



Svenska Geotekniska Föreningen  
Swedish Geotechnical Society

**Rapport 2:2000**

# **Kalk- och kalkcementpelare**

Vägledning för projektering,  
utförande och kontroll

**Denna rapport ersätter helt SGF Rapport 4:95.**

SVENSKA GEOTEKNISKA FÖRENINGEN  
SWEDISH GEOTECHNICAL SOCIETY



SGF Rapport 2:2000

# Kalk- och kalkcementpelare

Vägledning för projektering,  
utförande och kontroll

Linköping 2000

<b>SGF Rapport</b>	Svenska Geotekniska Föreningen 581 93 Linköping
Beställning	Statens geotekniska institut Biblioteket Tel. 013-20 18 04 Fax. 013-20 19 09 E-post: <a href="mailto:info@swedgeo.se">info@swedgeo.se</a>
ISSN	1103-7237
ISRN	SGF-R--00/2--SE
Redigering och layout	SGI
Upplaga	600 ex
Tryckeri	Roland Offset AB, Linköping, nov. 2000

# Förord

SGF:s Jordförstärkningskommitté initierade under hösten 1993 det projekt som resulterade i SGF Rapport 4:95. Hösten 1999 tillsatte SGF en arbetsgrupp som fick till uppgift att föreslå hur olika frågeställningarna kunde behandlas i ett komplement till Rapport 4:95. Avsikten var att få en förankring i branschen för de presenterade ställningstagandena. I början av år 2000 beslutades att istället revidera den befintliga texten och att texten skulle struktureras om. Texter tillhörande SGF Supplement 1:99 har lagts in i denna reviderade vägledning.

Revideringen har utförts av en arbetsgrupp där Peter Carlsten, Statens geotekniska institut (SGI), Linköping, varit projektledare. Rapporten har redigerats av Jan Lindgren, SGI.

Rapport 4:95 finansierades av SBUF (Svenska Byggbranschens utvecklingsfond), Vägverket, Banverket och SGI. Revideringen har finansierats av Banverket, Vägverket, SGF och SGI.

SGF:s Jordförstärkningskommitté, förstärkt med Göran Holm (SD), Björn Dehlbom (Banverket) och Per Löfling (Vägverket), har utgjort styrgrupp för projektet. Utöver detta har två remissomgångar utgått till en referensgrupp bestående av SD:s (Svensk Djupstabilisering) Teknikstödgrupp. Den senare remissen lades också ut på SGF:s hemsida så att alla medlemmar haft möjlighet att ge synpunkter.

Linköping i november 2000

Peter Carlsten



# Innehåll

## Förord

**Summary** ..... 9

**Sammanfattning** ..... 11

**Begrepp och definitioner** ..... 13

Beteckningar

Benämningar

**1. Inledning** ..... 17

1.1 Exempel på användningsområden

**2. Krav** ..... 20

2.1 Livslängd

2.2 Krav i brottgränstillstånd

2.3 Krav i brukgränstillstånd

**3. Förutsättningar** ..... 21

3.1 Laster och lastkombinationer

3.2 Geotekniska klasser

3.3 Karakteristiska materialvärden

3.3.1 Odränerad skjuvhållfasthet, pelare

3.3.2 Dränerad skjuvhållfasthet

3.3.3 Draghållfasthet armering

3.3.4 Deformationsegenskaper

3.3.5 Permeabilitet

3.3.6 Tunghet

3.4 Toleranser

3.4.1 Toleranskrav avseende inblandningsmängd

3.4.2 Toleranskrav avseende planläge och lutning

<b>4.</b>	<b>Dimensionering av bankar och slänter .....</b>	<b>28</b>
4.1	Dimensionerande laster	
4.2	Dimensionerande materialvärden	
4.3	Beräkningsmodell i brottgränstillstånd	
4.3.1	Beräkningsmodell	
4.3.2	Karakteristisk hållfasthet	
4.4	Beräkningsmodell i bruksgränstillstånd	
4.4.1	Beräkningsmodell	
4.4.2	Lastfördelning	
4.4.3	Beräkning av sättningar	
4.4.4	Sättningarnas tidsförlopp	
<b>5.</b>	<b>Dimensionering av grundplattor .....</b>	<b>37</b>
5.1	Dimensionerande laster	
5.2	Dimensionerande materialvärden	
5.3	Beräkningsmodell brottgränstillstånd	
5.4	Beräkningsmodell brukgränstillstånd	
5.4.1	Differenssättningar	
<b>6.</b>	<b>Dimensionering av stödkonstruktioner .....</b>	<b>40</b>
<b>7.</b>	<b>Pelarförstärkning av schakter och skärningar .....</b>	<b>41</b>
7.1	Tillfälliga schakter	
7.2	Permanent schakter	
<b>8.</b>	<b>Material, utförande och kontroll .....</b>	<b>44</b>
8.1	Bindemedelssammansättning	
8.2	Utrustning	
8.2.1	Allmänt	
8.2.2	Dosering av bindemedel	
8.2.3	Blandningsutrustning	
8.3	Tillverkning av pelare	
8.3.1	Tillverkningsprocessen	
8.3.2	Ordningsföljd	
8.3.3	Omgivningspåverkan	
8.3.4	Förprovning	



8.4	Kontroll	
8.4.1	Grundkontroll	
8.4.2	Komplettering vid underkända pelare	
8.4.3	Tilläggskontroll	
8.4.4	Kontrollmetod	
8.4.5	Tidpunkt för kontroll av pelare	
<b>9.</b>	<b>Råd till projektörer</b>	<b>59</b>
9.1	Geoteknisk undersökning	
9.2	Val av stabiliseringsmedel i olika jordarter	
9.3	Laboratorieförsök	
9.3.1	Blandningsförsök	
9.3.2	Lagringstemperatur	
9.3.3	Skjuvhållfasthet	
9.3.4	Elasticitetsmodul	
9.4	Utförande – underlag från projektör	
9.4.1	Inblandning av bindemedel	
9.4.2	Bankutfyllnad	
<b>Referenser</b>		<b>69</b>
<b>Appendix A</b>	Geotekniska provningsmetoder – Förslag till laboratorieanvisning för inblandning, preparering av provkroppar, förvaring och undersökning av kalk/cementstabiliserade jordprover	<b>73</b>
<b>Appendix B</b>	Beskrivning av kontrollmetoder för kalk- och kalkcementpelare i fält	<b>83</b>
<b>Appendix C</b>	Beräkningsexempel	<b>97</b>



# Summary

## **LIME AND LIME-CEMENT COLUMNS**

### **Guidance for project planning, execution and inspection**

This manual summarises present knowledge in project planning, construction and inspection. The manual deals with soft and semi-hard columns (shear strength up to 150 kPa) which interact with the surrounding soil. High strength columns of the pure cement type are thus excluded.

The manual briefly describes possible applications of lime and lime cement columns with reference to the general specifications of the Swedish National Road Administration, the regulations of the Swedish National Rail Administration and the design rules of the Swedish National Board of Housing, Building and Planning.

The assumptions for calculating serviceability limit state and ultimate limit state are described, together with relevant limitations. Special requirements apply to geotechnical investigations when planning lime and lime cement strengthening to ensure that there are no obstacles to the installation of such columns. Naturally, it must also be possible to describe soil properties after adding lime or lime/cement. The occurrence of organic soil and the sulphide content of the soil have a major influence on the stabilisation effect.

Recommendations are given for choosing characteristic material values of columns and surrounding soil. Calculation methods which have proved reliable are described, together with their known limitations. According to present practice, strengthening with lime and lime-cement columns is in most cases calculated on the basis of total safety philosophy, i.e. without partial coefficients. Bridges, however, are designed on the basis of the partial coefficient philosophy. The calculation models presented in the publication assume interaction between columns and unstabilised soil.

The load on a surface strengthened with lime and lime-cement columns is supported partly by the columns and partly by the unstabilised clay between the columns. The compression modulus of the columns is considerably higher than the compression modulus of an unstabilised clay. Consequently, the settlement for a stabilised clay is much smaller than that on an unstabilised surface. The settlement calculation model described has its origins in the model for lime columns presented by Broms (1984). Settlements within the strengthened soil volume are influenced by the following factors:

- The relationship between the compression modulus of the columns and that of the unstabilised clay.
- The area of the columns as a proportion of the stabilised area.
- The consolidation properties of the clay.
- The creep load of the columns.
- The time of load application in relation to the time of installation of the columns.
- The permeability of the unstabilised soil and of the columns.

The manual also contains a recommended procedure for mixing in the laboratory. Recommendations based on mixing experiments in the laboratory are given for choosing stabilisation agent in various typical soils.

A suitable design for building documents and invitations to tender is given, together with recommendations for inspection and monitoring.

Finally, an Appendix contains a calculation example for designing lime and lime-cement columns.

# Sammanfattning

Denna handbok sammanfattar dagens kunskap inom projektering - utförande - kontroll. Handboken behandlar mjuka och halvhårda pelare (skjuvhållfasthet högst 150 kPa) som samverkar med omgivande jord. Höghållfasta pelare av typen rena cementpelare behandlas inte.

I handboken beskrivs kort tänkbara användningsområden för kalk- och kalkcementpelare med hänvisning till Vägverkets allmänna tekniska beskrivningar, Banverkets föreskrifter samt Boverkets konstruktionsregler.

Beräkningsförutsättningar för bruks- och brottgränstillstånd anges och beräkningsmodeller beskrivs med tillhörande begränsningar. Särskilda krav ställs beträffande geotekniska undersökningar vid projektering av kalk- och kalkcementpelarförstärkningar. Sålunda skall klargöras att inga hinder finns för installation av pelare. Vidare skall jordens egenskaper efter inblandning av kalk eller kalk/cement givetvis kunna beskrivas. Förekomst av organisk jord och sulfid-innehåll i jorden påverkar i hög grad stabiliseringseffekten.

Rekommendationer ges för val av karakteristiska materialvärden i pelare och omgivande jord. Beräkningsmetoder som visat sig tillförlitliga redovisas med idag kända begränsningar. Enligt nuvarande praxis beräknas kalk- och kalkcementpelarförstärkning oftast enligt totalsäkerhetsfilosofi, dvs utan partialkoefficienter. Broar dimensioneras dock enligt partialkoefficientfilosofin. Beräkningsmodeller som presenteras i skriften förutsätter samverkan mellan pelare och ostabiliserad jord.

Lasten på en kalk- eller kalkcementpelarförstärkt yta upp bärs dels av pelarna, dels av den ostabiliserade leran mellan pelarna. Pelarnas kompressionsmodul är betydligt högre än den ostabiliserade lerans. Därigenom blir sättningarna väsentligt mindre för last på stabiliserad yta jämfört med ostabiliserad lera. Den beräkningsmodell för sättningar som redovisas har sitt ursprung i den modell för kalkpelare som presenterats av Broms (1984). Sättningarna inom den för-

stärkta jordvolymen påverkas av följande faktorer:

- förhållandet mellan pelarnas och den ostabiliserade lerans kompressionsmoduler
- pelarnas andel av den stabiliserade ytan
- lerans konsolideringsegenskaper
- pelarnas kryplast
- tidpunkten för lastens påförande i förhållande till pelarnas installation
- permeabilitet i ostabiliserad jord respektive i pelare

I handboken anges också rekommenderat förfarande vid inblandningsförsök på laboratoriet. Med utgångspunkt från inblandningsförsök på laboratorium ges rekommendationer för val av stabiliseringsmedel i olika typjordar.

Råd ges till projektörer avseende underlag till bygghandling och förfrågningsunderlag liksom rekommendationer för kontroll och uppföljning.

Avslutningsvis finns i Appendix ett beräkningsexempel för dimensionering av kalk- och kalkcementpelare.

# Begrepp och definitioner

## BETECKNINGAR

$\beta$	Faktor för beräkning av karakteristisk effektiv kohesion, $c'_k$
$\delta_{\max}$	Maximal differenssättning
$\Delta h$	Lagertjocklek, m
$\Delta q$	Överlast, kPa
$\varphi'$	Effektiv friktionsvinkel, grader
$\varphi'_k$	Karakteristisk effektiv friktionsvinkel, grader
$\gamma$	Jords tunghet, $\text{kN/m}^3$
$\gamma_k$	Karakteristisk tunghet, $\text{kN/m}^3$
$\gamma_f$	Partialkoefficient för last
$\gamma_m$	Partialkoefficient för materialegenskap
$\gamma_n$	Partialkoefficient som beaktar säkerhetsklassen
$\gamma_{Rd}$	Partialkoefficient, som beaktar främst osäkerhet i beräkningsmodellen
$\rho$	Jords densitet, $\text{t/m}^3$
$\rho_{\text{medel}}$	Medeldensitet, $\text{t/m}^3$
$\sigma'_v$	Effektiv vertikal normalspänning, kPa
$\sigma'_{vo}$	Effektiv vertikal normalspänning före belastning, in situ, kPa
$\sigma'_c$	Förkonsolideringsspänning, kPa
$\sigma'_L$	Gränsspänning, kPa
$\sigma_{\text{brott, qupel}}$	Pelares brotthållfasthet, empiriskt värde, kPa
$\sigma_h$	Horisontalspänning mot pelarna, kPa
$\sigma'_h$	Effektiv horisontalspänning mot pelarna, kPa
$\sigma_{\text{kryp}}^{\text{pel}}$	Pelares kryphållfasthet, kPa
$\tau$	Skjuvspänning, kPa
$\tau_{\text{av}}$	Genomsnittlig skjuvspänning längs omkretsen av det pelarförstärkta blocket
$\tau_f$	Skjuvhållfasthet, kPa
$\tau_{f,\text{pel}}$	Skjuvhållfasthet för pelare, kPa

$\tau_{f,lera}$	Skjuvhållfasthet för lera, kPa
$\tau_1, \tau_2, \dots, \tau_n$	Skjuvhållfastheter, kPa
$\tau_{fd}$	Dränerad skjuvhållfasthet, kPa
$\tau_{fdk}$	Dränerad skjuvhållfasthet, karakteristiskt värde, kPa
$\tau_{fu}$	Odränerad skjuvhållfasthet, kPa
$\tau_{fuk}$	Odränerad skjuvhållfasthet, karakteristiskt värde, kPa
A	Pelares tvärsnittsarea, m <sup>2</sup>
a	Pelartvärsnittets andel per ytenhet, täckningsgrad
c, c/c	Pelarnas centrumavstånd, m
c'	Effektiv kohesion, kPa
c'_k	Karakteristisk effektiv kohesion, kPa
c'_{k,pel}	Karakteristisk effektiv kohesion, pelare, kPa
c_u	Odränerad skjuvhållfasthet, kPa
c_{uk}	Karakteristisk odränerad skjuvhållfasthet, kPa
c_{vh}	Konsolideringskoefficient för horisontell strömning, m <sup>2</sup> /år
c_{vv}	Konsolideringskoefficient för vertikal strömning, m <sup>2</sup> /år
D	Diameter, m
D_{pel}	Pelares diameter, m
E_{pel}	Elasticitetsmodul för pelare, kPa
E_{k,pel}	Karakteristiskt värde på elasticitetsmodul för pelare, kPa
F	Säkerhetsfaktor mot stabilitetsbrott
F_c	Säkerhetsfaktor vid odränerad analys
F_{cf}	Säkerhetsfaktor vid kombinerad analys
F_d	Säkerhetsfaktor vid dränerad analys
F_{ostab}	Säkerhetsfaktor för oförstärkt jord
G_{lera}	Skjuvmodul för lera
k_{lera}	Permeabilitet i ostabiliserad lera, m/s
k_{pel}	Permeabilitet i pelare, m/s
L_{pel}	Ekvivalent pelarlängd, m
L_D	Dräneringslängd, m
M	Kompressionsmodul, kPa
M'	Modultal
M_k	Karakteristiskt värde på kompressionsmodul, kPa
M_L	Kompressionsmodul, kPa
M_{lera}	Kompressionsmodul för ostabiliserad lera, kPa
M_{pel}	Kompressionsmodul för pelare, kPa
M_0	Kompressionsmodul under förkonsolideringsspänningen, kPa
M_{0,pel}	Kompressionsmodul under förkonsolideringsspänningen för pelare, kPa



$M_{0,lera}$	Kompressionsmodul under förkonsolideringsspänningen för lera, kPa
$m$	Massa, kg
$m_1, m_2, \dots, m_n$	Massor
$m_s$	Massa, fasta partiklar, kg
$n$	Förhållandet mellan pelares influensradie och pelares radie ( $R/r$ )
$q_o$	Total last på pelarförstärkt yta, kPa
$q_{pel}$	Del av totallast, som bärs av enskild pelare, kPa
$q_{pel,max}$	Maximal last som bärs av enskild pelare, kPa
$q_{lera}$	Del av totallast, som bärs av ostabiliserad lera, kPa
$q_{uk, pel}$	Karakteristiskt tryckhållfasthet för pelare, kPa
$R$	Pelares influensradie, m
$r$	Pelares radie, m
$S_{eff}$	Stabiliseringseffekt, kvot mellan skjuvhållfasthet i stabiliserad jord och skjuvhållfasthet i ostabiliserad jord
$S_t$	Sensitivitet
$s$	Sättning, m
$s_{pel}$	Sättning pelare, m
$s_{lera}$	Sättning i ostabiliserad lera, m
$s_m$	Beräknad sättning, m
$t$	Konsolideringstid, år
$U$	Konsolideringsgrad
$u_{pel}$	Vattentryck i pelare, kPa
$V$	Volym, $m^3$
$V_1, V_2, \dots, V_n$	Volymer, $m^3$
$w_L$	Flytgräns, %
$w_N$	Naturlig vattenkvot, %
$z$	Djup under referensnivå, m

## **BENÄMNINGAR**

BGEO	Sammanfattande begrepp för byggnadsteknisk beskrivning, ex. TBv/geo
BRO 94	Vägverket, Allmän teknisk beskrivning för broar
BKR 94	Boverkets konstruktionsregler
BVF 585.14	Banverkets föreskrifter
BVH 583.10	Banverkets ändringar och tillägg till Vägverkets BRO 94
GK	Geoteknisk klass
VÄG 94	Vägverket, Allmän teknisk beskrivning för vägkonstruktioner
kc-pelare	kalkcementpelare

# Kapitel I.

## Inledning

Djupstabilisering av kohesionsjord enligt kalkpelarmetodens grundkoncept har blivit en allt vanligare förstärkningsmetod inom mark- och trafikledsbyggande. Bland fördelarna med metoden märks främst möjligheten att genom anpassning av pelaravstånd, pelardjup och pelardiameter skräddarsy förstärkningen efter aktuellt problem. Metoden ger ofta god ekonomi jämfört med andra åtgärder.

Ursprungskonceptet med kalk som stabiliseringsmedel har numera kompletterats med varianter med kalk och cement i blandning eller med enbart cement beroende på aktuell jordart.

Antalet aktörer bland beställare, projektörer, entreprenörer och kontrollanter ökar kraftigt. Behovet av en uppdaterad vägledning om metodens för- och nackdelar, fällor och fel vid projektering och utförande samt kontrollbehov och teknik är därför stort.

Handboken sammanfattar dagens kunskap inom projektering – utförande – kontroll. Handboken behandlar mjuka och halvhårda pelare (skjuvhållfasthet högst 150 kPa) som samverkar med omgivande jord. Höghållfasta pelare av typen rena cementpelare behandlas inte.

Råd ges till projektörer beträffande utformning av bygghandling och förfrågningsunderlag liksom rekommendationer för kvalitetskontroll.

Användningen av kalk- och kalkcementpelare har ökat kraftigt under senare år. Framför allt har ökningen skett inom tillämpningsområdena vägbankar, järnvägsbankar och mindre broar, typ slutna ramar. Ungefär 90 % av användningen sker inom dessa tre områden. Handboken är därför till stor del inriktad på dessa tillämpningar. Beräkningsmodeller för kalk- och kalkcementpelare beskrivs och dessa kan, efter överenskommelse mellan beställare och projektör, givetvis användas även i andra tillämpningsområden (ex byggnader).

Förstärkningsmetoden har en stor användningspotential även inom andra tillämpningsområden. Höghållfasta pelare kommer att ha en marknad framöver. För detta krävs dock ett utvecklingsarbete, bl a för att få fram nya beräkningsmodeller och nya regler för dimensionering och utförande.

## **1.1 EXEMPEL PÅ ANVÄNDNINGSSOMRÅDEN**

Byggnad på lös lera eller organisk jord innebär speciella problem. Mest uppenbar är risken för stora vertikala och horisontella deformationer. Med kalk- och kalkcementpelare kan emellertid jordens hållfasthets- och deformationsegenskaper förbättras.

Ekonomiska och tekniska aspekter måste vägas in vid väg- och broprojektering för att uppnå en optimal lösning. Lösningen varierar med geotekniska förhållanden, standardkrav och tillgänglig byggtid. Kalk- eller kalkcementpelarförstärkning bör om möjligt, kombineras med förbelastning och överlast för att konsolidera jorden. En avlastning (0,5–1,0 m) vid förbelastningens slut minskar framtida krypsättningar. Med förbelastningen kan den förstärkta undergrundens bärighet kontrolleras. Emellertid kräver förbelastningen en längre byggtid. Utan överlast erhålls långtidssättningar som måste vägas in vid en bedömningen av projektets funktion och ekonomi.

Pelarförstärkning är en flexibel grundläggningsmetod som med fördel kan användas för tillfartsbankar intill broar. Kalk- och kalkcementpelare kan i stor utsträckning ersätta eller komplettera bankpålning och vertikaldränering.

Pelaravståndet styrs ofta av att porövertrycket, i den ostabiliserade leran mellan pelarna, skall kunna utjämnas under förbelastningstiden. För att minska skjupåkänningarna i det stabiliserade området, är det ofta lämpligt att utnyttja tryckbankar. Tryckbankar är en billig kompletterande åtgärd, där överskottsmassor finns. Traditionellt grundläggs broar på pålar när undergrunden består av lös lera till stora djup på grund av att lerans bärighet inte är tillräcklig och att sättningar kommer att inträffa när leran belastas. Pelarna, i kombination med förbelastning, minskar sättningarna och förbättrar bärförmågan. Mindre broar av typen slutna ramar kan därvid grundläggas på plattor.

Kalk- och kalkcementpelare innebär i många fall en bättre lösning för broar än pålgrundläggning. Vid grundläggning av mindre broar ger pelarförstärkning flera fördelar eftersom samma förstärkningsmetod kan användas för både bro

och tillfartsbankar. Jorden får ungefär samma deformationsegenskaper i broläget som under tillfartsbankarna och resultatet blir en jämn övergång från tillfartsbankarna till bron.

Naturliga slänters stabilitet kan förbättras om belastningen kan överföras till bärkraftiga jordlager med kalk- eller kalkcementpelare. Jordförstärkning, för att öka stabiliteten hos naturliga slänter, har hittills utnyttjats endast vid ett fåtal tillfällen och då ofta i kombination med avschaktning och/eller en stödfyllning vid släntfoten.

Kalk- och kalkcementpelare används i ledningsschakter som ett alternativ till avsträvade sponter bl a för att underlätta arbetsutförandet.

Dokumenterad erfarenhet från förstärkningar av slänter och ledningsschakter är emellertid begränsad. Speciella utredningar måste göras vid sådana tillämpningar.

## Kapitel 2.

# Krav

Krav i brott- och bruksgränstillstånd och krav på livslängd anges av beställaren. Vid val av karakteristiska materialvärden skall beständigheten hos pelarförstärkningen beaktas.

### **2.1 LIVSLÄNGD**

Förutsatt livslängd anges i BGEO.

Vägbankar dimensioneras för en lägsta livslängd enligt VÄG 94 kap. 1.3.1, medan lägsta livslängd för broar grundlagda på pelarförstärkt jord anges enligt BRO 94 kap. 1. Järnvägsbankar dimensioneras för en lägsta livslängd enligt Banverkets föreskrifter. Järnvägsbroar dimensioneras för en lägsta livslängd enligt BVH 583.10, BV BRO.

### **2.2 KRAV I BROTTGRÄNSTILLSTÅND**

En pelarförstärkning utformas så att konstruktionen (exempelvis en bro eller en bank) och dess närmaste omgivning får tillfredsställande totalstabilitet samt att brott i konstruktion eller del av denna inte inträffar till följd av för stora deformationer. Krav på vägkonstruktioners bärförmåga anges i VÄG 94, kap 1.3.2 och 2.3.1. Motsvarande krav på brokonstruktioner ges i BRO 94. Krav på järnvägskonstruktioner finns i Banverkets föreskrifter och handböcker. Krav på järnvägsbroar anges i BVH 583.10, BV BRO.

### **2.3 KRAV I BRUKSGRÄNSTILLSTÅND**

Inom Vägverkets verksamhetsområde skall pelarförstärkning och anslutning till oförstärkt bank utformas så att sättningskillnaderna för vägbanan i längd- och tvärlid uppfyller kraven enligt VÄG 94 kap. 1.3.3 och 2.3.2. Sättningskillnad hos järnvägsspår skall uppfylla kraven enligt BVF 585.14.

## Kapitel 3.

# Förutsättningar

Dimensionering skall utföras för den mest ogynnsamma kombinationen av belastning och bärförmåga både under utförande och bruksskedet. Följande dimensioneringsmetoder avser mjuka och halvhårda pelare vars skjuvhållfasthet inte väsentligt överstiger 150 kPa. Förstärkningar för vägbankar och banvallar utförs oftast med singulära pelare placerade i den aktiva zonen centralt under bankarna i ett kvadratisk mönster. För att pelare i direkt skjuvzon och passiv zon skall få tillgodoräknas skall de placeras i skivor, block eller gitter. Om markytan lutar mer än 1:7 och säkerheten för den ostabiliserade banken är lägre än 1,2 skall pelarna placeras i skivor även i aktivzonen.

Med kalkcementpelare förstås pelare där både kalk- och cementhalten är minst 30 %. Pelare med andra bindemedel än kalk och cement behandlas inte i denna vägledning.

### **3.1 LASTER OCH LASTKOMBINATIONER**

Aktuella laster anges av beställaren.

Totalstabilitet och jordtryck beräknas med laster enligt VÄG 94 kap. 2.4.1-2. För järnvägsbankar förutsätts trafiklast enligt BVF 585.12.

För brokonstruktioner anges lastförutsättningar i BRO 94, kap. 2. För järnvägsbroar förutsätts lastkombinationer enligt BVH 583.10, BV BRO, avsnitt 222.

Ofta ger byggskedet den lägsta säkerheten. Begränsning av trafiklasten under byggskedet kan dock ske efter överenskommelse med beställaren. Begränsningen anges i BGEO.

### 3.2 GEOTEKNISKA KLASSER

Geoteknisk klass 3 (GK3) tillämpas när ett eller flera av följande kriterier uppfyllts;

- last från fyllning och trafik > 100 kPa
- $c_{uk, pelare}$  sätts  $\geq 100$  kPa
- $c_{uk} \leq 8$  kPa för ostabiliserad jord
- pelare i organisk jord eller sulfidjord utnyttjas vid dimensioneringen

När en konstruktion skall utföras i GK3 krävs kompletterande information om vilka åtgärder som behöver vidtas. Arbeten enligt GK3 innebär att en oberoende sakkunnig anlitas för kontroll av dimensionering och utförande. GK3 innebär också att flera pelare måste kontrolleras med avseende på hållfasthet och kontinuitet.

### 3.3 KARAKTERISTISKA MATERIALVÄRDEN

Karakteristiska värden anges i BGEO.

#### *Pelare*

Skilda jordar reagerar olika vid kemisk stabilisering. De provblandningar som görs på laboratoriet ger främst besked om vilken typ och ungefärlig mängd av bindemedel som erfordras för att stabilisera jorden. Stabiliseringseffekten i fält kan emellertid skilja sig från den i laboratoriet. Idag finns inget underlag för att rekommendera en korrektionsfaktor för sambandet mellan laboratorie- och fältbestämd hållfasthet. Dimensionering av förstärkningar med kalk- och kalkcementpelare baseras därför på egenskaper bestämda i fält (på provpelare eller produktionspelare). Där dokumenterad erfarenhet finns av egenskaper i laboratoriet och egenskaper i fält i samma typ av geologisk bildning får egenskaper bestämmas genom försiktigt val av värden från laboratorieprovning. Samma typ av inblandningsutrustning, bindemedel och samma inblandningsmängd skall då användas som i referensobjektet.

Karakteristiska materialvärden väljs som försiktigt valda medelvärden. Förekomst av störda zoner i pelarnas undre och övre delar skall beaktas vid val av karakteristisk hållfasthet.

#### *Naturlig jord*

Laboratorieundersökningar utförs enligt Svensk Standard eller SGFs laboratorieanvisningar. Fältundersökningar utförs enligt SGFs metodbeskrivningar



och rekommenderade standarder. En förteckning över gällande standarder och anvisningar finns i Vägverkets Publikation 1994:15 "Jords hållfasthets- och deformationsegenskaper".

Karakteristiska materialvärden för naturlig jord väljs enligt tillämplig beställarspecifikation (VÄG94, BRO 94, BVH 583.10, BVH BRO).

### 3.3.1 Odränerad skjuvhållfasthet, pelare

Maximalt värde på  $c_{uk, pel}$  är 150 kPa, oberoende av vad laboratorie- och fältförsök visar. Vid stabilitetsberäkningar begränsas antagen skjuvhållfasthet i pelarna till 100 kPa. Under gynnsamma förutsättningar kan odränerad skjuvhållfasthet över 100 kPa utnyttjas på större djup, t ex under uppfyllnader med säkerhet  $F_{ostab} > 1,2$  för ostabiliserad jord (dvs samma konstruktion utan pelare).

Egenskaper hos pelare i fält kan bestämmas med metoder som beskrivs i Appendix B. I laboratoriet kan odränerad skjuvhållfasthet bestämmas med enaxligt tryckförsök, se avsnitt 9.3.3.

### 3.3.2 Dränerad skjuvhållfasthet

I ostabiliserad jord väljs värden på  $c'_k$  och  $\phi'_k$  enligt Skredkommisionens Rapport 3:95, avsnitt 5.2.2 "Dränerad skjuvhållfasthet".

Den karakteristiska dränerade skjuvhållfastheten för pelare,  $\tau_{fdk}$ , beräknas enligt ekvation 3.1.

$$\tau_{fdk} = c'_k + \sigma' \tan \phi'_k \quad (3.1)$$

I pelare rekommenderas följande värden:

$$c'_{k, pel} = \beta \cdot c_{uk, pel} \quad (3.2)$$

$\beta$  sätts till 0 i passivzonen, 0,1 i direkta skjuvzonen och 0,3 i aktivzonen.

$\phi'_{k, pel}$  kan sättas till 30° för kalkpelare och till 35° för kalk/cementpelare.

Vid bedömning av porvattentrycket skall ursprungsförhållanden och påverkan av pelarinstallationen och belastningen beaktas (jfr även VÄG 94, avsnitt 2.4.3.4).

### 3.3.3 Draghållfasthet armering

Karakteristisk draghållfasthet i armering bestäms enligt Vägverkets Publ. 1992:10, avsnitt 3.2 "Karakteristisk draghållfasthet".

### 3.3.4 Deformationsegenskaper

Pelarnas elasticitetsmodul bestäms normalt inte i fält utan modulen antas vara en funktion av pelarens odränerade skjuvhållfasthet. Karakteristiskt värde på pelarnas elasticitetsmodul,  $E_{k, pel}$ , antas för kalkpelare till ca  $50 c_{uk, pel}$  för organisk jord och  $100 c_{uk, pel}$  för siltig lera.  $E_{k, pel}$  för kalkcementpelare uppskattas till 50 till  $150 c_{uk, pel}$ .

Kommentar: För pelare som belastas under ca 75 % av kryplasten kan pelarnas karakteristiska elasticitetsmodul väljas enligt *Tabell 3.1*. I detta sammanhang antas pelarens kryplast,  $\sigma_{kryp}$ , vara  $0,65-0,70 \cdot q_{uk, pel}$  för kalkpelare och  $0,65-0,80 q_{uk, pel}$  för kalkcementpelare. Värdena i tabellen bygger på mångårig erfarenhet av KC-pelarmetoden (Jan Perzon).

**Tabell 3.1** Karakteristiskt värde på pelarnas elasticitetsmodul då pelare belastas under 75 % av kryplasten.

Pelartyp	Jordart			
	Gy, leGy	Gy Le, SuLe	Le	siLe
Kalkpelare	-	$E_k = 50 \cdot \sigma_{kryp}$	$E_k = 150 \cdot \sigma_{kryp}$	$E_k = 150 \cdot \sigma_{kryp}$
Kalkcementpelare	$E_k = 50 \cdot \sigma_{kryp}$	$E_k = 100 \cdot \sigma_{kryp}$	$E_k = 150 \cdot \sigma_{kryp}$	$E_k = 200 \cdot \sigma_{kryp}$

Förutsatt att förbelastning tillämpas kan sättningsmodulen  $E_{k, pel}$  vid beräkning av långtidssättningar antas motsvara  $150 q_{uk, pel}$ , där  $q_{uk, pel}$  är pelarnas karakteristiska tryckhållfasthet.

### 3.3.5 Permeabilitet

Sättningarnas tidsförlopp i en pelarförstärkning beror dels av pelarnas funktion som dräner och dels av pelarnas styvhetstillväxt med tiden. Förhållandet mellan dessa bägge inverkanse faktorer är ännu inte klarlagt. Beräkningssättet som beskrivs nedan i avsnitt 4.4.4 "Sättningarnas tidsförlopp" bygger enbart på en betraktelse av pelare som dräner. Bakåtkalkyler har gjorts för såväl kalk- som kalkcementpelare och vid dessa har man kommit fram till rimliga antaganden på permeabiliteter för att uppskatta sättningsarnas tidsförlopp. Angivna värden anger alltså inte verkliga värden på pelarnas permeabilitet utan de värden som bör anges för att få en rimlig prognos av sättningsarnas tidsförlopp. För beräk-

ning av sättningars tidsförlopp kan permeabiliteten hos kalkstabiliserad lera antas vara ca 1000 gånger högre än den för den ostabiliserade leran. Permeabiliteten för lera stabiliserad med kalk/cement kan antas vara 200–600 gånger högre än den ostabiliserade lerans permeabilitet.

### 3.3.6 Tunghet

Karakteristisk tunghet,  $\gamma_k$ , hos stabiliserad jord sätts lika med den för ostabiliserad jord.

## 3.4 TOLERANSER

Konstruktören/geoteknikern måste bedöma och inkludera i dimensioneringen konsekvenserna av om en enskild pelare eller flera pelare i grupp får en annan funktion än vad som avsetts. Pelare kan exempelvis ha avvikande geometri eller egenskaper på vissa nivåer. Pelare kan även vara felplacerade eller så kan överlappningen i skivor vara otillräcklig.

Toleranskrav för längd, läge, lutning, överlappning i skiva och inblandningsmängd anges i BGEO. Toleranskrav utformas så att förhållandet mellan egenskaper, dimensioneringsmetod, utförande och kontroll ger en betryggande säkerhet och avsedd slutprodukt. Toleranskrav skall vara rimliga att uppnå, jfr avsnitt 3.4.1 och 3.4.2. Vid dimensioneringen skall hänsyn tas till de ställda toleranskraven.

Kontroll av prov- och produktionspelare beskrivs under avsnitten 8.3 och 8.4. Godkännandekriterier för pelare skall framgå av BGEO eller motsvarande handling. Ersättningspelare skall sättas snarast dock senast det därpå följande skiftet. Ersättningspelare skall installeras utan särskild anmodan från beställaren och installeras på ett sådant sätt att förstärkningens funktion inte reduceras.

Toleranskrav skall ställas i relation till:

- pelares huvudsakliga funktion - att begränsa sättningar eller/och att förbättra stabiliteten.
- om ej godkända pelare skall ersättas med nya pelare.
- typ av stabiliseringsmedel och mängd. En ökad mängd cement påverkar pelarnas hållfasthet vid normal inblandningsmängd och jordart.
- möjligt utförande/redovisning i fält.
- om provpelare utförs.
- om pelares hållfasthet kontrolleras.

- om naturliga jordlagrens egenskaper är tillräckligt undersökta.
- om de naturliga jordlagrens egenskaper varierar.

Följande principer skall tillämpas:

- Högsta möjliga noggrannhet vid förstärkningar i ledningsschakter och skärningar.
- Normalt noggrannhetskrav när bankens stabilitet är den primära orsaken till förstärkningen.
- Lägst noggrannhetskrav när förstärkningens primära avsikt är att begränsa sättningar under bankar.

### **3.4.1 Toleranskrav avseende inblandningsmängd**

Toleranskrav för avvikelse i dosering av bindemedel bör inte vara mindre än:

- $\pm 20 \%$  av nominell mängd dock minst  $\pm 3$  kg/m inom varje flytande 1-meters intervall av enskild pelare.
- $\pm 10 \%$  av nominell mängd för varje enskild pelare.
- $\pm 2 \%$  av total nominell mängd för sammanhängande del av hela förstärkningen.
- Lokala överdoseringar, t ex efter kompletteringar, kan godtas.

Vid användning av blandade bindemedel bör toleranskravet för avvikelse från föreskrivet blandningsförhållande inte vara mindre än  $\pm 10$  procentenheter. Exempel; beståndsdelarna i en blandning av nominellt 60/40 cement och kalk bör kunna variera från 50/50 till 70/30.

### **3.4.2 Toleranskrav avseende planläge och lutning**

Vid utsättning markeras varje pelares läge på markytan. Avvikelser i plan och lutning skall motverkas så långt som möjligt när blandningsverktyget roteras ner.

För pelare i skivor eller gitter är en noggrann ansättning av blandningsverktyget och inriktning av gejderns lutning mycket betydelsefulla för att inte glapp skall uppstå mellan pelarna. Ansättning och gejderinriktning är ofta av mindre betydelse för fristående pelare.

Toleranskrav för maximalt tillåten avvikelse från teoretiskt planläge och teoretisk lutning skall anges på ritningar.

Toleranskrav för avvikelse från teoretiskt planläge bör inte, ens vid gynnsamma installationsförhållanden, vara mindre än 50 mm, normalt dock mindre än eller lika med 100 mm.

Toleranskrav för avvikelse från teoretisk lutning bör inte, ens vid gynnsamma installationsförhållanden, vara mindre än  $0,6^\circ$  (ca 10 mm/m), normalt dock mindre än eller lika med  $1,1^\circ$  (ca 20 mm/m).

För pelare som placeras i skivor skall toleranskravet för överlappning mellan pelare sättas så att skivans funktion säkerställs.

## Kapitel 4.

# Dimensionering av bankar och slänter

Beräkningsmetoder som visat sig vara tillförlitliga redovisas nedan. Enligt nuvarande praxis beräknas kalk- och kalkcementpelarförstärkning oftast enligt totalsäkerhetsfilosofi, dvs utan partialkoefficienter. För väg- och järnvägsbankar gäller VÄG 94 och Banverkets föreskrifter och handböcker. Broar dimensioneras med partialsäkerhetskoefficienter enligt BRO 94 resp. BV BRO, se vidare kapitel 5.

Beträffande begränsning av det karakteristiska värdet på den odränerade skjuvhållfastheten,  $c_{uk}$ , se avsnitt 3.3.1. Låga värden rekommenderas för  $\beta$  och  $c'_k$  (jfr avsnitt 3.3.2). Motivet är att inte hela brottvärdet mobiliseras. Används högre värden tillämpas geoteknisk klass GK3.

Följande beräkningsmetoder förutsätter full samverkan mellan pelare och mellanliggande ostabiliserad lera, se även avsnitt 3. Kalk- och kalkcementpelare är mer eller mindre inhomogena med en oregelbunden struktur och egenskaper som varierar i olika riktningar. Pelarna är främst avsedda att samverka med lera då pelarna belastas axiellt. Vid andra belastningsfall kan pelarnas skjuvhållfasthet vara lägre än vid axiell belastning. Konstruktioner med dragspänningar i pelare skall undvikas.

När pelarnas och lerans kompression är densamma motsvarar belastningen i pelarna den stabiliserade jordens elasticitetsmodul,  $E_{pel}$ , medan belastningen i den ostabiliserade lera motsvarar lerans kompressionsmodul,  $M_{lera}$ . Kalk- och kalkcementpelarna är emellertid mer eller mindre inhomogena med oregelbunden struktur vilket påverkar lastfördelningen.

## 4.1 DIMENSIONERANDE LASTER

Dimensionerande laster beräknas som karakteristiska laster enligt 3.1 multiplicerat med aktuella lastkoefficienter.

## 4.2 DIMENSIONERANDE MATERIALVÄRDEN

Kalk- och kalkcementpelarförstärkningar beräknas oftast enligt totalsäkerhetsfilosofi, dvs utan partialkoefficienter. Detta innebär att karakteristiska värden används i beräkningarna.

Kommentar: För väg- och järnvägsbankar används karakteristiska materialvärden vid stabilitetsberäkning och säkerhetskravet ( $F_c$ ,  $F_{cf}$ ) är detsamma som för naturlig jord. Enligt VÄG94 görs då en viktning mellan  $F_c$  och  $F_{c0}$  i proportion till odränerade och dränerade delars bidrag till skjuvhållfastheten, jfr VÄG94 avsnitt 2.3.1.1.

Dimensionerande draghållfasthet i armering bestäms enligt Vägverkets Publ. 1992:10, avsnitt 3.4 ”Dimensionerande draghållfasthet”.

## 4.3 BERÄKNINGSMODELL BROTTGRÄNSTILLSTÅND

### 4.3.1 Beräkningsmodell

Om pelarna i huvudsak är axiellt belastade och stabiliteten utan pelare är större än 1,0 ( $F_{ostab} > 1,0$ ) kan stabiliteten beräknas med cirkulär-cylindriska, plana eller sammansatta glidytor. Vid förstärkning i jordar med pågående krypdeformationer kan full samverkan mellan pelare och ostabiliserad lera inte påräknas.

Glidyteberäkning utförs med kombinerad analys, där karakteristiska värden på hållfastheter väljs enligt avsnitt 4.3.2. Kombinerad analys innebär att man för varje avsnitt av glidyten väljer det lägsta värdet av  $\tau_{fuk}$ ,  $\tau_{fdk}$  och  $\tau_{fdk}$ . Porvattenstrycken i pelarna är beroende av dräneringsförhållandena.

Stabilitetsberäkningar av bankar på förstärkt jord förutsätter full samverkan mellan pelare och lera. Vissa pelare kan få en sämre inblandning och därmed en reducerad hållfasthet. Särskilt skall beaktas:

- att en störd zon förekommer i den ostabiliserade jorden under varje pelare.
- att skjuvhållfastheten är nedsatt överst i pelarna ned till ca 1 m djup under den ursprungliga markytan.

Djupet av den störda zonen under pelarna är beroende av blandningsverktygets utformning. För pelare med 0,5 till 0,6 m diameter störs leran under pelarna under tillverkningen ned till ca 0,5 m djup. En rekonsolidering sker dock på lång sikt av den störda zonen.

Utmatning av bindemedel avslutas normalt 0,5 till 1,0 m under markytan för att bindemedlet inte skall blåsa upp utmed stången. Den översta metern av pelarna kan därför få varierande egenskaper. Skjuvhållfastheten kan där bli lägre än torrskorpans ursprungliga skjuvhållfasthet.

När förstärkningen utformas med pelarna placerade i skivor eller gitter utförs den i GK3.

### 4.3.2 Karakteristisk hållfasthet

Odränerade parametrar erhålls ur ekvation 4.1.

$$\tau_{fuk} = a c_{uk,pel} + (1-a) c_{uk,lera} \quad (4.1)$$

Den karakteristiska dränerade hållfastheten,  $\tau_{fdk}$ , beräknas enligt ekvation 4.2.

$$\tau_{fdk} = a (c'_{k,pel} + \sigma' \tan \varphi'_{k,pel}) + (1-a) (c'_{k,lera} + \sigma' \tan \varphi'_{k,lera}) \quad (4.2)$$

Vid dränerad analys för pelarna och vid odränerad analys för den mellanliggande ostabiliserade jorden erhålls sambandet enligt ekvation 4.3.

$$\tau_{fdk} = a (c'_{k,pel} + \sigma' \tan \varphi'_{k,pel}) + (1-a) c_{uk(lera)} \quad (4.3)$$

## 4.4 BERÄKNINGSMODELL BRUKSGRÄNSTILLSTÅND

### 4.4.1 Beräkningsmodell

Krav i bruksgränstillstånd anges av beställaren, se avsnitt 2. Observera att kraven i exempelvis VÄG 94 avser sättningar under vägens brukstid. Stora sättningar kan således tas ut under förbelastningstiden.

Lasten på en kalk- eller kalkcementpelarförstärkning överförs dels till pelarna, dels till den ostabiliserade leran mellan pelarna. Därvid reduceras sättningarna väsentligt eftersom pelarnas elasticitetsmodul är betydligt högre än den ostabiliserade lerans kompressionsmodul. Den största reduktionen erfordras i allmän-



het alldeles under torrskorpan där skjuvhållfastheten och kompressionsmodulen är låga.

Den beräkningsmodell som redovisas nedan har sitt ursprung i den modell för kalkpelare som presenterats av Broms (1984). Modellen har även använts för mjuka och halvhårda kc-pelare, se Rogbeck et al (1993).

Sättningarna för kalk- och kalkcementpelare påverkas av följande faktorer:

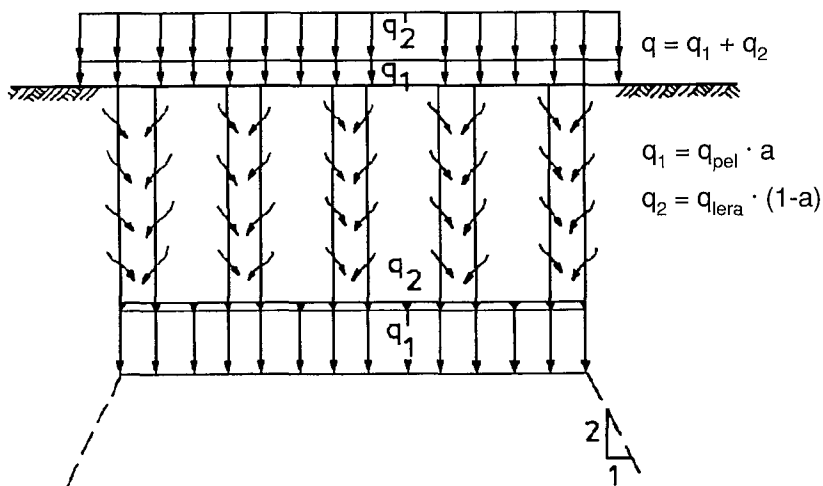
- pelarnas elasticitetsmodul och den ostabiliserade lerans kompressionsmoduler
- pelarnas andel av den stabiliserade ytan (täckningsgrad)
- lerans konsolideringsegenskaper
- pelarnas kryplast (definieras nedan)
- tidpunkten för lastens påförande i förhållande till pelarnas installation
- permeabilitet i ostabiliserad jord respektive i pelare
- belastningen

#### 4.4.2 Lastfördelning

Fördelningen av lasten mellan pelare och ostabiliserad lera beräknas under antagandet att pelarnas kompression motsvarar den ostabiliserade lerans kompression på varje nivå. Det innebär att lasten på den ostabiliserade lera successivt överförs till pelarna och att lasten nedförs till pelarnas underkant, i princip enligt *Figur 4.1*. Sättningar i lera under pelarna beräknas under antagande av att lasten förs ned till pelarnas underkant. Det skall observeras att permeabiliteten för pelarna normalt är väsentligt högre än den för den ostabiliserade lera och att pelarna därmed påskyndar sättningsförloppet. Lera under pelarna kan därför antas vara dränerad av pelarna, med viss fördröjning särskilt för kalkcementpelare.

Pelarnas elasticitetsmodul ökar med tiden. På grund av bl a olika blandningssätt och spänningsförhållanden utvecklas elasticitetsmodulen olika i fält och på laboratoriet. Sättningarna bör därför redovisas som sannolika maximi- och minivärden.

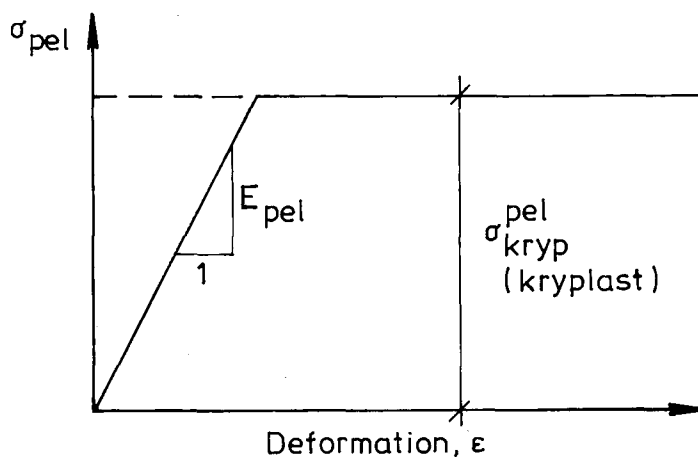
Sättningarna under förbelastningsfasen beräknas för karakteristiska värden. Med hjälp av sättningsmätningar under byggnadstiden kan eventuella avvikelser från sättningsprognosen konstateras. Därigenom erhålls underlag för beslut om åtgärder, t ex när temporär överhöjning kan tas bort eller om lasten behöver ökas.



**Fig. 4.1** Lastfördelning vid förstärkning med pelare. Av lasten  $q$  utgör  $q_{\text{pel}} \cdot a$  last på pelarna och  $q_{\text{lera}} \cdot (1-a)$  last på den ostabiliserade lera, jfr ekvation 4.6.

### *Fördelning av last mellan pelare och jord*

Sambandet mellan last och deformation för kalk- och kalkcementpelare antas följa sambanden i *Figur 4.2*. Sambandet är linjärt upp till pelarnas kryphållfasthet. Lutningen representerar pelarnas elasticitetsmodul,  $E_{\text{pel}}$ . När kryphållfastheten överskridits antas lasten på pelaren vara konstant. Last-deformationsambanden i *Figur 4.2* kan användas till att beräkna lastfördelningen mellan pelare och oförstärkt jord.



**Fig. 4.2** Antaget last-deformationsamband i oförstärkt och pelarförstärkt lera.

Pelarnas brotthållfastheten,  $q_{k,peil}$ , är beroende av horisontaltrycket,  $\sigma_h$ , mot pelarna enligt följande ekvation:

$$q_{k,peil} = q_{ko,peil} + K_p (\sigma_h - u_{peil}) \quad (4.4)$$

där  $\sigma_h$  är det horisontella totaltrycket mot pelarna och  $u_{peil}$  är porvattentrycket i pelarna. Jordtryckskoefficienten  $K_p$  är lika med 3,0 för kalkpelare och 3,7 för kalkcementpelare. Horisontaltrycket  $\sigma_h$  kan sättas lika med jordens ursprungliga vertikalltryck, på grund av de deformationer som uppstår vid inblandningen av stabiliseringsmedlen.

Kryphållfastheten för kalk- och kalk/cementpelarna är främst beroende av friktionsvinkeln  $\varphi'_{k,peil}$  som inte påverkas nämnvärt av krypning. Kryplasten i pelare antas vara:

$$q_{peil,kryp} = 0,65 (q_{ko,peil} + K_p (\sigma_h - u_{peil})) \quad (4.5)$$

Fördelningen av last mellan pelare och oförstärkt jord beräknas med ett iterationsförfarande. Kryplasten ökar när det pelarförstärkta området belastas och därmed ökar horisontaltrycket mot pelarna. Horisontaltrycksökningen,  $\Delta\sigma_h$ , antas vara 50 % av den pålagda lasten och innebär enligt ekvation (4.5) att pelarens kryplast ökar och att pelaren därmed tar en större last.

Lasten,  $q_{k,peil}$ , som bärs av pelarna, är alltid mindre än den totala lasten  $q$ . Lasten på den ostabiliserade leran  $q_{k,lera}$ , motsvarar skillnaden mellan den totala lasten,  $q$ , och den last som bärs av pelarna  $q_{k,peil}$ .

$$q = a q_{k,peil} + (1 - a) q_{k,lera} \quad (4.6)$$

där  $a$  är täckningsgraden.

Det är i allmänhet inte möjligt att utnyttja den höga kryplasten för kalkcementpelare på grund av pelarnas höga kryphållfasthet. Sättningarna är då beroende av pelarnas elasticitetsmodul och den ostabiliserade lerans kompressionsmodul enligt ekvation (4.9).

Ökningen av belastningen i leran under pelarna beräknas i allmänhet med 2:1-metoden.

#### 4.4.3 Beräkning av sättningar

Sättningen inom det pelarförstärkta området beräknas genom att lerprofilen delas in i karakteristiska lager. Sättningen i pelarna beräknas enligt ekvation (4.7).

$$s_{pel} = \sum \frac{\Delta h}{a} \cdot \frac{q_{pel}}{E_{pel}} \quad (4.7)$$

där  $s_{pel}$  = sättningen i pelaren  
 $\Delta h$  = lagertjockleken  
 $q_{pel}/a$  = last på pelare  
 $a$  = täckningsgraden  
 $E_{pel}$  = elasticitetsmodul för pelaren

Sättningen i den ostabiliserade lera beräknas enligt ekvation (4.8).

$$s_{lera} = \sum \frac{\Delta h}{1-a} \cdot \frac{q_{lera}}{M_{lera}} \quad (4.8)$$

där  $s_{lera}$  = sättningen i ostabiliserad lera  
 $q_{lera}/(1-a)$  = last på ostabiliserad lera  
 $M_{lera}$  = är kompressionsmodul för ostabiliserad lera

En första beräkning kan göras med antagandet att  $q_{pel} = q_{pel,kryp}$ . Den beräknade sättningen i pelarna,  $s_{pel}$ , jämförs med den beräknade sättningen i den ostabiliserade jorden,  $s_{lera}$ . Om  $s_{pel} > s_{lera}$  utförs en lastöverföring genom stegvis reduktion av  $q_{pel}$  och en motsvarande ökning av  $q_{lera}$  så att slutligen  $s_{pel} = s_{lera}$ . Den beräknade sättningen,  $s_m$ , blir då lika med  $s_{pel}$  och  $s_{lera}$ .

Om lera är normalkonsoliderad kan  $s_m$  beräknas ur ekvation (4.9).

$$s_m = s_{pel} = s_{lera} = \sum \frac{\Delta h \cdot q}{a \cdot E_{pel} + (1-a) \cdot M_{lera}} \quad (4.9)$$

Pelarna kan inte ta någon ytterligare last när belastningen motsvarar kryphållfastheten. Sättningarna motsvarar då sättningsarna i den ostabiliserade leran. Belastningen i den ostabiliserade leran är då lika med skillnaden mellan total belastning och pelarnas kryplast. Detta innebär att om  $s_{pel} < s_{lera}$  kan pelarna inte ta någon ytterligare last och sättningsarna som inträffar,  $s_m$ , blir då lika med den beräknade sättningsarna i den ostabiliserade leran  $s_{lera}$ .

Sättningsarna under den förstärkta volymen förutsätts ske på normalt sätt. Ingen lastspridning förutsätts ske i den förstärkta volymen.

Beräkningen kan lämpligen utföras med dator, exempelvis med datorprogrammet "Limeset", vilket finns beskrivet i SGI Varia 248.

#### 4.4.4 Sättningsarnas tidsförlopp

Där effektivspänningen i jorden understiger förkonsolideringstrycket, kommer sättningsarna att utbildas snabbt.

Sättningsarnas tidsförlopp i en pelarförstärkning beror dels av pelarnas funktion som dräner och dels av styvhetstillväxten i pelarna med tiden. Förhållandet mellan dessa bägge inverkanande faktorer är ännu inte klarlagt. Beräkningssättet som beskrivs nedan bygger enbart på en betraktelse av pelare som dräner. Bakåtkalkyler har gjorts för såväl kalk- som kalkcementpelare och vid dessa har man kommit fram till rimliga antaganden på permeabilitet för att beräkna sättningsarnas tidsförlopp. Angivna värden anger alltså inte verkliga värden på pelarnas permeabilitet utan de värden som bör anges för att få en rimlig prognos av sättningsarnas tidsförlopp. För beräkning av sättningsarnas tidsförlopp kan permeabiliteten hos kalkstabiliserad lera antas vara ca 1000 gånger högre än i den ostabiliserade leran. Permeabiliteten hos lera stabiliserad med kalk/cement kan i beräkningen sättas till 200-600 gånger högre än i den ostabiliserade leran.

För fyllning på kalk- och kc-pelare med c/c-avstånden 0,8-1,8 m kan sättningsarnas tidsförlopp approximativt beräknas enligt en ekvation för radiellt flöde (Ursprungligen från Barron, 1948 och därefter modifierad, presenterad i Åhnberg et al, 1986, jfr även Hansbo, 1979). Observera att beräkningen av tidsförloppet endast är approximativ. Uppföljningar visar att det beräknade tidsförloppet i stort överensstämmer när 80-90 % av den totala sättningsarna utbildats.

$$U = 1 - \exp\left[\frac{-2c_{vh} \cdot t}{R^2 \cdot f(n)}\right] \quad (4.10)$$

där

U = konsolideringsgrad

$c_{vh}$  = konsolideringskoefficient vid strömning i horisontell riktning i ostabiliserad lera. Antas normalt vara lika med  $2 c_{vv}$ , där  $c_{vv}$  är konsolideringskoefficienten vid vertikal strömning

t = konsolideringstid

R = pelarnas influensradie

För pelare installerade med centrumavståndet c i ett kvadratisk rutnät eller som likbenta trianglar blir influensradien  $R=c/\sqrt{\pi} = 0,56c$ . Om pelarna sätts i ett rutnät av liksidiga trianglar blir influensradien  $R = 0,53c$ .

$$f(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \left[ \ln(n) - 0,75 + \frac{1}{n^2} \cdot \left( 1 - \frac{1}{4n^2} \right) \right] + \left[ \frac{n^2 - 1}{n^2} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot \frac{k_{lera}}{k_{pel}} \cdot L_D^2 \right] \quad (4.11)$$

$$n = \frac{R}{r}$$

r = pelarnas radie

c = pelarnas centrumavstånd

$L_D$  = pelarnas längd vid enkelsidig dränering och halva pelarnas längd vid dubbelsidig dränering.

$k_{lera}$  = permeabiliteten i den ostabiliserade leran

$k_{pel}$  = permeabiliteten i pelarna

Det beräknade tidsförloppet gäller enbart för den stabiliserade volymen. Beräkning av sättningarnas tidsförlopp under den förstärkta volymen utförs på normalt sätt under antagande av att pelarna dränerar i lagrets överkant.

## Kapitel 5.

# Dimensionering av grundplattor

Vid grundläggning av lätta byggnader (en- och tvåvåningshus, lätta fabriksbyggnader och lagerbyggnader) kan kalk- och kalkcementpelare vara ett alternativ till t ex pålgrundläggning. Den stabiliserade jorden kan bli frostkänslig med hänsyn till den ökade permeabiliteten. Oftast används pelare i detta sammanhang för att kontrollera sättningarna. Normalt är den ostabiliserade lerans bärighet tillräcklig. Vid beräkning av bärförmågan kan pelarna betraktas som korta pålar och då beaktas inte bärförmågan hos den ostabiliserade leran mellan pelarna.

Pelarförstärkningen för broar kombineras med förbelastning med överlast inom broläget och anslutande bankar. Efter avslutad förbelastning avlägsnas bankmassor inom broläget varefter bron kan uppföras. Jordlagren skall således konsolidera för de belastningar som bron kommer att ge upphov till. För att undvika skillnader i sättning mellan bro och anslutande bank efter avslutad förbelastning dimensioneras anslutande bankar på likartat sätt som bron. Beräkning av sättningar beskrivs i avsnitt 4.4.

Broar dimensioneras med partialkoefficienter enligt BRO 94 resp. BV BRO.

### **5.1 DIMENSIONERANDE LASTER**

Dimensionerande laster för broar beräknas som karakteristiska laster enligt 3.1 multiplicerat med aktuella lastkoefficienter. Plattor för byggnader dimensioneras enligt BKR 94.

### **5.2 DIMENSIONERANDE MATERIALVÄRDEN**

Vid beräkning i brottgränstillstånd för brogrundläggning väljs  $\gamma_m$ , för hållfasthetsparametrar, i den övre delen av redovisat intervall i BKR 94, avsnitt 4:31, tabell b.

För moduler och andra hållfasthetsparametrar väljs  $\gamma_m$  som ett rimligt mellanliggande värde enligt BKR 94, avsnitt 4:31, tabell b.

### 5.3 BERÄKNINGSMODELL BROTTGRÄNSTILLSTÅND

Plattor, som endast bör användas vid horisontell markyta, dimensioneras i brottgränstillstånd med hänsyn till glidning, bärförmåga, stjälpning och totalstabilitet. Bärförmågan beräknas med bärlighetsformel eller glidyteberäkning.

De enskilda pelarnas bärförmåga liksom pelarblockets bärförmåga skall kontrolleras. Pelarblockets bärförmåga är beroende av mantelmotståndet längs pelarblockets omkrets och den ostabiliserade lerans skjuvhållfasthet  $c_{uk, lera}$ . Spetsmotståndet för pelarblocket antas vara försumbart eftersom den deformation som erfordras för att mobilisera spetsmotståndet är stor, ca 5 % till 10 % av den belastade ytans bredd.

### 5.4 BERÄKNINGSMODELL BRUKSGRÄNSTILLSTÅND

Vid bruksgränstillstånd beräknas sättningarna med karakteristiska värden enligt BKR avsnitt 4:23. Total- och differenssättningar korrigeras med hänsyn till osäkerheten i beräknade värden (jfr BKR avsnitt 4:32). En pelarförstärkning kombineras ofta med förbelastning så att en stor del av sättningarna utbildas under byggnadstiden.

Sättningen för pelarblocket är främst beroende av den ostabiliserade leran under pelarblocket. Spänningsökningen där kan uppskattas med 2:1-metoden.

#### 5.4.1 Differenssättningar

Lätta byggnader som radhus, villor och lätta fabriksbyggnader skadas framförallt av differenssättningar. Skador uppstår när differenssättningen är större än 1/300 till 1/400 eller när den relativa nedböjningen är större än 1/2000 till 1/4000.

Den maximala differenssättningen  $\delta_{max}$  kan beräknas med hjälp av följande ekvation

$$\delta_{max} = \tau_{av} / G_{lera} \quad (5.1)$$

där  $\tau_{av}$  är den genomsnittliga skjuvspänningen längs det pelarförstärkta blockets omkrets och  $G_{lera}$  är lerans skjuvmodul. Skjuvmodulen för leran uppskattas till  $100 c_{u, lera}$ . Den största differenssättningen erhålls längs pelarblockets omkrets när pelarblocket först belastas innan någon konsolidering av den lösa leran mellan pelarna inträffat. Det uppskattas att skjuvkraften längs omkretsen motsvarar ca 80 % av den totala belastningen  $W$  på pelarblocket och att ca 20 % av den



totala belastningen överförs till den ostabiliserade leran under pelarblocket. Den maximala differenssättningen kan uppskattas ur ekvationen:

$$\delta_{\max} = \tau_{\text{av}} / G_{\text{lera}} = 0,8 W / 2 (b + l) L_{\text{pel}} G_{\text{lera}} < 1 / 300 \quad (5.2)$$

där  $b$  och  $l$  är pelarblockets bredd resp. längd och  $L_{\text{pel}}$  är pelarlängden.

Den genomsnittliga skjuvspänningen  $\tau_{\text{av}}$  och lerans skjuvmodul minskar med tiden. Försöksresultat tyder dock på att minskningen av skjuvspänningen  $\tau_{\text{av}}$  med tiden är större än minskningen av skjuvmodulen  $G_{\text{lera}}$ . Den maximala differenssättningen förväntas därför när pelarblocket först belastas.

Den maximala differenssättningen minskar emellertid med minskad genomsnittlig skjuvspänning  $\tau_{\text{av}}$  och således med ökad pelarlängd  $L_{\text{pel}}$ . Vid en partiell säkerhetsfaktor lika med 1,2 erhålls:

$$L_{\text{pel}} / b = 1,5 q / c_{u, \text{lera}} (b/l + 1) \quad (5.3)$$

För exempelvis  $b/l = 0,5$  och  $q = c_{u, \text{lera}}$  bör pelarlängden vara  $2b$ , där  $b$  är pelarblockets bredd.

## Kapitel 6.

# Dimensionering av stödkonstruktioner

Dimensionering av stödkonstruktioner behandlas inte i denna revidering av Vägledning 4:95.

## Kapitel 7.

# Pelarförstärkning av schakter och skärningar

Naturliga slänters stabilitet kan förbättras om belastningen kan överföras till bärkraftiga jordlager med kalk- eller kalkcementpelare. Jordförstärkning, för att öka stabiliteten hos naturliga slänter, har hittills utnyttjats endast vid ett fåtal tillfällen och då ofta i kombination med avschaktning och/eller en stödfyllning vid släntfoten.

Kalk- och kalkcementpelare används i ledningsschakter som ett alternativ till avsträvade sponter bl a för att underlätta arbetsutförandet.

Dokumenterad erfarenhet från förstärkningar av slänter och ledningsschakter är emellertid begränsad. Speciella utredningar måste göras vid sådana tillämpningar.

Nedan redovisas allmänna erfarenheter och exempel från publicerat material. Sålunda presenteras inga beräkningsförutsättningar eller beräkningsmodeller.

Vid förstärkningar för tillfälliga schakter och i permanenta skärningar placeras pelarna alltid i skivor, gitter eller block.

### **7.1 TILLFÄLLIGA SCHAKTER**

Förstärkning med kalk- eller kalkcementpelare kan vara ett ekonomiskt alternativ till avsträvade sponter i ledningsschakter, speciellt när schakt- och ledningsarbetena kan underlättas. Vattentrycket bakom pelarna kan emellertid förorsaka att pelarna tippar in i schakten, (Åhnberg och Holm, 1991). Skivorna måste dimensioneras för olika belastningsfall och brottmekanismer som spjälkning, skjuvbrott längs överlagringszonen, stjälpning och tryckbrott av enskilda pelare. Vanligtvis bestäms skjuvmotståndet i skjuvzonen av överlappningszonens bredd och skjuvhållfasthet som kan vara lägre än pelarnas skjuvhållfasthet. Överlappningen kan ökas genom att skivorna utformas med dubbla rader pelare. Skjuvmotståndet är i allmänhet lågt för skivor med avseende på en horison-

tell brottyta längs en svaghetszon genom pelarna, eller under pelarna på grund av den låga axiallasten i pelarna. Skivorna dimensioneras som flytande i det fall då det inte är möjligt att kontrollera att pelarna har nedförts till fast botten.

Cirkulära och rektangulära ledningsschakter kan utformas så att pelarna huvudsakligen överför tryckkrafter genom att pelare placeras i cirklar, block eller bågar såsom visas i *Figur 7.1*. Det är i allmänhet fördelaktigt att pelardiametern är stor liksom överlappningen. Vid djupa schakter installeras pelare även i schaktbotten för att minska risken för bottenuppträckning.

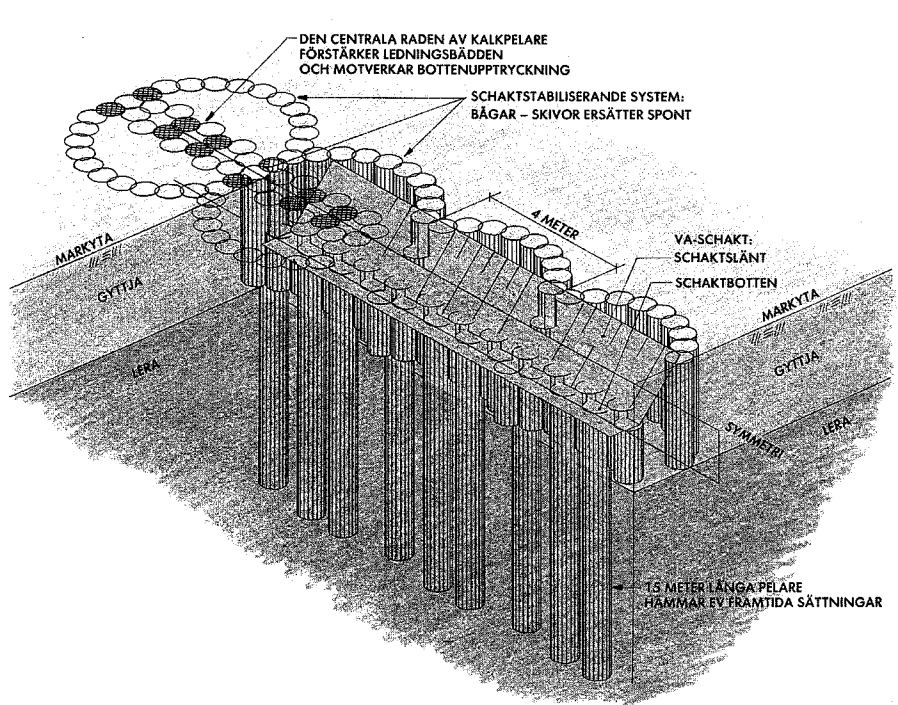


Fig. 7.1 Exempel på pelarförstärkning där pelarna är placerade i bågar (Andersson, 1992).

## 7.2 PERMANENTA SKÄRNINGAR

Särskild utredning krävs vid permanenta förstärkningar av skärningar eftersom användning av kalk- och kalkcementpelare i denna tillämpning hittills varit begränsad. Skred har inträffat som omfattat förstärkningen eller området närmast intill förstärkningen. Stor försiktighet erfordras beträffande utnyttjad skjuvhållfasthet och förstärkningens funktion och utformning. Säkerheten för en oförstärkt slänt kan ökas genom att flacka ut slänten och/eller genom avschaktning vid släntkrönet så att  $F > 1,0$ .

Vid dimensionering skall följande beaktas:

- Eventuell sänkning av grundvattennivån.
- Risken för odränerat och dränerat brott.
- Vattentryck intill pelarförstärkningen, som kan leda till glidytebrott.

Pelare i slänter och skärningar kan bli utsatta för stora deformationer som försämrar förstärkningens funktion och pelarnas hållfasthet.

Vid smala och djupa skärningar bör pelare installeras även under schaktbotten för att förhindra bottenuppträckning. Skivorna kan sammanbindas med pelarskivor som placeras parallellt med slänten i form av ett gitter.

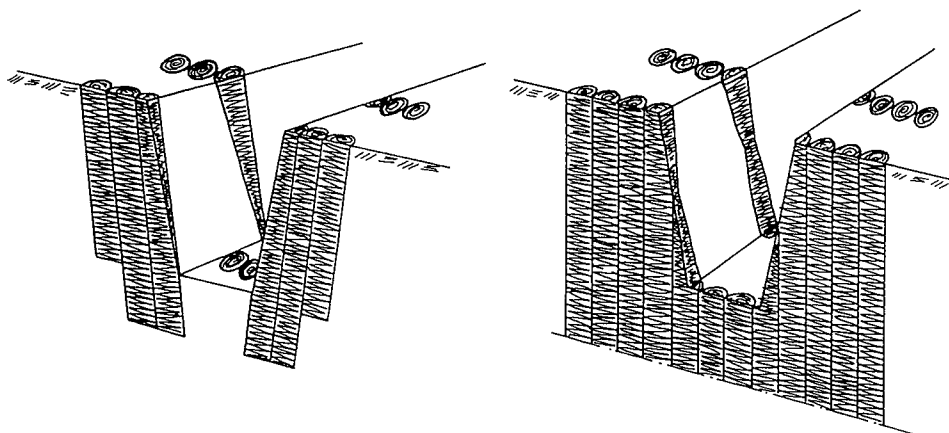


Fig. 7.2 Exempel på förstärkning med skivor, där hela schaktbotten förstärks med pelare (Åhnberg & Holm, 1991).

## Kapitel 8.

# Material, utförande och kontroll

### 8.1 BINDEMEDELSSAMMANSÄTTNING

Normalt används osläckt kalk eller kalk/cement i varierande proportioner (fördelat så att det finns minst 30 % av vardera kalk och cement) som bindemedel vid tillverkning av pelare. I lerjordar används ofta cement och osläckt kalk i en 50/50-blandning vid tillverkning av pelare.

Alla bindemedel skall förvaras torrt på arbetsplatsen. Vid provtagning på arbetsplats bör man försäkra sig om att proverna är representativa.

Flytbarheten hos kalk och cement är ett mått på pulvrets rörlighet i rör och munstycke. Mätmetoden för bestämning av flytbarhet är egentligen framtagen som en del av standardiseringen av industrikalk. Den bygger dock på den gamla "Cementas siktningssiktmetod" för cement varför den även kan gälla för cement.

Genom att ange krav på flytbarhet tillgodoser man även det krav på "hårdbränd kalk" som tidigare funnits. Enligt Åhnberg et al (1995) har blandningar med kalk/cement visat sig ge god flytbarhet i praktiken trots värden kring 40.

**Anvisningar:** Kalk, cement och övriga bindemedel till pelare tillverkade med torr metod skall uppfylla nedan angivna krav:

#### **Kalk:**

Kornstorlek	0–0,2 mm
CaO-aktiv halt	≥ 80 % enligt ASTM C 25
Flytbarhet	≥ 70 enligt SS 134005

#### **Cement:**

Sammansättning	CEM I enligt NAD(S)ENV 197-1
Kornstorlek	0–0,2 mm
Flytbarhet	≥ 40 enligt SS 134005

## Övriga bindemedel:

Sammansättning	Öppet redovisad sammansättning av bindemedlet. Godkända inblandningsförsök i laboratorium samt godkänd installation av provpelare i fält där godkännandet avser platsspecifika krav
----------------	--

Kommentar: Vid förstärkning av organiska jordar används ofta andra bindemedel, vanligtvis cement eller blandningar av cement och granulerad masugnsslagg. Vid stabilisering av organiska jordar används ofta masstabilisering eller cellstabilisering (tätt-satta pelare).

I samband med nya bindemedel, som ofta är baserade på någon restprodukt, och vid tillämpning i speciella jordar finns skäl att utreda livslängd, nedbrytning, föroreningsspridning och andra miljöfrågor.

Beräkningsmodeller som beskrivs i denna Vägledning har tagits fram för kalk- och kalkcementpelare. Eftersom dokumenterad erfarenhet från användning av andra bindemedel än kalk och cement i stort sett saknas kan Vägledningen endast tillämpas efter överenskommelse mellan beställare och projektör då alternativa bindemedel används.

## 8.2 UTRUSTNING

### 8.2.1 Allmänt

Kalk- och kalkcementpelare tillverkas normalt av en bandgående basmaskin med gejderstyrd vridmotor och borrhång med blandningsverktyg. Tank eller tankar för bindemedel är monterade antingen på basmaskinen eller på en separat bandgående bärare.

Basmaskinen är försedd med dieselmotor för drivning av hydraulsystem till positionering, dosering, borrar och blandning. Maskinen är även försedd med dieseldriven kompressor för trycksättning och transport av bindemedel från lagringstanken/-arna till blandningsverktyget, samt enheter för dosering, registrering och dokumentation. Maskinuppgifter för idag förekommande maskiner redovisas i *Tabell 8.1*.

**Tabell 8.1 Maskinuppgifter för nuvarande maskiner**

Uppgift	Nuvarande maskiner
Vikt basmaskin (ton)	12–39
Marktryck basmaskin (kPa)	24–38
Marktryck bulkvagn (kPa)	40–60
Pelardiameter (m)	0,4–1,0
Pelardjup (m)	<25
Fördelning kalk/cement eller cement/kalk (%)	0/100–100/0
Maximal lutning hos uppställningsyta för maskin	1:7–1:11
Kapacitet (m <sup>3</sup> / 8 timmar)	400–1000
Hinder som försvårar eller omöjliggör installation	>0,1 m tjäle. Stubbar, rötter, sten, block, sprängsten

**Anvisningar:** Både enkla och delade lagringstankar är godtagbara. Maskiner med delade lagringstankar för olika bindemedel skall dock ha möjlighet att mäta och registrera den doserade mängden separat för varje bindemedel.

Mätnoggrannheten vid mätning av gejderlutningen skall vara bättre än 0,6° (10mm/m) i två vinkelräta riktningar. Verklig gejderlutning (avvikelsens riktning) skall kunna redovisas.

Lagringstanken för bindemedel kan vara hel eller uppdelad i två separata delar, för olika bindemedel. Enkel lagringstank används för ensartat bindemedel eller när flera bindemedel blandas i förväg. Med delad lagringstank blandas bindemedlet i samband med dosering.

Basmaskinens gejder är försedd med reglerutrustning så att gejderlutningen kan justeras för att kompensera mot varierande marklutningar eller för att utföra speciella tekniska förstärkningslösningar. Möjlighet finns att justera gejderlutningen upp till 70° i en riktning räknat från en vertikal linje.

Bindemedel transporteras normalt till arbetsplatsen med lastbil. Till tankplatser måste därför finnas transportvägar med maximal lutning 1:10 samt vändplats för maximalt 24 m bil med släp. Transportvägar bör vara anpassade för axel-/boggietryck 11,5 / 19 ton och 60 tons totalvikt.



### 8.2.2 Dosering av bindemedel

Dosering av bindemedel från lagringstank till matarledning görs med mekanisk doseringsutrustning.

Mätning av den doserade bindemedelsmängden får göras genom att väga lagringstanken/-arna med jämna tidsintervall. Den mätta mängden bindemedel motsvarar dock inte den samtidigt utmatade mängden från blandningsverktyget vid varje tidpunkt eftersom det tar viss tid att transportera bindemedlet genom matarledningen och flödet varierar med differensen mellan tanktryck och jordens mottryck.

Redovisning av doserad mängd bindemedel görs i form av ett flytande medelvärde som avser medelvärdet för doseringen den senaste metern.

Transport av bindemedel från lagringstanken/-arna till blandningsverktyget sker med tryckluft. Mätning av lufttrycket görs i lagringstanken/-arna och trycket kan regleras för att styra transporten och utmatningen i jorden. Normala tryck för pelare ner till 15 m djup är 400–600 kPa (4–6 bar). Utmatningstrycket dokumenteras normalt inte kontinuerligt utan används av maskinisten för styrning av tillverkningsprocessen.

**Anvisningar:** Mätnoggrannhet vid mätning av bindemedelsmängd skall vara bättre än  $\pm 10 \%$  av nominell mängd, dock lägst  $\pm 2 \text{ kg/m}$ .

Dosering av bindemedel skall kunna beräknas och redovisas grafiskt i enheten  $\text{kg/m}$  (eller  $\text{kg/m}^3$ ) som en funktion av pelarlängden i rullande 0,2 m intervall eller tätare. Även total mängd bindemedel per pelare skall kunna redovisas.

### 8.2.3 Blandningsutrustning

Bindemedel blandas med jorden av ett blandningsverktyg som roteras under samtidig stigning och dosering av bindemedel. Rotationshastighet och stigning kan regleras individuellt med hänsyn till behov av blandningsarbete, jordens egenskaper, blandningsverktygets effektivitet och kapaciteten på bindemedelsmatningen.

Dagens blandningsverktyg har paddlar (vingar) med skrängda blad. Fördelning av bindemedlet vid blandningsverktyget sker med en stråle av tryckluft

vilket normalt fungerar väl då leran är sensitiv ( $S_t \geq \text{ca } 8$ ) och högplastisk ( $w_L \geq \text{ca } 50 \%$ ).

**Anvisningar:** Mätnoggrannhet vid mätning av blandningsverktygets rotationshastighet och stigning skall vara bättre än  $\pm 10$  varv/min respektive  $\pm 2$  mm/varv.

Blandningsverktyg skall vara så utformade att, vid föreskriven rotation och stigning, fördelning och inblandning av bindemedlet sker jämnt, såväl längs pelaren som över dess tvärsnitt.

### 8.3 TILLVERKNING AV PELARE

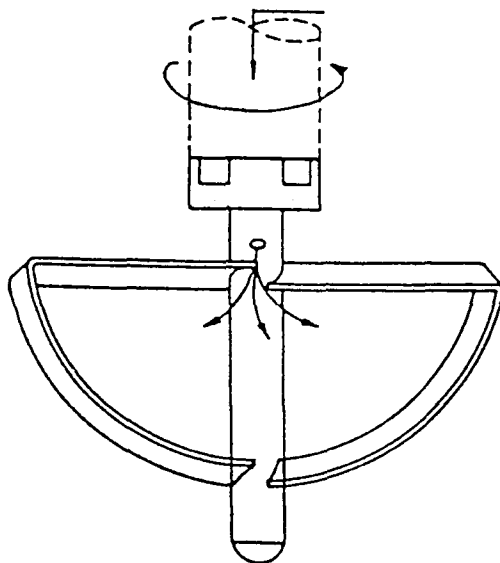
Utmatning av bindemedel med tryck måste ofta avslutas 0,5–1,0 m under arbetsytan pga risk för utblåsning. Kvaliteten i den övre delen av pelarna kan bli ojämn och man bör därför vid dimensionering i dessa fall räkna med fullgod pelare först från 1,0 m djup under arbetsyta.

Ur praktisk synvinkel är det inte lämpligt att tillverka kortare pelare än ca 2 m. När pelarna avslutas mot fast friktionsjord kan en ostabiliserad zon erhållas under pelaren som motsvarar höjden av inblandningsverktyget. Detta minskar pelarens längd något och försämrar jordens skjuvhållfasthet strax över den fasta jorden, se även avsnitten 3.3 och 4.3.1. Det minsta lerdjup som bör förstärkas är således ca 2,5 m. Urgrävning är ofta ett alternativ vid dessa begränsade lerdjup.

Tillverkningen styrs huvudsakligen av jordens egenskaper, blandningsverktygets utformning, bindemedelsmängden, stigningen per varv under inblandningen, utmatningstryck med tillhörande luftflöde och rotationshastighet.

Behovet av en jämn inblandning är större för kalkcement- och cementpelare än för kalkpelare. Följande värden på maximal stigning rekommenderas för de blandningsverktyg som används idag med halvcirkelformad bygel och skrängda blad, *Figur 8.1*:

- Kalkpelare 25 mm/varv
- Kalkcementpelare 15 mm/varv i gyttjiga leror och organiska jordarter, 20 mm/varv i övriga jordarter.
- (Cementpelare 15 mm/varv)



**Fig. 8.1**      **Normalt inblandningsverktyg med halvcirkelformad bygel och skrängda blad.**

Rotationshastigheten vid inblandning är normalt i intervallet 100–200 varv/minut. Även under neddrivningen kan verktyget roteras med sjunkning ca 100 mm/varv. Generell kunskap om rotationshastighetens betydelse saknas. Lämplig hastighet bör därför fastställas vid provning med visst verktyg.

### **8.3.1 Tillverkningsprocessen**

Tillverkning av pelare inleds med att blandningsverktygets spets ansätts i utsättningspunkten och att gejdern riktas till avsedd lutning, vanligen vertikal. Under rotation och samtidig nedpressning drivs därefter blandningsverktyget ner till avsett pelardjup eller till fast botten. För att förhindra igensättning av utmatningshålet för bindemedel renblåses detta med tryckluft.

I bottenläget vänds rotationsriktningen och doseringsenheten vid lagringstanken startas. Bindemedlet matas ut i jorden synkront med att blandningsverktyget roteras med föreskriven stigning.

Under tillverkningsprocessen övervakas, regleras och dokumenteras bindemedelsutmatning, rotationshastighet och stigning. Tillsammans ger de två sist nämnda parametrarna ett mått på lyfthastigheten. Behovet av blandningsarbete, dvs stigningens värde, varierar med jordens egenskaper, blandningsverktyg och med typ och mängd av bindemedel.

### 8.3.2 Ordningsföljd

Vid tillverkning av pelare i skivor skall hela skivor färdigställas utan längre avbrott för att det skall vara möjligt att tillverka pelarna med överlappning.

Eventuella krav på särskild ordningsföljd skall föreskrivas av geotekniker/konstruktör. Vidare beaktas eventuell hållfasthetsnedsättning, portrycksuppbyggnad eller rörelse som kan erhållas vid pelartillverkning i anslutning till slänter, intill befintliga konstruktioner eller bankar.

Tillverkningen kan utföras i etapper, med exempelvis varannan eller var tredje skiva eller rad. Dessutom kan portrycksmätare och/eller peglar installeras och kontrollmätas. Omfattning, tidpunkter och gränsvärden anges i BGEO eller motsvarande handling.

### 8.3.3 Omgivningspåverkan

En miljöplan skall upprättas. Omgivning som är särskilt känslig för normal påverkan skall redovisas av projektören/beställaren. Entreprenören ansvarar för att en god arbetsmiljö upprätthålls, att skadlig påverkan på omgivningen undviks samt att detta följs upp på ett korrekt sätt.

Några allmänna förutsättningar ges nedan:

- Tankning av maskiner med kalk/cement i närhet av människor, hus, bebyggelse, trafikerade vägar eller vattendrag får inte utföras utan lämpliga skyddsåtgärder.
- Vid tankning kan utloppsluft renas genom filter eller genom att luften släpps ut genom t ex vattenfyllda behållare.
- Vid avslutning i pelarnas överkant skall allt stabiliseringsmedel blandas med jord innan flyttning till nästa pelare.
- Utsläpp av stabiliseringsmedel genom maskinhaveri eller olyckshändelse skall vattenbegjutas och blandas med lera. Händelsen rapporteras till beställaren.

### 8.3.4 Förprovning

Dimensionering av förstärkningar med kalk- och kalkcementpelare skall baseras på egenskaper bestämda i fält. Provpelare bör utföras i tidiga utförandeskedan inom olika karakteristiska delsträckor av förstärkningen. Provpelare kan också utnyttjas för att entreprenören skall kunna välja ett utförande som skiljer sig från det som beskrivs i förfrågningsunderlaget.

Efter att provpelare utförts och resultaten utvärderats kan en utförandebeskrivning tas fram för att erhålla pelare med acceptabel geometri, hållfasthet och homogenitet. Produktionspelarna förutsättes därefter bli utförda enligt den framtagna utförandebeskrivningen. Med utförandekontroll verifieras att pelarna har nått föreskrivna egenskaper. Kontrollen kan också innefatta att pelarnas homogenitet och dimension kontrolleras genom att hela pelare tas upp, se vidare avsnitt 8.4.

Antalet provpelare varierar med objekt. Normalt bör minst fem provpelare installeras för varje installationssätt. Provpelare utförs med föreslaget förfarande enligt förfrågningsunderlag men också med alternativa tillverknings sätt (annan bindemedelsmängd, stigning, rotationshastighet osv). För varje alternativ tillverkningsmetod utförs minst fem provpelare.

## **8.4 KONTROLL**

Kontrollen utförs för att säkerställa att pelarna utförs enligt uppställda krav. Kontrollen skall beskrivas i arbetshandling och projekteras av kc-projektören.

Entreprenören skall genomföra en grundkontroll i form av dokumenterad egenkontroll ingående i särskild kvalitetsplan enligt den kontrollplan som upprättas för respektive arbetsobjekt.

Krav på redovisning och dokumentation av kontroller enligt kontrollplaner och kontrollprogram skall framgå av administrativa föreskrifter (AF) eller motsvarande handlingar. Resultat av kontroll skall delges berörda parter utan dröjsmål.

### **8.4.1 Grundkontroll**

Grundkontroll skall utföras vid alla förstärkningsarbeten.

Grundkontroll avser bl a att arbetet utförs enligt handlingarna så att pelarna får avsedd placering, längd samt rätt mängd stabiliseringsmedel jämnt fördelad längs pelarna och inom pelarens tvärsnitt.

För varje pelare skall anges/utföras:

- tillverkningsdatum.
- pelarbeteckning enligt ritning.
- maskin, blandningsverktyg m m.
- ordningsföljd för pelarinstallation.

- läget för pelares över- och underkant. Pelarens längd.
- mätning av inblandad mängd stabiliseringsmedel och dess fördelning längs pelaren. Mätning skall vara separat för varje bindemedel och utföras på sådant sätt att angivna toleranser och nominell mängd är avläsningsbara.
- specifikation av övriga faktorer som kan påverka pelarnas egenskaper, t ex typ av blandningsverktyg, stigning, utmatningstryck, rotationshastighet m m.

Utrustningen för registrering av utmatad mängd stabiliseringsmedel och djup skall vara kalibrerad.

Protokoll skall sammanställas med följande uppgifter:

- Tankad mängd stabiliseringsmedel (typ, mängd, tidpunkt och maskin). Denna skall kunna jämföras med utförd pelarlängd mellan två på varandra följande tankningar.
- Dokumentationen skall vara sådan att man kan identifiera i vilka pelare en viss tankad mängd stabiliseringsmedel finns.

Ovanstående dokumentation av utförd kontroll skall finnas tillgänglig och sammanställd på ett överskådligt sätt. Det bör eftersträvas att utmatningsdiagram finns samlade på disketter som kan överlämnas till beställaren.

Särskild journal för eventuella avvikelser skall föras enligt kvalitetsplanen och innehålla:

- eventuella avvikelser från specifikationerna.
- plan över förstärkningen med redovisning av läget för pelare som inte uppfyller specifikationen och läget för nya pelare som ersätter defekta pelare.
- om stora mängder lera har trängt upp över den förstärkta ytan vid pelartillverkningen eller om djupa håligheter erhållits i torrskorpeleran.

Avvikelseanmälan skall utan anmodan tillställas beställaren efter varje skift.

Samtlig dokumentation skall vara överlämnad vid anmälan till besiktning alternativt övertag.

Relationshandlingar skall upprättas.

Beträffande toleranser, se avsnitt 3.4.

### 8.4.2 Komplettering vid underkända pelare

Om grundkontroll visar att något moment av en pelarförstärkning inte uppfyller ställda krav så att avsett förstärkningskrav inte kan förväntas uppnås och därför inte kan godkännas, bör en utökad kontroll utföras.

Behov av utökad kontroll kan uppstå:

- Om hinder i jorden försvårar utförande av pelare.
- Om utblåsning av bindemedel till markytan medfört att utmatningen avslutats på större djup än avsett.
- Om kratrar eller hål i markytan medfört att utmatningen avslutats på större djup än avsett.
- Om toleranskrav för planläge eller lutning på pelare överskridits.
- Om toleranskrav för stigning, rotationshastighet eller dosering av bindemedel överskridits.
- Om något annat skäl ger anledning till misstanke att förstärkningsresultatet är sämre än väntat.

Den oplanerade tilläggskontrollen bör avse den eller de egenskaper som är avgörande för förstärkningens funktion och kan utföras som provning eller i enklare fall som sakkunnigutlåtande. Provning kan ske genom sondering, framgrävning av pelare eller upptagning av hela pelardelar eller borrhävar.

Tilläggskontroll, såväl planerad som oplanerad, bör utföras så snabbt att eventuell komplettering med nya pelare kan ske utan att ny etablering behövs.

I de fall de kontrollerade egenskaperna inte svarar mot ställda krav, till exempel om erforderlig hållfasthet inte uppnåtts eller förväntas kunna uppnås vid förstärkning för ökad stabilitet, skall kontrollberäkning utföras för att avgöra eventuellt behov av kompletterande pelare utöver ersättningspelarna. Underkända pelare kan räknas tillgodo i förstärkningen med försiktigt valda geometrier och egenskaper. Komplettering med nya pelare begränsas på så sätt till att enbart täcka den margineffekt som krävs. Tidsaspekten skall därvid beaktas.

### 8.4.3 Tilläggskontroll

Erforderlig tilläggskontroll är beroende av topografi, jordlagerföljd, förstärkningens utformning och ändamål. Tilläggskontrollen är objektsspecifik och dess omfattning anges i BGEO eller motsvarande handling. Tilläggskontroll i samband med pelarförstärkningar kan omfatta sättningar, rörelser, portryck och

pelarnas egenskaper. Kontrollåtgärderna, omfattningen och aktuella gränsvärden skall redovisas i en kontrollplan.

### ***Sättningsuppföljning***

Liksom alla andra typer av förbelastning förutsätter kalk- och kalkcementpelarmetoden att man gör en noggrann uppföljning av sättningsförloppet under förbelastningstiden. Uppföljningen klargör behovet av kompletterande överlast och tidpunkt för avlastning. Sättningsuppföljning utförs med horisontella slangar under banken eller med mark- eller krönpeglar. Kompletterande mätning av kompression och sättning i olika jordlager kan utföras med t ex bälgslang. Tidpunkt och hur länge uppföljningen skall pågå väljs med ledning av beräknat sättningsförlopp. Sättningsuppföljning utförs före och efter varje belastningsförändring och därefter i genomsnitt en gång/månad, men tätare efter en belastningsförändring och glesare i slutet av varje laststeg.

### ***Kontroll av rörelser och portryck***

Stabiliteten kan försämrats vid pelartillverkningen till följd av maskinbelastning, utmatning med tryckluft, förhöjt porvattentryck, samt horisontella eller vertikala markförskjutningar. När säkerhetsfaktorn för naturlig slänt är lägre än 1,5 skall rörelser och porvattentryck alltid följas. Omfattningen av denna kontroll anges på arbetsritning.

Kontrollmätningarna skall avslutas först när pelarna erhållit tillräcklig hållfasthet och den avsedda stabiliteten uppnåtts. Kontrollåtgärder och uppföljning skall även omfatta eventuell bankuppfyllnad, avschaktning eller andra åtgärder som påverkar stabiliteten.

Samtliga kontrollanordningar skall installeras i så god tid före förstärkningsarbetena påbörjas att stabila referensvärden kan erhållas. De totala horisontella rörelserna kan kontrolleras med markpeglar eller siktlinjer. Rörelsernas fördelning med djupet kan mätas med inklinometer.

I BGEO eller motsvarande handling skall anges typ och omfattning av kontrollåtgärder och de kritiska djup där instrumentering skall utföras. I BGEO anges även gränsvärden (maximala och eventuellt språngvisa förändringar) och lämpliga intervall för kontrollmätningar samt när mätningarna kan avslutas. Vidare anges åtgärder som skall vidtagas om gränsvärdena överskrids.



### ***Kontroll av pelares kontinuitet och hållfasthet***

Kontroll av pelarnas hållfasthetsegenskaper och homogenitet erfordras för att verifiera dimensioneringsförutsättningarna.

I handlingarna skall anges vem som ansvarar för att kontrollen utförs, vilken typ av kontroll och vilka börvärden som gäller. Vidare anges vem som skall tillställas resultaten, vem som ansvarar för utvärdering och när detta skall ske.

Delar av kontrollen skall utföras i ett tidigt skede av entreprenaden, inom representativa områden, så att erfarenheterna kan utnyttjas för att justera t ex inblandad mängd på återstående pelare, jfr avsnitt 8.4.3. Kontrollen skall omfatta pelare från alla representativa jordar och lagerföljder inom det förstärkta området. Antalet provningstillfällen och tidpunkt väljs så att kontroll och pelarförstärkning kan kompletteras om pelarnas hållfasthet är lägre än förutsatt.

Kvalitetskontroll av pelare skall vara jämnt fördelad i tiden och jämnt fördelad mellan de maskiner och blandningsverktyg som används vid förstärkningsarbetena.

Kontrollen skall omfatta så många pelare att ett statistiskt säkert värde på pelarnas hållfasthet erhålls inom varje signifikant jordlager som omfattas av förstärkningen. Normalt kan en representativ skjuvhållfasthet erhållas för varje jordart om ca fem sonderingar utförs vid varje tidpunkt, pelartyp etc.

Antalet pelare som skall kontrolleras beror på syftet med förstärkningen, säkerhetsnivåer och förstärkningens omfattning. Antalet pelare som skall kontrolleras avgörs från fall till fall. Några allmänna rekommendationer ges i *Tabell 8.2*. Dessa gäller vid förstärkningar för bankar där pelarnas diameter är 0,5 m eller 0,6 m och där den förutsatta hållfastheten är högst 100 kPa.

Vid mindre förstärkningar när belastningen är liten i förhållande till den ostabiliserade lerans bärförmåga är det billigare att installera extra pelare i stället för att utföra en kontroll som kan bli dyr i förhållande till kostnaderna för förstärkningen. I övriga fall skall pelarnas skjuvhållfasthet och kontinuitet kontrolleras.

Om den vid dimensioneringen använda hållfastheten överstiger 100 kPa skall kontrollens omfattning ökas i förhållande till hur hög hållfasthet som utnyttjas (max 150 kPa).

**Tabell 8.2. Omfattning av kontroll - allmänna rekommendationer.**

Säkerhet för ostabiliserad bank+last	Omfattning av förstärkning (m pelare)	Kontrollens omfattning	Förutsättning
Fostab > 1,0	< 5000	Ingen kontroll. Förstärkningens omfattning utökas alternativt	$w_N < 80\%$ oorganisk lera
Fostab > 1,0	> 5000	1 % av pelarantalet	
Fostab > 1,0	> 50 000	> 0,5 % pelarantalet	Förhållanden i jord och bank likartade inom förstärkningen

Kontrollen utförs i vertikala, och om möjligt i singulära, pelare med jämn utmatning av stabiliseringsmedel, där utmatad mängd stabiliseringsmedel är den avsedda och om möjligt följer den undre toleransnivån. Vid tillverkning av pelare i skivor föreligger risk att pelarna inte blivit helt vertikala.

#### 8.4.4 Kontrollmetod

Val av kontrollmetod beror av pelarlängd och förväntad hållfasthet.

Nedanstående metoder tillämpas idag på kalk- och kalkcementpelare för att kontrollera homogenitet och hållfasthet:

- Tryckt pelarsondering, KPS
- Förborrad pelarsondering, FKPS
- Omvänd pelarsondering, OKPS
- Vingsondering, s k ”finsk vinge”

Med tryckt pelarsondering avses det som tidigare kallades kalkpelarsondering. Beskrivningar av metoderna redovisas i Appendix B tillsammans med krav på sondens storlek och förslag till tolkning av resultaten.

Stabiliseringsmedlets fördelning kan kontrolleras genom att pelare successivt schaktas fram ned till 2–3 m djup och pelartvärnsnittet okulärbesiktigas. Provtagning och därpå följande kemisk analys är också möjlig. Vill man kontrollera fördelningen på större djup kan hela provpelare tas upp.

Variationer i fasthet inom tvärsnittet kontrolleras med t.ex. fickvingborr eller sticksondering.

Kärnprovtagning kan tillgripas vid svårbedömda förhållanden. Provernas hållfasthet bestäms normalt med enaxliga tryckförsök i laboratorium.

Kontroll kan även göras med pressometerförsök, vingsondering, provbelastningar och seismik.

Pelarnas permeabilitet kan studeras genom att noggrant följa sättningar och porvattentryck hos förstärkningar, genom pressopermeametermätningar eller permeabilitetsförsök i pelare.

#### **8.4.5 Tidpunkt för kontroll av pelare**

Tidpunkt för kontroll bestäms med utgångspunkt från typ av stabiliseringsmedel och förväntad hållfasthetstillväxt. Här finns enkla tumregler för olika bindemedel i olika jordar till ledning, se SGI Rapport 48.

I BGEO eller motsvarande handling skall i kontrollprogrammet anges pelarnas ålder vid kontroll. Vid omfattande förstärkningsarbeten (> 50000 m) skall kontrollprogrammet utformas så att pelare med olika ålder kan kontrolleras.

Vid osäkerhet om hållfasthetstillväxten skall kontrollprogrammet inledas med några sonderingar i pelare med låg ålder för bestämning av lämplig tidpunkt när övriga pelare skall kontrolleras.

När byggtiden är kort eller när bankutfyllnad måste påbörjas innan all sondering utförts kan kontroll av provpelare ge besked om den tid som krävs för att uppnå avsedd hållfasthet. Om pelarnas hållfasthetstillväxt blir lägre än förväntat måste arbetsförfarandet justeras så att upplastningen senareläggs.

Nedan ges riktlinjer för val av tidpunkt för kontroll av pelare.

Skjuvhållfastheten bör kontrolleras då erforderlig hållfasthet antas bli uppnådd. Om detta inte är möjligt skall pelarkontrollen utföras vid minst två olika åldrar hos pelarna. Dessa väljs med utgångspunkt från resultaten av enaxliga tryckförsök på laboratorieblandade prover.

### ***Kalkpelare***

I kalkpelare erhålls ofta en relativt långsam ökning av hållfastheten under den första månaden. Underlag för bedömning av hållfasthetstillväxt erhålls från laboratorieinblandningar, se avsnitt 9.3.

### ***Kalkcementpelare***

Hållfasthetstillväxten påverkas av både jordart och mängd stabiliseringsmedel. Används stor mängd kalk och cement kan ofta erforderlig hållfasthet hos pelare uppnås inom 14 dagar (beroende av jordart). Vid mindre mängd uppnås erforderlig hållfasthet efter längre tid (ofta ca 2-6 veckor, västsvenska leror med  $w_N > 80\%$ ). Det är svårt att kontrollera pelare vid exakt den tidpunkt då avsedd hållfasthet uppnåtts. I så fall skall pelarna kontrolleras vid minst två olika åldrar för att bedöma hållfasthetstillväxten. Dessa väljs med utgångspunkt från resultat av enaxliga tryckförsök på laboratorieblandade prover.

### ***Tolkning av resultat***

Uppskattning av kalk- och kalkcementpelares skjuvhållfasthet från sonderingsresultaten förutsätter att inblandning sker jämnt över hela tvärsnittet. Ett lösare centrumhål kan förekomma och därför skall stabiliseringsmedlets fördelning inom pelartvärsnittet kontrolleras.

Hållfastheten i kalkcementpelare kan bli så hög att inget skjuvbrott erhålls mot pelarsonden. I detta fall går sonderingen oftast ryckigt och pelaren trycks/spjälkas sönder. Resultatet av sådana försök kan inte användas för bedömning av skjuvhållfasthet.

Omvänd pelarsondering (FOPS) bör utföras med jämn hastighet. Maximal dragkraft är ca 40 kN som motsvarar en skjuvhållfasthet av 250 kPa efter korrektion med hänsyn till mantelfriktion längs wiren. Vid högre skjuvhållfasthet eller när inblandningen inte är jämnt fördelad över hela pelartvärsnittet bör resultaten från omvänd pelarsondering inte användas. En separat kraftgivare för registrering av dragkraft rekommenderas.

Tolkning av hållfasthet från samtliga sonderingsmetoder förutsätter att sonderingarna utförs med konstant hastighet. Om hastigheten styrs manuellt kan den avvika 50 % från önskvärd hastighet (20 mm/s). Då kan skillnaderna mellan fasta och lösa partier i pelarna feltolkas.

## Kapitel 9.

# Råd till projektörer

I projekteringskedet är det viktigt att med inblandningsförsök från laboratoriet identifiera svårstabiliserade jordlager. De egenskaper som är viktiga för konstruktionens verkningssätt kontrolleras. Den viktigaste uppgiften är därvid att verifiera de svagare delarnas omfattning och egenskaper. Där det är svårt att stabilisera ett djupt beläget jordlager bör kontrollen inriktas på att få kunskap om uppnådd effekt vid stabiliseringen i detta lager. Laboratorieinblandning och följande laboratorieprovning ger besked om att de olika jordlagren kan stabiliseras. Den kan också ge underlag för val av bindemedel, bindemedelsmängder, blandningsarbetets omfattning, val av blandningsverktyg och möjlig hållfasthet.

Dimensionering av förstärkningar med kalk- och kalkcementpelare skall baseras på egenskaper bestämda i fält. Provpelare utförs i tidiga utförandeskedan inom olika karakteristiska delsträckor av förstärkningen. Provpelare kan också utnyttjas av entreprenören för att välja ett utförande som skiljer sig från det som beskrivs i förfrågningsunderlaget.

Efter att provpelare utförts och utvärderats kan en utförandebeskrivning tas fram för att få pelare med acceptabel geometri, hållfasthet och homogenitet. Produktionspelarna förutsättes därefter bli tillverkade enligt den framtagna utförandebeskrivningen. Med utförandekontroll verifieras att pelarna har uppnått erforderlig hållfasthet och homogenitet. Kontrollen kan också innefatta att hela pelare tas upp så att pelarnas homogenitet och dimensioner kan bestämmas, se vidare avsnitt 8.4 ovan.

Idag finns huvudsakligen goda erfarenheter av pelarförstärkningar i lös lera under bankar som motsvarar 150 till 170 kPa belastning (inklusive trafiklast). I de flesta fall har då stabiliteten förbättrats med tryckbankar. Dimensionering för högre bankar eller med fasta pelare med en karakteristisk skjuvhållfasthet större än 150 kPa bör inte användas med dagens beräkningsmodeller.

Den förstärkta jordens bärförmåga under olika arbetsskeden beräknas med glidyteberäkning. Hänsyn skall tas till att pelarinstallationen temporärt reducerar jordens bärförmåga under arbetsskedet. I BGEO anges upplastningssekvens, restriktioner för schaktning och framtida markanvändning i förstärkningens närhet.

Följande skall alltid kontrolleras. Ytterligare kontroller kan vara aktuella beroende på förstärkningens syfte, utförande m m:

- Säkerhet för projekterad bank (utan pelarförstärkning).
- Säkerhet under upplastning med kontroll av maximalt lastsprång/nivåskillnader och släntlutningar. Kontroll av arbetsordning.
- Säkerhet hos pelarförstärkt bank med tillfällig överlast, begränsning av tillfälliga upplag, byggtrafik m m.
- Säkerhet under driftsskedet för färdig bank med trafiklast.

Pelarnas längd anpassas så att de glidytor som går under förstärkningen har tillfredsställande säkerhet. De glidytor som passerar genom förstärkningen skall ha minst lika hög säkerhet. Detta förutsätter att skjuvhållfastheten i lera och pelare mobiliseras samtidigt. Pelarna antas fungera som en stel kropp tillsammans med leran. Glidyteberäkningarna kan då baseras på en sammanvägd skjuvhållfasthet i glidykans aktiva del enligt kapitel 4.

Skjuvmotståndet för en pelarvägg kan emellertid vara betydligt lägre än pelartvärsnittens skjuvhållfasthet. Skjuvmotståndet är beroende av brottmekanismen för pelarväggen, spjälkning, skjuvning, stjälpning eller utpressning. Skjuvmotståndet för en pelarvägg måste således kontrolleras för olika möjliga brottmekanismer.

Beräkningsexempel redovisas i Appendix C.

## 9.1 GEOTEKNISK UNDERSÖKNING

Vid fält- och laboratorieundersökningar skall bl a följande bestämmas:

- jordlagerföljd och grundvattenförhållanden
- jordens egenskaper efter inblandning av kalk, cement eller andra bindemedel. Inblandningsförsök utförs för karakteristiska jordlager, se avsnitt 9.2.
- förekomst av organisk jord och av sulfidinnehåll.
- ytlagrets sammansättning, mäktighet, fasthet och eventuell förekomst av trädrötter, fyllning m m.
- förekomst av fasta hinder för pelarnas installation (ex vatten och avloppsledningar, jordförlagda ledningar, kablar och luftledningar m m).

## 9.2 VAL AV STABILISERINGSMEDEL I OLIKA JORDARTER

Med utgångspunkt från inblandningsförsök på laboratorium ges nedan rekommendationer för val av stabiliseringsmedel i nio typjordar. Typjordarna är definierade enligt SGF Geotekniska laboratorieanvisningar, del 2, ”Jordarternas indelning och benämning”.

I texten förekommer *stabiliseringseffekten*  $S_{eff}$  kvoten mellan skjuvhållfastheten för stabiliserad jord och ostabiliserad jord.

Det finns stora regionala och lokala skillnader i stabiliseringseffekt, vilket motiverar inblandningsförsök för varje objekt. Dessutom tillväxer hållfastheten med tiden. Nedan angivna värden på  $S_{eff}$  får ses som normala värden för kalk- eller kalkcementpelare. Med kortare byggtid än ca 3 månader kan det vara svårt att nå upp till dessa värden.

Beträffande tillämpning av Vägledningen vid andra bindemedel än kalk och cement, se avsnitt 8.1.

### Torv

Torv förekommer ofta i lagerföljder tillsammans med andra lösa jordar som lera och gyttja. I normala fall blir stabiliseringseffekten med kalkpelare eller kalkcementpelare inte tillräckligt stor varför torven oftast har grävts bort.

Kommentar: Masstabilisering eller cellstabilisering är metoder som erbjuder nya möjligheter i torv. Vid masstabilisering/cellstabilisering används ofta andra bindemedel än kalk och kalkcement. Stabiliseringsförsök på laboratorium och i fält med cement eller blandningar av cement/granulerad masugnsslagg har visat att man kan uppnå 10–20 gånger större skjuvhållfasthet i torv än i naturtillstånd.

## **Gyttja**

Inblandning av kalk i gyttja, visar på låg stabiliseringseffekt. Cement, kalk/cement eller blandning av cement/granulerad masugnsslagg ger avsevärt bättre effekt. Stabiliseringseffekten varierar dock regionalt varför provning i laboratorium och fält av sammansättning och bindemedelsmängd är avgörande för resultatet.

## **Gyttjig lera**

Stabiliseringseffekten vid inblandning av enbart kalk kan uppgå till storleksordningen 5. Cement, kalk/cement eller cement/granulerad masugnsslagg ger en avsevärt högre effekt,  $S_{\text{eff}} = 10\text{--}20$ . Ofta är tillväxten relativt långsam. Tidpunkten för belastning med full last beror av den verkliga skjuvhållfastheten i pelarna och säkerhetskraven men normalt bör det få gå tre månader från installation av pelare till dess full last påförs. En last motsvarande den som den ostabiliserade leran kan bära kan med fördel läggas ut tidigare.

## **Sulfidhaltig lera**

Det finns inga generella erfarenheter av hur en sulfidhaltig lera reagerar för inblandning av kalk. Stora skillnader finns mellan exempelvis bohusländska leror och mälardalsleror. Det är därför särskilt motiverat att i varje enskilt fall utföra inblandningsförsök på laboratorium och provpelare i fält. Cement, kalk/cement och cement/granulerad masugnsslagg har visat sig ge bra stabiliseringseffekt. Liksom i gyttjig lera är tillväxten av hållfastheten relativt långsam. Tidpunkten för belastning med full last beror av den verkliga skjuvhållfastheten i pelarna och säkerhetskraven men normalt bör det få gå 2–3 månader från installation av pelare till dess full last påförs. En last motsvarande den som den ostabiliserade leran kan bära kan med fördel läggas ut tidigare.

## **Lera**

Lera lämpar sig utmärkt för stabilisering med kalk och kalk/cement. Stabiliseringseffekten beror av tillsatt mängd stabiliseringsmedel och tillgänglig tid. Normalt erhåller man en stabiliseringseffekt av 10–20.

## **Lera med siltskikt, siltig lera**

Även denna jordart är lämplig för stabilisering. Med ökat siltinnehåll blir resultatet med kalk/cement bättre än med enbart kalk. Vid stort siltinnehåll rekommenderas kalk/cement som stabiliseringsmedel. Normalt erhålls en stabiliseringseffekt av 10–30.



## Silt och sulfidsilt

Endast ett fåtal försök har utförts i Sverige. Stabiliseringseffekten kan inte redovisas eftersom skjuvhållfastheten hos ostabiliserad jord inte bestämts. Vid stabilisering av silt rekommenderas användning av kalk/cement.

### 9.3 LABORATORIEFÖRSÖK

Ett förslag till laboratorieanvisning avseende ”Inblandning, preparering av provkroppar, förvaring och undersökning av kalk/cementstabiliserade jordprover” finns i Appendix A.

#### 9.3.1 Blandningsförsök

Blandningsförsök utförs för karakteristiska jordlager.

För att uppskatta erforderlig mängd kalk prövas normalt flera inblandningar. En vanlig inblandningsmängd är 70–90 kg/m<sup>3</sup>, som motsvarar ca 20–26 kg/m för pelare med 0,6 m diameter (Ø600).

För kalkcementpelare används som regel ca 15–20 % större mängd, 80–110 kg/m<sup>3</sup>, motsvarande 23–31 kg/m pelare (Ø600 mm). Stabiliseringseffekten ökar med ökad mängd kalk/cement.

Kommentar: För dimensionering av bindemedel till stabilisering av torv, gyttja, sulfidhaltiga leror utförs inblandningsförsök i laboratorium med cement, kalk/cement eller blandning av cement/granulerad masugnsslagg.

För laboratieförsök med cement eller cement/granulerad masugnsslagg görs provblandningar med en mängd av 120–250 kg/m<sup>3</sup>, motsvarande 35–70 kg/m pelare (Ø600 mm) beroende på vilken jordart det är frågan om. Med cement eller cement/granulerad masugnsslagg som stabiliseringsmedel tilltar stabiliseringseffekten med ökad mängd.

#### 9.3.2 Lagringstemperatur

Prover med kalk förvaras normalt vid rumstemperatur medan prover med kalkcement förvaras vid lägre temperatur (7 °C).

Såväl lagringstemperatur som härdningstid påverkar skjuvhållfastheten. En högre temperatur ger en snabbare hållfasthetstillväxt. Härdningen i fält för lera stabiliserad med *kalk* antas den första månaden i grova drag motsvara den, som erhålls i laboratorium när proverna förvaras vid rumstemperatur. Prover med *kalkcement* förvaras normalt vid lägre temperatur (7 °C).

### 9.3.3 Skjuvhållfasthet

Skjuvhållfastheten bestäms med enaxliga tryckförsök. Försöken utförs och utvärderas enligt ”Geotekniska provningsmetoder - Skjuvhållfasthet - Enaxligt tryckförsök, UU-försök - Kohesionsjord”, Svensk Standard SS 02 71 28.

Normalt bestäms skjuvhållfastheten med laboratorieblandade prover vid minst tre olika tillfällen, 10, 30 respektive 90 dagar efter inblandning. Dessa intervaller kan naturligtvis variera med hänsyn till jordart, inblandningsmedel, tillgänglig tid m m.

### 9.3.4 Elasticitetsmodul

Från tryckförsöken kan en elasticitetsmodul  $E_{50}$  utvärderas. Försöken efterliknar dock inte förhållandena in-situ då horisontaltrycket från omgivande jord saknas. Elasticitetsmodulen  $E_{50}$  kan dock användas för att ge ett relativt begrepp om den stabiliserade jordens kompressionsmodul. Kompressionsmodulen kan bestämmas med kompressionsförsök på laboratoriet.

## 9.4 UTFÖRANDE – UNDERLAG FRÅN PROJEKTÖR

Vid en generalentreprenad skall projektören ange vilken typ av bindemedel som skall användas och vilken bindemedelsmängd som skall blandas in i olika jordlager. Projektören skall även ange stigning och rotationshastighet för att uppnå dimensionerande hållfasthet i pelarna.

Vid förstärkningar som utförs för att nå ökad stabilitet är jämn utmatning och ett jämnt blandningsarbete betydelsefullt för att inte lokala svaghetsplan (brottanvisningar) skall uppkomma i pelarna. Vid sådana förstärkningar bör därför låg toleransnivå användas för avvikelser i stigning, rotationshastighet och dosering av bindemedel.

Vid förstärkning som utförs för reduktion av sättningar spelar lokala svaghetsplan mindre roll så länge som pelarnas kryphållfasthet inte överskrids. Vid sådana förstärkningar kan därför högre toleransnivå användas för avvikelser i stigning, rotationshastighet och dosering av bindemedel.

I jordar med en vattenkvot lägre än flytgränsen kan klumpar av kalk, cement och lera samt delar med innesluten luft uppkomma i pelarna. I sådana jordar behövs ett mer omfattande blandningsarbete än i ”normaljorden” (sensitiv och högplastisk lera) för att få bindemedlet att medverka fullständigt i kemiska re-

aktioner. Även när cement används i bindemedlet behövs ett mer omfattande blandningsarbete än vid ren kalkinblandning för att uppnå den högre stabiliseringseffekt som cementtillsatsen ger.

Där god kontakt mellan pelarnas underkant och fast bottenmaterial är nödvändig kan tillverkningsprocessen behöva modifieras t ex. genom att föra blandningsverktyget upp och ner några gånger den nedersta halvmetern av pelaren eller genom att modifiera blandningsverktygets utformning. Vid normalt utförande kan pelare antas utbildas från ca 0,1 á 0,2 meter under utmatningshållets nivå.

Projektören skall ange toleranskrav för maximalt tillåten avvikelse från teoretiskt planläge och teoretisk lutning. Toleranskrav bör anpassas till pelarförstärkningens utformning. Större avvikelser kan normalt accepteras vid förstärkning med fristående pelare och vid pelare med stor diameter än vid förstärkning med samverkande pelare i skivor eller gitter.

Krav på toleranser med avseende på inblandningsmängd behandlas i avsnitt 3.4.1 medan krav med avseende på pelares planläge och lutning behandlas i avsnitt 3.4.2.

**Exempel;** 0,6° avvikelse från teoretisk lutning och 50 mm avvikelse i plan motsvarar en lägesavvikelse vid pelarens botten på 150 mm vid 10 m pelarlängd. I de fall glapp mellan pelare inte kan accepteras bör detta kompenseras genom större projekterad överlappning (mindre c-avstånd) mellan pelarna.

I den byggnadstekniska beskrivningen anges och i förfrågningsunderlaget redovisas erforderliga uppgifter för planering, kostnadsberäkning, genomförande och kontroll av arbetet.

I beskrivningen anges/redovisas för respektive delområde med pelarförstärkning:

- Beskrivning av objektet (väg-, ban-, eller broförslag och geotekniska förhållanden).
- geotekniska undersökningsresultat (sammanställningsritningar samt laboratorietabeller och diagram m m).
- krav på pelarförstärkning. Uppgift om livslängd m m (kap 2).
- i förekommande fall uppgift om geoteknisk klass (kap 3.2).

- karakteristiska och dimensionerande hållfasthets- och deformationsparametrar, samt vilka undersökningar som ligger till grund för dessa värden (kap 3.3, 4.2, 5.2).
- uppgift om framtida sättningars storlek och tidsförlopp
- använd beräkningsmodell.
- beräknad liggtid för förbelastning inklusive eventuell överlast.
- inblandningsmängd och eventuell fördelning mellan olika inblandningsmedel. Toleranskrav avseende dosering av inblandningsmedel.
- kravspecifikationer för stabiliseringsmedel (kap 8.1).
- toleranser för pelare med avseende på längd, lutning och planläge (kap 3.4).
- rekommenderad stigning och rotationshastighet vid installation av pelare. Toleranskrav avseende stigning och rotationshastighet.
- installationens begränsningar i sid- och längdled. Längd och c/c-avstånd för pelare, avslutning av pelare och utsättningsritning.
- eventuell rekommenderad ordningsföljd för pelarinstallation. Rekommenderad upplastningssekvens. Tid innan första upplastning, tidpunkt för full last.
- eventuellt behov av välldränerande material ovan kalk- eller kalkcementpelarna. Andra krav på fyllnadsmaterial.
- markens ytskikt och bärighet med avseende på framkomlighet och totalstabilitet. Eventuell fyllnings utbredning, mäktighet, sammansättning och fasthet.
- läge och typ av markförlagda ledningar och andra hinder. Hinder för framkomlighet och fri arbetshöjd.
- tillgång till el och vatten för föreskriven vattenbegjutning och av säkerhetsskäl.
- program för provpelare. Tillverkning och erforderlig kontroll av dessa.
- behov av förberedande åtgärder före pelarinstallation, exempelvis urschaktning av organisk jord eller avlägsnande av hinder för pelarmaskinerna. Eventuella restriktioner för placering av maskiner eller för schakter inom pelarförstärkt område. Transportvägar (jfr kap 8)
- krav med hänsyn till omgivningspåverkan (kap 8.3.3)
- krav på dokumentation av entreprenörens arbete.
- kontrollprogram, innehållande föreskrifter om testmetoder, omfattning och tidpunkter för dessa. Program för uppföljning, exempelvis av sättningar, porttryck, rörelser, etc.

#### 9.4.1 Inblandning av bindemedel

Vid förstärkning av områden eller jordarter där erfarenhetsmässigt godtagbara resultat erhålls, normalt vid sensitiv och högplastisk lera, ges nedan exempel på godtagbart utförande av inblandningen. Det förutsätts därvid att ett traditionellt blandningsverktyg enligt figur 8.1 används.

Rotationshastigheten, såväl vid nedborring av blandningsverktyget som vid inblandning av bindemedel, bör vara inom intervallet 100 - 200 varv per minut (rpm). Vid högre hastighet finns, enligt vissa uppgifter, risk för slungeffekter och hålbildning, speciellt vid pelardiametrar större än 600 mm. Lägre rotationshastighet än 100 rpm kan, enligt vissa uppgifter, ge sämre inblandning.

Stigningen bör avpassas till typ av bindemedel och jordart. Stigningen bör minskas i jordar med lägre vattenkvot än flytgränsen och i de fall cement används som bindemedel. Utmatningstrycket för bindemedel, och därmed även luftflödet, skall hållas så lågt som möjligt under blandningsprocessen. Om alltför högt tryck används finns risk för att luftstrålen orsakar hydrauliskt brott i leran och skapar sprickgångar där bindemedlet transporteras utan att blandas med omgivande jord.

För att undvika utblåsning av bindemedel i fria luften utförs normalt s.k. tom-borring, d.v.s. utan luft- och bindemedelstillförsel, i den övre delen av pelaren. Detta medför att pelarnas hållfasthet blir lägre i den övre delen. Någon förstärkningseffekt i torrskorpelera kan inte påräknas.

För att minska risken för utblåsning av bindemedel till markytan kan en extra tätmanschett eller huv på borrstången hjälpa. Om inte kan det bli nödvändigt att avsluta utmatningen på större djup än avsett. I sådana fall måste verifiering av att erforderlig förstärkningseffekt erhållits ske.

Kratrar och hål i markytan, upp till några meters djup, kan uppkomma på grund av undanträngning och markbrott i omgivande jord. Om detta sker måste utmatningstrycket reduceras eller stängas helt tidigare än avsett och verifiering av att erforderlig förstärkningseffekt erhållits ske.

Bindemedelsdoseringen övervakas kontinuerligt under tillverkningen. Om eventuellt underskott uppkommer på någon del av pelaren skall denna del snarast kompletteras.

#### **9.4.2 Bankutfyllnad**

Eventuellt uppträngande jord efter förstärkningen avschaktas innan dräneringslager och bank läggs ut. Håligheter fylls igen med friktionsmaterial och markytan jämnas av före utfyllnad av dräneringsmaterial/lager. Arbetsytan packas före utläggning av bankmassor.

Dräneringslagrets tjocklek och omfattning kan begränsas i det fall en god torrskorpelera förekommer.

Bankmassor läggs ut på ett sådant sätt att pelarna och jorden inte utsätts för stora skjuvspänningar. Utfyllnaden utförs lagervis inom hela förstärkningens bredd.

# Referenser

- Andersson, M. (1992).** Kalkpelarförstärkning i ny tappning. Byggindustrin, Nr. 3, sid 16-18.
- Banverket (1995).** BVH 583.10, BV BRO, Banverkets ändringar och tillägg till Vägverkets Bronorm 88, Borlänge.
- Barron, R.A. (1948).** Consolidation of Fine-grained Soils by Drain Wells, Transaction of the ASCE, Vol. 113, No 2346
- Broms, B. (1984).** Stabilization of soil with lime columns, Design Handbook, Third Edition, Lime Column AB, 51 pp.
- Boverket (1993).** BKR 94, Boverkets konstruktionsregler.
- Carlsten, P. (1989).** Manual till Limeset, Statens geotekniska institut, Varia 248.
- Hansbo, S. (1979).** Consolidation of clay by band-shaped prefabricated drains. Ground Engineering, nr 5, July 1979.
- Holm, G. & Åhnberg, H. (1984).** Kalkpelarförstärkning för vägbankar, SGI projekt 1-348/83.
- Larsson, R., Bergdahl, U. & Eriksson, L. (1984).** Utvärdering av skjuvhållfasthet i kohesionsjord. Statens geotekniska institut, Information 3.
- Perzon, J. (2000).** Skriflig kommunikation.
- Rogbeck, Y., Tränk, R. (1993).** Funktionsuppföljning av kalk- och kalk/cementpelare.
- Rogbeck, Y., Sandin, P. (1995).** Masstabilisering, lägesrapport, SGI projekt 1-9411-542.
- Vägverket, Sektionen för geoteknik (1987).** Kalkpelare grundförstärkning vid vägbyggnad, Publikation 1986:72, Borlänge.

- Vägverket, Division Väg & Teknik (1994).** Jords hållfasthets- och deformationsegen-skaper, Publikation 1994:15, Borlänge.
- Vägverket, Division Väg & Teknik (1994).** VÄG 94, Allmän teknisk beskrivning för vägkonstruktioner, Borlänge.
- Vägverket, Division Väg & Teknik (1994).** BRO 94, Allmän teknisk beskrivning för broar, Borlänge.
- Åhnberg, H. och Holm, G. (1986).** Kalkpelarmetoden. Resultat av 10 års forskning och praktisk användning samt framtida forskning, Statens geotekniska institut, Rapport 31.
- Åhnberg, H., Holm, G. (1991).** Kalkpelare för ledningsgravar - Förstärkning av schakter och grundläggning av ledningar. Statens geotekniska institut, Varia 336.
- Åhnberg, H., Johansson, S.E., Retelius, A., Ljungkrantz, C., Holmqvist, L., Holm, G. (1995).** Cement och kalk för djupstabilisering av jord - en kemisk/fysikalisk studie av stabiliseringseffekter, Statens geotekniska institut, Rapport 48.



# Publikationer utgivna av Svensk Djupstabilisering

## Arbetsrapport

- 1. Arlandabanan, Norra Böjen. 1998**  
**Sättningar hos järnvägsbank på kc-pelare.**  
Ulf Stjerngren, Jacobson & Widmark
- 2. KC-förstärkning för schakt inom spont, Filipstad Brygge, Oslo. 1998**  
Phung Doc Long, Stabilator AB & Håkan Bredenberg, Stabilator AB
- 3. Inblandningsmekanismer vid djupstabilisering med kalk-, 1998**  
**kalk/cementpelare och cementpelare**  
Stefan Larsson, Tyréns
- 4. Undersökning av KC-pelare med avseende på dess "homogenitet". 1998**  
Roland Tränk, SGI
- 5. Bestämning av egenskaper i cellstabiliserad torv. 1998**  
Nenad Jelusic, Vägverket Region Mitt, Torbjörn Edstam, SGI  
& Yvonne Rogbeck, SGI
- 6. Rörelser och portryck vid kalkpelarinstallation. 1998**  
**Redovisning av mätresultat.**  
Åke Johansson, SGI
- 7. Masstabilisering av väg 590, Askersund. 1998**  
Yvonne Rogbeck, SGI
- 8. KC-pelarförstärkning av instabil slänt. E4, delen Nyland - Ullånger, 1998**  
**Västernorrlands län. Åtgärder och mätningar.**  
Leif Viberg, SGI, Bertil Eriksson, Vägverket Produktion Mitt  
& Stefan Johansson, Vägverket Produktion Mitt
- 9. Grunnförsterkning med kalksementpælar. 1999**  
Stein Christensen, Arnstein Watn, Steinar Nordal, Arnfinn Emdal,  
Torbjørn Lund & Thomas Kristiansen
- 10. Dimensioneringsvägledning för djupstabilisering. 1999**  
Översättning av Finska Vägverkets klarlägganden 18/1997.  
ISSN 0788-3722, ISBN 951-726-344-9
- 11. Historik och svenska erfarenheter av kalkstabilisering 1999**  
**av vägterrasser**  
Stefan Gustafsson, Scandiaconsult
- 12. Undersökning i fält av stabiliseringseffekt i organisk jord och lera 2000**  
Tobias Hansson, Hercules Grundläggning AB, Yvonne Rogbeck, SGI,  
& Leif Säfström, Vägverket Region Mälardalen
- 13. Utvärdering av verksamheten inom Svensk Djupstabilisering 2000**  
Vetenskaplig uppläggning. Måluppfyllelse av FoU-plan

- |            |   |             |
|------------|---|-------------|
| <b>14.</b> | <b>Stabilisering av torv i laboratoriemiljö<br/>– utveckling av referensmetod</b><br>Fredrik Larsson & Stefan Mårtensson, LTU   | <b>2000</b> |
| <b>15.</b> | <b>Djupstabilisering med kalk-cementpelare – Provfält</b><br>Lars O Johansson, SGI  | <b>2000</b> |
| <b>16.</b> | <b>Laboratorieunblandning för stabilisering av lera – Referensmetod</b><br>Torbjörn Edstam, SGI   | <b>2000</b> |
| <b>17.</b> | <b>Kalkcementpelarförstärkning för bro – Funktionsuppföljning<br/>Västkustbanan, delen Sätinge – Lekarekulle.<br/>Bro över väg N359U (km 35/603)</b><br>Marius Tremblay | <b>2000</b> |

## **Rapport**

- |           |   |             |
|-----------|---|-------------|
| <b>1.</b> | <b>Erfarenhetsbank för kalk-cementpelare.</b><br>Torbjörn Edstam  | <b>1997</b> |
| <b>2.</b> | <b>Kalktypens inverkan på stabiliseringsresultatet. En förstudie.</b><br>Helen Åhnberg & Håkan Pihl                                   | <b>1997</b> |
| <b>3.</b> | <b>Stabilisering av organisk jord med<br/>cement- och puzzolanreaktioner</b><br>Karin Axelsson, Sven-Erik Johansson & Ronny Andersson | <b>2000</b> |
| <b>4.</b> | <b>Provbänk på kalk/cementpelarförstärkt gyttja och<br/>sulfidhaltig lera i Norrala</b><br>Rolf Larsson                               | <b>1999</b> |
| <b>5.</b> | <b>Masstabilisering</b><br>Nenad Jelusic  | <b>2000</b> |
| <b>6.</b> | <b>Blandningsmekanismer och blandningsprocesser<br/>– med tillämpning på pelarstabilisering</b><br>Stefan Larsson                     | <b>2000</b> |
| <b>7.</b> | <b>Deformation Behaviour of Lime/Cement Column Stabilized Clay</b><br>Sadek Baker   | <b>2000</b> |

# Appendix A

## Appendix A

# GEOTEKNISKA PROVNINGSMETODER – FÖRSLAG TILL LABORATORIEANVISNING FÖR

## Inblandning, preparering av provkroppar, förvaring och undersökning av kalk/cementstabiliserade jordprover

Innehåll	Orientering
	1 Tillämpning
	2 Referenser
	3 Utrustning
	4 Beställning
	5 Inblandning
	6 Preparering av provkroppar
	7 Undersökning av provkroppar
	8 Rapport

### Orientering

Detta förslag till anvisning baseras på FoU-resultat samt praktiska erfarenheter från olika laboratorier.

### 1. Tillämpning

Anvisningen är avsedd att tillämpas vid geotekniskt laboratoriearbete för bestämning av effekten av inblandning av kemiskt stabiliseringsmedel, kalk och/eller cement, i jord.

### 2. Referenser

Följande standardiserade försök omnämns i förslaget till anvisning och skall utföras enligt svensk standard.

- SS 02 71 14 Geotekniska provningsmetoder - Skrymdensitet
- SS 02 71 16 Geotekniska provningsmetoder - Vattenkvot och vattenmättnadsgrad
- SS 02 71 20 Geotekniska provningsmetoder - Konflytgräns

- SS 02 71 26 Geotekniska provningsmetoder - Kompressionsegenskaper - Ödometerförsök, CRS-försök - Kohesionsjord.
- SS 02 71 28 Geotekniska provningsmetoder - Skjuvhållfasthet - enaxligt tryckförsök, UU-försök - Kohesionsjord
- SS 02 71 29 Geotekniska provningsmetoder - Kompressionsegenskaper - Ödometerförsök med stegvis pålastning - Kohesionsjord

### 3. Utrustning

- Degblandare eller hushållsassistent (beroende på provmängd och provkonsistens)
- Torkskåp
- Snabbvåg med 0,01 g avläsningsnoggrannhet
- Torkskålar
- Torkskåpsbricka
- Spatel
- Blandarskålar
- Osläckt kalk / cement
- Packningsapparat för inpackning av kalk/cementblandad jord i hylsor för kolvprovtagare
- Hylsor för kolvprovtagare (diameter 50 mm, höjd 100 mm) med lock
- Redskap för uppluckring, typ kraftig gaffel
- Provuttryckare, diameter 50 mm

### 4. Beställning

Vid beställning av inblandningsförsök med stabiliserad jord skall framgå:

- vilka provtagningshål och -nivåer som skall ingå i respektive blandning
- typ av och mängd stabiliseringsmedel. Anges som mängd inblandningsmedel i viktprocent av den torra jordens massa, alternativt mängd inblandningsmedel per kubikmeter jord eller alternativt som mängd inblandningsmedel per meter pelare med samtidigt angivande av vilken pelardiameter som avses.
- antal provkroppar som skall tillverkas för respektive blandning
- tidpunkter efter inblandning då provning skall utföras samt vilka provningar som skall utföras vid respektive tidpunkt

## Appendix A

### Förvaringsförhållanden:

- alt. 1. Normal förvaring vid konstant temperatur. Lagringstemperatur anges.
- alt. 2. Varierande temperatur. Schema ges vid beställning.

Uppgifterna kan sammanfattas enligt bifogad beställningsblankett, bilaga 1.

## 5. Inblandning

Dag 1

För provmängd större än 3 kg och då jorden är ”fast” används degblandare. I annat fall kan hushållsassistent användas för blandning av jordproverna.

- Väg blandarskålen som skall användas
- Lägg i jordproverna och starta assistenten/degblandaren
- Jordproverna skall blandas till en homogen massa
- Tag ut två delprover för bestämning av vattenkvot.

### Tillsättning av stabiliseringsmedel

#### ■ Alt 1.

Beräkna medelvärde för jordprovernas densitet  $\rho_{\text{medel}}$ :

$$\rho_{\text{medel}} = \frac{m_1 + m_2 + \dots + m_n}{V_1 + V_2 + \dots + V_n}$$

där m och V betecknar massa respektive volym för de enskilda delproven

Tillsätt den beställda mängden inblandningsmedel

#### ■ Alt 2.

När inblandningsmängden beställts i procent av jordens torra massa täcks jorden i blandningsskålen över med plast och förvaras i kyl/fuktrum till dagen därpå.

Beräkna vattenkvoten och notera den på protokoll.

Beräkna jordens massa  $m$  och därefter jordens torra massa,  $m_s$ , jordens volym,  $V$ , och ekvivalent längd för pelare,  $L$ :

$$m_s = \frac{m}{1 + w_n}$$

$$V = \frac{m}{\rho_{\text{medel}}}$$

$$L = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot D^2}$$

Tillsätt den beställda mängden inblandningsmedel

#### *Exempel*

*Beställningen avser tillsats av 15 kg kalk/cement per meter pelare för en 500 mm pelare. Jordprovet har massan 4 kg, naturlig vattenkvot 60 % och medeldensitet 1,6 t/m<sup>3</sup>.*

$$m = 4 \text{ kg}$$

$$m_s = \frac{m}{1 + w_n} = \frac{4}{1 + 0,6} = 2,5 \text{ kg}$$

$$V = \frac{m}{\rho_{\text{medel}}} = \frac{4}{1000 \cdot 1,6} = 0,0025 \text{ m}^3$$

$$L = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,0025}{\pi \cdot 0,25^2} = 0,013 \text{ m}$$

$$\text{Mängd tillsatsmedel} = 0,01315 = 0,191 \text{ kg}$$

$$\text{Mängd tillsatsmedel per kubikmeter jord} = 0,191/0,0025 = 76,4 \text{ kg}$$

$$\text{Mängd tillsatsmedel i viktprocent av torra massan} = 0,191 \cdot 100/2,5 = 7,6 \%$$

Kalk/cement blandas i jorden under 5-6 minuter till en homogen blandning

## Appendix A

### 6. Packning av provkroppar

Den kalk/cementblandade jorden fylls i kolvprovtagarhylsor och packas med packningsapparat. Fyll och packa i lager med konstant tryck i 5-10 sekunder. Lagertjockleken skall vara ca 30 mm.

Hylsorna skall i möjligaste mån fyllas med den stabiliserade jorden. Vid ifyllning och packning tillses att luftfickor inte uppkommer. Packningen skall vara jämn och likformig. Packningstrycket skall normalt vara 100 kPa. För organisk jord kan lägre tryck behöva användas. I vissa fall packas proverna för hand med hjälp av en provuttryckare. För att förhindra markerade lagergränser skall ytan luckras upp efter varje lager med exempelvis en gaffel. Uppluckringen behövs främst på prover med låg vattenkvot.

För kontroll av packningen kan packningseffekten kontrolleras i en första hylsa. Packningsförfarandet kan därefter justeras.

Ifyllning och packning skall vara avslutad inom 30 minuter efter att blandningen påbörjats.

Sedan provhylsorna fyllts försluts dessa med tillhörande lock. Proverna förvaras sedan enligt beställarens anvisningar. Normalt förvaras de i rumstemperatur eller fuktrum med temperaturen +7 °C. Den lägre temperaturen ger en långsammare hållfasthetstillväxt. Normalt packas 4 st hylsor per blandning och proverna undersöks sedan efter exempelvis 10, 30, 90 resp. 180 dygn. Såväl lagringstemperatur som antal provkroppar och tidpunkt för undersökning skall framgå av beställning (jfr avsnitt 4).

### 7. Undersökning av provkroppar

Vid anvisade tidpunkter utförs undersökning på den kemiskt stabiliserade jorden. Normalt bestäms vattenkvot, skrymdensitet samt skjuvhållfasthet med enaxligt tryckförsök, vilket ger möjlighet att även beräkna elasticitetsmodulen. I vissa fall utförs även bestämningar av konflytgräns, plasticitetsgräns, kompressionsförsök enligt odometerförsök samt hållfasthetsprovning med triaxialförsök. Svensk standard skall följas. Vid triaxialförsök följs laboratoriekommitténs förslag till laboratorieanvisningar del 9 "Skjuvhållfasthet".



### 8. Rapport

Provningsrapport skall ge besked om:

- det provade materialet och dess ursprung
- utförda inblandningar, med beteckning och redovisning av aktuella provtagningsektioner och -nivåer
- blandningens vattenkvot före inblandning av kalk/cement
- mängd inblandningsmedel och i förekommande fall proportioner kalk/cement.
- lagringsförhållanden
- tidpunkt för respektive undersökning (uttryckt som dagar efter inblandning)
- utvärderade parametrar. Tillkommer redovisning enligt refererade standard i avsnitt 2

Resultatet bör redovisas i protokoll enligt bilaga 2.

# Appendix A

## Bilaga 1

Handläggare	Objekt	Dnr										Datum
NN	XX	ZZ										930901
Blandningens benämning Sektion/Djup	Tillsatsmedel	Laboratorieundersökningar, dygn efter inblandning										Anmärkning
		kg/m <sup>3</sup> pelare	Proportioner		6		21		59		Rutin	
			Kalk %	Cement %	Rutin	%	Rutin	%	Rutin	%		
A	80	50	50	X	X	X	X	X	X	X	X	Rumstemperatur i 10 dagar, därefter i fuktrum 7°.
Sektion 6/880 V7 Djup 2 m												
B	80	50	50	X	X	X	X	X	X	X	X	Rumstemperatur i 10 dagar, därefter i fuktrum 7°.
Sektion 6/880 V7 Djup 4, 5, 6 m												
C	80	50	50	X	X	X	X	X	X	X	X	Rumstemperatur i 10 dagar, därefter i fuktrum 7°.
Sektion 6/880 V7 Djup 7, 8, 9, 5 m												

Rutin avser bestämning av densitet, vattenkvot samt skjuvhållfasthet enligt fallkonmetoden och exakt tryckförsök

## Bilaga 2

## KEMISKT STABILISERAD JORD

XX										Tabell		1
YY										Dnr		ZZ
Datum för inblandning			Handläggare			Laboratorieundersökning				Datum		930917
930713			NN			Datum		Utförd av		Teknisk ledare		NN
930713			NN			930719-0910		NN		NN		NN
Blandning	Tillsatsmedel				Tid efter inblandning dygn	Lagringstemperatur °C	Densitet $\rho$ t/m <sup>3</sup>	Vattenkvot w %	Skjuvh. Tryckförsök $\tau_{fu}$ kPa			Anmärkning
	kg/m <sup>3</sup> pelare	Vikts- %	Proportioner Kalk Cement % %									
A	80	15,1	50	50	6	21	1,37	137 <sup>2</sup>	20			
					21	21	1,35	109	134			
					59	22	1,36	110	183			
B	80	9,2	50	50	6	21	1,55	78 <sup>2</sup>	26			
					21	21	1,58	65	34			
					59	22	1,57	67	53			
C	80	8,7	50	50	6	21	1,60	71 <sup>2</sup>	91			
					21	21	1,62	60	101			
					59	22	1,60	59	205			

1) Beräknad på jordens torra vikt

2) Blandningens vattenkvot före inblandning av kalk/cement.

Blandning A:      Sektion 6/880 V7 2m

Blandning B:      Sektion 6/880 V7 4, 5, 6m

Blandning C:      Sektion 6/880 V7 7, 8 och 9,5m



# Appendix B

# BESKRIVNING AV KONTROLLMETODER FÖR KALK- OCH KALKCEMENTPELARE I FÄLT

## I. TRADITIONELL PELARSONDERING

### I.1 INLEDNING

Traditionell pelarsondering är en metod med vilken odränerad skjuvhållfasthet i kalk- och kalkcementpelare kan uppskattas. Pelarsondering utförs med en sond försedd med vingar som trycks ned i pelaren med sondspetsen i pelarcentrum. Nettotrycket uppskattas och från detta kan ett värde på den odränerade skjuvhållfastheten beräknas.

### I.2 METOD I

#### I.2.1 Tillämpning

Metoden används vid sondering i pelare med 500–800 mm.

Metoden kan normalt användas för pelare med en maximal längd av 8 m och med maximal skjuvhållfasthet ca 150 kPa. I längre pelare med hög hållfasthet kan sonden styra ur pelarna om dessa saknar ett centrumhål med låg hållfasthet.

Förborring i pelaren med stål, av typ geostång 44, med enbart tryck och rotation kan öka det möjliga sonderingsdjupet. Pelarsondering med förborring kan normalt utföras för pelare med maximal skjuvhållfasthet 300–350 kPa.

#### I.2.2 Utrustning

Pelarsondens tvärsnittsarea (vinge och spets) skall vara 0,01 m<sup>2</sup> (avser Ø500–600 mm).

För pelare med Ø500 mm skall pelarsonden ha vingar med 20 mm tjocklek och bredd 400 mm.

För pelare med Ø600 mm skall pelarsonden ha vingar med 15 mm tjocklek och bredd 500 mm. Vid svårighet att tränga ner, kan möjligt sonderingsdjup ökas genom att vinge avsedd för pelare Ø500 används.

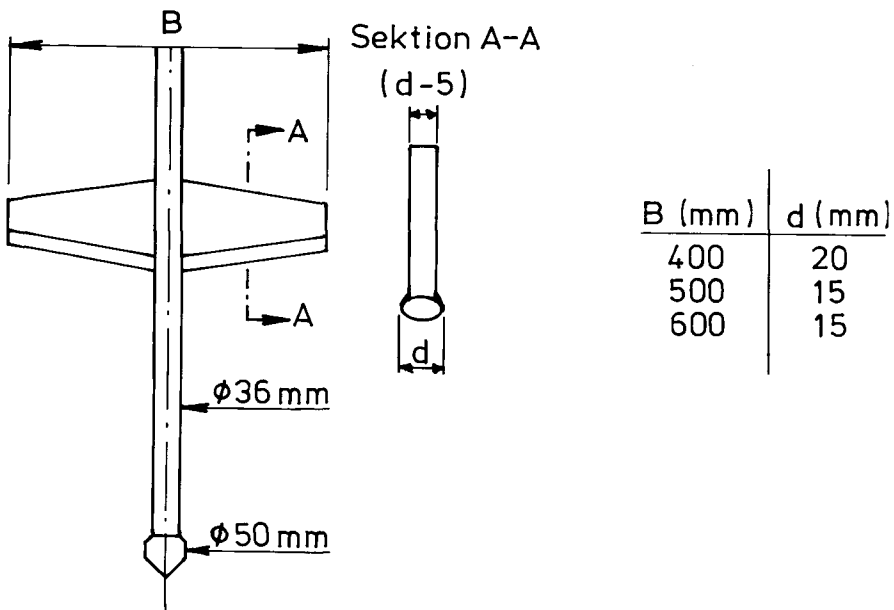
För pelare med  $\text{Ø}800$  mm skall pelarsonden ha vingar med 15 mm tjocklek och bredd 600 mm. Vid svårighet att tränga ner, kan möjligt sonderingsdjup ökas genom att vinge avsedd för pelare  $\text{Ø}500$  används.

Sonden skall ha en konisk spets med 50 mm diameter. Avståndet från sondens spets upp till vingarnas infästning skall vara 500 mm. Sondstängernas diameter skall vara 36 mm. Vid förborring skall borrkronans diameter vara mellan 50–65 mm och sondstängerna skall vara styva, normalt 44 mm geostång.

Pelarsondens konstruktion framgår av *Figur B1*.

**Toleranser:**

Vingtjocklek	$\pm 0,5$ mm
Vingbredd	$\pm 10$ mm
Avstånd spets - vinginfästning	$\pm 20$ mm
Stångdiameter	$\pm 0,5$ mm



Figur B1. Pelarsond metod 1.

## **Appendix B**

### **1.2.3 Utförande**

#### ***Förberedelser***

Pelare som skall undersökas markeras efter tillverkningen. Pelares överyta skall friläggas före sondering.

Om förstärkningen utförs ned till fastare jordlager bör de pelare som skall kontrolleras avslutas någon meter över det fasta lagret.

#### ***Förborrning***

Vid behov utförs förborrning med geostång 44 i pelarens centrum. Borrningen skall utföras vertikalt och utan slag.

Genom att registrera sjunkning och matningskraft vid sonderingen kan normalt avgöras om en sondering går ur en pelare och på vilket djup.

#### ***Nedpressning av pelarsond***

Sonderingen skall utföras med sondspetsen i pelarcentrum, konstant neddrivningshastighet  $20 \text{ mm/s} \pm 20 \%$  och med kontinuerlig registrering av total neddrivningskraft. Alternativt registreras spetskraft och mantelmotstånd separat. Sonderingen avslutas minst 2 m under pelares underkant.

#### ***Pelarsondering i ostabiliserad lera***

Utöver sonderingar i pelarna utförs dessutom 5–10 % sonderingar i ostabiliserad lera. Samma sond används och sonderingarna utförs till samma djup som sonderingarna i pelarna. Avsikten är att erhålla en jämförelse med pelarsonderingarna och att bedöma mantelmotståndet längs stängerna i pelaren.

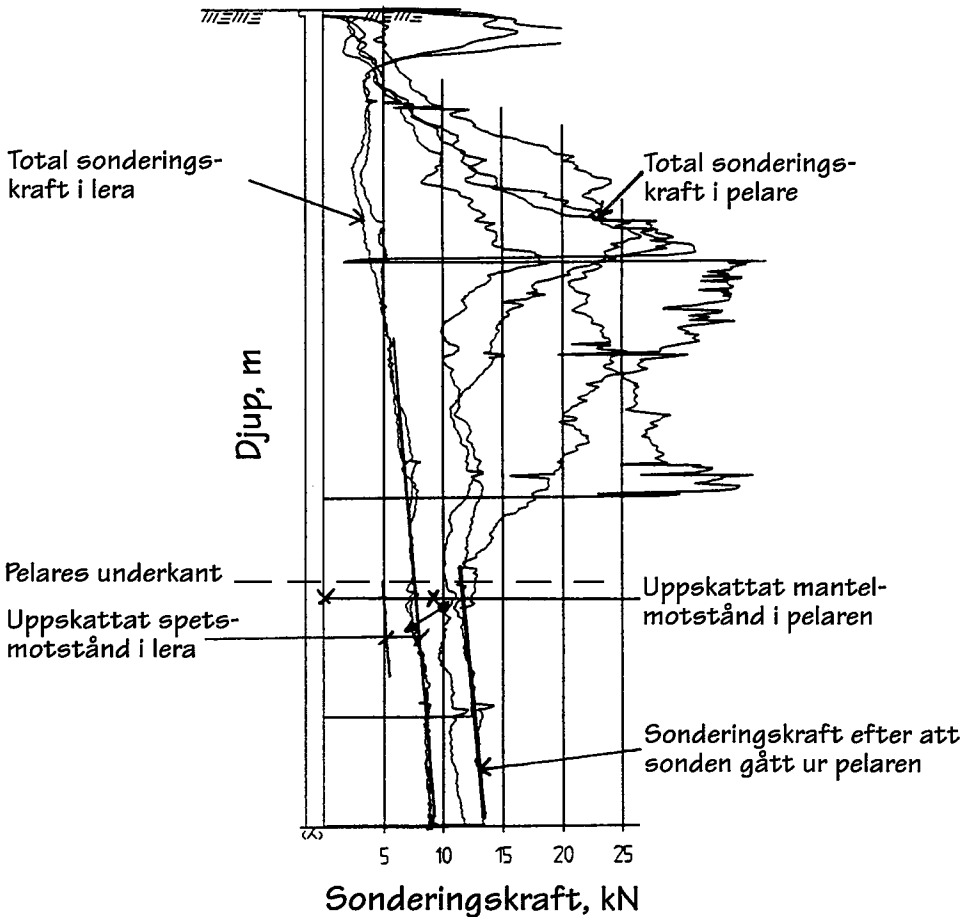
#### ***Övrigt***

Om sonderingsmotståndet är för stort och sondering inte kunnat utföras till fullt djup med traditionell sond, kan metod 2 användas. Även denna sond kan kombineras med förborrning.

### **1.2.4 Utvärdering av pelarens skjuvhållfasthet**

Mantelfriktionens andel av det totala sonderingsmotståndet uppskattas genom att jämföra sonderingsmotståndet i pelaren med sonderingsmotståndet i ostabiliserad lera. Ur jämförelsen kan även utvärderas om och var sonden styrt ur pelaren, se *Figur B2*.





**Figur B2. Uppskattning av mantelmotstånd längs sondstängerna vid traditionell pelarsondering.**

Vid sondering registreras det totala sonderingsmotståndet som en kraft (kN). Nettokraften beräknas genom att reducera total neddrivningskraft med den andel som beror på mantelfriktion.

Alternativt registreras spetskraft och mantelmotstånd separat.

Nettotrycket beräknas som nettokraften dividerad med tvärsnittsarean på sondens vingar och spets. Hänsyn skall tas till eventuell förborring dvs till den minskade tvärsnittsytan som förborringen innebär.

## Appendix B

För metod 1 med pelarsond med tvärsnittsarea  $0,01 \text{ m}^2$  och utan förborring kan, vid homogent pelartvärsnitt, pelarens skjuvhållfasthet (kPa) beräknas som 0,1 gånger nettotrycket (kPa) mot sondens vingar och spets.

I en pelare med 500 mm diameter motsvarar en nettokraft av 10 kN en skjuvhållfasthet som är ca 100 kPa, förutsatt att en normal vinge enligt avsnitt 1.2.2 använts.

För metod 1 med förborring med borrhkrona 55–65 mm kan, vid homogent pelartvärsnitt, pelarens skjuvhållfasthet (kPa) uppskattas som 0,1 gånger nettotrycket (kPa) mot sondens vingar och spets.

### 1.3 METOD 2

#### 1.3.1 Tillämpning

För pelare med högre hållfasthet än 300 kPa används utrustning med mindre dimension på vingtjocklek och vingbredd. Med smala sonder erhålls inte ett representativt medelvärde för hållfastheten i hela pelartvärsnittet varför försiktiga val av dimensionerande hållfasthetsvärden skall göras. Sondens bredd får inte vara mindre än 200 mm.

Förborring i pelaren med stål, av typ geostång 44, med enbart tryck och rotation kan öka det möjliga sonderingsdjupet. Pelarsondering med förborring kan normalt utföras för pelare med maximal skjuvhållfasthet 300–350 kPa.

#### 1.3.2 Utrustning

Pelarsonden skall ha vingar med 15 mm tjocklek och bredd mellan 200–400 mm.

Sonden skall ha en konisk spets med 50 mm diameter. Avståndet från sondens spets upp till vingarnas infästning skall vara 500 mm. Sondstängernas diameter skall vara 36 mm.

Vid förborring skall borrhkronans diameter vara mellan 50–65 mm och sondstängerna skall vara styva, normalt 44 mm geostång.

**Toleranser:**

Vingtjocklek	± 0,5 mm
Vingbredd	± 10 mm
Avstånd spets - vinginfästning	± 20 mm
Stångdiameter	± 0,5 mm

**1.3.3 Utförande**

Pelarsonderingen utförs enligt 1.2.3.

**1.3.4 Utvärdering av pelarens skjuvhållfasthet**

Utvärdering av pelarens hållfasthet utförs enligt 1.2.4. Med hänsyn till att ett representativt medelvärde för hållfastheten i hela pelartvärsnittet inte erhålls skall försiktiga val av dimensionerande hållfasthetsvärden göras.

**2. OMVÄND PELARSONDERING****2.1 INLEDNING**

Omvänd pelarsondering är en metod med vilken odränerad skjuvhållfasthet i kalk- och kalkcementpelare kan uppskattas. Pelarsondering utförs med en sond försedd med vingar, fäst i en wire, som placeras under pelarens underkant i samband med tillverkningen av pelaren. Wiren löper upp genom hela pelaren till markytan. Pelaren kontrolleras, när den uppnått avsedd ålder, genom att wire och sond dras upp genom pelaren. Genom att mäta nettotrycket kan ett värde på den odränerade skjuvhållfastheten beräknas.

Sonden kan installeras före eller efter pelarinstallationen. Installeras sonden efter tillverkning av pelare kan det förutsättas att kontrollpelarna tillverkats på identiskt sätt som övriga pelare i förstärkningen.

Omvänd pelarsondering är ett komplement till traditionell pelarsondering i djupa pelare när denna typ av sondering gått ur pelarna. När omvärd pelarsondering används bör ändå traditionell pelarsondering utföras som jämförelse i de övre delarna av pelaren.

## Appendix B

### 2.2 METOD I

#### 2.2.1 Tillämpning

Metod 1 kan användas vid sondering i pelare med  $\text{Ø}500$ – $1000$  mm.

Metod 1 förutsätter att pelarsonden installeras direkt efter att pelaren har tillverkats.

Metoden kan normalt användas för pelare med en maximal längd av 15 m och med maximal skjuvhållfasthet 600 kPa.

#### 2.2.2 Utrustning

Normalvingen, för olika pelardiametrar, har samma dimensioner som de tidigare beskrivna traditionella sonderarna.

För pelare med 500 mm skall pelarsonden ha vingar med 20 mm tjocklek och bredd 400 mm.

För pelare med 600 mm skall pelarsonden ha vingar med 15 mm tjocklek och bredd 500 mm. Vid svårighet att dra upp sonden, kan möjligt sonderingsdjup ökas genom att vinge avsedd för pelare  $\text{Ø}500$  används.

För pelare med 800 mm skall pelarsonden ha vingar med 15 mm tjocklek och bredd 600 mm. Vid svårighet att dra upp sonden, kan möjligt sonderingsdjup ökas genom att vinge avsedd för pelare  $\text{Ø}500$  används.

Pelarsondens sondstång, skall vara 1,15 m lång och ha ytterdiameter 36 mm.

Den omvända sonden saknar den traditionella sondens spets.

Avståndet från sondstångens nederände upp till vingarnas infästning skall vara 500 mm.

Stången skall fästas i en lina med minst 150 kN brottlast, exempelvis 1/2" supalina, som har ca 180 kN brottlast.

Pelarsondens konstruktion framgår av *Figur B3*.

Toleranser:

Vingtjocklek	$\pm 0,5$ mm
Vingbredd	$\pm 10$ mm
Avstånd spets - vinginfästning	$\pm 20$ mm
Stångdiameter	$\pm 0,5$ mm

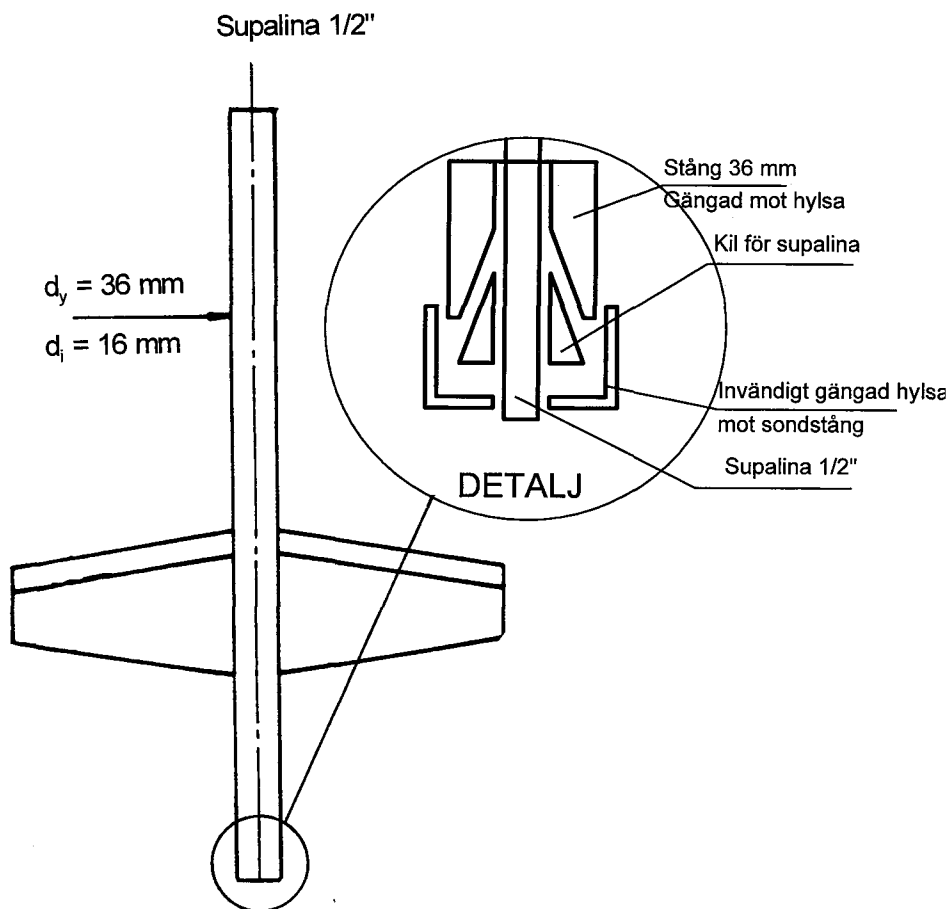


Fig. B3. Principiell utformning av omvänd kalkpelarsond.

## Appendix B

### 2.2.3 Utförande

#### *Förberedelser*

Pelares överyta skall friläggas före sondering.

#### *Installation av pelarsond*

Vinge och sondstång placeras i ett foderrör som trycks ned genom pelaren tillsammans med sonden. Foderrör och vinge drivs ned genom pelaren och ytterligare ca 2 m och därefter roteras om möjligt vingen 90°. Foderrören återvinns och sonden lämnas under pelaren till dess att kontroll skall utföras. Vingen installeras ca 2 m under pelarens underkant för att kunna uppskatta mantelmotståndet mot wiren i pelaren.

Genom att registrera neddrivningsmotståndet under installationen kan avgöras om sonden styrt ur pelaren. Om pelaren är vertikal är risken att sonden styr ur pelaren liten jämfört med traditionell pelarsondering.

Tidpunkten när pelarsonden skall kunna tryckas till fullt djup varierar beroende på typ och mängd stabiliseringsmedel, jordart och regionala förhållanden.

Råd: Som vägledning kan nämnas att i västsvenska leror är förutsättningen för att sonden skall kunna tryckas till fullt djup att installationen utförs inom ca 0,5 timme efter tillverkningen i kalkpelare, inom ca 1 timme i kalkcementpelare och inom 1–3 timmar i cementpelare.

De pelare som skall kontrolleras skall avslutas minst 2 m över fast botten.

#### *Pelarsondering*

Den kraft som krävs för att dra loss wiren är ofta större än kraften som krävs vid själva sonderingen. Dragkraften när wiren dras loss kan uppgå till 60–140 kN. För att hindra wiren att växa fast ytterligare kan man dra wiren någon decimeter efter 2–3 dagar.

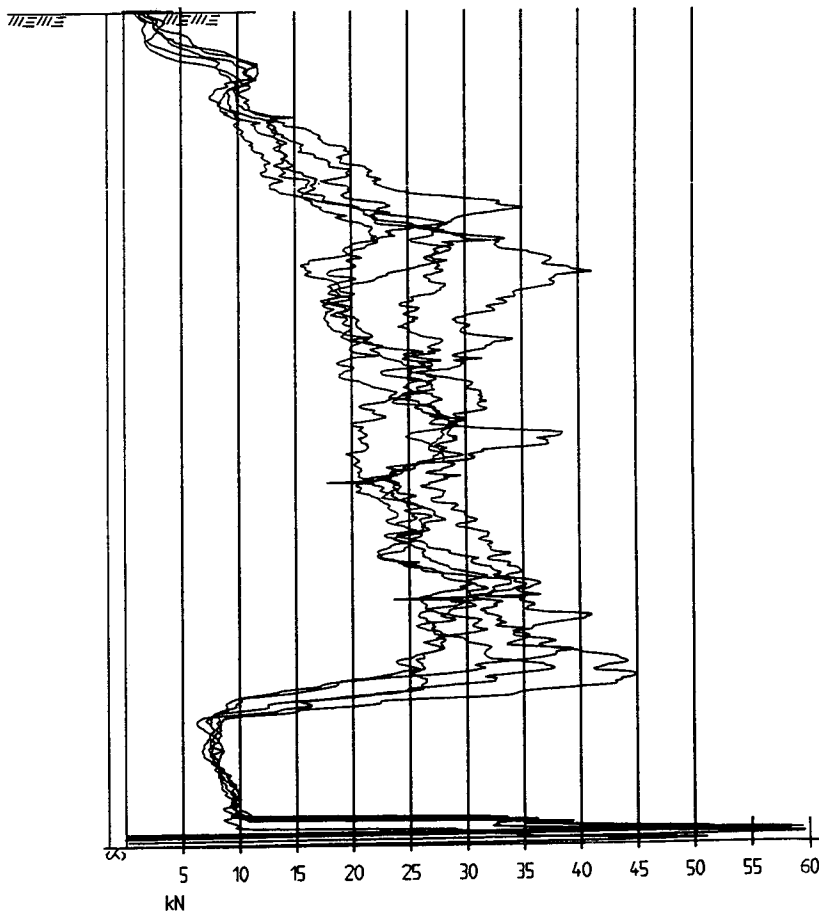
Råd: För att vanliga geotekniska bandvagnar (kapacitet 50–60 kN vid dragbelastning) skall kunna utnyttjas bör de förses med en extra domkraft. Bandvagnen bör även förses med en extra kraftgivare, för att möjliggöra mätning av dragkraften uppåt.

Sonderingen skall utföras med konstant uppdragningshastighet av 20 mm/s  $\pm$  20 % och med kontinuerlig registrering av den totala dragkraften. Eftersom vingen installeras ca 2 m under pelarens underkant kan även mantelmotståndets andel av det totala sonderingsmotståndet grovt uppskattas. Normalt krävs att

wiren dras upp minst 1 m innan det som vuxit fast längs wiren dragits loss och sonderingsmotståndet nått ett minimum, *Figur B4*.

Finns kvarsittande bitar av pelaren på wire och sond tyder detta på att ett överskott av stabiliseringsmedel kan finnas i pelarcentrum jämfört med övriga pelar-tvårsnittet. I detta fall kan sonderingen inte utnyttjas för att uppskatta pelarens hållfasthet.

Det är lämpligt att några sonderingar i pelare utförs tidigare än övriga kontrollprogrammet för att kontrollera att pelarens hållfasthetstillväxt inte blir snabbare än förväntat.



**Fig B4.** Exempel på sonderingsmotstånd vid omvänd pelarsondering.

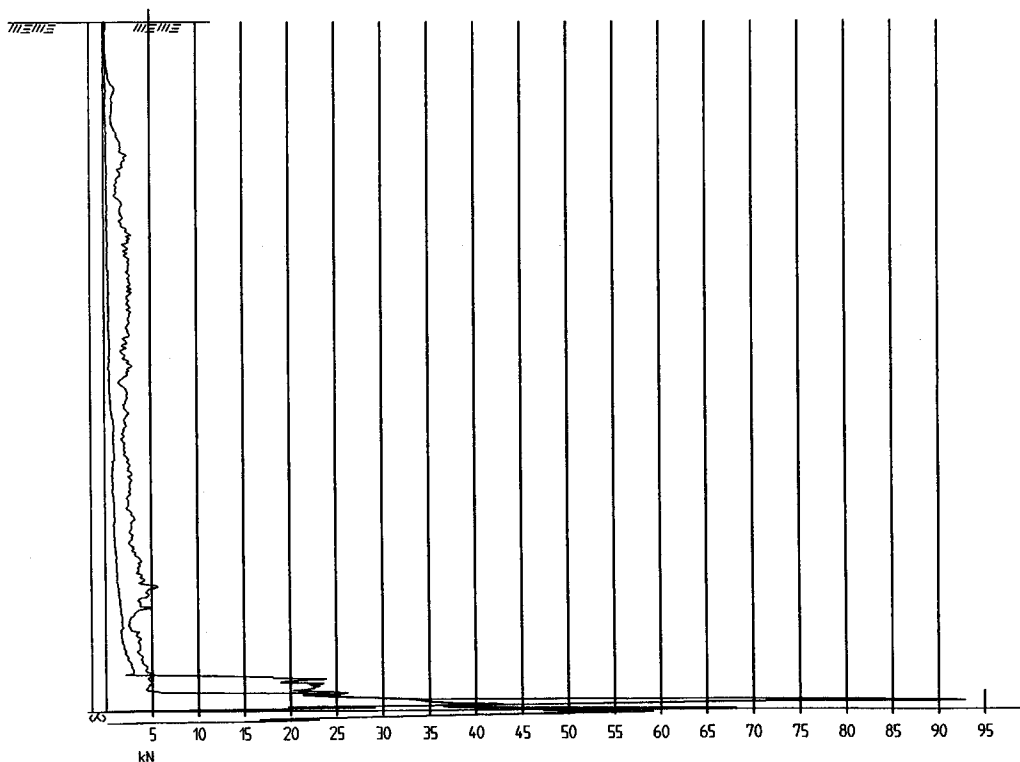
## Appendix B

### *Bestämning av mantelmotstånd*

För att lättare och bättre kunna uppskatta mantelmotståndet längs wiren installeras enbart wire i så många pelare att det motsvarar 5–10 % av det totala antalet omvända pelarsonderingar. Installerad wire får inte vara krökt. Provdragning utförs vid samma ålder som övriga sonder med vingar. Sonderingsmotståndet motsvarar mantelmotståndet hos wiren, *Figur B5*, och kan jämföras med övriga sonderingar där mantelmotståndet grovt uppskattas innan sonden träffar pelaren.

### *Övrigt*

När omvänd kalkpelarsondering utförs skall alla faktorer som kan påverka bedömningen av pelarens hållfasthet noteras t ex storlek på vinge och sond, förekomst av fyllning, tjäle, om wiren böjts vid installationen och bedömning av stabiliseringsmedlet fördelning över pelartvårsnittet.



**Figur B5.** Sonderingsmotstånd vid två omvända pelarsonderingar när wiren dras genom pelarna.



### 2.2.4 Utvärdering av pelares skjuvhållfasthet

Tolkning av skjuvhållfasthet utförs med reduktion av sonderingsmotståndet med hänsyn till mantelmotståndet längs wiren och med hänsyn till sondens bredd.

Vid sondering registreras det totala sonderingsmotståndet som en kraft (kN). Nettokraften beräknas genom att reducera total dragkraft med den andel som beror på mantelmotståndet längs wiren.

Med en viss förenkling antas arean ( $0,01 \text{ m}^2$ ) vara densamma som på en traditionell pelarsond med förstorad spets. Därmed motsvarar 10 kN i sonderingskraft 100 kPa i skjuvhållfasthet för denna storlek på sond.

Nettotrycket beräknas som nettokraften dividerad med tvärsnittsarean på sondens vingar och spets. Försiktiga val av dimensionerande hållfasthetsvärden skall göras.

Råd: Vid högre skjuvhållfastheter än 250 kPa kan pelarsonderingar ge högre hållfasthet än vad som kan påvisas vid enaxliga tryckförsök på kärnborrade prover.

För pelarsond enligt metod 1 med tvärsnittsarea  $0,01 \text{ m}^2$  kan, vid homogent pelartvärsnitt, pelarens skjuvhållfasthet (kPa) beräknas som 0,1 gånger nettostrycket (kPa) mot sondens vingar och spets.

För metod 1 motsvarar en nettokraft av 10 kN en skjuvhållfasthet som är ca 100 kPa.

## 2.3 METOD 2

### 2.3.1 Tillämpning

Metod 2 kan användas vid sondering i pelare med 500–1000 mm.

Metod 2 förutsätter att pelarsonden installeras före pelartillverkningen.

Metoden kan normalt användas för pelare med en maximal längd av 20 m och med maximal skjuvhållfasthet 600 kPa om vanliga geotekniska bandvagnar utnyttjas.

### 2.3.2 Utrustning

Pelarsonden skall vara enligt 2.2.2 med följande tillägg:

Pelarsonder som installeras med hjälp av kalkpelarmaskin skall utföras med sondstång med längden 0,3–0,5 m.

## Appendix B

### 2.3.3 Utförande

#### *Installation av pelarsond*

Sonden installeras med ett speciellt blandningsverktyg med ett hål med tätning i underkant av blandningsverktyget. Wiren trycks in genom blandningsverktyget och in i en kellystång före installationen. Eftersom wiren löper i det hål där kalk matas ut skall wiren vara torr och ren. Inblandningsverktyget trycks ned i leran på vanligt sätt med sondens vingar under vispen. Vingen trycks ned ca 2 m under pelarens underkant. Efter att vingen installerats kan pelartillverkningen påbörjas kring wiren från avsedd nivå.

När sonden installeras med kalkpelarmaskinen används ett modifierat blandningsverktyg. Förutsättningen för att denna typ av installation skall ge rättvisande hållfasthet vid omvänd pelarsondering är att allt stabiliseringsmedel blandas med leran på samma sätt som för övriga pelare i förstärkningen. Ett villkor är därmed att stabiliseringsmedel inte får läcka ut mellan wire och blandningsverktyg.

Kontroll av att stabiliseringsmedlet fördelats jämnt över pelartvårsnittet kan utföras genom att pelaren friläggs till 0,5–1,0 m under torrskorpans underkant.

#### *Pelarsondering*

Utförs enligt 2.2.3 med följande tillägg:

Finns kvarsittande bitar av pelaren på wire och sond tyder detta på att ett överskott av stabiliseringsmedel kan finnas i pelarcentrum jämfört med övriga pelartvårsnittet. Orsaken kan vara att stabiliseringsmedel läckt ut mellan wire och blandningsverktyg. I detta fall kan sonderingen inte utnyttjas för att uppskatta pelarens hållfasthet.

#### *Bestämning av mantelmotstånd*

Utförs enligt 2.2.3.

#### *Övrigt*

Utförs enligt 2.2.3.

### 2.3.4 Utvärdering av pelarens skjuvhållfasthet

Utförs enligt 2.2.4.

# Appendix C

## Appendix C

### BERÄKNINGSEXEMPEL

Följande exempel redovisar ett förslag till arbetsgång vid dimensionering av en förstärkning med kalk- eller kalkcementpelare för en vägbank. Exemplet visar på ett verkligt fall där man har valt att bygga en väg på kalkpelarförstärkt jord i kombination med förbelastning och överlast. Pelardiameter och centrumavstånd bestäms med utgångspunkt från vad som krävs för att sättningarna skall kunna utbildas inom avsedd tid och vad som krävs för att erhålla tillräcklig stabilitet för banken.

#### Förutsättningar-allmänt

- Trafikbelastningens storlek och utbredning har i detta exempel förenklats, 10 kPa jämnt utbredd över hela vägytan.
- Tillgänglig tid för förbelastning och överlast är ca 18 månader.
- Lerans skjuvhållfasthet har reducerats med hänsyn till flytgränsen enligt SGI Information 3.
- Angivna egenskaper avser karakteristiska värden.

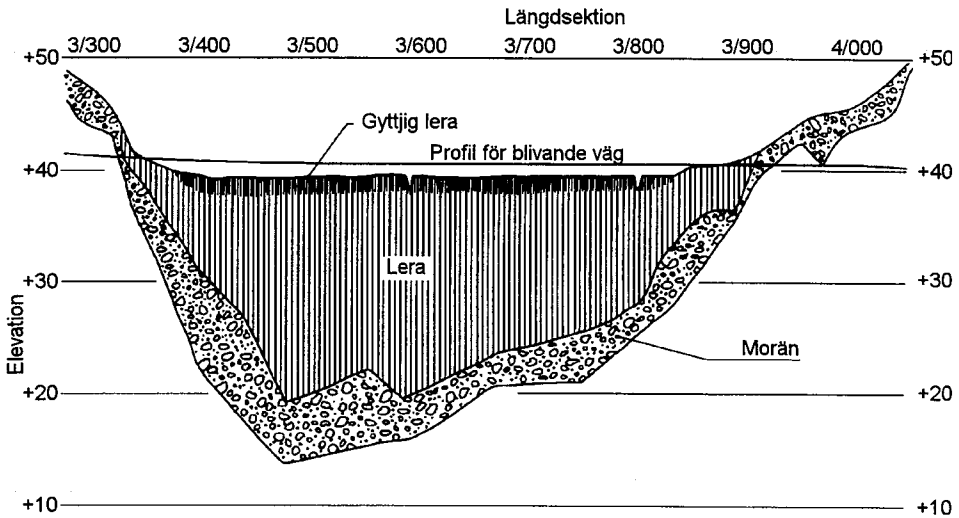
#### Förutsättningar-vägbank

- Vägbank utgör inte anslutning till bro.
- Vägbank på horisontell markyta.
- Vägbredd inklusive stödremsa, 13,5 m. Slänthlutning 1:3.
- Tunghet bankmassor 19 kN/m<sup>3</sup>
- Friktionsvinkel bankmassor 33°
- Färdig vägs profil skall ligga 1,2 m över nuvarande markyta.

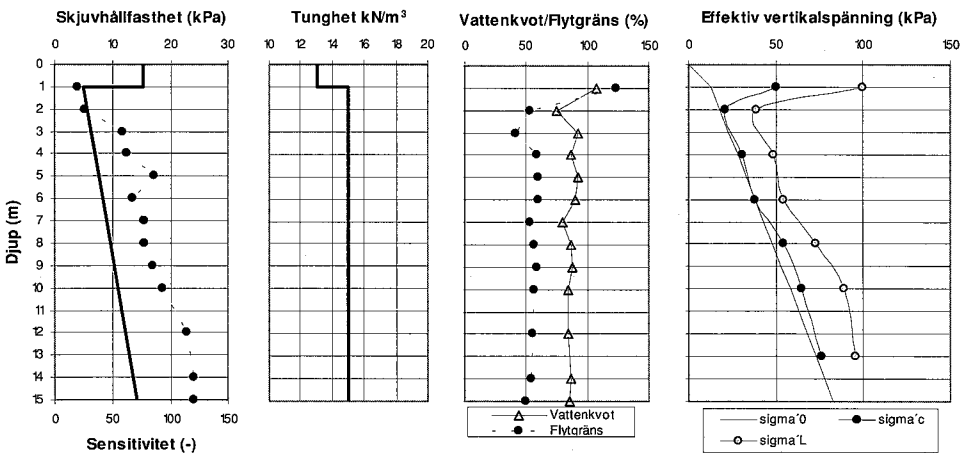
#### Förutsättningar-jordlager

På den aktuella sträckan skall vägen gå över åkermark där markytan är i stort sett horisontell (*Figur C1*).

Jorden består överst av ca 0,5 m mylla och mullhaltig lera och därunder av ca 1,5 m lerig gyttja och gyttjig lera. Från 2 m djup består jorden av högsensitiv lera till stort djup. Leran underlagras i sin tur av friktionsjord. Den totala lermäktigheten varierar och är maximalt ca 20 m. Leran är under torrskorpan mycket lös ( $c_{uk} = 5$  kPa) och har en med djupet tilltagande skjuvhållfasthet. Den karakteristiska skjuvhållfastheten är dock endast ca 14 kPa på 14 m djup. Enligt utförda CRS-försök är leran normalkonsoliderad eller svagt överkonsoliderad.



Figur C1. Längdsektion.



Figur C2. Lerans egenskaper.

Tabell C1. Sammanställning av CRS-försök.

Djup (m)	$\sigma'_c$ (kPa)	$M_L$ (kPa)	$\sigma'_L$ (kPa)	$M_0$ (kPa)	$M'$
3	26	226	44	1375	11,9
6	38	221	54	2100	11,9
8	54	183	73	2500	14,1
10	65	271	89	2750	15,8
12	70	319	93	3250	13,1

## Appendix C

Grundvattenytan är belägen på 1 m djup och hydrostatisk portrycksfördelning antas i jordlagren. Lerans konsolideringskoefficient i vertikal led,  $c_{vv} = 1,3 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ .

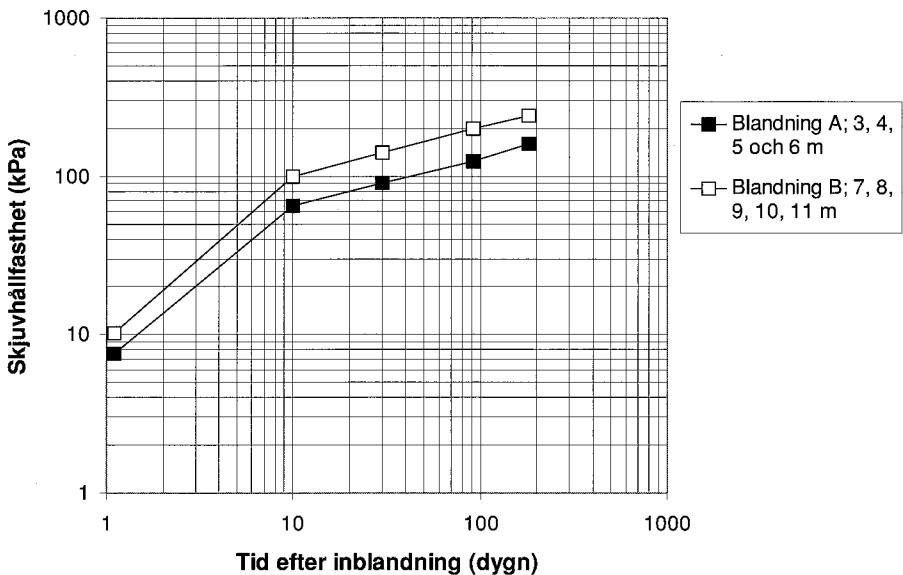
### Förutsättningar-förstärkning

Kalkpelare med 500 mm diameter.

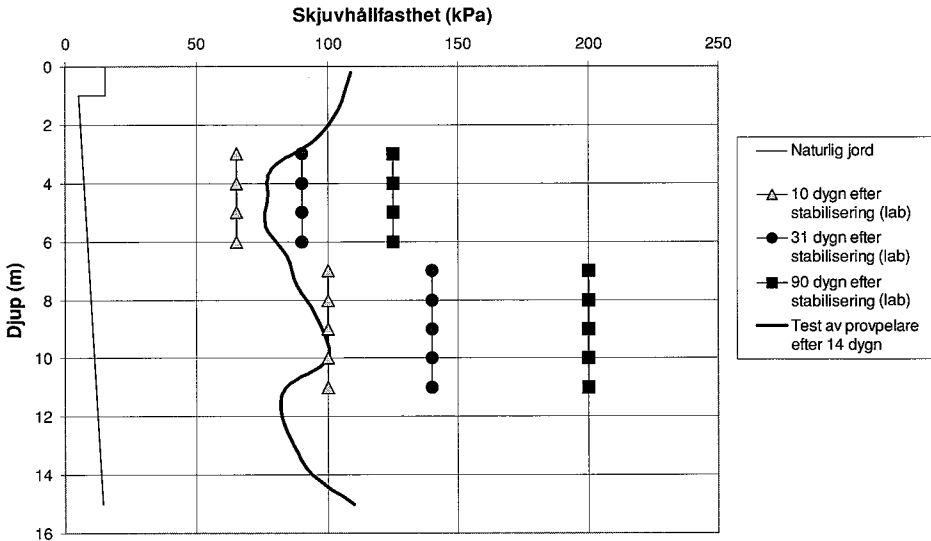
I beräkningsexemplet används  $k_{\text{pel}}/k_{\text{lera}} = 1000$  för kalkpelare, där  $k_{\text{pel}}/k_{\text{lera}}$  anger pelarnas permeabilitet i förhållande till lerans permeabilitet se vidare avsnitt 3.3.5.

Skjuvhållfastheten hos kalkblandade prover från olika nivåer har undersökts på laboratorium vid olika tidpunkter och genom kontroll av provpelare. Försöken utförda på laboratoriet redovisas i *Figur C3* och i *Figur C4* görs en jämförelse med de värden som erhållits vid kontroll av provpelare.

Enligt avsnitt 3.3 "karaktäristiska materialvärden" skall dimensionering av förstärkningar med kalk- och kalkcementpelare baseras på egenskaper bestämda i fält (på provpelare eller produktionspelare). Karakteristiska materialvärden väljs som försiktigt valda medelvärden. Förekomst av störda zoner i pelarnas undre och övre delar skall beaktas vid val av karakteristisk hållfasthet.



Figur C3. Resultat från kalkinblandningsförsök.



Figur C4. Resultat från kalkinblandningsförsök.

Pelarnas karakteristiska skjuvhållfasthet,  $c_{uk,pe1}$ , har satts till 75 kPa genom hela profilen och kompressionsmodulen har antagits vara 75 gånger pelarnas skjuvhållfasthet.

### Överväganden vid projektering

På ett tidigt projekteringsstadium övervägdes olika förstärkningsmetoder för vägen. Metoderna värderades från såväl ekonomisk som teknisk-funktionell synpunkt. Leran är mycket lös och mycket kompressibel. Utskiftning av leran mot bärkraftigare material kunde direkt uteslutas. Lastanpassning genom att sänka vägens profil maximalt hjälper endast tillfälligt eftersom sättningar uppstår även för mycket små laster, vilket leder till att vägens profil så småningom hamnar alltför lågt med problem med översvämning och vatten i vägkroppen som följd. Användning av lätta fyllnadsmaterial kunde också uteslutas eftersom vägen då skulle bli alltför lätt vid de tillfällen grundvattenytan stod högt. Vertikaldränering kunde vara möjlig att utföra, men på grund av lerans extremt låga skjuvhållfasthet skulle det krävs mycket stora stabiliserande tryckbankar och därmed följande stort vägområde.

I samarbete mellan vägprojektör och geotekniker valdes lägsta möjliga profilplan för vägen med hänsyn till problematiken med högvatten. På basis av fält- och laboratorieundersökningarna kunde en dimensionering av kalkpelarförstärkningen påbörjas.

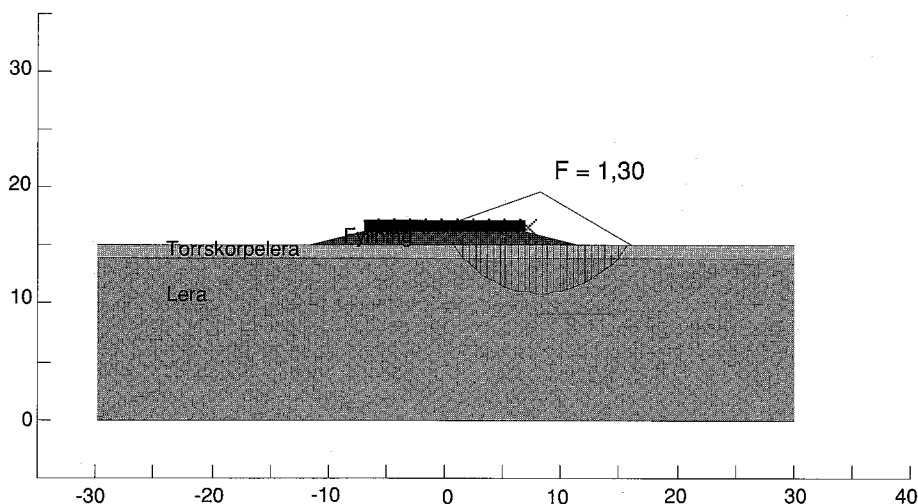
## Appendix C

Kalkpelarna skall dels ha en stabiliserande effekt, dels bidra till att sättningarna blir mindre och utbildas snabbare. Dimensioneringen blir därför en passningsberäkning. Man räknar ut ett erforderligt avstånd mellan pelarna ( $c$ ) med hänsyn till deras funktion som dräner. Överlasten  $\Delta q$  behövs för att få ut tillräcklig sättning inom den bestämda liggiden ( $t = 18$  mån.). Den erforderliga lasten ( $q + \Delta q$ ) kräver att den pelarförstärkta volymen har en viss lägsta dimensionerande skjuvhållfasthet,  $\tau_{fuk}$ ,  $\tau_{fdk}$  respektive  $\tau_{fduk}$  enligt ekvationerna 4.1–4.3. För att erhålla denna genomsnittliga hållfasthet krävs i sin tur att pelarna står med ett visst avstånd ( $c$ ) vilket kan jämföras med det tidigare antagna.

### Beräkningsteg I – Stabilitet för oförstärkt bank

Stabilitetsberäkning (odränerad analys) utförs för oförstärkt vägbank med trafiklast för att kontrollera behovet av förstärkning. Enligt avsnitt 4.3.1 skall kontroll göras av att stabiliteten utan pelare är större än 1,0 ( $F_{ostab} > 1,0$ ).

Beräkningen visar att säkerheten för oförstärkt bank är 1,30. Beräkningen visar att singulärt placerade pelare kan användas utan att använda tryckbankar då  $F_{ostab} > 1,0$ .



Figur C.5 Stabilitetsberäkning för bank med trafiklast på oförstärkt lera.



## Beräkningssteg 2 – sättningar

Sättningsberäkningar avser att visa vilka centrumavstånd som är möjliga. Pelarna förutsätts placerade i ett kvadratisk mönster och nå underliggande friktionsjord (dubbelsidig dränering). Sättningsberäkningarna har utförts enligt avsnitt 4.4. Dataprogrammet Limeset har använts, vilket möjliggör samtidig beräkning av sättningar för olika centrumavstånd och belastningar. Beräkningen beskrivs i detalj i manualen till datorprogrammet "Limeset".

### Typberäkning 15 m lera - 15 m pelare

**Tabell C2. Indata sträckan 3/440-3/880.**

Tjocklek m	Eff. dens. t/m <sup>3</sup>	$\sigma'_c$ kPa	$M_L$ kPa	$\sigma'_L$ kPa	$M'$ -	$M_0$ kPa	$c_{uk, pel}$ kPa
1	1,3	50	2000	100	12,0	9000	75
2	0,5	21	226	39	11,9	1375	75
2	0,5	31	226	49	11,9	2100	75
2	0,5	38	221	54	11,9	2100	75
2	0,5	54	183	73	14,1	2500	75
2	0,5	65	271	89	15,8	2750	75
4	0,5	76	319	96	13,1	3250	75

Grundvattnets djup under markytan	1,0 m
Kalkpelarnas diameter	0,5 m
Kalkpelarnas längd	15 m
Korrektionsfaktor för kryplasten	0,65
Lerans konsolideringskoefficient $c_{vk}$	$2,6 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2 / \text{s}$
Permeabilitetsförhållande $k_{lera} / k_{pelare}$	1/1000

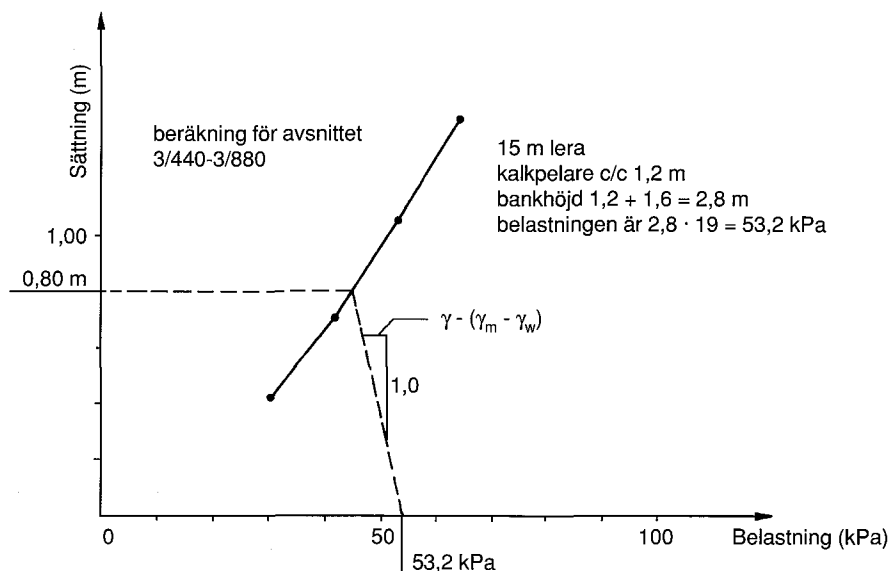
## Appendix C

**Tabell C3. Resultat av beräkning för lasten 30,4 kPa.**

Tjocklek m	Effektiv- spänning kPa	Total- spänning kPa	$c_{uk, pel}$ kPa	$M_{pel}$ kPa	Sättning m
1	6,38	6,38	75	5625	0,0
2	17,66	27,47	75	5625	0,08
2	27,47	56,90	75	5625	0,06
2	37,28	86,33	75	5625	0,07
2	47,09	115,76	75	5625	0,06
2	56,9	145,19	75	5625	0,05
4	71,61	189,33	75	5625	0,11
<b>Σ</b>					<b>0,43</b>

Sättningen beräknas för ett antal olika belastningar och ett antal olika c/c-avstånd. Ett samband erhålls mellan sättning och påförd last enligt *Figur C6*. Här redovisas endast resultatet från beräkningen med c/c-avståndet 1,2 m.

Kalkpelarna sätts med ett inbördes avstånd 1,2 m och bank + överlast beräknas till 2,8 m ( $q + \Delta q = 53,2$  kPa). Allteftersom sättningarna utbildas minskar lasten och slutsättningen beräknas till 0,8 m (se *Figur C6*). Eftersom den projekterade bankhöjden är 1,2 m innebär detta att avlastningen blir  $(2,8 - 0,8 - 1,2) = 0,8$  m, vilket bedöms vara godtagbart för att förhindra framtida krypdeformationer i den kalkpelarförstärkta jorden.



**Fig. C6. Beräknad sättning för 2,8 m bankhöjd.**

**Sättningarna tidsförlopp**

Sättningarnas tidsförlopp beräknas enligt avsnitt 4.4.4. Under den tillgängliga tiden för förbelastning inträffar beräkningsmässigt ca 99 % av sättningarna. Vid förbelastningens slut görs en avlastning enligt ovan.

**Tabell C4. Konsolideringsgrad och tid.**

Konsolideringsgrad, U (%)	Tid, t (dygn)
30	44
50	86
60	114
70	149
75	172
80	199
85	235
90	285
95	371
99	571

**Beräkningssteg 3 – stabilitet för oförstärkt bank med projekterad överlast**

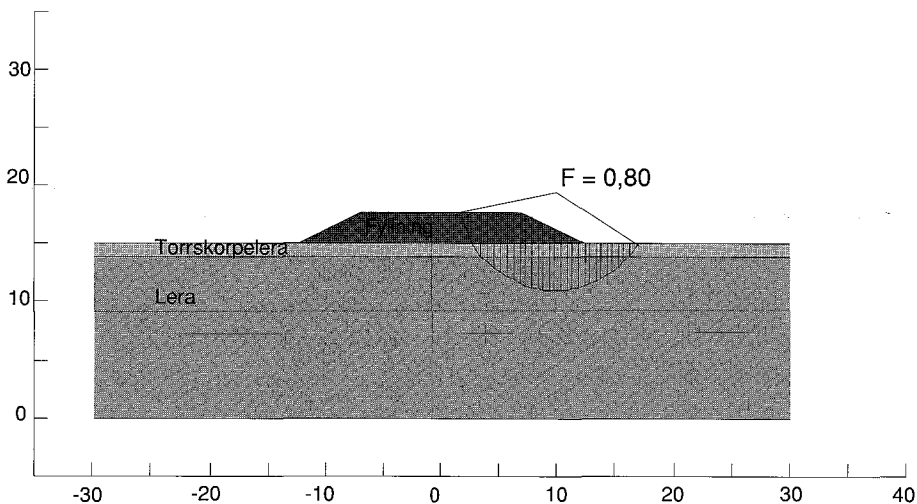
I detta beräkningssteg utförs en kontroll av stabilitet för oförstärkt jord med vägbank och vald överlast. I och med att överlast används så kan belastningarna bli större än för färdig väg. Dessutom skall, enligt tidigare, säkerheten vara större än 1,0 för oförstärkt bank om pelare placeras i singularärt mönster.

Överlasten har samma utbredning som vägbredden och överlastens släntlutningar är 1:2. Överlasten motsvarar en kompensation för sättningar under liggtiden och temporär överhöjning enligt ovan.

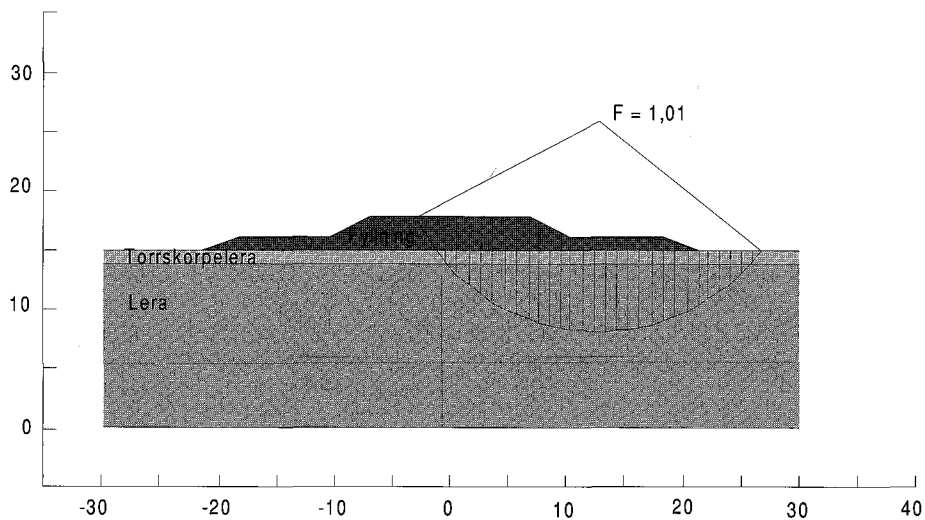
Kontrollen av säkerheten för oförstärkt jord och vägbanken med överlast visar att säkerhetsfaktorn är 0,80. Sålunda erfordras tryckbankar för att säkerheten skall komma upp till erforderliga  $F_{\text{ostab}} = 1,0$ .

För att förbättra stabiliteten används tryckbankar på vägens bäge sidor. Tryckbankarna utförs med 8 m bredd och 1 m höjd (jfr *Figur C8*).

## Appendix C



**FigurC7.** Stabilitetsberäkning för bank med överlast på oförstärkt lera.



**FigurC8.** Stabilitetsberäkning för bank med överlast och tryckbank på oförstärkt lera.

#### Beräkningssteg 4 – stabilitet för förstärkt bank

I detta beräkningssteg kontrolleras stabiliteten (kombinerad analys) för färdig bank med trafiklast och med centrumavstånd enligt beräkningssteg 2. Förstärkningens bredd har satts till 25 m.

Pelarnas centrumavstånd dimensioneras så att säkerhetsfaktorn för vägbanken och trafiklast uppfyller kraven enligt VÄG 94, avsnitt 2.3.1.1.

Glidyteberäkning utförs med kombinerad analys, där karakteristiska värden på hållfastheter väljs enligt avsnitt 4.3.2 (ekvationerna 4.1, 4.2 och 4.3). Kombinerad analys innebär att man för varje avsnitt av glidytan väljer det lägsta värdet av  $\tau_{fuk}$ ,  $\tau_{fdk}$  och  $\tau_{fduk}$ . I beräkningen utnyttjas pelarnas stabiliserande förmåga enbart i den aktiva zonen. Beräkningar kan göras på pelarnas stabiliserande effekt även i direkt skjuvzon, jfr avsnitt 3.3.2.

#### Karakteristiska skjuvhållfastheter i förstärkt jord

##### Torrskorpelera

$$\tau_{fuk} = a \cdot c_{uk,pe} + (1-a) c_{uk,lera} = 23,1 \text{ kPa}$$

$$\tau_{fdk} = a (c'_{k,pe} + \sigma' \tan \varphi'_{k,pe}) + (1-a) (c'_{k,lera} + \sigma' \tan \varphi'_{k,lera}) = 4,36 + \sigma' \tan 30^\circ$$

$$\tau_{fduk} = a (c'_{k,pe} + \sigma' \tan \varphi'_{k,pe}) + (1-a) c_{uk(lera)} = 16,02 + (0,136 \cdot \sigma' \tan 30^\circ)$$

##### Lera

$$\tau_{fuk} = a \cdot c_{uk,pe} + (1-a) c_{uk,lera} = 14,5 + (0,57 \cdot z) \text{ kPa}$$

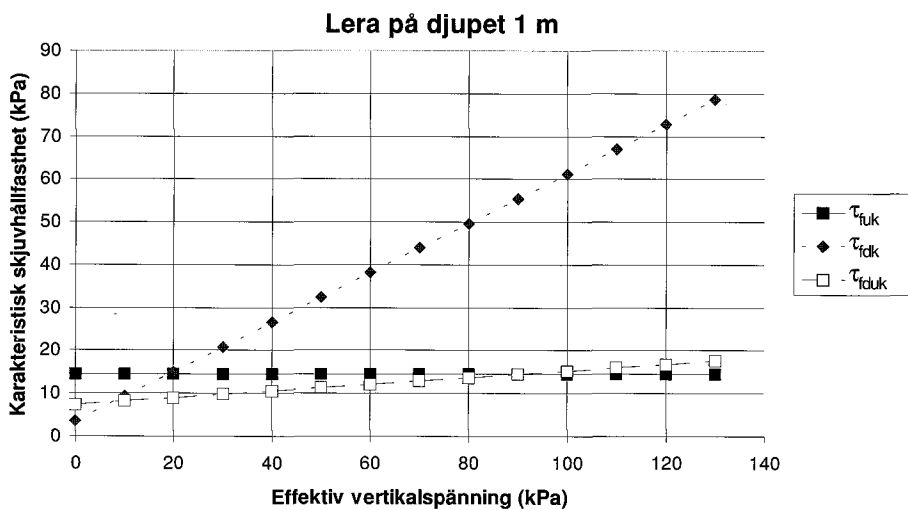
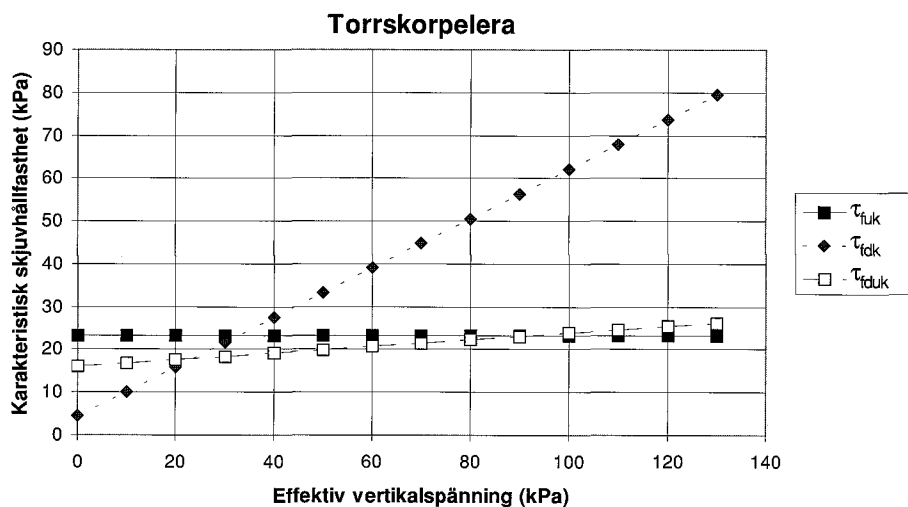
$$\tau_{fdk} = a (c'_{k,pe} + \sigma' \tan \varphi'_{k,pe}) + (1-a) (c'_{k,lera} + \sigma' \tan \varphi'_{k,lera}) = 3,50 + (0,056 \cdot z) + \sigma' \tan 30^\circ$$

$$\tau_{fduk} = a (c'_{k,pe} + \sigma' \tan \varphi'_{k,pe}) + (1-a) c_{uk(lera)} = 7,38 + (0,57 \cdot z) + (0,136 \cdot \sigma' \tan 30^\circ)$$

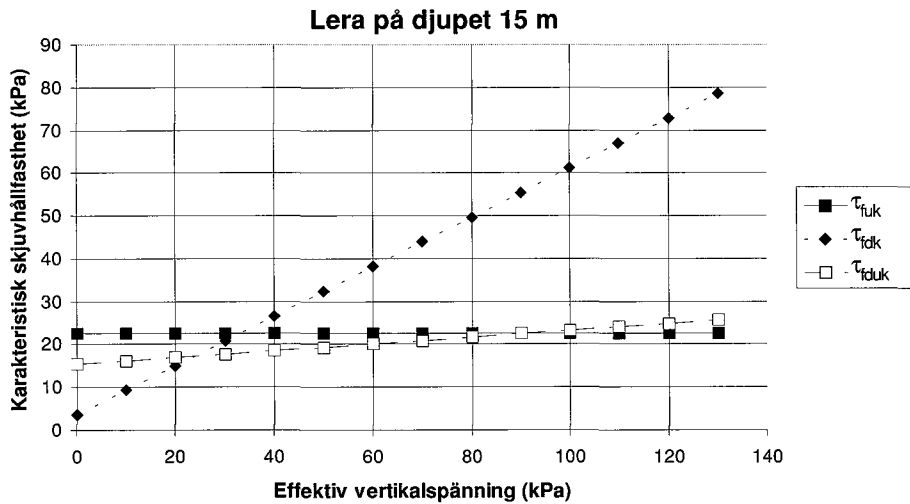
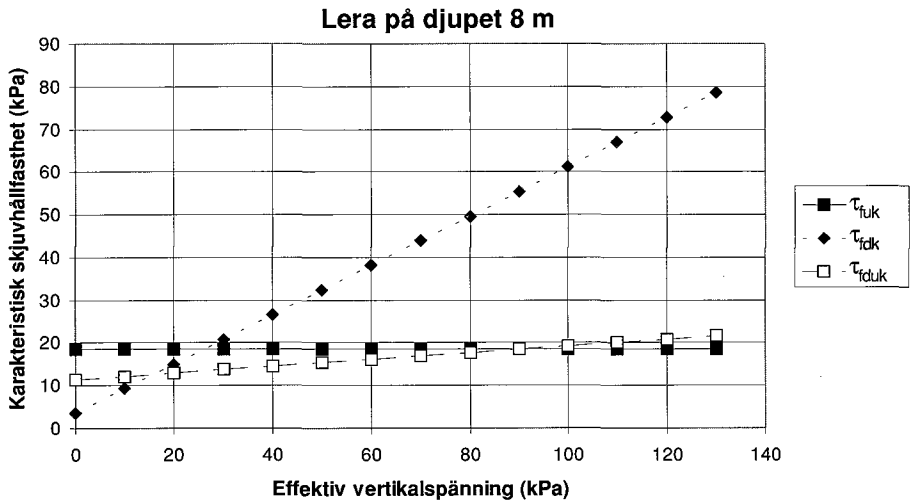
Graferna visar att  $\tau_{fduk}$  blir dimensionerande för effektiva vertikalspänningar lägre än 90 kPa.

Beräkningarna visar att säkerhetsfaktorn för kombinerad analys är 1,68. I beräkningarna antas att portrycket är hydrostatiskt och att grundvattenytan ligger 1 m under markytan.

## Appendix C

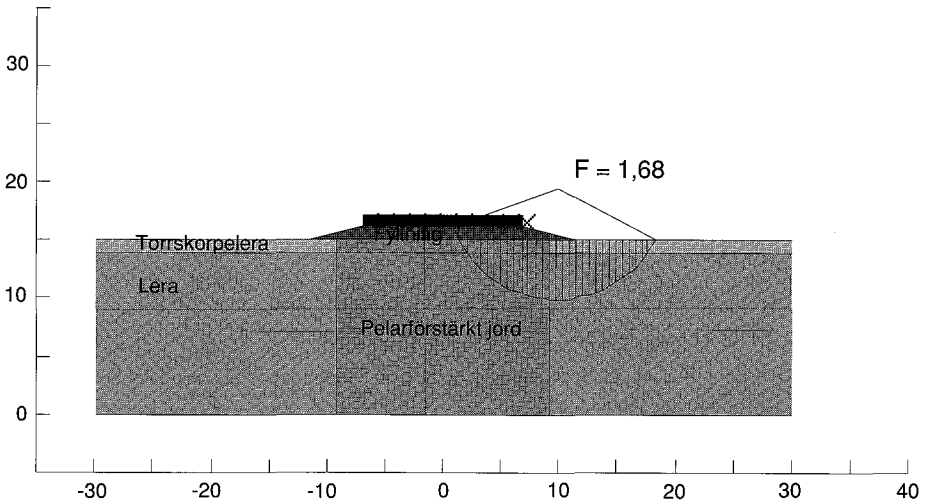


Figur C9. Karakteristiska skjuvhållfastheter för stabiliserad jord. Torrskorpelera och lera på 1 m djup.



**Figur C9. forts. Karakteristiska skjuvhållfastheter för stabiliserad jord. Lera på 8 m djup och lera på 15 m djup.**

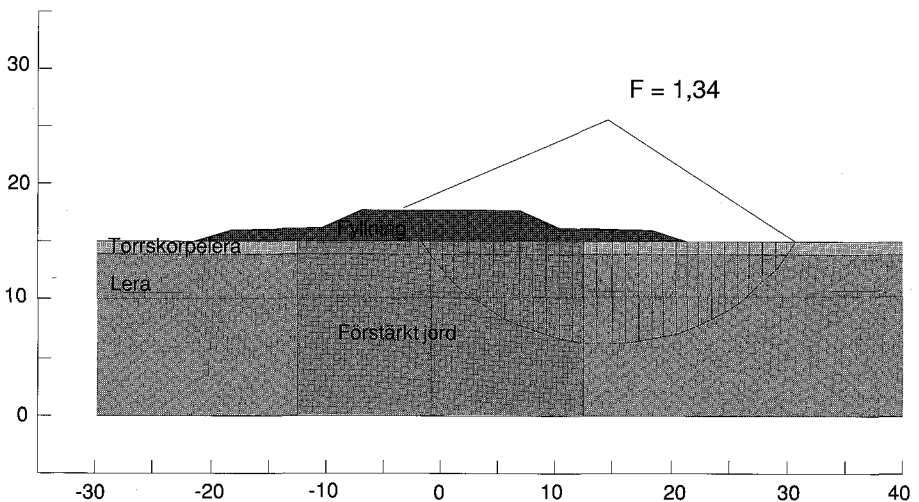
## Appendix C



Figur C10. Stabilitetsberäkning för färdig vägbank.

### Beräkningssteg 5 - stabilitet för förstärkt bank med överlast

I detta beräkningssteg kontrolleras stabiliteten för förstärkt jord med vägbank och en överlast av 1,6 m fyllning. Antaganden om grundvattenyta, portryck och karakteristiska skjuvhållfastheter samma som för belastningssteg 4.



Figur C11. Stabilitetsberäkning för förstärkt jord under förbelastningskedet.



Beräkningarna visar att säkerhetsfaktorn för kombinerad analys är 1,34. I beräkningarna antas att portrycket är hydrostatiskt och att grundvattenytan ligger 1 m under markytan. Uppbyggnaden av vägbank och överlast måste ske stegvis eftersom höga portryck byggs upp i såväl oförstärkt som förstärkt jord vid upplastning.

### Kommentar

Den beskrivna vägen projekterades i slutet av 80-talet, då kalkpelare var vanligare än kalkcementpelare. Sedan dess har kalkcementpelare alltmer kommit att ersätta kalkpelare. Pelarna i exemplet har diametern 500 mm, medan numera 600-pelare är vanligast. Den valda liggtiden på 18 månader möjliggjordes tack vare att kalkpelarentreprenaden kunde utföras i ett tidigt skede. Numera är ligg-tider på maximalt 6 månader vanligast.

Uppföljning av det aktuella objektet visade att sättningarna blev mindre än de beräknade, vilket sannolikt beror på konservativa antaganden av skjuvhållfasthet och modul hos pelarna. Tidsförloppet för sättningarna stämde väl överens med beräkningarna.

Vägbanken skall utformas så att sättningskraven i gällande normer uppfylls. Om pelarna avslutas i lera innebär detta att krypsättningar i underliggande lera skall beräknas.

Normalt växer hållfastheten i pelarna med tiden och med påförd last. Lasten påförs etappvis och leran mellan pelarna tillåts att konsolidera för aktuell last innan nästa påförs. Detta beaktas inte i dagens beräkningsmodell.

Den första fyllningen (ofta ca 0,5–1,0 m) kan i princip påföras så snart pelarinstallationen är klar, eller i förekommande fall när pelarsonderingarna är utförda och resultaten kontrollerade. Den första fyllningen kan dimensioneras efter hur mycket den kvarvarande ostabiliserade jorden kan bära, dvs som om pelarna ännu inte ger något tillskott till jordens bärighet. Det kan vara viktigt att tidigt lägga på denna last, eftersom pelarnas hållfasthet ökar med påförd last.

Vid användning av överlast skall man följa sättningarnas storlek och sättningsutvecklingen. Även när överlast inte utnyttjas är det viktigt att man bedömer behovet av eventuell uppföljning.

# SGF Rapport/Report

- 1:93 Rekommenderad standard för CPT-sondering.
- 1:93E Recommended Standard for Cone Penetration Tests.
- 2:93 Rekommenderad standard för vingförsök i fält.
- 2:93E Recommended Standard for Field Vane Shear Test.
- 1:95 Rekommenderad standard för dilatometerförsök.
- 1:95E Recommended Standard for Dilatometer Tests.
- 2:95 Några pionjärprofiler i svensk geoteknik.  
SJ Geotekniska Kommission 1914-1922.
- 3:95 Proceedings of the International Symposium on  
Cone Penetration Testing, CPT'95.
- 4:95 Kalk- och kalkcementpelare.  
Vägledning för projektering, utförande och kontroll.
- 4:95E Lime and Lime Cement Columns.  
Guide for Project Planning, Construction and Inspection.
- 1:96 Geoteknisk fälthandbok.  
Allmänna råd och metodbeskrivningar.
- 1:99 Tätskikt i mark. Vägledning för beställare, projektörer  
och entreprenörer.
- 2:99 Metodbeskrivning för Jord-bergsondering.
- 3:99 Metodbeskrivning för Viktsondering.
- 1:2000 Geotekniken i Sverige 1920–1945.

Svenska Geotekniska Föreningen (SGF) bildades 1950 och består av drygt 700 enskilda medlemmar, med minst två års praktisk erfarenhet av geoteknik. Dessutom ingår ca 30 korporativa medlemmar i form av institutioner, högskolor, myndigheter, konsult- och entreprenadföretag samt tillverkare inom det geotekniska området.

SGF har till ändamål att främja utvecklingen inom geoteknik med grundläggning med föredrag, diskussioner och kommittéarbeten samt att samarbeta med svenska, nordiska och övriga internationella organ med liknande inriktning.

Föreningen företräder i Sverige den internationella föreningen, the International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). Varje enskild medlem i SGF är också medlem i den internationella föreningen.

I SGF:s Rapportserie utges föreningens metodbeskrivningar, monografier och dokumentation från konferenser och temadagar m.m.



**SGF**

**SVENSKA GEOTEKNISKA FÖRENINGEN**

581 93 Linköping Tel: 013-20 18 00 Fax: 013-20 19 09

Internet: [www.sgf.net](http://www.sgf.net) E-post: [info@sgf.net](mailto:info@sgf.net)