-sondering, utrustning – utförande – utvärdering. En in-situ metod för bestämning av jordlagerföljd och egenskaper i jord*. Statens geotekniska institut. Författare: Rolf Larsson.

SIS, 2002. *SS-EN 1990+A1:2005 - Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*.

SIS, 2005. *SS-EN 1997-1:2005+AC:2009, A1:2013 - Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner - Del 1: Allmänna regler*.

SIS, 2006. *SS-EN 10219-1:2006 - Kallformade svetsade konstruktionsrör av olegerat stål och finkornstål - Del 1: Tekniska leveransbestämmelser*.

SIS, 2008. *SS-EN 12794:2005+A1:2007/AC:2008 - Förtillverkade betongprodukter – Betongpålar*.

SIS, 2015. *SS-EN 12699:2015 - Utförande av geokonstruktioner - Massundanträngande pålar*.

SIS, 2016. *SS-EN ISO 22477-10:2016 - Geoteknisk undersökning och provning - Provning av geokonstruktioner - Del 10: Provning av pålar: snabb provbelastning* (ISO 22477-10:2016).

SIS, 2018a. *SS-EN ISO 22477-1:2018 - Geoteknisk undersökning och provning - Provning av geokonstruktioner - Del 1: Statisk provbelastning av pålar med axiell trycklast* (ISO 22477-1:2017).

SIS, 2018b. *SS-EN ISO 22477-4:2018 - Geoteknisk undersökning och provning - Provning av geokonstruktioner - Del 4: Dynamisk provbelastning av pålar* (ISO 22477-4:2018).

SIS, 2018c. *SS-EN ISO 22477-5:2018 - Geoteknisk undersökning och provning - Provning av geokonstruktioner - Del 5: Provning av förankringar* (ISO 22477-5:2018).

SIS, 2023a. *SS-EN ISO 22477-2:2023 - Geoteknisk undersökning och provning - Provning av geokonstruktioner - Del 2: Provning av pålar: Statisk provdragbelastning* (ISO 22477-2:2023).

SIS, 2023b. *SS-EN 1990:2023 - Eurokod - Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*.

Skov, R. och Denver, H., 1988. Time-dependence of bearing capacity of piles, Proc. 3rd Int. Conf. App. Stress-wave Theory to Piles, Ottawa, pp 879-888.

Slack, D.C. och Walker, J.N., 1970. Deflections of Shallow Pier Foundations. ASCE. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol 96, nr SM4, pp 1143-1157.

Sullivan, W.R., Reese, L.C. & Fenske, P.E., 1979. Unified method for analysis of laterally loaded piles in clay. Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, London. Proceeding pp. 135-146.

Svensk Byggtjänst,1984. *Handboken Bygg – Geoteknik*. Redaktionskommitté: Torbjörn Stål och Per Wedel. Huvudredaktör: Sigurd Avén.

Sällfors, G., Larsson, R. och Bengtsson, P.E., 2017. *Bestämningar av den odränerade skjuvhållfastheten med specialiserade metoder i praktiska tillämpningar. Delrapport 4 - Rekommendationer för val av odränerad skjuvhållfasthet*. Trafikverket. Publikation 2017:078. Borlänge.

Tavenas, F. och Audy, R., 1972. Limitations of the driving formulas for predicting bearing capacities of piles in sand, Can. Geotech. J. 9, pp 47-62.

Terzaghi, K., 1955. Evaluation of coeffcients of subgrade reaction, Géotechnique, Vol. 5, No. 4, 1955, pp. 297-326.

Tomlinson, 1994. *Pile design and construction practice*, 4th edition, E & FN Spon, IBSN 0 419 18450 3.

Tomlinson, M. och Woodward, J., 2007. *Pile Design and Construction Practice* (5th ed.). CRC Press.

Toolan, F.E., Lings M.L. och Mirza, U.A., 1990. An appraisal of API RP2A recommendations for determining skin friction of piles in sand", Proc. 22nd Offshore Technol. Conf., Hoston, Te. OTC 6422, vol 4, pp 33-42.

Torstensson, B-A., 1973. *Kohesionspålar i lös lera. En fältstudie i modellskala. Institutionen för geoteknik och grundläggning,* Chalmers tekniska högskola.

Transportstyrelsen, 2018. *TSFS 2018:57 - Transportstyrelsens föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av eurokoder.*

Vesić, A., 1961. Bending of beams resting on isotropic elastic solid. Journal of the Engineering Mechanics Division, vol 87, nr EM2, pp 35-53.

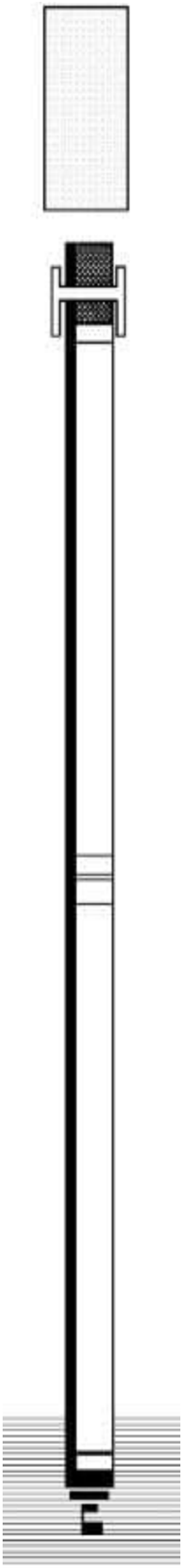
Vesic, A.S., 1969. *Experiments with instrumented pile groups in sand*, ASTM STP 444: 177-222.

Wood, T., 2019. Säkra vägen till ny teknik. Proceedings from Grundläggningsdagen, 2019.

Yannie, J., 2016. *On the long-term behaviour of tension loaded piles in natural soft soils, A field study and numerical modelling.* Thesis for the degree of doctor of philosophy in geotechnical engineering, Civil and Environmental Engineering, Division of Geo-Engineering, Chalmers university of technology.

York, D.L., Walter G.B., Clemente F.M. och Law, S.K., 1994. Set-up and relaxation in glacial sand, J. Geotech. Engng., ASCE, vol. 120(9), pp 1498-1513.

Åhnberg, H., Holm, G. & Jansson, B., 1985. *Kohesionspålars bärförmåga i Uppsala. Resultat av olika provningsmetoder.* (Bearing capacity for friction piles in clay.) Unpublished, SGI.



PÅLHANDBOKEN

BILAGA 7A – BERÄKNINGSMETODER FRIKTIONSPÅLAR

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

7A Beräkningsmetoder – Bärförmåga för en axialt belastad påle i friktionsjord 4

7A.1 Indata 4

7A.1.1 Beskrivning av påle 4

7A.1.2 Beskrivning av jordmaterial 4

7A.2 Beräkningsmetoder 6

7A.2.1 Metod 1: Geostatisk metod enligt API 6

7A.2.1.1 Beräkning av spetsbärförmåga 6

7A.2.1.2 Beräkning av mantelbärförmåga 6

7A.2.2 Metod 2: Geostatisk metod enligt Beta-konceptet 8

7A.2.2.1 Beräkning av spetsbärförmåga 8

7A.2.2.2 Beräkning av mantelbärförmåga 8

7A.2.3 Metod 3: Korrelation med CPT 9

7A.2.3.1 Beräkning av spetsbärförmåga 9

7A.2.3.2 Beräkning av mantelbärförmåga 10

7A.2.4 Metod 4: Korrelation med hejarsondering (SPT) 11

7A.2.4.1 Beräkning av spetsbärförmåga 11

7A.2.4.2 Beräkning av mantelbärförmåga 11

7A.2.5 Metod 5: ICP-metoden 12

7A.2.5.1 Beräkning av spetsbärförmåga 12

7A.2.5.2 Beräkning av mantelbärförmåga 12

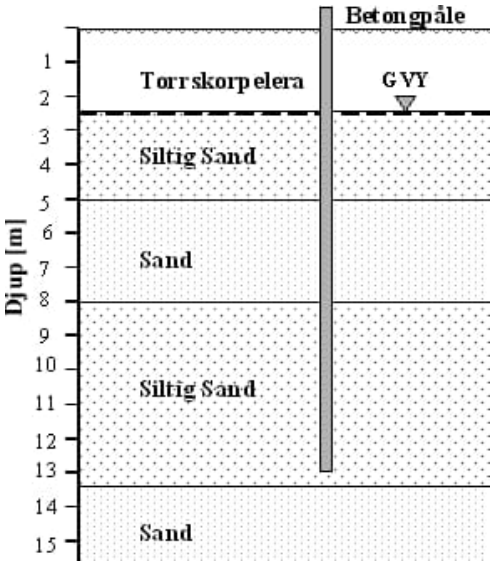
7A.3 Sammanfattning 15

7A.3.1 Sammanställning av resultaten 15

7A.3.2 Kommentarer till resultaten 15

7A BERÄKNINGSMETODER – BÄRFÖRMÅGA FÖR EN AXIALT BELASTAD PÅLE I FRIKTIONSJORD

I Figur 7A.1 illustreras en installerad påle i en jordprofil.



Figur 7A.1 Illustration av påle och jordprofil.

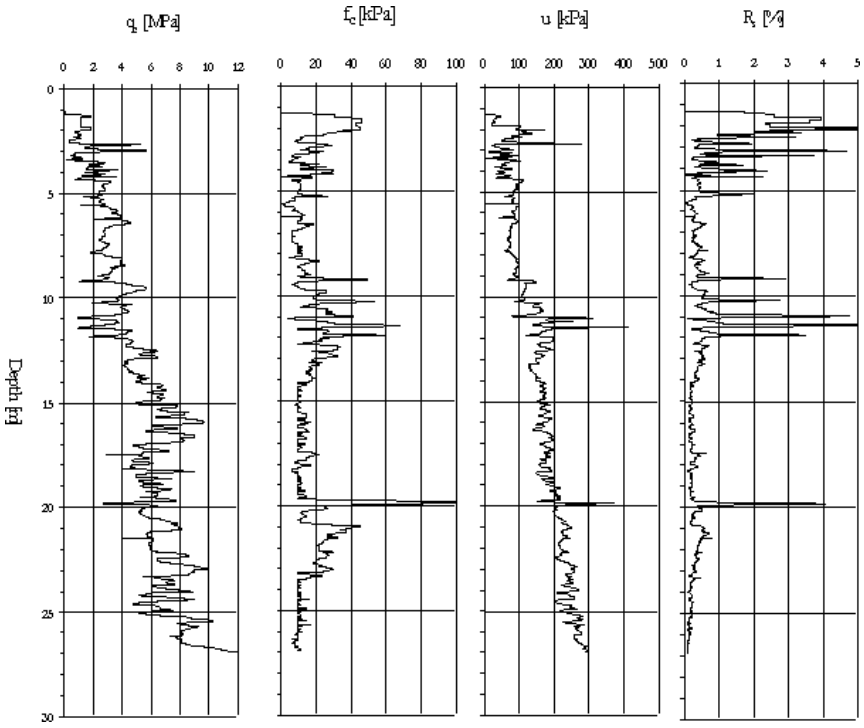
7A.1 INDATA

7A.1.1 Beskrivning av påle

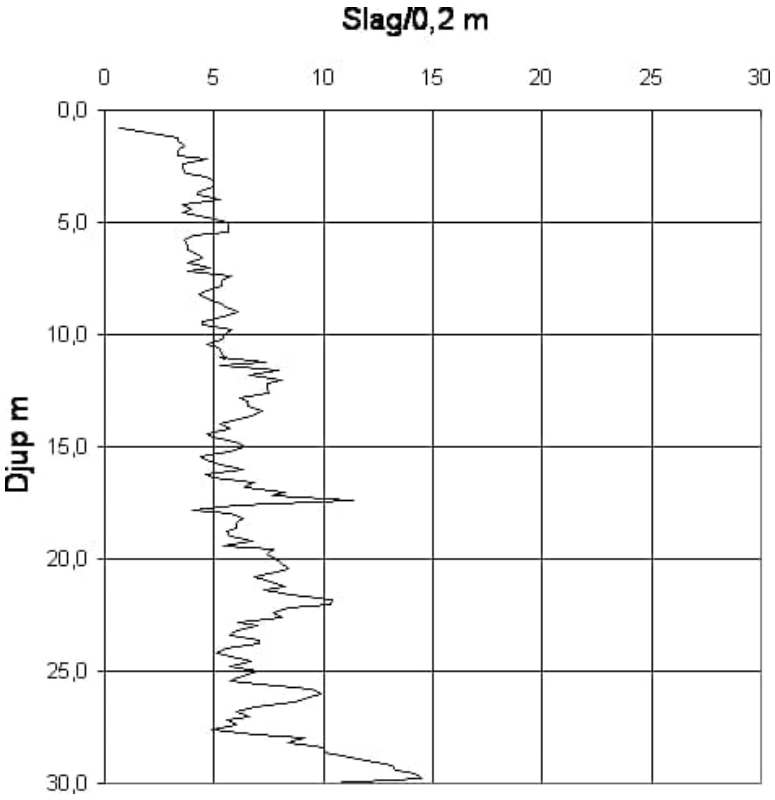
Pålen är en standardbetongpåle med sidomåtten 235 x 235 mm. Pålen har en längd i jord på 13 m varav 10,5 m är i friktionsjord. Detta fall har valts som exempel eftersom jorden är relativt väl beskriven och beräkningsresultaten kan jämföras med utförda provbelastningar, både statiska och dynamiska.

7A.1.2 Beskrivning av jordmaterial

Sanden består av en normalkonsoliderad isälvsavlagring. Sonderingsresultat från CPT och hejarsondering presenteras i Figur 7A.2 respektive Figur 7A.3. Utvärderade egenskaper och bedömd relativ fasthet presenteras i Tabell 7A.1 och Tabell 7A.2 Friktionsvinkeln är beräknad enligt Marcetti (1985) och lagringstätheten, I_d, är beräknad enligt Lancelotta (1983), se SGI Information 15 (SGI, 2015). Jordens relativa fasthet har klassificerats med avseende på q_c respektive hejarsondering enligt tabell 6.14 i handboken Pålgrundläggning (Olsson och Holm, 1993), samt från CPT utvärderad lagringstäthet I_d enligt internationell klassificering (se Lambe & Whitman, 1979).



Figur 7A.2 Resultat från CPT-sondering.



Figur 7A.3 Resultat från hejarsondering, $N_{20.\ netto}$.

Tabell 7A.1 Utvärderade jordparametrar från CPT-sondering.

Lager	Djup [m]	Benämning	q_c [MPa]	ϕ'	γ [kN/m2]	I_d [%]	Relativfasthet enligt q_c	Relativ fasthet enligt I_d
1	0–2,5	Let/Le	–	–	18	–	–	–
2	2,5–5	siSa	2,5	35	19	36	Låg	Medel
3	5–8	Sa	3	34	19	40	Låg	Medel
4	8–13,5	siSa	4	33	19	38	Låg	Medel
5	13,5–17	Sa	7	35	19	50	Medel	Medel

Tabell 7A.2 Utvärdering av jordens relativa fasthet från hejarsondering.

Lager	Djup [m]	Benämning	$N_{20.\ netto}$	Relativ fasthet
1	0–2,5	Let/Le	–	–
2	2,5–5	siSa	4	Låg
3	5–8	Sa	4,5	Låg
4	8–13,5	siSa	6	Låg-Medel
5	13,5–17	Sa	6,5	Låg-Medel

7A.2 BERÄKNINGSMETODER

7A.2.1 Metod 1: Geostatisk metod enligt API

7A.2.1.1 Beräkning av spetsbärförmåga

Spetsmotståndet beräknas med Ekvation 7A-1:

$$q_s = 9 \cdot \sigma'_{v0} \cdot N_q$$ **Ekvation 7A-1**

Effektivspänningen vid spetsnivån: $\sigma'_{v0} = 18 \cdot 2{,}5 + (19 - 10) \cdot 10{,}5 = 139{,}5\ kPa$

Bärighetsfaktorn för medelfast siltig sand erhålls från Tabell 7.18 till $N_q = 12$ (Jordens fasthet är bedömd med avseende på I_d), vilket ger följande spetsmotstånd:
$q_s = 0{,}1395 \cdot 12 = 1{,}67\ MPa$ (vilket är mindre än gränsvärdet 2,9 MPa enligt Tabell 7.18)

Spetsbärförmågan, R_s blir därmed:

$R_s = q_s \cdot A_s = 1670 \cdot 0{,}055 = \mathbf{92\ kN}$

7A.2.1.2 Beräkning av mantelbärförmåga

Mantelmotståndet beräknas med Ekvation 7-44 – 7-45:

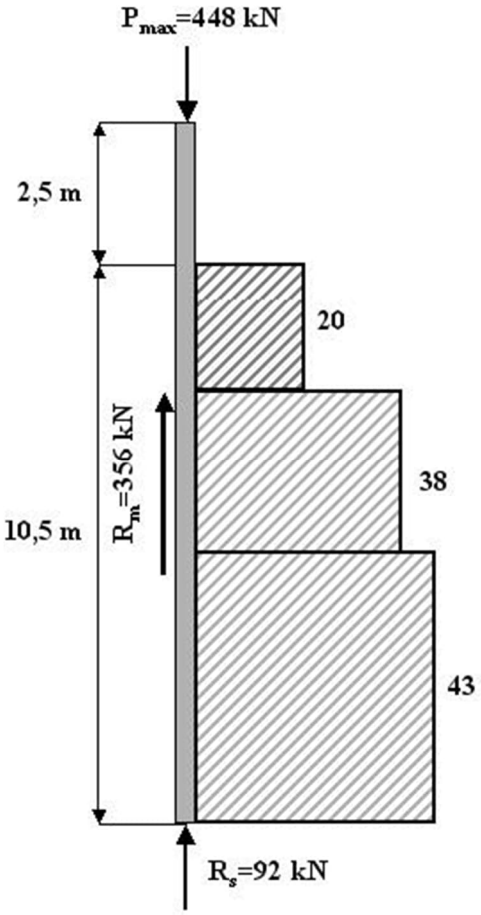
σ'_m erhålls från Tabell 7.18. För massundanträngande pålar ska jordtryckskoefficienten, K_m väljas till 1,0.

Beräkning av mantelmotståndet utförs för respektive lager och presenteras i Tabell 7A.3.

Gränsvärden för mantelfriktion enligt Tabell 7.18 är ej dimensionerande. Bidrag från lerlagret försummas i beräkningen (med argumentet att hålrum kan bildas i leran nära markytan vid slagning av pålar). Mantelbärförmågan, R_m beräknas sedan genom att summera bidraget från respektive jordlager:

$R_m = (2{,}5 \cdot 20 + 3 \cdot 38 + 5 \cdot 43) \cdot 0{,}94 = \mathbf{356\ kN}$

I Figur 7A.4 illustreras resultatet av bärförmågans fördelning enligt API-metoden.



Figur 7A.4 Resultat beräkningsmetod 1: Bärförmågans fördelning enligt API-metoden.

Tabell 7A.3 Beräkning av mantelmotstånd för respektive jordlager.

Lager	Lager-tjocklek [m]	Djup till lagrets mitt [m]	α'_{v0} [kPa]	δ'_m	$f_{m,i}$ [kPa]
Lera	2,5	1,25	–	–	–
Siltig sand	2,5	3,75	56	20	20
Sand	3	6,5	81	25	38
Siltig sand	5	10,5	117	20	43

7A.2.2 Metod 2: Geostatisk metod enligt Beta-konceptet

7A.2.2.1 Beräkning av spetsbärförmåga

Spetsbärförmågan beräknas på samma sätt som enligt API-metoden enligt beräkningsmetod 1, således:

$R_s = q_s \cdot A_s = 1670 \cdot 0{,}055 = \mathbf{92\ kN}$

7A.2.2.2 Beräkning av mantelbärförmåga

Mantelmotståndet beräknas med Ekvation 7-46 för de nedersta 10 m:

Först beräknas mantelmotståndet för de understa 10 metrarna enligt följande beräkningsgång:

1. Jorden delas upp i lager med likvärdiga egenskaper.
2. Lagringstätheten, I_d bestäms för respektive lager.
3. Den vertikala effektivspänningen σ'_{v0} beräknas för respektive jordlager (mitt).
4. Mantelmotståndet, medelvärde för respektive lager beräknas, $f_{m,10}$.

Resultatet för respektive lager presenteras i Tabell 7A.4.

Ett medelvärde för mantelmotståndet för de understa 10 m beräknas:

$f_{m,10} = (2 \cdot 13 + 3 \cdot 23 + 5 \cdot 29)/10 = 24\ kPa$

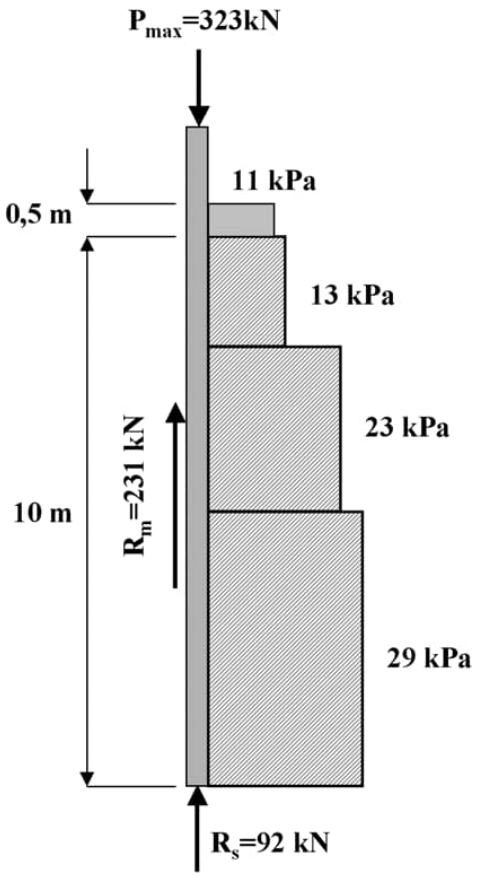
Vid beräkning av mantelmotståndet för de översta tre metrarna försummas det översta lerlagret. Den återstående halvmetern beräknas enligt Ekvation 7-47:

$f_m = (0{,}24 \cdot \sigma'_{v0} = 0{,}24 \cdot (2{,}5 \cdot 18 + 0{,}25 \cdot 9) = 11\ kPa$

Mantelbärförmågan beräknas sedan genom att summera bidraget från de understa 10 m med de ovanliggande verksamma jordlagren:

$R_m = \left(f_m + f_{m,10}\right) \cdot A_m = (0{,}5 \cdot 11 + 10 \cdot 24) \cdot 0{,}94 = \mathbf{231\ kN}$

I Figur 7A.5 illustreras resultatet av bärförmågans fördelning enligt Beta-koncept.



Figur 7A.5 Resultat beräkningsmetod 2: Bärförmågans fördelning enligt Beta-koncept.

Tabell 7A.4 Beräkning av mantelmotståndet för de nedersta 10 m respektive lager.

Lager	Lager-tjocklek [m]	Djup till lagrets mitt [m]	I_d [%]	σ'_{v0} vid ök resp uk lager [kPa]	β (enligt figur 3.3)	$f_{mi,10}$ [kPa]
siSa	2	4	36	58,5	0,22	13
Sa	3	6,5	40	81	0,28	23
siSa	5	10,5	38	117	0,25	29

7A.2.3 Metod 3: Korrelation med CPT

7A.2.3.1 Beräkning av spetsbärförmåga

Medelvärdet av spetstrycket $q_{c,s}$ inom ett avstånd av 1,5 gånger påldiametern (cirka 0,4 m) ovan och under spetsnivån utvärderas, enligt Figur 7A.2 till 4,5 MPa.

Spetsbärförmågan beräknas enligt Ekvation 7-48 med en korrelationsfaktor enligt Tabell 7.19 eller Figur 7.38, vilket ger:

$R_s = q_{c,s} \cdot S_1 \cdot A_s = 4500 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}055 = \mathbf{124\ kN}$

7A.2.3.2 Beräkning av mantelbärförmåga

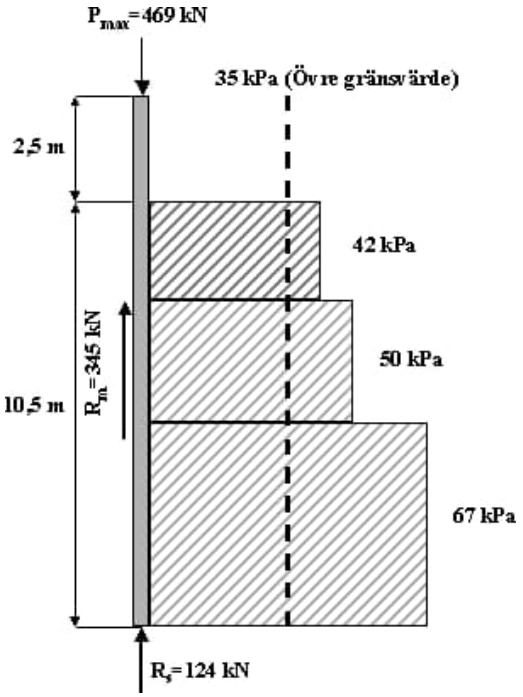
Mantelbärförmågan beräknas enligt Ekvation 7-48 (andra termen):

En korrektionsfaktor S_2 =0,0167 enligt Tabell 7.19 används för samtliga jordlager. Utvärderat sonderingsmotstånd för respektive jordlager och beräkningar av mantelmotstånd redovisas i Tabell 7A.5.

Eftersom det beräknade mantelmotståndet är större än gränsvärdet ska gränsvärdet användas. Mantelbärförmågan beräknas enligt följande:

$R_m = q_{c,m} \cdot S_2 \cdot A_m$ = 35 · 10,5 · 4 · 0,235 = $\mathbf{345\ kN}$

I Figur 7A.6 illustreras resultatet av bärförmågans fördelning enligt korrelation med CPT.



Figur 7A.6 Resultat beräkningsmetod 3: Bärförmågans fördelning enligt korrelation med CPT.

Tabell 7A.5 Beräkning av mantelmotståndet för respektive lager.

Benämning	Djup [m]	Lagertjocklek [m]	Sonderingsmotstånd q_c [MPa]	Mantelmotstånd q_{cm} S_2 [kPa]	Övre gränsvärde q_{cm} S_2 [kPa]
Let/Le	0–2,5	2,5	–	–	–
siSa	2,5–5	2,5	2,5	42	35
Sa	5–8	3	3	50	35
siSa	8–13	5	4	67	35

7A.2.4 Metod 4: Korrelation med hejarsondering (SPT)

7A.2.4.1 Beräkning av spetsbärförmåga

Med sonderingsmotstånd för hejarsondering som indata kan sonderingsmotståndet vid spetsen för SPT-sondering beräknas enligt Ekvation 7-58:

N_{30} = 0,9 · $N_{20,netto}$ = 0,9 · 7 = 6,3

Spetsbärförmågan beräknas sedan enligt Ekvation 7-57 (andra termen) med en korrelationsfaktor n_s = 400:

$R_s = n_s \cdot N_{30s} \cdot A_s$ = 400 · 6,3 · 0,235² = $\mathbf{139\ kN}$

7A.2.4.2 Beräkning av mantelbärförmåga

Mantelbärförmågan beräknas enligt Ekvation 7-57 (första termen):

R_m = (3,3 · N_{30m} + 10) · A_m

Utvärderat sonderingsmotstånd samt beräkning av mantelmotståndet för respektive lager redovisas i Tabell 7A.6.

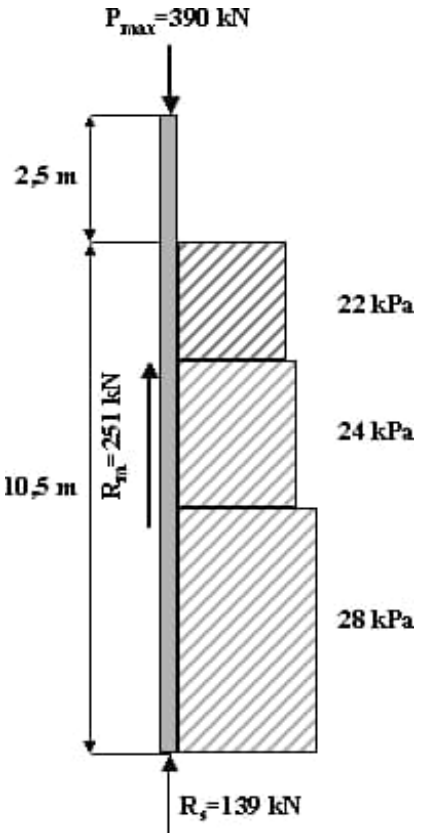
Mantelbärförmågan beräknas som summan av mantelmotståndet vid respektive lager:

R_m = 22 · 2,5 · 4 · 0,235 + 24 · 3,0 · 4 · 0,235 + 28 · 5 · 4 · 0,235 = $\mathbf{251\ kN}$

Tabell 7A.6 Beräkning av mantelmotståndet för respektive jordlager.

Benämning	Djup [m]	Lagertjocklek [m]	Sonderingsmotstånd N20,netto	Sonderingsmotstånd N30	Mantelmotstånd [kPa]
Let/LesiSa	0–2,5	2,5	–	–	
	2,5–5	2,5	4	3,6	22
Sa	5–8	3	4,5	4,1	24
siSa	8–13	5	6	5,4	28

I Figur 7A.7 illustreras resultatet av bärförmågans fördelning enligt korrelation med hejarsondering.



Figur 7A.7 Resultat beräkningsmetod 4: Bärförmågans fördelning enligt korrelation med hejarsondering.

7A.2.5 Metod 5: ICP-metoden

7A.2.5.1 Beräkning av spetsbärförmåga

Medelvärdet av spetstrycket inom ett avstånd av 1,5 gånger påldiametern (ca 0,4 m) ovan och under spetsnivån utvärderas, enligt Figur 7A.2, till $q_{c,s}$ = 4,5 MPa.

Ekvivalent diameter för en fyrkantig påle beräknas till:

$$D_{ekv} = \frac{2 \cdot B}{\sqrt{\pi}} = \frac{2 \cdot 235}{\sqrt{\pi}} = 265\ mm$$

Spetsmotståndet beräknas enligt Ekvation 7-54:

$$q_s = q_c \cdot \left[1 - 0{,}5 \cdot \log\left(\frac{D}{D_{CPT}}\right)\right] = 4{,}5 \cdot \left[1 - 0{,}5 \cdot \log\left(\frac{265}{36}\right)\right] = 2{,}5\ MPa$$

Spetsbärförmågan kan sedan beräknas enligt följande:

$$R_s = q_s \cdot A_s = 2500 \cdot 0{,}235^2 = \mathbf{138\ kN}$$

7A.2.5.2 Beräkning av mantelbärförmåga

Mantelmotståndet beräknas enligt ekvationerna 7-50 – 7-52.

Först beräknas den radiella tryckspänningen i vila för respektive jordlager enligt Ekvation 7-51:

$$\sigma'_{rc} = 0{,}029 \cdot q_c \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{0{,}13} \cdot \left(\frac{h}{R}\right)^{-0{,}38}$$

Ekvivalent radie för en fyrkantig påle beräknas till (se ovan): $R_{ekv} = {}^{265}/_{2} = 133\,mm$.

Skjuvmodulen, G beräknas förslagsvis enligt en metod av Baldi et al. (1989) med följande uttryck i enheten MPa:

$$G = \frac{q_c}{\left[A + B \cdot \frac{q_c}{\sqrt{P_a \cdot \sigma'_{v0}}} - C \cdot \left(\frac{q_c}{\sqrt{P_a \cdot \sigma'_{v0}}}\right)^2\right]}$$

där
A = 0,0204
B = 0,00125
$C = 1{,}216 \cdot 10^{-6}$

Ökningen av den radiella tryckspänningen på grund av dilatans beräknas enligt Ekvation 7-52 med δh = 0,03 mm (betongpåle):

$$\Delta\sigma'_{rd} = \frac{2 \cdot G \cdot \delta h}{R}$$

Resultaten för respektive jordlager redovisas i Tabell 7A.7.

Den totala radiella tryckspänningen beräknas enligt Ekvation 7-50:

$$\sigma'_{rf} = \sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}$$

Mantelmotståndet beräknas slutligen enligt Ekvation 7-50 med en friktionsvinkel utvärderad enligt Figur 7.40. Friktionsvinkeln är en funktion av partikelstorleken, som i detta exempel måste uppskattas i avsaknad av prover och siktkurvor:

Tabell 7A.7 Beräkning av radiella tryckspänningen i vila, α'_{rc} för respektive jordlager.

Benämning	Djup [m]	Lager-tjocklek [m]	α'_{v0} [kPa]	Sonderings-motstånd q_c [kPa]	Avstånd till spetsen h [m]	α'_{rc} [MPa]
Let/Le	0–2,5	2,5	–	–	–	0
SiSa	2,5–5	2,5	56	2,5	9,25	13,5
Sa	5–8	3	81	3	6,5	19,3
SiSa	8–13	5	117	4	2,5	38,8

Tabell 7A.8 Beräkning av radiell tryckspänning för respektive jordlager m.h.t. dilatans.

Benämning	Djup [m]	α'_{v0} [kPa]	Sonderingsmot-stånd q_c [MPa]	Skjuvmodul G [MPa]	α'_{rd} [kPa]
Let/Le	0–2,5	–	–	–	–
siSa	2,5–5	56	2,5	41,0	18,5
Sa	5–8	81	3	49,5	22,3
siSa	8–13	117	4	61,5	27,8

Resultaten för respektive lager redovisas i Tabell 7A.9.

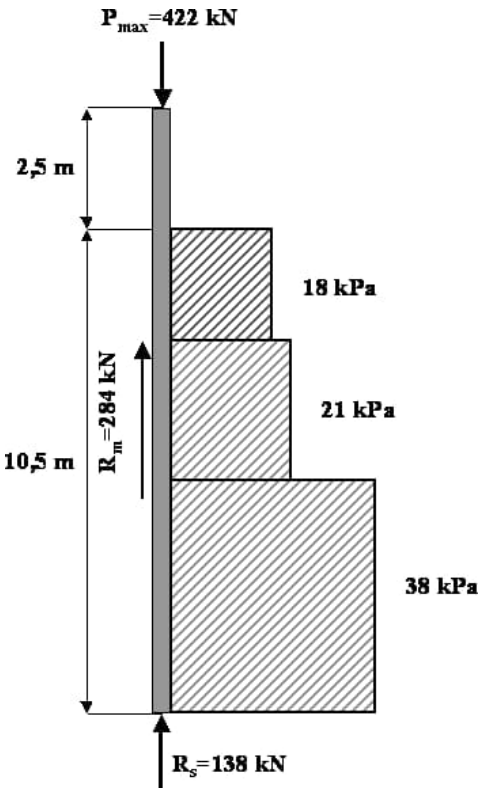
Tabell 7A.9 Beräkning av mantelmotståndet för respektive jordlager.

Benämning	σ'_{rc} [kPa]	σ'_{rd} [kPa]	σ'_{rf} [kPa]	d_{50} [mm]	δ_{cv}	f_m [kPa]
Let/Le	0	–	–	–	–	–
siSa	13,5	18,5	32,0	0,15	30	18,5
Sa (fin)	19,3	22,3	41,6	0,3	27	21,2
siSa	38,8	27,8	66,6	0,15	30	38,5

Mantelbärförmågan beräknas sedan som summan av mantelmotståndet vid respektive lager:

R_m = 18,5 · 2,5 · 4,0 · 0,235 + 21,2 · 3,0 · 4,0 · 0,235 + 38 · 5,0 · 4,0 · 0,235 = $\boldsymbol{284\ kN}$

I Figur 7A.8 illustreras resultatet av bärförmågans fördelning enligt ICP-metoden.



Figur 7A.8 Resultat beräkningsmeod 5: Bärförmågans fördelning enligt ICP-metoden.

7A.3 SAMMANFATTNING

7A.3.1 Sammanställning av resultaten

I Tabell 7A.10 redovisas en sammanställning över resultat från beräkningsexemplen, dvs. karakteristisk bärförmåga enligt de olika beräkningsmetoderna. Som jämförelse presenteras i Tabell 7A.11 verkliga resultat från statiska och dynamiska provbelastningar för den aktuella pålen. De tabellerade värdena redovisas också grafiskt i Figur 7A.9.

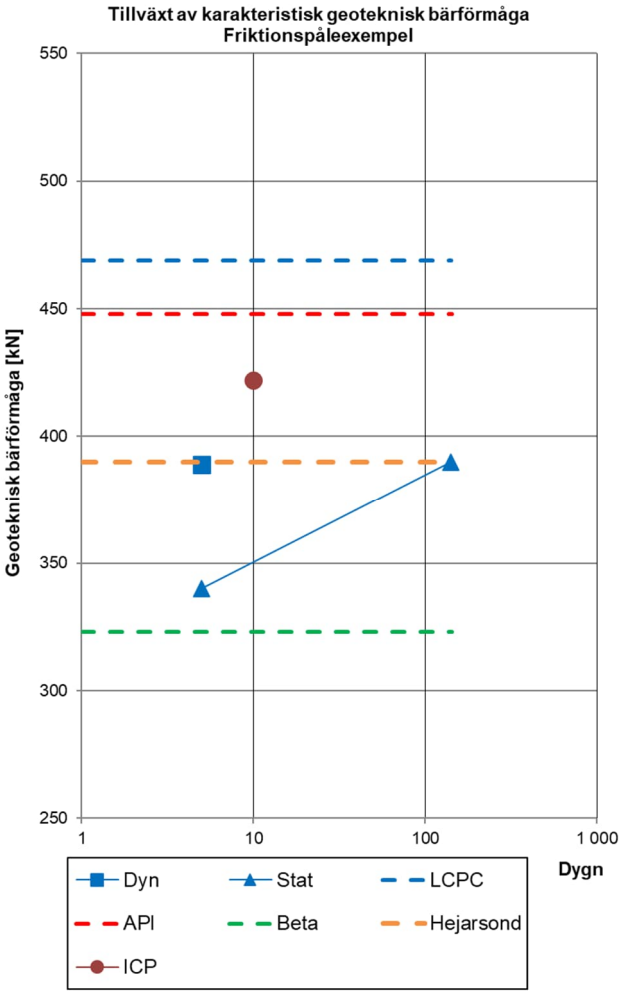
7A.3.2 Kommentarer till resultaten

Det kan vara intressant att jämföra de beräknade resultaten med resultat från utförda provbelastningar. Några slutsatser om de olika beräkningsmetodernas generella noggrannhet kan naturligtvis inte göras från detta enskilda exempel.

De beräknade bärförmågorna enligt de olika metoderna har jämförts i första hand med den statiska provbelastningen vid 141 dygn, eftersom större delen av bärförmågetillväxten kan antas ha utbildats. Vidare har jämförelsen gjorts mot brottkriteriet *S/D* = 10 %, dvs. förhållandet mellan spetsrörelse och pålspetsdiameter, snarare än mot Davissons brottkriterium. Detta eftersom *S/D* = 10 % är ett mer generellt brottkriterium, samt att den utvärderade bärförmågan är närmare ett fullt utbildat ”brott” än med Davissons som ett relativt konservativt brottkriterium, dvs. vid en liten spetsrörelse.

Samtliga metoder har resulterat i bärförmågor som relativt väl överensstämmer med utförda provbelastningar. Totalt sett hade en större spridning i beräkningsresultaten kunnat förväntas, men som nämnts tidigare ska några långtgående slutsatser om beräkningsmetodernas noggrannhet inte dras från ett enskilt fall.

Tre av metoderna övervärderar bärförmågan mellan 8 – 20 %. Det är LCPC-metoden och ICP-metoden, vilka helt, respektive delvis, är baserade på CPT-sonderingar, samt API-metoden. Beta-konceptet, som är en omarbetning av API-metoden, undervärderar bärförmågan med 17 % där skillnaden ligger i mantelmotståndet. Den beräkningsmetod som överensstämmer bäst med statisk provbelastning är den som baseras på en korrelation med hejarsondering (egentligen SPT). Bidragande faktorer till den goda överensstämmelsen är troligen det mycket måttliga sonderingsdjupet och det låga sonderingsmotståndet, vilket medför att den dynamiska dämpningen bara ger en liten påverkan på sonderingsresultaten.



Figur 7A.9 Sammanställning av resultat från ovan redovisade beräkningsmetoder.

Tabell 7A.10 Beräkningsresultat av mantelmotståndet för respektive jordlager.

Beräkningsmetod	Mantelbärför-måga [kN]	Spetsmot-stånd [kN]	Total bärför-måga [kN]
API-metoden	356	92	448
Beta-konceptet	231	92	323
Korrelation med CPT (LCPC-meto-den)	345	124	469
Korrelation. med hejarsondering	251	139	390
ICP-metoden	284	138	422

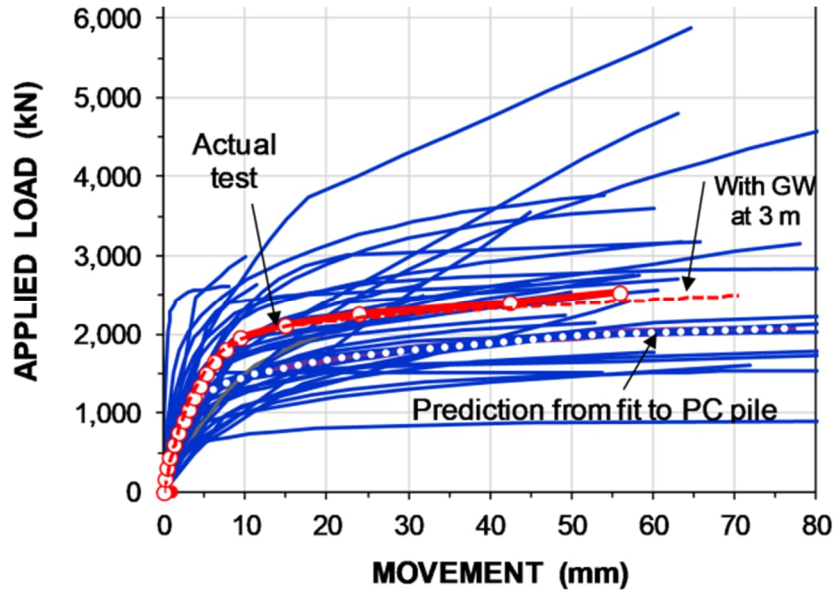
Tabell 7A.11 Samanställning över utförda statiska och dynamiska provbelastningar.

Provbelastningsmetod	Mantelbärför-måga [kN]	Spetsmot-stånd [kN]	Total bärför-måga [kN]
Dynamisk provbelastning, 5 dygn	330	59	389
Statisk provbelastning, 5 dygn	208* / 224**	77* / 116**	285* / 340**
Statisk provbelastning, 141 dygn	244* / 258**	116* / 132**	360* / 390**

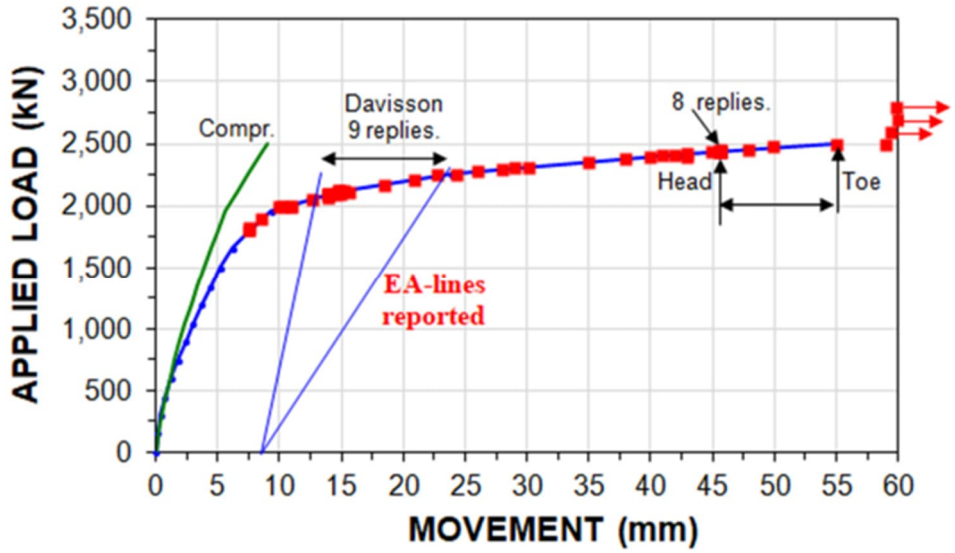
*Enligt Davisson brottkriterium. **Enligt *S/D* = 10 %.

En tidigare jämförande studie mellan ett mycket stort antal olika beräkningsmetoder och statisk och dynamisk provbelastning av friktionspålars bärförmåga och last/förskjutningssamband återfinns i Pålkommissionens Rapport 86 (Pålkommissionen, 1991). Sammanfattningsvis visar Rapport 86 att de använda metoderna visade på en mycket stor spridning i resultaten. Inga av dessa var CPT-baserade.

Rekommendationen att använda enbart CPT-baserade metoder kan tyckas något märklig i ljuset av ovanstående beräkningsresultat. Det har emellertid visat sig under perioden cirka 2010 - 2025 att ett stort antal beräkningar enligt ICP-metoden, verifierade med upprepade stötvågsmätningar med signalmatchning, visat på mycket god överensstämmelse mellan beräkningar och provningsresultat. Detta har också visat sig riktigt i en jämförande studie av en 17 m lång slagen stålpåle med diameter 457,2 mm (18 tum), iscensatt av professor Bengt Fellenius och publicerad i Lessons from the 2025 Mobile, AL, Prediction Survey, ur DFI Journal, vol. 20 issue 1 (Fellenius, 2026). Pålen provades genom statisk provbelastning 14 dygn efter installation, se vidare i Figur 7A.10 och Figur 7A.11. Resultatet från ICP-beräkningen (P. Alheid) visade på 2060 kN.



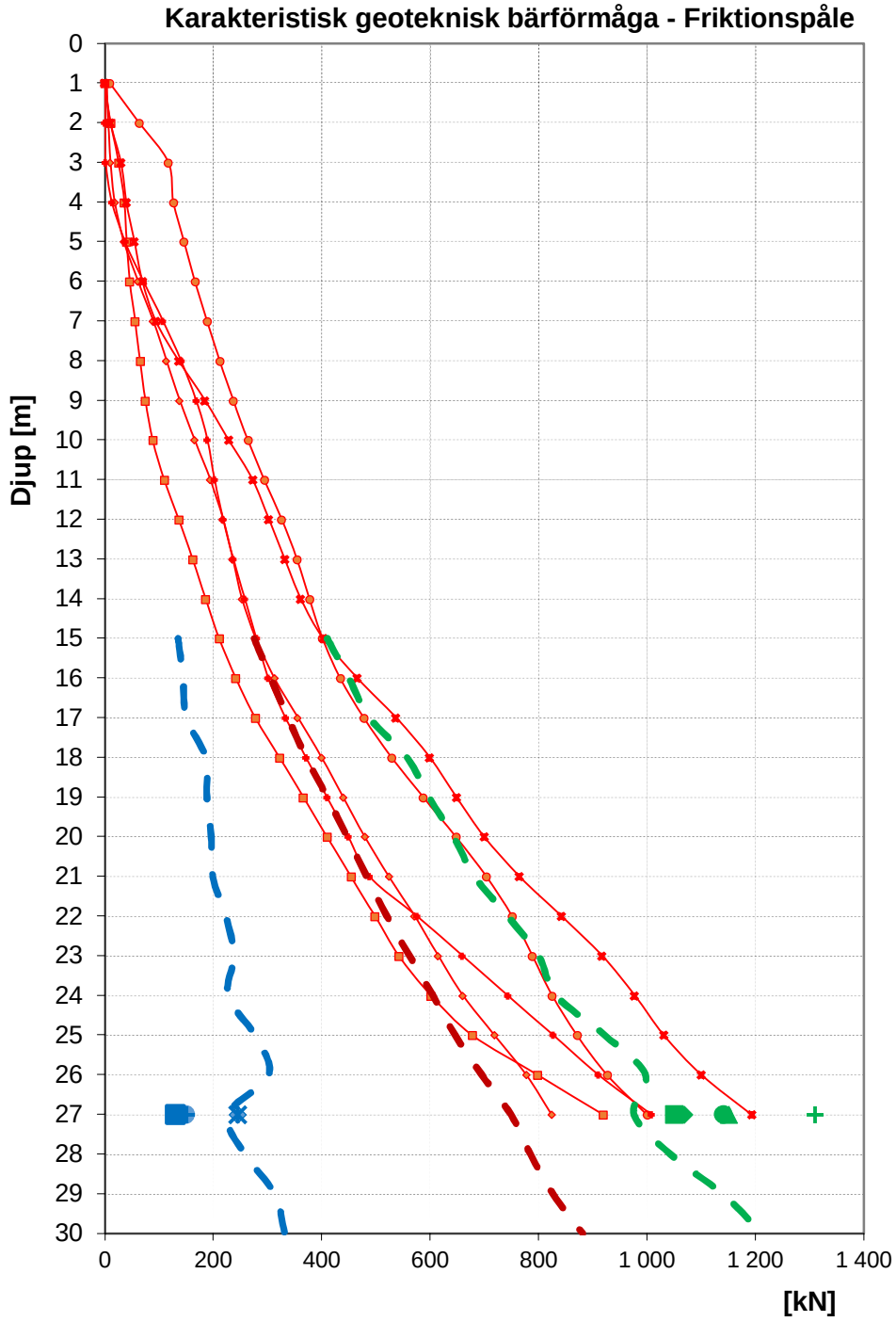
Figur 7A.10 Sammanställning av förutsägelser från deltagarna som last-sättningskurvor, jämfört med den slutligen utförda statiska provbelastningen (Fellenius, 2026).



Figur 7A.11 Last-sättningskurva från den utförda statiska provbelastningen med inlagda uppskattade ”bärförmågor” (Fellenius, 2026).

Ett annat exempel på god överensstämmelse redovisas i Figur 7A.12. Mätningarna är utförda på betongpålar 235x235 efter 10 – 27 dygn, vilket medför en något för lång tillväxt av bärförmågan, då ICP-metoden ger 10-dygnsvärden.

- Resultaten för både beräkningarna och mätningarna är uppdelade i spets (blått), mantel (rött) och totalt (grönt).
- Beräkningarna enligt ICP-metoden visas med streckade linjer.
- Utvärdering av stötvågsmätningar med hjälp av CAPWAP-analys ger en kontinuerlig, ackumulerad mantelbärförmåga (heldragna linjer i rött) och en separat spetsbärförmåga (blå punkter). De gröna punkterna visar den totala uppmätta bärförmågan.



Figur 7A.12 Sammanställt resultat över beräkningsexempel enligt ICP-metod och med efterföljande dynamiska provbelastningar utvärderade med signalmatchning.