



Svensk Djupstabilisering  
Swedish Deep Stabilization Research Centre

Rapport 17

# Djupstabilisering med bindemedels- stabiliserade pelare och masstabilisering – En vägledning

Rolf Larsson

## **Svensk Djupstabilisering**

Svensk Djupstabilisering (SD) är ett centrum för forskning och utveckling inom djupstabilisering med kalk-cementpelare. Verksamheten syftar till att initiera och bedriva en branschsamordnad forsknings- och utvecklingsverksamhet, som ger säkerhetsmässiga, funktionsmässiga och ekonomiska vinster som tillgodoser svenska intressen hos samhället och industrin. Verksamheten baseras på en FoU-plan för åren 1996 – 2004. Medlemmar är myndigheter, kalk- och cementleverantörer, entreprenörer, konsulter, forskningsinstitut och högskolor.

Verksamheten finansieras av medlemmarna samt genom anslag från Byggeforskningsrådet/Formas, Svenska byggbranschens utvecklingsfond och Kommunikationsforskningsberedningen.

Svensk Djupstabilisering har sitt säte vid Statens geotekniska institut (SGI) och leds av en styrgrupp med representanter för medlemmarna.

Ytterligare upplysningar om verksamheten lämnas av SD:s projektledare Göran Holm, tel: 013–20 18 61, 070–521 09 39, fax: 013–20 19 14, e-post: [goran.holm@swedgeo.se](mailto:goran.holm@swedgeo.se), internet: [www.swedgeo.se](http://www.swedgeo.se).

## **Swedish Deep Stabilization Research Centre**

The Swedish Deep Stabilization Research Centre coordinates research and development activities in deep stabilization of soft soils with lime-cement columns. A joint research programme based on the needs stated by the authorities and the industry is being conducted during the period 1996 – 2004. Members of the Centre include authorities, lime and cement manufacturers, contractors, consultants, research institutes and universities.

The work of the Swedish Deep Stabilization Research Centre is financed by its members and by research grants.

The Swedish Deep Stabilization Research Centre is located at the Swedish Geotechnical Institute and has a Steering Committee with representatives chosen from among its members.

Further information on the Swedish Deep Stabilization Research Centre can be obtained from the Project Manager, Mr G Holm, tel: +46 13 20 18 61, +46 70 521 09 39, fax: +46 13 20 19 14, e-mail: [goran.holm@swedgeo.se](mailto:goran.holm@swedgeo.se), internet: [www.swedgeo.se](http://www.swedgeo.se).



**Svensk Djupstabilisering**  
Swedish Deep Stabilization Research Centre

## **Rapport 17**

# Djupstabilisering med bindemedelsstabiliserade pelare och masstabilisering

– En vägledning

Rolf Larsson

Linköping 2006

<b>Rapport</b>	Svensk Djupstabilisering c/o Statens geotekniska institut 581 93 Linköping
Beställning	Tel: 013-20 18 42 Fax: 013-20 19 14 E-post: <a href="mailto:birgitta.sahlin@swedgeo.se">birgitta.sahlin@swedgeo.se</a>
ISSN	1402-2036
ISRN	SD-R--06/17--SE

# Förord

Denna skrift har initierats av styrelsen för Svensk Djupstabilisering, som är ett centrum för forskning och utveckling inom djupstabiliseringsteknik genom inblandning av kemiska stabiliseringsmedel i den naturliga jorden.

SGF:s jordförstärkningskommitté startade 1993 ett projekt som resulterade i SGF Rapport 4:95: Kalk- och Kalkcementpelare – Vägledning för projektering, utförande och kontroll. Denna vägledning reviderades fem år senare i SGF Rapport 2:2000 med samma namn. Under samma tid och sedan dess har verksamheten inom Svensk Djupstabilisering pågått, vilken resulterat i ett stort antal arbets- och forskningsrapporter. Ett internationellt samarbete har pågått inom EU-projektet EuroSoilStab med utbyte av erfarenheter från andra länder. En europeisk standard, SS-EN 14679:2005, för utförande av djupstabilisering har utarbetats och fastställts.

Utvecklingen inom stabiliseringstekniken går snabbt och maskinparken och dess kapacitet förändras ständigt liksom provningsmetoderna. Nya stabiliseringsmedel kommer till användning och teknikens tillämpningsområden utökas ständigt. Vägledningar och metodbeskrivningar behöver därför ständigt uppdateras. Denna skrift är avsedd att vara ett led i denna kedja och mycket av materialet har tagits direkt ur de tidigare vägledningarna.

Litteraturen inom området är idag mycket omfattande, och rapporten avser inte att täcka allt. Nya förslag till dimensioneringsmetoder och tillämpningsområden kommer också ständigt. I skriften behandlas främst vad som kan anses vara väl beprövat och de utvecklingstendenser som bedöms tillämpliga för svenska förhållanden.

Skriften innehåller således inga nya tidigare opublicerade forskningsresultat, utan innehållet är helt hämtat från tidigare vägledningar, SD:s rapporter och projekt, samarbetsprojektet EuroSoilStab, japanska handböcker, tidskrifts- och konferensartiklar, avhandlingar samt olika skrifter av främst Bengt Broms och Peter Carlsten.

Syftet med denna skrift är att den för de vanligaste och beprövade tillämpningarna skall utgöra en uppdaterad vägledning för utförande och dimensionering av djupstabilisering av jord genom inblandning av bindemedel. I detta avseende är den avsedd att användas som tidigare vägledningar. Syftet är också att ge en bak-

grund och förståelse för hur bindemedelsstabiliserad jord fungerar och de begränsningar för utnyttjande av det bindemedelsstabiliserade materialet som gäller vid de förenklade dimensioneringsregler som oftast används. Syften är vidare att översiktligt beskriva vad som bör beaktas när metoden skall utnyttjas för andra tillämpningar samt de nya dimensioneringsmetoder som är under framtagning för att bland annat hårdare och starkare pelare skall kunna utnyttjas än de som inryms i de förenklade dimensioneringsmetoder som normalt används idag.

Arbetet med skriften har bedrivits med en styr- och referensgrupp bestående av

Per-Evert Bengtsson	SGI
Håkan Eriksson	Hercules grundläggning AB
Göran Holm	Svensk Djupstabilisering
Magnus Karlsson	Banverket
Per Löfling	Vägverket Konsult
Lovisa Moritz	Vägverket

Rapporten har skrivits av Rolf Larsson, SGI, och redigerats av Jan Lindgren, SGI.

Under arbetets gång har skriften remitterats till beställare, konsulter, bindemedelstillverkare och entreprenörer. Speciellt värdefulla synpunkter har lämnats av

Peter Carlsten	Ramböll
Jan Ekström	Vägverket region Väst

som också skrivit de tidigare vägledningarna, samt

Claes Alén	SGI och CTH
Bengt Broms	
Torbjörn Edstam	WSP
Stefan Larsson	Tyréns AB
Helen Åhnberg	SGI

Ett stort antal andra geotekniker och aktörer i branschen har också medverkat.

Till alla dessa riktas ett stort tack.

Linköping juni 2006

Göran Holm  
Svensk Djupstabilisering

# Innehåll

<b>Förord</b> .....	3
<b>Inledning</b> .....	8
<b>Begrepp och definitioner</b> .....	11
<b>1. Allmänt om metoden att stabilisera jord genom inblandning av bindemedel</b> .....	15
1.1 Historik .....	15
1.2 Nuläge .....	15
1.3 Arbete inom Svensk Djupstabilisering .....	15
1.4 Under utveckling .....	17
<b>2. Speciella förutsättningar</b> .....	18
2.1 Vad är en bindemedelsstabiliserad pelare .....	18
2.2 Egenskaper .....	19
2.3 Torra respektive våta metoden .....	19
2.4 Masstabilisering .....	20
2.5 Liknande metoder .....	20
2.6 Användningsområden – tillämpningar och typ av jord .....	21
2.7 Miljö- och hälsoaspekter samt krav på tillgänglighet .....	24
<b>3. Erforderliga undersökningar före dimensionering</b> .....	26
3.1 Besiktning .....	26
3.2 Geoteknisk-geologisk undersökning .....	26
3.3 Lokal erfarenhet .....	27
3.4 Inblandningsförsök i laboratorium .....	28
3.4.1 Allmänt	
3.4.2 Val av stabiliseringsmedel	
3.5 Utförande av inblandningsförsök .....	31
3.5.1 Inblandning	
3.5.2 Lagring	
3.5.3 Provning av skjuvhållfasthet	
3.5.4 Utvärdering av elasticitetsmodul	
3.6 Provstabilisering i fält .....	34

<b>4. Dimensionering</b> .....	36
4.1 Dimensioneringsmetoder .....	37
4.2 Övergripande krav på förstärkningen .....	38
4.2.1 Livslängd	
4.2.2 Krav i brottgränstillstånd	
4.2.3 Krav i bruksgränstillstånd	
4.3 Dimensioneringsförutsättningar .....	39
4.3.1 Laster och lastkombinationer	
4.3.2 Geotekniska klasser	
4.3.3 Karakteristiska materialvärden	
4.3.4 Val av installationsmönster och kriterier för förstärkning med pelare	
4.3.5 Toleranser	
4.4 Förstärkning under bankar .....	53
4.4.1 Mjuka och halvhårda pelare	
4.4.1.1 Dimensionerande laster	
4.4.1.2 Dimensionerande materialvärden	
4.4.1.3 Beräkningsmodell för brottgränstillstånd	
4.4.1.4 Beräkningsmodell för bruksgränstillstånd	
4.4.2 Medelhårda och hårda pelare	
4.4.2.1 Brottgränstillstånd	
4.4.2.2 Bruksgränstillstånd	
4.4.3 Stabilisering av hela jordvolymen, blockstabilisering och masstabilisering	
4.4.3.1 Brottgränstillstånd	
4.4.3.2 Bruksgränstillstånd	
4.4.4 Block- och masstabilisering ovanpå pelare	
4.5 Pelare under grundplattor .....	71
4.5.1 Dimensionerande laster	
4.5.2 Dimensionerande materialvärden	
4.5.3 Beräkningsmodell brottgränstillstånd	
4.5.4 Beräkningsmodell bruksgränstillstånd	
4.5.5 Differenssättningar	
4.6 Pelarförstärkning av schakter, skärningar och slänter .....	73
4.6.1 Tillfälliga schakter	
4.6.2 Permanenta skärningar	
4.6.3 Pelare som komplement till spont och andra förstärkningsmetoder vid schaktning	
4.6.4 Pelare för att höja stabilitet i befintliga slänter	
4.7 Vibrationsdämpning .....	81
4.8 Redovisning .....	82
<b>5. Upphandling</b> .....	85
5.1 Allmänt .....	85
5.2 Entreprenadformer .....	86



<b>6. Bindemedel och tillsatsmedel</b> .....	91
6.1 Krav .....	91
6.2 Miljöplan .....	93
6.3 Bindemedelstransport och lagring och hantering på plats .....	93
<b>7. Utförande av förstärkning</b> .....	94
7.1 Preparering av markyta .....	94
7.2 Provstabilisering för verifiering och slutlig dimensionering .....	95
7.3 Utsättning .....	96
7.4 Installationsutrustning .....	96
7.5 Dosering av bindemedel .....	99
7.6 Blandningsutrustning .....	99
7.7 Speciella faktorer att beakta vid tillverkning av bindemedelsstabiliserade pelare .....	101
7.8 Tillverkningsprocess för bindemedelsstabiliserade pelare .....	103
7.9 Ordningsföljd vid pelarinstallation .....	104
7.10 Bankutfyllnad .....	105
7.11 Tillverkning av masstabilisering .....	106
<b>8. Kontroll</b> .....	108
8.1 Grundkontroll .....	108
8.2 Kompletterande kontroll vid underkända pelare .....	110
8.3 Tilläggskontroll .....	111
8.4 Kontrollmetod .....	115
8.5 Tidpunkt för kontroll .....	116
<b>Litteratur</b> .....	118
<b>APPENDIX</b>	
A. Lämpliga bindemedel och kombinationer .....	133
B. Förprovning i laboratorium av jord som skall stabiliseras genom inblandning av bindemedel .....	140
C. Kontrollmetoder för bindemedelsstabiliserade pelare och masstabiliserad jord i fält .....	154
D. Permeabilitet i bindemedelsstabiliserad jord .....	178
E. Hållfasthets- och deformationsegenskaper i bindemedelsstabiliserad jord .....	182
F. Exempel på dimensioneringar .....	190
F1 Exempel på dimensionering av en pelarförstärkning vid järnvägsbyggande ...	191
F1:1 Låg bank med pelare till fast botten .....	195
F1:2 Låg bank på svårstabiliserad lera med pelare till fast botten .....	223
F1:3 Låg bank med svävande pelare .....	254
F1:4 Hög bank med pelare till fast botten .....	284
F1:5 Skärning med pelare till fast botten .....	310
F2 Exempel på dimensionering av en pelarförstärkning för en vägbank .....	336
F3 Beräkningsexempel avseende stabilitet vid förstärkning av en ledningsgrav ...	350
G. Nya beräkningsmetoder .....	369
H. Inblandningsverktyg och metoder .....	377

# Inledning

Djupstabilisering av lös jord enligt kalkpelarmetodens grundkoncept har blivit en allt vanligare förstärkningsmetod inom mark- och trafikledsbyggnad. Användningsområdet omfattar också grundläggning av mindre byggnader samt jordförstärkning vid olika typer av stabilitetsproblem. Bland fördelarna med metoden märks främst möjligheten att genom anpassning av installationsmönster, pelaravstånd, pelardjup och pelardiameter skräddarsy förstärkningen efter det aktuella problemet. Möjlighet finns också att stabilisera hela jordmassan. Metoden ger ofta god ekonomi jämfört med andra åtgärder. Livscykelanalyser visar också att bindemedelsstabilisering av lös jord ofta är fördelaktigt jämfört med andra metoder med hänsyn till transporter och energiåtgång, (Rydberg och Andersson, SD Rapport 11).

Ursprungskonceptet med kalk som stabiliseringsmedel har numera kompletterats med ett stort antal bindemedelsblandningar med kalk och/eller cement som huvudingrediens beroende på aktuell jordart och i viss mån på önskade egenskaper hos den stabiliserade jorden. Enbart cement används också, men då främst vid masstabilisering av organisk jord.

Antalet aktörer bland beställare, projektörer, entreprenörer och kontrollanter är stort och utvecklingen går fort. Behovet av en fortlöpande uppdatering av sammanfattningar om metodens möjligheter och begränsningar, fällor och fel vid projektering och utförande samt kontrollbehov och aktuell teknik är därför stort.

Denna skrift sammanfattar dagens (vid årsskiftet 2005/2006) mer etablerade och allmänt accepterade kunskap inom projektering – utförande – kontroll. Materialet är hämtat från tidigare handledningar och senare tids litteratur inom området. Den samlade litteraturen inom området är mycket omfattande och endast det som är relevant för de metoder och tillämpningsområden som används i Sverige har medtagits. Rapporten är uppdelad på en huvuddel och ett antal appendix där olika aspekter på bindemedel, tillverkning, tekniska egenskaper hos bindemedelsstabiliserad jord, provning och kvalitetskontroll, beräkningsmetoder behandlas samt exempel på dimensionering ges. I dessa appendix

ges också referenser till var huvuddelen av uppgifterna är hämtade och var ytterligare information kan sökas. I huvudtexten ges endast några referenser till litteratur som behandlar tillämpningsområden som ligger något utanför de traditionella och mer väletablerade.

På många ställen i texten har införts förtydliganden, förklaringar och kommentarer. Dessa ges som fotnoter eller insprängda kursiverade textstycken.

Allmänna riktlinjer ges för projektering, upphandling, utformning av bygghandling och förfrågningsunderlag liksom rekommendationer för kvalitetskontroll.

Upphandling av stabiliseringsarbeten har hittills främst skett som utförandeentreprenad med föreskrivna bindemedel, inblandningsverktyg, inblandningsmetoder etc. Den största erfarenheten av praktiskt installationsarbete finns dock ofta hos de olika entreprenörerna. För att denna erfarenhet skall kunna utnyttjas och för att stimulera utvecklingen föreslås en ny entreprenadform.

Användningen av bindemedelsstabilisering av jord har varit stor under senare år. Framförallt tillämpas metoden inom områdena vägbankar, järnvägsbankar och mindre broar, typ slutna ramar och den totala omfattningen påverkas därför stort av de infrastuktursatsningar som görs. Erfarenheten av metoden är också störst för dessa tillämpningar. Den traditionella beräkningsmodellen för förstärkning för reduktion av sättningar beskrivs. Metoden är under utveckling och kan efter överenskommelse mellan beställare och projektör modifieras och/eller användas även i andra tillämpningsområden (t.ex. byggnader). Någon ny färdig, beprövad och allmänt accepterad beräkningsmetod har dock ännu inte hunnit utvecklas.

Förstärkningsmetoden har en stor användningspotential även inom andra tillämpningsområden. Höghållfasta pelare används redan och kommer troligen att ha en marknad framöver. För att till fullo kunna utnyttja dessa på ett säkert sätt krävs dock nya beräkningsmodeller och nya regler för dimensionering, utförande och kontroll. Bindemedelsstabilisering av jord används också för vibrationsdämpning.

Masstabilisering är en senare metodutveckling som har kommit att få en stor användning i främst organiska jordar. Allmänna riktlinjer för projektering, utförande och kontroll av denna typ av stabilisering ges också.

Djupstabilisering används dessutom för att lösa stabilitetsproblem. I detta fall

skall ett stort antal faktorer beaktas vid utförande och dimensionering. Dessa faktorer beskrivs i princip och ett exempel ges som avser att ytterligare belysa olika brottmekanismer och faktorer som måste beaktas.

Djup- och masstabilisering används också för att binda och oskadliggöra olika typer av föroreningar i mark genom så kallad stabilisering/solidifiering. Detta främst som ett alternativ till urgrävning och deponering av de förorenade massorna.

Djupstabilisering med bindemedelsstabiliserade pelare har visat sig vara en robust och användarvänlig metod för förstärkning av jorden under väg- och järnvägsbankar. Med den förenklade dimensioneringsmetod som normalt används är projekteringen relativt enkel och innebär rätt utförd inga speciella risker. Även med de begränsningar för utnyttjande av pelarnas hållfasthet som är förknippade med den förenklade dimensioneringsmetoden är metoden normalt ett ekonomiskt och praktiskt alternativ vid denna tillämpning.

För ovanstående tillämpning och dimensioneringsmetod kan metoden betraktas som väl beprövad och projekteringen utföras enligt vad som i regelverk för andra konstruktioner betecknas som geoteknisk klass 2, GK2. Geotekniska klasser har ännu inte införts i Vägverkets och Banverkets regelverk, men i samråd med representanter för dessa verk, vilka ingår i svensk Djupstabilisering, har texten i denna skrift utformats i motsvarande anda. Vad som här hänförs till GK2 kan således betraktas som väl beprövade tillämpningar där projektering kan göras med de förenklade dimensioneringsregler som anges, under förutsättning att tillhörande begränsningar beaktas.

Användningsområdet är mycket större än så, men all annan projektering av förstärkning med bindemedelsstabiliserad jord bör utföras enligt GK3. Detta innebär, beroende på vilka faktorer som medfört att konstruktionen hänförs till GK3, att

- Andra dimensioneringsmetoder skall användas.
- Dimensionering och kontroll skall granskas av oberoende sakkunnig.
- Tilläggskontroll skall utföras med avseende på de speciella förhållanden som medfört att projekteringen skall utföras enligt GK3.
- Utökad antal kontroller av produktionspelare och eventuella provpelare.

# Begrepp och definitioner

## Beteckningar

$\beta$	Faktor för beräkning av karakteristisk effektiv kohesion i pelare, $c'_{k, pel}$
$\delta_{s_d}$	Differenssättning
$\Delta h$	Lagertjocklek
$\phi'$	Effektiv friktionsvinkel
$\phi'_{k, jord}$	Karakteristisk effektiv friktionsvinkel i naturlig jord
$\phi'_{k, pel}$	Karakteristisk effektiv friktionsvinkel i pelare
$\gamma_{jord}$	Tunghet hos naturlig jord
$\gamma'_{jord}$	Effektiv tunghet hos naturlig jord
$\gamma_k$	Karakteristisk tunghet
$\gamma_m$	Partialkoefficient för materialegenskap
$\gamma_{pel}$	Tunghet hos pelare
$\gamma_w$	Tunghet hos vatten
$\rho$	Densitet
$\rho_{medel}$	Medeldensitet
$\sigma_b$	Total normalspänning i pelarskivas bakkant
$\sigma_f$	Total normalspänning i pelarskivas framkant
$\sigma_{vo}$	Rådande totalt överlagringstryck in situ
$\sigma'_0$	Effektiv vertikal normalspänning före belastning, in situ
$\sigma'_c$	Förkonsolideringstryck
$\sigma'_L$	Gränstryck
$\sigma_h$	Total horisontalspänning mot pelarna
$\sigma_{kryp, pel}$	Gränsspänning över vilken stora plastiska deformationer uppstår
$\tau$	Skjuvspänning
$\tau_{medel}$	Genomsnittlig skjuvspänning längs omkretsen av ett pelarförstärkt block
$\tau_{fd}$	Dränerad skjuvhållfasthet
$\tau_{fdk}$	Dränerad skjuvhållfasthet, karakteristiskt värde
$\tau_{fdk, pel}$	Dränerad skjuvhållfasthet i pelare, karakteristiskt värde
$\tau_{fu}$	Odränerad skjuvhållfasthet
$\tau_{fuk}$	Odränerad skjuvhållfasthet, karakteristiskt värde
$\tau_{fduk}$	Skjuvhållfasthet, karakteristiskt värde vid partiellt dränerad och partiellt odränerad analys

$A$	Pelares tvärsnittsarea
$A_{\text{sond}}$	Pelarsondspetsens och vingarnas sammanlagda tvärsnittsarea
$a$	Pelartvärsnittets andel per ytenhet, täckningsgrad
$b$	Bredd
$c, c/c$	Pelarnas centrumavstånd
$c'$	Effektiv kohesion
$c'_k$	Karakteristisk effektiv kohesion
$c'_{k,jord}$	Karakteristisk effektiv kohesion i naturlig jord
$c'_{k,pel}$	Karakteristisk effektiv kohesion i pelare
$c_u$	Odränerad skjuvhållfasthet
$c_{uk}$	Karakteristisk odränerad skjuvhållfasthet
$c_{uk,jord}$	Karakteristisk odränerad skjuvhållfasthet i naturlig jord
$c_{uk,pel}$	Karakteristisk odränerad skjuvhållfasthet i pelare
$c_{vh}$	Konsolideringskoefficient för vertikal kompression och horisontell strömning
$D$	Diameter
$D$	Djup
$E$	Elasticitetsmodul
$E_{50}$	Elasticitesmodul, sekantmodul vid 50 % brottpåkänning
$E_{pel}$	Elasticitetsmodul för pelare
$E_{k,pel}$	Karakteristiskt värde på elasticitetsmodul för pelare
$f$	Effektivitetsfaktor
$F_c$	Säkerhetsfaktor vid odränerad analys
$F_{komb}$	Säkerhetsfaktor vid kombinerad analys
$F_c \phi$	Säkerhetsfaktor vid dränerad analys
$F_{ostab}$	Säkerhetsfaktor för oförstärkt jord
$F_{2-dim}$	Säkerhetsfaktor vid tvådimensionell analys
$F_{3-dim}$	Säkerhetsfaktor vid tredimensionell analys
$G_{jord}$	Skjuvmodul för naturlig jord
$H$	Höjd
$h_w$	Höjd över vilken endast vattentryck verkar (Sprickdjup)
$k_{jord}$	Permeabilitet i naturlig jord
$k_{pel}$	Permeabilitet i pelare
$L_{pel}$	Ekvivalent pelarlängd
$L_D$	Dräneringslängd
$M$	Kompressionsmodul
$M'$	Modultal
$M_L$	Kompressionsmodul för spänningar mellan $\sigma'_c$ och $\sigma'_L$
$M_{jord}$	Kompressionsmodul för naturlig jord
$M_{max}$	Maximalt vridmoment vid vingförsök
$M_0$	Kompressionsmodul vid spänningar under förkonsolideringstrycket

$m$	Massa
$m_1, m_2, \dots, m_n$	Delmassor
$N_c$	Konfktor för uppmätt spetstryck vid CPT-sondering
$N_c$	Bärighetsfaktor
$N_{qt}$	Konfktor för totalt spetstryck vid CPT-sondering
$n$	Förhållandet mellan pelares influensradie och pelares radie ( $R/r$ )
$K_p$	Koefficient för passivt jordtryck
$Q$	Total last på pelarblock
$Q_{sond}$	Sondmotstånd vid pelarsondering i naturlig jord
$q_c$	Uppmätt spetstryck vid CPT-sondering
$q_t$	Totalt spetstryck vid CPT-sondering
$q_{tot}$	Total vertikalspänning på pelarförstärkt yta
$q_{pel}$	Vertikalspänning i pelare
$q_{pel,kryp}$	Maximal vertikalspänning som kan tas upp i pelare utan att stora plastiska deformationer uppstår
$q_{jord}$	Vertikalspänning i naturlig jord
$q_{k, pel}$	Karakteristisk tryckhållfasthet i pelare
$q_{k0, pel}$	Karakteristisk tryckhållfasthet i pelare då horisontalspänningen är 0
$q_{uk, pel}$	Karakteristiskt odränerad tryckhållfasthet för pelare
$R$	Pelares influensradie
$r$	Pelares radie
$S_{eff}$	Stabiliseringseffekt, kvot mellan skjuvhållfasthet i stabiliserad jord och skjuvhållfasthet i ostabiliserad jord
$S_t$	Sensitivitet
$s$	Sättning
$s_{pel}$	Sättning i pelare
$s_{jord}$	Sättning i jord
$t$	Konsolideringstid
$U$	Konsolideringsgrad
$u_{pel}$	Vattentryck i pelare
$V$	Volym
$V_1, V_2, \dots, V_n$	Delvolym
$w_L$	Flytgräns
$w_N$	Naturlig vattenkvot
$z$	Djup under referensnivå

## Benämningar

AB 04	Allmänna bestämmelser
AF	Administrativa föreskrifter
AMA 98	Allmän material- och arbetsbeskrivning
ASTM	American Society for Testing of Materials
ATB VÄG och AMA 04 VÄG	Vägverket, Allmän teknisk beskrivning för vägkonstruktioner
BGEO	Sammanfattande begrepp för geoteknisk byggbeskrivning, ex. TBv/geo
BKR	Boverkets konstruktionsregler
BRO	Vägverket, Allmän teknisk beskrivning för broar
BV BRO	Se BVS 583.10
BVF 585.10	Banverkets föreskrifter – Stabilitetsanalyser
BVF 585.13	Banverkets föreskrifter – Jorddynamiska analyser
BVF 585.14	Banverkets föreskrifter – Tillåtna sättningar i banunderbyggnad och undergrund
BVH 585.16	Banverket – Kalk- och kalkcementpelare
BVS 583.10	Banverkets ändringar och tillägg till Vägverkets BRO
BVS 585.12	Banverket – Trafiklast vid dimensionering av geokonstruktioner
GK	Geoteknisk klass
ISO	International Standards Organisation KC-pelare kalkcementpelare
MB	Mängdbeskrivning
MF	Mängdförteckning
NAD(S)ENV	National Application Dokument (Sweden) för Europaförnorm
SGF	Svenska geotekniska föreningen
SS	Svensk standard
TB	Teknisk beskrivning
VVFS 2004:31	Vägverkets föreskrifter om bärförmåga, stadga och beständighet hos byggnadsverk vid byggande av vägar och gator



# 1. Allmänt om metoden att stabilisera jord genom inblandning av bindemedel

## 1.1 HISTORIK

Kalkpelarmetoden för djupstabilisering av lösa jordar introducerades i Sverige i mitten av 1970-talet och utvecklades sedan i främst Sverige och Japan. Ytstabilisering av jord med kalk har använts mycket längre än så. Det nya var att blanda in kalk på djupet och skapa pelare av stabiliserad jord. Metoden har sedan utvecklats så att grövre och längre pelare har kunnat tillverkas och andra bindemedel och bindemedelskombinationer, främst med cement, har kommit till användning. Samtidigt har installationstekniken utvecklats och nya installationsmönster har skapats allteftersom tillämpningsområdet har breddats. Bland fördelarna med metoden märks främst möjligheten att genom anpassning av installationsmönster, pelaravstånd, pelardjup och pelardiameter skraddarsy förstärkningen efter det aktuella problemet. Metoden ger ofta god ekonomi jämfört med andra förstärkningsåtgärder.

## 1.2 NULÄGE

Idag tillverkas huvuddelen av pelarna av stabiliserad jord i Sverige som kalk/cementpelare, KC-pelare, med olika förhållanden mellan bindemedelskomponenterna. Också andra komponenter, främst malen granulerad masugnsslagg, förekommer tillsammans med kalk och cement. Bindemedelskombinationen avpassas efter den aktuella jorden och vilka krav som ställs på den stabiliserade jordens egenskaper. I främst torv, har också metoden med stabilisering i stora block, främst masstabilisering, fått en relativt stor användning.

## 1.3 ARBETE INOM SVENSK DJUPSTABILISERING

Forskningscentrat Svensk Djupstabilisering, SD, har verkat under cirka 10 år och startade som en branchgemensam FoU-satsning för att vidareutveckla och marknadsföra svensk djupstabiliseringsteknik. Med tiden har området utvidgats och kommit att innefatta även masstabilisering och inledande studier av stabilisering/solidifiering av förorenad jord på plats. Det geografiska området har också utökats så att många bidrag och erfarenheter kommit in från de nordiska grannländerna och ett stort europagemensamt projekt, EuroSoilStab, har också

genomförts. Detta har i sin tur medverkat till att en nu antagen europeisk standard för utförande av djupstabilisering med bindemedelsinblandning tagits fram.

Arbetet inom SD har varit uppdelat på ett stort antal delprojekt med syfte att bland annat

- Dokumentera erfarenheter från olika projekt och tillämpningar.
- Undersöka de kemiska processer som uppträder vid stabiliseringen och därmed få en djupare förståelse för hur olika bindemedel fungerar i olika typer av jord, samt hur de eventuellt påverkar jorden och miljön i omgivningen utanför den stabiliserade jordvolymen.
- Studera den stabiliserade jordens tekniska egenskaper med avseende på hållfasthet, styvhet och permeabilitet samt hur dessa egenskaper förändras över tiden.
- Utveckla nya bindemedel och bindemedelskombinationer för att skapa produkter med bättre egenskaper i olika avseenden, skapa möjligheter till stabilisering av jord där effekten av de mer traditionella bindemedlen inte varit tillfredsställande samt ett mer ekonomiskt utnyttjande av befintliga materialresurser.
- Förbättra tillverkningsmetodiken med nya inblandningsverktyg och inblandningsförfaranden som är avpassade för den aktuella typen av jord och det syfte och de restriktioner som gäller för det aktuella projektet.
- Förbättra det geotekniska underlaget för bedömning av metodens lämplighet och dimensionering.
- Förbättra och standardisera metoderna vid förprovning av bindemedelsstabiliserad jord i laboratoriet.
- Utveckla provningsmetoder för bindemedelsstabiliserade pelare och masstabiliserad jord i fält.
- Utveckla dimensioneringsmetoder.
- Skapa regler för installation och provning av stabiliserade provpelare och provtytor i fält.
- Skapa regler för upphandling av stabiliseringsarbeten.
- Skapa regler för kontroll och åtgärder under produktionen.

Resultat av detta arbete har redovisats i SD:s egna rapportserier, som examensarbeten, licentiatavhandlingar och doktorsavhandlingar och andra rapporter vid de tekniska högskolorna, i publikationer från Statens geotekniska institut och i ett stort antal tidskrifts- och konferensartiklar, bland annat till de av SD arrangerade internationella konferenserna Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilisation och Deep Mixing '05 i Stockholm 1999 respektive 2005. Resultaten har

också kommit till direkt praktisk i nytta allteftersom de kommit fram i form av nya tillämpningsområden för metoden, nya rekommendationer för val av bindemedel och bindemedelsmängder, nya handledningar för utförande av laboratorieförsök, nya inblandningsverktyg och inblandningsmetoder, användande av nya och utvecklade provningsmetoder, nya rekommendationer för installationsmönster och dimensionering vid speciella tillämpningar m.m. En ”Design Guide” på engelska har också tagits fram inom samarbetsprojektet EuroSoilStab.

I den här föreliggande skriften ingår det som bör vara känt och beaktas av de som beställer, projekterar och utför djupstabiliseringar med bindemedel för vanliga geotekniska ändamål. Den utgör dock ingen sammanfattning av allt det arbete som utförts inom SD eller alla de kunskaper som tagits fram, utan endast huvuddragen av de resultat som är applicerbara i detta sammanhang. För andra tillämpningar och fördjupning i olika frågeställningar hänvisas till andra dokument, i första hand de som anges i referenslistan.

## **1.4 UNDER UTVECKLING**

Det arbete som intensifierades genom SD fortsätter i form av utökade projekt och följdprojekt som initierats av de erfarenheter som uppnåtts, men ofta med andra finansiärer.

De olika teknikerna för installation av bindemedelsstabiliserade pelare och masstabilisering utvecklas fortlöpande. Likaså utvecklas och prövas nya bindemedelskombinationer och metoder för kontroll av slutprodukterna. Nya tillämpningsområden prövas i viss utsträckning och en utveckling av dimensioneringsmetoderna och kontrollmetoderna pågår.

## 2. Speciella förutsättningar

### 2.1 VAD ÄR EN BINDEMEDELSSTABILISERAD PELARE?

En bindemedelsstabiliserad pelare, ofta kallad KC-pelare eftersom en blandning av kalk och cement är det idag oftast använda bindemedlet, är en pelare av stabiliserad jord som tillverkas på plats. Detta görs genom att ett roterande blandningsverktyg trycks ned i den naturliga jorden och bindemedel matas ut och blandas in under omrörning av jordmassan. Bindemedelstillsats kan ske under såväl nedtryckning som uppdragning, men i Sverige är det vanligast att jorden endast rörs om under neddrivningen och att bindemedelsutmatning och blandning sker under uppdragningen. Under operationen registreras utmatad bindemedelsmängd, rotationshastighet och nedtrycknings- respektive uppdragningshastighet. Direkt efter installationen startar en kemisk reaktion mellan bindemedlet, vattnet i den blandade jord- och bindemedelsmassan och mellan de olika fasta komponenterna i denna. Hastigheten och storleken av hållfasthetstillväxten i pelaren beror främst på det ursprungliga jordmaterialet, typ av bindemedel och bindemedelsmängd men också på faktorer som hur väl materialen blandats och vilken temperatur som utvecklas i jorden under den kemiska reaktionen. Man skiljer på mjuka, halvhårda, medelhårda och hårda pelare beroende på vilka egenskaper de skall få och hur de är tänkta att fungera. Beroende på hårdhet och sprödhet hos pelarna kan olika grader av hållfastheten i den omgivande jorden mobiliseras vid de deformationer som pelarnas maximala hållfasthet mobiliseras. Med mjuka och halvhårda pelare avses i Sverige normalt pelare med en odränerad skjuvhållfasthet upp till 150 kPa, medelhårda pelare har skjuvhållfasthet mellan 150 och 300 kPa och hårda pelare skjuvhållfasthet över 300 kPa. För mjuka och halvhårda pelare antas normalt att full hållfasthet i omgivande naturlig jord kan mobiliseras samtidigt med pelarnas hållfasthet, för medelhårda pelare antas att en viss del av hållfastheten i jorden kan utnyttjas samtidigt och för hårda pelare antas att ingen del av hållfasthet i den omgivande jorden utnyttjas vid den deformation som pelarnas maximala hållfasthet mobiliseras.

## 2.2 EGENSKAPER

En bindemedelsstabiliserad pelare kan grovt liknas vid en oarmerad betongpelare som ofta har förhållandevis låg hållfasthet och styvhet och heterogena egenskaper. Den tillverkas på plats i jorden och egenskaperna blir i hög grad beroende på hur väl inblandningen (fördelningen) av bindemedlet blir i fält. Använd bindemedelstyp och mängd baseras vanligen på lokal erfarenhet av liknande jordar och laboratorieförsök, men det verkliga utfallet i fält kan ofta bli mycket annorlunda än det som erhålls i laboratoriet och vid till synes likartade jordförhållanden. Möjligheterna till inspektion och provning av slutprodukten är begränsade och utgörs normalt av relativt grova stickprovsundersökningar. En pelare där blandningen är ofullständig liknas ofta vid en hög och smal stapel av tunna hårda skivor med mellanliggande mjukare material och endast liten vidhäftning mellan skivorna. En sådan stapel kan belastas med relativt höga vertikallaster, förutsatt att de är centriska och att en viss kompression kan tillåtas. Den har dock låg knäckhållfasthet och kan inte ta upp laster som skapar påtagliga böjpåkänningar och kan inte heller ta upp några dragpåkänningar. Möjligheten att ta upp skjivpåkänningar tvärs pelaren är också starkt begränsad. Även vid en god inblandning kan svaghetskikt uppträda i pelarna på grund av skikt och andra variationer i den naturliga jorden. Dessa förutsättningar ligger till grund för de enkla dimensioneringsregler och de lastbegränsningar som idag normalt används. För att minska risken för böjning och knäckning kan pelarna placeras i block eller skivor med överlappning mellan pelarna. I dessa fall kan dock överlappningszonerna utgöra svaghetsplan och den verkliga överlappningen på större djup är osäker. Modellförsök till brott på skivor har visat att skjubbrott ofta först uppstår i överlappningszonerna varpå de enskilda pelarna knäcks. Också detta kan anses vara inbegripet i de enkla dimensioneringsreglerna. Allt utnyttjande av högre hållfastheter än vad som tillåts i dessa schablonmetoder och användande av andra dimensioneringsprinciper måste vara åtföljt av en starkt utökad kontroll av tillverkning och slutprodukt. Dessutom bör konstruktionens funktion vid den efterföljande belastningen kontrolleras samt ett åtgärdsprogram finnas om det visar sig att denna inte är tillfredsställande.

## 2.3 TORRA RESPEKTIVE VÅTA METODEN

Tillverkning av pelare av stabiliserad jord sker enligt två metoder, den torra respektive våta metoden. I Sverige har hittills endast den torra metoden använts. I denna metod blåses det torra bindemedlet in i jorden genom munstycken i blandningsvertyget med hjälp av tryckluft. Bindemedlet reagerar sedan med det naturliga vattnet i den omrörda jord- och bindemedelsblandningen. Metoden lämpar sig bäst för lösa jordar med högt naturligt vatteninnehåll. I den våta me-

toden blandas först bindemedlet, främst cement, med vatten varpå suspensionen pumpas in i jorden under blandningen. Den våta metoden kan användas även i jord med lågt naturligt vatteninnehåll och underlättar inblandningen av cement, som för den torra metoden normalt kräver större inblandningsarbete än kalk. I vissa fall har också armering tryckts ned i pelare tillverkade enligt den våta metoden direkt efter inblandningen.

En variant av den torra metoden har tagits fram, där vatten vid behov kan blåsas in under omrörningen samtidigt med det torra bindemedlet. Med denna metod kan man stabilisera de partier i jordprofilen där den naturliga vattenkvoten är för låg för att medge en god inblandning och fullständiga reaktioner hos bindemedlet, som t.ex. torrskorpelera, samt fastare lager av sand och silt där blandningsverktyget annars har svårt att penetrera.

## **2.4 MASSTABILISERING**

Block- eller cellstabilisering, där hela jordmassan stabiliseras till ett visst djup kan utföras genom att installera pelare som överlappar varandra i horisontalplanet så att endast försumbara volymer av ostabiliserad jord återstår. För masstabilisering av ytliga lager av främst organisk jord används ett fräs- eller blandningsverktyg monterat på en grävmaskinsarm till att röra om och blanda in bindemedel. Denna teknik kan idag användas till ett djup av cirka 5 m. Blandningen utförs då etappvis så att jorden inom maskinens räckområde stabiliseras, varpå ett bärlager förs på så att maskinen kan köras ut på den stabiliserade jorden och operationen upprepas för nästa etapp. Även vid en god inblandning blir massan ofta tämligen inhomogen och metoden bör alltid kombineras med förbelastning för att avsett resultat skall uppnås.

## **2.5 LIKNANDE METODER**

Det finns ett stort antal andra förstärkningselement som tillverkas på plats i jorden, som jet-pelare, grävpålar, sekantpålar, slitsmurar m.fl. För alla dessa gäller dock att den naturliga jorden grävs ur eller pressas undan och ersätts av betong som pumpas ned och som regel också armeras. Skillnaden mellan dessa och bindemedelsstabiliserade pelare är därmed stor i nästan alla avseenden. Bindemedelsstabiliserade pelare som tillverkats enligt den våta metoden och försetts med armering är de som kommer närmast de andra elementen, men skillnaden är fortfarande stor beträffande såväl egenskaper som tillverkningskostnader.

## 2.6 ANVÄNDNINGSSOMRÅDEN – TILLÄMPNINGAR OCH TYP AV JORD

Det huvudsakliga användningsområdet för bindemedelsstabiliserade pelare i Sverige har hittills, (fram till våren 2005), varit att reducera sättningar, påskynda konsolideringen och säkerställa stabiliteten i lösa jordar under väg- och järnvägsbankar samt mindre broar, typ slutna ramar. Ungefär 90 % av alla tidigare installationer har utförts för dessa ändamål. Användningen accelererade stadigt sedan introduktionen på 1970-talet, under 80- och början av 90-talet och har nu stabiliserats till att främst variera med omfattningen av pågående infrastrukturprojekt i områden med dessa jordförhållanden. Förstärkning med bindemedelsstabiliserade pelare för detta ändamål bör, om möjligt, kombineras med förbelastning och överlast för att konsolidera jorden. En avlastning av 0,5 – 1 m fyllning vid förbelastningens slut minskar framtida krypsättningar inom den förstärkta jordvolymen. Med uppföljning av förbelastning kan också den förstärkta undergrundens bärighet verifieras. Förbelastningen kräver dock en längre byggtid. Utan förbelastning och i de fall pelarna inte når ned till fast botten finns risk för långtidssättningar som måste vägas in vid en bedömning av metodens funktion och ekonomi.

Bindemedelsstabiliserade pelare enligt den torra metoden utförs i Sverige idag normalt med diametrarna 0,5, 0,6 eller 0,8 m och med en maximal längd av cirka 25 m. Pelare med 0,6 m diameter är vanligast. Pelare med stor diameter är ofta ekonomiskt fördelaktiga då en stor jordvolym skall stabiliseras, t.ex. i block och väggar samt i olika schaktkonstruktioner. Installationen begränsas dock till mycket lös jord på grund av erforderligt vridmoment.

Bindemedelsstabiliserade pelare kan i stor utsträckning ersätta eller komplettera bankpålning och vertikaldränering. Pelarförstärkning är en flexibel grundläggningsmetod som med fördel kan användas för t.ex. tillfartsbankar till broar, speciellt om bron också grundläggs på pelarförstärkt jord.

Pelarovstånden styrs ofta av att hela jordmassan med pelare och mellanliggande ostabiliserad jord skall kunna konsolidera under förbelastningstiden. För att höja stabiliteten och därmed minska risken för böjning och knäckning av pelarna i det stabiliserade området, är det ofta lämpligt att lägga ut tryckbankar. Där överskottsmassor finns är detta en billig kompletterande åtgärd för att säkerställa det avsedda beteendet hos konstruktionen.

Mindre broar av typen slutna ramar är måttligt sättningssärliga och kan därvid grundläggas på plattor på pelarförstärkt jord. Pelarna, i kombination med förbe-

lastning, minskar sättningarna och förbättrar bärförmågan. Bindemedelsstabiliserade pelare innebär i många fall en bättre lösning för sådana broar än pålgrundläggning, 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.

Bindemedelsstabiliserade pelare kan också användas för grundläggning av mindre och måttligt sättningssärliga byggnader. Man bör då använda styva plattor eller rambalkar som vilar på pelarna för att jämna ut de sättningsskillnader som kan uppstå på grund av ojämnheter i kvaliteten hos de enskilda pelarna. Förbelastning med en fyllning som motsvarar byggnadens vikt är en alternativ metod att ta ut sättningar i förväg och att undvika ojämna sättningar hos den senare konstruktionen.

Ytterligare användningsområden är stabilisering av jorden under och vid sidan av ledningsgravar och andra mindre schakter. Bindemedelsstabiliserade pelare har också använts för att stabilisera rasmassor och för att säkerställa stabiliteten i schakt och skärningsslänter samt för att minimera jordrörelserna vid andra anläggningsarbeten. De används också för att minska vibrationer från främst järnvägstrafik, (se t.ex. SD Rapport 10).

Bindemedelsstabiliserade pelare används normalt inte som ensam åtgärd att höja säkerheten i naturliga slänter med låg stabilitet. I de fall metoden används för detta ändamål i kombination med andra åtgärder bör detta ske med stor försiktighet och noggrann kontroll av portryck och rörelser under utförandet (installationen).

Utomlands har metoden fått fler tillämpningsområden och en stark maskinutveckling. Speciellt i Japan har mycket stora maskiner tillverkats som kan installera pelare till stora djup såväl på land som på större vattendjup till havs. Exemplet på användningsområden från grundläggning av vågbrytare och dammar till relativt höga byggnader med hänsyn tagen även till jordbävningseffekter, liksom för stabilisering av väggar och bottnar i stora djupa schakter, är många. Det bör dock observeras att detta skett med en maskinutrustning och teknik som starkt skiljer från den som hittills använts i Sverige.

Användningsområdet startade med stabilisering av lös lera med kalk, men har utvidgats till stabilisering av alla typer av lös jord som silt, lerig silt, siltig lera, organisk lera, gytta och torv genom att nya bindemedel och kombinationer av dessa tillkommit. För närvarande prövas lämpliga bindemedel för att stabilisera



även sulfidjord.

Stabilisering av torv görs med cementbaserade bindemedel och har tillkommit relativt nyligen i samband med utvecklingen av masstabiliseringstekniken för ytliga jordlager. I detta fall installeras ofta bindemedelsstabiliserade pelare i undergrunden av lera och organisk lera medan de övre jordlagren masstabiliseras till ett block som vilar på pelarna.

Möjligheten att stabilisera såväl ytliga som djupa lösa jordlager har öppnat nya möjligheter att utnyttja områden med dåliga markförhållanden ur anläggnings-synpunkt. Måttligt tunga men mycket ytkrävande anläggningar som t.ex. köp-centra med tillhörande parkeringsplatser, områden för lätt industri och även bostadsområden med lättare bebyggelse har därmed kunnat förläggas till områden som tidigare bedömts vara olämpliga ur marksynpunkt. Möjligheten till markstabilisering har på så vis fått stor inverkan på den fysiska planeringen i vissa regioner i bl.a. Finland, (se t.ex. Rathmayer 1997, Lahtinen et al. 2005 och Kangas and Korhonen 2005).

Djup- och masstabilisering av förorenad jord, stabilisering/solidifiering (S/S), har också kommit att tillämpas i stor omfattning, hittills dock främst utomlands. Härvid binds föroreningarna fysikaliskt eller inestängs i en stabiliserad massa (solidifiering) eller omvandlas kemiskt genom reaktioner mellan förorening och tillsatt stabiliseringsmedel så att mobiliteten hos föroreningen reduceras (stabilisering). Målsättningen är att oskadliggöra och förvara föroreningen på plats istället för att gräva upp den. Åtgärden kan avse såväl kemisk stabilisering av föroreningarna så att dessa binds och inte kan lakas ut som en kombination av detta och en förstärkning av jorden ur styvhets- och hållfasthetssynpunkt. Detta har ofta stora fördelar ur arbets- och energisynpunkt jämfört med urgrävning, transport och deponering samt återfyllnad med ersättningsmassor. Ur kemisk stabiliseringssynpunkt är cement att föredra framför kalk, och speciellt slagg har visat sig effektivt för att binda tungmetaller. Även mindre mängder av oljeföroreningar kan bindas på detta vis. Behovet av förundersökningar i varje projekt och forskning på området är stort eftersom processerna ofta är okända och riktlinjer saknas, (se vidare SD Arbetsrapport 25 samt t.ex. Holm et al. 2005, Essler 2005, Knop et al. 2005 och Jelisic and Leppänen 2005).

Tekniken har också använts för rening av jord som förorenats med flyktiga organiska ämnen. Man har då utnyttjat att inblandning av osläckt kalk resulterar i en hög temperatur i jorden, varvid de flyktiga ämnena avgår i gasform och kan samlas upp och oskadliggöras (Higaki and Takeda 2005).

## 2.7 MILJÖ- OCH HÄLSOASPEKTER SAMT KRAV PÅ TILLGÄNGLIGHET

Djupstabilisering av jord med bindemedel innebär normalt inga större olägenheter för omgivningen, men en ovarsam hantering av bindemedlen och ett olämpligt förfarande vid installationen kan innebära miljö- och hälsorisker.

Många bindemedel kan medföra hälsorisker med skador på ögon, andningsorgan och oskyddade hudpartier. Även om det är operatörerna i direkt kontakt med utförandet som är mest utsatta för riskerna, kan detta även drabba förbipasserande och folk som bor och arbetar i grannskapet. Också växtlighet och djurliv samt vattendrag i närområdet kan påverkas. Utsläpp av torra bindemedel i luften i samband med såväl transport, lagring, blandning och användning måste därför förhindras. Ett speciellt problem är så kallade bindemedelspuffar som uppstår då bindemedel blåses in i jorden på så grunda djup att överlagringstrycket inte räcker till för att hålla emot utan bindemedelsdammet blåses rakt upp i luften. Detta kan förhindras genom aktsamhet och användande av speciella manschetter.

På grund av hälsoriskerna skall operatörerna på marken vara utrustade med skyddskläder och andningsskydd. Maskinföraren sitter normalt i en kabin med utrustning som förhindrar damminträngning. Alla tryckbehållare, rör, slangar och anslutningar skall vara regelbundet kontrollerade. Lämplig utrustning för akutbehandling av skador på grund av oavsiktlig kontakt med bindemedlen skall också finnas på plats.

Vid stabilisering av förorenad jord kan speciella problem uppstå, vilket kräver speciell försiktighet. Bindemedelsinblandning i jord med extremt lågt pH kan t.ex. resultera i häftiga reaktioner och ett fall med utveckling av direkt livshotande gaser har rapporterats (Bates and Malott 2005). Detta hade dock kunnat förutses. I jord som förorenats med flyktiga ämnen kan stabiliseringen resultera i att dessa ämnen avgår i gasform och sprids.

Installation av bindemedelsstabiliserade pelare kräver transportvägar för maskiner och bindemedelsleveranser. Det kräver också utrymme för lagring av bindemedel och eventuell blandning av dessa. Dessa utrymmen måste vara belägna så att de inte är i vägen för installationsprocessen samtidigt som de inte bör ligga så långt bort att detta påverkar produktionen.

Installation av bindemedelsstabiliserade pelare kan påverka närliggande mark. Installationsarbetet medför att jorden i pelarna rörs om och tillfälligt kan förlora

det mesta av sin hållfasthet, samtidigt som ytterligare material tillförs. Detta medför ökande horisontaltryck och porvattentryck i jorden samt normalt en viss hävning och hållfasthetsnedsättning i omgivande jord. Detta kan i sin tur förorsaka skador på närliggande konstruktioner och ledningar i mark. I lutande terräng medför installationen att stabiliteten tillfälligt minskar vilket, om kontrollen är bristfällig, i värsta fall kan leda till brott.

Installation och transporter utförs med relativt tunga maskiner och fordon. Eftersom den ostabiliserade jorden normalt är lös, medför detta att trafikvibrationerna kan bli relativt stora och vara påtagliga på relativt stort avstånd. Själva installationsarbetet förorsakar dock endast måttliga vibrationer och ljudnivån är låg jämfört med andra anläggningsmaskiner som t.ex. utrustning för på- och spontslagning.

Installation av bindemedelsstabiliserade pelare innebär att bindemedel med nya kemiska komponenter förs ned i jorden. Såväl dessa som de reaktionsprodukter som uppstår då bindemedlet reagerar med den naturliga jorden kan påverka grundvattnet och närliggande vattendrag. Enligt grundvattendirektiven från EU skall i princip såväl bindemedlet som reaktionsprodukterna betraktas som möjliga föroreningskällor och urlakningspotentialen fastställas. Detta är dock ofta inte realistiskt och undantag görs därför i flera fall för konstruktionsmaterial i grundläggningar. Normalt installeras bindemedelsstabiliserade pelare i lös finkornig jord med mycket låg permeabilitet, varför någon påtaglig vattenomsättning och urlakning inte är att förvänta. Här kan bindemedelsstabiliserade pelare till och med användas som ett sätt att deponera och binda restprodukter. Pelarna kan dock vara permeablare än den omgivande jorden, och ämnen i dessa kan komma ut i påtaglig mängd dels vid konsolidering, dels vid icke-hydrostatiska vattentryck som medför vertikal vattenströmning. Detta skall observeras, speciellt vid tillsats av olika restprodukter, vars kemiska sammansättning måste beaktas. Den naturliga jorden innebär normalt inga miljöproblem, men speciella jordar, som t.ex. sulfidjord kan medföra motsvarande problem som bindemedel med olämplig kemisk sammansättning.

Stabilisering av torvjordar kan också medföra problem med urlakning av bindemedel. I dessa jordar kan permeabiliteten vara så hög att en påtaglig vattenströmning kan ske i jorden, samtidigt som olika ämnen i porvattnet kan medföra angrepp på bindemedlet och den stabiliserade jorden. Normalt är dock vattnet i torvmarker tämligen stillastående och förutsatt att de kemiska reaktionerna och bindingsprocesserna kommer igång som planerat sker normalt ingen påtaglig omgivningspåverkan.

## 3. Erforderliga undersökningar före dimensionering

### 3.1 BESIKTNING

Undersökningarna inför en eventuell stabilisering genom inblandning av bindemedel skall innefatta en besiktning av området och inventering av förekommande installationer. Speciellt ledningar i mark och känsliga konstruktioner skall noteras. Även förekommande luftledningar skall karteras. Områdets tillgänglighet och möjligheten att anlägga transportvägar, lagrings- och blandningsstationer skall bedömas. Vid besiktningen skall också miljöriskerna för människor i området, naturen och grundvattnet belysas. I detta samband skall bland annat kartläggas hur ytvattnet avleds från det område som skall förstärkas.

### 3.2 GEOTEKNISK- GEOLOGISK UNDERSÖKNING

Den geoteknik-geologiska undersökningen i fält skall vara så omfattande att alla förekommande jordlager och deras utsträckning är klart definierade. Provtagning görs i varje separat jordlager. I detta fall räcker det inte med en grov separation av torrskorpa, lera, silt och sand, utan sonderingsmetoder som möjliggör separation också av t.ex. lerlager av olika karaktär och tunna skikt bör användas. Jordens hållfasthetsegenskaper skall provas genom hela den aktuella jordprofilen och grundvattenförhållandena och portryckssituationen skall klarläggas. Det senare inkluderar eventuell förekomst av vattenförande skikt och artesiskt grundvattentryck.

I torvmarker skall variationen hos torvens mäktighet kartläggas. Detta kan göras med t.ex. sticksondering i ett rutnät som täcker det aktuella stabiliseringsområdet. Torvens egenskaper och variationer genom profilen skall kartläggas. Detta avser främst klassificering med avseende på humifieringsgrad, vattenkvot och densitet.

Fältundersökningarna tillsammans med besiktningen skall också upplysa om det finns föremål eller omständigheter i marken som förhindrar eller försvårar inblandning av bindemedel. Sådana föremål är grova eller hårdgjorda ytlager, exceptionellt fast och djup torrskorpa, tjocka, fasta och grova fyllningar, krafti-

ga trädrötter, riklig förekomst av inbäddade stenar eller block eller lager av grov jord samt rester av tidigare grundläggningar.

Undersökningarna i laboratoriet skall omfatta de vanliga geotekniska rutinundersökningarna samt ödometerförsök i tillräcklig omfattning för att klarlägga konsolideringsegenskaperna i hela den aktuella jordprofilen. I de fall stabiliseringen inte skall ske till fullt djup, skall också konsolideringsegenskaperna i jorden under stabiliseringen klarläggas.

Eftersom hållfastheten i bindemedelsstabiliserad jord skapas genom kemiska reaktioner med porvatten och fast substans i den ursprungliga jorden kan också kemiska parametrar av betydelse i jorden behöva bestämmas. Dessa parametrar är, beroende på förekomst, främst organisk halt och typ av organiskt material och, i vissa fall, sulfidhalt och salthalt. Parametrar som pH och förekomst av humussyror är också av betydelse. De kemiska parametrarna är av betydelse vid val av stabiliseringsmedel, (se Appendix A), samt för jämförelse då erfarenhetssvärden från andra till synes likartade jordar skall användas, (se avsnitt 3.3).

Förutom att skapa underlag för projekteringen skall de geoteknisk/geologiska undersökningarna vara inriktade på att lokalisera eventuella svårstabiliserade lager eller skikt. Sådana lager och skikt har oftast en begränsad inverkan ur sättningssynpunkt men ur stabilitetssynpunkt är de ofta avgörande för förstärkningens funktion.

Stabilisering/solidifiering av förorenad jord kräver speciella undersökningar som inte behandlas i denna skrift.

### **3.3 LOKAL ERFARENHET**

Resultatet av inblandningen av bindemedel i jorden beror på ett stort antal faktorer i jordens och bindemedlens sammansättning, varav en stor del fortfarande inte är helt klarlagda. Resultatet beror också på hur väl jord och bindemedel låter sig blandas med ett normalt inblandningsarbete. Den lokala erfarenheten av tidigare bindemedelsstabilisering vid liknande jordförhållanden är därför mycket värdefull.

Med liknande jordförhållanden avses främst motsvarande komposition av den naturliga jordens beståndsdelar samt motsvarande geologiska avsättning. Av betydelse är således jordens ursprungsmaterial och om den består av glaciala eller postglaciala sediment, om den har avsatts i salt-, söt- eller brackvatten, om den avsatts i djupt havsvatten, grunda vikar eller insjöar eller som svämsedi-

ment. Det räcker således inte med att benämning med avseende på kornstorleksfördelning och organisk halt, vattenkvot och flytgräns är likartade för att man skall kunna förvänta sig motsvarande resultat av stabiliseringen. De kemiska parametrarna inverkar också. Vidare består en profil sällan av en och samma jord utan av ett flertal olika jordlager och vid erfarenhetsåterföringen är det viktigt att lagersekvenserna också motsvarar varandra.

### **3.4 INBLANDNINGSFÖRSÖK I LABORATORIUM**

#### **3.4.1 Allmänt**

På basis av resultaten från de geotekniska laboratorieundersökningarna samt lokal erfarenhet väljs ett antal bindemedelskombinationer och bindemedelsmängder ut för inblandningsförsök. Valet av medel och kombinationer påverkas också av hur man vill att förstärkningen skall fungera med avseende på tekniska egenskaper som pelarnas hållfasthetsnivå och hållfasthetstillväxt med tiden, styvhet m.m. Eftersom jordprofilerna normalt inte består av en enda typ av jord, sett ur stabiliseringssynpunkt, blir valet av bindemedel och bindemedelsmängd ofta baserat på att tillräcklig stabilisering skall uppnås tillräckligt snabbt i alla ingående jordlager. Om jordprofilen består av två separata lager med vitt skilda egenskaper finns möjligheten att vid produktionen variera bindemedelsmängden i dessa, men bindemedelskombinationen måste av praktiska skäl vara densamma genom hela pelaren.

Vid inblandningsförsöken är det därför viktigt att samtliga ingående jordlager provas separat och att tillräckliga provmängder tas upp från varje lager för att detta skall kunna göras. Prover från olika skikt bör aldrig blandas och inget jordlager kan uteslutas i provningen. I annat fall kan starkt missvisande resultat erhållas i laboratoriet och svaghetszoner uppstå i vissa lager i de tillverkade pelarna i fält.

#### **3.4.2 Val av stabiliseringsmedel**

*Valet av de stabiliseringsmedel som ingår vid inblandningsförsöken baseras på den geotekniska klassificeringen och övriga parametrar som bestämts vid undersökningen av den naturliga jorden samt eventuell lokal erfarenhet från tidigare bindemedelsstabiliseringar i det aktuella området.*

Valet av bindemedel med utgångspunkt från resultaten från laboratorieförsöken på den naturliga jorden kan göras utifrån empiriska erfarenheter för olika typjordar. Utöver de bindemedel som nämns nedan finns ett antal produktnamn, där dock produkterna i huvudsak består av de medel som omnämns här. De

bindemedel som omnämns här är en- eller tvåkomponentsbindemedel. Blandningar med tre (eller flera) komponenter förekommer också, även om huvuddelen vanligen består av de nämnda medlen. Dessa kan bestå av t.ex. kalk, cement och granulerad masugnsslagg. En tillsats av gips har också visat sig ge goda resultat i vissa fall, främst i sulfidjord. Vanligen använda bindemedel och bindemedelmängder för olika typer av jord framgår av Tabell 3.1 och nedanstående beskrivning.

**Tabell 3.1. Vanligen använda bindemedel och bindemedelmängder i olika typer av jord\*)**

Typ av jord	Bindemedel	Bindemedelsmängd kg/m <sup>3</sup>	Anmärkning
Lera	Kalk, kalk/cement	70–90, 80–110	
Lera med siltskikt/siltig lera	Kalk, kalk/cement	70–90, 80–110	Hög cementandel vid högt siltinnehåll
Gyttig lera	Kalk/cement, cement/slagg	100–200	Långsam reaktion
Gyttja	Cement, kalk/cement, cement/slagg	120–250	Långsam reaktion
Torv	Cement, cement/slagg	150–>300	
Sulfidhaltig lera och sulfidsilt	(Cement, kalk/cement, cement slagg) <sup>1)</sup>	120–250	Ofta långsam reaktion
Silt	Cement, cement/slagg	Liten erfarenhet	

1) Effekten varierar kraftigt mellan olika jordlager av denna typ.

\*) Se även nedanstående beskrivning

I beskrivningen av erfarenheten används stabiliseringseffekten  $S_{eff}$ , som är kvoten mellan skjuvhållfastheten för stabiliserad jord och ostabiliserad jord. Skjuvhållfastheten i den stabiliserade jorden tillväxer dock med tiden, speciellt för bindemedel som innehåller kalk. Nedan angivna värden på  $S_{eff}$  får ses som vanliga värden för bindemedelsstabiliserade pelare vid de bindemedelsmängder som normalt använts i Sverige. Med kortare byggtid än ca 3 månader kan det dock vara svårt att nå upp till dessa värden. Hållfastheten i den stabiliserade jorden beror bl.a. på de effektivtryck som verkar under konsolideringen. I de fall en last senare skall påföras den stabiliserade jorden bör ett första laststeg motsvarande det som den ostabiliserade jorden kan bära normalt läggas ut i ett tidigt skede efter bindemedelsinblandningen.

De stora regionala och lokala skillnader i stabiliseringseffekt som konstaterats motiverar inblandningsförsök för varje objekt. Detta krav förstärks om man önskar använda ett bindemedel som endast i ringa grad utprovats i den aktuella jordtypen.

### ***Lera***

Kalk och kalk/cement lämpar sig oftast utmärkt för stabilisering av lera. Stabiliseringseffekten beror av tillsatt mängd stabiliseringsmedel och tillgänglig tid. Vanligen uppnås en stabiliseringseffekt av  $S_{eff}=10-20$ , men i vissa leror har kalk visat sig fungera mindre bra.

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

Även för denna jordart är kalk och kalk/cement normalt lämpliga medel för stabilisering. Med ökat siltinnehåll blir resultatet med kalk/cement bättre än med enbart kalk och vid stort siltinnehåll rekommenderas därför kalk/cement som stabiliseringsmedel. Vanligen uppnås en stabiliseringseffekt av  $S_{eff}=10-30$ .

### ***Gyttig lera***

Stabiliseringseffekten vid inblandning av enbart kalk kan uppgå till storleksordningen 5, medan cement, kalk/cement eller cement/granulerad masugnsslagg oftast ger en högre effekt,  $S_{eff}=10-20$ . Hållfasthetstillväxten är ofta relativt långsam. Tidpunkten för när full last kan påföras beror av den verkliga skjuvhållfastheten i pelarna och säkerhetskraven, men normalt bör det få gå minst tre månader från installation av pelare till dess detta görs.

### ***Gyttja***

Inblandning av ren kalk i gyttja ger låg stabiliseringseffekt. Cement, kalk/cement eller blandning av cement/granulerad masugnsslagg ger avsevärt bättre effekt. Stabiliseringseffekten varierar dock kraftigt med typ av gyttja samt bindemedlets sammansättning och mängd. Det är därför svårt att ange någon normal stabiliseringseffekt. I en lagerföljd med gyttja på lera kan gyttjan masstabiliseras eller cellstabiliseras och leran pelarförstärkas för att erhålla bästa stabiliseringseffekt.

### ***Torv***

Torv förekommer ofta i lagerföljder tillsammans med andra lösa jordar som lera och gyttja. I normala fall blir stabiliseringseffekten i enskilda bindemedelsstabiliserade pelare inte tillräckligt stor, varför torven tidigare oftast grävdes bort eller pressades åt sidan. Masstabilisering eller cellstabilisering är metoder som erbjuder nya möjligheter i torv. Vid masstabilisering/cellstabilisering av torv



används cementbaserade bindemedel och stora bindemedelsmängder. Stabiliseringsförsök på laboratorium och i fält med cement eller blandningar av cement/granulerad masugnsslugg har visat att 10–20 gånger högre skjuvhållfasthet kan uppnås i stabiliserad torv jämfört med dess naturliga tillstånd. Skjuvhållfastheten i den stabiliserade torven blir därmed ofta i intervallet 50 – 100 kPa.

### ***Sulfidhaltig lera***

Det finns inga generella erfarenheter av hur ett sulfidinnehåll påverkar resultatet av inblandning av kalk. Stora skillnader finns mellan exempelvis sulfidfärgade bohusländska leror och sulfidfärgade mälardalsleror. I vad mån detta är relaterat till sulfidhalten, vilken normalt inte uppmätts, är dock okänt. Det är därför särskilt motiverat att i varje enskilt fall utföra inblandningsförsök på laboratorium och provpelare i fält. Cement, kalk/cement och cement/granulerad masugnsslugg i relativt stor mängd har ofta visat sig ge bra stabiliseringseffekt. I norrländsk sulfidjord, svartmocka, har en tillsats av gips i bindemedelsblandningen visat sig kunna ha gynnsam effekt. Liksom i gyttjig lera är tillväxten av hållfastheten relativt långsam. Tidpunkten för när full last kan påföras beror av den verkliga skjuvhållfastheten i pelarna och säkerhetskraven, men normalt bör det få gå 2 – 3 månader från installation av pelare tills detta görs.

### ***Silt och sulfidsilt***

Endast ett fåtal stabiliseringar har utförts i Sverige. Den uppnådda stabiliseringseffekten kan inte redovisas eftersom skjuvhållfastheten hos ostabiliserad jord inte har bestämts. Vid stabilisering av silt rekommenderas användning av cement, kalk/cement eller andra cementbaserade bindemedel. Om den naturliga vattenkvoten är alltför låg, mindre än cirka 30 %, är stabilisering enligt den torra metoden svår att utföra med gott resultat.

Mer information om lämpliga bindemedel och bindemedelsmängder återfinns i Appendix A.

## **3.5 UTFÖRANDE AV INBLANDNINGSFÖRSÖK**

### **3.5.1 Inblandning**

Inblandning av bindemedel görs i samtliga separata jordlager som skall stabiliseras.

För de inblandade bindemedlen gäller samma krav på transport, förvaring och hantering som för de som skall användas i fält. Bindemedlen skall således transporteras och förvaras i tättslutande kärl och i övrigt hanteras så att de inte kan

reagera med luftfuktigheten eller andra ämnen förrän de blandas in i jorden.

### ***Inblandning av kalk i lera***

För att uppskatta vilken mängd kalk som krävs för att uppnå önskat resultat prövas normalt flera inblandningsmängder. 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 (ϕ600). Effekten av en ökande inblandningsmängd (bortsett från mycket långa tidsperspektiv) upphör i princip vid en viss mängd, varför variationsområdet normalt är relativt litet.

### ***Inblandning av kalk/cement i lera***

För inblandning av kalk/cement används som regel ca 15 – 20 % större mängd än för ren kalk, 80 – 110 kg/m<sup>3</sup>, vilket motsvarar 23 – 31 kg/m pelare (ϕ 600 mm). Stabiliseringseffekten ökar med ökad mängd bindemedel.

### ***Inblandning av bindemedel i övriga jordar***

För stabilisering av torv, gyttja, sulfidhaltiga leror och siltjord utförs inblandningsförsök i laboratorium med cement, kalk/cement eller blandningar av cement/granulerad masugnsslagg.

För laboratorieförsök för pelarförstärkningar görs vanligen inblandningar med en mängd av 120 – 250 kg/m<sup>3</sup>, motsvarande 35 – 70 kg/m pelare (ϕ 600 mm) beroende på vilken jordart det är frågan om. Med cementbaserade bindemedel tilltar stabiliseringseffekten med ökad bindemedelsmängd.

För laboratorieprovning avseende masstabilisering av torv används ofta cement eller cement/granulerad masugnsslagg, också i ännu större inblandningsmängder.

I siltjord kan lägre inblandningsmängder bli aktuella.

## **3.5.2 Lagring**

Prover som stabiliserats med bindemedel förvaras normalt vid en temperatur av 7 °C under hela lagringstiden. Undantaget är främst provning av torv som skall masstabiliseras, där proverna normalt lagras vid rumstemperatur, med förbelastning och i speciella vattenbad.

*Såväl lagringstemperatur som härdningstid påverkar skjuvhållfastheten. En högre temperatur ger en snabbare hållfasthetstillväxt. Härdningstemperaturen i fält för lera stabiliserad med kalk antas de första dagarna i stort mot-*

*svara den i laboratoriet när proverna förvaras vid rumstemperatur. Kalk/cement utvecklar inte lika mycket värme vid härdningen och prover med detta och övriga cementbaserade bindemedel förvaras därför normalt vid lägre temperatur (7 °C). Vid masstabilisering av torv stabiliseras en stor jordmassa och det tar därmed lång tid för den utvecklade temperaturförhöjningen att utjämnas. Proverna förvaras motsvarande i rumstemperatur. Förväntad värmeutveckling i fält, liksom utjämningsförloppet, kan beräknas om den geometriska utformningen är fastställd. Lagringstemperaturen i laboratoriet kan sedan anpassas för att efterlikna detta.*

### **3.5.3 Provning av skjuvhållfasthet**

Den odränerade skjuvhållfastheten bestäms med enaxliga tryckförsök. Försöken utförs och utvärderas enligt ”Geotekniska provningsmetoder – Skjuvhållfasthet – Enaxligt tryckförsök, UU-försök – Kohesionsjord”, Svensk Standard SS 02 71 28. Ur samma försök kan också tryckhållfastheten för fallet utan sidostöd utvärderas.

Normalt bestäms skjuvhållfastheten för laboratorieblandade prover vid minst tre olika tillfällen, 14, 28 respektive 90 dagar efter inblandning. Dessa intervaller kan variera med hänsyn till jordart, inblandningsmedel, tillgänglig tid m.m.

Eftersom spridningen i resultat normalt är betydande rekommenderas minst dubbelprovning, dvs. minst två provningar vid varje provningstillfälle.

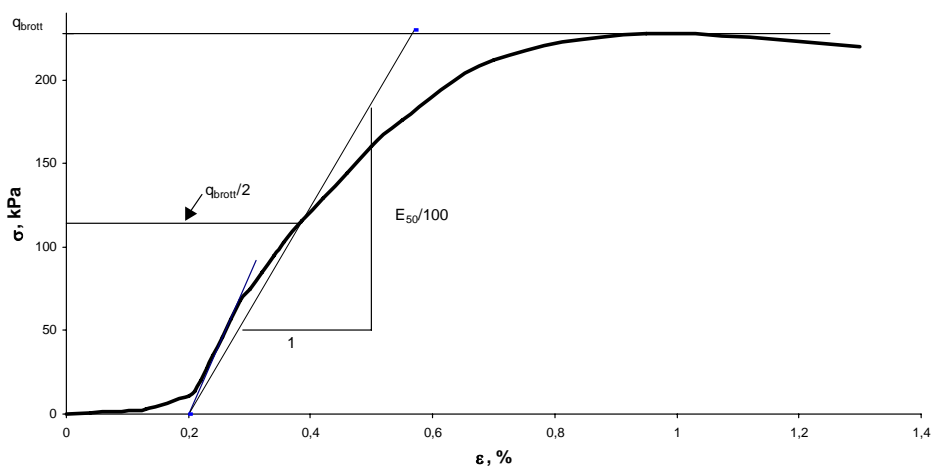
### **3.5.4 Utvärdering av elasticitetsmodul**

Från tryckförsöken kan en elasticitetsmodul  $E_{50}$  utvärderas, Fig. 3.1. Försöken efterliknar dock inte förhållandena i fält eftersom horisontaltrycket från omgivande jord saknas och dräneringsförhållandena skiljer. Elasticitetsmodulen  $E_{50}$  kan användas för att ge en relativ\* uppskattning om den stabiliserade jordens elasticitetsmodul och kompressionsmodul upp till pelarens kryphållfasthet. Kompressionsmodulen kan bestämmas med ödometerförsök i laboratoriet.

En mer detaljerad handledning för förprovning i laboratorium av jord som skall stabiliseras genom inblandning av bindemedel återfinns i Appendix B.

---

\* Jordens deformationsegenskaper bedöms normalt inte ur enstaka provningsresultat i laboratoriet utan utvärderas ur empiriska erfarenhetsvärden, se avsnitt 4.3.3.



Figur 3.1. Utvärdering av  $E_{50}$  ur ett enaxligt tryckförsök med beaktande av ändyteffekter.

### 3.6 PROVSTABILISERING I FÄLT

Dimensioneringen av en bindemedelsstabilisering fastställs normalt först då resultaten från provning av produktionspelare, provstabiliserade ytor eller eventuella provpelare i fält finns tillgängliga. För pelare som installeras med normalt utförande i normala leror och med vanligen använda bindemedel i normala mängder innebär detta oftast att den normala kontrollen av produktionspelarna bekräftar att de hållfasthetsegenskaper som förutsatts vid dimensioneringen har uppnåtts. Skulle så inte vara fallet, räcker det normalt med att kompletterande pelare installeras i redan stabiliserade partier och att en viss justering av bindemedelsmängden görs för det fortsatta installationsarbetet, se vidare Kapitel 8.

Vid stabilisering av mer svårstabiliserad jord och typer av jord där tillräckliga erfarenheter saknas, då nya bindemedel och bindemedelskombinationer skall användas, då nya inblandningsverktyg och metoder skall användas samt då högre hållfastheter än de som ingår i erfarenhetsunderlaget skall utnyttjas bör provinstallationer utföras.

Provinstallationer bör göras i tidiga utförandeskedan och i olika karakteristiska delsträckor av förstärkningen. Provpelare och masstabiliserade provytor kan också utnyttjas av entreprenören vid en utförandeentreprenad till att föreslå ett utförande som skiljer sig från det som beskrivs i förfrågningsunderlaget. Efter

att provpelare och/eller provytor utförts och resultaten av provningen utvärderats kan den slutliga dimensioneringen göras, varpå en utförandebeskrivning tas fram för att alla pelare respektive hela den masstabiliserade jordvolymen i den fortsatta entreprenaden skall få den geometri, hållfasthet och homogenitet som förutsätts i den slutliga dimensioneringen. Produktionspelarna respektive masstabiliseringen skall sedan utföras enligt den framtagna utförandebeskrivningen. Detta, samt att den stabiliserade jorden fortlöpande får de egenskaper som förutsatts, kontrolleras sedan i utförandekontrollen, se vidare Kapitel 8.

## 4. Dimensionering

I projekteringsskedet baseras konstruktionen och dimensioneringen på resultaten från de geotekniska undersökningar och provningar av bindemedelsstabiliserad jord i laboratoriet som beskrivs i Kapitel 3. Att de hållfastheter som påräknats vid dimensioneringen uppnåtts i fält skall verifieras genom kontroll av produktionspelare i fält. Alternativt baseras den slutliga dimensioneringen på resultaten från provpelare eller provytor i fält, se avsnitt 3.6. Undantaget är förstärkningar vars omfattningar är så små att valet blir att överdimensionera och utelämna provningen i fält<sup>1</sup>.

Först efter att eventuella provpelare utförts och utvärderats kan normalt en slutlig utförandebeskrivning tas fram för produktion av pelare med acceptabel geometri, hållfasthet och homogenitet. I de flesta fall är det endast detaljer som bindemedelsmängden, blandningsarbetet, överlasten och/eller annat som behöver justeras, men även större modifieringar kan bli aktuella om den uppnådda förstärkningen i fält starkt avviker från den förväntade. Den vidare kontrollen utvisar om kraven uppnås genom hela produktionen eller om ytterligare åtgärder behöver vidtas, vilket skall bedömas av projektören.

Vidare kontroll av rörelser och portryck vid pelarinstallationen kan försäkra ändringar i utförande och/eller dimensionering. Kontroll av hållfasthetstillväxten visar om det projekterade utförandet och belastningsförfarandet kan följas eller om detta behöver modifieras. En bindemedelsstabilisering utförs därmed som en aktiv design där projektören bör medverka genom hela processen. Projektörsrollen kan dock, beroende på entreprenadformen, helt eller delvis övergå från beställaren till entreprenören efter upphandlingen.

---

<sup>1</sup> Med överdimensionering menas här att vid dimensioneringen utnyttjas endast hållfastheter som med säkerhet och god marginal kommer att överskridas vid det verkliga utfallet i fält. Med de allmänna begränsningar i den hållfasthet som får utnyttjas vid dimensionering är detta ofta inga problem. Inom vissa geologiska områden, främst marin lera på västkusten, är den empiriska erfarenheten att pelarnas hållfasthet i fält blir minst lika hög som den som uppmätts i laboratoriet och oftast högre. I andra typer av jord och regioner bör större försiktighet iakttas, (se Appendix E)

Vid projekteringen skall en rad faktorer beaktas:

- Dimensionering av bindemedelsförstärkningar bygger i hög grad på praktiska erfarenheter och dimensioneringsmetodernas tillämpbarhet begränsas i princip av dessa erfarenhetsramar. Stor försiktighet måste därför iaktas om det tänjs på dessa ramar och den bindemedelsstabiliserade jordens speciella karaktär och egenskaper måste alltid beaktas.
- Vid projekteringen måste alla tänkbara relevanta belastningsfall beaktas och stabiliteten måste i alla skeden vara betryggande.
- Installation av bindemedelsförstärkta pelare medför en temporär reduktion i den omgivande jordens hållfasthet samtidigt med en ibland total förlust av hållfastheten i pelaren. Hållfastheten i pelaren ökar med tiden och hållfastheten i omgivande jord antas som regel återgå till det ursprungliga värdet. Detta kan dock inte alltid garanteras och speciellt vidhäftningen mellan omgivande jord och pelare är osäker.
- Möjligheten av utnyttja den naturliga jordens egenskaper avtar ju hårdare (starkare) pelare som används.
- Pelare kan knäckas eller böjas av om de utsätts för stora påkänningar från excentrisk last, horisontallast eller andra skjuvpåkänningar på grund av trafiklast, upplag, schakter och liknande under arbetets utförande.

Konsekvenserna av detta måste finnas med vid dimensioneringen och i det underlag som lämnas av projektören till entreprenören, så att skador på grund av oriktigt utförande undviks. I BGEO anges installationsordning, restriktioner i installationstakt, upplastningssekvenser, restriktioner för temporära belastningar, restriktioner för schaktningsarbeten samt framtida markanvändning i förstärkningens närhet.

#### **4.1 DIMENSIONERINGSMETODER**

De traditionella dimensioneringsmetoder som med tillhörande begränsningar kan användas i Geoteknisk Klass 2 har ursprungligen tagits fram för kalkpelare tillverkade med de utrustningar för pelartillverkning som fanns på 1970- och 1980-talet. Dessa pelare hade en begränsad styvhet och klassificeras som mjuka och halvhårda pelare. I och med den begränsade styvheten antas dessa pelare samverka med den omgivande jorden och hållfasthet och bärlighet antas som summan av jordens och pelarnas hållfasthet respektive bärlighet. I och med den ofta ojämna pelarkvaliteten ansattes stora restriktioner för vilka laster som pelarna kan antas bära och på grund av detta samt pelarnas begränsade förmåga att ta upp drag- och böjpkänningar ansattes motsvarande restriktioner för vilka skjuvpåkänningar och belastningar i horisontalld som pelarna fick utsättas för.

Med dagens pelarinstallationsteknik och utökade variation av bindemedel uppnås ofta betydligt högre hållfasthetsvärden och kan också ofta produceras betydligt homogenera pelare. Detta medför önskemål om att kunna utnyttja dessa förbättrade hållfasthetsegenskaper och använda metoden också för fall där större skjuvpåkänningar råder. Olika modellförsök har dock visat att brottmekanismen, speciellt vid fullt utvecklat brott, skiljer sig från det som antas i de enkla dimensioneringsmetoderna. Mer avancerade dimensioneringsmetoder har därför föreslagits och tillämpas i varierande grad. Detta måste dock alltid göras enligt GK3.

Vid utnyttjande av medelhårda pelare,  $150 \text{ kPa} < c_{uk, pel} < 300 \text{ kPa}$ , antas ofta att endast så mycket av jordens hållfasthet som mobiliseras vid samma deformation som den i den styvare pelaren får medräknas. Med normala antaganden om deformationsegenskaperna i pelare respektive jord innebär detta att endast en mindre del av jordens hållfasthet kan utnyttjas. Då hårda pelare utnyttjas, antas pelarna bära hela lasten av ovanliggande konstruktion respektive ta upp hela den påförda skjuvpåkänningen vid stabilitetsberäkning.

Utnyttjande av medelhårda och hårda pelare och pelare i tillämpningar där de riskerar att utsättas för skjuvkrafter och moment kräver en betydligt utökad produktions- och kvalitetskontroll och ingående analyser av risken för knäckning, spjälkning i överlappningszonen mellan olika pelare i block och skivor, skjuvning i möjliga svaghetsplan, lokalt överskridande av tryckhållfastheten på grund av ojämn spänningsfördelning m.m.

Dimensioneringsmetoder enligt GK3 berörs översiktligt i de kapitel som handlar om pelare för förbättring av stabilitet i t.ex. slänter och ledningsgravar och om masstabilisering samt i Appendix F och G.

## **4.2 ÖVERGRIPANDE KRAV PÅ FÖRSTÄRKNINGEN**

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

Vägverket och Banverket är både beställare och föreskrivande verk. Krav för normala tillämpningar inom deras verksamhetsområden ges i olika skrifter från respektive verk.



### **4.2.1 Livslängd**

Förutsatt livslängd anges i BGEO.

Vägbankar dimensioneras för en lägsta livslängd enligt ATB VÄG, medan lägsta livslängd för broar grundlagda på pelarförstärkt jord anges enligt BRO. Järnvägsbankar dimensioneras för en lägsta livslängd enligt Banverkets föreskrifter. Järnvägsbroar dimensioneras för en lägsta livslängd enligt BVS 583.10, "BV BRO". För järnvägsbankar anges livslängden i BVH 585.16, "Kalk- och kalkcementpelare". För grundläggning av byggnader gäller BKR.

### **4.2.2 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 vägkonstruktioner och deras bärförmåga anges i VVFS 2004:31 och ATB VÄG. Motsvarande krav på brokonstruktioner ges i BRO. Krav på järnvägskonstruktioner anges i Banverkets föreskrifter BVF 585.10, "Stabilitetsanalyser". För grundläggning av byggnader gäller BKR.

### **4.2.3 Krav i bruksgränstillstånd**

Inom Vägverkets verksamhetsområde skall pelarförstärkning och anslutning till oförstärkt bank utformas så att sättningsskillnaderna för vägbanan i längd- och tvärled uppfyller kraven enligt ATB VÄG. Sättningskillnad hos järnvägsspår skall uppfylla kraven enligt BVF 585.14. Vid dimensionering för bruksgränstillstånd skall även kontroll ske om det föreligger risk för höghastighetsproblem enligt BVF 585.13 "Jorddynamiska analyser". För grundläggning av byggnader gäller BKR. Som påpekats ovan är det i princip beställaren som ställer eventuella krav.

## **4.3 DIMENSIONERINGSFÖRUTSÄTTNINGAR**

Dimensionering skall utföras för den mest ogynnsamma kombinationen av belastning och bärförmåga såväl under utförande som bruksskedet.

### **4.3.1 Laster och lastkombinationer**

Aktuella laster anges av beställaren.

Totalstabilitet och jordtryck beräknas med laster enligt ATB VÄG. För järnvägsbankar förutsätts trafiklast enligt BVS 585.12, "Trafiklast vid dimensionering av geokonstruktioner".

För brokonstruktioner anges lastförutsättningar i BRO. För järnvägsbroar förutsätts lastkombinationer enligt BVS 583.10, "BV BRO".

Ofta ger byggskedet den lägsta säkerheten. Begränsning av trafiklasten, upplag m.m. under olika tidsperioder av byggskedet kan ske efter överenskommelse med beställaren. Begränsningen anges i BGEO.

### 4.3.2 Geotekniska klasser

Geoteknisk klass 2 (GK 2) kan användas vid förstärkningar under bankar på horisontell markyta då inget av följande kriterier uppfyllts;

- last från fyllning och trafik  $> 100$  kPa.
- $c_{uk,pel}$  sätts  $> 150$  kPa vid sättningsberäkning respektive  $> 100$  kPa vid stabilitetsberäkning.
- $c_{uk,jord} \leq 8$  kPa för ostabiliserad jord.
- pelare i organisk jord eller sulfidjord utnyttjas vid dimensioneringen.
- $F_{ostab} < 1$  (kan ofta åtgärdas med hjälp av tryckbankar).
- markytan lutar mer än 1:7 och  $F_{ostab} < 1,2$ .

När ett eller flera av ovanstående kriterier uppfyllts används Geoteknisk Klass 3 (GK3). Om markytan lutar mer än 1:7 och  $F_{ostab} < 1,2$  skall pelarna placeras i skivor, gitter eller block.

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 en utökad kontroll där bl.a. flera pelare måste kontrolleras med avseende på hållfasthet och homogenitet samt överlappning vid installation i skivor, gitter, bågar eller block. Beroende på vad som medfört att konstruktionen hänförs till GK3 medför detta

- att andra dimensioneringsmetoder skall användas.
- oberoende granskning av dimensionering och kontroll.
- tilläggskontroll med avseende på de speciella förhållanden som medfört att konstruktionen skall utföras i GK3.
- utökad antal provningar och eventuella provpelare.

### 4.3.3 Karakteristiska materialvärden

Karakteristiska värden anges i BGEO.

#### *Naturlig jord*

Laboratorieundersökningar av jordens egenskaper utförs enligt ISO-standard, ISO-teknisk specifikation, Svensk Standard eller SGF:s laboratorieanvisningar. Fältundersökningar utförs enligt ISO-standard eller SGF:s metodbeskrivningar och rekommenderade standarder<sup>2</sup>.

I naturlig jord väljs värden på de karakteristiska dränerade hållfasthetsparametrarna  $c'_{k,jord}$  och  $\phi'_{k,jord}$  enligt Skredkommissionens Rapport 3:95, avsnitt 5.2.2 ”Dränerad skjuvhållfasthet”.

Karakteristiska materialvärden för naturlig jord väljs enligt tillämplig beställarspecifikation (t.ex. ATB VÄG, BRO, BVS 583.10, BV BRO).

#### *Stabiliserade pelare*

Skilda jordar reagerar olika vid kemisk stabilisering. De provblandningar som görs på laboratoriet ger besked om vilken typ och ungefärlig mängd av bindemedel som erfordras för att stabilisera jorden. Stabiliseringseffekten i fält kan dock skilja sig avsevärt från den i laboratoriet. Det finns inget underlag för att rekommendera en generell korrektionsfaktor för sambandet mellan laboratorie- och fältbestämd hållfasthet. Detta samband varierar med typ av jord och stabiliseringsmedel. Det varierar också i viss mån med metodikerna vid laboratorieprovningen och pelartillverkningen i fält. Den slutliga dimensioneringen av förstärkningar med bindemedelsstabiliserade pelare baseras därför på egenskaper bestämda i fält (på produktionspelare eller eventuella provpelare). I mindre projekt, där dokumenterad erfarenhet finns av egenskaper i laboratoriet och egenskaper i fält i samma typ av geologisk bildning, får egenskaper bestämmas genom ett försiktigt val av värden från laboratorieprovning, (se avsnitt 3.6 och inledning till kapitel 4). Motsvarande typ av inblandningsutrustning, bindemedel och samma inblandningsmängd skall då användas som i referensobjektet.

Karakteristiska materialvärden väljs försiktigt på basis av laborativärden och empirisk erfarenhet samt förekommande provningsresultat från fält. Osäkerheten i översättning av laborativärden till fältförhållanden skall beaktas, liksom spridningen i försöksresultaten. Förekomst av en störd zon direkt under pelarna

---

<sup>2</sup> I nämnd ordning och beroende på vad som finns fastställt för den aktuella metoden.

och en zon med lägre hållfasthet i deras övre delar skall beaktas vid val av karakteristisk hållfasthet (se vidare avsnitt 4.4.1.3).

För att pelare i direkt skjuvzon och passivzon skall få tillgodoräknas skall de vara placerade i skivor, block eller gitter.

### **”Odränerad” skjuvhållfasthet**

Vid dimensionering i GK 2 sätts maximalt värde på  $c_{uk,pel}$  till 150 kPa, oberoende av vad laboratorie- och fältförsök visar<sup>3</sup>. Vid stabilitetsberäkningar begränsas antagen skjuvhållfasthet i pelarna till 100 kPa. Under gynnsamma förutsättningar kan odränerad skjuvhållfasthet upp till 150 kPa utnyttjas på större djup, t ex under uppfyllnader med en säkerhetsfaktor för totalstabiliteten av  $F_{ostab} > 1,2$  för ostabiliserad jord (dvs. samma konstruktion utan pelare).<sup>4</sup>

Egenskaper hos pelare i fält kan bestämmas med metoder som beskrivs i Appendix C. I laboratoriet kan odränerad skjuvhållfasthet bestämmas med exakt tryckförsök, se avsnitt 3.5.3.

### **Dränerad skjuvhållfasthet**

Den karakteristiska dränerade skjuvhållfastheten för pelare,  $\tau_{fdk,pel}$  beräknas enligt ekvationen

$$\tau_{fdk,pel} = c'_{k,pel} + \sigma'_{pel} \tan \phi'_{k,pel} \quad (4.1)$$

I pelare rekommenderas följande värden:

$$c'_{k,pel} = \beta \cdot c_{ukpel} \quad (4.2)$$

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

$\phi'_{k,pel}$  kan sättas till 32°.

---

<sup>3</sup> Detta ger en begränsning för vilken vertikal last och indirekt vilken elasticitetsmodul som kan påräknas för pelaren. Vid sättningsberäkning kan det dock bli aktuellt med kontrollberäkning med högre värden, se 4.5.4 : Kommentarer till beräkningsmetoden.

<sup>4</sup> Denna begränsning medför att pelarna inte utsätts för några större böj- eller knäckpåkänningar.

Enligt tidigare rekommendationer sattes  $\phi'_{k,pel}$  till  $30^\circ$  för kalkpelare och till  $35^\circ$  för kalk/cementpelare. Senare undersökningar har visat att stabiliseringsmedlet inte har någon signifikant påverkan på friktionsvinkeln. Det angivna värdet  $32^\circ$  gäller främst för lera. För gyttja och torv gäller normalt samma värden, men för gyttja har i några fall värden så låga som  $25^\circ$  uppmätts. I silt har friktionsvinklar runt  $40^\circ$  uppmätts, se Appendix E.

De försiktiga antagandena för  $\beta$  i passiv zonen och den direkta skjuvzonen är kopplade till osäkerheten om pelarnas homogenitet, befarade svaghetsplan i pelarna och pelarnas bristande förmåga att ta upp excentriska laster, böjpåkänningar och dragpåkänningar. Även i de fall pelarna är placerade i skivor befaras möjligheten att ta upp skjuvpåkänningar vara begränsad, bl.a. på grund av risken för uppsjälkning och andra brottmoder.

Vid bedömning av porvattentrycket skall ursprungsförhållanden och påverkan av pelarinstallationen och belastningen beaktas. För långtidsförhållanden skall även möjliga variationer i portryckssituationen beaktas.

### **Draghållfasthet i horisontalarmering**

För att förbättra överföringen av belastningen från bankmaterialet till pelarna kan en horisontalarmering under banken användas. Karakteristisk draghållfasthet i armeringen väljs enligt Vägverkets Publ. 1992:10, avsnitt 3.2 "Karakteristisk draghållfasthet" eller SGF Rapport 2:2004..

### **Deformationsegenskaper**

Pelarnas elasticitetsmodul bestäms normalt inte i fält utan modulen antas vara en funktion av pelarens karakteristiska "odränerade" skjuvhållfasthet  $c_{uk,pel}$  eller dess odränerade tryckhållfasthet  $q_{uk,pel}$  där  $c_{uk,pel} \approx q_{uk,pel}/2$ .

Pelarens krypspänning,  $\sigma_{kryp,pel}$ , antas vara  $0,65 - 0,8 q_{uk,pel}$ , se vidare Appendix E. För pelare som belastas under ca 75 % av kryplasten<sup>5</sup>, dvs. cirka 50 – 60 % av brottlasten, kan pelarnas karakteristiska elasticitetsmodul uppskattas ur Tabell 4.1.

<sup>5</sup> "Kryplasten" motsvarar att "krypspänningen" uppnås. Krypspänningen är närmast en form av elasticitetsgräns, varunder deformationerna i stort betraktas som elastiska med en konstant hög elasticitetsmodul. Överskridande av kryplasten kan medföra stora plastiska deformationer och en drastisk reduktion av elasticitetsmodulen, varför en viss marginal bör finnas. Beteckningarna "kryplast" och "krypspänning" är missvisande, men är etablerade sedan lång tid tillbaka.

**Tabell 4.1. Karakteristiskt värde på pelarnas elasticitetsmodul då pelare belastas under 75 % av kryplasten.**

Krypspänning, $\sigma_{kryp,pel}$			
kPa			
50	100	150	$\geq 300$
$E_{k,pel} = 50 \cdot \sigma_{kryp,pel}$	$E_{k,pel} = 100 \cdot \sigma_{kryp,pel}$	$E_{k,pel} = 150 \cdot \sigma_{kryp,pel}$	$E_{k,pel} = 200 \cdot \sigma_{kryp,pel}$

Om förbelastning använts kan sättningsmodulen  $E_{k,pel}$  vid beräkning av sättningar vid återbelastning upp till en last som motsvarar förbelastningen antas motsvara  $150 q_{uk,pel}$ , ( $200 q_{uk,pel}$  i pelare med  $\sigma_{kryp,pel} \geq 300$  kPa).

*Ovanstående värden är endast grova riktvärden. Spridningen i uppmätta relationer mellan modul och hållfasthet är stor. Undersökningar visar också på att kvoten  $E/c_u$  respektive  $E/q_u$  sjunker med ökande horisontaltryck mot pelarna.*

*Tidigare rekommendationer angav relationer mellan elasticitetsmodul och krypspänning som var beroende av såväl jordart som bindemedelstyp. Senare undersökningar har visat att något sådant samband inte finns. Däremot är hållfastheten och hållfasthetstillväxten med tiden beroende av dessa faktorer och därmed också elasticitetsmodulen. (Se vidare Appendix E).*

### **Permeabilitet**

Sättningarnas tidsförlopp i en pelarförstärkning beror av pelarnas funktion som dräner, styvhetsskillnaden mellan pelare och naturlig jord samt pelarnas styvhetstillväxt med tiden. Förhållandet mellan dessa inverkanse faktorer är ännu inte klarlagt. Någon beräkningsmetod som tar hänsyn till pelarnas hållfasthetstillväxt under konsolideringsförloppet har inte heller tagits fram<sup>6</sup>. Å andra sidan är beräkningsmetoden för konsolidering vid vertikaldränering väl etablerad. Den beräkningsmetod som normalt används bygger därför enbart på en betraktelse av pelare som dräner, men med insättande av en fiktiv permeabilitet i pelarna som också skall kompensera för skillnaden i styvhet mellan pelare och jord samt hållfasthetstillväxten i pelarna. Bakåtkalkyler har gjorts för såväl kalk- som kalkcementpelare och ur dessa har empiriska värden på dessa fiktiva

<sup>6</sup> En ny beräkningsmetod som tar hänsyn till styvhetsskillnad mellan pelare och omgivande jord har presenterats av Alén et al (2005), se Appendix G.

permeabiliteter för att uppskatta sättningarnas tidsförlopp tagits fram. Dessa fiktiva permeabilitetsvärden anger alltså inte verkliga värden på pelarnas permeabilitet utan de värden som bör användas i den gängse beräkningsmetoden för att få en rimlig prognos av sättningarnas tidsförlopp. Dessa prognoser avser främst hur lång tid det tar att uppnå en konsolideringsgrad av 80 á 90 %. Hållfasthetstillväxten med tiden varierar för olika bindemedel, och därmed också den fiktiva permeabiliteten. Också den verkliga permeabiliteten kan variera med tiden. För beräkning av sättningars tidsförlopp ansätts permeabiliteten i kalkstabiliserade pelare till ca 1000 gånger den för den ostabiliserade leran. Permeabiliteten för pelare i lera stabiliserade med kalk/cement ansätts till 200 – 600 gånger den ostabiliserade lerans permeabilitet. Skillnaden i fiktiv permeabilitet återspeglar bland annat att kalk ofta ger en lägre stabiliseringseffekt inledningsvis men högre hållfasthetstillväxt med tiden än kalk/cement.

Erfarenheter av den verkliga permeabiliteten i stabiliserad jord presenteras i Appendix D.

### ***Tunghet***

Karakteristisk tunghet,  $\gamma_k$ , hos stabiliserad lera och silt sätts normalt lika med den för ostabiliserad jord. I organisk jord med stora bindemedelsmängder skall densiteten räknas om med hänsyn till det tillförda bindemedlet.

### **4.3.4 Val av installationsmönster och kriterier för förstärkning med pelare**

Dimensioneringen av en pelarförstärkning beror på syftet med förstärkningen och hur den är tänkt att fungera. En av metodens fördelar är att installationsmönster och pelardjup kan avpassas med hänsyn till hur förstärkningen är tänkt att fungera. I många fall avser förstärkningen många olika typer av belastningsfall och installationsmönstret skall då avpassas till att ge erforderlig förstärkning för samtliga av dessa. Belastningsfallen varierar också ofta i olika delar av den förstärkta jordvolymen och installationsmönstret bör då varieras på motsvarande sätt. I Tabell 4.2 ges enkla riktlinjer för installationsmönster vid några vanliga syften med förstärkningen, men tillämpningsområdet är mycket större och variationsmöjligheterna är många fler.

**Tabell 4.2. Vanliga installationsmönster vid olika syften med pelarförstärkningen. (Med anmärkningen "Krav" avses att installation av singulära pelare, som i rut- och triangelmönster, inte uppfyller syftet med förstärkningen).**

Förstärkningens syfte Sättningsreduktion och bankstabilitet	Villkor $F_{ostab} > 1^*)$ (om markytan lutar mer än 1:7, $F_{ostab} > 1,2$ )  $F_{ostab} < 1$ (om markytan lutar mer än 1:7, $F_{ostab} < 1,2$ )	Vanligt installationsmönster Rut- eller triangelmönster samt skivor	Anmärkning Detta villkor kan ofta uppfyllas med hjälp av t.ex. tryckbankar eller lätt fyllning
		Skivor	Krav
Stabilitet i slänter, schakter och skärningar		Skivor, bågar, gitter	Krav
Uppstyvning i passivzoner		Skivor, gitter, block	Krav
Konstruktioner som utsätts för horisontalkrafter		Skivor, gitter, block	Krav
Vibrationsdämpning	Under vibrationskälla Bredvid vibrationskälla	Rutmönster, gitter Gitter	Krav

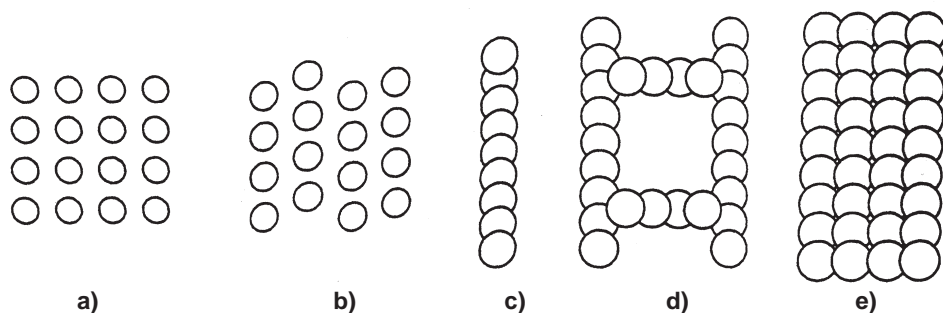
\*)  $F_{ostab}$  motsvarar den beräknade säkerhetsfaktorn för bank på naturlig ostabiliserad jord .

*Kraven på  $F_{ostab}$  hänför sig till odränerad analys. Idag används ofta även kombinerad analys, vilken alltid ger samma eller lägre säkerhetsfaktor. I detta fall kan kraven på  $F_{ostab, komb}$  sättas till 90 % av de som gäller för odränerad analys under förutsättning att kraven för odränerad analys samtidigt uppfylls.*

I det vanligaste användningsområdet, där syftet är att reducera sättningar och förkorta konsolideringstiden, installeras pelarna normalt i ett rut- eller triangelmönster med en viss pelardiameter och ett visst c/c-avstånd. Under förutsättning att stabiliteten är tillräckligt betryggande, väljs sedan pelardiameter och c/c-avståndet beräknas med hänsyn till bärighet och acceptabel sättnings- och konsolideringstid. Pelaravståndet under bankar får inte vara större än att en god lastöverföring genom valvverkan kan påräknas. Lastöverföringen kan förbättras med olika åtgärder som t.ex. utläggning av en geotextil som dragarmering mellan pelare och bank. Är stabiliteten inte tillräckligt betryggande, och detta inte kan avhjälpas med tryckbankar, installeras pelarna under bankar som skivor tvärs banken. I detta fall dimensioneras skivorna på motsvarande sätt, men med tillägg av att stabilitetskraven skall uppfyllas för såväl hela jordmassan som för lokal utglidning av ostabiliserad lera mellan skivorna. I detta fall är det av ännu större betydelse att en god lastöverföring till pelarna tillförsäkras.

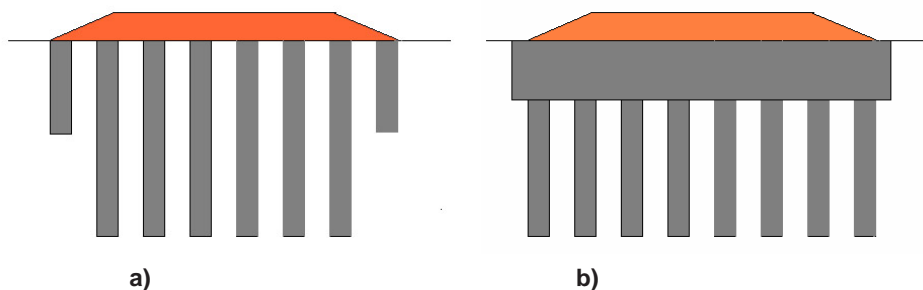


Pelare under broar med tillfartsbankar dimensioneras som regel så att den stabiliserade jorden under bron och bankarna närmast denna konsolideras för en temporär överlast. Dessa partier förväntas sedan inte få några ytterligare sättningar efter att överlasten tagits bort. Pelarna under tillfartsbanken glesas ut och kortas av allteftersom bankhöjden avtar och/eller avståndet till bron ökar så att en jämn övergång erhålls till den konstruktion som utförs utanför tillfartsområdet och de sättningar som gäller för denna. I övrigt är installationsmönstret normalt i princip detsamma som för vanliga bankar. Exempel på olika placeringsmönster visas i Figur 4.1 – 4.3.



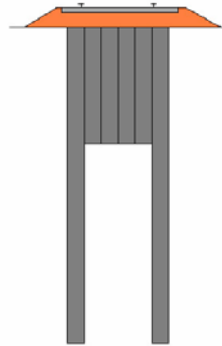
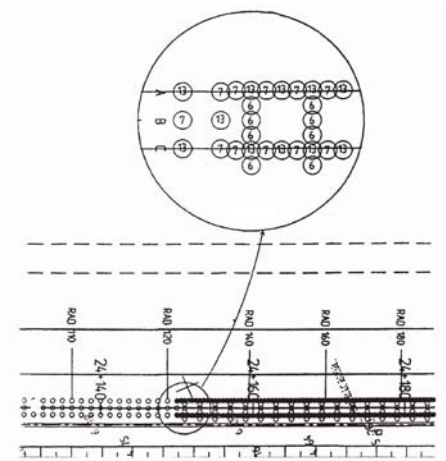
**Figur 4.1. Olika installationsmönster för pelare av stabiliserad jord.**

- a) Rutmönster.
- b) Triangelmönster.
- c) Skivor.
- d) Gitter.
- e) Block.

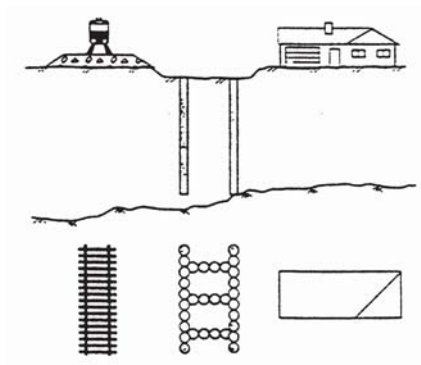


**Figur 4.2. Exempel på placering av pelare under vägbank.**

- a) Bank på lera.
- b) Bank på masstabiliserad torv ovanpå lera.



a)



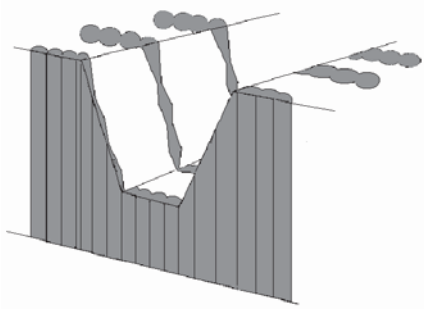
b)

**Figur 4.3. Exempel på pelarförstärkning för vibrationsdämpning.**  
 a) Installation under järnvägsbank för att förhindra att skadliga vibrationer uppstår.  
 b) Installation mellan järnvägsbank och vibrationskänsligt objekt för att avskärma detta från vibrationer från järnvägstrafiken.

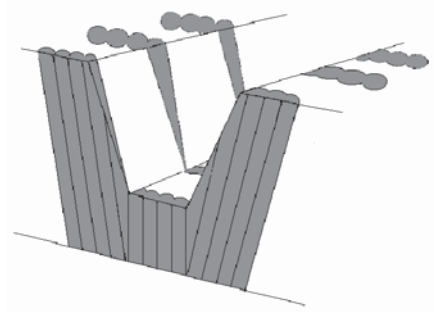
Förstärkningar som skall ta upp horisontalkrafter konstrueras som skivor, block eller gitter. Detta gäller bland annat pelarinstallationer för att säkra schaktslän-ter och fundament för vallar och dammar och konstruktioner som utsätts för vågkrafter. De dimensioneras med hänsyn till maximalt tryck i enskilda pelare, totalstabilitet, stjälpning, spjälkning och glidning. Vid installation av skivor dimensioneras också mot utglidning av ostabiliserad jord mellan pelarskivorna. Vid djupa schakter dimensioneras pelare under schaktbotten med hänsyn till bottenuppträckning. De tjänar där också det dubbla syftet att minimera schakt-väggens rörelse in mot schakten och hävningar i schaktbotten på grund av det- ta och svällning i jorden. Utformningen beror också på om förstärkningen skall fungera för flera syften. Bindemedelsstabiliserade pelare för temporära schakter skall ofta, utöver att säkra stabiliteten för schaktslänterna, tjäna som körytor bredvid schakter, underlag för schaktningsmaskiner vid grävning och grund- läggning av rör och kulvertar i botten av rörgravar. För att i görligaste mån re- ducera böjpåkänningar och ta upp horisontalkrafterna som tryckpåkänningar kan pelarna också sättas i olika former av valvmönster. I schaktslänter och un- der bankslänter kan pelarna också placeras med en viss lutning för att uppnå samma syfte. Att luta pelarna i schaktslänter för ledningsgravar medför också mindre risker ur arbetarskyddssynpunkt. I annat fall finns risk att pelare med defekter eller som skadas eller tom. bryts av i samband med schaktningsarbetet i ett senare skede välter in mot arbetare vid ledningsläggningen.

Vid installation av pelare i skivor, gitter eller bågar skall centrumavståndet  $c/c$  mellan pelarna vara  $\leq 0,8$  ggr pelardiametern då denna är  $\leq 600$  mm. Vid grövre pelare skall  $c/c$  normalt vara  $\leq 0,9$  ggr pelardiametern. För pelare installerade i block gäller att pelarna skall täcka minst 80 % av ytan.

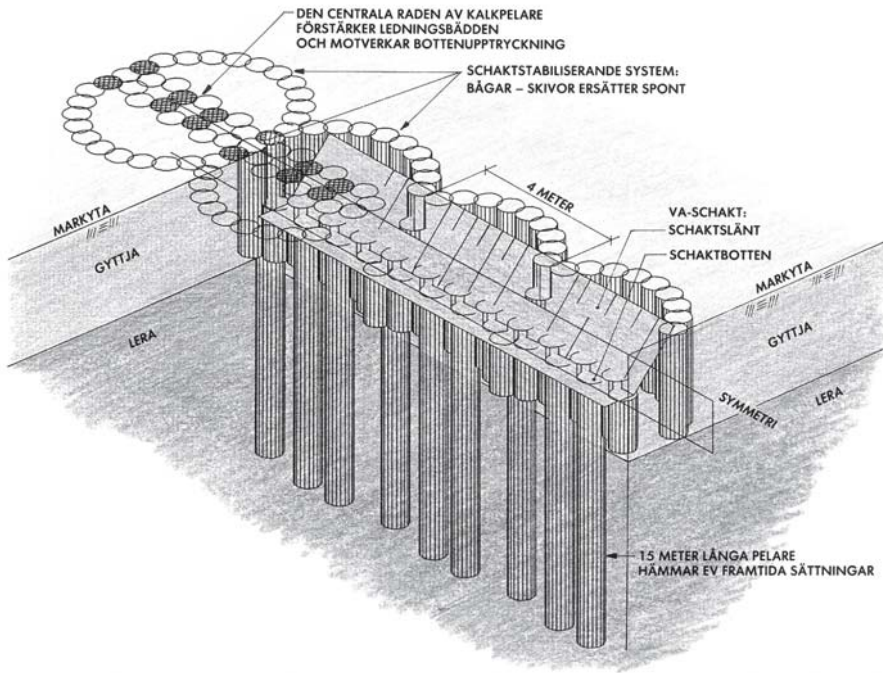
Konstruktioner för permanent förstärkning av skärningar och naturliga slän-ter kräver särskilda utredningar. Flera skred har inträffat som omfattat förstärk-ningen eller området närmast intill och andra förstärkningar har kunnat utföras först efter kraftigt förändrat arbetsutförande och åtföljande förseningar. Det långtida beteendet hos de delar av pelare som ligger ovan frostfritt djup är också osäker.



a)



b)



c)

**Figur 4.4. Exempel på pelarförstärkning för ledningsgravar.**  
a) Skivor av pelare tvärs ledningsgraven.  
b) Skivor av lutande pelare tvärs ledningsgraven.  
c) Pelare i valvbågar längs ledningsgraven (L. Blom i Andersson 1992).

### 4.3.5 Toleranser

Projektören anger vilka toleranskrav som gäller. Vid förstärkning som utförs för reduktion av sättningar spelar lokala svaghetsplan en mindre roll så länge pelarnas kryphållfasthet inte överskrids. Detta förutsatt att de lokala svaghetsplanen inte är lokaliserade till ett speciellt skikt i den naturliga jorden och därmed förekommer på samma nivå i ett flertal pelare. Vid sådana förstärkningar kan en högre toleransnivå användas för avvikelser i stigning, rotationshastighet, bindemedelsdosering och pelarplacering. Projektören skall också ange vilka krav som gäller för lastöverföringen mellan last och pelartoppar.

Vid förstärkningar som utförs för att få ökad stabilitet är en jämn utmatning och ett jämnt blandningsarbete av största betydelse för att inte lokala svaghetsplan eller brottanvisningar skall uppstå i pelarna. Vid sådana förstärkningar bör därför en låg toleransnivå användas för avvikelser i stigning, rotationshastighet och dosering av bindemedel. Pelare för stabilitetshöjning är placerade i skivor, gitter, bågar eller block. För att tillräcklig överlappning skall erhållas måste toleransnivån för avvikelser i placering och riktning vara låg. På grund av avvikelser från teoretisk lutning kan överlappningen avta mot djupet. Detta kan kompenseras med krav på större överlappning vid markytan (mindre c/c –avstånd). I praktiken har det visat sig att överlappningen ofta tenderar att öka med djupet eftersom de efterföljande pelarna söker sig in mot den svagare nyss omrörda zonen för tidigare satta pelare. Detta förutsätter att det inte uppstår några tidsavbrott mellan installationerna av de enskilda pelarna i en och samma skiva.

Vid dimensioneringen måste projektören bedöma och beakta konsekvenserna av om en enskild pelare eller flera pelare i en grupp får en annan placering och funktion än vad som avsetts. Pelare kan exempelvis ha avvikande geometri eller egenskaper på vissa nivåer. De kan även vara felplacerade och i skivor och block kan överlappningen 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. Toleranskraven skall vara rimliga att uppnå. Vid dimensioneringen skall hänsyn tas till de ställda toleranskraven.

Kontroll av prov- och produktionspelare beskrivs under avsnitten 7.2 och 8 samt i Appendix C. 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 ammo-

dan från beställaren och 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 normala inblandningsmängder.
- möjligt utförande/registrering i fält.
- om provpelare utförs.
- om pelares hållfasthet kontrolleras.
- hur noga de naturliga jordlagrens egenskaper undersökts.
- hur de naturliga jordlagrens egenskaper varierar.

Följande principer skall tillämpas:

- Högsta möjliga noggrannhetskrav vid förstärkningar i slänter, ledningsschakter och skärningar.
- Högt noggrannhetskrav när bankens stabilitet är en av orsakerna till förstärkningen.
- Lägre noggrannhetskrav när förstärkningens enda avsikt är att begränsa sättningar under bankar.

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  $\pm 10\%$ -enheter. Exempel; beståndsdelarna i en blandning av nominellt 60/40 cement och kalk bör kunna få variera från 50/50 till 70/30.

---

\*) En överdosering av bindemedel medför oftast starkare och styvare pelare, vilket normalt inte är någon nackdel. Om man inte vill ha överstarka och alltför styva pelare bör dock en övre toleransgräns också finnas.

Toleranskrav avseende planläge och lutning

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

Toleranskrav för avvikelse från teoretiskt planläge för fristående pelare i rut- eller triangelnät 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).

## 4.4 FÖRSTÄRKNING UNDER BANKAR

### 4.4.1 Mjuka och halvhårda pelare

De dimensioneringsmetoder för främst konstruktioner i geoteknisk klass 2, GK 2, som anges i detta avsnitt avser i första hand mjuka och halvhårda pelare vars skjuvhållfasthet inte väsentligt överstiger 150 kPa. Förstärkningar för vägbanor och banvallar utförs oftast med singulära pelare placerade i den aktiva zonen centralt under bankarna i ett rutmönster eller i skivor. 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.

Enligt nuvarande praxis beräknas förstärkningar med bindemedelsstabiliserade pelare oftast enligt totalsäkerhetsfilosofi, dvs. utan partialkoefficienter. För väg- och järnvägsbankar gäller ATB VÄG och BVF 585.10, "Stabilitetsanalyser". Broar dimensioneras dessutom med partialsäkerhetskoefficienter enligt BRO resp. BV BRO, se vidare kapitel 4.5.

Beräkningsmetoderna som redovisas nedan förutsätter att full hållfasthet i pelare och mellanliggande ostabiliserad lera kan mobiliseras samtidigt. Då pelare placeras i skivor måste stabiliteten också kontrolleras för mellanliggande lameller av ostabiliserad lera. Konstruktioner som medför dragspänningar i pelare skall undvikas.

Beträffande begränsning av det karakteristiska värdet på den "odränerade" skjuvhållfastheten,  $c_{uk}$ , samt den dränerade karakteristiska kohesionen  $c'_k$  och begränsningsfaktorn  $\beta$ , se avsnitt 4.3.3. Motivet för dessa begränsningar är att böjning och knäckning medför att inte hela brottvärdet enligt en vanlig glidytea-

nalys kan mobiliseras. Detta beaktas schablonmässigt med dessa begränsningar. Används högre värden och/eller en annan beräkningsmetod tillämpas geoteknisk klass 3, GK3. Mer avancerade beräkningsmodeller beskrivs översiktligt i Appendix G.

Pelarnas centrumavstånd, liksom avståndet mellan eventuella skivor får inte vara större än att en god lastöverföring till pelarna kan tillförsäkras. Pelartoppar av låg kvalitet grävs bort och ersätts med packad friktionsjord. Eventuella kraterbildningar över pelare fylls med friktionsjord. En ytterligare förbättring av lastöverföringen kan erhållas genom att en horisontell armering läggs ut över den förstärkta ytan innan lasten förs på. Typiska centrumavstånd för 0,6 m diameter pelare och skivor under bankar är 1,3 m respektive 1,5 m, men dessa kan variera stort beroende på lastens storlek och utformning, egenskaper hos jord och pelare samt åtgärder för att tillförsäkra valvbildning och lastöverföring till pelarna.

Beräkningsmetoderna förutsätter att kompressionen är densamma i pelarna och leran. Fördelningen av lasten mellan pelare och jord motsvarar då pelarnas täckningsgrad och elasticitetsmodul,  $E_{pel}$ , i relation till den kvarvarande ytan av ostabiliserad jord och dess kompressionsmodul,  $M_{jord}$ . De bindemedelsstabiliserade pelarna är emellertid mer eller mindre inhomogena utmed sin längd och jordens egenskaper varierar med djupet, vilket påverkar lastfördelningen. Vidare förändras de bindemedelsstabiliserade pelarnas egenskaper med härdningstiden, vilket också påverkar lastfördelningen.

#### **4.4.1.1 Dimensionerande laster**

Dimensionerande laster väljs enligt avsnitt 4.3.1.

#### **4.4.1.2 Dimensionerande materialvärden**

I beräkningarna används karakteristiska värden.

För väg- och järnvägsbankar används karakteristiska materialvärden vid stabilitetsberäkning och säkerhetskravet ( $F_c$ ,  $F_{c\phi}$ ) är detsamma som för naturlig jord.

Om horisontalarmering används mellan undergrund och bank bestäms den dimensionerande draghållfastheten i armeringen enligt Vägverkets Publ. 1992:10, avsnitt 3.4 "Dimensionerande draghållfasthet" eller SGF Rapport 2:2004.



### 4.4.1.3 Beräkningsmodell för brottgränstillstånd

#### *Beräkningsmodell*

Om pelarna i huvudsak är axiellt belastade och stabiliteten utan beaktande av pelarnas inverkan är större än 1,0, ( $F_{ostab} > 1,0$ )\*), kan stabiliteten beräknas med cirkulär cylindriska, plana eller sammansatta glidytor. Vid beräkning med cirkulär cylindriska glidytor skall dock kontrolleras att denna begränsning för glidyternas form inte medför att det finns glidytor med annan form som har väsentligt lägre stabilitet. Vid förstärkning i jordar med pågående signifikanta sättningar eller andra jordrörelser kan samtidig mobilisering av hållfastheten i pelare och ostabiliserad jord inte påräknas.

Glidyteberäkning för den stabiliserade jorden utförs med kombinerad analys, där karakteristiska värden på hållfastheter väljs enligt följande avsnitt ”Karakteristisk hållfasthet”. Kombinerad analys innebär att man för varje avsnitt av glidyten väljer det lägsta värdet av  $\tau_{fuk}$ ,  $\tau_{fdk}$  respektive  $\tau_{fdk}$  (se nästa avsnitt ”karakteristisk hållfasthet”). Porvattentrycken i pelarna är beroende av dräneringsförhållandena.

Vissa pelare kan få en sämre inblandning och därmed en sämre hållfasthet. Särskilt skall också beaktas:

- att en störd zon förekommer i den ostabiliserade jorden under varje pelare.
- att skjuvhållfastheten är lägre överst i pelarna ned till ca 1 – 2 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 normalt ned till ca 0,5 m djup. På lång sikt sker dock en rekonsolidering 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 stängen. Den översta metern av pelarna får därför normalt sämre egenskaper och skjuvhållfastheten kan där bli lägre än torrskorpans ursprungliga skjuvhållfasthet.

---

\*) Detta krav avser att tillförsäkra att pelarna inte utsätts för alltför stora böj- eller knäcklast. Man måste samtidigt se till att detta inte inträffar på grund av trafiklast eller temporära upplag eller schakter på eller vid sidan av banken. Om kravet inte uppfylls direkt kan detta ofta uppnås med hjälp av tryckbankar. Uppnås inte kravet, måste pelarna placeras i skivor eller gitter och konstruktionen övergår då i GK3. (se även kommentar vid Tabell 4.2.)

När förstärkningen utformas med pelarna placerade i skivor skall stabiliteten för den ostabiliserade jorden mellan skivorna också kontrolleras.

### **Karakteristisk hållfasthet**

För att vanliga stabilitetsberäkningsmetoder skall kunna användas måste den genomsnittliga hållfastheten för den förstärkta jorden som består av både naturlig jord och bindemedelsstabiliserade pelare utvärderas för att sedan sättas in i beräkningarna. Den genomsnittliga hållfastheten beräknas för de tre huvudfall av dräneringsgrader som kan tänkas uppstå i pelare respektive mellanliggande jord vid olika tidpunkter efter påförande av en belastning:

- $\tau_{fuk}$  för ett korttidsperspektiv då såväl pelare som jord antas vara odränerade
- $\tau_{fdk}$  för ett långtidsperspektiv då såväl pelare som jord antas vara dränerade
- $\tau_{fdk}$  för ett mellanperspektiv där pelaren hinner dränera medan den mellanliggande jorden är odränerad.

Den karakteristiska genomsnittliga ”odränerade” skjuvhållfastheten för hela massan av pelare och ostabiliserad jord,  $\tau_{fuk}$ , erhålls ur Ekvation 4.3.

$$\tau_{fuk} = a \cdot c_{uk, pel} + (1-a) c_{uk, jord} \quad (4.3)$$

där  $a$  är pelarnas täckningsgrad per ytenhet. Täckningsgraden för pelare placerade i ett kvadratisk rutmönster beräknas ur

$$a = A/c^2$$

där  $A$  är pelarnas tvärsnittsarea och  $c$  är deras centrumavstånd. Då pelarna är placerade i triangelmönster blir täckningsgraden  $a \approx 1,15 A/c^2$ . För pelare med diameter  $\leq 600$  mm placerade i skivor med normal överlappning blir  $a \approx 0,87 D/c$  och för grövre pelare i samma mönster blir  $a \approx 0,84 D/c$ . I detta fall avser  $c$  centrumavståndet mellan skivorna.

Den karakteristiska genomsnittliga dränerade skjuvhållfastheten för hela massan av pelare och ostabiliserad jord,  $\tau_{fdk}$ , beräknas enligt Ekvation 4.4.

$$\tau_{fdk} = a (c'_{k, pel} + \sigma'_{pel} \tan \phi'_{k, pel}) + (1-a) (c'_{k, jord} + \sigma'_{jord} \tan \phi'_{k, jord}) \quad (4.4)$$

Vid en analys med dränerad skjuvhållfasthet i pelarna och odränerad skjuvhållfasthet i den mellanliggande ostabiliserade jorden erhålls den genomsnittliga karakteristiska skjuvhållfastheten,  $\tau_{fduk}$ , ur Ekvation 4.5.

$$\tau_{fduk} = a (c'_{k,pel} + \sigma'_{pel} \tan \phi'_{k,pel}) + (1-a) c_{uk,jord} \quad (4.5)$$

*Vid enklare beräkningar antas ofta att den effektiva vertikalspänningen är lika i pelare och jord. I mer utvecklade beräkningar tas hänsyn till fördelningen av tillskottsspänningar på grund av lasten i pelare och jord, se Figur 4.5.*

#### 4.4.1.4 Beräkningsmodell för bruksgränstillstånd

##### *Beräkningsmodell*

Krav i bruksgränstillstånd anges av beställaren, se avsnitt ”Krav på förstärkningen”. Observera att kraven i exempelvis ATB VÄG avser sättningar under konstruktionsdelens dimensioneringsperiod. Stora sättningar kan således tas ut under förbelastningstiden.

Lasten på en jordmassa som är förstärkt med bindemedelsstabiliserade pelare upptas dels av pelarna, dels av den ostabiliserade jorden mellan pelarna. Därvid reduceras sättningarna väsentligt jämfört med den för ostabiliserad jord eftersom pelarnas elasticitetsmodul är betydligt högre än den ostabiliserade jordens kompressionsmodul. Den största reduktionen fås i allmänhet strax under torrskorpan där den ostabiliserade jorden är mest kompressibel.

Den beräkningsmodell som redovisas nedan har sitt ursprung i den modell för kalkpelare som presenterats av Broms (t.ex. Broms 1984). Modellen har sedan använts generellt för mjuka och halvhårda bindemedelsstabiliserade pelare, se t.ex. Rogbeck och Tränk (1993).<sup>7</sup>

Sättningarnas storlek och tidsförlopp i en jordmassa som är förstärkt med bindemedelsstabiliserade pelare antas påverkas av följande faktorer:

- pelarnas elasticitetsmodul och den ostabiliserade jordens kompressionsmodul.
- pelarnas andel av den stabiliserade ytan (täckningsgrad).

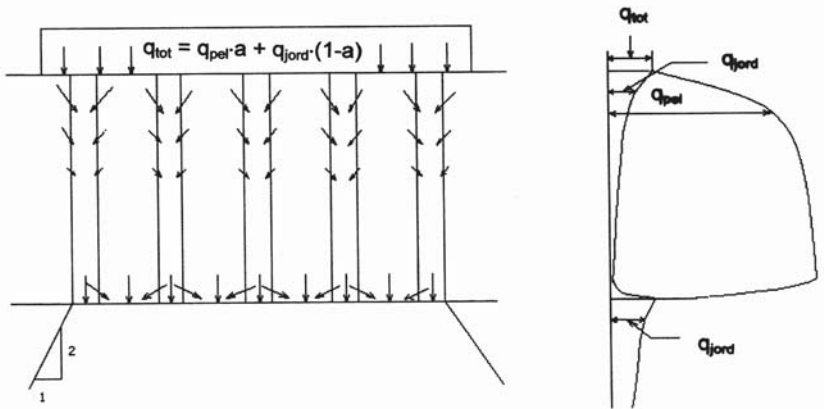
---

<sup>7</sup> En ny beräkningsmetod som föreslagits av Alén et al (2005) beskrivs översiktligt i Appendix G.

- pelarnas kryplast (definieras nedan).
- tidpunkten för lastens påförande i förhållande till pelarnas installation.
- permeabiliteten i ostabiliserad jord respektive i pelare.
- belastningens storlek.

### Lastfördelning

Fördelningen av lasten mellan pelare och ostabiliserad jord beräknas under antagandet att pelarnas kompression motsvarar den mellanliggande ostabiliserade jordens kompression på varje nivå. Detta innebär att lasten på den ostabiliserade jorden successivt överförs till pelarna. Någon lastöverföring till jord utanför pelarförstärkningen påräknas inte inom pelarnas längd utan all last antas föras ned till pelarnas underkant där den åter antas vara jämnt fördelad över hela ytan inom pelarförstärkningen, i princip enligt Figur 4.5. Sättningar i jord under pelarna beräknas under antagande av att lasten är jämnt utbredd i gränsytan mellan pelarförstärkt och oförstärkt jord och att den fördelas med djupet enligt 2:1-metoden. Permeabiliteten för pelarna antas vara väsentligt högre än den för den ostabiliserade jorden och vattenströmning genom pelarna antas därmed påskynda sättningförloppet också för jorden under pelarna. Jorden under pelarna antas därmed ha en dräneringsgräns vid pelarnas underkant med ett visst strömningmotstånd i pelarna, särskilt för pelare med cementbaserade bindemedel.

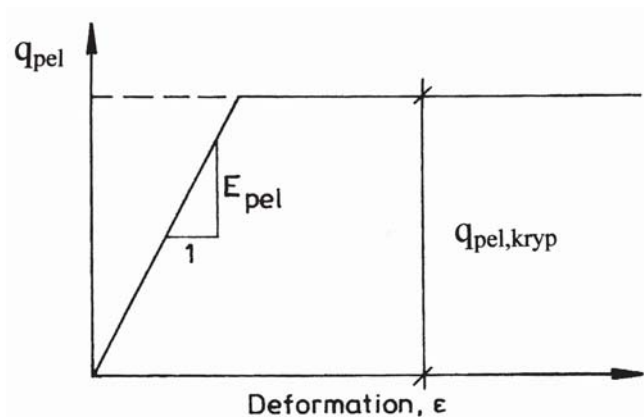


Figur 4.5. Tillskottsspänningar vid en pelarförstärkning. Av det totala vertikalspänningsökningen  $q_{tot}$  på grund av lasten, utgör  $q_{pel}$  spänningstillskottet i pelarna och  $q_{jord}$  spänningsökningen i den ostabiliserade jorden .

Pelarnas elasticitetsmodul ökar med tiden. På grund av ett antal faktorer, som olika blandningssätt, härdningstemperaturer, spänningsförhållanden m.m., utvecklas hållfastheter och elasticitetsmoduler olika i fält och på laboratoriet. I en preliminär dimensionering bör beräkningar därför utföras med olika antaganden och sättningarna redovisas som ett intervall för rimliga parameterintervall.

En preliminär beräkning av sättningarna under förbelastningsfasen görs med karakteristiska värden. Med hjälp av sättningsmätningar under byggnadstiden kan eventuella avvikelser från sättningsprognosen kontrolleras. Därigenom erhålls underlag för beslut om åtgärder, t.ex. när den temporära överhöjningen kan tas bort eller om denna behöver ökas.

Sambandet mellan last och deformation i en bindemedelsstabiliserad pelare antas vara elastiskt-idealplastiskt enligt Figur 4.6. Sambandet är således linjärt upp till pelarnas kryphållfasthet och lutningen representerar pelarnas elasticitetsmodul,  $E_{pel}$ . När kryphållfastheten uppnåtts antas lasten på pelaren vara konstant. Det antagna last-deformationssambandet används till att beräkna lastfördelningen mellan pelare och oförstärkt jord.



Figur 4.6. Antaget last-deformationssamband i en bindemedelsstabiliserad pelare.

Pelarnas brotthållfasthet,  $q_{k,pe\ell}$  antas vara beroende av det effektiva horisontaltrycket,  $\sigma_h - u_{pe\ell}$ , mot pelarna enligt ekvationen<sup>8</sup>:

$$q_{k,pe\ell} = q_{k0,pe\ell} + K_p (\sigma_h - u_{pe\ell}) \quad (4.6)$$

där  $q_{k0,pe\ell}$  är pelarens tryckhållfasthet utan sidotryck,  $\sigma_h$  är det horisontella totaltrycket mot pelarna och  $u_{pe\ell}$  är porvattentrycket i pelarna. Jordtryckscoefficientsen  $K_p$  sätts normalt till 3,3<sup>\*</sup>). Horisontaltrycket  $\sigma_h$  innan belastningen påförs sätts ofta lika med jordens ursprungliga vertikalspänning, med antagande av att den omrörda jorden vid inblandningen av stabiliseringsmedlen närmast kan liknas vid en tung vätska.

Tryckspänningen i pelare då ”kryplasten” förväntas uppnås ansätts normalt som:

$$q_{pe\ell,kryp} = 0,65 (q_{k0,pe\ell} + K_p (\sigma_h - u_{pe\ell})) \quad (4.7)$$

Tryckspänningen i pelaren är summan av vertikalspänningen från pelarens egenvikt och tillskottsspänningen från den yttre lasten. Tillskottsspänningen då kryplasten uppnås blir därmed  $0,65 (q_{k0,pe\ell} + K_p (\sigma_h - u_{pe\ell})) - \sigma'_0$ . I enkla beräkningar bortses ofta från egenviktens inverkan.

<sup>8</sup> En korrekt formulering av hållfastheten med effektiva hållfasthetsparametrar är

$$q_{k,pe\ell} = 2c' \frac{\cos \phi'_{k,pe\ell}}{1 - \sin \phi'_{k,pe\ell}} + K_p (\sigma_h - u_{pe\ell}).$$

För en noggrann bestämning av  $c'$  och  $\phi'$  for-

dras en serie av triaxialförsök. I praktiken utförs normalt endast enkla tryckförsök i laboratoriet och pelarsondering i fält. Istället för att empiriskt uppskatta de effektiva hållfasthetsparametrarna ur de senare resultaten och sätta in dem i ovanstående ekva-

tion ersätts  $2c' \frac{\cos \phi'_{k,pe\ell}}{1 - \sin \phi'_{k,pe\ell}}$  i enklare beräkningar med  $q_{k0,pe\ell}$ , vilket i stort ger mot-

svarande resultat.

<sup>\*</sup>) Detta värde motsvarar en friktionsvinkel,  $\phi'_{k,pe\ell}$ , av 32° i pelaren. Vid användande av andra värden på friktionsvinkeln beräknas  $K_p$  som  $(1 + \sin \phi_{k,pe\ell}) / (1 - \sin \phi'_{k,pe\ell})$ .

Kryplasten i pelarna ökar när det pelarförstärkta området belastas och det effektiva horisontaltrycket mot pelarna ökar. Horisontaltrycksökningen mot pelarna beror främst på spänningsökningen i den ostabiliserade jorden och därmed på hur stor del av lasten som bärs av pelaren, vilket varierar längs pelaren. Horisontaltrycksökningen,  $\Delta\sigma_h$ , beräknas oftast schablonmässigt som 50 % av den genomsnittliga vertikalspänningsökning som orsakas av den pålagda lasten.

Porvattentrycket i pelaren direkt efter tillverkningen är högt och kan nå upp till det totala överlagringstrycket. Även portrycket i den omgivande jorden ökar i detta skede. De högsta porövertrycken avklingar som regel relativt snabbt, men kvarvarande porövertryck har uppmätts upp till ett halvt år efter installationen. Portrycket i pelaren kan efter en kortare tid antas motsvara portrycket i omgivande jord. Vid en efterföljande belastning kan portrycket antas öka med cirka 2/3 av den totala vertikalspänningsökningen tills den effektiva vertikalspänningen uppgår till jordens förkonsolideringstryck. För spänningsökningar därutöver antas portrycket öka lika mycket som den totala vertikalspänningsökningen i jorden. Porövertrycken minskar sedan i takt med att konsolideringen fortgår, last överförs till pelarna och konsolideringsgraden ökar. Beräkningen av konsolideringsförloppet är osäker och i alla fall där stabiliteten är starkt avhängig av portrycket skall detta mätas.

Lasten som bärs av pelarna, är alltid mindre än den totala lasten. Lasten på den ostabiliserade jorden motsvarar skillnaden mellan den totala lasten och den last som bärs av pelarna, se Figur 4.5. Beroende på pelarnas täckningsgrad,  $a$ , fördelar sig spänningarna i pelarna  $q_{pel}$  och i mellanliggande ostabiliserad jord  $q_{jord}$  enligt

$$q_{tot} = a \cdot q_{pel} + (1 - a) q_{jord} \quad (4.8)$$

Fördelningen av last mellan pelare och oförstärkt jord beräknas ofta med ett iterationsförfarande.

Ökningen av belastningen i leran under pelarna beräknas i den traditionella modellen som att hela lasten förs ned till pelardjupet och därefter sprids mot djupet enligt 2:1 metoden.

### ***Beräkning av sättningar***

Sättningen inom det pelarförstärkta området beräknas genom att jordprofilen delas in i karakteristiska lager.

Den totala spänningsökningen  $q_{tot}$  fördelas mellan pelare och oförstärkt jord enligt ekvation 4.8 så att

$$q_{tot} = q_{pel} a + q_{jord} (1 - a)$$

Sättningen i pelarna beräknas enligt Ekvation 4.9.

$$s_{pel} = \sum \Delta h \frac{q_{pel}}{E_{pel}} \quad (4.9)$$

där  $s_{pel}$  = sättningen i pelaren  
 $\Delta h$  = lagertjockleken  
 $E_{pel}$  = elasticitetsmodul för pelaren

Sättningen i den ostabiliserade jorden beräknas enligt Ekvation 4.10.

$$s_{jord} = \sum \Delta h \frac{q_{jord}}{M_{jord}} \quad (4.10)$$

där  $s_{jord}$  = sättningen i ostabiliserad jord  
 $M_{jord}$  = kompressionsmodul för ostabiliserad jord

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,  $s_{jord}$ . Om  $s_{pel} > s_{jord}$  utförs en lastöverföring genom reduktion av  $q_{pel}$  och en motsvarande ökning av  $q_{jord}$  så att slutligen  $s_{pel} = s_{jord}$ . Sättningen  $s_m$  när  $s_{pel} = s_{jord}$  kan beräknas ur ekvationen

$$s_m = s_{pel} = s_{jord} = \sum \frac{\Delta h \cdot q_{tot}}{a \cdot E_{pel} + (1 - a) \cdot M_{jord}} \quad (4.11)$$

Pelarna antas inte kunna ta upp någon ytterligare last när belastningen motsvarar kryphållfastheten. Om  $s_{pel} < s_{jord}$  i den första beräkningen uppnås kryptryckhållfastheten och sättningarna motsvarar då sättningarna i den ostabiliserade jorden. Belastningen på den ostabiliserade jorden är då lika med skillnaden mellan total belastning och pelarnas kryplast, dvs.



$$q_{\text{jord}} = \frac{q_{\text{tot}} - a \cdot q_{\text{pel,kryp}}}{1 - a} \quad (4.12)$$

I ovanstående beräkningar tas hänsyn till att jordens kompressionsmodul inte är konstant utan varierar med spänningen (eller sättningen).

*I överkonsoliderad jord är det ofta mer praktiskt att först beräkna sättningen med ekvation 4.11. Kontroll görs sedan att produkten  $E_{\text{pel}} \cdot \Delta s / \Delta h$  inte överskrider pelarens kryphållfasthet  $q_{\text{pel,kryp}}$ . Skulle detta vara fallet sätts  $q_{\text{pel}} = q_{\text{pel,kryp}}$  och beräkningen görs om som ovan.*

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

Beräkning a sättningarna under den förstärkta volymen görs på normalt sätt. Ingen lastspridning förutsätts ske i den förstärkta volymen.

### **Sättningarnas tidsförlopp**

Där effektivspänningen i jorden understiger förkonsolideringstrycket kommer sättningarna att utbildas snabbt.

För fyllning på bindemedelsstabiliserade pelare med c/c-avstånd 0,8 – 1,8 m kan sättningarnas tidsförlopp approximativt beräknas som för vertikaldräner enligt en ekvation för radiellt flöde (Ursprungligen från Barron, 1948 och därefter modifierad, presenterad i Åhnberg et al, 1986, jfr även Hansbo, 1979). I denna beräkning ansätts en fiktiv permeabilitet som antas vara cirka 1000 ggr den för ostabiliserad jord vid användning av kalk som bindemedel och 200 – 600 ggr den för ostabiliserad jord vid användning av cementbaserade bindemedel, (se avsnitt 4.4.3). Observera att beräkningen av tidsförloppet endast är approximativ. Uppföljningar visar att det på detta vis beräknade tidsförloppet i stort överensstämmer med det verkliga när 80–90 % av den totala sättningen utbildats.

$$U = 1 - \exp \left[ \frac{-2c_{\text{vh}} \cdot t}{R^2 \cdot f(n)} \right] \quad (4.13)$$

- där  $U$  = konsolideringsgrad  
 $c_{vh}$  = konsolideringskoefficient vid vertikal kompression och strömning i horisontell riktning i ostabiliserad jord. Antas normalt vara lika med  $2 c_{vv}$  där  $c_{vv}$  är konsolideringskoefficienten vid vertikal kompression och vertikal strömning,  $m^2/\text{år}$   
 $t$  = konsolideringstid, år  
 $R$  = pelarnas influensradie, m

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

$$f(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \left[ \ln(n) - 0,75 + \frac{1}{n^2} \cdot \left( 1 - \frac{1}{4n^2} \right) \right] + \left[ \frac{n^2 - 1}{n^2} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot \frac{k_{jord}}{k_{pel}} \cdot L_D^2 \right] \quad (4.14)$$

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

- där  $r$  = pelarnas radie  
 $c$  = pelarnas centrumavstånd  
 $L_D$  = pelarnas längd vid enkelsidig dränering och halva pelarnas längd vid dubbelsidig dränering  
 $k_{jord}$  = permeabiliteten i den ostabiliserade leran  
 $k_{pel}$  = permeabiliteten i pelarna

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

Exempel på dimensionering av pelarförstärkningar under järnvägsbankar och en vägbank ges i Appendix F1 respektive F2.

### ***Kommentar till beräkningsmetoden***

Denna starkt förenklade beräkningsmetod togs fram i ett tidigt skede när binde-medelsstabiliserade pelare introducerades och bindemedlet uteslutande bestod av kalk. Tillsammans med det gängse förfarandet med förbelastning, observation av sättningarna under konsolideringsskedet och eventuella justeringar av överlasten med hänsyn till dessa, samt borttagande av överlasten efter konsol-

ideringen, har metoden visat sig vara praktiskt användbar även för andra binde-medelskombinationer. Metoden innehåller ett stort antal osäkra antaganden om elasticitetsmodul hos pelarna, kryplast hos pelarna, permeabilitet och lastfördelning. Den tar inte heller hänsyn till faktorer som ojämn pelarkvalitet utöver de olika egenskaper i olika jordlager som konstateras vid förprovnings i laboratoriet och förändringar i pelarnas egenskaper med tiden. De beräknade sättningarna blir därmed endast en grov uppskattning. De beräknade sättningsförloppen är också endast approximativa och avser, som tidigare nämnts, främst att ge en uppskattning av tiden till cirka 90 % konsolidering.

Med hänsyn till osäkerheten i främst deformationsegenskaper och permeabilitet bör beräkningarna utföras med olika antaganden om dessa parametrar. Såväl möjligheten till betydligt högre moduler som partier med sämre egenskaper hos pelarna bör beaktas. Likaså bör inverkan av såväl lägre som högre fiktiva permeabiliteter studeras. På detta sätt erhålls ett intervall med möjliga sättningar och konsolideringstider. Dimensioneringen kan då göras så att man säkerställer att man oberoende av det exakta utfallet har tillräckligt stor överlast för att åstadkomma tillräcklig konsolidering inom den tillgängliga liggiden, samtidigt som en tillräckligt stor överlast återstår att ta bort för att minska och helst stoppa alla eftersättningar.

Nya beräkningsmetoder med andra antaganden om pelarnas egenskaper och lastfördelningen i jord- pelarsystemet har föreslagits och är under framtagning. Dessa är dock ännu begränsat utprovade.

#### 4.4.2 Medelhårda och hårda pelare

Vid användande av medelhårda pelare,  $150 \text{ kPa} < c_{uk, pel} < 300 \text{ kPa}$ , antas ofta att endast så mycket av jordens hållfasthet som mobiliseras vid samma deformation som den i den styvare pelaren får medräknas. Med normala antaganden om deformationsegenskaperna i pelare respektive jord innebär detta att endast en mindre del av jordens hållfasthet kan utnyttjas. Då hårda pelare används, antas pelarna bära hela lasten av ovanliggande konstruktion respektive ta upp hela den påförda skjuvpåkänningen vid stabilitetsberäkning.

För att de höga hållfastheterna i medelhårda och hårda pelare skall kunna utnyttjas ställs betydligt högre krav på homogenitet och kontinuitet i pelarna. Olika modellförsök har också visat att brottmekanismen skiljer sig från det som antas i de enkla dimensioneringsmetoderna, speciellt då medelhårda och hårda pelare används. Mer avancerade dimensioneringsmetoder har därför föreslagits och tillämpas i varierande grad. Allt utnyttjande av den högre hållfastheten i

medelhårda och hårda pelare måste dock göras enligt GK3.

#### **4.4.2.1 Brottgränstillstånd**

Utnyttjande av hållfastheten i medelhårda och hårda pelare, och även av mjukare pelare i tillämpningar där de riskerar att utsättas för stora skjuvkrafter och moment, kräver en betydligt utökad produktions- och kvalitetskontroll och ingående analyser av risken för böjning, knäckning, rotation, spjälkning i överlappningszonen mellan olika pelare i block och skivor, skjuvning i möjliga svaghetsplan, lokalt överskridande av tryckhållfastheten på grund av ojämn spänningsfördelning m.m.

Dimensioneringsmetoder enligt GK3 berörs översiktligt i de kapitel och appendix som handlar om pelare för förbättring av stabilitet i t.ex. slänter och ledningsgravar samt i Appendix G.

I övrigt gäller samma krav på säkerheter och dimensionerande laster och materialvärden som anges i Kapitel 4.4.1.1–3.

#### **4.4.2.2 Bruksgränstillstånd**

För beräkning av sättningar i bruksgränstillståndet kan i princip samma beräkningsmodell som anges i Kapitel 4.4.1.4 användas. Detta görs redan vid de kontrollberäkningar som bör utföras för mjuka och medelhårda pelare med avseende på konsekvensen av att fastare pelare erhålls vid produktionen än de som antagits vid dimensioneringen.

Allt utnyttjade av högre skjuvhållfastheter än de som anges för GK2 medför dock att dimensionering och utförande skall göras enligt GK3. Ett utnyttjande av högre hållfasthet och fasthet gör också att eventuella svaghetszoner i pelarna, störda zoner under pelarna samt sämre egenskaper i pelartopparna får en mycket stor relativ inverkan på sättningarna.

Mer avancerade beräkningsmetoder beskrivs översiktligt i Appendix G.

#### **4.4.3 Stabilisering av hela jordvolymen, blockstabilisering och masstabilisering**

Vid stabilisering av hela jordvolymen under bankar gäller samma krav på säkerheter och dimensionerande laster och materialvärden som anges i Kapitel 4.4.1.

Vid block- och masstabilisering stabiliseras hela jordmassan. Någon dimensio-

nering med avseende på geometriska mått förutom stabiliseringsdjupet är därmed inte aktuell utan dessa är redan specificerade. Egenskaperna i den masstabiliserade jorden är dock starkt avhängiga av hur stabiliseringen och förbelastningen utförs. Dimensioneringen består därför i hög grad av att specificera hur detta arbete skall utföras samt uppföljning och provning samt eventuella åtgärder under utförandet. Detta kräver erfarenhet och bör utföras enligt GK3.

Vid masstabilisering och blockstabilisering (eller cellstabilisering) förväntas hela den stabiliserade jordvolymen fungera som ett någorlunda homogent material. Skillnaden på mass- och blockstabilisering är främst att den förra utförs med ett speciellt fräs- eller blandningsverktyg monterat på armen på en grävmaskin eller liknande utrustning medan den andra utförs med en pelarinstallationsmaskin. Vid masstabilisering blandas jordmassan och bindemedlet ned till maximalt cirka 5 meters djup till en så homogen massa som möjligt. Vid blockstabilisering installeras pelare med stor diameter så tätt att de överlappar varandra åt alla håll. Täckningsgraden i ett block är därmed minst 80 %. Blockstabilisering kan utföras till stora djup med beaktande av att möjliga avvikelser gör att pelarna i djupa block måste sättas tätare om areatäkningskravet skall kunna garanteras vara uppfyllt även på större djup. För att installationen av pelarna i ett block skall kunna utföras och dessa skall samverka fullt ut får det inte gå alltför lång tid mellan installationen av de enskilda pelarna. I annat fall måste risken för skjuvbrott och spjälkning i skarvarna mellan de olika installationerna där hållfastheten kan antas vara lägre beaktas.

Masstabilisering utförs normalt i organisk jord och i relativt ytliga jordlager, där speciellt torv har en relativt hög permeabilitet. Vid masstabilisering skall speciellt beaktas

- Risken för att reaktionsprocessen inte kommer igång eller går mycket långsamt under kalla perioder
- Risken för att bindemedel därvid lakas ur den relativt permeabla blandade jordmassan innan reaktionsprocesserna bundit bindemedlet i tillräckligt hög grad.
- Risken för att ämnen i grundvattnet senare angriper den stabiliserade jordmassan.
- Risken för förorening av grundvattnet och påverkan på naturen på grund av urlakat bindemedel och urlakade produkter.

De första faktorerna har medfört problem i samband med masstabiliseringar som utförts vintertid. De senare riskerna är speciellt stora vid lågt pH i jord och grundvatten.

Masstabilisering resulterar alltid i en mer eller mindre inhomogen jordmassa efter inblandning i fält. Försiktiga antaganden om hållfasthet skall därför göras och förbelastning är en förutsättning för att en slutprodukt erhålls som inte ger upphov till ojämna eftersättningar. Förbelastning för bankar skall utföras över hela krönbredden. Vid större projekt bör provstabiliseringar utföras i provytor av 10–20 m<sup>2</sup>. Dessa provytor tillverkas med den maskin och det blandningsförfarande samt det bindemedel och den bindemedelsmängd som är tänkt att användas i produktionen. Eventuellt kan olika bindemedel och/eller bindemedelsmängder provas i olika provytor. Efter inblandningen mäts hävningen varpå geotextil och bärlager läggs ut på motsvarande sätt som vid produktion. Sättningen mäts och hållfastheten provas sedan efter fastställt tidsschema. Sättningsobservationerna görs vid flera tillfällen under det första dygnet, dagligen under den första veckan och sedan glesare. I samband med provytorna kan också eventuell spridning och inverkan av bindemedlet på omgivande jord kontrolleras. Detta kan göras genom mätning av pH i naturlig jord och på olika avstånd från provytan.

(Exempel på masstabiliseringar finns bl.a. i SD Rapport 5, SD Arbetsrapport 7, Carlsten och Olsson 2004 samt Dahlström och Eriksson 2005.)

#### **4.4.3.1 Brottgränstillstånd**

Masstabiliseringen bör utföras över hela den påverkade ytan, dvs. ända ut till bankens släntfot. För att klara stabiliteten och förhindra större massundanträngningar bör bankslänterna vara flacka med en lutning av 1:3 eller lägre.

Masstabilisering utförs etappvis, som regel inom en ruta som täcks av maskinen i dess aktuella uppställning. Därefter förs ett bärlager på, oftast med en materialskiljande geotextil emellan. Det är viktigt att detta bärlager förs på innan bindemedlet i den stabiliserade massan härdat i någon högre grad, eftersom denna last och den åtföljande kompressionen hos massan starkt bidrar till hållfastheten hos den stabiliserade jorden. Utläggningen bör dock ske försiktigt, eftersom den nyblandade massan har låg hållfasthet och lätt pressas undan. Tjockleken hos detta bärlager skall vara så stor att lagret bär installationsmaskinen. Normal tjocklek är 1 meter. För att inte de underliggande massorna skall pressas undan får lagret ofta påföras i två skikt med väntetid emellan. Det första skiktet bör läggas på inom 4 timmar och hela bärlagret bör vara påfört inom ett dygn.

Stabiliteten för glidytor som går genom den masstabiliserade jorden beräknas med såväl dränerad som odränerad analys. En dränerad friktionsvinkel av  $32^\circ$  kan normalt antagas och den odränerade skjuvhållfastheten i den stabiliserade jordmassan väljs mycket försiktigt. Något effektivt kohesionsintercept bör inte påräknas med hänsyn till massans befarade inhomogenitet i fält, osäkerheten om en samtidig mobilisering av ett sådant kohesionsintercept och skjuvhållfastheten i kring- och underliggande jord samt risken för böjbrott i den ”balk” som den stabiliserade jorden utgör ovanpå en lösare jordmassa.

Stabiliteten för pelarförstärkningar under masstabiliserad jord beräknas som för övrig pelarförstärkning med ovanstående hållfasthetsegenskaper i den masstabiliserade jorden. Stabiliteten för underliggande jord skall också beräknas för fallet där den stabiliserade jorden betraktas som en styv platta på lös undergrund.

Den inre stabiliteten i den färdigkonsoliderade masstabiliserade jordvolymen säkerställs genom förbelastningen.

#### **4.4.3.2 Bruksgränstillstånd**

En prognos av sättningarna vid påläggning av det första laststeget direkt efter inblandning görs på basis av de observerade kompressionerna hos proverna i laboratoriet. Har provytor utförts baseras prognosen på observationerna i dessa. Sättningarna består till stor del av utpressning av inblandad luft och även permeabiliteten för vatten är relativt hög innan jorden hunnit komprimeras i någon högre grad. De största sättningarna uppträder därmed direkt efter påläggning av den första belastningen. Dessa motsvarar också normalt huvuddelen av de totala sättningarna. Även i efterföljande upplastningar, när den stabiliserade jorden hunnit härda, sker huvuddelen av sättningarna normalt relativt snabbt. Dessa senare sättningar beräknas med hjälp av uppskattade kompressionsmoduler som kan antas vara i storleken  $10 - 50 q_{uk}$  (beroende på massans homogenitet i fält). Även sättningar i jord eller konstruktioner under masstabiliseringen skall beaktas.

Inblandningen av bindemedel medför en hävning i jordmassan, vilken skall beaktas vid den efterföljande sättningsprognosen och dimensioneringen av överlasten. Hävningen kan normalt antas bli cirka  $15 - 20\%$  av stabiliseringsdjupet. Den aktuella hävningen kan preliminärt uppskattas med ledning av den skrymdensitet som uppmäts vid vägningen av de bindemedelsinblandade proverna i laboratoriet direkt efter inblandningen. Om provytor utförs används den observerade hävningen i dessa.

För att inga signifikanta eftersättningar skall uppstå bör såväl den masstabiliserade jordvolymen som eventuella underliggande jordmassor ha en överkonsolideringsgrad av minst 1,25 efter att överlasten tagits bort.

#### **4.4.4 Block-och masstabilisering ovanpå pelare**

En blockstabilisering på pelare tillverkas i samma operation. Härvid tillverkas pelarna ned till fullt projekterat djup medan de mellanliggande pelarna i blocket endast tillverkas ned till underkanten för blocket. Dimensioneringen utgörs av en kombination av vad som anges i Kapitel 4.4.1 – 4.4.3 med tillägg av att överlappningen mellan pelarna i blocket, överlappningslängden och hållfastheten i överlappningszonen skall vara tillräckliga för att överföra lasten från blocket till pelarna.

Vid masstabilisering på pelare tillverkas först pelarna. Dessa kan avslutas väl under markytan men först 1 – 2 meter över det djup till vilket masstabiliseringen skall utföras. Detta för att inget glapp skall uppstå mellan blocket och pelarna eller att pelartoppar med sämre kvalitet skall inverka. Den efterföljande masstabiliseringen innebär att pelartopparna kommer att slås/fräsas sönder. Masstabiliseringen måste därför utföras inom så kort tid efter att pelarna utförts att dessa inte härdat så mycket att inblandningen försvåras, inblandningsverktygen skadas och/eller att pelartopparna blivit spröda och pelarna skadas även en bit under gränsytan mellan det stabiliserade blocket och pelarna. På detta vis kan deformationerna i övergångszonen begränsas.

Dimensioneringen utgörs av en kombination av vad som anges i Kapitel 4.4.1–4.4.3 med tillägg av att tryckhållfastheten i den masstabiliserade jorden och pelaravstånden skall vara avpassade så att lasten från det stabiliserade blocket kan överföras till pelarna utan risk för att dessa stansas upp i den ovanliggande stabiliserade jordmassan.

Vid denna typ av konstruktion skall säkerställas att hela den organiska jordmassan av torv och eventuell gyttja block- eller masstabiliseras. Konstruktioner där de underliggande pelarna delvis befunnit sig i organisk jord har visat sig inte fungera.



## 4.5 PELARE UNDER GRUNDPLATTOR

Vid grundläggning av lätta byggnader (en- och tvåvåningshus, lätta fabriksbyggnader och lagerbyggnader) kan bindemedelsstabiliserade pelare vara ett alternativ till t.ex. pålgrundläggning. Pelartopparna grävs normalt bort och ersätts med packad friktionsjord, bl.a. för undvikande av eventuell frostpåverkan. Normalt är den ostabiliserade jordens bärighet tillräcklig och pelare används i detta sammanhang främst för att reducera sättningarna. Vid beräkning av bärförmågan kan pelarna betraktas som korta pålar och i detta fall beaktas inte bärförmågan hos den ostabiliserade leran mellan pelarna.

Pelarförstärkning för broar kombineras med förbelastning med överlast inom broläge och anslutande bankar. Efter avslutad förbelastning avlägsnas bankmassorna inom broläget varefter bron kan uppföras. Jordlagren skall således förkonsolideras för minst de belastningar som bron kommer att ge upphov till (helst med viss marginal). För att undvika sättningsskillnader mellan bro och anslutande bank efter färdigställande, förstärks och förbelastas anslutande bankar på likartat sätt som bron. Beräkning av sättningar beskrivs i tidigare avsnitt 4.4.1.4. Broar dimensioneras med partialkoefficienter enligt BRO respektive BV BRO. Grundläggning för byggnader dimensioneras enligt BKR.

### 4.5.1 Dimensionerande laster

Dimensionerande laster för broar beräknas som karakteristiska laster enligt avsnitt 4.3.1 ”Laster och lastkombinationer” multiplicerade med aktuella lastkoefficienter. Plattor för byggnader dimensioneras enligt BKR.

### 4.5.2 Dimensionerande materialvärden

Vid beräkning i brottgränstillstånd för brogrundläggning väljs partialsäkerhetskoefficienten  $\gamma_m$  för hållfasthetsparametrar i den övre delen av redovisat intervall i BKR.

För moduler och andra sättningsparametrar väljs  $\gamma_m$  som ett rimligt mellanliggande värde enligt BKR.

### 4.5.3 Beräkningsmodell brottgränstillstånd

Pelarförstärkning för plattor bör endast användas vid horisontell markyta (lutning  $< 1:10$ ). Den dimensioneras i brottgränstillstånd med hänsyn till glidning, bärförmåga, stjälpning och totalstabilitet. Bärförmågan beräknas med bärighetsformel eller glidyteberäkning.

De enskilda pelarnas bärförmåga liksom pelarblockets bärförmåga skall kontrolleras. I de fall pelarna inte når ned till fast botten är pelarblockets bärförmåga beroende av mantelmotståndet längs pelarblockets omkrets och den ostabiliserade jordens skjuvhållfasthet,  $c_{uk, jord}$ . Spetsmotståndet för pelarblocket antas vara försumbart eftersom den deformation som erfordras för att mobilisera spetsmotståndet är stor, cirka 5–10 % av den belastade ytans bredd. Pelarblockets bärförmåga,  $Q$ , med avseende på mantelmotståndet längs dess omkrets blir:

$$Q = 2 (b + l) L_{pel} c_{uk, jord} / Fc \quad (4.15)$$

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

#### 4.5.4 Beräkningsmodell bruksgränstillstånd

I bruksgränstillstånd beräknas sättningarna med karakteristiska eller alternativt dimensionerande värden enligt BKR. Total- och differenssättningar korrigeras med hänsyn till osäkerheten i beräknade värden (jfr. BKR). Pelarförstärkning för grundplattor kan dock kombineras med förbelastning så att huvuddelen av sättningarna utbildas under byggnadstiden.

Sättningar för pelarblock och förstärkningar efter förbelastning är främst beroende av den ostabiliserade jorden under förstärkningen. Spänningsfördelningen kan där uppskattas med 2:1-metoden och gränsen till det förstärkta partiet kan antas utgöra en dräneringsgräns.

#### 4.5.5 Differenssättningar

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

Sättningsdifferenser och nedböjningar uppstår då veka konstruktioner belastar mark med varierande styvhet, som t.ex. pelarförstärkt jord. Risken för differenssättningar ökar med ökande avstånd mellan pelare, skivor och pelarrader, med bristfällig lastöverföring mellan pelare och konstruktion samt då kompressionen i pelare av sämre kvalitet blir större än för omgivande pelare.

Sättningsdifferenser och nedböjningar kan reduceras genom att den förstärkta ytan förbelastas. De kan också reduceras genom att använda styva grundkonstruktioner som kan överbygga svaghetspartier och omfördela lasterna.

## 4.6 PELARFÖRSTÄRKNING AV SCHAKTER, SKÄRNINGAR OCH SLÄNTER

Pelare för förstärkning av schakter, skärningar och slänter placeras i skivor, gitter, block eller bågar. I de fall förstärkningen enbart gäller stabilitet dimensioneras den normalt endast för brottgränstillståndet. I de fall pelarna avses bära en yttre last, som pelare under botten av ledningsschakter, dimensioneras också för bruksgränstillståndet enligt Kapitel 4.4 eller 4.5 beroende på typ av konstruktion.

### 4.6.1 Tillfälliga schakter

Bindemedelsstabiliserade pelare används i ledningsschakter som ett alternativ till avsträvade sponter, bland annat för att underlätta arbetsutförandet. Förstärkning med stabiliserade pelare kan här ofta vara ett ekonomiskt alternativ, speciellt när schakt- och ledningsarbetena samt återfyllningen kan underlättas.

Förstärkningen måste dimensioneras för olika belastningsfall och brottmekanismer. Speciellt måste beaktas att vattentryck bakom den förstärkta zonen kan förorsaka att den förstärkta jordmassan tippar in i schakten. Skjuvmotståndet inom det förstärkta partiet bestäms ofta av bredden och skjuvhållfastheten i den zon där pelarna överlappar varandra. Speciellt i skivor kan skjuvmotståndet i denna zon vara lägre än de enskilda pelarnas skjuvhållfasthet på grund av bristande överlappning och lägre hållfasthet i överlappningszonen. Överlappningen kan ökas genom att skivorna utformas med dubbla rader av pelare. Skjuvhållfastheten är generell låg i den förstärkta jorden på grund av den låga axiallasten i pelarna. Ledningsschakter står normalt öppna under en kortare tid och med begränsade öppna längder. I detta fall kan dimensioneringen utföras med odränerad hållfasthet och delvis viktade medelvärden av hållfastheten i pelare och ostabiliserad jord<sup>9</sup>. I övriga fall dimensioneras som för pelare under bankar och i permanenta skärningar.

Den dokumenterade erfarenheten i Sverige från förstärkningar av ledningsschakter med bindemedelsstabiliserad jord är begränsad. Speciella utredningar bör göras vid sådana tillämpningar och arbetet utförs i GK3. Vid denna tillämpning erfordras en utökad produktions- och kvalitetskontroll och dessutom

---

<sup>9</sup> Detta medför risker under speciellt regniga perioder och om schakten står öppen under någon längre tid, vilket bland annat ställer krav på övervakning och beredskap för avsträvning med stämp.

observation av rörelser under den tid schakten utförs och står öppen. Utrustning för kompletterande avsträvning vid indikationer på stabilitetsproblem skall finnas tillgänglig. Vid schaktning med vertikala schaktväggar<sup>10</sup> skall skyddsstämp alltid användas.

Nedan redovisas allmänna dimensioneringsprinciper för sådana konstruktioner.

Förstärkningen dimensioneras som flytande om det inte är möjligt att kontrollera och säkerställa att pelarna nedförts till fast botten, dvs. med beaktande av att glidning kan uppstå i lös jord under förstärkningen.

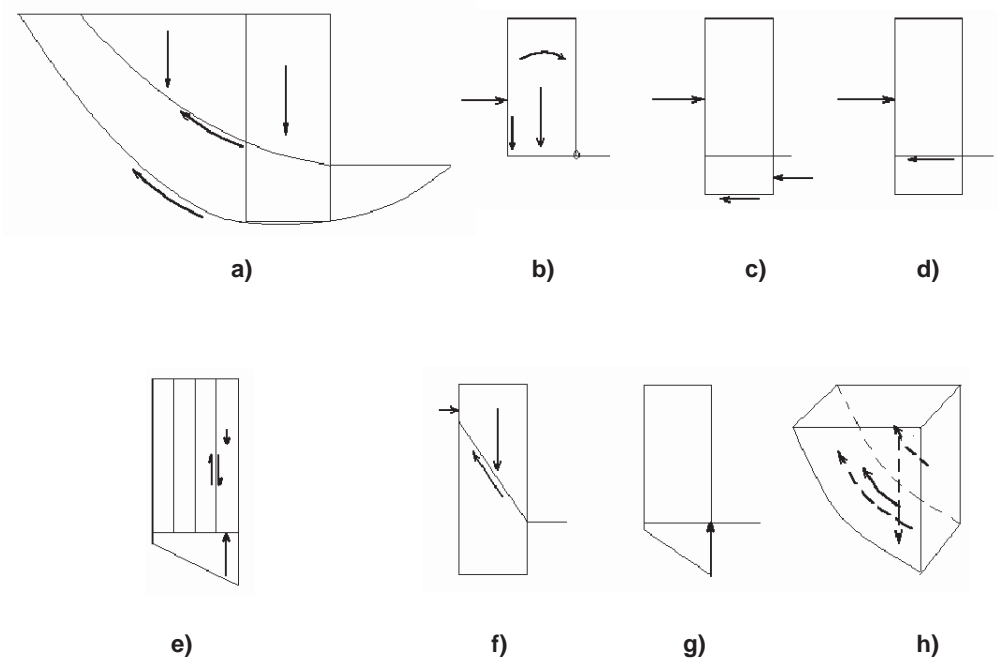
Förstärkningen dimensioneras för olika belastningsfall och brottmekanismer som totalstabilitet för cirkulärcylindriska glidytor och motsvarande glidytor av annan form, stjälpning, spjälkning, skjubbrott och tryckbrott i enskilda pelare och glidning längs förstärkningens underkant. Också den interna stabiliteten inom förstärkningen måste kontrolleras så att inte oförstärkt jord mellan skivor eller inom gitter riskerar att glida ut i schakten, se Figur 4.7. Även andra faktorer som t.ex. risken för bottenuppträckning måste beaktas

Vid dimensioneringen skall beaktas att vattenfyllda sprickor kan uppstå i bakkanten av den förstärkta zonen. Ett antagande av sådana sprickor påverkar horisontalkraften på blocket så att det horisontella totaltrycket mot bakkanten blir lika med det hydrostatiskt ökande vattentrycket ända ned till den nivå där det aktiva jordtrycket blir större, varefter det senare blir dimensionerande. Den horisontalkraft som förstärkningen skall dimensioneras för blir därmed stor. Antagandet om vattenfyllda sprickor medför också att någon mothållande vertikal kraft i bakkanten på grund av friktionskrafter från jorden bakom inte kan påräknas förrän under fullt sprickdjup, dvs. från det djup där det aktiva jordtrycket blir större än det hydrostatiska vattentrycket. Detta reducerar de mothållande krafterna mot stjälpning, se Figur 4.8

På grund av de stjälpande krafterna ökar vertikalspänningen i pelarna närmast schakten och det måste kontrolleras att dessa kan uppta de ökande tryckspänningarna.

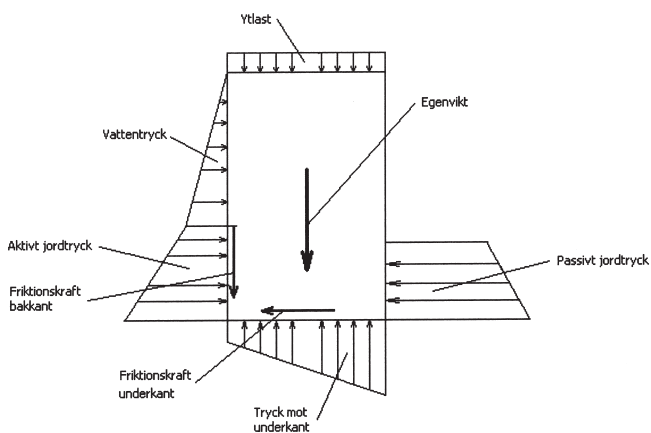
---

<sup>10</sup> Ur arbetarskyddssynpunkt bör vertikala pelare vid schakter och vertikala schaktväggar helst undvikas.



**Figur 4.7. Olika belastningsfall och brottmekanismer för stabiliserad jord i schakter och skärningar.**

- a) Totalstabilitet.
- b) Stjälkning.
- c) Glidning under förstärkning.
- d) Horisontell avskjuvning av förstärkt jord.
- e) Spjälkning.
- f) Skjuvbrott.
- g) Tryckbrott.
- h) Utglidning mellan pelarskivor.



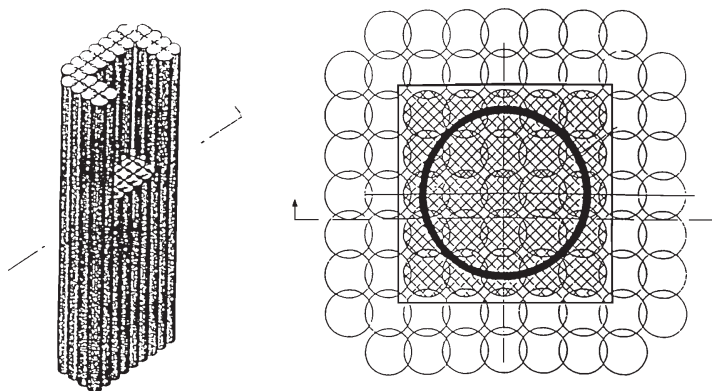
**Figur 4.8. Yttre krafter som verkar på den stabiliserade jorden vid en schakt.**

Förutom risk för stjälpning medför de höga horisontalspänningarna också att den förstärkta jordvolymen riskerar att tryckas ut, antingen med en glidyta inom den förstärkta jordvolymen eller med en glidyta som går i lösare jord under denna och sedan upp i schakten. För att jorden under schaktbotten skall kunna bidra i tillräckligt hög grad till att motverka dessa extra horisontalkrafter fordras ofta att pelare installeras även under schaktbotten, vilket också här bör ske som skivor, gitter eller block, Figur 4.1 och 4.4. Pelarna utanför schakten kan också lutas något för att krafterna i hög grad skall tas upp som tryckpåkänningar.

En förstärkning med bindemedelsstabiliserade pelare under schaktbotten fordras också ofta för att förhindra bottenuppträckning och i övrigt för att minska rörelserna i schaktbotten. Pelarna inom detta område kan också utgöra underlag för de ledningar som skall installeras och ett förbättrat underlag för de maskiner som används vid schaktningen. Den förstärkta jorden är dessutom som regel relativt lättschaktad och lämpar sig väl som återfyllnadsmaterial, varvid den också låter sig packas.

Cirkulära och rektangulära schakter utformas så att pelarna huvudsakligen överför tryckkrafter genom att pelare placeras i cirklar, block eller bågar såsom visas i Figur 4.4c och 4.9. Pelarbågar kan även användas vid långsträckta schakter. Det är i allmänhet fördelaktigt att pelardiametern är stor liksom överlappningen.

Ett exempel på en dimensioneringsgång för en pelarförstärkt temporär schakt ges i Appendix F3.



**Figur 4.9. Exempel på förstärkning med pelare installerade i ett blockmönster inför en schakt för en pumpstation.**

## 4.6.2 Permanenta skärningar

Särskild utredning krävs vid permanenta förstärkningar av skärningar eftersom användning av bindemedelsstabiliserade pelare i denna tillämpning hittills varit begränsad i Sverige. Skred har inträffat som omfattat förstärkningen eller området närmast intill förstärkningen. Stor försiktighet erfordras beträffande utnyttjad skjuvhållfasthet och förstärkningens funktion och utformning.

Vid dimensionering skall följande beaktas:

- Eventuell sänkning av grundvattennivån.
- Risken för odränerat och dränerat brott.
- Vattentryck intill pelarförstärkningen, som kan leda till glidytebrott.
- Risken för att pelarinstallationen medför att hållfastheten i den naturliga jorden mellan pelarskivorna och inom gittren nedsätts temporärt eller permanent.
- Risken för nedsatt hållfasthet utmed pelarskivornas ytor och dålig vidhäftning mellan jord och pelare.
- Risken för att grundvattenströmning medför att bindemedel urlakas med tiden.
- Risken för att tjälning medför att pelarnas funktion försämras ned till frostfritt djup.
- Risken för att hållfasthet i naturlig jord och pelare inte kan mobiliseras samtidigt.

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

Pelare i skärningar dimensioneras med beaktande av samma belastningsfall och möjliga brottmekanismer som för pelare vid tillfälliga schakter. På grund av att de effektiva vertikalspänningarna som regel är relativt låga, blir oftast dränerad hållfasthet och kombinerade analyser dimensionerande.

Då pelare placeras i skivor för att höja stabiliteten i skärningar och slänter antas ofta att pelarskivorna bär hela lasten och upptar alla skjuvspänningar då hela jordmassans stabilitet beräknas. I detta fall måste dock också stabiliteten kontrolleras för mellanliggande lameller av ostabiliserad jord, för vilka full eller reducerad vidhäftning mot pelarskivorna antas.

Enligt det finska vägverkets anvisningar får pelare installerade i skivor användas då  $F_{ostab} \geq 1$ . Vid lägre säkerhetsfaktorer för den ostabiliserade jorden används block- eller masstabilisering.

Ytterligare faktorer som bör beaktas visas i Figur 4.10.

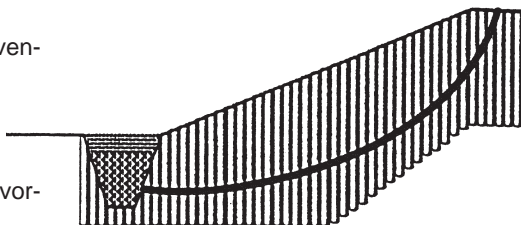
### Skiva av pelare som stabiliserande element i skärning

Glidyten ligger i stort parallellt med en eventuell skivstruktur i pelaren.

Ett eventuellt dike reducerar stabiliteten ytterligare.

Det effektiva vertikalktrycket är lågt.

Homogenitet och överlappning i pelarskivorna är viktig.



### Skiva av pelare som stabiliserande element i del av skärning

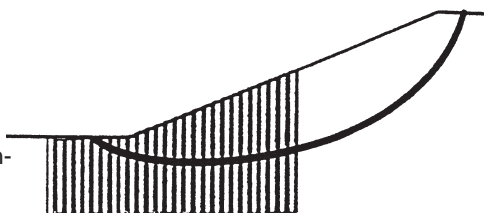
Skivan skall samverka med jorden.

På grund av sin större styvhet kommer pelarskivan att dra till sig krafter.

Glidyten ligger i stort parallellt med en eventuell skivstruktur i pelaren.

Ett brott i skivan kommer att vara sprött på grund av de låga överlagringstrycken.

Homogenitet och överlappning i pelarskivorna är viktig.

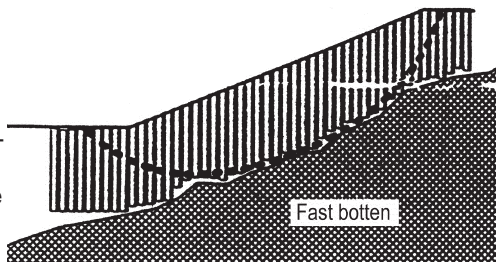


### Skiva av pelare som når ned till fast botten

Ett skikt med omrörd ostabiliserad jord riskerar att finnas närmast fast botten.

Vattentrycken är ofta höga i vattenförande skikt vid övergången till fast botten.

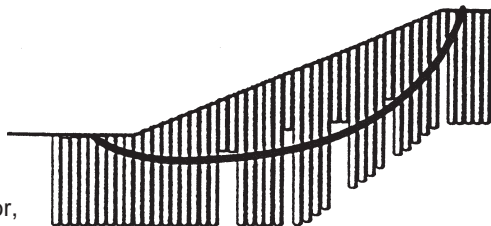
Installation med en teknik som säkrar god kontakt med fast botten är viktig.



### Förekomst av sten och block

Utrustningen för pelarinstallation har begränsad möjlighet att passera sten och block i jorden.

Detta kan medföra icke-kontinuerliga skivor, vilket leder till andra egenskaper hos skivan som konstruktionselement.



Figur 4.10. Speciella problemställningar vid användning av bindemedelsstabiliserade pelare för förstärkning av skärningar (efter Christensen et al. 1998, SD Arbetsrapport Nr. 9).



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 (se vidare t.ex. SD Arbetsrapport 9 och 10 samt Watn et al. 1999)

#### **4.6.3 Pelare som komplement till spont och andra förstärkningsmetoder vid schaktning**

Bindemedelsstabiliserade pelare används i vissa fall som komplement till spont och liknande förstärkningsmetoder vid schaktning. Syftet med dessa pelare är som regel att minska aktivtrycket mot sponten, eventuellt öka passivtrycket mot sponten samt att minska horisontaldeformationer under schaktbotten och hävningen i denna. Pelare för minskning av aktivtryck och ökning av passivtryck placeras i block eller skivor. Dessa dimensioneras enligt GK3. Pelare i schaktbotten kan också utgöra en del av grundläggningen för den efterföljande konstruktionen.

Pelare som komplement till spont för att minska aktivtryck och öka passivtryck dimensioneras i första hand för brottsgränstillståndet. Om spont- och markrörelserna i bruksgränstillståndet är kritiska kan samspelet mellan spont och förstärkt jord uppskattas ur beräkningar med en avancerad numerisk beräkningsmetod. Pelarförstärkningar under schaktbotten som skall utgöra en del av grundläggningen för den efterföljande konstruktionen dimensioneras för bruksstadiet enligt Kapitel 4.4 eller 4.5 beroende på typ av konstruktion.

Pelarna i aktivzonen fungerar normalt endast som en uppstyvning av jorden och minskning av aktivtrycket mot den senare installerade sponten. Detta medför också mindre krav på erforderligt passivtryck mot sponten. Jordrörelserna vid installation av pelarna kan ofta förväntas bli större än de som uppstår vid schaktningen, varför metoden ofta inte kan användas för att minska påverkan på kringliggande konstruktioner. Pelarna i schaktbotten medför en motsvarande uppstyvning av jorden som minskar hävningen av schaktbotten vid och efter urschaktningen. För en eventuell ökning av passivtrycket mot sponten måste pelarna vara placerade i block eller skivor vinkelrätt mot sponten. Vid temporär upptagning av större passivkrafter mellan sponter på ömse sidor om en schakt, innan en betongplatta hunnit gjutas, måste risken för knäckning av pelarskivorna beaktas och dessa får då ofta placeras som block av flera överlappande pelarskivor. Den hävningsdämpande effekten från pelarna sträcker sig endast till den del av schaktbotten som är förstärkt, vilket medför att man också för detta ändamål ofta får utföra förstärkning över hela schaktbottens yta. Pelare i schaktbotten underlättar ofta schaktningsarbetet och medför en bättre arbets-

bädd. (se vidare t.ex. SD Arbetsrapport 12 samt Dahlström och Brendbekken 2005).

Den låga vertikalspänningen under schaktbotten medför att pelarnas hållfasthet också blir lägre om schakten står öppen under en längre tid. Ökningen i passivtryck jämfört med den som erhålls från den naturliga jorden blir i detta fall mer begränsad. Ett utnyttjande av den högre hållfastheten i pelarna kräver dimensionering enligt GK 3 och en omfattande produktions- och kvalitetskontroll.

#### **4.6.4 Pelare för att höja stabilitet i befintliga slänter**

Installation av bindemedelstabiliserade pelare i befintliga slänter med otillfredsställande stabilitet kräver mycket stor försiktighet. Det bör endast utföras i de fall som negativa effekter på jordens hållfasthet under utförandefasen bedöms vara begränsade och kunna hanteras genom en restriktivt arbetsordning och noggrann övervakning. I vissa fall kan det tillämpas tillsammans med andra förstärkningsmetoder. Pelarförstärkning kan också utföras i redan skredade jordmassor där ytterligare rörelser under installationsarbetet inte har någon praktisk betydelse.

Exempel på den senare användningen är stabiliseringen av rasmassorna i Tuve och Vagnhärad efter de inträffade skreden, vilket delvis utfördes med djupa bindemedelstabiliserade pelare. Installationen av dessa medförde ytterligare rörelser i jordmassorna, vilket dock inte medförde några extra skador. Ett annat exempel är stabiliseringen av rasmassorna i botten av Göta älv efter skredet i Agnesberg, vilka fick stabiliseras med ytlig masstabilisering innan de blev tillräckligt fasta för att en motfyllning skulle kunna läggas ut.

Installation av bindemedelstabiliserade pelare medför risk för att den omrörda jorden i pelaren temporärt förlorar all hållfasthet, att portrycken i omgivande jord ökar och att hållfastheten i denna blir nedsatt, att jorden direkt under pelaren rörs om och att hållfastheten här reduceras till den omrörda skjuvhållfastheten samt att rörelser uppstår i jordmassan. Vid lutande markyta innebär detta att stabiliteten minskar och att rörelser uppstår i släntens riktning. Det första kan leda till brott och det senare till att hållfastheten i redan installerade pelare bryts ned och att hållfastheten i kringliggande jord försämras ytterligare.

Installation av bindemedelstabiliserade pelare i lutande mark har vid ett antal tillfällen förorsakat skred som omfattat förstärkningen eller området närmast intill förstärkningen.

I något fall har bindemedelsstabiliserade pelare installerats i områden där en dålig stabilitet berott på höga vattentryck i bottenlager och där förhoppningen varit att pelarna också skulle fungera som dräner. Detta har som regel inte fungerat (se vidare om permeabilitet i Appendix D).

I vissa fall finns trots allt önskemål att installera bindemedelsstabiliserade pelare i lutande terräng och vid slänter. Detta är främst då pelarna i ett senare skede skall användas för ökad bärighet eller grundläggning av någon konstruktion. I sådana fall måste stabiliteten ofta höjas temporärt under pelarinstallationen. Detta kan göras genom att flacka ut slänten, motfylla vid slänkfoten, schakta av släntkrönet eller en kombination av dessa åtgärder. Under installationen av pelarna måste sedan en omfattande kontroll av rörelser och portryck utföras. Normalt får installationen utföras i flera etapper med väntetid emellan, så att skivor installeras mycket glest i en första etapp, varpå nästa etapp av glest placerade skivor kan installeras efter att porövertrycken avklingat, rörelserna avstannat och hållfastheten i de redan installerade skivorna växt till osv.

En sådan operation kan således innebära omfattande ytterligare temporära eller permanenta stabiliseringsåtgärder, ett omfattande övervakningsarbete och en lång tid för genomförande.

I övrigt dimensioneras förstärkningen med beaktande av samma faktorer som vid förstärkning av permanenta skärningar.

#### **4.7 VIBRATIONSDÄMPNING**

Pelare för vibrationsdämpning har främst installerats för att minska vibrationer från väg- och järnvägstrafik. Vid nybyggnad av järnvägar och då hastigheten på befintliga banor skall höjas utförs alltid en vibrationsutredning. Vid passage av områden med lös jord studeras speciellt risken för höghastighetsproblem, där tågets hastighet kan nå upp till skjuvvågshastigheten i jorden med mycket stora rörelser i banvallen som följd. Bedömning av om höghastighetsproblem föreligger och den eventuella vidare jorddynamiska utredningen utförs enligt Banverkets BVF 585.13.

BVF 585.13 anger regler för reduktion av skjuvmodulen och skjuvvågshastigheten med hänsyn till skjuvdeformationernas storlek. Enligt förtydliganden från Banverket skall en sådan reduktion inte göras vid bedömning av höghastighetsproblem.

## Spårvibrationer

Om höghastighetsproblem befaras, kan jorden under järnvägsbanken styvas upp med hjälp av bindemedelsstabiliserade pelare ned till det djup där den naturliga jorden är tillräckligt fast för att motsvarande skjuvvågshastighet skall vara tillräckligt hög. Vid dimensioneringen bör observeras att översättningen av skjuvhållfasthet i pelarna till skjuvmodul är osäker. Pelarna placeras vanligen i rutmönster eller gitter.

Det vanligast använda installationsmönstret under bankar är placering av pelarna i rutmönster. Detta mönster är dock inte lämpat för att ta upp de skjuvkrafter som är kopplade till den aktuella vågen på ett effektivt sätt. För att få full effekt i detta avseende måste pelarna placeras i längsgående skivor. Under vissa förhållanden räcker dock singulära pelare.

Det skall vidare observeras att pelarförstärkningen under banken främst minskar rörelserna i själva banken och dess omedelbara närområde. Vibrationsproblem i byggnader och andra konstruktioner på ett visst avstånd från banken kvarstår dock ofta.

## Omgivningspåverkan

För att minska omgivningspåverkan kan pelare placeras mellan vibrationskällan och de påverkade objekten. Pelarna placeras då i ett gitter som formar en förstärkt balk parallellt med väg- eller järnvägsbanken. Förstärkningen kan också utgöra underlag för en eventuell bullervall mellan trafik och bebyggelse.

Att åtgärda vibrationsproblem med bindemedelsstabiliserade pelare har ofta visat sig vara en effektiv metod, men några enkla dimensioneringsregler finns ännu inte. Effekterna av pelarna bör modelleras och analyseras med avancerade 3-dimensionella numeriska beräkningsmetoder.

Exempel på pelare för vibrationsdämpning återfinns i SD Rapport 10 och Haltingberg (2005).

## 4.8 REDOVISNING

Projektören redovisar resultaten av förundersökningar och dimensionering. I redovisningen skall ingå en byggnadsteknisk beskrivning, BGEO, och samtliga resultat från de förundersökningar som utförts. I förekommande fall inkluderar detta resultaten från provstabiliseringar i fält.

För varje delområde med förstärkning ges en beskrivning av objektet, t.ex. väg-, ban- eller schaktförslag och de geotekniska förhållandena.

Resultaten av besiktningen av området redovisas och speciellt anges:

- Markens ytskikt och bärighet med avseende på framkomlighet och totalstabilitet. Eventuell befintlig 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 (bl.a. för föreskriven vattenbegjutning och övriga miljö- och säkerhetsaspekter)

De geotekniska undersökningarna redovisas i form av sammanställningsritningar samt laboratorietabeller, diagram m.m.

Den föreslagna konstruktionen redovisas i form av **arbets-, utsättnings- och relationsritningar**. På ritningarna anges:

- Mått i form av pelardimensioner, pelarlängder, installationsmönster och c/c-avstånd.
- Installationens begränsningar i sid- och längdled.
- Avslutning av pelare.
- Bindemedelstyp och vilken bindemedelsmängd som skall blandas in i olika lager.
- Eventuellt behov av välldränerande material ovan de bindemedelsstabiliserade pelarna.
- Andra krav på fyllnadsmaterial.

I den tillhörande **arbets- och utförandebeskrivningen** anges :

- 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 samt förläggning av transportvägar.
- Krav med hänsyn till omgivningspåverkan.
- Inblandningsmängd och eventuell fördelning mellan olika inblandningsmedel.
- Toleranskrav avseende dosering av inblandningsmedel.
- Kravspecifikationer för stabiliseringsmedel.
- Föreskriven stigning och rotationshastighet vid installation av pelare. Toleranskrav avseende stigning och rotationshastighet.
- Krav på anliggning mot fast botten.

- Installationsordning.
- Restriktioner i installationstakt.
- Toleranser för pelare med avseende på längd, lutning och planläge.
- Beräknad liggtid för förbelastning inklusive eventuell överlast.
- Rekommenderad upplastningssekvens. Tid innan första upplastning, tidpunkt för full last.
- Restriktioner för temporära belastningar.
- Restriktioner för schaktningsarbeten samt framtida markanvändning i förstärkningens närhet.

Dimensioneringen redovisas i form av **konstruktionsberäkningar**. Denna redovisning skall ange vilka krav och förutsättningar som gäller för konstruktionen och verifiera att kraven i brott- och bruksgränstillstånd är uppfyllda. Redovisningen skall således omfatta:

- Krav på förstärkningen.
- Uppgift om säkerhetsklass, livslängd m. m.
- I förekommande fall uppgift om geoteknisk klass.
- I förekommande fall konstruktionslaster och/eller trafiklaster.
- Karakteristiska och dimensionerande hållfasthets- och deformationsparametrar, samt vilka undersökningar som ligger till grund för dessa värden.
- Använda beräkningsmodeller.
- Beräkningsresultat.
- Uppgift om framtida sättningars beräknade storlek och tidsförlopp.

Projektören skall också ange en **kontrollplan** med specificering av kontrollmetoder, kontrollens omfattning och provningstillfällena. Kontrollens omfattning baseras på motsvarande kriterier som toleranskraven så att för förstärkningar med avseende på stabilitet krävs mer kontroll än för förstärkningar för reduktion av sättningar. Kontrollbehovet ökar ju högre hållfasthet som påräknas i den stabiliserade jorden.

I kontrollprogrammet ingår:

- Program för eventuella propelpelare (om sådana inte redan utförts). Tillverkning och erforderlig kontroll av dessa.
- Krav på dokumentation av entreprenörens arbete.
- Kontrollprogram, innehållande föreskrifter om testmetoder samt omfattning och tidpunkter för kontrollerna.
- Program för uppföljning, exempelvis av sättningar, porttryck, rörelser, etc.
- Eventuella gränsvärden och larmnivåer.
- Åtgärdsprogram vid överskridande av larmnivåer och gränsvärden.

# 5. Upphandling

## 5.1 ALLMÄNT

Upphandling kan göras som en utförandeentreprenad eller en funktionsentreprenad. Traditionellt har upphandlingar av förstärkning med bindemedelsstabiliserad jord gjorts som utförandeentreprenader. Detta underlättar ansvarsfrågor och samordning med övriga delar av byggprocessen. Eftersom detta delvis kan hämma utvecklingen och medföra att den erfarenhet som finns hos entreprenadföretagen inte tas till vara fullt ut finns dock önskemål inom branschen att övergå till någon form av funktionsentreprenader.

En funktionsentreprenad medför dock ofta andra problem eftersom förstärkningsarbetet normalt endast är en del i ett större arbete där förstärkningen såväl utformningsmässigt som tidsmässigt skall passas in. Vidare kan problem uppstå med långtidsgarantier för funktionen hos förstärkningen och ansvarsfördelningar för hela konstruktionens uppträdande.

En mer begränsad form av funktionsentreprenad kan också tillämpas, där beställaren ansvarar för dimensionering och specificering av vilka krav som ställs på egenskaperna i den stabiliserade jorden, medan det åvilar entreprenören att åstadkomma detta. I detta fall kan entreprenören utnyttja sin speciella kunskap och erfarenhet av olika blandningsverktyg, inblandningsteknik och bindemedelskombinationer vid olika geologiska förhållanden, medan beställaren behåller all övrig kontroll av byggprocessen.

Vad som anges i detta kapitel härrör i huvudsak från de möten som hölls i SD:s regi under 2002-2003, där beställare, konsulter och entreprenörer gav sin syn på vad som är önskvärt beträffande upphandling av entreprenader för bindemedelsstabilisering av jord, (SD Arbetsrapport Nr. 32). En stor del av den beskrivande texten för traditionella utförande- och totalentreprenader är hämtad från ett bidrag av Bo Orre i detta samband. Olika beställare har olika krav och villkor vid sina upphandlingar. Texten i detta kapitel är därmed endast allmänt orienterande.

## 5.2 ENTREPRENADFORMER

- Utförandeentreprenad – entreprenad eller del av entreprenad där beställaren svarar för projektering och entreprenören svarar för utförande.
- Totalentreprenad/funktionsentreprenad – entreprenad eller del av entreprenad där entreprenören i förhållande till beställaren svarar för projektering och utförande.
- Utförandeentreprenad med produktansvar – entreprenad eller del av entreprenad där beställaren svarar för generell projektering och entreprenören svarar för detaljprojektering av den bindemedelsstabiliserade jorden (pelarna eller jordmassan vid en masstabilisering) och utförande av stabiliseringen.

### Utförandeentreprenad

Allt ansvar för undersökningsarbeten, tolkning, bedömning, beräkning, dimensionering, val av bindemedel, specifikationer för installationsarbetet, övergångskonstruktioner, att bindemedlen uppfyller miljökraven, m.m. liksom utarbetande av handlingar i förfrågningsunderlag ligger hos beställaren. Beställaren eller dennas konsult måste därmed besitta en mycket god sakkunskap om alla detaljer om bindemedelsblandningar och inblandningsteknik. Några standardlösningar finns inte utan alla lösningar är objektspecifika.

Underlaget för upphandling av den av beställaren helt projekterade jordförstärkningen, dvs. förfrågningsunderlaget, skall vara fullständigt och entydigt för anbudsgivning. I detta skall klart framgå exakt vilken rotationshastighet, stigning, borrstång, verktyg m.m. som skall användas och ges anbud på. Vidare bör klart besked ges om sid oanbud med alternativa lösningar är välkomna.

Förfrågningsunderlaget för en utförandeentreprenad skall omfatta:

- Rapport som innehåller alla undersökningar och resultaten av dessa utan några som helst tolkningar eller värderingar.
- Ritningar med redovisning av för entreprenaden relevanta förhållanden och förutsättningar jämte förstärkningsgränser, pelardiametrar, pelarlängder, c/c avstånd, hur övergångskonstruktioner mellan last och pelartoppar skall utföras och utformas, hur övergångar till anslutande konstruktioner (med t.ex. successivt utglesade och/eller avkortade pelare) skall utformas, eventuell tomborring genom jord som ej skall stabiliseras, m.m.
- Teknisk beskrivning (TB) i anslutning till AMA 98 med redovisning av för entreprenaden relevanta förhållanden, förutsättningar och krav (som inte redovisats på ritning), t.ex. hur eventuellt utläckande bindemedel skall tas om hand, krav på använda hydrauloljor, åtgärder vid oljespill, minimering av neddamning, etc..



- Mängder – antingen tillsammans med TB och då bildande en mängdbeskrivning (MB) eller i en separat mängdförteckning (MF).
- Administrativa föreskrifter (AF-del).
- Mät och ersättningsregler (anpassade för djupstabilisering med bindemedel).
- AB 04.

Underlaget måste redovisa förhållanden, förutsättningar och krav för det utförande som beställaren själv projekterat och som upphandlingen avser. Några detaljer om projekteringsförfarandet eller överväganden och dokumentation i samband med detta behövs inte. Anbudsgivarna förutsätts ha kompetens att förstå innehållet i förfrågningsunderlaget och att kunna utföra jordförstärkning på det sätt som beställaren specificerat. Beställaren skall svara för att uppsatta krav i förfrågningsunderlaget efterföljs, dvs. se till att anbudsgivarna har lämnat pris på det som står i förfrågningsunderlaget. Anbudsgivaren skall alltid lämna pris på förfrågningsunderlaget i sin helhet. Anbud med sidoförslag utan prissättning av huvudförslaget bör förkastas. Sidoanbud kan lämnas efter eller i samband med att anbudet på huvudförslaget inges.

Anbudsgivare som genom s.k. sidoanbud vill föreslå en annan lösning än den som beställaren specificerat, kan göra egna tolkningar, värderingar, överväganden, beräkningar och dimensioneringar med egna resurser. För underlättande av relevanta sidoanbud bör uppgifter ges i förfrågningsunderlaget om vad som skall byggas på den förstärkta undergrunden eller hur den annars skall utnyttjas. För ansvarsfrågor i samband med sidoanbudet är det dock av största vikt att sidoanbudslösningar inte baseras på beställarens tolkningar och värderingar av underlaget utan på anbudsgivarens egna.

### **Totalentreprenad/funktionsentreprenad**

En totalentreprenad föregås normalt av att beställaren utför samma undersökningar som om han själv skulle genomföra projekteringen och upphandla en utförandeentreprenad. Anledningen till detta är att beställaren först behöver underlag för att bedöma om och i vilken omfattning förstärkning behövs och vilken förstärkningsmetod som är lämpligast. När en förstärkning med bindemedelsstabilisering av jorden sedan är beslutad, underlättar en komplett rapport i förfrågningsunderlaget anbudsarbetet hos anbudsgivarna med färre oklarheter och förbehåll i anbudet, vilket i sin tur underlättar beställarens anbudsutvärdering.

Ett förfrågningsunderlag för en totalentreprenad skall innehålla en rambeskrivning eller motsvarande handling där funktionskravet för det aktuella projektet

specificeras. Beskrivningen bör hålla sig till funktionskrav, viken tid som står till förfogande för genomförande, vilka miljökrav som råder, vilka krav på garantier och garantitider som ställs och andra ramar som gäller för projektet. Alla onödiga begränsningar som medför att anbudsgivarnas möjligheter till de mest rationella lösningarna begränsas bör undvikas.

Entreprenadformen medför att entreprenören får maximalt utrymme att använda sin samlade erfarenhet till att komma fram till en optimal lösning. Den medför också att allt ansvar för konstruktionens funktion under utförande och garantitiden samt att miljökraven uppfylls åvilar entreprenören. Beställaren måste ha egen kompetens, eller anlita en på området erfaren konsult, för att kunna säkerställa att de olika anbuden uppfyller de uppställda funktionskraven.

Förfrågningsunderlaget bör innehålla:

- Rapport som innehåller alla undersökningar och resultaten av dessa utan några som helst tolkningar eller värderingar.
- Ritningar med redovisning av förstärkningsgränser och annan orienterande information för klargörande av åtagandets omfattning, begränsningar av arbetsområdet i plan, befintliga konstruktioner och ledningar etc.
- Rambeskrivning med krav uttryckta i ovan angivna funktionella termer. Dessutom bör det finnas krav att entreprenören till beställaren skall redovisa de tolkningar, utvärderingar, bedömningar, beräkningar m.m. som utförts i entreprenörens projekteringsarbete samt bygghandlingar för genomförandet. Denna redovisning är nödvändig för att beställaren eller dennas konsult skall kunna bilda sig en uppfattning om det föreslagna genomförandet motsvarar de uppställda funktionskraven.
- Administrativa föreskrifter (AF-del).

### **Utförandeentreprenad med produktansvar**

Allt ansvar för undersökningsarbeten samt tolkning, bedömning, beräkning och dimensionering av förstärkningen, givet att den förstärkta jorden i pelare respektive masstabilisering uppfyller de specificerade kraven, liksom utarbetande av handlingar i förfrågningsunderlag ligger hos beställaren. Ansvaret för främst val av bindemedel, specifikationer för installationsarbetet, övergångskonstruktioner mellan överbyggnad och den förstärkta jorden, att bindemedlen uppfyller miljökraven samt att den specificerade hållfastheten i den stabiliserade jorden uppnås vid den specificerade tiden åvilar entreprenören. Uppdelningen i ansvarsområden mellan beställare och konsult kan varieras något.

Ett förfrågningsunderlag för en utförandeentreprenad med produktansvar skall

innehålla en produktbeskrivning eller motsvarande handling där kravet på egenskaper hos den stabiliserade jorden samt övergångskonstruktioner specificeras. Beskrivningen skall noga specificera vad som är beställarens respektive entreprenörens ansvar och vilka garantier och garantitider som krävs. Produktbeskrivningen skall också specificera vilka miljökrav som ställs och vilka eventuella krav som ställs beträffande påverkan av den ostabiliserade jorden mellan pelare samt vidhäftning mellan denna och pelarna. Båda dessa krav ger begränsningar i urvalet av möjliga stabiliseringsmedel. Det senare kravet uppstår t.ex. då jord och pelare skall samverka för att uppnå tillräcklig stabilitet och/eller då stabiliteten mot utglidning för ostabiliserad jord mellan pelarskivor måste garanteras. Användning av bindemedel eller tillsatsmedel som medför nedsättning av hållfastheten i övergångszonen mellan pelare och jord måste då undvikas, även om de skulle kunna medföra att pelaren i sig skulle bli starkare eller lättare att utföra. Restriktioner i påverkan på hållfastheten i omgivande jord i övrigt gäller främst vid stabilitetsproblem i lutande terräng. Här måste beställaren specificera vilka krav på begränsningar i rörelser och portrycksuppbyggnad som gäller vid installationen, vilket i sin tur begränsar installationsordningen och installationstakten samt val av bindemedel med avseende på hur snabb hållfasthetstillväxten är i den stabiliserade jorden.

Entreprenadformen medför att entreprenören kan utnyttja sin speciella kunskap och erfarenhet av olika blandningsverktyg, inblandningsteknik och bindemedelskombinationer i olika geologiska förhållanden och att utföra övergångskonstruktioner mellan överbyggnad och pelarförstärkt jord. De senare kan t.ex. bestå i bortschaktning av lösare delar av pelartopparna och återfyllning med packad friktionsjord, utläggning av geotextil och arbetsbädd innan pelarinstallation som medför att pelarinstallationen kan utföras också i de översta naturliga jordlagren utan risk för bindemedelsutblåsning i luften och andra tekniska lösningar.

Beställaren måste ha egen kompetens, eller anlita en på området erfaren konsult, för att kunna bedöma i vad mån de olika anbuden uppfyller de uppställda produktkraven.

Förfrågningsunderlaget för en utförandeentreprenad med produktansvar skall omfatta:

- Rapport som innehåller alla undersökningar och resultaten av dessa utan några som helst tolkningar eller värderingar.
- Ritningar med redovisning av för entreprenaden relevanta förhållanden och förutsättningar jämte förstärkningsgränser, pelardiametrar, pelarlängder, c/c avstånd, hur övergångar till anslutande konstruktioner (med t.ex. successivt

- utglesade och/eller avkortade pelare) skall utformas, etc.
- Produktbeskrivning med krav på egenskaper i den stabiliserade jorden och övergångskonstruktioner, restriktioner med avseende på miljökrav och påverkan på omgivande jord samt garantikrav.
  - Teknisk beskrivning (TB) i anslutning till AMA 98 med redovisning av för entreprenaden relevanta förhållanden, förutsättningar och krav (som inte redovisats på ritning eller i produktbeskrivning ).
  - Mängder – antingen tillsammans med TB och då bildande en mängdbeskrivning (MB) eller i en separat mängdförteckning (MF).
  - Administrativa föreskrifter (AF-del).
  - Mät och ersättningsregler (anpassade för djupstabilisering med bindemedel).
  - AB 04.

Underlaget måste redovisa förhållanden, förutsättningar och krav för utförande av den produkt som beställaren specificerat och upphandlingen avser. De detaljer i projekteringen och överväganden som har betydelse för hur produkten skall fungera i samspel med omgivande jord skall anges. Anbudsgivarna förutsätts ha kompetens att förstå innehållet i förfrågningsunderlaget och att kunna leverera den produkt som beställaren specificerat.

Anbudsgivare som genom s.k. sidoanbud vill föreslå en annan lösning än den som beställaren specificerat, kan göra egna tolkningar, värderingar, överväganden, beräkningar och dimensioneringar med egna resurser. För detta gäller samma regler som för sidoanbud vid utförandeentreprenader.

## **Kontroller**

I samtliga typer av upphandlingar och tillhörande förfrågningsunderlag skall kraven på kontroll och redovisning specificeras. Detta gäller kontroll av utmatare bindemedelsmängder, utmatningstryck, stigning och rotation vid installationsprocessen, tidig kontroll för verifiering av att de egenskaper som förutsatts vid den preliminära dimensioneringen uppnåtts samt senare stickprovskontroll av kvaliteten hos de producerade pelarna. Såväl kontrollernas omfattning som vilka kontrollmetoder som skall användas skall vara specificerade.

Bindemedelsstabiliseringar medför som regel att markytan häver sig. Även horisontella rörelser kan uppstå. Av handlingarna skall framgå hur pelarlängd skall definieras och vilket referensplan som skall användas vid bestämning av läget för pelarspets och pelartopp samt hur inmätning i plan skall göras.

# 6. Bindemedel och tillsatsmedel

## 6.1 KRAV

Alla bindemedel och tillsatsmedel som används skall vara provade och godkända ur såväl stabiliserings-, hanterings- som miljömässig synpunkt. Med tillsatsmedel avses medel som tillsätts för att förändra någon egenskap i jorden som inte är direkt relaterad till de slutliga hållfasthetsegenskaperna. Sådana medel kan vara retardationsmedel som gör att härdningen av den blandade jorden fördröjs för att öka den tillgängliga tiden för att utföra olika installationer i jordmassan eller att packa denna innan den härdat för mycket. Tillsatsmedel kan också utgöras av peptiseringsmedel, som medför att inblandningsprocessen underlättas genom att den omrörda jordens egenskaper förändras. Peptiseringsmedel kan dock ha andra negativa effekter, se nedan.

Medlen skall vara märkta och fullt spårbara från källa och fabrikation till användningsplatsen. Föreskrifter för hur materialet skall hanteras skall vara klart angivna liksom vilka åtgärder som måste vidtas vid oavsiktlig kontakt med materialet eller spill och utsläpp i naturen.

Alla bindemedel och tillsatsmedel skall vara homogena och förvaras torrt under lagring, transport och på arbetsplatsen. Vid provtagning på arbetsplatsen skall man försäkra sig om att proverna är representativa med avseende på såväl sammansättning som reaktivitet.

De flesta bindemedelskombinationer innehåller kalk och/eller cement. För dessa medel finns standardiserade provningsmetoder och normer beträffande egenskaper som kornstorlek, reaktivitet och flytbarhet och den kemiska sammansättningen är noggrant deklarerad.

En motsvarande standard för masugnsslagg är under utarbetande.

Motsvarande krav skall gälla alla medel, såväl bindemedel som övriga tillsatsmedel, som ingår i bindemedelsblandningarna.

För kalk och cement gäller normalt följande krav:

**Kalk:**

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

**Cement:**

Sammansättning	Cement enligt SS-EN 197-1
Kornstorlek	0–0,2 mm
Flytbarhet	≥ 40 enligt SS 134005

Flytbarheten hos blandningar av kalk och cement är ofta lägre, men praktiska erfarenheter visar att flytbarhetsvärden för bindemedelsblandningarna runt 40 är tillfyllest för moderna pelarmaskiner. Detta torde gälla alla bindemedelsblandningar. Kraven på kornstorlek bör också vara motsvarande.

För övriga bindemedel gäller i avvaktan på nya mer detaljerade föreskrifter att de skall ha en öppet redovisad sammansättning av bindemedlet. I samband med nya bindemedel, som ofta är baserade på någon restprodukt, liksom vid användning av beprövade bindemedel i speciella jordar skall faktorer som beständighet, risk för nedbrytning, urlakning och föroreningsspridning och andra miljöfrågor utredas.

En vägledning för alternativa material i väg- och anläggningsbyggnad är under utarbetande i SGF:s jordförstärkningskommitté. Det framtagna bedömningsättet för nya material avses vara applicerbart även för djupstabilisering.

Provning av stabiliserad jord och olika binde- och tillsatsmedelskombinationer avser nästan uteslutande den stabiliserade jordens egenskaper. Ofta innebär dock konstruktionen att såväl den stabiliserade jorden som den naturliga ostabiliserade jordens egenskaper skall kunna utnyttjas. Studier av långtidseffekter av bindemedelsstabilisering visar bl.a. att kalcium- och natriumjoner från den stabiliserade jordmassan ofta sprids ut till ett övergångsskikt i den naturliga jorden närmast pelarna. Detta kan resultera i en hållfasthetsnedsättning och reducerad vidhäftning i detta skikt, vilket bör beaktas vid stabilitetsbedömningar och val av bindemedel. Tillsatsmedel i form av peptiseringsmedel kan ha en stor effekt i detta avseende.

## 6.2 MILJÖPLAN

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

Några av de detaljer som skall beaktas är:

- Tankning av maskiner med bindemedel i närheten av människor, djur, bebyggelse, trafikerade vägar eller vattendrag får inte utföras utan lämpliga skyddsåtgärder.
- Vid tankning bör utloppsluften renas genom filter eller genom att luften släpps ut genom vattenfyllda behållare.
- Vid avslutning av pelares överkant skall allt stabiliseringsmedel blandas med jord innan maskinen flyttas till nästa installationspunkt.
- Om behov finns, skall speciella manschetter användas för förhindrande av att bindemedelsdamm kommer ut i luften.
- Utsläpp av stabiliseringsmedel genom maskinfel eller annan olyckshändelse skall vattenbegjutas och blandas med jord. Detta skall ske med varsamhet så att inte bindemedelsblandat vatten släpps ut i dräneringssystem och vattendrag. Större incidenter skall rapporteras till beställaren.

Utöver inverkan av bindemedlen skall möjlig påverkan av maskinparken beaktas och eventuella krav på miljövänliga hydrauloljor och liknande bedömas.

## 6.3 BINDEMEDELSTRANSPORT OCH LAGRING OCH HANTERING PÅ PLATS

Bindemedel transporteras normalt till arbetsplatsen med lastbil. Till alla utvalda tankplatser måste därför finnas transportvägar med maximal lutning av 1:10 samt vändplats för 24 m bil med släp. Transportvägarna bör vara anpassade för axel/boggietryck av 11,5/19 ton och 60 tons totalvikt. All lossning och förvaring på plats skall ske så att inget spill förekommer och neddamning undviks i görligaste mån samt att fuktupptagning i bindemedlet förhindras. Alla tankar, matarledningar, kopplingar och slangar skall vara täta och kontrollerade. Skyddsutrustning skall användas och åtgärdsprogram vid oavsiktliga utsläpp skall finnas.

Eventuell bindemedelsblandning samt maskinpåfyllning på tankningsplatsen skall försiggå med iakttagande av motsvarande försiktighetsåtgärder.

# 7. Utförande av förstärkning

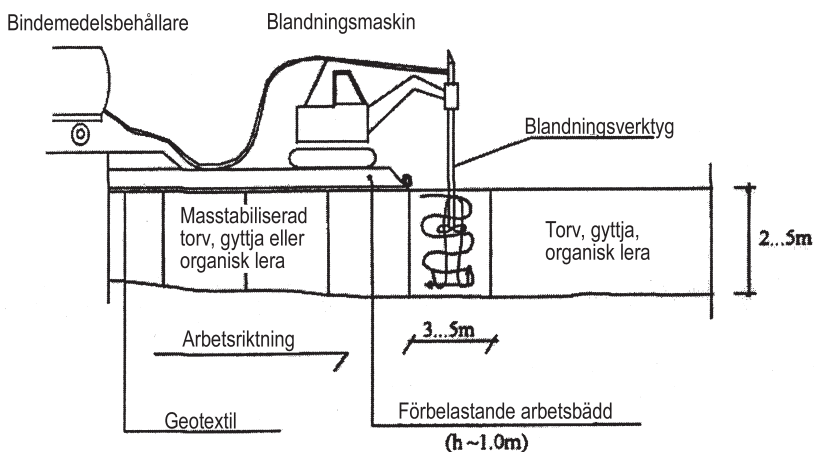
Utförande av bindemedelsstabilisering är reglerat i CEN PrEN – Execution of special geotechnical works – Deep mixing. (CEN TC 288, 2002).

## 7.1 PREPARERING AV MARKYTA

Förutom iordningsställande av tankplatser skall arbetsytan förberedas. Ytan röjs från växtlighet, stubbar och andra föremål som hindrar installationen och jämnas sedan av. Ytterligare preparering beror på typ av förstärkning och hur överföring av lasten från banken till förstärkt jord skall åstadkommas. För en pelarförstärkning kan ytjorden skalas av, varpå pelarlägena sätts ut och pelarna installeras från den nya markytan. Detta innebär att en del av den bärkraftigare mulljorden - torrskorpan tas bort och att maskinerna kommer att arbeta på ett underlag av relativt lös jord. Bindemedelsinblåsningen måste alltid avbrytas en bit under markytan, vilket medför att pelartopparna blir lösare och oftast måste schaktas bort och ersättas med packad friktionsjord. Alternativt kan en mindre avjämning/avskrapning utföras och en geotextil läggas ut som underlag till en arbetsbädd, som samtidigt är en del av den efterföljande konstruktionen. Installationen av pelarna görs då med maskinen gående på arbetsbädden och installationsverktyget trycks/roteras ned genom denna och geotextilen. Den senare måste vara av en kvalitet som medger detta. Bindemedelsutmatningen kan då göras ända upp till underkanten av arbetsbädden och behovet av efterföljande åtgärder för lastöverföring reduceras.

Inför en masstabilisering sätts de yttre begränsningslinjerna ut. Vid behov läggs en första arbetsbädd ut längs ena kortsidan. Masstabiliseringen utförs i etapper inom maskinens räckvidd och arbetsbädden utökas fortlöpande genom att geotextil och fyllning läggs ut på de stabiliserade ytorna. Detta görs innan den stabiliserade massan börjat härda i påtaglig grad och bör utföras genom försiktig utläggning med grävmaskin så att de lösa omrörda massorna inte pressas åt sidan, Figur 7.1.





Figur 7.1. Princip för utförande av masstabilisering.

Stabiliseringsarbeten under den kallaste årstiden bör undvikas. Vid pelartillverkning tränger inte utrustningen igenom en tjälad torrskorpa och låga temperaturer medför att härdningen i pelartoppen fördröjs. Vid befärad tjäle under pågående installationsprocesser kan markytan frostskyddas och vid ett mindre frostdjup kan den frusna skorpan rivs upp så att utrustningen kan drivas ned.

Masstabilisering under den kallaste årstiden bör undvikas helt eftersom hela den stabiliserade jordmassan ligger ytligt och påverkas av temperaturen. Detta medför risk för att härdningen inte kommer igång eller sker mycket långsamt. Under en lång tid efter inblandningen kommer bärigheten därmed att vara mycket låg och i vissa fall finns dessutom risk för att delar av bindemedlet lakas ur jordmassan innan det hunnit härda (se SD Arbetsrapport 5).

## 7.2 PROVSTABILISERING FÖR VERIFIERING OCH SLUTLIG DIMENSIONERING

Antalet provpelare och provytor varierar med objekt. I de fall provstabilisering utförs bör normalt minst fem provpelare installeras för varje installationssätt och för varje karakteristisk delsträcka. Antalet provytor beror på hur många bindemedel och bindemedelsmängder som skall provas samt, i vissa fall, på jordens variation längs den stabiliserade sträckan. Vid utförandeentreprenad utförs installationen med det förfarande som angivits i förfrågningsunderlaget. Det är sedan fritt för entreprenören att i tillägg prova andra tillverkningssätt (bindemedel, bindemedelsmängd, inblandningsverktyg, stigning, rotationshastighet osv.). För varje alternativ bör dock minst fem provpelare respektive en provyta av 10–20 m<sup>2</sup> tillverkas.

Vid installation av provpelare skall observeras att det tar en viss tid och produktionsmängd innan bindemedelsutmatningen och övriga parametrar är rätt inställda och produktionen sker som ett jämnt förlopp. För att bindemedelsblandningen och bindemedelsmängden i provpelarna skall motsvara den i de blivande produktionspelarna bör därför några extra pelare först installeras så att en stabil installationsprocess erhålls för de verkliga provpelarna.

Den rådande härdningstemperaturen blir normalt något högre vid en större volym av produktionspelare än för några enstaka provpelare, vilket då gör att härdningsprocessen under produktionen kan förväntas gå något snabbare.

Vid provstabilisering med pelare provas främst hållfasthet och homogenitet i pelaren. Vid masstabilisering av provytor skall hävningen vid bindemedelsblandningen mätas. Därefter skall en belastning motsvarande cirka 1 m fyllning läggas ut och sättningen följas upp. Dessutom skall hållfasthet och homogenitet i den stabiliserade massan provas, se vidare avsnitt 4.4.3.

### **7.3 UTSÄTTNING**

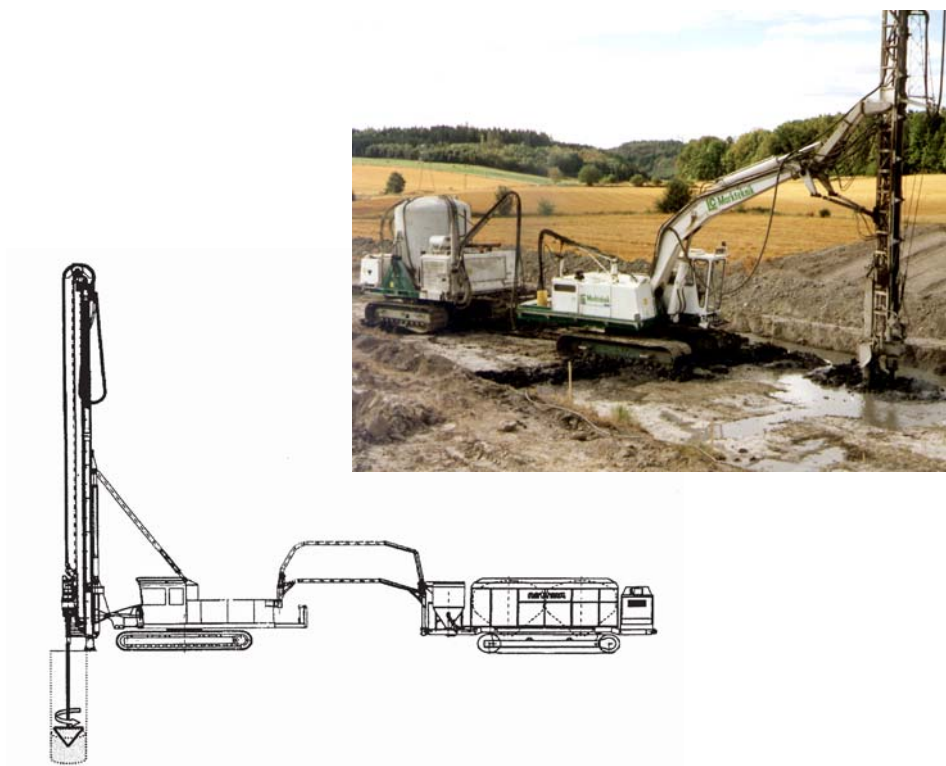
Vid utsättning markeras varje pelares läge på markytan. Avvikelser i plan och lutning skall sedan motverkas så långt som möjligt när blandningsverktyget roteras ner.

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. Toleranskraven anges av beställaren/projektören.

För masstabilisering görs utsättning av det stabiliserade områdets yttre gränser. Området delas sedan in i etappuror som kan stabiliseras i en uppställning med den aktuella stabiliseringsmaskinen.

### **7.4 INSTALLATIONSUTRUSTNING**

Bindemedelsstabiliserade pelare tillverkas normalt med en bandgående basmaskin med gejderstyrd vridmotor och borrhåll med ett blandningsverktyg. En tank eller tankar för bindemedel är monterade antingen på basmaskinen eller på en separat bandgående bulkvagn, Figur 7.2. Basmaskinen är normalt försedd med en dieselmotor som driver olika hydraulsystem för positionering, dosering, neddrivning och uppdragning samt blandning. Den är också försedd med en kompressor (vanligen dieseldriven) för trycksättning och transport av bindeme-



**Figur 7.2. Typisk utrustning för installation av bindemedelsstabiliserade pelare**

del från tankarna till blandningsverktyget samt enheter för dosering, mätning och registrering.

Maskinuppgifter för idag vanligen förekommande maskiner visas i Tabell 7.1.

**Tabell 7.1. Data för idag vanligen förekommande maskiner för pelartillverkning\*).**

\*) Runt år 2005, maskinparken utvecklas ständigt.

Vikt basmaskin (ton)	12–39
Marktryck, basmaskin (kPa)	24–38
Marktryck, bulkvagn (kPa)	40–60
Pelardiameter (m)	0,5–1,0
Pelarlängd (m)	25
Fördelning mellan olika bindemedel (%)	0/100-100/0
Maximal lutning hos maskinens arbetsbädd	1:7–1:11
Kapacitet (m/ 8 timmar)	400–1000
Hinder som omöjliggör installation	> 0,1 m tjäle, stubbar, grova rötter, sten, block, sprängsten

Lagringstanken för bindemedel kan vara hel eller delad i separata delar för olika bindemedel. En hel lagringstank används då ett ensartat bindemedel eller då flera bindemedel blandats i förväg. Med en delad bindemedelstank blandas bindemedlet i samband med doseringen. Vid förblandat bindemedel måste till-sees att de olika beståndsdelarna inte separerar vid transport och vidare hante-ring. Vid delade lagringstankar skall de doserade mängderna kunna mätas och registreras för varje ingående bindemedelstyp.

Basmaskinens gejder har en reglerutrustning så att gejderlutningen kan justeras för att kompensera för varierande lutningar hos arbetsbädden/markytan och för att kunna utföra förstärkningar med lutande pelare. Möjligheter finns att variera gejderlutningen  $\pm 70^\circ$  i förhållande till maskinens lutning (dvs. lika mycket från lodlinjen vid horisontellt underlag för maskinen). Mät- och inställnings-noggrannheten för gejderlutningen skall vara bättre än  $-0,6^\circ$  (10 mm/m) i två vinkelräta riktningar. Gejderlutningen och dess riktning skall kunna redovisas.

Basmaskinen för masstabilisering är normalt en ombyggd grävmaskin där sko-pan ersatts av ett inblandningsverktyg, Figur 7.3. Även fräsverktyg förekom-mer. Maximalt inblandningsdjup är normalt cirka 5 meter. Motsvarande lag-ringstankar och utrustning för dosering, mätning och registrering av bindeme-delsmängder används som vid pelarförstärkning. Den registrerade bindemedels-mängden ställs i detta fall i förhållande till den stabiliserade jordvolymen.



Figur 7.3. Exempel på utrustning med inblandningsverktyg för masstabilisering.

## 7.5 DOSERING AV BINDEMEDEL

Doseringen av bindemedel från lagringstankarna görs med mekaniska doseringsutrustningar. Mätning av den doserade bindemedelsmängden görs ofta genom vägning av bindemedelstankarna med jämna tidsintervall. Den på detta vis mätta mängden bindemedel motsvarar dock inte nödvändigtvis den bindemedelsmängd som samtidigt matas ut vid blandningsverktyget i jorden, eftersom det tar en viss tid att transportera bindemedlet genom matarledningarna och flödet varierar dessutom med skillnaden mellan matartrycket i tanken och mottrycket på den aktuella nivån i jorden.

Redovisningen av den doserade bindemedelsmängden görs i form av ett flytande medelvärde, vilket avser medelvärdet av den inblandade bindemedelsmängden inom den senaste metern av tillverkad pelare. Medelvärdet redovisas grafiskt i enheten kg/m (eller kg/m<sup>3</sup>) som en rullande funktion av tillverkad pelarlängd i 0,2 m intervall eller tätare. Även total mängd bindemedel per pelare skall kunna redovisas. Vid masstabilisering blandas samma jordmassa flera gånger och den mest relevanta måttet är inblandad bindemedelsmängd för den jordvolym som blandas vid varje maskinuppställning. För masstabilisering skall redovisningen kunna göras som kg/m<sup>3</sup> och total mängd bindemedel för varje stabiliserad ruta.

Transport av bindemedel från lagringstankar till blandningsverktyget sker med hjälp av tryckluft. Tryckluften skall vara torr. Trycket i lagringstankarna mäts och kan regleras för att styra transporten och utmatningen i jorden. Normala tanktryck för pelare ned till 15 m djup är 400–600 kPa (4–6 bar). Utmatningstrycket används av maskinisten för styrning av tillverkningsprocessen och dokumenteras kontinuerligt.

Mätnoggrannheten vid mätning av bindemedelsmängd skall vara bättre än  $\pm 10\%$  av nominell mängd, dock lägst  $\pm 2$  kg/m vid pelartillverkning. Dessa noggrannhetskrav avser mätningar inom flytande 1-meters intervall.

## 7.6 BLANDNINGSUTRUSTNING

Bindemedlen blandas med jorden av ett blandningsverktyg som rör om den naturliga jorden och blandar in bindemedlet. Vid pelartillverkning trycks blandningsverktyget ned och dras upp i den inställda gejdriktningen under samtidig rotation och under inblandningsfasen matas bindemedlet ut samtidigt genom inblåsning med tryckluft. Rotationshastigheten och nedpressnings/uppdragningshastigheten kan regleras separat med hänsyn till det specificerade inblandningsarbetet. Kombinationen av blandningsverktyg, rotationshastighet och stig-

ning avpassas efter den aktuella jorden och bindemedlets egenskaper. Val av blandningsverktyg kan också bero på om pelarna skall installeras flytande i jordmassan eller nå ned till fast botten och vara spetsbärande samt förhindra att glidytor kan uppstå i lös jord under den stabiliserade jorden. Det senare ställer speciella krav på blandningsverktyget så att detta kan tränga ned även i grövre och fastare jord och skapa en god anliggning mellan denna och pelaren.

Det finns ett stort antal blandningsverktyg som tagits fram för att åstadkomma en optimal inblandning vid olika förhållanden, se vidare Appendix H. Principen för all bindemedelsstabilisering av pelare är att en jämn fördelning av bindemedel och inblandning skall åstadkommas i hela pelaren, såväl över dess tvärsnitt som över dess längd. Några riktlinjer för vilket verktyg som skall användas vid olika förhållanden finns inte, utan kunskapen om för- och nackdelar med olika blandningsverktyg och metodiker finns oftast hos de enskilda entreprenörer som har erfarenhet av dem från motsvarande geologiska förhållanden.

Det traditionella blandningsverktyg, som normalt förutsätts vid utförandeentreprenader med specificerade rotationshastigheter och nedpressnings/stigningshastigheter, består av en halvcirkelformad bygel med skränkta blad, Figur 7.4. Skränkningen medför att jordmassan knådas vid omrörningen och avser att förbättra inblandningen. Andra blandningsverktyg har ofta flera mer eller mindre horisontella armar med olika former och skränkningar och ibland försedda med tänder för att ytterligare förbättra omrörning och inblandning. En sådan arm betecknas ofta ”kniv” eller ”blad” och blandningsarbetet mäts ofta i antal knivvarv per meter pelare (blade rotation number). Blandningsverktygen kan också vara extra robusta och/eller medge tillförsel av vatten för att kunna penetrera och effektivare röra om fastare jordlager.



**Figur 7.4.** Principskiss för det traditionella inblandningsverktyget med halvcirkelformad bygel och skränkta blad samt några andra exempel på inblandningsverktyg.



Mätnoggrannheten vid mätning av blandningsverktygets rotations- och stigningshastighet skall vara bättre än 10 varv/min respektive  $\pm 2$  mm/varv.

Vid masstabilisering förs blandningsverktyget fram och tillbaka och upp och ned enligt ett bestämt och återgående mönster under samtidig rotation och bindemedelsutmatning i syfte att skapa en homogent blandad jordmassa. För detta ändamål finns inget traditionellt blandningsverktyg, utan detta varierar normalt för de enskilda entreprenörerna, Figur 7.5. Detta gör det svårare att beställa en ren utförandeentreprenad, men kan å andra sidan ge incitament till en ökad metodutveckling.



Figur 7.5. Exempel på olika inblandningsverktyg för masstabilisering.

## 7.7 SPECIELLA FAKTORER ATT BEAKTA VID TILLVERKNING AV BINDEMEDELSTABILISERADE PELARE

Utmatning av bindemedel med hjälp av tryckluft måste normalt avslutas 0,5–1,0 m under arbetsytan på grund av risk för utblåsning av bindemedel i luften och på markytan. Kvaliteten i den övre delen av pelaren kan därför bli ojämn och man bör därför vid projektering och dimensionering räkna med att en fullgod pelare kan påräknas först från 1 meters djup under arbetsytan.

Ur praktisk synvinkel är det inte lämpligt att tillverka kortare pelare än cirka 2 m. När pelarna avslutas mot fast friktionsjord utan att tränga ned i denna uppstår ofta en ostabiliserad zon under pelarna med en tjocklek som motsvarar inblandningsverktygets höjd. Det minsta jorddjup som bör förstärkas på detta vis är därmed cirka 2,5 m. För mindre jorddjup är förbelastning eller urgrävning ofta lämpliga alternativ.

Tillverkningen styrs huvudsakligen av jordens och bindemedlets egenskaper, och kan regleras genom blandningsverktygets utformning, tillsatt bindemedelsmängd som regleras med dosering och utmatningstryck i lagringstanken, rotationshastigheten och stigningen vid omrörning och inblandning. I jordprofiler med olika lager med markant olika egenskaper skall bindemedelsmängden

ibland varieras för de olika lagren. Detta görs lämpligen genom att hålla utmatningshastigheten och rotationshastigheten konstant och variera stigningen, eftersom utmatningen av bindemedel för närvarande inte kan regleras så att en inställd förändring direkt medför en motsvarande förändring i utmatad mängd vid blandningsverktyget. (Detta förfarande medför samtidigt att blandningsarbetet blir något olika för olika delar av pelaren)

Behovet av blandningsarbete för en jämn inblandning och homogena egenskaper i pelaren är större för cement och cementbaserade bindemedel än för kalk. De värden för maximal stigning vid inblandning som normalt används för det traditionella inblandningsverktyget är<sup>11</sup>:

- 25 mm/varv för kalkinblandning
- 15 mm/varv för kalk/cementinblandning i gyttjig lera och organisk jord
- 20 mm/varv för kalk/cementinblandning i övrig jord
- 15 mm/varv för cementinblandning

I jordar med en vattenkvot som är lägre än flytgränsen kan klumpar av bindemedel och jord samt fickor med innesluten luft uppkomma i pelarna. I sådan jord behövs ett mer omfattande blandningsarbete än i den högplastiska, sensitiva lera som riktvärdena ovan främst avser.

Rotationshastigheten vid inblandning med det traditionella verktyget är normalt 100 – 200 varv/minut. Högre rotationshastigheter kan medföra risk för slungeffekter och hålbildning, speciellt vid pelardiametrar större än 0,6 m, medan lägre rotationshastigheter kan medföra sämre inblandning. Vid omrörning av jorden under neddrivning av detta verktyg används normalt en stigning av cirka 100 mm/varv, se vidare Appendix H.

---

<sup>11</sup> Det erforderliga blandningsarbetet definieras av antalet knivvarv per meter (blade rotation number). Stigningen är den parameter som ställs in på maskinen för att ge motsvarande arbete. Det skall observeras att angivna värden endast avser inblandningsverktyg med samma antal armar som det traditionella verktyget..



## 7.8 TILLVERKNINGSPROCESS FÖR BINDEMEDELS-STABILISERADE PELARE

Tillverkningen av en bindemedelsstabiliserad pelare inleds med att blandningsverktygets spets placeras i utsättningspunkten och gejdern riktas in till avsedd lutning, oftast vertikalt. Vid denna operation skall de angivna toleranskraven beaktas. Blandningsverktyget drivs ned till avsett pelardjup eller till fast botten under rotation och samtidig nedpressning. Där god kontakt mellan pelarnas underkant och fast botten är nödvändig kan tillverkningsprocessen behöva modifieras så att blandningsverktyget förs upp och ned någon halvmeter några gånger vid kontakten med fast botten. Eventuellt används speciella blandningsverktyg. Med specialutrustning kan vatten tillföras vid passage och omrörning av fastare och torrare lager och nedträngning i fastare bottenlager. Vid normalt utförande kan pelarna antas utbildas från cirka 0,1 – 0,2 m under utmatningshålets nivå. För att förhindra igensättning av utmatningshålet för bindemedel hålls detta öppet med tryckluft under neddrivningen. I princip kan bindemedel matas ut och blandas in även under neddrivning av blandningsverktyget. Detta är relativt ovanligt i den torra metoden men vanligare vid den våta metoden för bindemedelsstabilisering.

I bottenläget vänds rotationsriktningen och doseringsutrustningen vid lagringstanken startas (om så inte redan skett). Bindemedlet matas sedan ut med föreskriven hastighet samtidigt som blandningsverktyget roteras och dras upp med föreskriven stigning. Utblåsningstrycket regleras med hänsyn till mottrycket på nivån i jorden och bindemedelsutmatningen avbryts 0,5–1 m under arbetsbäddens överyta för att förhindra bindemedelsutblåsning. Utblåsningstrycket skall hållas så lågt som möjligt under hela pelartillverkningen. Om ett alltför högt tryck används finns risk för att luftstrålen spräcker upp jorden och skapar sprickgångar, där bindemedel blåses ut utan att blandas med jorden. Förutom att pelarens kvalitet därmed blir sämre riskeras att hållfastheten i omgivande jord sätts ned och att markrörelserna vid installationen blir större.

Om problem uppstår med bindemedelsutblåsning och bindemedelsutmatningen måste avbrytas på större djup än avsett, kan en extra tätmanschett eller huv på borrstången användas. Om utmatningen avslutas på större djup än avsett måste en extra kontroll göras av att pelaren uppfyller funktionskraven.

Kratrar och hål i markytan med upp till ett par meters djup kan uppstå på grund av undanträngning och brott i omgivande jord. Om detta sker måste utmatningsstrycket reduceras och eventuellt stängas av tidigare än avsett. En extra kontroll måste då göras av att pelaren uppfyller funktionskraven.

Under tillverkningsprocessen övervakas och dokumenteras bindemedelsutmatning, utmatningstryck, rotationshastighet och stigning. Produkten av de två sista parametrarna ger uppdragningshastigheten. Stigningens maximala värde varierar, som nämnts ovan, med jordens egenskaper och med mängd och typ av bindemedel, men kan också variera med blandningsverktyget om annat verktyg än det traditionella används.

Bindemedelsdoseringen övervakas kontinuerligt under pelartillverkningen. Om ett underskott uppkommer inom någon del av pelaren skall denna snarast och utan anmodan kompletteras. Detta gäller också om blandningsarbetet uppenbart understiger det specificerade.

## **7.9 ORDNINGSFÖLJD VID PELARINSTALLATION**

Vid tillverkning av pelare i skivor skall hela skivor tillverkas utan längre avbrott för att det skall vara möjligt att tillverka pelarna med överlappning och att en god hållfasthet skall uppnås i överlappningszonen. Vid tillverkning av hela skivan utan avbrott blir överlappningen ofta god även på större djup. Om avbrottet medför att hållfastheten i den närliggande pelaren uppgår till den i naturlig jord upphör tendensen för den efterföljande pelaren att söka sig in i den omrörda massan hos den tidigare installerade pelaren och risken blir därmed stor att överlappningen avtar med djupet. Hållfastheten i överlappningszonen minskar om det uppstår ett påtagligt tidsavbrott mellan installationen av de enskilda pelarna i skivan. Minskningen ökar med avbrottets längd och vid ett avbrott av cirka en vecka bör ingen skjuvhållfasthet som kan överföra vertikala skjuvkrafter påräknas i denna zon.

Vid installation av pelare i eller i anslutning till lutande terräng eller rörelsekänsliga konstruktioner skall portrycksuppbyggnader och rörelser vid installationen följas och installationsordningen styras så att större nedsättningar av hållfasthet och stabilitet samt skadliga rörelser undviks. För detta ändamål installeras portrycksmätare och/eller peglar samt fasta mätpunkter på befintliga konstruktioner och vid behov inklinometrar i jorden. Omfattningen av övervakningen och vilka gränsvärden som skall gälla anges i BGEO eller motsvarande handling. (se vidare SD Arbetsrapport 7 och 8 samt Carlsten och Marxmeier 2000)

För att minimera portrycksuppbyggnad och rörelser kan installationen utföras i omgångar med exempelvis varannan eller var tredje pelarskiva eller rad, eller ännu glesare med tid för portrycksutjämning och hållfasthetstillväxt emellan. Pelare i närheten av rörelsekänsliga konstruktioner kan installeras i en sådan

följd att jordrörelserna efter den första pelarinstallationen i huvudsak sker bort från konstruktionen.

Eventuella krav på ordningsföljd därutöver skall vara angivna av beställaren/konstruktören.

## **7.10 BANKUTFYLLNAD**

Vid pelarförstärkning för bankar är lastpåföring och överlast en del i förstärkningsarbetet. En tidig lastpåföring medför att pelarnas hållfasthet vid den efterföljande härdningen ökar och överlasten är till för att försäkra att alla större sättningar tas ut under konstruktionstiden och att inga skadliga sättningar inträffar efter att konstruktionen tagits i bruk. Bankuppfyllningen görs normalt successivt allteftersom hållfasthetstillväxten i pelarna medger en ökande belastning. Den understa delen av fyllningen skall bestå av ett lager med dränerande material som kan transportera bort det vatten som avgår ur jord och pelare under konsolideringen. Lagret bör vara minst 0,3 m tjockt och bestå av krossmaterial med finjordshalt  $\leq 4\%$ . För vägar gäller specifikationer enligt ATB VÄG för materialskiljande lager.

Innan dräneringslager och bank läggs ut skall eventuellt uppträngd jord vid pelarinstallationen schaktas bort. Lösa, ostabiliserade pelartoppar grävs bort och dessa och eventuella andra håligheter ersätts med packad friktionsjord. Markytan jämnas av och packas. Detta förberedelsearbete kan ofta reduceras om dräneringslager och en första bankutfyllnad i form av en arbetsbädd lagts ut i förväg och pelarinstallationen gjorts genom denna.

Dräneringslagrets tjocklek och omfattning kan reduceras om det finns en fast torrskorpa ovanpå den lösa jorden.

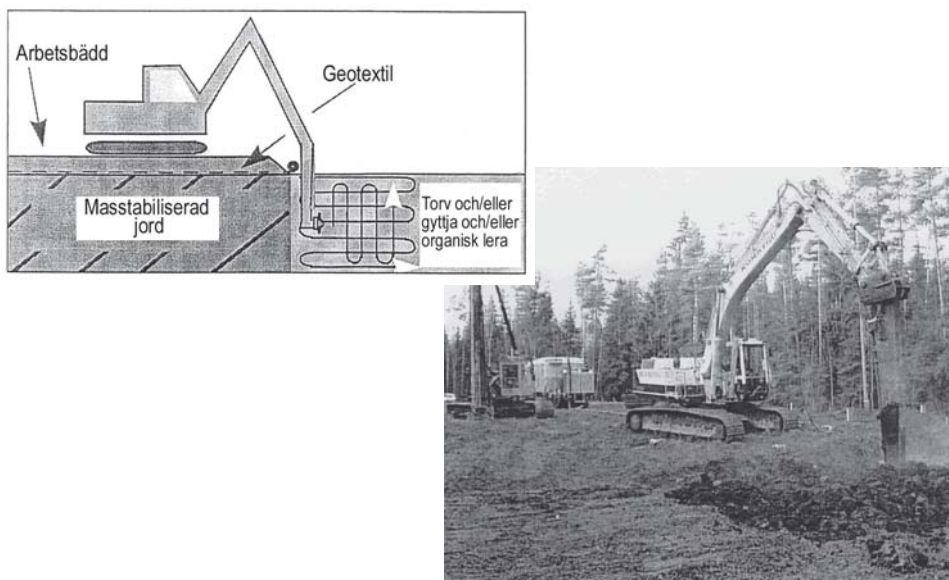
Bankmassorna skall läggas ut på ett sådant sätt att pelarna och jorden inte utsätts för stora skjuvspänningar. Utfyllnaden görs lagervis inom hela förstärkningens bredd. Allt arbete, byggtrafik samt massupplag och schakter i eller i närheten av det stabiliserade området skall också styras så att inga stora skjuvpåkänningar uppstår på grund av detta.

En första tidig bankutfyllnad som görs innan pelarnas hållfasthet kan tas i anspråk dimensioneras på basis av den odränerade skjuvhållfastheten i jorden och erforderlig säkerhetsfaktor. Allteftersom hållfastheten i pelarna växer till kan lasten ökas. Stabilitetsberäkningarna utförs då med beaktande av de olika dräneringsfall som kan bli aktuella, se 4.4.1.3. Påförandet av lasten medför att por-

trycken i jorden och pelarna höjs, vilket måste beaktas. Lastpåföringen sker därför normalt i etapper med portrycksutjämning och ytterligare hållfasthetstillväxt emellan.

## 7.11 TILLVERKNING AV MASSTABILISERING

Vid tillverkning av masstabilisering placeras basmaskinen så att dess arm och blandningsverktyg når till avsett djup över hela den yta som skall stabiliseras i den aktuella etappen. En etapp omfattar normalt en yta av cirka 10 – 25 m<sup>2</sup> och ett djup av 3–5m. Innan blandningen startas bör djupet för de massor som skall stabiliseras i den aktuella etappen bestämmas genom t.ex. sticksondering i etappens hörnpunkter. Därefter beräknas bindemedelsmängden för etappen för den aktuella jordvolymen och blandningsmönstret avpassas för det aktuella djupet och dess variation inom etappen. Blandningsverktyget startas och förs ned i jorden. Det förs sedan fram och tillbaka och upp och ned genom jordmassan under samtidig bindemedelsutmatning, Figur 7.6. Detta görs enligt ett förutbestämt och för etappen avpassat mönster så att den förbestämda bindemedelskvantiteten fördelas jämnt i jordmassan. Bindemedelsutmatningen och blandningsverktygets djup i jordmassan regleras så att allt bindemedel blandas in i jorden och att utblåsning i luften förhindras. Därefter fortsätter blandningsarbetet på motsvarande sätt tills att bindemedlet och jorden blandats till en jämn massa utan större klumpar. Den erforderliga blandningstiden är normalt i storleken 1 – 2 timmar per 100 m<sup>3</sup>.



Figur 7.6. Princip för masstabilisering.

Efter att inblandningen avslutats flyttas maskinen till nästa uppställningsplats. Innan härdningsprocessen i den färdigblandade jorden hunnit gå för långt skall en belastning påföras. Denna består normalt av cirka 1,0 m fyllning, ofta med en mellanliggande geotextil. Geotextilen skarvas med god överlappning. Innan fyllningen läggs ut placeras peglar för kontroll av fyllningstjocklek och sättningar samt eventuella horisontalslangar för sättningsobservationer ut på den stabiliserade jordens överyta och avvägs. Under utfyllnadsarbetet inträffar som regel stora sättningar, varför avvägning inte kan användas för att kontrollera fyllningstjockleken. Lämpligen används ett system med peglar placerade på den masstabiliserade jordens överyta och försedda med markerade förlängningstänger. Med tanke på att stora mängder luft och vatten skall kunna pressas ut under kort tid bör fyllningen ha hög permeabilitet och bestå av grusig jord med hög krossytegrad och låg finjordshalt. För att den omrörda icke-härdade massan av jord och stabiliseringsmedel inte skall pressas undan utan endast komprimeras, bör fyllningen läggas ut försiktigt med skopa i en sådan arbetsordning att den underliggande massan inte pressas utåt från den stabiliserade ytan. Eventuellt får fyllningen läggas ut i lager med väntetid emellan. Det första lagret bör dock vara utlagt inom 4 timmar och fyllningen i sin helhet inom 1 dygn.

Efter en viss härdning används fyllningen sedan som arbetsbädd för maskinen i efterkommande stabiliseringsstapper.

Sättningsförloppen efter utläggning av den första lastetappen och under den vidare lastpåföringen och konsolideringen, samt under en tid efter överlastens borttagande skall följas upp i utvalda sektioner. Sättningsobservationerna används för att reglera fyllningstjocklekarna så att en tillräckligt stor överlast finns att ta bort efter konsolideringstiden och att projekterat profilplan uppnås. Även portryck och sättningar i undergrunden bör följas om denna består av lös finkornig naturlig eller pelarförstärkt jord. Tiderna för upplastning bestäms genom sättningsobservationerna i kombination med kontroller av att erforderlig fasthet uppnåtts i den stabiliserade jordmassan.

# 8. Kontroll

Kontroll utförs för att säkerställa att stabiliseringen utförs (utförts) enligt upprättad utförandebeskrivning samt att den uppfyller uppställda krav på egenskaper.

Kontrollprogrammet skall upprättas av beställaren/projektören (beroende på entreprenadform) och beskrivas i arbetshandling.

Entreprenören skall genomföra en grundkontroll i form av en dokumenterad egenkontroll som ingår i en särskild kvalitetsplan enligt den kontrollplan som upprättas för varje arbetsprojekt.

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

## 8.1 GRUNDKONTROLL

Grundkontroll skall utföras vid alla förstärkningsarbeten.

Grundkontroll avser att installationen utförts enligt handlingarna så att pelarna får avsedd placering och längd samt att rätt mängd bindemedel fördelats jämnt längs pelarna (eller i stabiliseringssetapperna vid masstabilisering).

För varje pelare skall dokumenteras:

- Tillverkningsdatum.
- Pelarbeteckning enligt ritning.
- Maskin, blandningsverktyg och övrig utrustning.
- Ordningsföljd för installation.
- Läget för pelarens över- och underkant, pelarens längd och vilket referensplan som använts för bestämning av detta.
- Uppmätt inblandad mängd bindemedel och dess fördelning längs pelaren. Mätningen skall vara separat för varje bindemedel och utföras på sådant sätt

att angivna toleranser och nominell mängd kan kontrolleras.

- Övriga faktorer som kan påverka pelarnas egenskaper, t.ex. tillverkningsprocess, rotationshastighet, stigning, väderleksförhållanden under tillverkningsperioden, utmatningstrycket, m.m.

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

För masstabilisering gäller motsvarande uppgifter för varje stabiliseringsetapp om:

- Utförandedatum.
- Etappbeteckning eller koordinater enligt ritning.
- Maskin, blandningsverktyg och övrig utrustning.
- Ordningsföljd för installation.
- Stabiliseringsytans storlek, stabiliseringsdjupet och den stabiliserade jordens volym i varje etapp samt vilket referensplan som använts för bestämning av detta.
- Uppmätt inblandad mängd bindemedel i etappen. Mätningen skall vara separat för varje bindemedel och utföras på sådant sätt att angivna toleranser och nominell mängd kan kontrolleras.
- Övriga faktorer som kan påverka den stabiliserade jordens egenskaper, t.ex. tillverkningsprocess, eventuella hinder, inblandningstid, tid till påförande av last, lastens storlek, metod för lastutläggning, väderleksförhållanden under tillverkningsperioden, andra observationer, m.m.

Protokoll skall sammanställas med följande uppgifter:

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

Ovanstående dokumentation av utförd kontroll skall finnas tillgänglig och sammanställd på ett överskådligt sätt. Utmatningsdiagram skall finnas samlade på elektroniskt lagringsmedia som kan överlämnas till beställaren.

Pelare som enligt grundkontrollen uppenbart inte uppfyller de givna kraven skall utan uppmaning ersättas med ersättningspelare.

Särskild journal för eventuella avvikelser skall föras enligt kvalitetsplanen och

innehålla uppgifter om:

- Eventuella avvikelser från specifikationerna.
- Läget för pelare som inte uppfyller specifikationen och läget för nya pelare som ersätter defekta pelare redovisat på plan över förstärkningen.
- Stora mängder lera som trängt upp över den förstärkta ytan vid pelartillverkningen eller djupa håligheter som uppstått i torrskorpeleran vid pelaretoppen.
- Stora massundanträngningar vid utläggning av last på masstabiliserade ytor.

Avvikelseanmälan skall utan anmodan tillställas beställaren efter varje arbetsskift.

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

Relationshandlingar skall upprättas.

Beträffande toleranser, se avsnitt 4.3.5.

## **8.2 KOMPLETTERANDE KONTROLL VID UNDERKÄNDA PELARE**

Om grundkontrollen visar att något moment i en pelarförstärkning inte uppfyller de ställda kraven och att den avsedda förstärkningen därmed inte kan förväntas bli uppnådd och resultatet inte kan godkännas, skall en utökad kontroll utföras.

Behov av utökad kontroll kan uppstå om:

- Hinder i jorden försvårar pelartillverkningen.
- Problem med bindemedelsutblåsning föranlett av att bindemedelsutmatningen avslutats på större djup än avsett.
- Kratrar eller hål i markytan föranlett att bindemedelsutmatningen avslutats på större djup än avsett.
- Toleranskrav för planläge eller lutning för pelare överskridits.
- Toleranskrav för stigning, rotationshastighet eller bindemedelsdosering överskridits.
- Förstärkningsresultatet av någon annan orsak befaras vara sämre än väntat.

Den utökade kontrollen bör inriktas på den eller de egenskaper som är avgörande för förstärkningens funktion och kan utföras som provning eller i enklare fall genom ett sakkunnigutlåtande. Provning görs främst genom sondering, framgrävning av pelare eller upptagning av hela pelaravsnitt eller borrhärdar.

En utökad kontroll, 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 motsvarar de uppställda kraven och inte kan förväntas göra detta efter ytterligare härdningstid skall kontrollberäkning utföras för att bedöma behovet av kompletterande pelare utöver de eventuella ersättningspelare som redan installerats. Pelare som inte godkänts kan tillgodoräknas i förstärkningen med försiktigt valda egenskaper och/eller geometrier med ledning av provningsresultaten. Kompletteringen med nya pelare begränsas på så sätt till att täcka den marginaleffekt som krävs. Tidsaspekten skall då också beaktas.

Motsvarande utökad kontroll kan bli aktuell vid masstabilisering om hinder försvårar tillverkningen, toleranskraven för bindemedelsinblandningen överskridits eller man av annan orsak har anledning att befara att förstärkningen inte blivit den avsedda. I detta fall är det sällan möjligt att komplettera den utförda förstärkningen utan eventuella brister får främst konsekvenser i form av andra kompletterande förstärkningsåtgärder, förändringar i den konstruktion som skall läggas ovanpå samt förändringar i det fortsatta utförandet av förstärkningen.

### **8.3 TILLÄGGSKONTROLL**

Den eventuella tilläggskontroll som behövs beror på topografi, jordlagerföljd, förstärkningens utformning och ändamål samt närliggande konstruktioner. Tilläggskontrollen är objektspecifik och dess utformning och omfattning anges i BGEO eller motsvarande handling. Tilläggskontroll i samband med djupstabilisering kan omfatta uppföljning av sättningar, rörelser, porttryck, pelarnas eller den stabiliserade massans egenskaper samt pelares överlappning vid installation i skivor, gitter eller block. Kontrollåtgärderna, omfattningen och aktuella gränsvärden skall redovisas i en kontrollplan.

#### **Sättningsuppföljning**

Alla typer av förstärkningar med förbelastning för att hindra framtida sättningar kräver att en noggrann uppföljning av sättningsförloppet görs under förbelastningstiden. Uppföljningen klargör behovet av kompletterande överlast och tidpunkt för avlastning. Sättningsuppföljningen kan göras med horisontalslangar under bankarna och/eller med mark- eller krönpeglar. Kompletterande mätning av kompressionen i olika jordlager kan utföras med bälgslangar. Tidpunkter för sättningsobservationerna och hur länge uppföljningen skall pågå uppskattas preliminärt med ledning av beräknat sättningsförlopp. Sättningsuppföljning görs före och efter varje belastningsförändring och därefter i genomsnitt en gång per månad, tätare direkt efter en laständring och sedan glesare mot slutet av varje laststeg.

## Kontroll av rörelser och portryck

Tillverkning av bindemedelsstabiliserad jord innebär att extra material i form av bindemedel blåses in i jorden med ett tryck som är större än det totala horisontaltrycket i jorden på nivån ifråga. Jordtrycket runt pelare ökar också under och just efter installationen på grund av att den stabiliserade jordmassan då är en mer eller mindre trögflytande viskös massa. Tillverkning av bindemedelsstabiliserade pelare medför därför normalt att markytan häver sig och att jorden förskjuts något i horisontalled. Detta sker även om det uppstår en viss kraterbildning direkt ovanför pelartoppen. Rörelserna ackumuleras och blir i princip större ju större pelarnas täckningsgrad är. Rörelserna kan dock i viss mån styras genom pelarnas installationsordning, se avsnitt 7.9.

Även masstabilisering medför att markytan häver sig och eventuellt andra jordrörelser.

Rörelsekänsliga konstruktioner i närheten av pelarinstallationer och masstabilisering förses med fasta mätpunkter där vertikal- och horisontalrörelser samt eventuellt lutningsändringar kan mätas.

I lutande terräng och i jord med andra stabilitetsproblem medför ovanstående faktorer och maskinbelastningen att stabiliteten försämras ytterligare vid installationen. När säkerhetsfaktorn för de rådande förhållandena före förstärkningsåtgärderna är lägre än 1,5 bör rörelser och portryck alltid följas. Beroende på olika omständigheter som jordlagerföljd, jordens känslighet för störning, typ av stabiliseringsmedel, stabilitetens känslighet för förhöjda porvattentryck, konsekvenser av stora rörelser och eventuellt brott m.m. är det ofta aktuellt med uppföljningar också vid betydligt högre säkerhetsfaktorer.

Kontrollmätningarna kan avslutas först när den stabiliserade jorden uppnått tillräcklig hållfasthet, rörelserna avstannat och den avsedda stabiliteten uppnått. Kontrollmätningarna och uppföljningen skall omfatta eventuell efterföljande bankuppfyllnad, avschaktning eller andra åtgärder som påverkar stabiliteten.

Samtliga kontrollmätninganordningar skall installeras i så god tid före förstärkningsarbetena påbörjas att stabila referensvärden hinner mätas. De totala horisontalrörelserna kan mätas med markpegel eller siktlinjer. Horisontalrörelsernas fördelning med djupet kan mätas med inklinometer.

I BGEO eller motsvarande handling skall anges typ och omfattning av kontroll-

åtgärder och de kritiska djup där instrumentering skall installeras. I BGEO anges också gränsvärden för totala tryck och rörelser och eventuellt också för språngvisa förändringar. Lämpliga avläsningsintervall anges samt kriterier för när mätningarna kan avslutas. En handlingsplan skall finnas för vilka åtgärder som skall vidtas om gränsvärdena överskrids. Gränsvärdena kan bestå av larm- och avbrottsvärden. Ett uppnått larmvärde bör innebära att arbetets fortsatta utförande modifieras. Ett uppnått avbrottsvärde bör innebära att installationsarbetet omedelbart stoppas, att kontrollmätningarna fortsätts och intensifieras samt att åtgärder för att motverka det uppkomna problemet eventuellt sätts in. Vid lutande terräng och andra stabilitetsproblem skall pelare installeras i skivor och de åtgärder som främst finns till hands är att utföra installationen i etapper med utglesade skivor samt att minska på installationstakten så att hållfastheten i pelarna och omgivande jord hinner öka och porövertrycken jämnas ut innan nästa installationsomgång påbörjas. Eventuellt måste stabiliteten dessutom höjas genom motfyllning vid släntfot, avschaktning vid släntkrön eller annan åtgärd.

### **Kontroll av pelares homogenitet och hållfasthet**

Den stabiliserade jordens hållfasthetsegenskaper och homogenitet måste kontrolleras för att verifiera att dimensioneringsförutsättningarna uppfylls.

I handlingarna skall framgå vem som har ansvaret för att kontrollerna utförs, vilken typ av kontroll som skall utföras och i vilken omfattning samt vilka riktvärden som gäller. Vidare skall anges vem resultaten skall tillställas, vem som ansvarar för utvärderingen och när detta skall göras.

Delar av kontrollen skall utföras i ett mycket tidigt skede av entreprenaden, eller redan innan denna påbörjats, så att erfarenheterna kan utnyttjas för att t.ex. justera inblandad mängd bindemedel i de efterföljande pelarna och den slutliga dimensioneringen fastställas, jfr avsnitt 3.6, 4 och 7.2. Kontrollen skall omfatta pelare och stabiliserade massor i alla representativa jordar och jordlagerföljder inom det område som ingår i förstärkningsentreprenaden.

Antalet provningstillfällen och tidpunkter väljs så att kontroll och pelarförstärkningar kan kompletteras om pelarnas hållfasthet visar sig vara lägre än förutsatt.

Kvalitetskontrollen skall vara jämnt fördelad i tiden och mellan de maskiner och blandningsverktyg som används vid förstärkningen.

Kontrollen skall omfatta så många pelare eller punkter att ett representativt vär-

de på pelarnas respektive den stabiliserade massans hållfasthet vid provningstillfället kan utvärderas för varje signifikant jordlager som omfattas av förstärkningen. Normalt kan ett sådant representativ skjuvhållfasthetsvärde fås om minst fem sonderingar med traditionell pelarsondering eller omvänd pelarsondering utförs vid varje tidpunkt och för varje pelartyp och jordlager. För andra provningsmetoder krävs andra omfattningar av provningen.

Antalet pelare som skall kontrolleras beror på syftet med förstärkningen, hur hårt pelarens egenskaper utnyttjas, konsekvenserna av en lägre kvalitet eller defekter i pelarna, samt förstärkningens omfattning. Antalet pelare som skall kontrolleras avgörs därmed från fall till fall.

De lägsta kraven på pelarkontroll ställs på pelare som installerats enbart i syfte att begränsa sättningarna för bankar, där den utnyttjade odränerade skjuvhållfastheten är högst 150 kPa (100 kPa vid stabilitetsbedömning) och där stabiliteten är betryggande. Brister i kvaliteten resulterar här främst i att sättningarna blir något större än annars, vilket kompenseras under förbelastningsförloppet och medför att banken blir något tjockare. Den erforderliga tilläggskontrollen för detta fall anges i Tabell 8.1 och avser pelare med 0,5 – 0,6 m diameter.

Vid små förstärkningar av denna typ är det mer ekonomiskt att överdimensionera (se vidare avsnitt 4) och installera extra pelare istället för att utföra en kontroll som kan bli dyr i förhållande till förstärkningskostnaden. I alla andra fall skall pelarnas kontinuitet och skjuvhållfasthet kontrolleras.

Vid utnyttjande av högre skjuvhållfasthet i pelarna och där pelarna skall fungera i stabilitetshöjande element skall kontrollen utökas. Några riktvärden för detta finns inte utan den erforderliga kontrollen bedöms från fall till fall enligt de bedömningsgrunder som anges ovan.

Några riktvärden för erforderlig kontroll av masstabilisering finns inte, utan detta bedöms från fall till fall.

Kontrollen utförs enklast och om möjligt i vertikala och singulära pelare. Om kontrollen kan utföras i valfri pelare, bör den göras i pelare där dokumentationen från tillverkningen visar en jämn utmatning av bindemedel med avsedd mängd, vilken helst skall följa den undre toleransnivån.

**Tabell 8.1. Omfattning av kontroll i tillägg till obligatorisk grundkontroll vid stabilisering av bankar med 0,5–0,6 m diameter pelare dimensionerade enligt GK2. (Värden inom parentes avser utnyttjad skjuvhållfasthet vid stabilitetsberäkning)**

Säkerhet för bank + last på ostabiliserad jord	Maximalt utnyttjad skjuvhållfasthet i pelare, $c_{uk,pel}$ , kPa	Pelarförstärkningens omfattning, m pelare	Tilläggskontrollens omfattning	Förutsättning
> 1,0	150 (100)	< 5000	Ingen tilläggskontroll. Förstärkningen överdimensioneras	$w_N < 80\%$ , oorganisk lera (ej sulfidjord)
> 1,0	150 (100)	5 000 – 50 000	1 % av pelarmaterialet	
> 1,0	150 (100)	> 50000	> 0,5 % av pelarmaterialet	Förhållanden i jord och bank likartade inom förstärkningen

## Kontroll av överlappning

Kontroll av överlappning görs främst genom lägeskontroll och okulär besiktning av pelartopparna. I speciella fall kan detta kompletteras med inklinometermätning under installationen och sneda sonderingar genom den stabiliserade jordvolymen.

## 8.4 KONTROLLMETOD

Val av kontrollmetod beror på vad kontrollen avser. Den vanligaste kontrollen gäller homogenitet längs pelare och uppnådd skjuvhållfasthet. Kontrollmetoden beror då på pelarlängd och förväntad hållfasthet.

För mjuka till halvhårda pelare används främst någon av de speciella pelarsonderingsmetoder som tagits fram eller eventuellt sondering och vingprovning med specialvinge för stabiliserade pelare. De olika metoderna är

- Tryckt pelarsondering.
- Förborrad pelarsondering.
- Omvänd pelarsondering.
- Förinstallerad omvänd pelarsondering.
- Vingsondering.

För hårdare pelare används främst speciella versioner av ovannämnda utrustningar eller CPT-sondering.

Stabiliseringsmedlets fördelning över pelarens tvärsnitt kan kontrolleras genom att pelare successivt schaktas fram ned till 2–3 m djup och pelartvärsnittet okulerbesiktigas. Provtagning och därpå följande kemisk analys kan också bli aktuell. För kontroll av fördelningen på större djup kan hela provpelare tas upp.

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

Kärnprovtagning kan tillgripas vid svårbedömda förhållanden och mycket hårda pelare. Provernas hållfasthet bör bestämmas med triaxialförsök i laboratorium.

Kontroll kan också utföras med provbelastningar och skjuvvågsseismik.

Masstabilisering kontrolleras främst med avseende på homogenitet i den stabiliserade jordmassan och uppnådd hållfasthet. Detta görs med sonderingar (främst pelarsonderingar), ytvågsseismik och eventuellt pressometerförsök.

Pelarnas permeabilitet kan kontrolleras genom pressopermeametermätningar eller andra permeabilitetsförsök.

Utrustning, utförande och tolkning av resultaten för olika kontrollmetoder redovisas i Appendix C.

## **8.5 TIDPUNKT FÖR KONTROLL**

Tidpunkt för kontroll bestäms med utgångspunkt från typ av bindemedel och förväntad hållfasthetstillväxt. Den förväntade hållfasthetstillväxten uppskattas ur resultaten från förprovningen i laboratoriet tillsammans med empirisk erfarenhet av hållfasthetstillväxt med olika typer av bindemedelskombinationer i olika jordar, t.ex. SGI Rapport 48.

De flesta bindemedelskombinationer innehåller kalk och/eller cement. I princip ger kalk en långsammare hållfasthetstillväxt, men denna fortsätter normalt under mycket lång tid. Cement ger normalt en snabb hållfasthetstillväxt under en tid efter inblandningen, medan hållfasthetstillväxten därefter är långsammare än för kalk. Relationerna och den tid som åtgår för att en viss hållfasthet skall uppnås beror på proportionerna mellan bindemedlen, typ av jord, övriga ingående bindemedel samt bindemedelsmängden. Används en tillräckligt stor mängd cement i bindemedlet, kan erforderlig hållfasthet ofta uppnås inom 14 dagar medan mindre bindemedelsmängder och större andel kalk kräver längre tid.

Den stabiliserade jorden bör kontrolleras vid den tidpunkt då den erforderliga hållfastheten förväntas bli uppnådd. Om detta inte är möjligt skall kontrollen utföras vid minst två olika tidpunkter efter inblandningen av bindemedlet. Dessa väljs med utgångspunkt från förprovningen i laboratoriet. Då belastningen på den förstärkta jorden påförs i etapper allteftersom hållfastheten i denna växer till, krävs fler provningstillfällen.

Tidpunkten för provning enligt kontrollprogrammet skall anges i BGEO eller motsvarande handling. Vid omfattande förstärkningsarbeten (> 50 000 m pelare) skall kontrollprogrammet utformas så att pelare med olika åldrar kan kontrolleras.

När byggtiden är kort eller när bankfyllnad måste påbörjas tidigare än den tid som åtgår från start av det egentliga förstärkningsarbetet tills kontrollprogrammet har genomförts och utvärderats, kan provpelare förinstalleras. Resultaten från provningen av dessa ger besked om den tid som krävs för att uppnå den hållfasthet som behövs för att kunna påföra de olika belastningarna. Om hållfasthetstillväxten i den stabiliserade jorden blir lägre än förväntat måste arbetsförfarandet justeras så att belastningen senareläggs.

# Litteratur

## Konferenser

**Grouting and Deep Mixing. Proceedings of IS-Tokyo '96, the Second International Conference on Ground Improvement Geosystems, Tokyo, 14-17 May 1996,** Yonekura, R., Terashi, M. and Shibazaki, M. Eds. A.A. Balkema, Rotterdam.

**Nordiskt stabiliseringsseminarium – Hur garanterar ett gott stabiliseringsarbete? Esbo 1998-09-28-29.** Nordiska Vägtekniska Förbundet, Finska avdelningen. Esbo, Dipoli, Finland.

**Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization. Proceedings of the International Conference on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Stockholm, Sweden, 13-15 October 1999.** Bredenberg, H., Holm, G. and Broms, B.B. Eds. A.A. Balkema, Rotterdam.

**Grouting Soil Improvement – Geosystems including Reinforcements. Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Ground Improvement Geosystems, Helsinki, Finland, June 7-9, 2000.** Rathmayer, H. Ed. Finnish Geotechnical Society, Building Information Ltd, Helsinki.

**Grouting and Ground Treatment – Proceedings of the Third International Conference, New Orleans February 10-12, 2003.** Johnsen, L.F., Bruce, D.A. and Byle, J.B. Eds. Vol. 1 and 2, Geotechnical Special Publication No. 120, ASCE, Reston, Virginia.

**Deep Mixing '05 - Proceedings of the International Conference on Deep Mixing Best Practice and Recent Advances, Stockholm May 23-25, svensk Djupstabilisering, Linköping.**



## Handböcker och normer

- Broms, B. B. (1984).** Stabilization of soil with lime columns. Design Handbook, Third Edition, Lime Column AB, Stockholm.
- Carlsten, P. och Ekström, J. (1995).** Kalk- och kalkcementpelare. Vägledning för projektering, utförande och kontroll. Svenska Geotekniska Föreningen. SGF Rapport 4:95 + Supplement 1:99. Linköping.
- CDIT (2002).** The Deep Mixing Method – Principle, Design and Construction. Coastal Development Institute of Technology (CDIT), Japan. A.A. Balkema Publishers, Lisse.
- Eurosoilstab (2002).** Design Guide Soft Soil Stabilisation. European Commission, Industrial & Materials Technologies Programme (Brite-EuRam III), Bryssel.
- Norsk Vegvesen (1995).** Håndbok Nr. 188 – Veg på bløt grunn. Norsk Vegvesen, Vegdirektoratet, Oslo.
- SIS (2005).** Utförande av geokonstruktioner – Djupstabilisering med bindemedel. (Execution of special geotechnical works – Deep mixing). SS-EN 14679:2005, Swedish Standards Institute, Stockholm.
- Skredkommissionen (1996).** Förstärkningsåtgärder i silt- och lerslänter – Beskrivning av förekommande metoder och praktiskt genomförande. Skredkommissionen, Rapport 1:96, Linköping.
- Svenska Geotekniska Föreningen (2000).** Kalk- och kalkcementpelare. Vägledning för projektering, utförande och kontroll. SGF. Rapport 2:2000, Linköping.
- Svenska Geotekniska Föreningen (2004).** Armerad jord och fyllning – nordisk vägledning. Svenska geotekniska föreningen, SGF Rapport 2:2004, Linköping.

## **Svensk Djupstabilisering – Rapporter**

### **Erfarenhetsbank för kalk-cementpelare**

Edstam, T. Svensk Djupstabilisering, Rapport 1, 1997.

### **Kalktypens inverkan på stabiliseringsresultat. Förstudie**

Åhnberg, H., och Pihl, H. Svensk Djupstabilisering, Rapport 2, 1997.

### **Stabilisering av organisk jord med cement- och puzzolanreaktioner – Förstudie**

Axelsson, K., Johansson, S.-E. och Andersson, R. Svensk Djupstabilisering, Rapport 3, 2000.

### **Provbank på kalk/cementpelarförstärkt gyttja och sulfidhaltig lera i Norrala**

Larsson, R. Svensk Djupstabilisering, Rapport 4, 1999.

### **Masstabilisering**

Jelusic, N. Lunds universitet/ Lunds tekniska högskola. Avdelningen för geoteknik / LUTVDG/TVGT-1007 /Svensk Djupstabilisering, Rapport 5, 1999 / 2000.

### **Blandningsmekanismer och blandningsprocesser - med tillämpning på pelarstabilisering**

Larsson, S. Kungliga tekniska högskolan. Jord- och bergmekanik, TRITA-AMI LIC 2052 / Svensk Djupstabilisering. Rapport 6, 2000.

### **Deformation behavior of lime/cement column stabilized clay. Diss**

Baker, S. Chalmers tekniska högskola. Geoteknik / Avhandling 1634 / Svensk Djupstabilisering. Rapport 7, 2000.

### **Djupstabilisering med kalkcementpelare - metoder för produktionsmässig kvalitetskontroll i fält**

Axelsson, M. Kungliga tekniska högskolan. Jord- och bergmekanik, TRITA-AMI LIC 2069 / Svensk Djupstabilisering. Rapport 8, 2001.

### **Olika bindemedels funktion vid djupstabilisering**

Janz, M. och Johansson, S.-E. Svensk Djupstabilisering, Rapport 9, 2001.

### **Mitigation of track and ground vibrations by high speed trains at Ledsgård, Sweden**

Holm, G., Andréasson, B., Bengtsson., P.-E., Bodare, A. och Eriksson, H. Svensk Djupstabilisering, Rapport 10, 2002.

### **Miljöeffektbedömning (LCA) för markstabilisering**

Rydberg, T. och Andersson, R. Svensk Djupstabilisering, Rapport 11, 2003.

### **Mixing processes for ground improvement by deep mixing. Diss**

Larsson, S. Kungliga tekniska högskolan. Jord- och bergmekanik, TRITA-JOB PHD 1004/ Svensk Djupstabilisering, Rapport 12, 2003.

### **Provbankar Riksväg 45/Nordlänken**

Alén, C., Sällfors, G., Bengtsson, P.-E. och Baker, S. Svensk Djupstabilisering, Rapport 13, 2006.

### **Stabilisering av torv i laboratorium.**

Holmén, M., Kaller, I.-M., Antehag, O., Tibblin, G. och Carlsson, P. Svensk Djupstabilisering, Rapport 14, 2006.

## **Svensk Djupstabilisering – Arbetsrapporter**

### **Arlandabanan, Norra Böjen. Sättningar hos järnvägsbank på kc-pelare**

Stjerngren, U. Svensk Djupstabilisering. Arbetsrapport 1, 1998.

### **KC-förstärkning för schakt inom spont, Filipstad Brygge, Oslo**

Phung Duc Long och Bredenberg, H. Svensk Djupstabilisering. Arbetsrapport 2, 1998.

### **Inblandningsmekanismer vid djupstabilisering med kalk-, kalk/cementpelare och cementpelare**

Larsson, S. Svensk Djupstabilisering. Arbetsrapport 3, 1998.

### **Undersökning av KC-pelare med avseende på dess ”homogenitet”**

Tränk, R. och Johnson, U. Svensk Djupstabilisering. Arbetsrapport 4, 1998.

### **Bestämning av egenskaper i cellstabiliserad torv**

Jelusic, N., Edstam, T. och Rogbeck, Y. Svensk Djupstabilisering. Arbetsrapport 5, 1998.

### **Rörelser och portryck vid kalkpelarinstallation. Redovisning och mätresultat**

Johansson, Å. Svensk Djupstabilisering. Arbetsrapport 6, 1998.

### **Masstabilisering av väg 590, Askersund**

Rogbeck, Y. Svensk Djupstabilisering. Arbetsrapport 7, 1998.

### **KC-pelarförstärkning av instabil slänt. E4, delen Nyland - Ullånger, Västernorrlands län. Åtgärder och mätningar**

Viberg, L., Eriksson, B. och Johansson, S. Svensk Djupstabilisering. Arbetsrapport 8, 1998.

### **Grunnforsterkning med kalkcementpelare**

Christensen, S., Watn, A., Nordal, S., Emdal, A., Lund, T. och Kristiansen, T. Svensk Djupstabilisering. Arbetsrapport 9, 1999.

### **Dimensioneringsvägledning för djupstabilisering. Översättning av Finska Vägverkets klarlägganden 18/1997.**

Översättning gjord av Pihl, H. Svensk Djupstabilisering. Arbetsrapport 10, 1999.

### **Historik av svenska erfarenheter av kalkstabilisering av vägterrasser**

Gustafsson, S. Svensk Djupstabilisering. Arbetsrapport 11, 1999.

### **Undersökning i fält av stabiliseringseffekt i organisk jord och lera**

Hansson, T., Rogbeck, Y. och Säfström, L. Svensk Djupstabilisering. Arbetsrapport 12, 2000.

**Utvärdering av verksamheten inom Svensk Djupestabilisering:**

**Vetenskaplig uppläggning; måluppfyllelse av FoU-plan**

Svensk Djupestabilisering. Arbetsrapport 13, 2000.

**Stabilisering av torv i laboratoriemiljö - utveckling av referensmetod**

Larsson, F. och Mårtensson, S. Svensk Djupestabilisering. Arbetsrapport 14, 2000.

**Djupestabilisering med kalk-cementpelare – provfält**

Johansson, L.-O. Svensk Djupestabilisering. Arbetsrapport 15, 2000.

**Laboratorieinblandning för stabilisering av lera – referensmetod**

Edstam, T. Svensk Djupestabilisering. Arbetsrapport 16, 2000.

**Kalkcementpelarförstärkning för bro – Funktionsuppföljning. Västkustbanan, delen Sätinge - Lekarekulle. Bro över väg N359U (km 36/603)**

Tremblay, M. Svensk Djupestabilisering. Arbetsrapport 17, 2000.

**Kalk- och kalkcementpelare – Jämförelse mellan laboriestabilisering och pelarinstallation**

Haglund, E. och Nilsson, E. Examensarbete 2001:011 CIV, Luleå tekniska universitet, Avdelningen för Geoteknik, Luleå. / Svensk Djupestabilisering Arbetsrapport 18, 2000.

**Kalkcementpelare i skivor – Modellförsök**

Honkanen, J. och Olofsson, J. Kungliga tekniska högskolan. Jord- och bergmekanik / Examensarbete 01/8 / Svensk Djupestabilisering, Arbetsrapport 19, 2001.

**Stabilisering av torv. Referensmetod för laboratorieinblandning.**

**Steg 1 – Insamling av erfarenheter**

Andersson, R., Jacobsson, A. och Axelsson, K. Svensk Djupestabilisering. Arbetsrapport 20, 2001.

**International workshop on deep mixing technology for infrastructure development. Current practice & research notes**

Holm, G. Svensk Djupestabilisering. Arbetsrapport 22, 2002.

**Studie av inverkan av faktorer i blandningsprocessen vid djupestabilisering med kalkcementpelare - Fältförsök i Håby**

Larsson, S., Dahlström, M. och Nilsson, B. Svensk Djupestabilisering. Arbetsrapport 23, 2002.

**Peptisering vid djupestabilisering**

Hoffstedt, M. och Johansson, S.-E. Svensk Djupestabilisering. Arbetsrapport 24, 2002.

**Stabilisering / solidifiering av förorenad jord – en förstudie**

Holm, G. Svensk Djupestabilisering. Arbetsrapport 25, 2002.

**Gränzon cementpelare-lera, en förstudie**

Johansson, S.-E. Svensk Djupestabilisering. Arbetsrapport 26, 2003.

## **Complementary field study on the uniformity of lime-cement columns**

### **– Field tests at Strängnäs**

Larsson, S., Dahlström, M. och Nilsson, B. Svensk Djupstabilisering. Arbetsrapport 27, 2003.

## **Stabilisering av torv - ringtest av referensmetod för tillverkning av laboratorieprov**

Pousette, K. Svensk Djupstabilisering. Arbetsrapport 28, 2003.

## **Kalkcementpelare som jordförstärkning - hur kan vi åstadkomma rätt funktion?**

### **Projektering, utförande och kontroll. Workshop Göteborg 3 december 2002, Stockholm 24 april 2003**

Dannewitz, N. och Rydell, B. Svensk Djupstabilisering. Arbetsrapport 32, 2003.

## **Övriga**

**Adestam, L. (1996).** Kalk-cementpelarförstärkning för stabilisering av schaktslänter.

Proceedings Nordiska Geoteknikermötet 12, NGM-96 – Interplay between geotechnics and environment. Reykjavik June 1996, Vol. 1, sid. 265-271.

**Alén, C., Baker, S., Bengtsson, P.-E. and Sällfors, G. (2005).** Lime/Cement Column Stabilised Soil – A New Model for Settlement Calculation. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 205-212.

**Alén, C., Baker, S., Ekström, J., Hallingberg, A., Svahn, V. and Sällfors, G. (2005).** Test Embankment on Lime/Cement Stabilized Clay. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 213-220.

**Andersson, M. (1992).** Kalkpelarförstärkning i ny tappning. Byggindustrin, Nr. 3, sid. 16-18.

**Andersson, M., Rogbeck, Y., Holm, G., Westerberg, B. and Mácsic, J. (2005).** Stabilisation of Sulphide Soil – Laboratory and Planned Full-Scale Tests on Soil from Umeå in Northern Sweden. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.1, pp. 25-28.

**Axelsson, M. and Rehnman, S.-E. (1999).** Field methods for quality control at the dry jet mixing method. Proceedings International Conference on Dry Mix Methods for Deep Stabilization, Stockholm Oct. 1999. pp. 303-310.

**Baker, S. (1999a).** Three dimensional consolidation settlement of stabilized soil using lime/cement columns. Proceedings International Conference on Dry Mix Methods for Deep Stabilization, Stockholm Oct. 1999. pp. 207-214.

**Baker, S. (1999b).** Numerical analysis of load distribution between lime/cement columns and surrounding soil using finite element method. Proceedings International Conference on Dry Mix Methods for Deep Stabilization, Stockholm Oct. 1999. pp. 215-220.

- Baker, S., Sällfors, G. and Alén, C. (2005).** Deformation properties of lime/cement columns – Evaluation from in-situ full scale tests on stabilised clay. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.1, pp. 29-34.
- Banverket och Chalmers tekniska högskola (1996).** Samverkan mellan kalkcementpelare och lera. Banverkets tekniska rapport 1996:2, Banverket, Borlänge och Chalmers rapport B 1996:1, Institutionen för geoteknik, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.
- Barron, R.A. (1948).** Consolidation of Fine-grained Soils by Drain wells. Transaction of the ASCE, Vol. 113, no. 2346.
- Bates, E.R. and Malott, V. (2005).** Case Study: In-situ Solidification/Stabilisation of Hazardous Acid Waste Oil Sludge and Lessons Learned. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 317-322.
- Bengtsson, P.-E. och Åhnberg, H. (1995).** Sättningsberäkningar för kalkpelarförstärkningar – Uppföljning av väg E18 vid Fiskvik Kanal. SGI Projekt 1-261/86. Statens geotekniska institut, Linköping.
- Broms, B.B. (1999a).** Design of lime, lime/cement and cement columns. Keynote lecture. Proceedings International Conference on Dry Mix Methods for Deep Stabilization, Stockholm Oct. 1999. pp. 125-154.
- Broms, B.B. (1999c).** Can Lime/Cement Columns be used in Singapore and Southeast Asia? 3<sup>rd</sup> GRC Lecture, 19 November 1999, Nanyang Technological University, NTU-PWD Geotechnical Research Centre, Singapore.
- Broms, B.B. (1999b).** Progressive failure of lime, lime/cement and cement columns. Proceedings International Conference on Dry Mix Methods for Deep Stabilization, Stockholm Oct. 1999. pp. 177-184.
- Broms, B.B. (2000).** Lime and Lime/Cement Columns – Summary and Visions. Keynote Lecture. Keynote lectures NGM-2000 and 4<sup>th</sup> GIGS Helsinki 2000, pp. 43-93. Building Information Ltd. Helsinki.
- Broms, B.B. (2004).** Lime and lime/cement columns. Ground Improvement. 2<sup>nd</sup> edition, pp 252-330, Spon Press.
- Butcher, A.P. (2005).** The durability of deep wet mixed columns in an organic soil. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.1, pp. 47-54.
- Cali, P., Woodward, M., Bruce, D.A. and Forte, E. (2005).** Levee stability application for Deep Mixing (1) – Design for full Scale Test section Using Dry Mixed Soil Cement Columns. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 405-414.
- Carlsten, P. (1988).** Torv – geotekniska egenskaper och byggmetoder. Statens geotekniska institut, Information Nr. 6. Linköping
- Carlsten, P. (1989).** Manual till Limeset. Statens geotekniska institut, Varia 248. Linköping.

- Carlsten, P. och Marxmeier, N. (2000).** Omgivningspåverkan vid installation av kalk-cementpelare - Observationer av rörelser och portryck vid installation av pelare vid Holma Mosse, Östergötlands län. Statens geotekniska institut, Varia Nr. 484, Linköping.
- Carlsten, P. och Olsson, M. (2004).** Masstabilisering av torv på riksväg 44. Proceedings of the 14<sup>th</sup> Nordic Geotechnical Meeting, NGM 2004, Ystad, May, 2004, Vol. 1, sid. D89-D102.
- Chen, X.L., Liu, Y.H. and Zhang, S.D. (1996).** Design methods of the cement-soil retaining wall. Proceedings of IS-Tokyo '96, Second International Conference on Ground Improvement Geosystems, Grouting and Deep Mixing, Tokyo May 1996, Vol. 1, pp. 475-480, Balkema, Rotterdam.
- Dahlström, M. och Brendbekken, G. (2005).** Passiv design – Så används KC-pelare i passivzonen. Väg- och vattenbyggaren, Nr 1, 2005, pp. 24-26.
- Dahlström, M. and Eriksson, H. (2005).** Mass Stabilisation in Smista Allé (2002) and Moraberg (2003) by Cell and Block Stabilisation Methods. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 425-430.
- Dong, J., Hiroki, K. and Nakamura, K. (1996)** Experimental study of behaviour of composite ground improvement by Deep Mixing Method under lateral earth pressure, Proceedings of IS-Tokyo '96, Second International Conference on Ground Improvement Geosystems "Grouting and deep mixing" Tokyo, pp 585-590.
- Eriksson, M. och Carlsten, P. (1995).** Tryckförsök på kemiskt stabiliserad jord. Statens geotekniska institut, Varia 435, Linköping.
- Essler, R.D. and Kalin, R.M. (2005).** The Use of Deep Soil Mixing as part of the Remediation Strategy for Contaminated Sites. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 323-330.
- Farokh, S. och Zhoobin, S. (1993).** Jämförelser mellan två jordförstärkningsmetoder för E4:an mellan Nyköping och Södertälje (Kalkpelare&urgrävning). Examensarbete, Rapport Nr. 93/8, Institutionen för Jord- och Bergmekanik, Kungliga tekniska högskolan, Stockholm.
- Filz, G.M. and Navin, M.P. (2005).** Stability of column-supported embankments. Contract report. Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, Virginia.
- Halkola, H. (1999).** Quality control of dry mix methods. Keynote lecture. Proceedings International Conference on Dry Mix Methods for Deep Stabilization, Stockholm Oct. 1999. pp. 285-294.
- Han, J., Parssons, R.L., Huang, J. and Sheth, A.R. (2005).** Factors of Safety against Deep-Seated Failure of Embankments over Deep Mixed columns. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 231-236.
- Hansbo, S. (1979).** Consolidation of clay by band-shaped prefabricated drains. Ground Engineering, No. 5, July 1979.

- Hayashi, H. and Nishimoto, S. (2005).** Strength Characteristics of Stabilised Peat using Different Types of Binders Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.1, pp. 55-62.
- Hayashi, H. and Nishikawa, J. (1999).** Mixing efficiency of dry jet mixing methods applied to peaty soft ground. Proceedings International Conference on Dry Mix Methods for Deep Stabilization, Stockholm Oct. 1999. pp. 333-338.
- Hayashi, H., Nishikawa, J., Ohishi, K. and Terashi, M. (2003).** Field observation of Long-Term Strength of Cement Treated Soil. Proceedings of the Third International Conference "Grouting and Ground Treatment", New Orleans. ASCE Special Technical Publication No. 120, Vol. 1, pp. 598-609.
- Hernandez-Martinez, F.G. and Al-Tabbaa, A. (2005).** Strength Properties of Stabilised Peat. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.1, pp. 69-78.
- Higaki, K. and Takeda, K. (2005).** Remediation of ground contaminated by VOCs based on dry mixing techniques (DJM) in Japan. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 335-340.
- Holm, G. (2003).** State of Practise in Dry mixing Methods. Keynote Lecture, Proceedings of the Third International Conference "Grouting and Ground Treatment", New Orleans. ASCE Special Technical Publication No. 120, Vol. 1, pp. 145- 163.
- Holm, G. and Ruin, M. (1999).** Column penetration tests and extraction of lime/cement columns. Proceedings International Conference on Dry Mix Methods for Deep Stabilization, Stockholm Oct. 1999. pp. 311- 314.
- Holm, G. och Åhnberg, H. (1984).** Kalkpelarförstärkning för vägbankar. SGI projekt 1-348/83.
- Holm, G., Rogbeck, Y. and Berglund, C. (2005).** Stabilisation and solidification of contaminated ground – A preliminary study. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 341-346.
- Hosoya, Y., Nasu, T., Hibi, Y., Oginio, T., Kohata, Y. and Makihara, Y. (1996).** JGS TC Report: An evaluation of the strength of soils improved by DMM. Proceedings of IS-Tokyo '96, Second International Conference on Ground Improvement Geosystems "Grouting and deep mixing" Tokyo, pp 919-924.
- Håkansson, K., Åhnberg, H. and Johansson, S.-E. (2005).** Environmental effects of deep mixing – laboratory analyses. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 347-352.
- Ilander, A., Forsman, J. and Lahtinen, P. (1999).** Combined mass- and column stabilization in Kivikko test embankment - Designing by traditional and FE-methods. International conference on dry mix methods for deep soil stabilization, Stockholm, Oct. 1999, Proceedings pp. 185-191.
- Jacobsson, J.R., Filz, G.M. and Mitchell, J.K. (2005).** Factors Affecting Strength of Lime-Cement Columns Based on a Laboratory Study. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.1, pp. 87-94.



- Jacklin, A. och Larsson, U. (1994).** Vägbank på kalkpelarförstärkt lera – Utredning av kollaps. Examensarbete 1994:3, Institutionen för geoteknik, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.
- Jelusic, N. and Leppänen, M. (2000).** Mass stabilization of peat in road and railway construction. Proceedings of 4<sup>th</sup> GIGS Grouting Soil Improvement – Geosystems including Reinforcement, Helsinki 2000, pp. 81-88. Building Information Ltd. Helsinki.
- Jelusic, N. and Leppänen, M. (2005).** Remediation of contaminated land of Sörnäinen, Helsinki, by using mass stabilization. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 353-356.
- Jelusic, N. and Nilsson, G. (2005).** Testing of the shear strength of cement columns by using the total sounding method. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 527-532.
- Johansson, C. och Jons, A-K. (1995).** Kalkpelartillverkning. En studie av hur olika produktionsfaktorer påverkar pelarnas homogenitet och hållfasthet. Examensarbete 1995:5, Institutionen för Geoteknik, Chalmers tekniska högskola.
- Kangas, H. and Korhonen, O. (2005).** The most significant pre-improved land areas in Helsinki using deep mixing method. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 539-546.
- Kitazume, M. (2005).** Field and laboratory investigations, properties of binders and stabilized soil. State of Practice Report, Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 2, pp. 660-684.
- Kitazume, M. and Maruyama, K. (2005).** Collapse Failure of Group Column Type Deep Mixing Improved Ground under Embankment Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 245-254.
- Kitazume, M., Miyake, M., Omine, K. and Fujisawa, H. (1996).** JGS TC Report: Japanese design procedures and recent activities of DMM. Proceedings of IS-Tokyo '96, Second International Conference on Ground Improvement Geosystems "Grouting and deep mixing" Tokyo, pp 925-930.
- Kitazume, M., Yamamoto, M. and Udaka, Y. (1999).** Vertical bearing capacity of column type DMM ground with low improvement ratio. Proceedings International Conference on Dry Mix Methods for Deep Stabilization, Stockholm Oct. 1999. pp. 245-250.
- Kivelö, M. (1998).** Stabilization of Embankments on Soft Soil with Lime/cement Columns. Doctoral Thesis 1023, Division of Soil and Rock Mechanics, Department of Civil and Environmental Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Kivelö, M. and Broms, B.B. (1999).** Mechanical behaviour and shear resistance of lime/cement columns. Proceedings International Conference on Dry Mix Methods for Deep Stabilization, Stockholm Oct. 1999. pp. 193-200.

- Knop, A., Cruz, R.C., Heineck, K.S. and Consoli, N.C. (2005).** Solidification of a residual soil contaminated by diesel oil. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 363-368.
- Kujala, K., Mäkikyrö, M and Lehto, O. (1996).** Effect of humus on the binding reaction in stabilised soils. Proceedings of IS-Tokyo '96, Second International Conference on Ground Improvement Geosystems, Grouting and Deep Mixing, Tokyo May 1996, Vol. 1, pp. 415-420, Balkema, Rotterdam.
- Lahtinen, P., Jyrävä, H. and Kuusipuro, K. (1999).** Development of binders for organic soils. International Conference on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Stockholm, Oct. 1999, Proceedings, pp. 109-114.
- Lahtinen, P., Jyrävä, H. and Kuusipuro, K. (2000).** Deep stabilisation of organic soft soils. Proceedings of 4<sup>th</sup> GIGS Grouting Soil Improvement – Geosystems including Reinforcement, Helsinki 2000, pp. 89-98. Building Information Ltd. Helsinki.
- Lahtinen, P., Niutanen, V., Kontiala, P. and Ahti, A. (2005).** Towards Sustainable Development Process with Mass and Deep Stabilisation – The Case of Vuosaari Seaport, Finland. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 449-452.
- Larsson, R., Bergdahl, U. och Eriksson, L. (1984).** Utvärdering av skjuvhållfasthet i kohesionsjord. Statens geotekniska institut. Information Nr. 3, Linköping.
- Larsson, R., Holm, G., Åhnberg, H. och Bengtsson, P.-E. (2005).** Samband mellan skjuvvågshastighet och skjuvhållfasthet i bindemedelsstabiliserad jord – preliminära resultat från en laboratoriestudie. Väg- och Vattenbyggaren, Nr. 4, 2005, sid. 46-51.
- Larsson, S. (2000).** Inblandningsprocessen vid kemisk pelarstabilisering – en översikt. Proceedings Nordiska Geoteknikermötet 13, NGM-2000, Helsinki, juni 2000, sid. 241-250.
- Larsson, S. (2005).** Execution, monitoring and quality control. State of practice report. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol.2, pp. 732-787.
- Larsson, S. (2005).** On the use of CPT for quality assessment of lime-cement columns. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 555-560.
- Larsson, S. and Kosche, M. (2005).** A laboratory study on the transition zone around lime-cement columns. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.1, pp. 111-118.
- Larsson, S. and Nilsson, L. (2005).** Findings of the work on influencing factors on the installation processes for lime-cement columns. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 561-570.
- Larsson, S., Dahlström, M. and Nilsson, B. (2005).** Uniformity of lime-cement columns for deep mixing: a field study. Ground Improvement, Vol. 9, No.1, pp. 1-15.
- Larsson, S., Stille, H. and Olsson, L. (2005).** On horizontal variability in lime-cement columns in deep mixing. Géotechnique, Vol. 55, No. 1, pp. 33-44.

- Lawson, C.H., Spink, T.W. and Crawshaw, J.S. (2005).** Verification of Dry Soil Mixing at Port of Tilbury, U.K. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 453-462.
- Liu, S., Du, G., Hong, Z. and Wu, Y. (2005).** 2 D method innovation and practice in soft ground improvement. Southeast University, Nanjing.
- Länsivaara, T. and Forsman, J. (2001).** Back analysis of Kivikko test embankment. International conference on soil mechanics and geotechnical engineering, 15. The first international conference of the Third Millenium, Istanbul, August 2001, Proceedings, Vol. 1, pp. 441-444.
- Löfroth, H. (2005).** Properties of 10-Year-Old Lime-Cement Columns. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.1, pp. 119-128.
- Mattsson, H. (2004).** Seismisk kontroll av kalkcementpelare. Rapport augusti 2004, GeoVista AB, Luleå.
- Mattsson, H., Larsson, R., Holm, G., Dannewitz, N. and Eriksson, H. (2005).** Down-Hole Technique improves Quality Control on Dry Mix Columns. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 581-592.
- Navin, M.P. and Filz, G.M. (2005).** Statistical Analysis of Strength Data from Ground Improved with DMM Columns. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.1, pp. 145-154.
- Ohishi, K., Katagiri, M., Terashi, M., Ishii, T. and Miyakoshi, Y.(2005).** Physical and numerical simulation of deep mixed foundation, Part 2: Revetment on treated soil block underlain by a sandy layer. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 281-288.
- Okumora, T. (1996).** Deep Mixing Method of Japan. Proceedings of IS-Tokyo '96, Second International Conference on Ground Improvement Geosystems "Grouting and deep mixing" Tokyo, pp 879-887.
- Porbaha, A. (2002).** State of the art in quality assessment of deep mixing technology. Ground improvement., Vol. 6, No. 3, pp. 95-120.
- Rathmayer, H. (1996).** Deep mixing methods for soft subsoil improvment in the Nordic Countries. Proceedings of IS-Tokyo '96, Second International Conference on Ground Improvement Geosystems "Grouting and deep mixing" Tokyo, pp 869-878.
- Rogbeck, Y. (1999).** Svealandsbanan, funktionsuppföljning av kalkcementpelarförstärkning. Statens geotekniska institut, Varia 472, Linköping.
- Rogbeck, Y. och Tränk, R. (1995).** Funktionsuppföljning av kalk- och kalk/cementpelare. E4 delen Lövstad-Norrköping, Östergötlands län. Statens geotekniska institut, Varia 426, Linköping.
- Rogbeck, Y. och Sandin, P. (1996).** Masstabilisering. Lägesrapport, Vägverket, Borlänge.

- Rogbeck, Y., Hansson, T. and Säfström, L. (2000).** Deep soil stabilisation in organic soil and clay – field experiments. Proceedings of 4<sup>th</sup> GIGS Grouting Soil Improvement – Geosystems including Reinforcement, Helsinki 2000, pp. 117-126. Building Information Ltd. Helsinki.
- Rydberg, T.V. and Andersson, R. (2005).** Environmental effect assessment (LCA) for soil stabilization. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 383-388.
- Shiomi, M., Ito, K., Nishimura, D., Tanaka, H. and Tanaka, M. (1996).** Slope stability using the Admixture Method. Proceedings of IS-Tokyo '96, Second International Conference on Ground Improvement Geosystems, Grouting and Deep Mixing, Tokyo May 1996, Vol. 1, pp. 563-568, Balkema, Rotterdam.
- Skredkommissionen (1996).** Förstärkningsåtgärder i silt- och lerlänter. Skredkommissionen, Rapport 1:96, Linköping.
- Svensson, M. (1998).** Modern methods for determination of shear modulus - Spectral analysis of surface waves (SASW) and bender element method. Lunds tekniska högskola. Institutionen för teknisk geologi. Rapport TVGT-1006, Lund
- Svensson, M., Möller, B. och Gunnarsson, A. (2004).** Ytvågsseismisk undersökning av väg på masstabiliserad torvmosse. . Proceedings of the 14th Nordic Geotechnical Meeting, NGM 2004, Ystad, May 2004, Vol. 2 sid. H153-H162.
- Sällfors, G. and Baker, S. (1999).** Prediction and Performance – Case Records. Keynote Lecture. Proceedings International Conference on Dry Mix Methods for Deep Stabilization, Stockholm Oct. 1999. pp. 231-238.
- Takeda, K. and Hioki, Y. (2005).** Reduction in ground displacement by improvement of mixing tool of Dry Mixing in Japan. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 627-634.
- Terashi, M. (2005).** Design of deep mixing in infrastructure applications. Keynote Lecture, Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.1.
- Tokunaga, S., Miura, H. and Otake, T. (2005).** Laboratory tests on effect of cement content on permeability of cement treated soils. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.2, pp. 397-404.
- Ulfheden, D. och Gillholm, G. (1995).** Samverkan mellan kalkpelare och lera – en parameterstudie. Examensarbete 1995:2, Institutionen för geoteknik, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.
- Watt, A., Christensen, S., Emdal, A. and Nordal, S. (1999).** Lime-cement stabilisation of slopes Experiences and design approach. Proceedings International Conference on Dry Mix Methods for Deep Stabilization, Stockholm Oct. 1999. pp. 169-176.
- Wiggers, A.G. and Perzon, J. (2005).** The Lekkerkerk Trial Mixed-in-Place Dike Improvement in the Netherlands. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.1, pp. 179-184.
- Vägverket, Sektionen för geoteknik. (1987).** Kalkpelare för grundförstärkning vid vägbyggnad, Publikation 1986:72, Borlänge.

- Vägverket, Division Väg&Teknik (1994).** Jords hållfasthets- och deformationsegenskaper. Publikation 1994:15. Borlänge.
- Yoshida, S. (1996).** Shear strength of improved soils at lap-joint face. Proceedings of IS-Tokyo '96, Second International Conference on Ground Improvement Geosystems, Grouting and Deep Mixing, Tokyo May 1996, Vol. 1, pp. 461-468, Balkema, Rotterdam.
- Åbjörn, S. och Linnér, R. (1995).** Kalkcementpelares deformationsegenskaper – Probelastning i fält. Examensarbete 1995:4, Institutionen för Geoteknik, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.
- Åhnberg, H. (1996).** Stress dependent parameters of cement and lime stabilised soils. Proceedings of IS-Tokyo '96, Second International Conference on Ground Improvement Geosystems, Grouting and Deep Mixing, Tokyo May 1996, Vol. 1, pp. 387-392, Balkema, Rotterdam.
- Åhnberg, H. (2003).** Measured permeabilities in stabilised Swedish soils. , Proceedings of the Third International Conference "Grouting and Ground Treatment", New Orleans. ASCE Special Technical Publication No. 120, Vol. 1, pp. 622-633.
- Åhnberg, H. (2004).** Effects of Back pressure and Strain Rate used in Triaxial Testing of stabilized Organic Soils and Clays. ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 27, No. 3, pp 250-259.
- Åhnberg, H. (2006).** Consolidation stress effects on the strength of stabilised Swedish soils. Ground Improvement, Vol. 10, No. 1, pp.1-13.
- Åhnberg, H. (2006).** On yield stresses and the influence of curing stresses on stress paths and strength measured in triaxial testing of stabilised soils. Submitted for publication in Canadian Geotechnical Journal.
- Åhnberg, H. och Holm, G. (1986).** Kalkpelarmetoden – Resultat av 10 års forskning och praktisk användning samt framtida forskning. Statens geotekniska institut, Rapport 31, Linköping.
- Åhnberg, H. och Holm, G. (1991).** Kalkpelare för ledningsgravar – förstärkning av schakter och grundläggning av ledningar. Statens geotekniska institut, Varia 336, Linköping.
- Åhnberg, H. and Holm, G. (1999).** Stabilisation of some Swedish organic soils with different types of binder. International Conference on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, Stockholm, Oct. 1999, Proceedings, pp. 101-108.
- Åhnberg, H. och Johansson, S.-E. (2005).** Increase in strength with time in soils stabilised with different types of binder in relation to the type and amount of reaction products. Proceedings of Deep Mixing '05, Stockholm 2005, Vol. 1.1, pp. 195-202.
- Åhnberg, H., Bengtsson, P.-E. and Holm, G. (2001).** Effect of initial loading on the strength of stabilised peat. Ground Improvement, Vol. 5, No. 1, pp 35-40.

**Åhnberg, H., Johansson, S.-E., Pihl, H. and Carlsson, T. (2003).** Stabilising effects of different binders in some Swedish soils. *Ground Improvement*, Vol. 7, No.1, pp 9-23.

**Åhnberg, H., Johansson, S.-E., Retelius, A., Ljungkrantz, C., Holmkvist, L. och Holm, G. (1995).** Cement och kalk för djupstabilisering av jord – en kemisk/fysikalisk studie av stabiliseringseffekter. Statens geotekniska institut, Rapport 48, Linköping.

## APPENDIX A

### Lämpliga bindemedel och kombinationer

Val av bindemedel vid stabilisering görs med hänsyn till följande faktorer:

- Önskade egenskaper i den bindemedelsstabiliserade jorden med avseende på främst hållfasthet och hållfasthetsutveckling med tiden. (I vissa fall kan faktorer som kompressibilitet och permeabilitet vara styrande).
- Miljökrav för bindemedlet – restmaterialvärde – specifikation (jämnhet) – lakningsrisker – påverkan på omgivning.
- Beständighet.
- Ekonomiska aspekter vid pelartillverkning.
- Tillgänglighet och ekonomi för inköp och transport.

De faktorer som främst styr hållfasthetstillväxten i en bindemedelsstabiliserad jord framgår av Tabell A1.

**Tabell A1. Faktorer som påverkar hållfasthetstillväxten i bindemedelsstabiliserad jord.**

Egenskaper hos bindemedlet	- Typ av bindemedel (inklusive eventuella tillsatsmedel) - Kvalitet - Kvantitet
Egenskaper hos jorden	- Klassificering samt kemiska och mineralogiska egenskaper hos jorden - Vattenkvot - Organisk halt - pH - Salthalt - Sulfidhalt
Blandningsförhållanden	- Jordens blandningsegenskaper - Vattenkvot - Sensitivitet - Blandningsverktyg - Blandningsförfarande - Typ av bindemedel - Bindemedelsmängd
Härtningsförhållanden	- Härdningstid - Härdningstemperatur - Belastning under härdningstiden

De huvudsakliga bindemedel som idag används i Sverige är kalk och cement. Dessa används var för sig, i blandning med varandra och /eller i kombination med andra binde- och tillsatsmedel. Kalk och cement fungerar på olika sätt när de blandas in i jord och några riktlinjer för deras verkningsätt och användningsområden ges i Tabell A2.

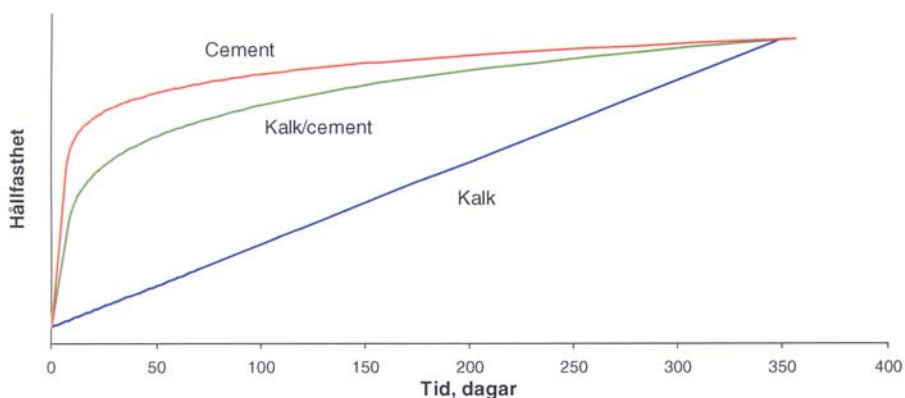
**Tabell A2. Verkningsätt för bindemedlen kalk, kalk/cement och kalk.**

Bindemedel	Hållfasthet		Används i:
	Hållfasthet inom kort tid efter inblandning	Hållfasthetsökning under lång tid	
Kalk	Långsam	Stor	Lera
Kalk/cement	Ganska snabb	Ganska liten	All typ av jord, utom torv*
Cement	Snabb	Liten	All typ av jord*

\*) Sulfidjord kan stabiliseras med kalk/cement och cementbaserade bindemedel men hållfasthetsökningen är normalt långsam inom såväl det korta som långa tidsperspektivet och det kan därmed ta lång tid innan belastning kan påföras.

En mycket schematisk bild av hur hållfasthetsutvecklingen sker med olika bindemedel i lera och lerig silt visas i Figur A1.

Den kalk som används är normalt finmalen osläckt kalk, CL90-Q. Av miljöskäl och för att underlätta blandning med andra medel kan det bli aktuellt att använda släckt kalk. Resultatet av kalkinblandning i lera kan skilja på typ av lera men också på typ av kalk, dvs. kalk från olika platser, även om de olika typerna till synes har mycket likartade egenskaper och har hanterats på föreskrivet sätt.



**Figur A1. Schematisk hållfasthetsutveckling med tiden för olika bindemedel i lera och lerig silt. (Efter Åhnberg et al. 1995).**



Den typ av cement som normalt används i Sverige är en Portlandcement av typ CEM II /A-LL 42.5 R. Olika sorters cement kan ha något olika effekt vid inblandning.

Cement anses vara mest effektivt som bindemedel i lera medan cement/slagg har rapporterats vara effektivare i silt och organisk jord. Som regel blandas Portlandcement med slagg vid stabilisering av organisk jord.

Osläckt kalk reagerar med vattnet i jorden och sedan med jordens fasta partiklar och främst med lerpartiklarna. Kalk är därmed normalt effektivast i jord med hög lerhalt, medan effekten är mer begränsad i silt och gyttja. Mängden kalk som används vid stabiliseringen beror på mängden fast material i jorden. Den maximala effekten nås ofta vid en tillsats av 10 – 12 % kalk i förhållande till jordens fasta massa och ytterligare tillförsel av kalk har ingen direkt inverkan på kort sikt. Normalt används en kalktillsats av 6 – 8 %, vilket motsvarar cirka 70–90 kg/m<sup>3</sup>. Kalk härdar långsammare än cement, men hållfasthetstillväxten pågår under mycket lång tid och efter cirka ett år är hållfastheten ofta lika hög som för lera som stabiliserats med cement eller kalk/cement. Hållfasthetstillväxten är ofta snabbare i marin lera, framförallt i kvickleror på västkusten. Här kan hållfastheten ofta vara i samma storlek som för en cementstabiliserad jord redan efter cirka 3 månader och kan uppgå till det dubbla värdet inom ett år.

Cement reagerar med vattnet i jorden. Den hållfasthet som uppnås kan liksom för vanlig betong relateras till vattencementtalet,  $v_{ct}$ . Ett lägre vattencementtal, dvs. mer cement i förhållande till vattenmängden, innebär en ökande hållfasthet. I princip gäller därmed att ju mer cement som tillförs, desto högre hållfasthet erhålls. Detta förutsatt att det finns tillräckligt mycket vatten i jorden för cementen att reagera med. För såväl kalk som cement gäller att vattenkvoten i jorden bör vara minst 30 % för att möjliggöra en god inblandning. Ett annat mått som angetts är att flytindex  $I_L = (w - w_p) / (w_L - w_p)$  bör vara högre än 0,5 för att en god inblandning skall kunna åstadkommas med den torra metoden.

Cement fordrar således inget fast jordmaterial att reagera med och kan därmed användas i all typ av jord, även i torv. Vid användning i torv tillsätts dock som regel slagg. Tillsats av sand som i betong har också förekommit. Detta kan underlätta inblandning och fördelning i torvlager men fordrar i regel stora mängder sand för att ge en hållfasthetshöjande effekt.

Vid stabilisering av lera med cement behövs normalt mer blandningsarbete än vid kalkstabilisering. Minst cirka 5 % cement (av torrvolymvikten) brukar be-

hövas för att någon påtaglig stabiliseringseffekt skall fås i högplastisk lera och sedan ökar hållfastheten ungefär rätlinjigt med mängden bindemedel utöver detta gränsvärde. Motsvarande gränsvärde i organisk jord varierar men är normalt minst 50 kg/m<sup>3</sup> och hållfasthetsökningen är sedan svagt exponentiell med ökande bindemedelsmängd.

De tillsatta mängderna cement och cementbaserade bindemedel är typiskt 4 – 13 % av torrvolymvikten i lerig silt, 6 – 16 % i lera, och 16 – 40 % i lerig gyttja. Sulfidjordar kan kräva ännu större inblandningsmängder och i torv med hög vattenkvot kan bindemedelsmängden behöva uppgå till över 300 kg/m<sup>3</sup> för att få en tillräckligt hög hållfasthet. Rent praktiskt kan det dock vara svårt att blanda in denna mängd jämnt i jorden. Det skall också observeras att eftersom hållfastheten är beroende av *vct* fordras det normalt också större cementmängder i vattenrika skikt och lager som är inbäddade i annan jord för att inga svaghetszoner skall uppstå i dessa.

I lera, gyttjig lera och siltiga jordar används idag ofta en blandning av kalk och cement. Kalk/cement ger normalt inte den bästa effekten vid inblandningsförsök i laboratoriet. I fält är det dock lättare att blanda in kalk än cement och man får ofta ett jämnare resultat med kalk/cement än med ren cement, samtidigt som man får fördelarna med den snabbare hållfasthetstillväxten med cement. Det senare är en väsentlig faktor vid krav på korta byggtider. Kalk ger också en högre temperatur i jorden, vilket påskyndar hållfasthetstillväxten. Kalk/cement ger därmed i praktiken normalt ungefär lika goda resultat som ren cement utom i sulfidjord och organisk jord. Sulfidjord kan stabiliseras med kalk/cement, men hållfasthetstillväxten är ofta långsam.

Utöver alternativen kalk, cement och kalk/cement finns ett antal andra produkter som slagg i form av mald granulerad masugnsslagg, flygaska från förbränning av kol eller biobränsle samt ett antal kommersiella bindemedelsblandningar. De senare innehåller olika kombinationer av kalk, cement, slagg och gips. Beroende på de ingående medlen och deras proportioner fungerar dessa medel i princip som kalk, cement eller kalk/cement.

Inblandning av cement i jorden ökar normalt temperaturen strax efter inblandningen med 5 – 10 °C närmast pelarna. Motsvarande ökning vid inblandning av osläckt kalk är 40 – 50 °C och stora mängder finmald kalk kan ge temperaturer upp mot 100 °C. Kalk utvecklar således mycket värme vid släckning i jorden. Detta är normalt positivt för hållfasthetstillväxten, men i organisk jord kan det vara negativt och tillsatts av större mängder kalk i rent organisk jord bör därför

ske med försiktighet. Kalk används normalt inte som huvudsakligt stabiliseringsmedel eller i större mängder i organisk jord. Vissa bindemedelsblandningar som innehåller kalk, gips och slagg har dock rapporterats ge goda effekter vid stabilisering av organisk jord liksom några fall med kalk/cementinblandning.

Funktionen av gips är ännu inte så väl undersökt som för övriga bindemedel och gips har endast använts som tillsatsmedel i enstaka fall i Sverige. Vissa tveksamheter har uttryckts beträffande beständigheten, men finska undersökningar av äldre pelare har visat en god långtidshållfasthet. Effekten av gips är mycket känslig för pH. Tillsats av gips ger normalt en omfattande ettringitbildning, vilken skulle kunna resultera i något annorlunda egenskaper än för övriga bindemedel.

För kalk/cement blandningar i lera används ofta en bindemedelsmängd av 80–110 kg/m<sup>3</sup>. I likhet med cement ökar effekten med ökad bindemedelsmängd, speciellt om cementandelen är hög.

De ekonomiska aspekterna på val av bindemedel beror på den aktuella prisbildningen och tillgängligheten för olika medel. Kravet på inblandningsarbete är minst för kalk. För olika bindemedelsblandningar tillkommer kostnaden för blandningstillverkningen. De olika faktorerna tar ofta ut varandra och det är svårt att göra någon generell kostnadsjämförelse. Eftersom skillnaden i kostnad är måttlig blir valet av bindemedel som regel avhängigt av andra faktorer.

Från bindemedelsstabiliserade pelare sprids med tiden joner ut i den omgivande jorden genom diffusion i en tunn zon närmast pelaren. Vid kalkstabilisering har detta ingen påtagligt negativ inverkan. Vid cementstabilisering i lera kan det dock medföra att övergångszonen mellan den stabiliserade pelaren och den omgivande jorden får ett parti med nedsatt hållfasthet. Detta måste beaktas med hänsyn till hur systemet av pelare och ostabiliserad jord är avsett att fungera och kan därmed påverka valet av bindemedel.

Migrationen av joner ut i den ostabiliserade jorden innebär en motsvarande minskning av Ca-joner i pelaren, vilket medför att det med tiden uppstår en zon med lägre jonkoncentration och en relativt lägre hållfasthet vid pelarnas periferi. Eftersom pelarnas genomsnittliga hållfasthet samtidigt ökar, medför detta normalt ingen verklig reduktion i hållfasthet, men hållfastheten vid periferin ökar inte som den i pelarnas centrala delar och kan med tiden också minska något. Detta bör beaktas vid tolkning av provningar av långtidshållfasthet samt

vid dimensioneringar där pelarnas effektiva diameter är av stor betydelse.

Kalk reagerar med jordens beståndsdelar och är också mest känsligt för jordens sammansättning och kemiska egenskaper. En hög lerhalt liksom ett högt innehåll av klorider är gynnsamma faktorer för hållfasthetsutvecklingen. Höga halter av silt och organiskt material samt natrium- och kaliumsulfater är negativa faktorer. Höga halter av sulfid synes bromsa upp reaktionerna så mycket att ren kalk inte är ett praktiskt användbart bindemedel för sulfidjord.

Humus och humussyror (och därmed pH) inverkar olika mycket i olika jordar och för olika stabiliseringsmedel, men ger normalt en försämring av stabiliseringseffekten. Försämringen anges vara störst för bindemedel med gipsinblandning och för kalk och men är stor också för cement. För cement skulle inverkan av surhetsgraden pH enligt japanska erfarenheter grovt kunna skrivas

$$f = \frac{1}{9 - pH} \quad \text{för } pH \leq 8$$

där  $f$  är effektivitetsfaktorn. Formeln är inte direkt applicerbar på nordiska förhållanden där pH visat sig ha mycket olika påverkan i olika jordar. Humus och humussyror minskar alltid stabiliseringseffekten avsevärt men lyckade stabiliseringar har genomförts också i jord med relativt låga värden på pH.

Utöver kalk, cement och slagg finns ett antal andra hållfasthetsuppbyggande eller på annat sätt egenskapsförändrande medel som används i olika sammanhang i kombination med de huvudsakliga bindemedlen. Dessa medel kan bestå av salt, gips, kiselstoff, kalciumkarbonatstoff, flygaska, vattenglas, aluminatcement m.m. Salt (klorid) har visat sig ge positiv effekt i vissa fall tillsammans med kalk och/eller cement. Gips är ett relativt ovanligt tillsatsmedel i Sverige men förekommer i vissa kommersiella bindemedelsblandningar. Vattenglas kan användas för att underlätta inblandningen (peptiseringsmedel) men har viss negativ inverkan på egenskaperna i övergångszonen mot omgivande jord. Aluminatcement kan ha en viss positiv effekt i lera.

Inget av dessa tillsatsmedel ger dock en generellt positiv effekt även om de kan ha en positiv effekt i vissa fall. Kostnaden för vissa av dessa tillsatsmedel, t.ex. aluminatcement och kiselstoff, är relativt hög samtidigt som installationen fördyras något av att ännu ett medel skall tillföras. De har därmed sin främsta plats i färdiga kommersiella bindemedelsblandningar.

Vid provning av olika bindemedelsblandningar skall observeras att de resultat som erhålls vid förprovningen i laboratoriet normalt inte motsvaras av det verkliga utfallet i fält. Detta hänförs till stora delar till att motsvarande inblandning som den i laboratoriet normalt inte kan åstadkommas i fält. Vidare motsvarar de temperaturer och spänningar under lagringstiden i laboratoriet inte de som råder i fält. Detta medför att effekten i fält ofta skiljer sig vad som uppmätts i laboratoriet och att relationerna mellan effekten av olika bindemedelskombinationer också kan bli annorlunda i fält jämfört med vad laboratorieprovningen indikerade.

Materialet till detta appendix är i huvudsak hämtat från följande skrifter där också ytterligare information kan fås:

Edstam (1997)	SD Rapport 1
Åhnberg och Pihl (1997)	SD Rapport 2
Axelsson et al. (2000)	SD Rapport 3
Janz och Johansson (2001)	SD Rapport 9
Christensen et al. (1999).	SD Arbetsrapport 9
Finska Vägverket, (1999).	SD Arbetsrapport 10
Hansson et al. (2000)	SD Arbetsrapport 12
Haglund och Nilsson (2000)	SD Arbetsrapport 18
Hoffstedt och Johansson (2002)	SD Arbetsrapport 24
Eriksson och Carlsten (1995).	
Hayashi et al. (2003).	
Kujala et al. (1996).	
Lahtinen et al (1999)	
Lahtinen et al. (2000).	
Rathmayer (1996)	
Åhnberg och Holm (1999)	
Åhnberg et al. (1995)	
Åhnberg et al. (2003)	
Andersson et al.	Deep Mixing '05
Hernandez-Martinez and Al-Tabbaa	Deep Mixing '05
Kitazume	Deep Mixing '05
Lahtinen et al.	Deep Mixing '05
Terashi	Deep Mixing '05
Åhnberg och Johansson	Deep Mixing '05
CDIT (2002)	Japansk handbok.

## APPENDIX B

### FÖRPROVNING I LABORATORIUM AV JORD SOM SKA STABILISERAS GENOM INBLANDNING AV BINDEMEDEL

#### Inblandning, preparering av provkroppar, förvaring och provning av bindemedelsstabiliserad jord

Innehåll:	Orientering
1	Tillämpning
2	Referenser
3	Utrustning
4	Beställning
5	Inblandning
6	Preparering av provkroppar
7	Provning
8	Rapport
9	Kemisk provning
10	Anmärkning

Appendix 1 Exempel på beställning

Appendix 2 Exempel på provningsrapport

## ORIENTERING

Denna handledning baseras på FoU-resultat och praktiska erfarenheter från olika laboratorier.

### 1. TILLÄMPNING

Handledningen är avsedd att användas vid laboratorieprovning för bestämning av effekten av inblandning av olika kemiska stabiliseringsmedel och kombinationer av dessa i jord.

### 2. REFERENSER

Följande svenska standarder omnämns i texten och försöken skall utföras enligt dessa eller senare ISO standard som ersätter svensk standard för försöket ifråga.

- 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

Om triaxialförsök ingår i förprovningsmetoden skall dessa utföras enligt de rekommendationer som utfärdats av ISSMFGE ETC5.

### 3. UTRUSTNING

- Degblandare eller hushållsassistent (beroende på provmängd och provkonsistens)
- Torkskåp
- Snabbvåg med 0,01 g noggrannhet
- Torkskålar
- Torkskåpsbricka
- Spatel
- Blandarskålar
- Bindemedel
- Packningsapparat för inpackning av bindemedelsblandad jord i hylsor för kolvprovtagare
- Provhylsor. För inblandning i jord med avseende på pelartillverkning används hylsor för kolvprovtagare (diameter 50 mm, höjd 170 mm) med lock. För inblandning i främst torv med avseende på masstabilisering används plasthylsor med innerdiameter av cirka 70 mm och höjd 200 mm. Hylsans övre del skall vara perforerad så att provet får tillgång till vatten under lagringen. Vid provning för masstabilisering tillkommer också filterstenar som passar i provhylsans över- och underdel, nät och tejp för fixering av den undre filterstenen, lagringsbehållare av plast försedd med lock med hålade urtag för provhylsor samt belastningstyngder i form av cylindrar av rost-

skyddad metall med en diameter som passar inuti provhylsorna och en vikt som motsvarar den belastning som avses appliceras under lagringstiden.

Vanlig belastning är 9 eller 18 kPa

- Redskap för fördelning av den bindemedelsblandade jorden i lagren så att inga hålrum, uppstår, t.ex. en packningsstav
- Redskap för uppluckring av packad yta, typ kraftig gaffel
- Provuttryckare, diameter 50 mm respektive cirka 70 mm
- Skyddsutrustning; handskar, skyddsglasögon och munskydd

#### 4. BESTÄLLNING

Vid beställning av inblandning och provning av stabiliserad jord skall framgå:

- vilket jordmaterial som skall ingå i respektive blandning (som regel provtagningshål och nivåer).

*Vid bedömningen av vilka delprover som kan ingå i respektive blandning är det speciellt viktigt att se till att endast prover av samma karaktär ingår i varje blandning och att alla signifikanta typer av jord och jordlager provas. Speciellt viktigt är att lager av organisk jord och av sulfidjord provas separat, men också lager med siltigare jord och jord med markant högre vattenkvot än jordmassan i övrigt bör särskiljas.*

- typ och mängd av stabiliseringsmedel som skall blandas in. Mängden anges som mängd stabiliseringsmedel per kubikmeter jord.
- antal provkroppar som skall tillverkas av respektive blandning.  
*Provkropparna skall räcka till för att kunna utföra provning vid de tidpunkter som specificeras i beställningen. Eftersom det normalt uppstår en betydande spridning i provningsresultaten bör antalet vara så stort att dubbelprovning kan utföras samt att någon eller några provkroppar finns i reserv om kvaliteten för någon provkropp senare visar sig kunna ifrågasättas.*
- tidpunkter efter inblandning då provning skall utföras samt vilka provningar som skall utföras vid respektive tidpunkt.

*Normal provning omfattar enaxligt tryckförsök samt bestämning av densitet och vattenkvot.*

- Vid vilken temperatur proverna skall lagras mellan tillverkning och provning:

alternativ 1. Normal förvaring vid konstant temperatur. Lagringstemperatur anges.

*Normal lagringstemperatur för prover med avseende på pelartillverkning är 7°C.*

*Prover med avseende på masstabilisering lagras normalt vid rumstemperatur.*

alternativ 2. Varierande temperatur. Schema ges vid beställning.

*Osläckt kalk utvecklar mycket värme vid reaktionsprocessen efter inblandning i jord. För att simulera detta i laboratoriet förvaras prover som stabiliserats med huvudsakligen kalk ibland under en viss tid (ofta 1 eller 2 dygn) i rumstemperatur. Cement utvecklar betydligt mindre värme och därför förvaras huvudsakligen*



*cementstabiliserade prover normalt vid cirka 7°C. Lagring vid en lägre temperatur innebär att reaktioner och hållfasthetstillväxten går långsammare. Detta gäller främst inblandningar i mineraljord. Kalk används normalt inte heller för inblandning i torv för masstabilisering och för prover med avseende på masstabilisering används alternativ 1.*

Uppgifterna bör vara sammanfattade i en beställningsblankett, se bilaga B.1.

## **5. INBLANDNING**

### **Blandning av jordmassa**

Då provmängden är större än 3 kg eller då jorden är ”fast” används degblandare. I annat fall kan en hushållsassistent användas för blandning av jordproverna.

Jordproverna kan bestå av ostörda prover tagna med kolvprovtagare eller störda prover tagna med grövre provtagningsredskap. I det senare fallet skall proverna vara representativa för jorden på den aktuella nivån eller djupintervallet och ha bibehållen naturlig vattenkvot. Prover av torv bör vara tagna med speciell torvprovtagare av en storlek som medger att representativa prover kan tas och med vars hjälp också prover med naturlig vattenkvot kan fås.

Jordproverna får inte torka under transport och lagring. Ett förlorat vatteninnehåll kan inte ersättas genom tillsats av vatten eftersom helt eller delvis torkad och återfuktad jord ger mycket skiljaktiga egenskaper hos den stabiliserade jorden jämfört med stabiliserad naturlig jord med bibehållen fuktighet (se vidare Jacobsson et al. 2005).

- Den blandarskål som skall användas vägs.
- Jordproverna läggs i blandarskålen. Eventuella grövre föremål som gruskorn, snäckskal och rotbitar tas bort.
- Degblandaren/assistenten startas.
- Jordproverna blandas till en homogen massa. För torv begränsas blandningstiden så att inte fibrerna förstörs. Omrörningen kan behöva avbrytas så att jord som fastnar på blandningsverktyget och skålens kanter kan skrapas av och föras ned i jordmassan innan blandningsarbetet återupptas. Blandningstiden noteras.
- Den blandade jordmassan vägs.
- Två delprover tas ut för bestämning av vattenkvot.

De stabiliseringsmedel som används skall ha förvarats torrt och i tättslutande

behållare och får inte ha utsatts för extrema temperaturer. Detta gäller även tidigare förvaring och transport av medlen. Efter uttag av den mängd som skall användas försluts behållaren så att ingen fukt kan tas upp från luften i lokalen. För stabiliseringsmedel som förvarats en längre tid eller vars kondition kan ifrågasättas av annan anledning kan det bli aktuellt att först prova dess reaktivitet.

*I en öppnad förpackning som använts eller blivit stående en viss tid, i 1 vecka eller mer, skrapas det övre cirka 1 cm tjocka lagret bort innan bindemedlet som skall användas tas ut. En öppnad förpackning som är äldre än 6 månader bör slängas eller genomgå kemisk kontroll.*

Då en blandning av flera stabiliseringsmedel skall användas, skall dessa vara väl blandade i angivna proportioner innan de tillsätts till jordmassan.

### Tillsättning av stabiliseringsmedel

Den blandade jordmassans volym beräknas. I de fall delproverna tagits från provtuber med känd volym beräknas blandningsvolymen som summan av delprovernas volym.

$$V = V_1 + V_2 \dots + V_n$$

Volymen justeras för de två delprov som tagits ut för vattenkvotsbestämning samt eventuellt annat borttaget material.

I de fall en större jordvolym blandas och sedan delas upp i mindre delmängder kan blandningens medeldensitet,  $\rho_{medel}$ , uppskattas ur

$$\rho_{medel} = \frac{m_1 + m_2 \dots + m_n}{(V_1 + V_2 \dots + V_n) \cdot 10^3}$$

där  $\rho_{medel}$  = medeldensitet, Mg/m<sup>3</sup>

$m$  = delprovets massa (vikt), kg

$V$  = delprovets volym, m<sup>3</sup>

Är ursprungsvolymen svår att uppskatta bestäms blandningens densitet  $\rho_{medel}$  genom att ett delprov av blandningen förs in i en behållare med känd volym och vägs. Detta delprov kan sedan återföras till blandningen och hela blandningen vägs. Blandningens densitet och volym, liksom volymen för olika delmängder beräknas ur

$$\rho_{\text{medel}} = \frac{m}{V \cdot 10^3} \quad \text{och} \quad V = \frac{m}{\rho_{\text{medel}} \cdot 10^3}$$

där  $m$  och  $V$  betecknar massa och volym för delprovet, blandningen eller delmängden och  $\rho_{\text{medel}}$  uttrycks i  $\text{Mg/m}^3$ ,  $m$  i  $\text{kg}$  och  $V$  i  $\text{m}^3$ .

Den beställda mängden stabiliseringsmedel per kubikmeter tillsätts.

### **Inblandning av stabiliseringsmedel**

Det tillsatta stabiliseringsmedlet och jorden blandas i degblandaren/assistenten under 5 minuter till en homogen blandning. I torv begränsas inblandningstiden ibland till 2 – 5 minuter.

*Den kortare inblandningstiden för torv kan väljas för att inte förstöra torvens fibrer. I detta fall skall inblandningstiden vara angiven vid beställningen och anges i redovisningen av laboratorieprovningsen. (Nya mer detaljerade regler för inblandning i torv är under utarbetande).*

Efter cirka halva inblandningstiden görs ett kort stopp för att skrapa ned material som fastnat på blandningsverktyget och blandningsskålens kanter.

## **6. PACKNING AV PROVKROPPAR**

### **Bindemedelsblandad lera, silt, gyttja och sulfidjord.**

Den bindemedelsblandade jorden fylls normalt i lager i kolvprovtagarhylsor och pressas ihop med packningsapparat. Lagertjockleken bör vara cirka 30 mm. Vid användande av andra provhylsor än kolvprovtagarhylsor bör lagertjockleken vara cirka halva provdiametern.

Vid ifyllning och sammanpressning tillses att luftfickor inte uppkommer. Materialet i varje lager fördelas jämnt med hjälp av en packningsstav. Sammanpressningen skall vara jämn och likformig och pålagt packningstryck skall normalt vara 100 kPa. Trycket appliceras som ett konstant tryck med 5 sekunders varaktighet på varje lager med en tryckplatta med något mindre diameter än provtuben. För organisk jord kan lägre tryck behöva användas. I vissa fall packas proverna då för hand med hjälp av en manuell provuttryckare. För att förhindra markerade lagergränser skall den packade överytan luckras upp efter varje lager, till exempel med en gaffel. Uppluckring behövs främst i prover med låg vattenkvot. Hylsorna skall i möjligaste mån fyllas helt med den packade blandningen av jord och stabiliseringsmedel. Provhöjden skall alltid vara minst så

stor att den specificerade provhöjden för de försök som skall utföras överskrids med tillräcklig marginal för eventuell trimning av ändytorna.

För kontroll av provets kvalitet och homogenitet kan provet i en första hylsa tryckas ut och inspekteras. Tillverkningsförfarandet kan därefter vid behov justeras.

*Enligt holländska rekommendationer kan packningen av varje lager till exempel inledas med att tryckplattan lutas 10–15 grader och att trycket först appliceras i tre tryckpåläggningar med cirka 2 sekunders varaktighet och cirka 120 graders rotation av provburken mellan varje sned tryckpåläggning. På detta vis åstadkoms en viss knådning av den stabiliserade jorden innan det jämnt fördelade trycket appliceras.*

Tillverkningen av proverna skall vara avslutad inom 30 minuter efter att blandningen påbörjats.

Sedan provhylsorna fyllts, försluts dessa med tillhörande lock och mellanlägg. Proverna förvaras sedan enligt beställarens anvisningar. Proverna förvaras i fuktrum eller på annat sätt som medför att de inte förlorar något av sitt vatteninnehåll. Normalt förvaras de i klimatrum med temperaturen cirka +7 °C eller en viss tid i rumstemperatur. Den högre temperaturen ger en snabbare hållfasthetstillväxt. Normalt packas minst 5 hylsor per blandning och provkroppar från en eller flera inblandningar med samma material lagras sedan fram till provning efter exempelvis 14, 28, 91 och/eller 180 dygn. Såväl lagringstemperatur som antal provkroppar och tidpunkt för undersökning skall framgå av beställning (jfr avsnitt 4).

### **Bindemedelsblandad torv**

Stabilisering av torv utförs normalt som masstabilisering, men förprovningen i laboratoriet är i princip densamma som för bindemedelsstabiliserade pelare. Torvens grövre struktur medför att provhylsor med större diameter än för finkornig jord normalt används. Lagringsförfarandet medför också att provkropparna komprimeras under lagringstiden, varför provhylsorna skall vara höga. Vanliga dimensioner är innerdiameter cirka 70 mm och höjd 200 – 350 mm. Till provtuberna hör en behållare i vilken tuberna kan nedsänkas i ett vattenbad och fixeras och belastas vertikalt under förvaringen.

I provtubens botten läggs en filtersten som fixeras så att den inte kan ramla ut. Den stabiliserade torvmassan fylls eller hålls i provbehållaren. Är massan flytande görs ingen packning. Om massan är fastare fylls den i provtuben i 5 – 6 lager med avjämning av ytan med hjälp av packningsstaven i lagergränserna däremellan. Överytan jämnas av och provet vägs.

Därefter placeras en filtersten på provets överyta och provtuben placeras i behållaren. Behållarens botten skall medge att vatten kan rinna in i och ut ur provet genom den undre filterstenen. Efter en viss tid placeras en cylindrisk vikt som passar i provtuben som en kolv utan sidofriktion ovanpå den övre filterstenen. Vikten läggs på vid samma tidpunkt efter inblandningen för samtliga prover i en blandningsomgång, normalt cirka 45 minuter efter start av inblandningen. Vikten skall vara specificerad i beställningen och avpassad så att den motsvarar den last som skall läggas på som fyllning och arbetsbädd direkt efter inblandning i fält. Normalt används en belastning av 18 kPa, vilket motsvarar utläggning av en meter fyllning direkt efter inblandningen i fält.

Vatten fylls på i behållaren tills vattennivån är högre än perforeringshålen i provhulsans överkant. Vattennivån kontrolleras fortlöpande så att detta krav uppfylls under hela lagringstiden. Temperaturen hos det vatten som fylls i behållaren skall motsvara lagringstemperaturen.

Lagringstemperaturen skall vara specificerad och är vanligtvis en rumstemperatur av 18 – 22 °C.

Provets kompression mäts direkt efter att vikten lagts på och sedan efter 1 dag, 3 dagar osv. tills provhöjden inte längre förändras.

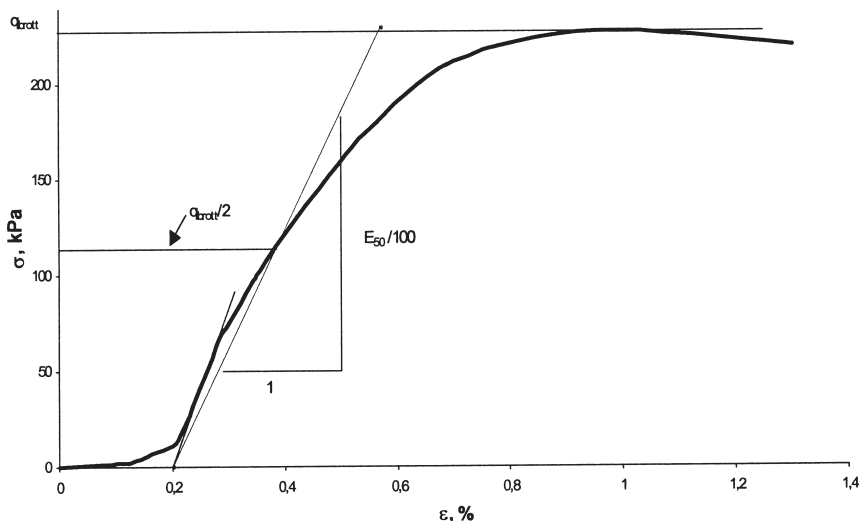
*En mer detaljerad metodbeskrivning och förslag till ett standardiserat förfarande vid tillverkning av stabiliserade torvprover i laboratorium ges i SD Rapport 14.*

## **7. PROVNING**

Vid anvisade tidpunkter provas den stabiliserade jorden. Normalt bestäms skjuvhållfastheten med enaxliga tryckförsök, vilket ger möjlighet att även uppskatta den odränerade elasticitetsmodulen, samt vattenkvot och skrymdensitet. I vissa fall utförs även bestämningar av konflytgräns, plasticitetsgräns, skjuv-vågshastighet med hjälp av böjelement (bender element test), kompressions-egenskaper genom ödometerförsök samt hållfasthetsprovning med triaxialförsök. Svensk standard skall, om möjligt, följas vid samtliga bestämningar. För triaxialförsök finns idag (2005) ingen svensk standard. För dessa försök bör rekommendationerna från ISSMFGE ETC5 följas. För försök med böjelement finns idag inga officiella rekommendationer utan endast tillverkarnas handledningar, rekommendationer från enskilda forskare som ges i litteraturen samt de erfarenheter som dokumenterats av ISSMFGE TC29.

Vid provning av hållfasthet och deformationsegenskaper är det viktigt att pro-

vets ändytor är plana och parallella. Trimning av prover av stabiliserad jord är förhållandevis svår att utföra och i vissa fall får ändytorna jämnas av med ett tunt lager av gips. Man får under alla förhållanden normalt ett påtagligt fel på grund av bristfällig anliggning vid provets ändytor, vilket måste beaktas vid utvärdering av olika moduler ur den uppmätta tryck-deformationskurvan, jfr Figur B1.



**Figur B1. Utvärdering av enaxiellt tryckförsök.**

Gips behöver också ofta användas vid försök med böjelement för att få fullgod anliggning mellan böjelementen och provet.

I vissa fall görs också kemiska provningar och lakförsök, se avsnitt 9 nedan.

## 8. RAPPORT

Provningsrapport skall ge besked om:

- Det provade materialet och dess ursprung.
- Inblandningsdatum.
- Utförda inblandningar, med beteckning och redovisning av vilka provtagningspunkter och nivåer materialet i blandningen kommer ifrån.
- Blandningens vattenkvot före inblandning av stabiliseringsmedel.
- Mängd och typ av stabiliseringsmedel och i förekommande fall proportionerna i bindemedelskombinationen samt eventuella tillsatsmedel.
- Lagringsförhållanden.

- Eventuella avvikelser från gängse förfarande.  
Tidpunkt för respektive undersökning (uttryckt som dagar efter inblandning).
- Utvärderade parametrar. Redovisning av försöksresultat enligt använd standard eller rekommendation tillkommer.

Resultatet bör redovisas i protokoll, se bilaga 2.

## 9. KEMISK PROVNING

Inblandning av stabiliseringsmedel och tillsatsmedel i jord förändrar jordens kemiska sammansättning och egenskaper. Den totala mängden av miljöskadliga ämnen och möjligheten att laka ur dessa kan därmed öka och innebära risker för miljön. Nya stabiliseringsmedel och tillsatsmedel måste vara kemiskt innehållsdeklarerade för att en bedömning skall kunna ske om de kan godtas i det aktuella fallet med tillhörande miljökrav. Om denna deklARATION saknas och i övriga fall där risk för urlakning och spridning av föroreningar till grundvattentäkter eller andra känsliga områden föreligger skall kemiska analyser utföras.

De kemiska försöken kan utföras som bestämning av total halt av olika ingående ämnen i den stabiliserade jorden, som tillgänglighetsförsök och som stegvisa lakförsök.

Bestämningen av total halt av kemiska komponenter utförs med vanliga kemiska analyser. Denna bestämning ger besked om vilka ämnen som förekommer och i vilken mängd, men inte vad som kan lakas ut.

Tillgänglighetsförsöken kan utföras enligt Nordtest (NT ENVIR 003, 1996). Försöken utförs på material som är nedkrossat till kornstorlekar < 125 µm och pH hålls konstant vid två olika nivåer, först pH 7 och sedan pH 4. Lakningen utförs på ett sådant sätt att kornstorlek, buffertkapacitet, tid eller koncentration inte utgör några begränsningar. Resultatet visar därmed hur mycket som totalt kan lakas ut ur materialet i ett långt tidsperspektiv.

De stegvisa lakförsöken kan utföras enligt EN 12457-3. Metoden innebär att materialet krossas ned till kornstorlekar < 4 mm. En första lakning görs med ett förhållande mellan vätska och fast material av 2. Efter extraktion av lakvätskan görs en ny lakning med vätske/ fastmassförhållandet 10. Försöket avser att simulera vad som kan lakas ur materialet under en begränsad tidsperiod.

Samtliga av dessa metoder avser att ge värden på säkra sidan, dvs. en överskatt-

ning av den mängd skadliga ämnen som kan lakas ut ur den stabiliserade jorden. De erhållna värdena jämförs med de krav och acceptanskriterier som ställs i det aktuella fallet (se vidare Håkansson et al. 2005).

*Provning inför kemisk stabilisering av förorenad jord behandlas inte i denna skrift. Regler eller riktlinjer för detta saknas för närvarande. I princip skall motsvarande undersökningar som för naturlig jord göras. I tillägg måste den förorenade jordens kemiska sammansättning bestämmas och möjliga reaktioner vid stabiliseringen analyseras. Inblandningen måste göras med stor försiktighet eftersom häftiga reaktioner och giftiga gaser kan utvecklas. Eventuella gaser måste tas om hand och analyseras.*

## 10. ANMÄRKNING

Förprovning i laboratoriet utförs för att få en uppskattning av om och till vilken grad den aktuella jorden kan stabiliseras med kemiska bindemedel. Förprovningen skall också ge besked om vilka bindemedel och bindemedelskombinationer som kan vara lämpliga samt vilken mängd av dessa som bör användas. Trots att en stor erfarenhet byggts upp om vilka typer av bindemedel som ofta är lämpliga för olika typer av jordar, kan enligt samma erfarenheter mycket stora skillnader i resultat erhållas i till synes likartade jordar. Forskning pågår om orsakerna till detta, men de är ännu till stor del okända. De bindemedel som ingår i förprovningen bestäms som regel från empiriska erfarenheter från liknande jordar, samt olika kostnads- och miljöaspekter.

Eftersom förprovningen ofta avser att jämföra effekten av olika bindemedel, bindemedelskombinationer och bindemedelsmängder, är det mycket viktigt att ett enhetligt provtillverkningsförfarande används och att alla jämförande inblandningar görs på identiskt lika jordblandningar.

Resultaten från förprovningen kan användas för en preliminär dimensionering av förstärkningen med syfte att få en uppskattning av hur omfattande och kostnadseffektiv denna kan tänkas bli.

Det verkliga resultatet av en stabilisering i fält skiljer sig dock ofta avsevärt från resultatet i laboratoriet. Detta gäller också då provning utförts på representativa blandningar av alla i jordprofilen ingående lager. Anledningen till detta är främst att det inblandningsarbete som utförs i fält skiljer från det som görs i laboratoriet, packningsförhållandena är annorlunda och spänningssituationen under härdningen är olika. Dessutom skiljer temperaturförhållandena under härdningen. Även andra omständigheter som grundvattenförhållanden kan inverka.



Förutom att effekten av inblandningen i form av uppnådd hållfasthet och hastigheten hos hållfasthetstillväxten kan skilja mellan laboratorie- och fältförhållandet, kan också relationerna mellan olika bindemedels effektivitet vara olika i fält och i laboratorium. Detta beror också på de ovannämnda orsakerna, samt att olika bindemedel kräver olika blandningsarbete och utvecklar olika mycket värme vid den kemiska reaktionen.

Förhållandet mellan den hållfasthet som mäts i laboratoriet och den som senare uppmäts i fält har ofta visat sig vara relaterat till hållfasthetsnivån. Hållfasthetsförhållandet fält/laboratorium har således uppmätts variera från 0,5 eller lägre vid höga hållfasthetsnivåer till större än 1 vid låga uppmätta hållfastheter i laboratoriet. Förhållandet synes också vara relaterat till olika geologiska förhållanden.

Den slutliga dimensioneringen av jordförstärkningen (eller verifieringen av den utförda dimensioneringen) görs därför normalt på basis av resultat från provpelare på plats i fält. Kontrollen av produktionspelarna i fält ger också besked om när belastning av det förstärkta området kan ske. För vissa mindre arbeten och i vissa geologiska områden kan dimensioneringen göras på basis av laboratorieförsök och tidigare erfarenheter från motsvarande stabiliseringar i samma område och i samma typ av jord, (se Kapitel 4).

Förprovningen i laboratoriet är således ett värdefullt komplement vid utredning och planering av förstärkningsåtgärderna, men resultaten kan normalt inte ensamma ligga till grund för den slutliga dimensioneringen av förstärkningen.

# APPENDIX B

## Bilaga 1

Handläggare	Objekt	Dnr	Datum	Laboratorieundersökningar, dygn efter inblandning													
				Tillsatsmedel		14		28		91		Extra		Extra			
NN	XX	ZZ	2004-11-30	Kalk %	Cement %	Rutin*	Extra	Rutin*	Extra	Rutin*	Extra	Rutin*	Extra	Rutin*	Extra	Lagringstemperatur	
Blandningens benämning	XX	ZZ	2004-11-30													Anmärkning	
Sektion/Djup																	
A	80	50	50	X	X <sup>1)</sup>	X	X <sup>1)</sup>	X	X <sup>1)</sup>	X	X <sup>1)</sup>	X	X <sup>1)</sup>	X	X <sup>1)</sup>	5	provkroppar, (4+1 i reserv)
Sektion 6/880 V7 Djup 2m																7°C	
B	80	50	50	X	X <sup>1)</sup>	X	X <sup>1)</sup>	X	X <sup>1)</sup>	X	X <sup>1)</sup>	X	X <sup>1)</sup>	X	X <sup>1)</sup>	5	provkroppar, (4+1 i reserv)
Sektion 6/880 V7 Djup 3, 4, 5, 6 m																7°C	
C	80	50	50	X	X <sup>1)</sup>	X	X <sup>1)</sup>	X	X <sup>1)</sup>	X	X <sup>1)</sup>	X	X <sup>1)</sup>	X	X <sup>1)</sup>	5	provkroppar, (4+1 i reserv)
Sektion /880 V7 Djup 7, 8, 9, 10 m																7°C	

\*) Rutin avser bestämning av densitet, vattenkvot och odränerad skjuvhållfasthet enligt enaxligt tryckförsök.

1) Dubbelprovning.

## APPENDIX B

### Bilaga 2

Exempel på rapportering av förprovning med avseende på pelartillverkning.

*Rapport*  
**Kemiskt stabiliserad jord**

Objekt		Laboratorieundersökning										Tabell
XX		Dnr 041130-0910										1
Datum för inblandning		Handläggare		Dnr		Uitörd av:		Densitet,		Vattenkvot,		Dnr
2004-12-01		NN		BB		BB		Mg/m <sup>3</sup>		%		ZZ
Blandning		Tillsatsmedel		Tid efter inblandning,		Lagringstemperatur,		°C		Skjuvhållfasthet enl. Tryckförsök,		Datum
		Proportioner		dygn						kPa		03-15
		Kalk %										Teknisk ledare
		Cement %										AA
		%										Anmärkning
A	80	50	50	14	7	1,37	110	20	Sektion 6/880 V7, 2m			
	28			28	7	1,35	109	134	Vattenkvot före inblandning =			
	28			28	7	1,36	110	127	137%			
	91			91	7	1,36	107	183				
B	80	50	50	14	7	1,55	66	26	Sektion 6/880 V7, 3-6m			
	28			28	7	1,58	65	34	Vattenkvot före inblandning =			
	28			28	7	1,57	67	37	78 %			
	91			91	7	1,56	64	53				
C	80	50	50	14	7	1,60	60	91	Sektion 6/880 V7, 7-10 m			
	28			28	7	1,62	60	101	Vattenkvot före inblandning =			
	28			28	7	1,60	59	121	71%			
	91			91	7	1,61	58	205				

## APPENDIX C

### KONTROLLMETODER FÖR BINDEMEDELSSTABILISERADE PELARE OCH MASSTABILISERAD JORD I FÄLT

#### ALLMÄNT

**Kontroll av bindemedelsstabiliserade pelare och jordmassor i fält utförs i två syften – för att verifiera och eventuellt modifiera de antaganden om uppnådd skjuvhållfasthet (eller annan egenskap) som ligger till grund för den preliminära dimensioneringen, och för att kontrollera och verifiera att en jämn och god kvalitet erhålls genom hela produktionsförloppet.**

Den huvudsakliga och traditionella provningsmetoden är pelarsondering, vilken också används i första hand. Allteftersom pelarna blir längre och starkare uppstår dock ofta problem med att sonderarna vill styra ut ur pelarna respektive att neddrivningskraften inte räcker till. För att avhjälpa det förstnämnda problemet används främst förborring i pelarcentrum eller omvänd pelarsondering där sonden dras upp istället för att tryckas ned. Pelarsonderarna är utformade så att ett så stort tvärsnitt som möjligt av pelarna provas och ett relevant medelvärde på hållfastheten därmed skall erhållas. Resultaten ger ett mått på pelarens eller den förstärkta jordmassans hållfasthet och dess variation med djupet. Den stabiliserade jordens deformationsegenskaper kan dock endast uppskattas med ledning av denna hållfasthet och empiriska relationer. Övriga metoder som omnämns i detta avsnitt är inte utprovade i tillnärmelsevis samma omfattning och en del befinner sig ännu i utvecklingsstadiet. De övriga metoderna används därför normalt endast när pelarnas längd och/eller fasthet inte medger att pelarsondering används eller i speciella undersökningar där man t.ex. vill mäta deformationsegenskaper direkt.

De olika provningsmetoderna ger olika möjligheter till kontroll. Samtliga sonderingsmetoder, som utförs genom att en sond, vinge eller annat instrument pressas ned, medger att valfria pelare och partier kan testas under och efter produktionen. Detsamma gäller för provtagning och pressometrar och seismisk utrustning som installeras i hål som borraras ned i den stabiliserade jorden. Andra provningsmetoder, som omvänd pelarsondering och seismisk provning med förinstallerade geofoner eller geofoner som sänks ned i förinstallerade rör, kan endast utföras på i förväg utsedda speciella provpelare.

Samtliga sonderingsmetoder skall utföras med konstant neddrivnings/uppdragningshastighet. Om hastigheten varierar kan skillnader mellan fasta och lösa

partier i pelarna misstolkas. Om hållfastheten är mycket hög sker inte alltid ett regelrätt skjuvbrott vid sonderingarna. I dessa fall går sonderingen oftast ryckigt allteftersom pelaren istället trycks/spjälkas sönder. Resultaten av sådana försök skall inte användas för bedömning av skjuvhållfasthet.

De flesta av provningsmetoderna i fält medger inte att kontakten med fast botten kan provas och verifieras. Om denna är väsentlig, bör övriga provningsmetoder kompletteras med CPT-sondering genom pelaren och ned i underliggande fast botten.

Samtliga normalt använda provningsmetoder för bindemedelsstabiliserade pelare ger ett mått på den enskilda stabiliserade pelarens egenskaper vid belastning i vertikalled. Hur pelare uppträder vid andra belastningsfall och i samspel med andra pelare samt hur hela systemet av stabiliserade pelare och mellanliggande ostabiliserad jord uppträder kan inte provas utom genom fullskaleförsök till brott, vilket normalt inte är möjligt av ekonomiska skäl.

## **1. TRADITIONELL PELARSONDERING**

### **Allmänt**

Traditionell pelarsondering är den metod med vilken odränerad skjuvhållfasthet och homogenitet i bindemedelsstabiliserade pelare traditionellt uppskattas. Den utförs med en sond försedd med vingar som trycks ned i pelaren med sondspetsen i pelarcentrum och den totala neddrivningskraften registreras kontinuerligt. Nettotrycket mot spetsens och vingarnas basytor uppskattas och från detta kan ett värde på den odränerade skjuvhållfastheten utvärderas.

Metoden används vid sondering i pelare av stabiliserad jord. Normalt har dessa pelare diametrar mellan 500 – 800 mm.

Metoden kan normalt användas utan större problem för pelare med en maximal längd av 8 m och med maximal skjuvhållfasthet ca 150 kPa. I längre pelare och pelare med hög hållfasthet styr sonden ofta ur pelarna, speciellt om dessa saknar en central zon med låg hållfasthet som styr sondspetsen.

Förborrning i pelaren kan skapa ett styrande centrumhål och öka det möjliga sonderingsdjupet. Förborrning skall göras med enbart tryck och rotation. Pelarsondering med förborrning kan normalt utföras för pelare med skjuvhållfasthet upp till 300 – 350 kPa.

*Angivna värden gäller erfarenheter med  $\Phi$  36 mm sondstänger. Grövre sondstänger medför att utrustningens styvhet och maximal tryckkraft ökar.*

## **Utrustning**

Pelarsondens tvärsnittsarea (vinge och spets) är normalt cirka 0,01 m<sup>2</sup> (avser  $\phi$  500–600 mm pelare).

För pelare med  $\phi$  500 mm har sonden normalt vingar med 20 mm tjocklek och bredden 400 mm mellan vingpetsarna.

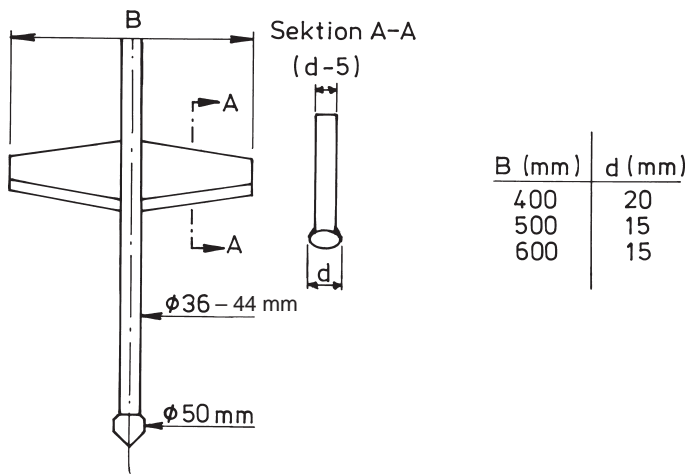
För pelare med  $\phi$  600 mm har sonden normalt vingar med 15 mm tjocklek och bredden 500 mm. Vid svårighet att tränga ner, kan sonderingsdjupet ökas genom att vingar med samma bredd som för pelare  $\phi$  500 används.

För pelare med  $\phi$  800 mm har pelarsonden normalt vingar med 15 mm tjocklek och bredden 600 mm. Vid svårighet att tränga ner, kan sonderingsdjupet ökas genom att vingar med samma bredd som för pelare  $\phi$  600 används.

*Redan vid användande av de normala vingstorlekarna är det endast en central del som motsvarar cirka 60 % av pelarens tvärsnitt som provas. Användande av vingor med mindre bredd än normalt medför att denna andel reduceras kraftigt. Detta medför att extra försiktighet bör iakttas vid val av dimensionerande hållfasthet på basis av dessa resultat.*

Pelarsonder skall ha en konisk spets med 50 mm diameter. Styrlängden från sondens spets upp till vingarnas infästning kan vara upp till 500 mm. Sondstängernas diameter var ursprungligen 36 mm men numera används ofta styvare 44 mm geostänger. Sondstängens diameter skall alltid vara mindre än spetsens diameter. Vid förborring skall sondstängerna vara styva och normalt används 44 mm geostänger. Diametern hos de stänger som används vid förborringen skall alltid vara minst lika stor som sondstängerna. Förborringen kan utföras med enbart stänger, stänger med en konisk spets med 50 mm diameter eller med en borrkrona med diameter mellan 50 och 65 mm. Förborring och den använda spetsens diameter skall speciellt anges så att korrigering för detta kan göras vid utvärderingen.

Pelarsondens konstruktion framgår av Figur C1.



**Figur C1. Pelarsond metod 1.**

### **Toleranser:**

Vingtjocklek	$\pm 0,5$ mm
Vingbredd	$\pm 10$ mm
Spetsdiameter	$\pm 2$ mm

Vid större avvikelser i vingtjocklek, vingbredd och/eller spetsdiameter än ovan angivna toleranser skall vingens aktuella mått anges.

### **Utförande**

#### ***Förberedelser***

Pelare som skall provas markeras efter tillverkningen. Pelarens överyta skall friläggas före sonderingen.

Om förstärkningen utförs ned till fastare jordlager bör de pelare som skall kontrolleras ha avslutats någon meter över det fasta lagret såvida inte spetstrycket mäts direkt med en kraftgivare placerad strax ovanför vingen. Detta för att möjliggöra en uppskattning av mantelmotståndet.

#### ***Förborring***

Vid behov utförs förborring i pelarens centrum. Förborringen skall utföras vertikalt och utan slag eller spolning.

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

Sonderingen skall utföras med sondspetsen i pelarcentrum, konstant neddrivningshastighet av 20 mm/s  $\pm$  20 % och med kontinuerlig registrering av total neddrivningskraft. Alternativt registreras spetskraften med en kraftgivare monterad direkt ovanför vingarna. Normalt registreras samtidigt den totala neddrivningskraften. Sonder med glappkopplingar, så att den totala neddrivningskraften och mantelfriktionen kan mätas separat, finns också.

Sonderingen skall, om möjligt, fortsättas minst 2 m under pelarens underkant.

Genom att sjunkning och neddrivningskraft vid sonderingen registreras kontinuerligt kan det normalt bedömas om en sondering går ur en pelare och på vilket djup. Sonder med kraftgivare placerade direkt ovanför vingarna utrustas ofta med inklinometrar. Genom kontinuerlig registrering av sondens lutning fås ytterligare en indikation på om sonden blir kvar i pelaren eller styr ut ur denna.

### ***Pelarsondering i ostabiliserad jord***

Utöver sonderingar i pelarna utförs normalt 5 – 10 % sonderingar i ostabiliserad jord. Samma sond används och sonderingarna utförs till samma djup som sonderingarna i pelarna. Avsikten är att få en jämförelse med pelarsonderingarna och att i sonderingar med enbart registrering av total neddrivningskraft kunna bedöma mantelmotståndet längs stängerna i pelaren.

### **Utvärdering av pelarens skjuvhållfasthet**

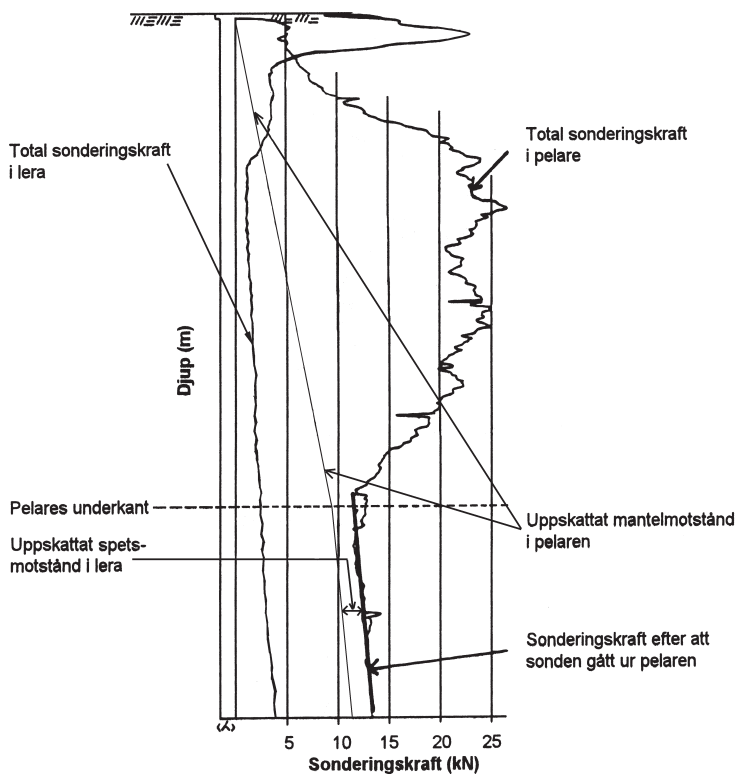
Sonderingsmotståndet i pelaren jämförs med sonderingsmotståndet i den ostabiliserade jorden. Ur jämförelsen kan bedömas om och var sonden styrt ur pelaren, se Figur C2.

Nettokraften för nedrivning beräknas som:

- den registrerade spetskraften
- den totala neddrivningskraften minus den registrerade mantelfriktionen, eller
- den totala neddrivningskraften minus den uppskattade mantelfriktionen.

Då endast den totala neddrivningskraften registrerats, bedöms mantelfriktionen ur det neddrivningsmotstånd som registreras under pelaren. Detta motstånd minskas med det uppskattade motståndet mot sondens spets och vingar i naturlig jord,  $Q_{sond,jord}$ , vilket beräknas som





**Figur C2. Uppskattning av mantelmotstånd längs sondstängerna vid traditionell pelarsondering.**

$$Q_{\text{sond,jord}} = 10 \tau_{fu} \cdot A_{\text{sond}} , \text{ kN}$$

där  $N_c = 10$

$\tau_{fu}$  = jordens odränerade skjuvhållfasthet på nivån i profilen

$A_{\text{sond}}$  = Spetsens och vingarnas totala tvärsnittsarea

Den på detta vis uppskattade mantelfriktionen vid pelarens underkant, antas sedan vara jämnt fördelad utefter pelarens längd, dvs. vara 0 vid pelarens topp och öka rätlinjigt med djupet inom pelarens längd.

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

Pelarens skjuvhållfasthet beräknas som 0,1 gånger nettotrycket.

Vid användande av de normala sonder som står uppräknade under ”Utrustning” görs ofta en grov preliminär utvärdering där sondens tvärsnittsarea antas vara 0,01 m<sup>2</sup> och en nettokraft av 10 kN antas motsvara en skjuvhållfasthet av 100 kPa. I en slutlig utvärdering skall sondens verkliga mått och effekten av en eventuell förborring beaktas.

### **Användning av mindre pelarsonder**

För pelare med så hög hållfasthet att sonder med normala dimensioner inte kan tryckas ned, används utrustning med mindre dimension på vingtjocklek och vingbredd. Med smala sonder fås inte alltid representativa värden för medelhållfastheten i hela pelartvärsnittet, varför försiktiga val av dimensionerande hållfasthetsvärden skall göras utifrån resultaten från dessa sonderingar. Sondens bredd får inte vara mindre än 200 mm.

Förborring i pelaren kan ytterligare öka det möjliga hållfasthetsområdet och sonderingsdjupet.

Pelarsonder med mindre dimensioner bör ha vingar med minst 15 mm tjocklek och bredd mellan 200–400 mm. I övrigt gäller samma mått och toleranskrav som för vanliga pelarsonder.

Provnings utförs som med vanliga pelarsonder.

Utvärdering av pelarens hållfasthet görs som för vanliga pelarsonder med beaktande av sondens verkliga dimensioner och eventuell förborring. Med hänsyn till att hållfastheten inte kan antas vara representativ för hela pelartvärsnittet skall försiktiga val av dimensionerande hållfasthetsvärden göras.

## **2. OMVÄND PELARSONDERING**

### **Allmänt**

Omvänd pelarsondering är en alternativ metod med vilken odränerad skjuvhållfasthet i bindemedelsstabiliserade pelare kan uppskattas. Metoden är ett komplement till traditionell pelarsondering i djupa pelare, där den traditionella pelarsonderingen kan förväntas gå ur pelarna. När omvärd pelarsondering används bör också traditionell pelarsondering utföras som jämförelse i de övre delarna av pelaren.

Den omvända pelarsondering utförs med en sond försedd med vingar, fäst i en draglina, som placeras under pelarens underkant i samband med tillverkningen av pelaren. Draglinan löper upp genom hela pelaren till markytan. Pelaren kontrolleras genom att lina och sond dras upp genom pelaren när denna uppnått avsedd ålder. Genom att mäta uppdragningskraften och beräkna nettostrycket kan ett värde på den odränerade skjuvhållfastheten uppskattas.

Sonden kan installeras efter pelartillverkning, OPS, eller före pelartillverkning, FOPS. Installeras sonden efter tillverkning av pelaren kan det förutsättas att kontrollpelarna tillverkats på motsvarande sätt som övriga pelare i förstärkningen.

## **2.1 OMVÄND PELARSONDERING MED SONDEN INSTALLERAD EFTER PELARTILLVERKNINGEN, OPS**

### **Allmänt**

Metoden förutsätter att pelarsonden installeras direkt efter att pelaren har tillverkats. Den kan främst användas för provning av pelare med diametrar mellan 500 och 1000 mm.

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

### **Utrustning**

Normalvingen, för olika pelardiametrar, har i stort samma dimensioner som de tidigare beskrivna traditionella pelarsonderna.

För pelare med 500 mm diameter används normalt pelarsonder med vingar med 20 mm tjocklek och bredden 400 mm.

För pelare med 600 mm diameter används normalt pelarsonder med vingar med 15 mm tjocklek och bredden 500 mm. Vid mycket fasta pelare, kan möjligt arbetsområde ökas genom att en vinge avsedd för pelare  $\phi$  500 används.

För pelare med 800 mm diameter används normalt pelarsonder med vingar med 15 mm tjocklek och bredden 600 mm. Vid mycket fasta pelare, kan möjligt arbetsområde ökas genom att en vinge avsedd för pelare  $\phi$  500 alternativt  $\phi$  600 används.

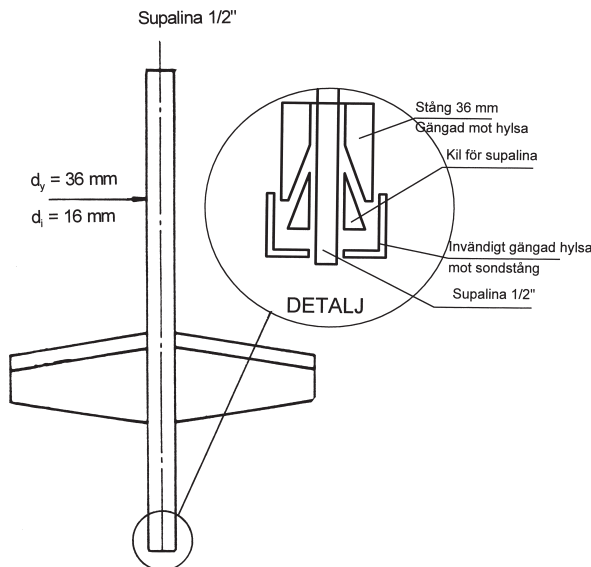
Användande av vingar med mindre bredd medför att inte hela pelarens tvärsnitt provas. Detta medför att extra försiktighet bör iaktas vid val av dimensionerande hållfasthet på basis av dessa resultat.

Den omvända pelarsondens centrumstång är 1,15 m lång och har ytterdiametern 36 mm. Denna sond saknar den traditionella sondens spets, men har en låsanordning för draglinan i nederänden.

Avståndet från sondstångens övre ände till vingarnas övre infästningspunkt är 650 mm.

Stången fästs i en wire eller lina med minst 150 kN brottlast, exempelvis en 1/2" supalina med ca 180 kN brottlast.

Pelarsondens konstruktion framgår av Figur C3.



Figur C3. Principiell utformning av omvänd kalkpelarsond.

#### Toleranser:

Vingtjocklek	$\pm 0,5 \text{ mm}$
Vingbredd	$\pm 10 \text{ mm}$
Avstånd topp – vinginfästning	$\pm 20 \text{ mm}$
Stångdiameter	$\pm 0,5 \text{ mm}$

Vid större avvikelser i vingarnas bredd och tjocklek skall deras verkliga dimensioner anges.

## Utförande

### *Installation av pelarsond*

Pelarsondens övre del och draglinan placeras i ett foderrör som trycks ned genom pelaren tillsammans med sonden. Foderrör och sond drivs ned genom pelaren och ytterligare ca 2 m och om möjligt roteras sonden därefter 90°. Foderrören dras upp och sonden lämnas kvar under pelaren till dess att provningen skall utföras. Avståndet mellan sonden och pelarens underkant är till för att kunna uppskatta mantelmotståndet mot draglinan i pelaren.

Genom registrering av neddrivningsmotståndet under installationen kan bedömas om sonden styr ur pelaren. Om pelaren är vertikal är risken för att sonden styr ur pelaren vid installationen liten jämfört med då den trycks ned under en traditionell pelarsondering.

Den tid efter pelartillverkningen som står till förfogande för att sonden skall kunna tryckas till fullt djup varierar beroende på typ och mängd stabiliseringsmedel, jordart och regionala förhållanden.

*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.

### *Omvänd sondering*

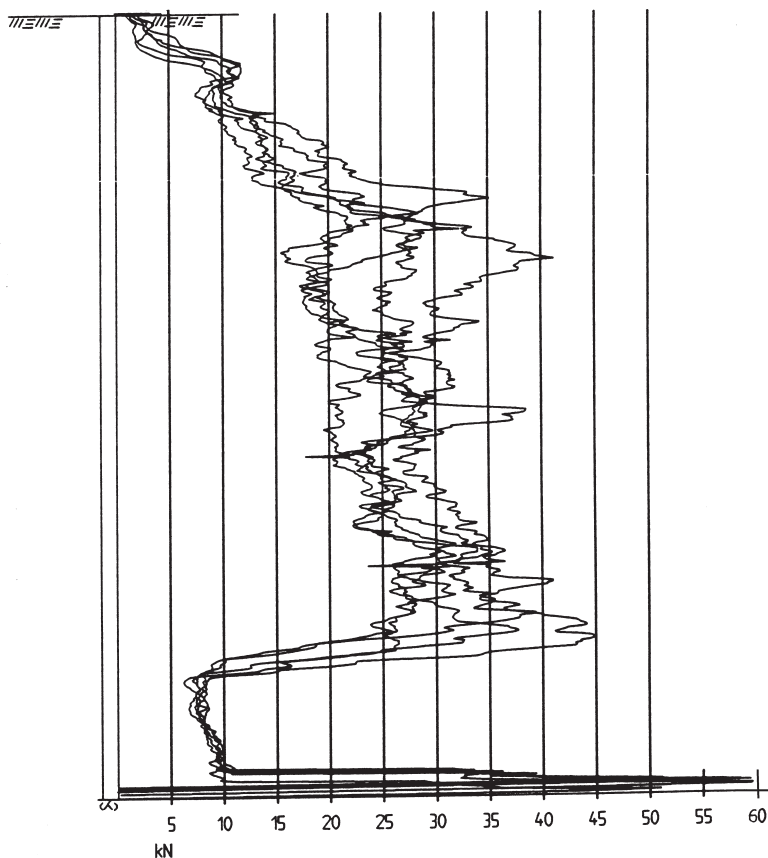
Pelarens överyta skall friläggas före sonderingen.

Den kraft som krävs för att dra loss draglinan är ofta större än den kraft som sedan krävs vid själva sonderingen. Dragkraften när linan dras loss kan uppgå till 60 – 140 kN. För att hindra att linan växer fast alltför mycket, kan man dra upp den någon decimeter efter 2 – 3 dagar.

*För att vanliga geotekniska bandvagnar (kapacitet 50 – 60 kN vid dragbelastning) skall kunna användas bör de förses med en extra domkraft. Bandvagnen skall också vara utrustad med en kraftgivare med vilken dragkraften i linan kan mätas.*

Sonderingen skall utföras med konstant uppdragningshastighet av 20 mm/s  $\pm$  20 % och med kontinuerlig registrering av den totala dragkraften. Eftersom vingen installerats ca 2 m under pelarens underkant kan även andelen friktionsmotstånd mot draglinan av det totala sonderingsmotståndet grovt uppskattas.

Normalt krävs att linan dras upp minst 1 m innan allt som vuxit fast längs denna slitits loss och sonderingsmotståndet nått ett minimum, Figur C4.



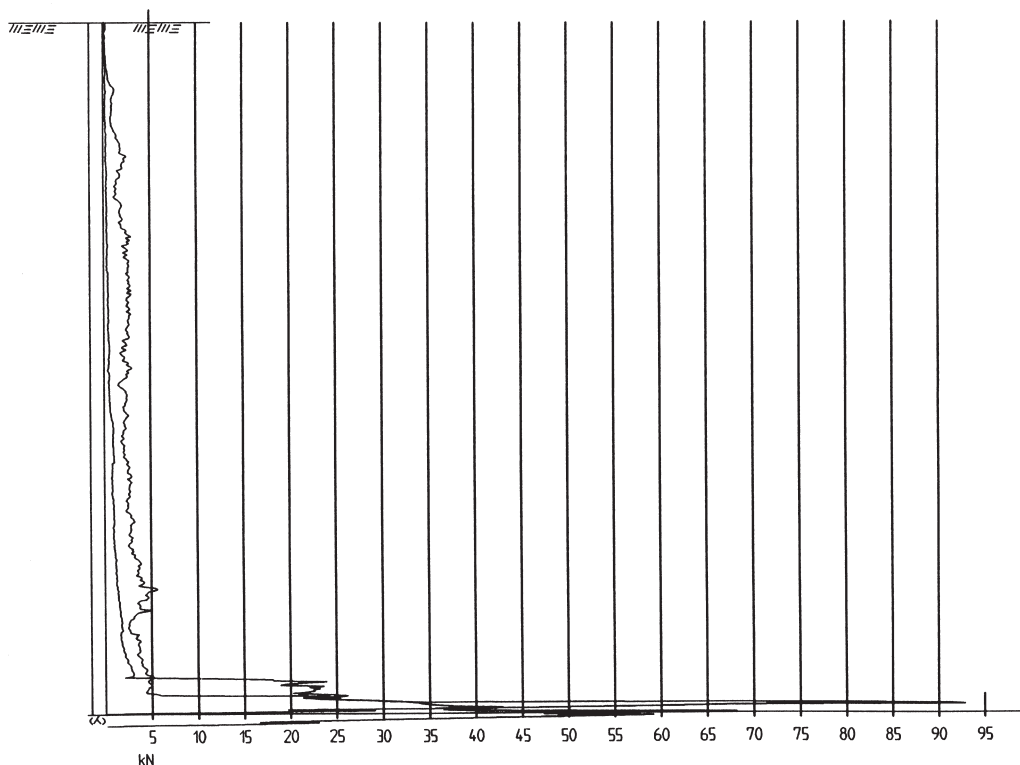
**Figur C 4. Exempel på sonderingsmotstånd vid omvänd pelarsondering.**

Om det finns kvarsittande bitar av pelaren på draglina och sond efter uppdragningen tyder detta på att ett överskott av stabiliseringsmedel kan finnas i pelarcentrum jämfört med det övriga pelartvärsnittet. I detta fall kan sonderingen inte utnyttjas för att uppskatta pelarens genomsnittliga hållfasthet.

Det är lämpligt att några sonderingar utförs tidigare än övriga i kontrollprogrammet för att kontrollera att pelarnas hållfasthetstillväxt inte går snabbare än förväntat.

### **Bestämning av friktionsmotstånd**

För att lättare och bättre kunna uppskatta friktionsmotståndet längs draglinan installeras enbart en lina i så många pelare att det motsvarar 5 – 10 % av det totala antalet omvända pelarsonderingar. Linan får inte vara krökt efter installationen. Provdragning av linorna utförs vid samma ålder som för sönerna. Dragkraften antas motsvara friktionsmotståndet mot linan, Figur C5, och kan jämföras med dragkraften i övriga sonderingar där friktionsmotståndet grovt uppskattas innan sonden går in i pelaren.



**Figur C5. Sonderingsmotstånd vid två omvända pelarsonderingar när linan dras genom pelarna.**

### **Övrigt**

När omvänd pelarsondering utförs skall alla faktorer som kan påverka bedömningen av pelarens hållfasthet noteras, t.ex. sondens dimensioner, förekomst av fyllning eller tjäle, om linan krökts vid installationen och en eventuell bedömning av stabiliseringsmedlets fördelning över pelartvärsnittet.

## Utvärdering av skjuvhållfasthet

Tolkning av skjuvhållfasthet utförs med reduktion av sonderingsmotståndet med hänsyn till friktionsmotståndet längs linan och med hänsyn till sondens dimensioner.

Vid sonderingen registreras det totala sonderingsmotståndet som en dragkraft (kN). Nettokraften beräknas genom att reducera den totala dragkraften med den andel som beror på friktionsmotståndet längs linan. Om endast friktionsmotståndet innan sonden gått in i pelaren utvärderats, antas friktionsmotståndet vara jämnt fördelat utefter pelarens längd, dvs. friktionskraften antas avta linjärt till att bli 0 vid pelarens topp.

Nettotrycket beräknas som nettokraften dividerad med den sammanlagda effektiva tvärsnittsarean hos sondens vingar och stång.

Pelarens skjuvhållfasthet beräknas som 0,1 gånger nettotrycket.

Vid användande av de normala sonder som står uppräknade i avsnitt ”Utrustning” görs ofta en grov preliminär utvärdering där sondens tvärsnittsarea antas vara 0,01 m<sup>2</sup> och en nettokraft av 10 kN motsvara en skjuvhållfasthet av 100 kPa. I en slutlig utvärdering skall sondens verkliga mått beaktas.

Försiktiga val av dimensionerande hållfasthetsvärden skall göras.

## 2.2 FÖRINSTALLERAD OMVÄND PELARSONDERING, FOPS

### Allmänt

Metoden förutsätter att pelarsonden installeras före pelartillverkningen. Den används normalt vid provning av pelare med diametrar mellan 500 – 1000 mm.

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

### Utrustning

Pelarsonden skall ha dimensioner som för OPS men med den övre delen av sondstången utformad så att den passar i den använda pelartillverkningsmaskinen.



## Utförande

### *Installation av pelarsond*

Sonden installeras med ett speciellt blandningsverktyg med ett genomföringshål med en tätande bussning i underkant av blandningsverktyget. Draglinan och sondens överdel trycks in genom bussningen och in i blandningsverktygets kellystång före installationen. Eftersom draglinan löper i det hål där bindemedlet matas ut skall den vara torr och ren. Inblandningsverktyget trycks ned i leran med sondens vingar under verktyget. Vingen trycks ned ca 2 m under pelarens underkant. Efter att vingen installerats kan pelartillverkningen påbörjas kring draglinan från avsedd nivå.

Pelartillverkningen görs således med ett modifierat blandningsverktyg. Förutsättningen för att denna typ av installation skall ge rättvisande hållfasthet i förhållande till de pelare som tillverkas med det vanliga verktyget är att allt stabiliseringsmedel blandas med leran på samma sätt som för övriga pelare i förstärkningen. Ett av villkoren för detta är att stabiliseringsmedel inte får läcka ut mellan wire och blandningsverktyg.

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

### *Pelarsondering*

Sonderingen utförs som för OPS. Vid FOPS skall man vara extra observant på om det finns kvarsittande bitar av pelaren på draglina och sond efter uppdragningen vilket i detta fall kan tyda på att stabiliseringsmedel läckt ut mellan wire och blandningsverktyg vid installationen. I detta fall kan sonderingen inte utnyttjas för att uppskatta pelarens hållfasthet.

### *Bestämning av mantelmotstånd*

Bestämning av mantelmotståndet utförs som för OPS.

### *Övrigt*

I övrigt gäller att samma faktorer som för OPS skall observeras.

### **Utvärdering av skjuvhållfasthet**

Utvärdering av skjuvhållfasthet görs som för OPS. Ett antal undersökningar visar dock att den utvärderade skjuvhållfastheten ur provning med FOPS ofta blir upp till dubbelt så hög som den som utvärderas med övriga pelarsonderingsmetoder. Detta antas bero på inverkan av det annorlunda inblandningsverktyget och de uppmätta hållfastheterna skulle därmed inte vara relevanta. En

stor försiktighet bör därför iakttas vid användning av de utvärderade hållfastheterna, såvida dessa inte har verifierats genom parallella provningar med andra metoder.

### **3. CPT-SONDERING I STABILISERAD JORD**

CPT-sondering kan utföras i stabiliserad jord med samma utrustning som för vanlig jord. Nedträngningsförmågan är större än för kalkpelarsondering på grund av den mindre basytan, men samtidigt provas endast en mindre del av pelarens tvärsnitt. Problem med att sonden styr ut ur pelaren inträffar också ofta. Av dessa anledningar används ofta utrustningar med 44 mm sond- och stångdiameter, vilket ger en något större basyta men framförallt en betydligt styvare sonderingsutrustning. CPT-sonder är idag normalt också utrustade med inklinometrar så att det är lättare att se när de börjar vika av från den tänkta sonderingsriktningen. CPT-sondering utförs idag enligt SGF:s rekommenderade standard och en europeisk standard är under utarbetande.

En noggrann ansättning av sondspetsen i pelarens centrum och noggrann inriktning i pelarens riktning är viktigt för att minska risken för att sonden skall styra ut ur pelaren.

CPT-sondering kan kombineras med förborring, så att sonden efter att ha börjat styra ur pelaren dras upp, ett något större hål borras ned till eller förbi detta djup med roterande borrustrustning med borrkrona, normalt Jb-sondering, varpå CPT-sonderingen återupptas från botten av det förborrade hålet. På detta vis kan som regel hela pelarens längd provas.

Vid CPT-sonderingen provas endast en liten del av pelarens tvärsnitt, vilket medför att resultaten är mindre representativa för hela pelarens egenskaper. Detta gör att metoden oftast inte används som ensam provningsmetod utan främst som komplement till kalkpelarsondering i de fall den senare inte kan utföras till fullt djup. Om CPT-sondering används som huvudsaklig provningsmetod krävs ett större antal provningar. Den goda upplösningen medför att CPT-sondering är bättre på att detektera svaghetszoner i eller under pelarna än övriga metoder.

Utvärdering av odränerad skjuvhållfasthet ur resultat från CPT-sondering sker enligt

$$\tau_{fu} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad \text{alternativt} \quad \tau_{fu} = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_c}$$

- där
- $\tau_{fu}$  = odränerad skjuvhållfasthet, kPa
  - $q_t$  = totalt spetstryck, kPa
  - $\sigma_{v0}$  = totalt överlagringstryck, kPa
  - $N_{kt}$  = konfaktor för totalt spetstryck
  - $q_c$  = mätt spetstryck, kPa
  - $N_c$  = konfaktor för okorrigerat uppmätt spetstryck

$q_t$  är det totala spetstrycket, som är det mätta värdet på spetstrycket korrigerat för portryckseffekter. Vid sonderingar i stabiliserad jord mäts inte alltid portrycket. I detta fall kan det mätta värdet på spetstrycket,  $q_c$ , användas eller alternativt det rådande in situ portrycket vid korrigeringen. I detta fall bör sonder med en hög areafaktor,  $a$ , användas för att minska inverkan av portrycket. Felet på grund av att det portryck som genereras under själva sonderingen inte beaktas är normalt mindre i stabiliserad jord än i lös finkornig jord.

Konfaktorerna  $N_{kt}$  respektive  $N_c$  är osäkra i stabiliserad jord. I homogen lera används normalt konfaktorer  $N_{kt}$  i storleken 14 – 18. För heterogen och sprickig jord används högre konfaktorer. För normala stabiliserade pelare har värden för  $N_c$  och  $N_{kt}$  mellan 15 och 25 föreslagits, medan faktorer upp till 30 har rekommenderats för mycket hårda pelare.

För att bättre kunna bedöma hur representativt resultat från CPT-sondering är för pelarnas egenskaper kan resultaten kalibreras mot de resultat som erhålls vid parallella kalkpelarsonderingar. CPT-sonderingar bör utföras i en sådan omfattning att resultaten kan behandlas statistiskt och medelvärden samt standardavvikelser beräknas.

Sneda CPT-sonderingar kan användas för kontroll av överlappning i pelarskivor, gitter och block.

#### 4. ÖVRIGA SONDERINGSMETODER

Utomlands har också andra sonderingsmetoder använts för kontroll av stabiliserad jord. I länder där **SPT-sondering** är den förhärskande undersökningsmetoden i fält, har den också applicerats i stabiliserad jord. Metoden används dock inte i Sverige och några utvärderingsmetoder som skulle kunna användas här finns inte.

**Hejarsondering** har använts utomlands, främst på pelare tillverkade enligt den våta metoden i Japan. Metoden är grov och används främst på grund av dess nedträngningsförmåga även i mycket hårda pelare av stabiliserad jord. De använda sonderingsmetoderna skiljer sig från svensk hejarsondering och någon utvärderingsmetod som skulle kunna appliceras direkt för svenska förhållanden finns inte.

Klassisk **Jb-sondering** har hittills inte använts för kontroll av stabiliserad jord. Jb-sondering med mångkanalregistrering skulle möjligen kunna användas i mycket hårda pelare. I Japan har liknande metoder med rotationsborrning med en skärande borrkrona och mätning av borrhingsenergin använts, och borrhingsenergin har kunnat kopplas till pelarnas fasthet. Någon färdig metod och utvärdering som kan användas för svenska förhållanden finns dock inte.

Den nya metoden Jb-tot (eller totalsondering) har provats vid ett tillfälle i stabiliserad jord i Sverige. I och med att utrustningen roteras samtidigt som den trycks ned kan förutsättningarna vara relativt goda för att den skall gå rakt ned och inte styra ut ur pelarna. Mätnoggrannheten för tryckkraften är sämre än för CPT-sondering men borrkronan har större diameter och den provade volymen är därmed större. Stångfriktionen inverkar på resultatet, men kan minimeras genom vattensmörjning. Vid drivning med enbart tryck och rotation kan hållfastheten uppskattas ur neddrivningsmotståndet. Inverkan av rotationen är svår att bedöma, men bortsett från denna bör spetsfaktorn teoretiskt ligga mellan den för pelarsonden och den för CPT-sondering. Erfarenheten av metoden är mycket begränsad.

## 5. VINGFÖRSÖK I STABILISERAD JORD

Vingförsök är en traditionell metod att bestämma den odränerade skjuvhållfastheten i kohesionsjord. För mätning av hållfastheten i stabiliserad jord har olika vingar tagits fram. Dessa har i likhet med de vingar som används i t.ex. lermörän betydligt tjockare vingblad än de som används i lös lera. Storleken av vingen blir en kompromiss av önskemålet att kunna mäta i en stor volym av det ofta heterogena materialet och begränsningen att momentet inte får bli för stort.

Vanliga registreringsinstrument för vingförsök kan normalt inte användas och de momentnycklar som används vid manuella försök har begränsade mätområden. Även vingar och stångsystem kan endast uppta begränsade momentkrafter.

Vingförsök kan därmed endast utföras i pelare med begränsad hållfasthet. Begränsningen i maximal skjuvhållfasthet som kan mätas ligger normalt mellan 125 och 250 kPa.

Vid neddrivningen av vingen till provningsnivån kan neddrivningskraften mätas och man får då ett slags kombinerad pelarsondering och vingprovning. Sondringen utförs dock i detta fall med en mycket mindre sond än vanligt och resultatet blir motsvarande osäkrare.

Utvärderingen av vingförsök i kalkpelare sker som för all annan jord, se t.ex. SGF:s rekommenderade standard för vingförsök. Några definierade krav på väntetid mellan vingens installation och försökets utförande finns dock inte i detta fall och inte heller någon specificerad tid från start av momentpåläggning till brott. En ny europeisk standard, som avser att även inrymma försök i mycket fast jord, är under utarbetande.

Den odränerade skjuvhållfastheten utvärderas ur uppmätt moment och den aktuella vingens dimensioner. För vingar med rektangulär form och det vanliga höjd/ diameterförhållandet  $H = 2D$  gäller sambandet

$$\tau_{fu} = \frac{6 M_{max}}{7 \pi D^3}$$

där  $D$  = vingens bredd, m

$M_{max}$  = maximalt uppmätt moment vid vingens vridning, kNm

För vingar med andra höjd/diameterförhållanden, och för vingar med rundade hörn och/eller avfasade vingblad nertill så att de inte längre är rektangulära, skall vingens omskrivna mantelyta och momentarmen för denna till vingens centrumaxel beräknas och användas i utvärderingen.

Någon korrektion av de utvärderade hållfasthetsvärdena görs normalt inte för stabiliserad jord.

Erfarenheterna från vingförsök i stabiliserad jord varierar, vilket bland annat kan bero på utrustning och utförande, men troligen också till stor del beror på homogeniteten i den stabiliserade jordmassan. Problem med vingar som styr ut ur pelare redan på små djup är vanliga.

## 6. PRESSOMETERFÖRSÖK

Pressometerförsök i stabiliserad jord har använts vid några tillfällen. Dessa försök har fördelen att en relativt stor volym av den stabiliserade jorden involveras i provningen. Samtidigt kan inte variationer i pelares kvalitet inom mindre djupintervall observeras och belastningssituationen i försöket motsvarar normalt inte en stabiliserad pelares funktion i bruksstadiet. Ur dessa synpunkter är försöket mer relevant för masstabiliserad jord än för pelare och skivor av stabiliserad jord.

Metoden är tidskrävande och fordrar förborring av provningshål av god kvalitet, dvs. med jämna hålväggar och liten störning. Den används därför normalt inte för produktionskontroll, utan har främst kommit till användning i forskningsprojekt.

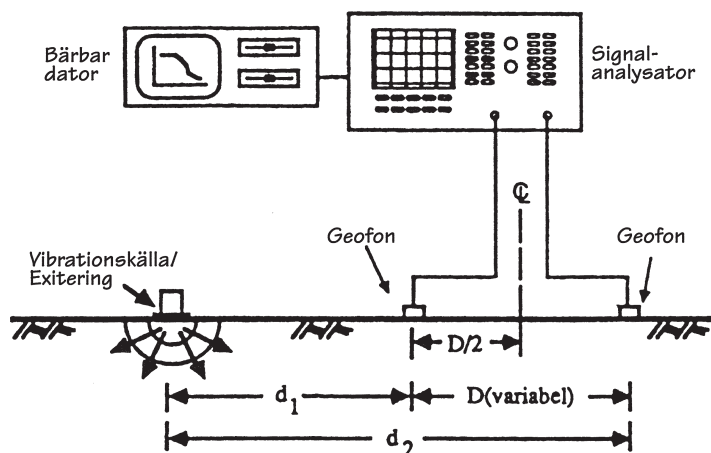
## 7. TRYCKNING AV HELA PELARE I FÄLT

En metod att testa hela pelare i fält är att installera ett dragankare under pelaren och en draglina genom pelaren på samma sätt som vid förinstallerad omvänd pelarsondering. Detta dragankare skall inte dras upp genom pelaren, utan fungera som en undre tryckplatta som fördelar kraften från draglinan jämnt över pelarens underyta. Vid provningen appliceras en motsvarande tryckplatta på pelarens överyta med ett centriskt hål för draglinan. Draglinan dras loss och friktionen mot denna mäts som vid omvänd pelarsondering, och hela pelaren trycks sedan med en domkraft som placeras på den övre tryckplattan och drar i linan. Dragkraften ökas successivt och denna och linans rörelse registreras kontinuerligt. Ur den registrerade kraft-rörelsekurvan kan sedan pelarens lastförmåga och en genomsnittlig elasticitetsmodul uppskattats. För det senare måste uppmätt rörelse först korrigeras för egentöjning i linan och deformationer som uppenbart härrör från anliggningsproblem vid ändplattorna.

Metoden har främst använts i forskningssyfte och då har också instrumentering som gjort det möjligt att mäta pelarens deformation i olika djupintervall installerats.

## 8. SEISMISKA PROVNINGSMETODER

Seismiska provningsmetoder används i allt större utsträckning inom geotekniken. För stabiliserad jord är olika tekniker under utveckling även om ingen ännu, (vid ingången av 2005), används i någon större omfattning för produktionskontroll. De tekniker som kommit längst och förefaller mest användbara för stabiliserad jord är ytvågsseismik för masstabilisering och down-hole (eller up-hole) skjuvvågsmätning i stabiliserade pelare.



Figur C6. Exempel på utrustning och mätuppställning vid ytvågsseismik. (Svensson 1998)

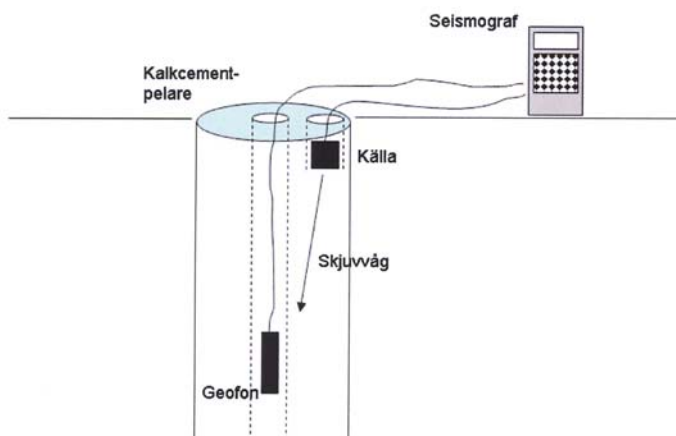
Vid ytvågsseismik placeras minst två geofoner i en mätlinje på markytan och en ytvåg (Raleigh-våg) skapas med en vibrationskälla i mätlinjens ändpunkt, Figur C6. Gångtiden för vågor med olika frekvenser till geofonerna mäts. Genom att ytvågor med olika frekvens når olika djupt kan våghastighetens variation med djupet analyseras. Genom att successivt förflytta mätlinjen kan också variationen längs en sträcka kartläggas. Ytvågens hastighet är kopplad till skjuvvågshastigheten och den senare är kopplad till jordens initiella skjuvmodul.

Utvärderingen av skjuvvågshastighetens variation görs med hjälp av datorprogram, som inrymmer vissa antaganden och därmed vissa osäkerheter. Dessa utvärderingsmetoder har utvecklats i rask takt under senare år och en relativt god översiktlig bild av styvhetsvariationen i jordmassan kan som regel erhållas. Upplösningen beror bl.a. på antalet mätningar med olika geofonavstånd, vilket också påverkar tiden för mätning och utvärdering.

Skjuvvågmätning i pelare görs som regel genom att ett centriskt hål skapas i pelaren. I detta hål kan ett system av geofoner sänkas ned vid mättillfällena. Systemet kan bestå av en ensam geofon, en kedja av geofoner med ett fast inbördes avstånd, eller en kedja av geofoner med en vibrationskälla i kedjans ena ände. Alternativt kan ett antal geofoner installeras på olika djup i samband med pelarens tillverkning. Dessa kan då inte flyttas eller återvinnas.

Då enbart geofoner installeras i mät hålet skapas skjuvvågen med en vibrationskälla vid pelarens topp och gångtiden för vågen ned till geofonen mäts. Fördelen med att använda flera geofoner är att mätningen går snabbare och att man kan mäta och jämföra ankomsttiden för samma skjuvvåg till olika geofoner. Det senare gör mätningen säkrare. Då även vibrationskällan placeras i mät hålet sätts den ofta längst ned i kedjan och mätningen sker då för vågor som går nedifrån och upp, (up-hole mätning).

Mät hålet kan skapas genom borrhning efter att pelarna tillverkats. Det kan också skapas genom att ett plaströr trycks ned med hjälp av den maskin som använts vid tillverkning av pelaren medan denna ännu står på plats. Inblandningsverktyget byts då mot ett stångsystem med vars hjälp röret trycks ned. Denna metod har nyligen provats med gott resultat. Den tid som står till förfogande för operationen är av samma storlek som den tid under vilken man kan installera sond och draglina vid omvänd kalkpelarsondering med sonden installerad efter tillverkningen, dvs. cirka 0,5 timme efter tillverkningen av en kalkpelare, cirka 1 timme efter tillverkning av en kalkcementpelare och 1 – 3 timmar efter tillverkning av en cementpelare. I de fall en vibrationskälla på pelartoppen skall användas bör dessutom ett kortare rör vid sidan av centrumhålet installeras i pelarens övre del. Det har visat sig vara svårt att etablera en god kontakt och därmed få distinkta skjuvvågor med källor som ligger ovanpå pelartopparna och det kortare röret som växer fast i pelarens topp då denna härdar kan sedan användas för vibrationskällan, Figur C7.

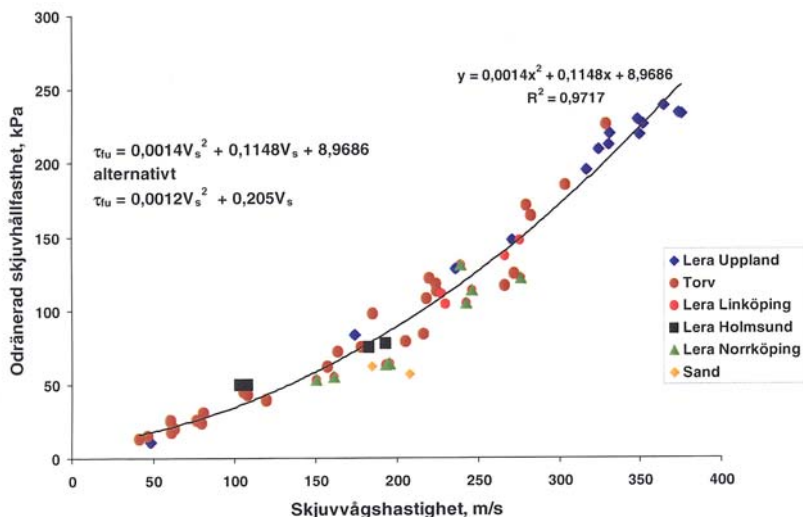


Figur C7. Exempel på utrustning och mätuppställning vid down-hole seismik. (Mattsson 2004)



Ur resultaten utvärderas skjuvvågshastighetens och den initiella skjuvmodulens variation med djupet. I ostabiliserad jord beror värdet på dessa parametrar främst på rådande effektivtryck i jorden samt dess överkonsolideringsgrad och portal. För normalkonsoliderad och svagt överkonsoliderad finkornig jord kan man istället uttrycka skjuvvågshastigheten och den initiella skjuvmodulen som funktioner av den odränerade skjuvhållfastheten och jordens flytgräns.

I kemiskt stabiliserad jord relateras jordens relativa styvhet, dvs. förhållandet mellan skjuvhållfasthet och skjuvmodul, främst till typ av bindemedel och jord. Mer detaljerade studier tyder på att sambandet beror på uppnådd skjuvhållfasthet och vilken spänningssituation som råder, vilket skulle innebära att sambandet mellan modul och skjuvhållfasthet inte är linjärt och att det skulle variera med djup under markytan. Dessa relationer och observationer avser dock moduler vid relativt stora skjuvtöjningar och om de är relevanta även för den initiella skjuvmodulen är inte klarlagt. De relationer mellan odränerad skjuvhållfasthet och initiell skjuvmodul som tagits fram för naturlig jord kan därmed inte användas direkt för stabiliserad jord utan nya relationer måste etableras och provas från fall till fall. En uppfattning om kopplingen mellan uppmätt skjuvvågshastighet och uppnådd skjuvhållfasthet för den aktuella jorden och bindemedelsblandningen kan erhållas vid förprovningen i laboratoriet om de enkla tryckförsöken för bestämning av skjuvhållfasthet kompletteras med skjuvvågmätning med böjelement (bender elements) just innan tryckförsöket startas. Resultat från denna typ av mätningar återges i Figur C8.



**Figur C8. Exempel på uppmätta samband mellan skjuvhållfasthet och skjuvvågshastighet i enkla tryckförsök kompletterade med mätningar med böjelement. (Larsson et al. 2005)**

Ytterligare referensdata erhålls om de seismiska provningarna kompletteras med ett antal kalkpelarsonderingar i motsvarande stabiliserad jord.

En fördel med seismiska mätningar är att de är icke-förstörande. Mätningarna kan således upprepas många gånger vid olika tidpunkter och hållfasthetstillväxten i en och samma pelare eller jordmassa kan studeras. Den provade jorden är också intakt och kan användas fullt ut i den aktuella konstruktionen. Provningen kan också normalt utföras till fullt djup i pelare, dvs. till ungefär samma djup som omvänd pelarsondering.

Den initiella skjuvmodul som uppmäts omvandlas ofta empiriskt till skjuvmodul och elasticitetsmodul för större deformationer och mer normala töjningar i ett brukstadium. Ett underlag för denna empiriska omvandling har byggts upp för olika typer av naturlig jord och utökas fortlöpande. Något motsvarande underlag för stabiliserad jord finns ännu inte.

## 9. PROVTAGNING

Provtagning i stabiliserad jord görs som regel med någon form av kärnbörningsutrustning. För att proverna skall vara representativa för den stabiliserade jordmassan skall de vara så stora som möjligt, enligt japanska rekommendationer minst 150 mm i diameter. Så stora kärnprovtagare används normalt inte i Sverige, varför prover tagna med kärnprovtagare Geobor-S med 102 mm diameter normalt får räcka. Proverna skall tas ur provtagaren och transporteras och förvaras så att inga böj- och dragspänningar uppstår, ingen extra sprickbildning uppstår och att ingen frysning eller uttorkning sker. Normalt förvaras proverna i klimatrums vid cirka 7 °C. Tiden mellan provtagning och provning skall vara så kort som möjligt eftersom kemiska reaktionsprocesser fortgår i provet under lagringstiden.

Upptagna prover av stabiliserad jord bör provas genom konsoliderade triaxialförsök med konsolideringsspänningar som motsvarar de som råder på provtagningsnivån i jorden. Provtagningen medför alltid en risk för störning och sprickbildning i provet. Effekten av detta minskas genom rekonsolideringen. Denna medför också att in situ förhållandena bättre efterliknas vid provningen och att relevantare provningsresultat fås också ur denna aspekt.

För tagning av ännu större prover finns specialprovtagare som kan ta upp hela pelare. Dessa används dock normalt inte i produktionskontroll utan främst i forskningssyfte, för verifikation av blandningen med nya inblandningsmetoder och liknade ändamål.

Ytterligare information om olika provningsmetoder i fält återfinns bl.a. i följande skrifter :

Axelsson (2001)	SD Rapport 8
Christensen et al. (1999)	SD Arbetsrapport 9
Hansson et al. (2000)	SD Arbetsrapport 12

Axelsson and Rehnman (1999)  
Halkola (1999)  
Holm and Ruin (1999)  
Hosoya et al. (1996)  
Larsson et al. (2005)  
Porbaha (2002)  
Rogbeck (1999)  
Svensson (1998)  
Svensson et al. (2004)  
Watn et al. (1999)  
Åbjörn och Linnér (1995)

Baker et al. (2005)	Deep Mixing '05
Jelusic och Nilsson (2005)	Deep Mixing '05
Larsson (2005)	Deep Mixing '05
Lawson et al. (2005)	Deep Mixing '05
Mattsson et al. (2005)	Deep Mixing '05

## APPENDIX D

### PERMEABILITET I BINDEMEDELSSTABILISERAD JORD

Vid inblandning av bindemedel i jord sker ett antal processer som påverkar permeabiliteten:

- Jorden tillförs en mängd små partiklar av fast materia som i sig är impermeabla.
- Dessa partiklar reagerar med vattnet i jorden, sinsemellan och med jordens partiklar och bildar olika reaktionsprodukter
- Luft blåses in i jorden och blir delvis kvar
- Inblandningsverktygets centrumstång kan lämna ett mer eller mindre poröst hål efter sig centralt i pelaren.

Efter inblandningen fortgår de kemiska processerna och luft i den bindemedelsstabiliserade pelaren avgår delvis och löses delvis i porvattnet. Den bindemedelsstabiliserade jorden belastas, vilket medför att den komprimeras och att eventuella sprickor och hålrum sluts, samtidigt som nya sprickor kan skapas vid höga belastningar.

Relationen mellan de olika inverkanse faktorerna beror på typ av bindemedel, hur väl blandad den stabiliserade jorden är samt hur stor belastning som påförs och i vilket skede av härdningsprocessen detta görs.

Den mest fullständiga inblandningen åstadkoms som regel i laboratoriet. Inblandningsförsök på laboratoriet har visat att vid inblandning av kalkbaserade bindemedel erhålls ofta en initiell förhöjning av permeabiliteten av upp till cirka 5 ggr. Vid inblandning av cement sker normalt ingen större förändring i permeabiliteten utom när stora mängder tillsätts i torv. I detta fall, liksom vid höga halter av slagg i bindemedlet, minskar permeabiliteten. Den initiella ökningen i permeabilitet vid kalkinblandning antas bero på att jorden flockulerar och porstorleken ökar i något högre grad än vid cementinblandning samtidigt som tillkomsten av reaktionsprodukter inledningsvis är relativt liten. I samtliga fall minskar sedan permeabiliteten med tiden allteftersom reaktionsprocesserna fortgår och delar av porvattnet binds i olika reaktionsprodukter. Efter en viss tids härdning är permeabiliteten genomgående ungefär lika med den ursprungliga i jorden eller lägre.

I de flesta fall ligger förändringen i permeabilitet i laboratoriet inom en tio-potens. Det främsta undantaget är torvprover, där stora bindemedelsmängder tillsätts och proverna dessutom belastas innan de hunnit härda. Detta medför en avsevärd hålrumsminskning, dels på grund av kompressionen, dels på grund av att hålrummen fylls med fasta partiklar. Resultaten blir att permeabiliteten i dessa prover ofta minskar med flera tio-potenser.

Permeabiliteten i bindemedelsstabiliserade pelare i fält är svårare att uppskatta. I princip gäller att ju bättre blandade, homogenera och fastare pelare, desto lägre permeabilitet. Skulle blandningen fullt ut motsvara den i laboratoriet och ingen luft, sprickor eller kanaler finnas gäller också samma förhållanden för permeabiliteten som i laboratoriet. Erfarenheter från Japan, där cement blandas in med den våta metoden och ingen luft således blåses in visar att permeabiliteten i sådana pelare, liksom i laboratoriet, som regel är lika med eller lägre än i ursprunglig jord.

Permeabiliteten i pelare kan mätas med presso-permeameterförsök, permeabilitetsförsök i filterspetsar eller på upptagna prover av pelare. Fältförsöken kan medföra problem med läckage, igensättning av filter och liknande. Upptagna prover skall vara stora för att vara representativa och bör rekonsolideras i triaxialapparat eller permeabilitetscell, så att sprickor som uppstått på grund av provtagning och hantering åter försluts. Hittills utförda permeabilitetsprovningar av pelare tillverkade med den torra metoden tyder på att permeabiliteten i pelarna är högre eller lika med den ursprungliga permeabiliteten i jorden. Variationen i mätvärdena ligger inom 1 – 100 ggr permeabiliteten i jorden. Mätvärdena varierar ofta kraftigt mellan olika pelare i samma område. De högsta värdena har mätts på plats i fält, men har ofta försetts med reservationen att läckage inte kan uteslutas. Motsvarande värden i laboratoriet har ofta varit lägre. Värden på upp till 80 ggr högre permeabilitet har dock uppmätts i laboratoriet på upptagna prover av pelare med mycket dålig kvalitet och inblandning. En annan observation som gjorts är att permeabiliteten kan vara betydligt högre i pelarens övre del än på större djup. Så har t.ex. en ökning av permeabiliteten med upp mot 100 ggr uppmätts på 3 m djup, cirka 2 ggr på 6 m djup och en permeabilitet lika med ursprunglig jords på större djup uppmätts i en undersökning. Att pelarens kvalitet som regel är sämre i den översta delen är ett känt faktum, vilket också påverkar permeabiliteten. Beroende på tillverkningsätt och jord har i vissa fall ett öppet hål dessutom observerats i centrum av pelarens övre del, vilket delvis bidragit till uppfattningen av pelare skulle fungera som dräner. Permeabilitetsmätningar har på motsvarande sätt i vissa fall visat på en högre permeabilitet i pelarens centrum än dess övriga delar.

Förutom att permeabiliteten sjunker med tiden på grund av de kemiska härdningsprocesserna, kan den sjunka på grund av att pelaren komprimeras och porvolymen minskar och sprickor sluts. Innesluten luft i pelaren verkar på flera olika sätt. Stora luftfickor som kan pressas ut genom befintliga sprickor och kanaler innebär initieilt en skenbart högre permeabilitet. Inneslutna luftfickor komprimeras vid belastningar och portrycksökningar och ger skenbart ett snabbare initieilt konsolideringsförlopp. Dessa medför dock sedan att portrycksutjämningen går långsammare på grund av att luften åter utvidgas då portrycket sjunker. Inneslutna gasblåsor medför en lägre permeabilitet, men denna kan öka med tiden om gasblåsorna löses upp i porvattnet.

Vid höga belastningar av speciellt hårda och spröda pelare kan sprickbildning uppstå, vilket ökar permeabiliteten.

Permeabiliteten i bindemedelsstabiliserade pelare av måttligt hög kvalitet, dvs. mjuka och halvhårda pelare kan således antas vara något högre än eller ungefär lika med den i ursprunglig jord. Den når dock inte till närmelse upp till de värden som schablonmässigt ansätts vid de förenklade metoderna för beräkning av konsolideringsförlopp. Dessa värden beskriver istället till stor del den process där alltmer av belastningen på jorden överförs till de styvare pelarna och porövertrycken i jorden därmed minskar och sättningarna avstannar. Dessutom sker en viss vattenupptagning av det efter inblandningen inte helt vattenmättade materialet. Försök har gjorts att utnyttja bindemedelsstabiliserade pelare som dräner och sänka höga vattentryck i underliggande jordlager. Detta har inte fungerat. Permeabiliteten i hårda pelare kan förväntas vara av samma storlek som den för naturlig jord.

I Kina har man på senare tid genomfört installationer av bindemedelsstabiliserade pelare i kombination med vertikaldräner för att minska porövertryck och jordrörelser vid pelarinstallationen samt att påskynda den efterföljande konsolideringen.

Permeabilitetsmätningar i masstabiliserad torv har visat på permeabiliteter som är 10 – 1 000ggr lägre än i den ursprungliga torven.

Detta appendix baseras i huvudsak på följande skrifter där också ytterligare information om permeabilitet i bindemedelsstabiliserad jord återfinns:

Baker (2000)	SD Rapport 7
Viberg et al. (1998)	SD Arbetsrapport 8
Banverket och Chalmers tekniska högskola (1996)	
Bengtsson och Åhnberg (1995)	
Jelusic and Leppänen (2000)	
Liu et al. (2005)	
Okumora (1996)	
Ulfheden och Gillholm (1995)	
Åhnberg (2003)	
Baker et al. (2005)	Deep Mixing '05
Tokunaga et al. (2005)	Deep Mixing '05
CDIT (2002)	Japansk handbok

## APPENDIX E

### HÅLLFASTHETS- OCH DEFORMATIONSEGENSKAPER I BINDEMEDELSSTABILISERAD JORD

Hållfastheten i bindemedelsstabiliserad jord beror huvudsakligen på :

- Typ av jord.
- Typ av bindemedel.
- Mängd av bindemedel.
- Inblandning.
- Tid och temperatur efter inblandning.
- Konsolideringsspänningar.

Dessa faktorer beskrivs närmare i Appendix A och H. Eftersom hållfastheten varierar med tiden efter inblandningen är denna inget fast värde utan ökar med tiden. Tidigare laboratoriestudier har visat att hållfasthetsökningen pågår under minst ett år och senare uppföljningar i fält har visat att påtagliga hållfasthetsökningar också sker inom tidsintervallet 1 – 10 år. Samtidigt sker ofta en migration av kalciumjoner ut från pelaren till omgivande jord. Detta innebär att hållfastheten i en zon vid pelarens periferi blir lägre än i dess centrum och t.o.m. kan minska med tiden. Enligt japanska undersökningar ökar zonens utbredning med logaritmen för tiden och kan efter 100 år förväntas uppgå till cirka 100 mm. Detta gäller för pelare inneslutna i lera. Pelare i direkt kontakt med fritt vatten urlakas hastigare. Den mer detaljerade hållfasthetsutvecklingen med tiden styrs främst av typ och mängd av bindemedel samt typ av jord.

De mer detaljerade hållfasthets- och deformationsegenskaperna i bindemedelsstabiliserad jord är främst studerade i laboratorium. Dessa studier gäller homogena provkroppar med god bindemedelsinblandning. Vid överförande av dessa resultat till fältförhållanden måste beaktas att den bindemedelsstabiliserade jorden där ofta har en sämre inblandning och därmed är mindre homogen. Hållfasthetsegenskaperna styrs då av olika svaghetsplan i den stabiliserade jordmassan och dessutom måste olika brottstyper och belastningsfall som inte ingår i laboratorieprovningsen beaktas, t.ex. böjning, knäckning, skjuvning i horisontella och vertikala svaghetsplan och samverkan med omgivande jord. På motsvarande sätt uppstår ofta en stor del av sättningar och andra deformationer i olika svaghetspartier i den stabiliserade jordmassan, som pelartoppar och eventuella andra skikt med sämre inblandning. Hållfasthets- och deformationsegenskaperna i bindemedelsstabiliserad jord är därmed i hög grad en fråga om utförande



av stabiliseringen i fält, och i vad mån de egenskaper som uppmätts i laboratoriet kan överföras till fältförhållanden beror på hur väl inblandningen i fält lyckas. I många fall där inblandningen i fält är god kan egenskaperna i fält dock visa sig bättre än de som uppskattats ur laborieförsök, vilket bland annat beror på högre spänningar och högre temperaturer under härdningen i fält.

Erfarenheter visar att i västsvensk marin lera erhålls vid provning i fält oftast hållfasthetsvärden i storleken 1 – 3 ggr de värden som erhållits vid förprovning i laboratoriet vid motsvarande tid efter inblandning. I extrema fall har skillnaden varit upp till 6 ggr. Någon motsvarande högre hållfasthet i fält har dock inte uppmätts i organiska jordar. För lera i Mälardalen har motsvarande relation varit 0,5 – 4 ggr och hållfasthetstillväxten har varit långsammare. Relationen är inte enbart relaterad till typ av jord utan också till hållfasthetsnivån. Den uppmätta skjuvhållfastheten i fält är ofta högre än vad som uppskattats i laboratoriet när den senare är mindre än 100 kPa, ungefär lika vid skjuvhållfastheter mellan 100 och 200 kPa och lägre då hållfastheten i laboratoriet är högre än 200 kPa. Från Japan, där mycket höghållfasta (hårda) pelare ofta används har rapporterats att hållfastheten i fält ofta endast uppgår till 20 – 50 % av vad som uppmätts i laboratoriet.

Bortsett från rena svaghetsplan finns alltid en viss variation i egenskaperna i en bindemedelsstabiliserad jordmassa, även om denna kan minimeras genom god inblandning. Detta medför att det alltid finns ett visst volymsberoende för de provade egenskaperna, och för att få fullt rättvisande egenskaper måste en stor jordvolym, helst hela pelartvären provas. Detta sker dock endast undantagsvis genom tryckning av hela pelare i fält eller provning av hela pelarsegment med full diameter i laboratorium. Att prova ett stort antal mindre provkroppar ger inget rättvisande medelvärde. Studier på pelare med 1 m diameter har t.ex. visat att provning av hela volymen gav en hållfasthet som endast var cirka 70 % av medelvärdet av ett stort antal delprover. Provningsresultaten från de normalt relativt små och homogena provkropparna i laboratoriet måste därför alltid verifieras i fält, vilket dock normalt görs med relativt grova metoder som inte täcker hela tvärsnittet och med vilka ingen mätning av deformationsegenskaperna görs. Normalt finns därför en stor osäkerhet i antagna hållfasthets- och deformationsegenskaper, vilket måste beaktas vid dimensioneringen.

Hållfastheten som bestäms vid provning i fält varierar normalt från pelare till pelare. Varje provningsomgång bör därför omfatta minst 5 pelare. Hållfastheten i pelare i fält antas ofta vara lognormalfördelad. Även resultaten från de homogena provkropparna vid förprovning i laboratoriet varierar. Dubbelprovning

är därför att rekommendera, speciellt om provning endast utförs vid ett fåtal provningstillfällen. Provkroppar bör finnas i reserv för kontroll av udda försöksresultat, jfr Appendix B.

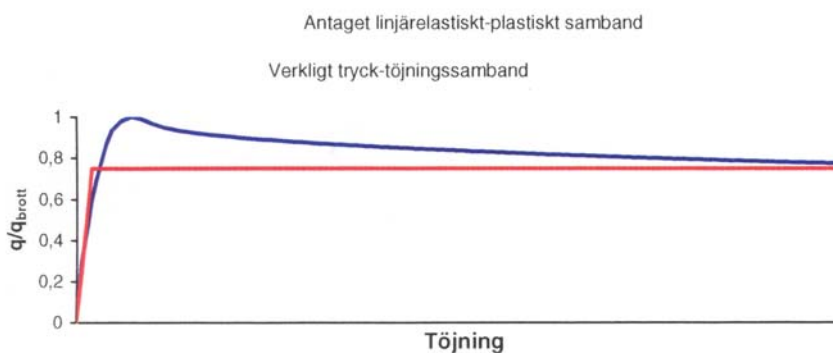
I laboratoriet bestäms hållfastheten normalt med enaxliga tryckförsök, och ibland med triaxialförsök. Enaxliga tryckförsök ger endast den odränerade skjuvhållfastheten för fallet utan något omgivande sidotryck. Odränerade triaxialförsök med låga konsolideringsspänningar har visat sig ge ungefär motsvarande värden som de enkla tryckförsöken, men hållfasthetsökningen motsvarande den på större djup och vid högre sidotryck på grund av belastning kan endast mätas med triaxialförsök. För att mäta den dränerade skjuvhållfastheten måste triaxialförsök utföras.

I både enaxliga tryckförsök och vanliga triaxialförsök belastas provet vertikalt med ett konstant horisontaltryck, vilket motsvarar lastsituationen för en vertikalt belastad pelare. Hållfastheten vid andra belastningsfall kan dock vara starkt avvikande. Skjuvhållfastheten utvärderas med antaganden om brott i plan som bildar  $45^\circ$  vinkel mot horisontalplanet respektive  $45 + \phi'_{pel}/2^\circ$  i dränerade försök. I triaxialförsök kan portrycken under konsolideringsfasen (använt s.k. back-pressure) och vattenmättnadsgraden ha stor betydelse för provningsresultatet, speciellt vid höga konsolideringsspänningar. Försöken bör därför utföras på provkroppar som konsoliderats med så höga porvattentryck att i det närmaste full vattenmättnad tillförsäkrats.

Den odränerade skjuvningen beskrivs normalt som linjärelastisk-plastisk, dvs. skjuvspänningen ökar linjärt med töjningen upp till brotthållfastheten och förblir sedan konstant vid vidare töjningar.

Detta är givetvis en förenkling, men beskrivningen kan som regel användas som en relativt god approximation. Töjningarna inom det linjärelastiska området är inte linjärelastiska utan modulen avtar med töjningen från ett initieellt högt värde. De initiella töjningarna är normalt av intresse endast då stabiliseringen utförs i syfte att dämpa vibrationer eller då provning utförs med seismiska metoder. För de flesta applikationer är töjningarna upp till i närheten av jordens så kallade krypspänning av störst intresse. ”Krypspänning” är ett något missvisande begrepp och motsvarar snarast en elasticitetsgräns, varöver markant större och plastiska deformationer utvecklas. Detta gränsvärde sätts till cirka 65–80 % av brottlasten och vid utvärdering av laboratorieförsök utvärderas normalt  $E_{50}$ , dvs. elasticitetsmodulen vid mobilisering av 50 % av brottlasten. Efter brott uppträder jorden inte helt plastiskt utan hållfastheten sjunker med ökande deformation

till en resthållfasthet. Denna resthållfasthet ligger ofta i storleken 70–85 % av brotthållfastheten vid odränerade lastfall. Detta har uppmätts för mjuka och halvhårda pelare i triaxialförsök i laboratoriet med olika typer av jord och bindemedel och vid tryckning av hela pelare i fält. Undantagen är främst hårda pelare, dvs. pelare med hög brotthållfasthet, med låga sidotryck där brottet kan bli sprött och resthållfastheten mycket liten i förhållande till brotthållfastheten. Förenklingen av last-deformationskurvan visas schematiskt i Figur E1.



**Figur E1. Förenklat tryck-töjnings samband för mjuka och halvhårda pelare av stabiliserad jord.**

Med det förenklade antagandet bortses således i princip från hållfasthet utöver resthållfastheten, förutsatt att pelaren inte uppträder sprött, och den antagna elasticitetsmodulen är ett approximativt värde på modulen för spänningar upp till resthållfastheten. Beteckningen krypptryck är som tidigare nämnts egentlig och detta tryck utgör, förutom att motsvara en elasticitetsgräns, också normalt en säker undre gräns för vilken hållfasthet som kan utnyttjas även i de fall spänningskoncentrationer och andra ojämnheter i pelarna och belastningen medför att brotthållfastheten överskrids i ett stort antal av de pelarelement som skall samverka och hållfastheten i dessa därmed sjunker till resthållfastheten.

Någon systematisk undersökning av skjuvhållfastheten för andra belastningsfall har inte gjorts och den är svår att simulera. Vid pelartillverkning i fält uppstår ofta horisontella svaghetsplan på grund av avvikande egenskaper i skikt i jorden och/eller ofullständig bindemedelsinblandning. Dessa kan ha en begränsad inverkan på fallet med vertikal belastning men är ofta direkt dimensionerande för horisontella skjuvpåkänningar. Av motsvarande skäl påräknas normal ingen draghållfasthet även om provning på små provkroppar visat på att en sådan skulle finnas. I pelarskivor finns ofta svaghetszoner i överlappningszonen mel-

lan pelarna, dels på grund av en lägre bindemedelshalt i de perifera delarna vid ofullständig inblandning, dels på grund av att överlappningen varit ofullständig och/eller att installationen av efterföljande pelare stört en delvis redan härdad föregående pelare. Detta kan leda till att skivan kan spjälkas upp och att den sedan inte verkar som en monolit. Svaghetszoner i överlappningszonen mellan pelarna har observerats i samband med inträffade uppspjälkningar och genom sneda CPT-sonderingar genom pelarskivor. Att kvantifiera hållfastheten i dessa zoner är dock svårt.

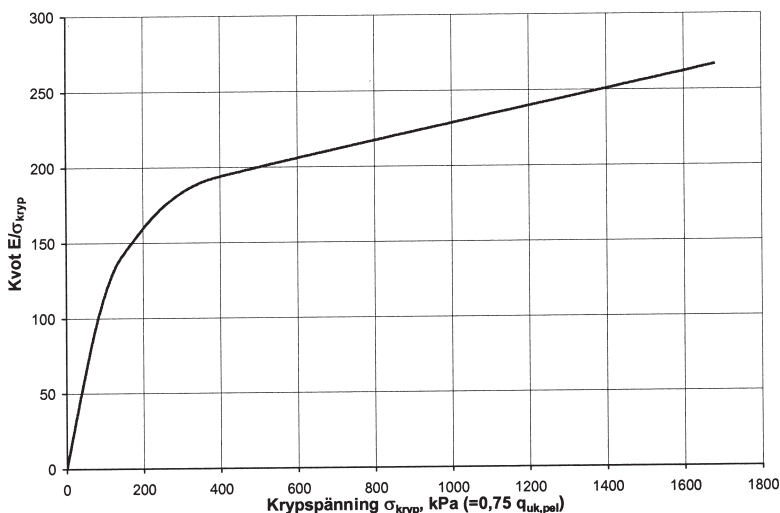
Triaxialförsök i laboratorium har visat att i svenska leror och organisk jord är det effektiva kohesionsinterceptet  $c'$  för detta belastningsfall i medeltal cirka  $0,5 c_{u,pel}$  eller  $0,25 q_{u,pel}$  där  $c_{u,pel}$  och  $q_{u,pel}$  är odränerad skjuvhållfasthet respektive tryckhållfasthet uppmätt i enaxliga tryckförsök eller odränerade triaxialförsök med låga horisontaltryck. De utvärderade värdena varierar dock mellan  $0,25$  och  $0,64 c_{u,pel}$  och  $0,125$  och  $0,32 q_{u,pel}$ . Friktionsvinkeln har tidigare ofta antagits variera med typ av bindemedel. I nyare studier har för de olika bindemedlen kalk, cement, kalk/cement, cement/slagg, cement/flygaska och kalk/slagg i huvudsak uppmätts effektiva friktionsvinklar  $\phi'_{pel}$  av i medeltal  $31 - 33^\circ$  oberoende av bindemedel. Detta gäller för såväl lera som torv. Värden ned till  $25^\circ$  har dock i några fall uppmätts för gyttja och i stabiliserad silt har friktionsvinklar runt  $40^\circ$  uppmätts. Friktionsvinkeln i den stabiliserade jorden synes därmed vara oberoende av stabiliseringsmedlet men kan i viss mån vara beroende av typ av jord som stabiliseras.

Den axiella deformationen vid brott ligger normalt i storleken 1 % för hårda och medelhårda pelare i jord från silt till gyttja och oberoende av stabiliseringsmedel. Detta gäller såväl odränerat brott som dränerat brott vid måttliga effektiva horisontalspänningar. Deformationen vid brott ökar i halvhårda pelare och kan gå upp mot cirka 10 % i mycket mjuka pelare. För dränerat brott ökar den också vid höga effektiva horisontalspänningar. Elasticitetsmodulen har tidigare antagits bero på typ av jord och typ av bindemedel. Detta är riktigt såtillvida att den hållfasthet som uppnås inom den tid, vid vilken last normalt påförs, beror på jord och typ av bindemedel. Kvoten mellan elasticitetsmodulen och hållfastheten påverkas av den uppnådda hållfastheten, men är inte i övrigt påvisbart påverkad av typ av bindemedel.

Enligt resultaten från laboratorieförsök kan kvoten mellan elasticitetsmodulen och krypspänningen  $\sigma_{kryp}$  ( $\approx 75\%$  av brottspänningen  $q_{brott}$ ) grovt utvärderas ur Figur E2. Spridningen i resultat är dock stor och brottdeformationen tenderar att öka främst vid höga sidotryck, vilket medför att elasticitetsmodulen inte ökar

lika mycket som hållfastheten mot djupet i en stabiliserad pelare.

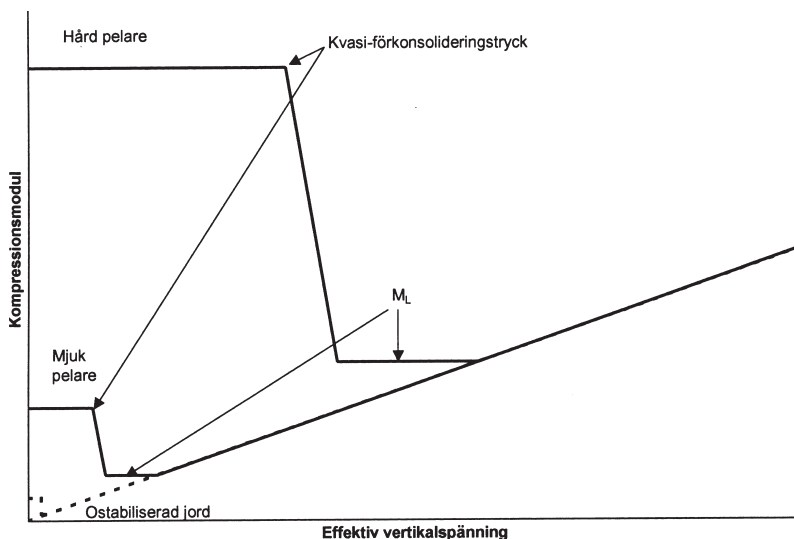
Under dränerade förhållanden uppträder stabiliserad jord som en jord med ett högt förkonsolideringstryck. Så länge detta kvasi-förkonsolideringstryck inte överskrider uppträder jorden i princip elastiskt som vid odränerad belastning. Om de effektiva spänningarna överskrider kvasi-förkonsolideringstrycket upp-



**Figur E2. Schematisk variation hos den odränerade elasticitetsmodulen vid belastning av stabiliserad jord.**

står stor volymkompression och stora skjuvdeformationer. I detta fall kan elasticitetsmodulen endast beskrivas för den elastiska delen av spännings-töjningskurvan, där den ungefär motsvarar elasticitetsmodulen vid odränerad belastning. För högre spänningar blir modulen avsevärt lägre. Detta uppträdande medför att högre initiala effektivspänningar resulterar i att krypspänningen (elasticitetsgränsen) nås för ett mindre belastningstillskott. Den elastiska delen av last-töjningskurvan blir därmed mindre och deformationerna vid brott större.

Kompressionsegenskaperna motsvarar i princip de som råder i vanlig jord med en hög kompressionsmodul upp till kvasi-förkonsolideringstrycket, en markant reduktion av modulen då förkonsolideringstrycket överskrider och en nära nog konstant modul inom ett visst spänningsintervall däröver, varefter modulen ökar linjärt med ökande effektivspänning. Skillnaden är att kvasi-förkonsolideringstrycket är mycket högre och att kompressibiliteten är motsvarande lägre än i ostabiliserad jord, Figur E3.



**Figur E3. Schematiskt samband mellan kompressionsmodul och effektiv vertikalspänning i stabiliserad jord. (Efter Åhnberg et al. 1995)**

I mjuka och halvhårda pelare motsvarar förkonsolideringstrycket ungefär tryckspänningen vid brott i enaxliga tryckförsök. Något lägre värden har uppmätts, men så länge inte kryppspänningen överskrids så kommer i princip inte heller kvasi-förkonsolideringstrycket att överskridas. Kvasi-förkonsolideringstrycket minskar i förhållande till tryckbrottspänningen allteftersom den senare ökar. För mycket hård stabiliserad jord ( $q_{u,pel} \geq 2000$  kPa) har kvasi-förkonsolideringstryck av endast cirka 25 % av tryckbrottspänningen uppmätts. Å andra sidan är även den lägsta kompressionsmodulen relativt hög i jord med hög hållfasthet. Den lägsta modulen,  $M_L$ , kan antas vara lägst  $30 q_{u,pel}$  för kalkstabiliserad jord,  $35 q_{u,pel}$  för kalk-cementstabiliserad jord och  $50 q_{u,pel}$  för cementstabiliserad jord.

Konsolideringskoefficienten är enligt japanska erfarenheter ofta i storleken 10–1000 ggr den för ostabiliserad lera för spänningar under förkonsolideringstrycket men går ner till ungefär samma värden som för ostabiliserad lera om kvasi-förkonsolideringstrycket överskrids. Detta förutsätter att jorden endast komprimeras. Skulle överskridandet av förkonsolideringstrycket medföra stora skjuvdeformationer och att det stabiliserade jordmaterialet då spricker upp, kommer permeabiliteten att öka och konsolideringskoefficienten att förbli hög.

I torv är hållfasthets- och deformationsegenskaperna starkt avhängiga av vilket last som verkat på jorden under härdningen, ju högre last under härdningen de-

sto högre hållfasthet. Några allmänna riktlinjer utöver detta finns inte. Egenskaperna varierar också relativt mycket mellan olika projekt och inom den stabiliserade jordmassan, vilket bland annat beror på tillverknings sättet. Några uppgifter finns om att sättningar i masstabiliserad jord kan beräknas med en kompressionsmodul i storleken  $10 - 50 q_{uk}$ .

Vid bedömning av hållfasthets- och kompressionsegenskaper skall observeras att eventuell tjälning och upptining av den stabiliserade jorden medför risk för en avsevärd nedbrytning av dess egenskaper.

Uppgifterna i detta appendix är i huvudsak hämtade från följande skrifter där också ytterligare information om egenskaper i stabiliserad jord återfinns:

Baker (2000)	SD Rapport 7
Stjerngren, U. (1998)	SD Arbetsrapport 1
Finska Vägverket (1999)	SD Arbetsrapport 10
Haglund, E. och Nilsson, E. (2000)	SD Arbetsrapport 18
Johansson (2003)	SD Arbetsrapport 26
Rogbeck och Tränk (1995)	
Yoshida (1996)	
Åbjörn och Linnér (1995)	
Åhnberg (1996)	
Åhnberg (2005)	
Åhnberg et al. (1995).	
Åhnberg et al. (2001)	
Baker et al. (2005)	Deep Mixing '05
Butcher (2005)	Deep Mixing '05
Dahlström och Eriksson (2005)	Deep Mixing '05
Larsson och Koshe (2005)	Deep Mixing '05
Löfroth (2005)	Deep Mixing '05
Navin and Filz (2005)	Deep Mixing '05
Ohishi et al. (2005)	Deep Mixing '05
Terashi (2005)	Deep Mixing '05
Wiggers och Persson (2005)	Deep Mixing '05
Åhnberg och Johansson (2005)	Deep Mixing '05
CDIT (2002)	Japansk handbok

## APPENDIX F

### EXEMPEL PÅ DIMENSIONERING AV PELARFÖRSTÄRKNINGAR

I detta appendix visas några exempel på dimensionering av pelarförstärkningar. De första fem exemplen gäller dimensionering av järnvägsbankar och en skärning vid påslaget för en järnvägstunnel. Dessa är hämtade från en serie exempel som är under utarbetande av Ramböll åt Banverket. De olika dimensioneringarna utfördes för ett antal år sedan med den traditionella dimensioneringsmetoden och i enlighet med de riktlinjer som anges i SGF Rapport 2:2000. Skillnaden till vad som anges i denna rapport är endast marginell och rör val av parametervärden.

I exemplen omnämns att höghastighetsproblem skall beaktas. Några anvisningar för hur detta bör göras fanns inte vid tidpunkten för dimensioneringen och några enklare regler för detta finns inte heller idag (2005). Någon mer detaljerad dimensionering för detta, i de fall detta är aktuellt, ges därför inte i exemplen.

Nästa exempel redovisar dimensionering av en vägbank och är hämtat från SGF Rapport 2:2000. Exemplet är något äldre än rapporten. Det är likaledes dimensionerat med den traditionella metoden men enligt de riktlinjer som gavs i SGF Rapport 4:1995. Några mindre skillnader finns i val av parametrar jämfört med vad som rekommenderas i denna rapport, men i övrigt är principerna desamma.

Det sista exemplet redovisar dimensionering av förstärkning av en ledningsgrav. Exemplet syftar till att visa alla de olika belastningsfall som måste analyseras i detta sammanhang.

Exempel på dimensionering med den nya metoden för sättningsberäkning redovisas inte här, men finns i SGF Rapport 13.



## **F1 EXEMPEL FÖR PELARFÖRSTÄRNINGAR VID JÄRNVÄGSBYGGANDE**

### **Krav för förstärkning vid järnvägsbyggande**

#### ***Allmänt***

Banverkets regelverk avseende krav i brott- och bruksgränstillstånd och krav på livslängd skall uppfyllas. För kalkcementpelare gäller kraven stabilitet, total-sättning, differenssättning och skevsättning med avseende på aktuella lastförut-sättningar.

Dimensionering utförs enligt totalsäkerhetsfilosofi dvs. utan partialkoefficienter.

Följande föreskrifter och handböcker tillämpas vid dimensionering, utförande och kontroll:

- Banverket, BVH 585.16, Kalk- och kalkcementpelare
- SGF Rapport 2:2000, Kalk- och kalkcementpelare, Vägledning för projektering, utförande och kontroll.
- Banverket, BVF 585.10, Stabilitetsanalyser.
- Banverket, BVS 585.12, Trafiklaster vid dimensionering av geokonstruktioner.
- Banverket, BVH 585.13, Jorddynamiska analyser.
- Banverket, BVF 585.14, Tillåtna sättningar i banunderbyggnad och undergrund.

#### ***Krav i brottgränstillstånd***

För samtliga förstärkningsmetoder gäller att förstärkningen skall utformas så att banken 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 säkerhetsfaktor anges i Banverkets föreskrift, BVF 585.10.

Beroende på förutsättningarna skall erforderlig säkerhetsfaktor vid beräkning av bankstabilitet väljas enligt Tabell 1. De förutsättningar som skall beaktas är:

- fält- och laboratorieundersökningarnas omfattning,
- grundvatten- och porttrycksförhållanden,
- jordens egenskaper,
- förändringar från tidigare tillstånd,
- analys- och beräkningsarbetets tillförlitlighet och
- konsekvensen av skred.

**Tabell F1.1. Lägsta tillåtna säkerhetsfaktorer (totalsäkerhetsberäkning) vid beräkning av bankstabilitet.**

Överslagsberäkning	$F_c > 2,0$	$F_{c\phi} > 1,5$	$F_{KOMB} > 1,5$	$F_\phi > 1,5$
Detaljerad beräkning	$F_c > 1,5-1,8$	$F_{c\phi} > 1,2-1,5$	$F_{KOMB} > 1,35-1,5$	$F_\phi > 1,3$

### ***Krav i bruksgränstillstånd***

Sättningsskillnad hos järnvägsspår skall uppfylla kraven enligt BVF 585.14. Speciellt skall beaktas övergångar mot fastmark och oförstärkt bana där utformningen av förstärkningen skall anpassas så att sättningskravet uppfylls.

Dimensionerande sättningar beräknas för en tidsperiod på 40 år från det att banan börjar trafikeras. Krav avseende sättningskillnader beror på aktuell största tillåtna hastighet, sth.

Enligt BVF 585.14 gäller följande krav:

- Acceptabel totalsättning i enskild sektion:  $s_{acc} \geq 20$  cm.
- Acceptabel differenssättning mellan angränsande sektioner. Kravet varierar med aktuell sth.
- Acceptabel tvärsättning (nya regler för tillåten tvärsättning är under utarbetande av Banverket)
- Acceptabel skevsättning (med skevsättning avses ändring i rälsförhöjning, dvs den ena rälets läge i höjd i förhållande till den andra, vilket mäts med 3 eller 6 meters bas. Skevsättning är farlig ur urspärningssynpunkt. Nya regler för tillåten skevsättning är under utarbetande av Banverket)

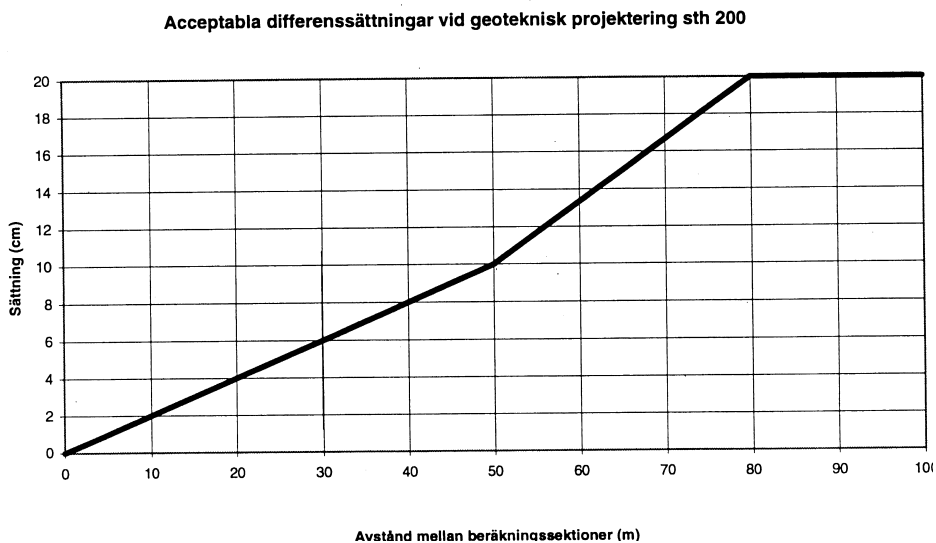
Differenssättningar mellan angränsande sektioner (A och B) beräknas som differensen av dimensionerande sättning,  $s_d$ , i spårmit i sektion B och karakteristisk sättning,  $s_k$ , i spårmit i sektion A (sektionsavstånd = L).

$$\Delta s_d = s_{d,B} - s_{k,A}$$

$$\Delta s_d \leq \Delta s_{acc}$$

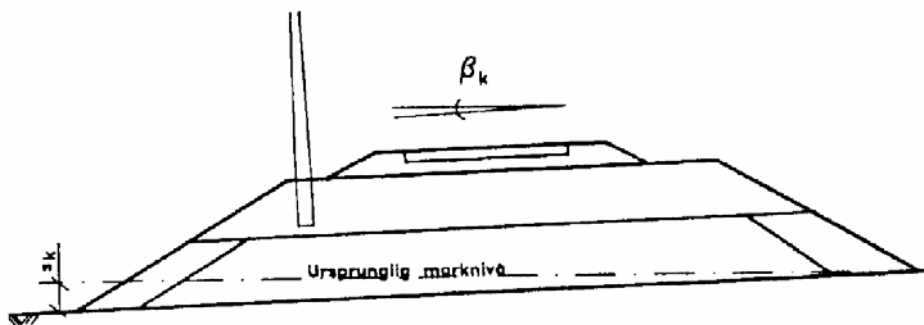
Vid beräkning av dimensionerande sättningar gäller att  $s_{d,min} \geq 1,2 \cdot s_k$ .

Acceptabla differenssättningar för sth 200 km/h framgår av Figur F1.1.



Figur F1.1. Acceptabel differenssättning för sth 200 km/h.

Tvårsättning och skevsättning beräknas vid varierande mäktighet på underliggande lösa jordlager i tvärläng och/eller lutande markyta. Tvårsättning illustreras i Figur F1.2.



Figur F1.2. Tvårsättning.

### **Krav avseende jorrdynamik**

Krav i samband med jorrdynamiska analyser anges i BVF 585.13.

En första värdering av om risk för höghastighetsproblem föreligger för aktuell sth genomförs baserat på uppmätt eller beräknad skjuvvågshastighet,  $c_s$ , enligt följande villkor:

$$\text{sth} < c_{s, \text{empiri}} / 1,5$$

alternativt

$$\text{sth} < c_{s, \text{uppmätt}} / 1,4.$$

Om risk för höghastighetsproblem bedöms föreligga utförs vidare utredning enligt BVF 585.13.

Modellering av jorrdynamiska problem och effekten av olika förstärkningar med bindemedelsstabiliserade pelare görs med 3-dimensionella avancerade numeriska beräkningsprogram.

*Anm. BVF 585.13 anger regler för reduktion av skjuvmodulen med hänsyn till skjuvdeformationernas storlek. Enligt förtydliganden från Banverket skall dessa regler inte appliceras vid bedömning av risk för höghastighetsproblem.*

### **Beständighet**

Kalk- och kalkcementpelare skall dimensioneras för en livslängd på 100 år. Enligt BVH 585.16 är kalkcementpelares livslängd ännu ej klarlagd varför dimensionering och utförande enligt SGF Rapport 2:2000 godtas med avseende på brukstidskrav.

## EXEMPEL F1:1 – LÅG BANK MED PELARE TILL FAST BOTTEN

Följande exempel redovisar en arbetsgång vid dimensionering av en förstärkning för en låg järnvägsbank med bindemedelsstabiliserade pelare till fast botten.

### Innehållsförteckning

Inledning

Förutsättningar

- Laster och lastkombinationer

- Geoteknisk klass

- Normalsektion

- Jordens karakteristiska materialvärden

- Pelarnas karakteristiska materialvärden

- Förstärkningens karakteristiska materialvärden

Dimensionering

- Dimensionerande laster

- Dimensionerande materialegenskaper

- Dimensionering i brottgränstillstånd, stabilitet

- Dimensionering i bruksgränstillstånd, sättningar

- Alternativ dimensionering i bruksgränstillstånd – sättning beräknad med alternativt antagande om permeabilitet i pelare

- Alternativ dimensionering i bruksgränstillstånd – sättning beräknad med alternativt antagande om modul i pelare

- Slutsatser från sättningsberäkningar

- Jorddynamisk analys

Vald utformning

Resultat från provpelare

Slutlig utformning av förstärkningen

Uppföljning

## Inledning

Beräkningsexemplet visar en konventionell förstärkning av ett nybyggt enkelspår på mellansvensk lera. Banan byggs för 25 tons axellast, linjelast 8 ton/m och största tillåtna hastighet, sth, 200 km/h. Järnvägsbanken är låg dvs. last från fyllning och trafik är < 100 kPa. Problemställningen i exemplet är bankstabilitet, sättningar och risk för höghastighetsproblem.

## Förutsättningar

### *Laster och lastkombinationer*

I brottgränstillstånd skall enkelspåret kontrolleras med avseende på stabiliteten.

Trafiklasten bestäms enligt BVS 585.12.

För enkelspår är linjelasten för normal trafik  $q_{\text{linje}} = 110$  kN/m och denna last skall fördelas på bredden  $b = 2,5$  m

$$\text{Detta ger en trafikbelastning } q_{\text{trafik}} = \frac{q_{\text{linje}}}{b} = \frac{110}{2,5} = 44 \text{ kPa}$$

### *Geoteknisk klass*

Enligt SGF Rapport 2:2000 skall geoteknisk klass 3 tillämpas om något av följande kriterier är uppfyllt:

1. Last från fyllning och trafik > 100 kPa.  
*(i det aktuella fallet är bankhöjden 1,7 m. Detta ger överslagsmässigt, med tungheten 20 kN/m<sup>3</sup>, en last pga. egentyngd av 34 kPa. Banklast + trafiklast < 100 kPa)*
2.  $c_{\text{uk,pe1}} \geq 100$  kPa.
3.  $c_{\text{uk,jord}} \leq 8$  kPa.
4. Pelare i organisk jord eller sulfidjord utnyttjas vid dimensionering.

I BVH 585.16 framgår att geoteknisk klass 3 skall tillämpas om något av följande kriterier är uppfyllt:

1. Last från fyllning och trafik > 100 kPa.
2. Bank på långsluttande markyta med lutning > 1:7.
3. Permanenta skärningar.
4. Temporära schakter intill spår (kräver särskild utredning för att pelare skall kunna tillgodoräknas i passivzon).
5. Grundläggning av sluten rambro på kalkcementpelare.
6. Pelare i gyttja, svartmocka och silt (endast i undantagsfall).
7. Cementhalten > 50 %.

I det aktuella fallet tillämpas geoteknisk klass 3 eftersom kriterium 3 ovan enligt SGF 2:2000 är uppfyllt, dvs.  $c_{uk,jord} \leq 8$  kPa. Detta innebär att en oberoende sakkunnig skall anlitas för kontroll av dimensionering och utförande. GK 3 innebär också att flera pelare måste kontrolleras med avseende på hållfasthet och kontinuitet.

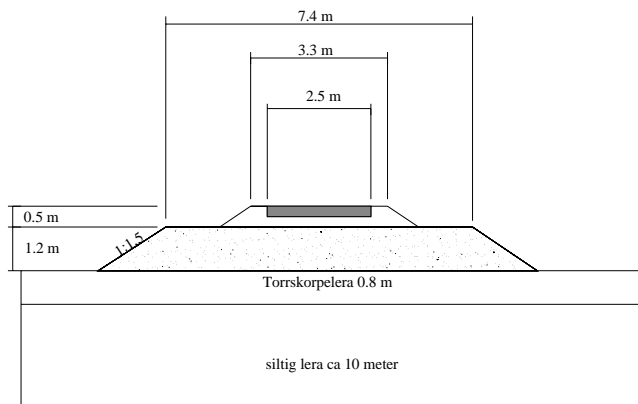
### **Normalsektion**

Banken i den aktuella sektionen har en bankhöjd av 1,7 m. Ballastens tjocklek är 0,5 m och underballastens tjocklek är 1,2 m.

Vid beräkningarna har tungheten antagits till följande:

$$\begin{aligned} \text{underballast } 0 - 150 \text{ mm} & \quad \gamma_{\text{underballast}} = 20 \text{ kN/m}^3 \\ \text{ballast} & \quad \gamma_{\text{ballast}} = 19 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Bankens övriga dimensionerna visas i Figur F1:1.1.

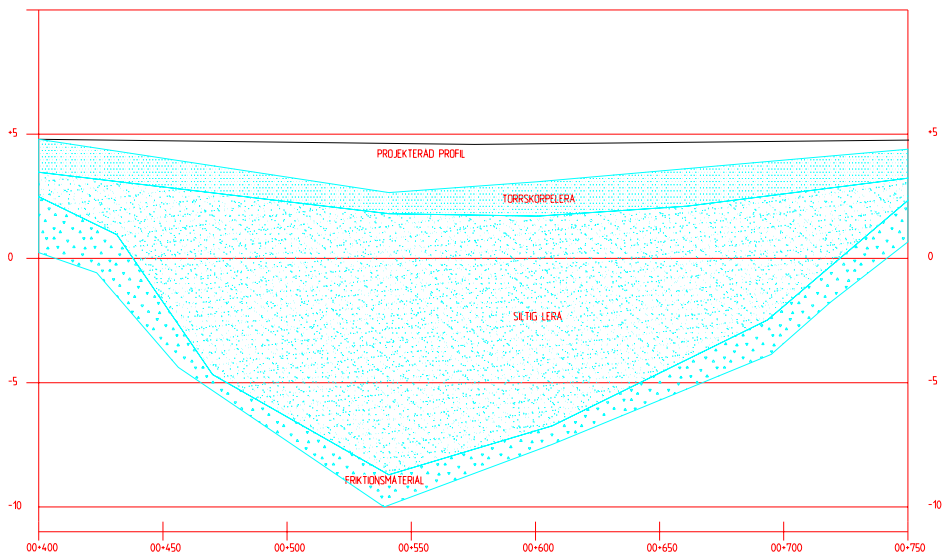


**Figur F1:1.1. Normalsektion för enkelspår.**

### **Jordens karakteristiska materialvärden**

Jordprofilen består av en grå sulfidfläckig varvig lera med tunna siltskikt. Lerlagrets mäktighet är cirka 11–12 meter. Leran har torrskorpekaraktär de översta 1–2 m. Under leran återfinns friktionsjord som sannolikt består av sand.

Inom området har utförts kolvprovtagning i tre punkter, vingförsök i två punkter och CPT-sondering i en punkt. Resultaten finns sammanställda i figurer nedan. Undersökningar i sektion 00+600 har utförts av två olika företag och resultaten från båda undersökningarna redovisas.



**Figur F1:1.2 Jordlagerprofil för den aktuella delsträckan. Beräkningssektion 00+537.**

*Kommentar:*

*Då spridningen i de geotekniska parametrarna är stor, se vidare nedan, borde i detta fall fler fältundersökningar utförts omfattande kolvprovtagning, portrycksmätning och CPT-sondering. Generellt har försiktigt valda värden använts.*

*Odränerad skjuvhållfasthet*

Ett empiriskt samband för odränerad skjuvhållfasthet baserat på en sammanställning av erfarenhet för skandinaviska leror är bl.a. presenterat i Skredkommissionens rapport 3:95. Förhållandet mellan  $\tau_{fu}$  och  $\sigma'_c$  varierar med konflytgränsen. Vid beräkning av kvoten  $\tau_{fu} / \sigma'_c$  har antagits att konflytgränsen är 50 %, att leran är normalkonsoliderad och att grundvattenytan ligger en meter under markytan.

Detta ger en empirisk kvot  $\tau_{fu} / \sigma'_c = 0,24$ . Vid val av karakteristisk skjuvhållfasthet har ett något högre värde än det som erhöles från proverna i 00+537 använts med hänsyn till det empiriska sambandet och att CPT-sonderingen visar en motsvarande ökande trend. Skjuvhållfastheten i torrskorpeleran har antagits till 30 kPa, dvs. en icke uppsprucken lera har förutsatts. Detta antagande baseras på att banken belastar torrskorpan.

*Kommentar:*

*En uppsprucken torrskorpa bör antas för obelastad mark utanför banken.*



Det karakteristiska värdet för en materialegenskap kan enligt BKR bestämmas som ett strikt medelvärde eller ett försiktigt val baserat på dokumenterad erfarenhet. I detta fall har ett försiktigt valt medelvärde använts.

Karakteristiska värden för den ostabiliserade jorden har valts som försiktigt valda medelvärden enligt Tabell F1:1.2 och Figur F1:1.3.

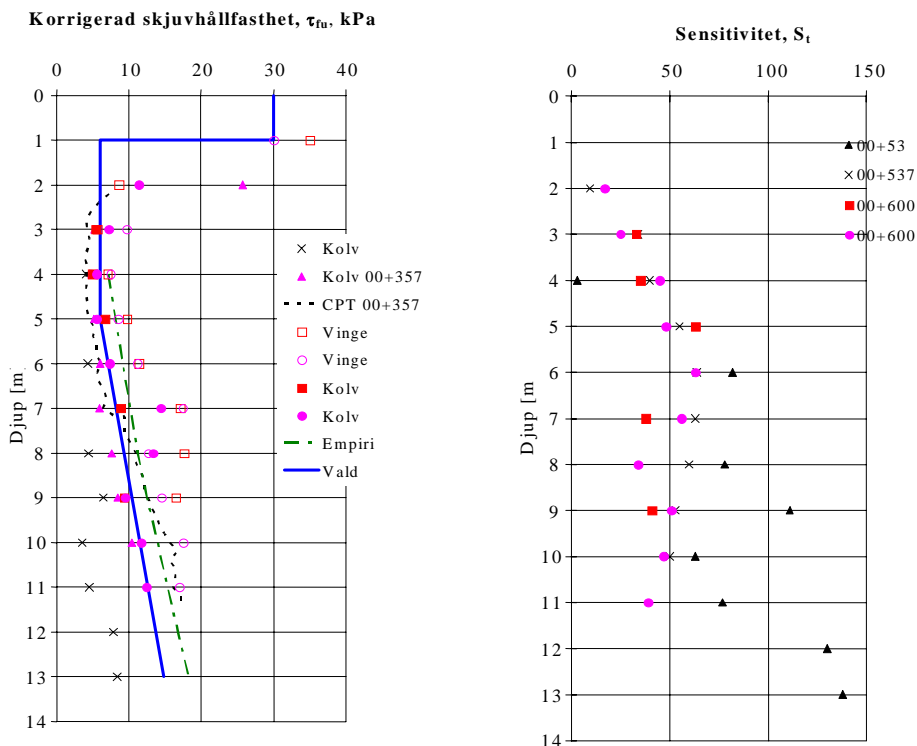
**Tabell F1:1.2 Karakteristisk skjuvhållfasthet i ostabiliserad jord.**

Djup under my	$C_{uk}$ (kPa)
Från Till	
0 1	30
1 5	6
5 13	6+1,1(z-5)

z är djupet från markytan

### Sensitivitet

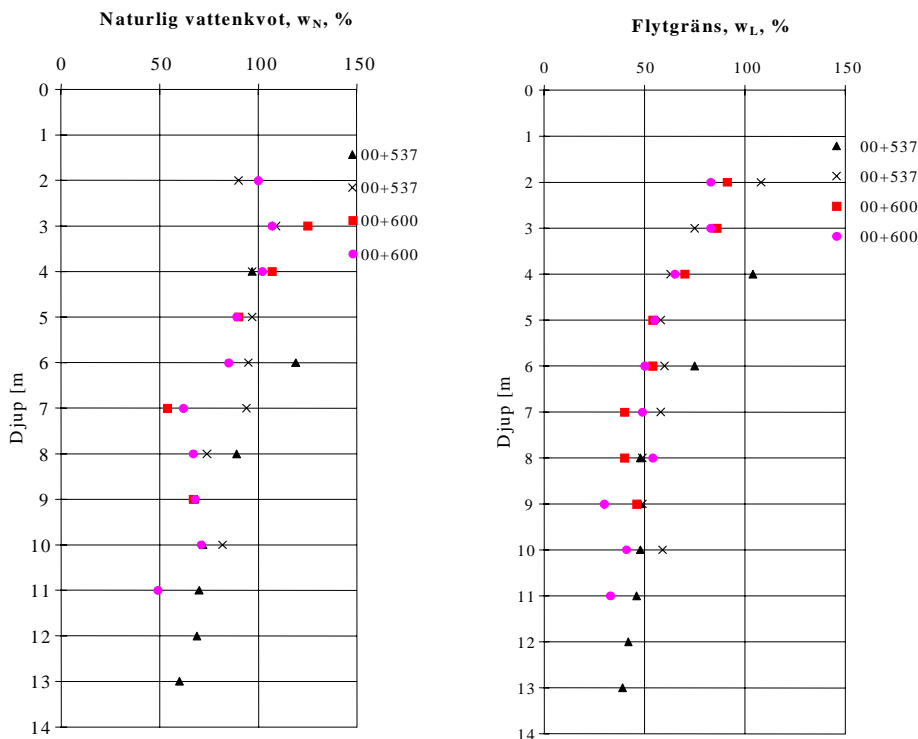
Sensitiviteten är i huvudsak högre än 50 på djup större än 5 meter, vilket indikerar att leran i främst sektion 00+537 är kvick, se Figur F1:1.3.



**Figur F1:1.3 Sammanställning av korrigerad odränerad skjuvhållfasthet och sensitivitet.**

### Vattenkvot och konflytgräns

Naturlig vattenkvot och konflytgräns är i de övre delarna av jordprofilen relativt höga, nära 100 %, för att under 6 meters djup variera runt ca 50 %, se Figur F1:1.4.



Figur F1:1.4. Sammanställning av vattenkvot och konflytgräns.

### Dränerad skjuvhållfasthet

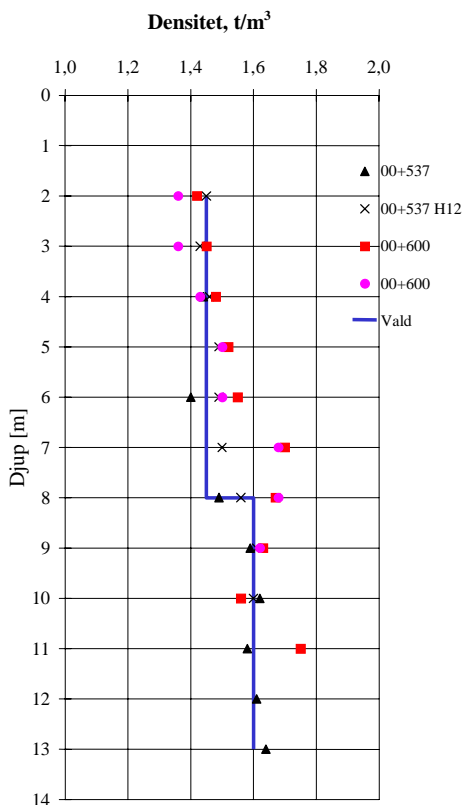
Laboratorieundersökningar för att bestämma de dränerade hållfasthetsparametrarna för leran har inte genomförts. Ur empiriska samband (Skredkommissionen rapport 3:95), erhålls;

$$\phi'_k = 30^\circ \text{ och } c'_k = 0,1 c_{uk} \geq 0,6 \text{ kPa}$$

### Densitet

Vid beräkning av överlagringstrycket har densiteten bestämd på prover från sektion 00+537 använts medan den något högre för sektion 00+600 bortsetts ifrån. Vad som är ett försiktigt valt värde får bedömas för det aktuella fallet. För en horisontell markyta har densiteten ingen större betydelse för odränerad ana-

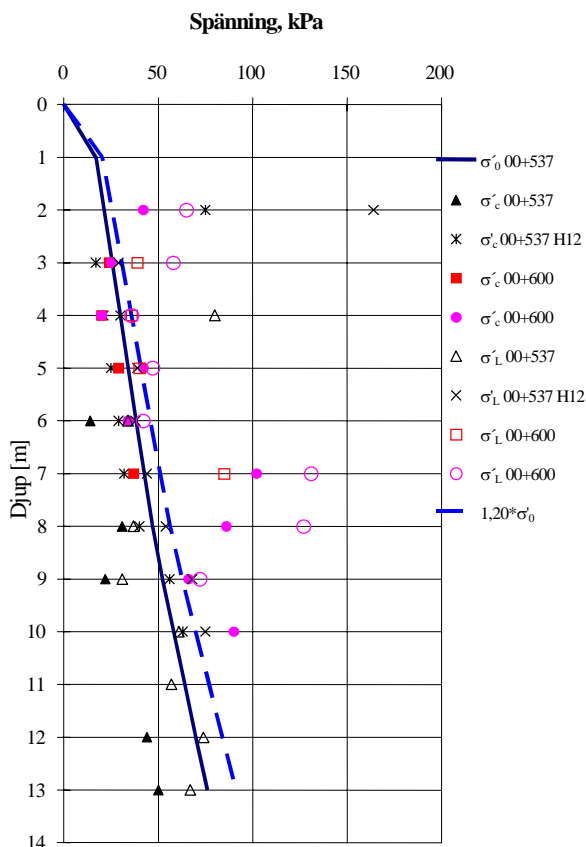
lys. Däremot ger en högre tunghet en högre dränerad hållfasthet. En högre tung-  
het ger dessutom ett högre effektivt överlagringstryck och förkonsoliderings-  
tryck, och därmed indirekt en högre odränerad skjuvhållfasthet. Utifrån dessa  
aspekter har ett försiktigt valt värde på densiteten valts, se Figur F1:1.5.



**Figur F1:1.5. Sammanställning av densitet.**

#### *Förkonsolideringstryck och överkonsolideringsgrad*

Resultaten från CRS-försök utförda på kolvborrprover från sektion 00+537 vi-  
sar på underkonsoliderad lera. Från laboratoriet anges dock att proverna från  
samtliga nivåer utom djupet 13 meter troligen är störda. Resultat från punkt  
H12 i samma sektion visar också på förkonsolideringstryck som är lägre än  
rådande effektiva överlagringstryck utan att proverna anges som störda. Detta  
är inte rimligt, varför de förkonsolideringstryck som används vid beräkningarna  
väljs utifrån resultaten från CRS-försök utförda i sektion 00+600. Dessa indike-  
rar att leran är normal- till svagt överkonsoliderad. Leran antas därmed ha en  
överkonsolideringsgrad,  $OCR = 1,20$  och  $\sigma'_L$  antas vara 20 kPa högre än  $\sigma'_c$ ,  
se Figur F1:1.6.



Figur F1:1.6. Sammanställning av resultat från ödometerförsök.

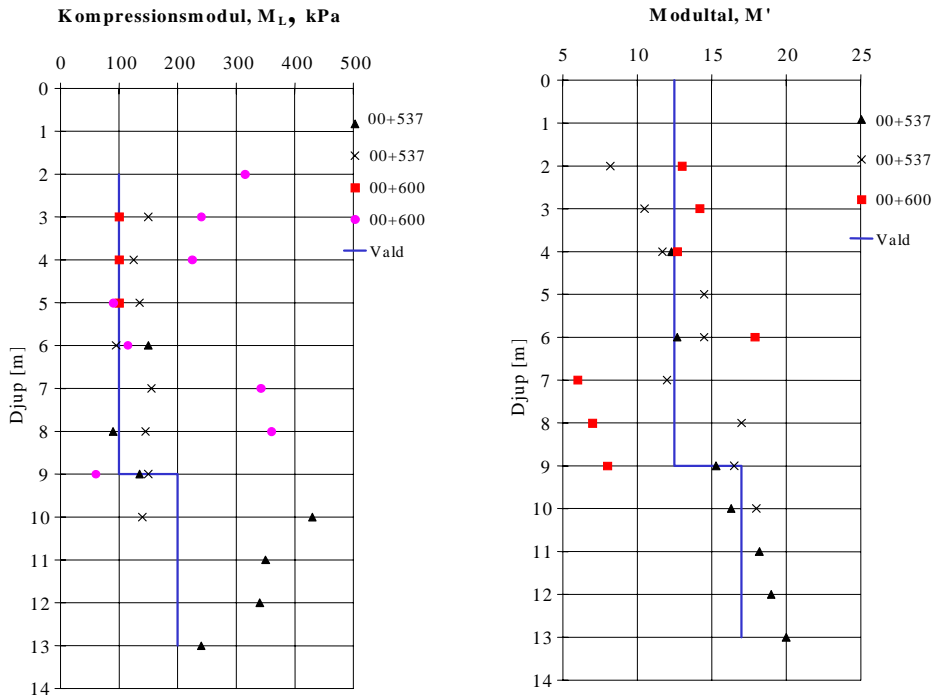
*Kommentarer:*

De utvärderade förkonsolideringstrycken och modulerna på 7 och 8 m djup ligger i den ena av provtagningspunkterna, 00+600, betydligt högre än övriga värden. Samtidigt är de utvärderade modultalen orimligt låga. Det finns ingenting i jordlagerföljder eller övriga uppmätta parametrar som skulle kunna förklara dessa värden. Utvärderingen av CRS-resultaten borde därför setts över för att utesluta eventuella feltolkningar.

För att få en korrekt bild av effektivspänningarna i jordprofilen krävs portrycksmätningar, vilket man borde ha kompletterat med.

*Deformationsegenskaper*

Modulerna varierar kraftigt enligt resultaten från CRS-försöken, se Figur F1:1.7. Sannolikt är en stor del av proverna störda. Försiktigt valda värden har utvärderats utifrån resultat från sektion 00+600. För att förenkla beräkningarna har ingen förhöjd modul i torrskorpeleran medräknats. I sättningbe-



**Figur F1:1.7. Sammanställning av kompressionsmodul och modultal.**

räkningarna har moduler enligt Tabell F1:1.3 och Figur F1:1.7 använts.  $M_0$  antas schablonmässigt enligt  $M_0 = 250 \cdot \tau_{fu}$ .

**Tabell F1:1.3. Modul.**

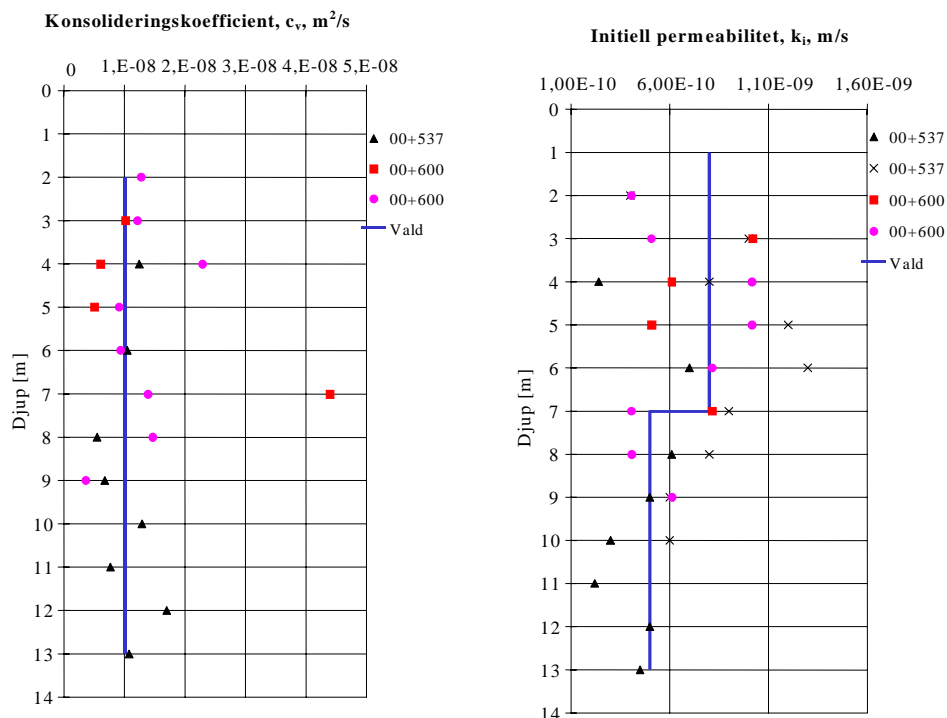
Djup under my		$M_L$ (kPa)
Från	Till	
0	9	100
9		200

### *Konsolideringskoefficient, permeabilitet*

Konsolideringskoefficienten,  $c_v$ , ligger relativt samlad medan lerans initiella permeabilitet varierar mer, se Figur F1:1.8. Vid beräkningarna har antagits att  $c_v$  är konstant  $1,0 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$  genom hela profilen. Lerans initiella permeabilitet antas variera enligt Tabell F1:1.4 och Figur F1:1.8.

**Tabell F1:1.4. Initiell permeabilitet.**

Djup under my		$k_i$ (m/s)
Från	Till	
0	7	$8,0 \cdot 10^{-10}$
7	13	$5,0 \cdot 10^{-10}$



**Figur F1:1.8. Sammanställning av konsolideringskoefficient och initiell permeabilitet.**

### Grundvattenförhållanden

Några portrycksmätningar har inte genomförts inom området. Två grundvattenrör installerade i friktionsjorden under leran visar att trycknivån här ligger ca 1 meter under markytan. Vid beräkningarna har en hydrostatisk tryckfördelning antagits från denna nivå. Inte minst med tanke på att resultaten från CRS-försöken indikerar att leran är underkonsoliderad, hade det varit lämpligt att utföra portrycksmätningar.

### *Pelarnas karakteristiska materialvärden*

Inblandningsförsök skall utföras för alla karakteristiska jordlager. För det aktuella fallet har bedömningen gjorts att det finns två karakteristiska jordlager, ett ner till 6 meters djup och ett därunder.

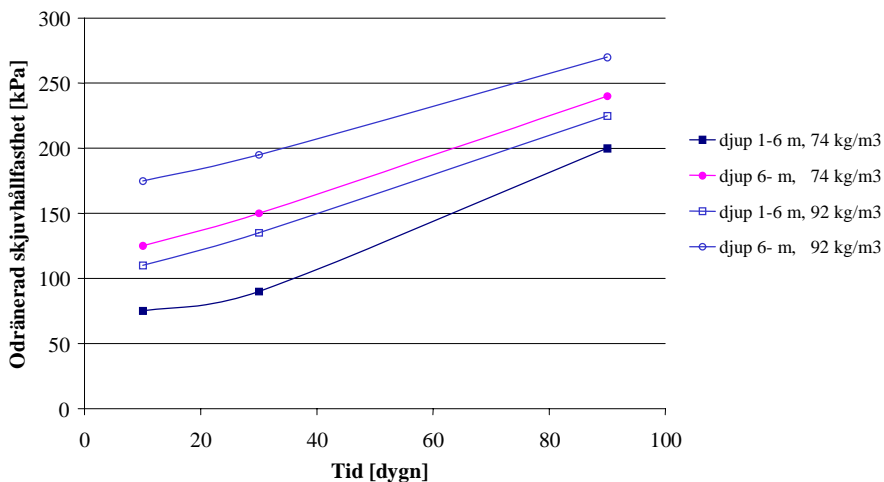
Inblandningsförsök har gjorts för båda jordlagren.

### *Bindemedel*

Som bindemedel har en blandning av 50 % osläckt kalk och 50 % cement valts. Vid inblandningsförsöken har två inblandningsmängder av  $74 \text{ kg/m}^3$  respektive  $92 \text{ kg/m}^3$  använts, vilket för en pelare med diametern 0,6 m motsvarar 21 kg/m respektive 26 kg/m.

### *Resultat från inblandningsförsök*

Resultaten från inblandningsförsöken i laboratoriet visas i Figur F1:1.9.



**Figur F1:1.9. Resultat från inblandningsförsök i laboratoriet.**

### *Odränerad skjuvhållfasthet*

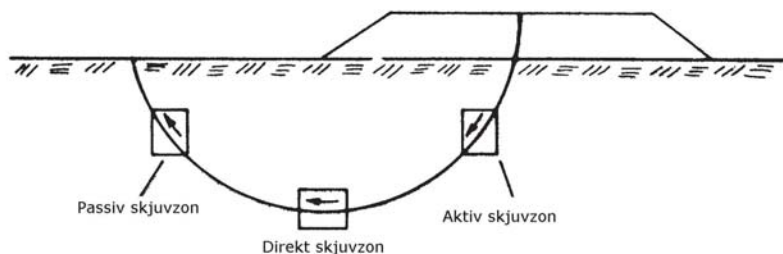
Resultaten från inblandningsförsöken visar en relativt god hållfasthetstillväxt med tiden för den använda bindemedelsblandningen bestående av 50 % osläckt kalk och 50 % cement. Efter ca 40 dygn är hållfastheten 100 kPa uppnådd för båda blandningarna och jordlagren. Om man väljer mängden  $74 \text{ kg/m}^3$  krävs dock att man sätter restriktioner när det gäller tidpunkt för pålastning under byggskedet.

För att verifiera laboratorieresultaten skall provpelare utföras i fält. Den dimensionerande odränerade skjuvhållfastheten antas vara  $c_{uk,pe} = 100$  kPa och det föreskrivs att en inblandning av  $92 \text{ kg/m}^3$  används. Detta för att, med hänsyn till aktuell tidplan, möjliggöra snabb pålastning med bankfyllning.

### Dränerad skjuvhållfasthet

De dränerade parametrarna antas i enlighet med rekommendationerna i SGF rapport 2:2000 till  $\phi'_{k,pe} = 35$  eftersom det är kalkcementpelare som används.

De kohesionsintercept som kan påräknas beror på om pelarna placeras i aktiv, direkt eller passiv zon. Zonernas indelning framgår av Figur F1:1.10. Singulära pelare i direkt skjuvzon och passivzon får ej tillgodoräknas. I det aktuella fallet medräknas endast pelarna i den aktiva zonen för dränerad och kombinerad analys och det pelarförstärkta området avslutas i beräkningsmodellen ungefär vid bankkrön. Därmed blir  $\beta = 0,3$  vilket ger  $c'_{k,pe} = \beta \cdot c_{uk,pe} = 30$  kPa. (För direkt skjuvzon och passivzon är  $\beta = 0,1$  resp.  $0$  om pelarna är placerade i skivor eller annat mönster som tillåter att skjuvhållfastheten utnyttjas).



Figur F1:1.10. Indelning i aktiv-, direkt skjuv- och passivzon.

### Deformationsegenskaper

Deformationsegenskaper antas i enlighet med SGF Rapport 2:2000, Tabell 3.1. Enligt denna antas  $E_{pe}$  för kalkcementpelare variera mellan  $50$  till  $150 \cdot c_{uk,pe}$ . För aktuellt exempel valdes  $E_{pe} = 100 \cdot c_{uk,pe}$ .

### Permeabilitet

Den fiktiva permeabiliteten för pelaren att användas i beräkningar med Limeset antas vara

$$k_{pe} = k_{jord} \cdot 400.$$



### ***Förstärkningens karakteristiska materialvärden***

För att kunna bestämma förstärkningens karakteristiska skjuvhållfasthet krävs att man vet hur stor del av ytan som kommer att täckas av KC-pelare, dvs. att täckningsgraden  $a$  är känd. För att göra en första bedömning av hållfastheterna antas följande:

Pelarens diameter  $D_{\text{pel}} = 0,6$  meter

Pelarnas centrumavstånd  $c = 1,0$  m

$$a = \frac{p \cdot D_{\text{pel}}^2}{4 \cdot c^2}$$

Täckningsgraden  $a$  blir då 0,283.

Detta antagande skall verifieras senare med beräkningar för brott- och bruksgränstillstånd.

### ***Odränerad skjuvhållfasthet***

Den odränerade medelskjuvhållfastheten för det förstärkta området beräknas enligt:

$$t_{\text{fuk}} = a \cdot c_{\text{uk,pel}} + (1-a) \cdot c_{\text{uk,jord}}$$

### ***Dränerad skjuvhållfasthet***

Den dränerade skjuvhållfastheten för det förstärkta området beräknas enligt:

$$t_{\text{fdk}} = a \cdot (c'_{\text{k,pel}} + s' \tan f'_{\text{k,pel}}) + (1-a) \cdot (c'_{\text{k,jord}} + s' \tan f'_{\text{k,jord}})$$

Samtliga spänningsnivåer som är aktuella längs en tänkt glidyta måste kontrolleras.

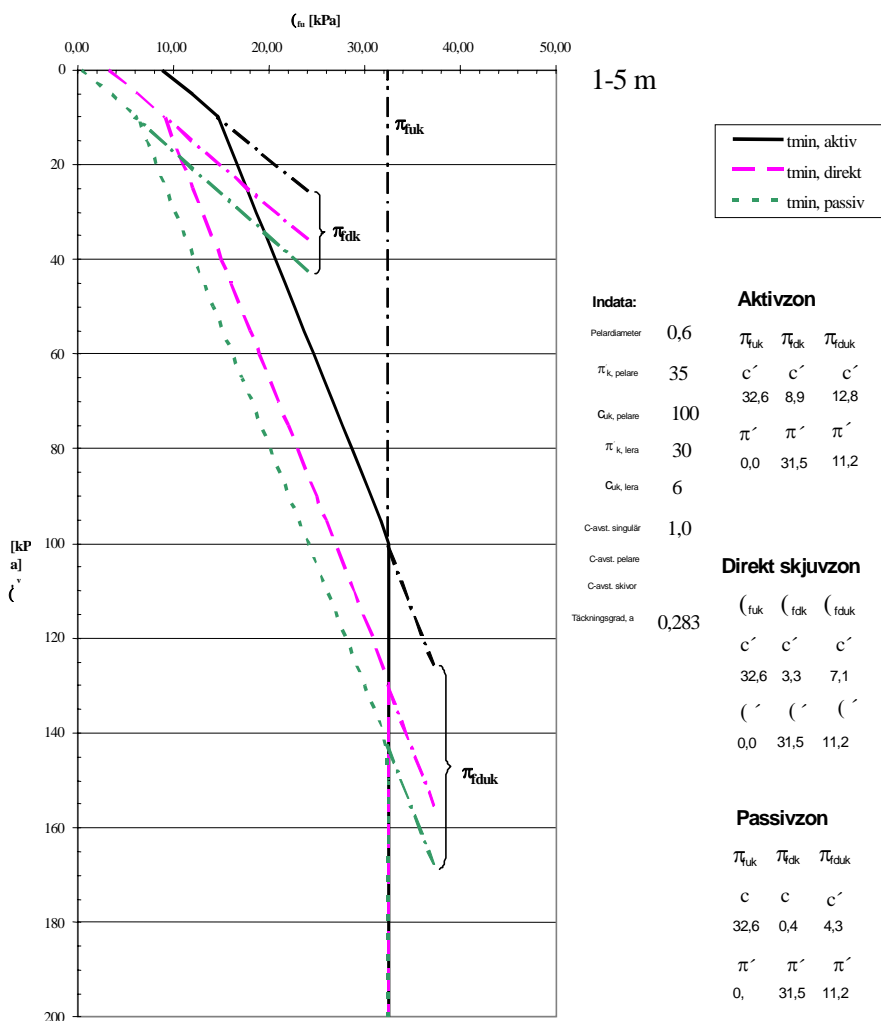
### ***Kombination av dränerad och odränerad skjuvhållfasthet***

En kombination av dränerat brott för pelarna och odränerat brott för leran skall även studeras. Denna skjuvhållfasthet bestäms som:

$$t_{\text{fduk}} = a \cdot (c'_{\text{k,pel}} + s' \tan f'_{\text{k,pel}}) + (1-a) \cdot c_{\text{uk,jord}}$$

Samtliga spänningsnivåer som är aktuella längs en tänkt glidyta måste kontrolleras.

Kurvorna för de olika hållfastheterna sammanställs lämpligen i diagramform för att tydligare åskådliggöra den pelarförstärkta jordens hållfasthet, se Figur F1:1.11. Eftersom  $c'_{k,pe}$  varierar beroende på i vilken skjuvzon pelaren är placerad, se ovan, finns tre kurvor för de två hållfasthetstyper där pelarnas dränerade hållfasthet ingår. (Eftersom den högre hållfastheten i pelarna i detta fall inte får påräknas i direkt skjuv- och passivzon är kurvorna för dessa fall endast illustrativa).



Figur F1:1.11. Dränerad, odränerad eller kombinerad skjuvhållfasthet för förstärkt jord vid olika spänningar samt för aktiv, direkt och passiv skjuvzon.

Vid en effektiv normalspänning överstigande 100 kPa i exemplet ovan blir den odränerade hållfastheten dimensionerande när man studerar stabiliteten med hänsyn till kombinerat brott.

## **Dimensionering**

### ***Dimensionerande laster***

Aktuella lastkoefficienter är 1,0 och dimensionerade laster motsvarar därför karakteristiska laster.

### ***Dimensionerande materialegenskaper***

Dimensionering i brottgräns av stabilitet sker utifrån en betraktelse med totalsäkerhet och samtliga partialkoefficienter antas därmed till 1,0. I detta fall är de karakteristiska värdena lika med de dimensionerande.

### ***Dimensionering i brottgränstillstånd, stabilitet***

Lerans hållfasthet varierar inom det blivande förstärkningsområdet. Med hänsyn till att lerans hållfasthet varierar bör jordprofilen delas in i tre lager, i det här fallet torrskorpelera, lera med konstant hållfasthet och lera vars hållfasthet ökar med djupet.

Dessutom bör hänsyn tas till att kalkcementpelare normalt har lägre kvalitet och därmed lägre hållfasthet i den översta och understa metern. Detta görs lämpligen genom att ansätta en lägre pelarhållfasthet i det översta skiktet. I detta fall går inga glidytor i närheten av pelarnas underkant och någon särskild hänsyn behöver därmed inte här tas vid underkant pelare.

#### *Kommentar:*

*I de fall glidytor går ner mot underkant pelare och då lera ligger direkt på berg utan något mellanliggande friktionsjordlager kan det vara nödvändigt att utföra en beräkning med pelare som har nedsatt hållfasthet i underkant pelare, alternativt låta pelarna sluta någon meter ovanför fast botten i beräkningen.*

Av detta följer att beräkningar utförs med hållfasthet i den stabiliserade jorden enligt ovan och tre lager med olika hållfasthet i naturlig jord och pelare, se Tabell F1:1.5.

För att kunna modellera hållfastheten i respektive lager bör det beräkningsprogram som används för stabilitetsberäkningarna klara av jordmodeller med bilinjär brottkurva, jämför med Figur F1:1.11. På detta sätt kan ekvationer enligt ovan matas in i programmet. I och med att brottkurvan för kalkcementpelarför-

**Tabell 5 Medelskjuvhållfasthet i lera och i kalkcementpelare.**

Djupintervall	$c_{uk,jord}$ (kPa)	$c_{uk,pel}$ (kPa)
0–1 m	30	50
1–5 m	6	100
5–m	$6+1,1(z-5)$	100

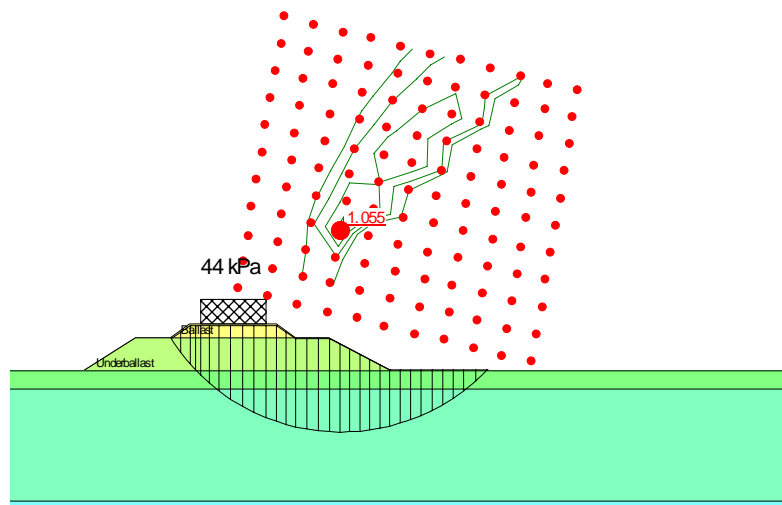
(z är djupet under markytan i meter)

stärkt jord är trilinjär krävs dock att man håller reda på vilken aktuell effektiv normalspänning som råder för respektive förstärkt jordlager.

#### *Stabilitetsberäkning för oförstärkt bank med tåglast*

Beräkningen är utförd med Slope/W version 5.19 med geometri enligt typsektion. Analysmetoden är Morgenstern-Price (med antagen kraftfördelning mellan lamellerna enligt halv sinusfördelning) som tar hänsyn till både kraft- och momentjämvikt.

Vid installation av singularära pelare i rutmönster skall stabiliteten utan beaktande av pelarnas inverkan vara större än 1,0. Beräkningarna med odränerad analys visar på en säkerhetsfaktor mot markbrott på 1,05, se Figur F1:1.12.



**Figur F1:1.12. Odränerad analys för oförstärkt bank med trafiklast.**

### Analys av beräkningsresultat – finns det behov av förstärkning?

Säkerheten mot markbrott är mindre än 1,5 för oförstärkt bank med trafiklast, vilket innebär att förstärkning erfordras.

Säkerheten mot markbrott för oförstärkt bank är större än 1,0, vilket innebär att det inte finns några krav på att förstärka med t.ex. tryckbankar för att uppfylla kriterierna för pelare i singulära mönster. Mängden KC-pelare som krävs för att uppnå en säkerhetsfaktor på  $F_c > 1,5$  och  $F_{\text{komb}} > 1,35$  bestäms genom att modellera en förstärkning och prova olika avstånd mellan pelarna.

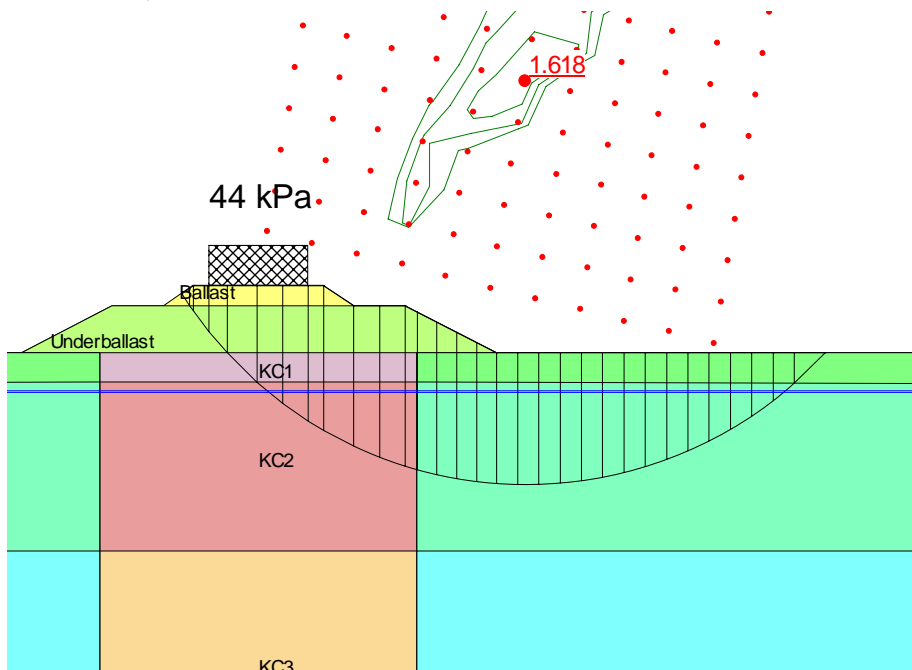
### Val av pelarmönster

Eftersom markytan kring banvallen i det närmaste är plan och säkerhetsfaktorn för markbrott vid oförstärkt bank är större än 1,0 kan singulära pelare användas.

Kalkcementpelare med diameter 0,6 m och c/c-avstånd 1,0 m antas. Inblandningsmängd väljs enligt ovan till 92 kg/m<sup>3</sup>.

### Stabilitetsberäkning för förstärkt bank med tåglast – odränerad analys

Den förstärkta jordens parametrar utvärderas enligt ovan. Endast pelare placerade i aktivzonen medräknas. Detta ger en säkerhetsfaktor mot markbrott vid odränerad analys  $F_c = 1,62$ , se Figur F1:1.13.



Figur F1:1.13. Odränerad analys för förstärkt bank med trafiklast.

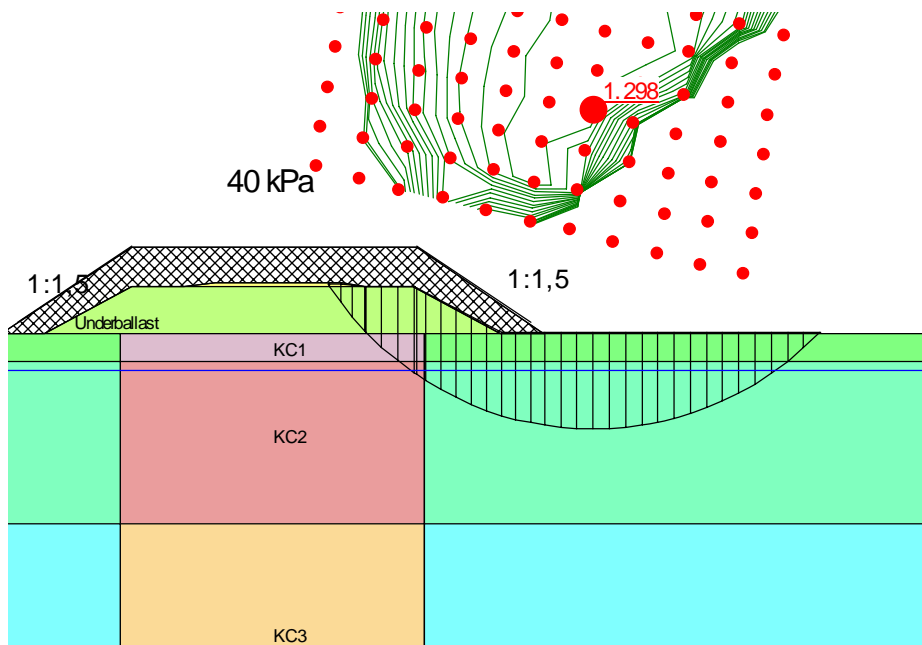
### Stabilitetsberäkning för förstärkt bank med tåglast – kombinerad analys

Den förstärkta jordens parametrar utvärderas enligt ovan. Endast pelare placerade i aktivzon medräknas. Vid kombinerad analys reduceras trafiklasten med 20 % enligt BVS 585.12. Detta ger en säkerhetsfaktor mot markbrott vid kombinerad analys  $F_{\text{komb}} = 1,62$ .

### Stabilitetsberäkning för överlast i byggskedet

Kontroll av stabiliteten mot markbrott utförs för överlast. Efter att tillräcklig hållfasthet uppnåtts i pelarna läggs överlasten ut på underballastens överkant och släntkrön i släntlutning 1:1,5. Beräkning görs med odränerad analys. Kontrollberäkning utförs för två fall, överlast med tjocklek 1 m och 2 m. Också i detta fall gäller att säkerhetsfaktorn för ostabiliserad jord skall vara större än 1,0 för att pelare i singulära placeringsmönster skall få användas tillsammans med beräkningar med beräkningsmetoden med cirkulär-cylindriska glidytor. Denna säkerhetsfaktor uppnås nätt och jämnt för en överlast av 2 m fyllning om fyllningens egna hållfasthet medräknas.

$F_c$  för förstärkt jord skall i alla skeden vara större än 1,3. Den förstärkta jordens parametrar utvärderas enligt ovan. Endast pelare placerade i aktivzon medräknas. Detta ger en säkerhetsfaktor mot markbrott vid odränerad analys  $F_c = 1,81$  för överlast 1 m och  $F_c = 1,30$  för överlast 2 m, se Figur F1:1.14.



Figur F1:1.14. Odränerad analys för förstärkt bank med överlast 2 m.

### Slutsatser från stabilitetsberäkning

Antagen förstärkning med kalkcementpelare med diameter 0,6 m och c/c-avstånd 1,0 m ger tillfredställande säkerhet mot markbrott.

Säkerhetsfaktor för odränerad analys  $F_c$  är 1,62 och för kombinerad analys  $F_{\text{komb}} = 1,53$ . Krav enligt BVF 585.10 är att säkerhetsfaktorn för odränerad analys skall vara minst 1,5 – 1,8 samtidigt som  $F_{\text{komb}}$  skall vara minst 1,35 – 1,5. Med hänsyn till att utvärderade parametrar från den geotekniska undersökningen valts försiktigt ur värden med stor variation görs bedömningen att rimlig säkerhetsnivå erhålls för antaget pelarmönster.

### Dimensionering i bruksgränstillstånd, sättningar

#### Indata för sättningsberäkningarna

Materialparametrar för den naturliga jorden antas enligt ovan samt enligt Tabell F1:1.6.

**Tabell F1:1.6. Materialparametrar för naturlig jord**

Parameter	Djup	Värde
Modul, $M_L$	0-9 m	100 kPa
Modul, $M_L$	9- m	200 kPa
Modul, $M_0$	Hela profilen	250 $\tau_{fu}$
Modultal, $M'$	0-9 m	12,5
Modultal, $M'$	9- m	17
Hor. konsolideringskoefficient	Hela profilen	$2c_{vv}$ ger $2 \cdot 10^{-8}$ m <sup>2</sup> /s
Tunghet lera, $\gamma_{\text{lera}}$	Hela profilen	15 kN/m <sup>3</sup>

Materialparametrar för pelarna antas enligt Tabell F1:1.7.

**Tabell F1:1.7. Materialparametrar för pelare.**

Parameter	Värde
Diameter, $D_{\text{pel}}$	0,6 m
Centrumavstånd, c	1,0 m
Modul pelare, $E_{\text{pel}}$	10 000 kPa
Permeabilitetsförhållande pelare/lera	400
Skjuvhållfasthet för pelaren, $c_{\text{uk,pel}}$	100 kPa

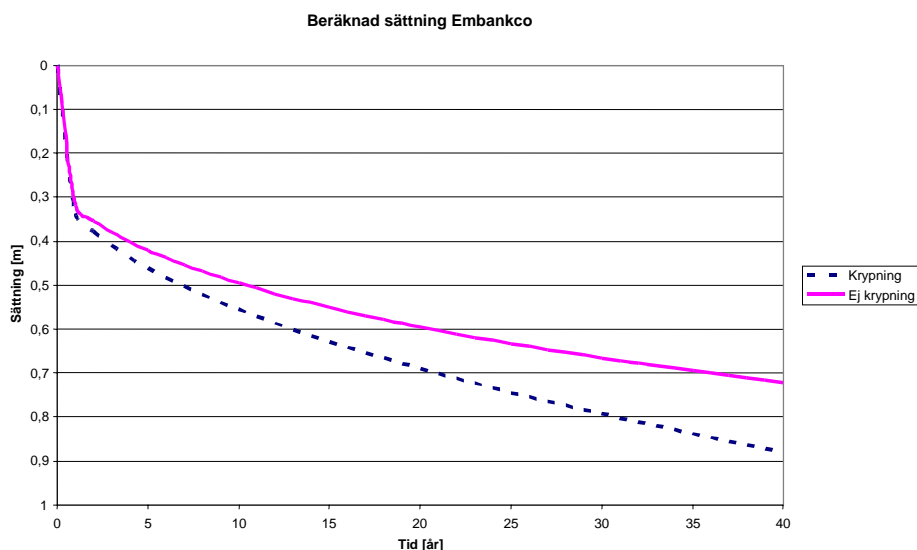
### Beräkning av totalsättning

Beräkning för oförstärkt bank utförs med beaktande av krypsättningar med beräkningsprogrammet Embankco. Programmet och beräkningsmetoden finns beskrivet i SGI information 13.

Kalkcementpelarförstärkt bank beräknas med beräkningsprogrammet Limeset. Limeset finns beskrivet i SGI Varia 248. I Limeset anpassas de laster som används så att eventuell överlast samtidigt modelleras. Ur Limeset fås därefter totalsättning samt en ungefärlig sättningsutveckling.

#### Utbildad sättning efter 40 år

Beräknad sättning med Embankco efter 40 år för oförstärkt bank inklusive krypning uppgår till drygt 0,85 m, se Figur F1:1.15. Utan hänsyn till krypning erhålls en sättning på drygt 0,7 m.



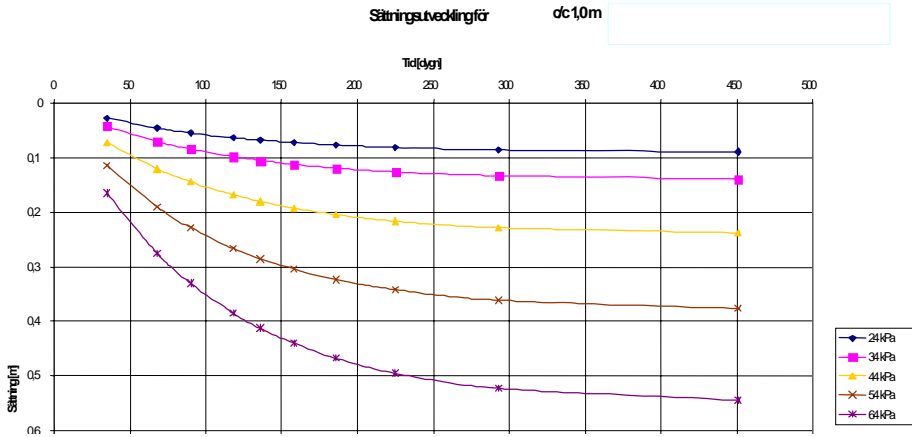
**Figur F1:1.15. Beräknad sättning för oförstärkt bank med resp. utan krypning.**

Tillåten totalsättning under 40 år efter att banan tagits i drift är, enligt BVF 585.14, 0,20 m för sth 200 km/h.

Med förstärkning är sättningen beräknad med Limeset 0,14 m för en last motsvarande full bankhöjd (motsvarar 34 kPa i Figur F1:1.16). Beräkningsmässigt är 95 % av sättningsarna utbildade efter ca 10 månader, se Figur F1:1.18. Med överlast kan denna tid minskas.

Beräkningen är ungefärlig och skall följas upp med sättningsavvägningar under liggtiden. Dessa avvägningar ska utföras tätare under tiden närmast efter upp-  
lastning och kan därefter glesas ut när sättningshastigheten minskar.



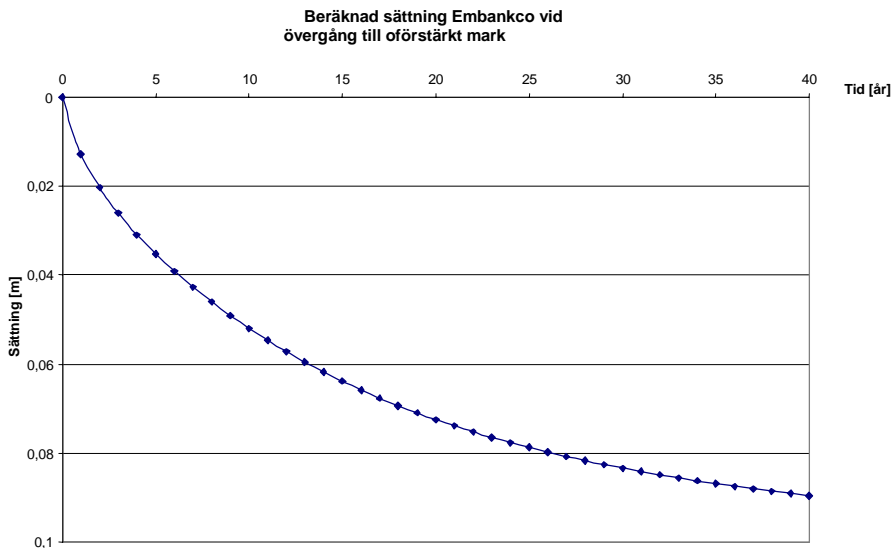


**Figur F1:1.16. Beräknad sättning för förstärkt bank.**

### Differenssättning

Beräkning av sättningar har utförts för sektioner belägna på 10 m avstånd från skärningar i fastmark. För detta avstånd mellan sektionerna är maximal acceptabel differenssättning 0,02 m, jämför Figur F1:1.1.

I detta exempel redovisas beräkningen för sektionen 10 m från skärning vid 00+410. Beräknad sättning utan förstärkning i denna sektion är 0,09 m, se Figur F1:1.17. Av detta följer att förstärkning krävs hela vägen fram till att järnvägsbanken ligger i skärning.



**Figur F1:1.17. Beräknad sättning för oförstärkt bank 10 m från fastmark.**

### Tvårsättning och skevsättningar

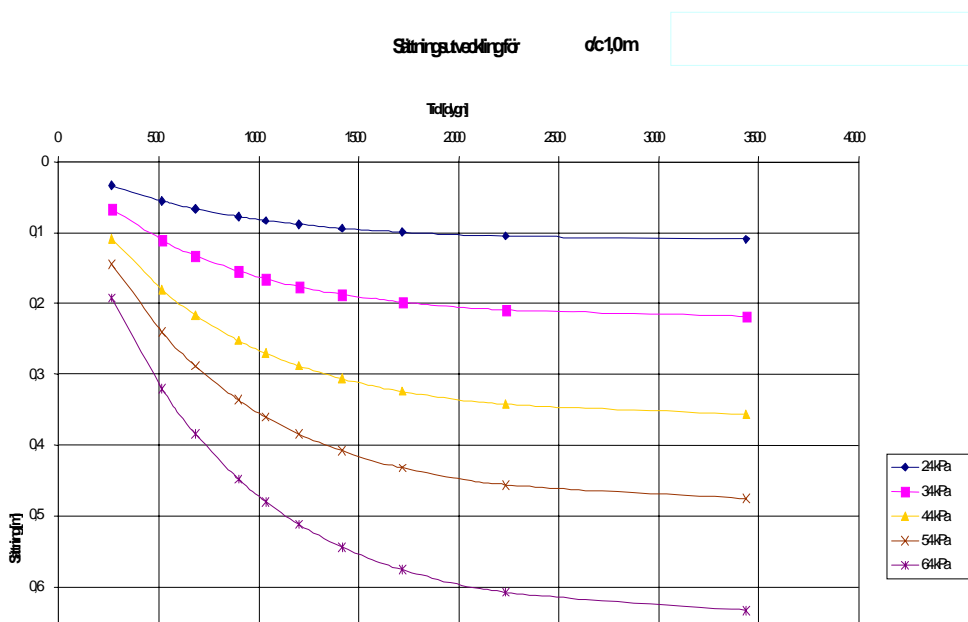
I detta fall är markytan plan och inga påtagliga variationer i jordmaktighet tvärs banken finns. Beräkning av tvårsättning och skevsättning är därmed inte aktuell.

### Alternativ dimensionering i bruksgränstillstånd, totalsättning beräknad med alternativt antagande av pelarpermeabilitet

Det är lämpligt att utföra beräkningar med olika parametrar för att ge en uppfattning om i vilket intervall förväntad konsolideringstid och sättning kan förväntas ligga.

I tidigare beräkningar för sättningar i förstärkt jord har permeabilitetsförhållandet mellan pelare och jord antagits till 400. Vid en kontrollberäkning med ett 10 ggr lägre permeabilitetsförhållande erhålls en förlängning av sättningsförloppet där 95 % av sättningen utbildats efter ca 6 år, Figur F1:1.18.

Med detta antagande krävs överlast för att ta ut sättningarna under byggtiden.

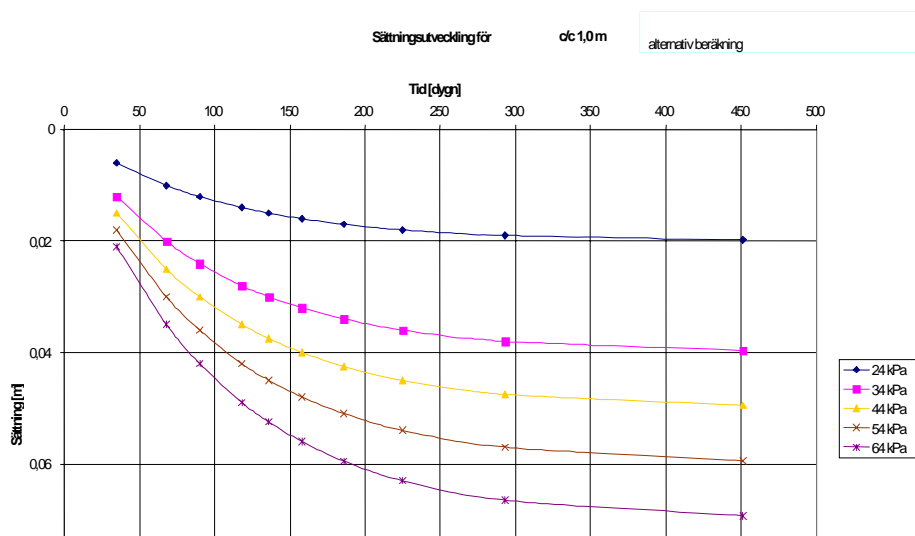


Figur F1:1.18. Beräknad sättning för förstärkt bank, alternativ beräkning med lägre permeabilitet.

### Alternativ dimensionering i bruksgränstillstånd, totalsättning beräknad med alternativt antagande av pelarmodul

Då det i sättningsberäkningen antas låga värden på skjuvhållfasthet och därmed också låg modul i pelaren kan detta medföra att sättningarna överskattas. Resultaten från inblandningsförsöken tyder på möjlighet att erhålla högre hållfasthet i pelarna än föreskrivna 100 kPa. I den alternativa beräkningen har skjuvhållfastheten i pelarna satts till 250 kPa genom hela profilen. I denna alternativa dimensionering har pelarens E-modul beräknats som  $150 \cdot c_{uk,pel}$ .

Om modul enligt ovan och i övrigt samma parametrar som tidigare används, erhålls en beräknad sättning på ca 0,04 m för aktuell last. Beräkningen redovisas i Figur F1:1.19.



Figur F1:1.19. Beräknad sättning för förstärkt bank - alternativ beräkning med högre pelarmodul och skjuvhållfasthet.

### Slutsatser från sättningsberäkningar

Av beräkningarna med försiktigt valda parametrar framgår att förstärkt bank kan förväntas sätta sig cirka 0,15 m. I det fall överlast används kan liggtiden för banken kortas något.

Av de alternativa beräkningarna framgår att om den fiktiva permeabiliteten i pelarna överskattas, kan utbildandet av de verkliga sättningarna ta betydligt lägre tid än vad som beräknas med vanliga antaganden. Om höga pelarmoduler

erhålls kan betydligt mindre sättningar erhållas än vad som beräknas med försiktigt valda värden.

Slutsatsen är att förstärkningen preliminärt skall utföras med 1 m överlast. I det fall högre pelarmoduler kan påvisas i samband med de provpelare som skall installeras, kan överlasten modifieras efter beslut av ansvarig geokonstruktör.

För att följa sättningarna skall ett kontrollprogram upprättas.

### ***Jorddynamisk analys***

#### *Oförstärkt bank*

En översiktlig beräkning av skjuvvågshastigheten i jorden utförs enligt ovan.

Beräkning av skjuvvågshastigheten utförs genom kombination av de empiriska sambanden 3.5 och 3.7 i BVF 585.13:

$$G_0 = r \cdot c_s^2$$

och

$$G_0 = 504 \cdot \frac{t_{fu}}{w_1}$$

Där  $G_0$  är skjuvmodul och  $c_s$  är skjuvvågshastighet.

Skjuvmodulen enligt empiri blir:

$$G_0 = \frac{504 \cdot 6}{0,9} = 3360 \text{ kPa}$$

Skjuvvågshastigheten enligt empiri blir därmed

$$c_s = \sqrt{\frac{3360}{1,45}} \approx 48 \text{ m/s}$$

Enligt BVF 585.13 beräknas sth i den översiktliga beräkningen som  $c_{s,empiri}/1,5$  vilket ger sth = 32 m/s = 115 km/h.

Banan skall dimensioneras för sth 200km/h och det föreligger således risk för höghastighetsproblem. En fördjupad utredning skall därmed utföras och förstärkning behöver troligen göras även av denna anledning.

#### *Förstärkt bank*

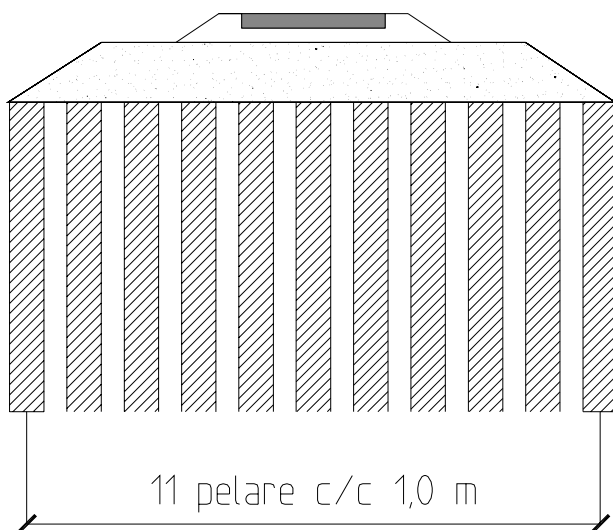
I detta fall förstärks jorden med KC-pelare. Dessa är tänkta att placeras i rut-mönster, vilket i princip inte är något bra installationsmönster för att lösa höghastighetsproblem. En noggrannare analys av om pelarnas effekt är tillfyllest bör därför utföras.

#### **Vald utformning**

Beräkningarna visar att en förstärkning med singulära kalkcementpelare med diametern 0,6 m och inbördes avstånd 1,0 m ger tillfredställande säkerhet mot markbrott. Beräkningar visar att en oförstärkt bank klarar av en temporär överlast på ca 2 m utan att ytterligare åtgärder behöver vidtas.

Likaså uppfylls kraven på sättningar. Krav ställs på att provpelare skall utföras innan kalkcementpelarinstallationen påbörjas för att verifiera föreslagen utformning och för beslut om överlast. Eftersom arbetet utförs i GK3 skall geokonstruktörens utvärdering av utförda provpelare kontrolleras av oberoende sakkunnig.

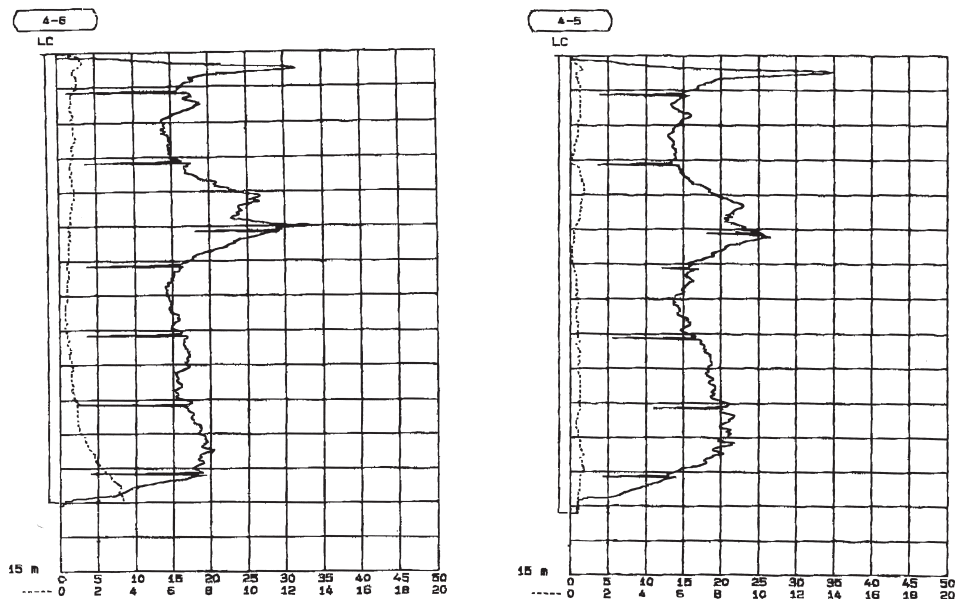
Följande typsektion har tagits fram för aktuell sträcka:



**Figur F1:1.20. Typsektion för kalkcementpelarförstärkning, pelarlängd 13 m.**

## Resultat från provpelare

Utförda kontroller av provpelare visar på tillfredställande hållfasthetstillväxt. Pelarsondering utfördes 2 – 3 veckor efter installation av pelare med sonddimension 20 x 400 mm. Exempel från pelarsonderingen redovisas i Figur F1:1.21.



Figur F1:1.21. Pelarsondering i provpelare, sondmotstånd redovisas i kN och lutning i grader på den horisontella axeln.

Pelarnas hållfasthet kan preliminärt utvärderas med ett förenklat samband,  $c_{u,pel} \approx 10 \cdot Q$  kPa, där  $Q$  är sonderingsmotståndet i pelaren mätt i kN. Av diagrammet följer att pelarnas medelhållfasthet överstiger det dimensionerande värdet 100 kPa. I exemplet ovan minskar sondmotståndet i underkant av pelarna vilket normalt är fallet.

Pelarnas skjuvhållfasthet varierar mellan cirka 150 – 250 kPa efter 15 – 20 dygn. Motsvarande värden vid laborieförsöken var 120 – 180 kPa. Hållfasthetstillväxten under de efterföljande 2 månader vid laborieförsöken var ca 70 – 80 kPa

Av ovanstående resultat framgår att angiven förstärkningsutförning är tillfredsställande.

*Kommentar:*

*För att bättre kunna bedöma hållfastheter vid pelarsondering kan det vara lämpligt att föreskriva att kontrollsondering skall utföras med samtidig inklinometermätning som i exemplet ovan. Detta för att bättre kunna avgöra om låga sondmotstånd beror på att det är pelaren som har lägre kvalitet eller att pelarsonden styrt ur pelaren. Detta gäller i synnerhet då långa pelare installeras. Även förborring med lämplig dimension kan föreskrivas för att få pelarsonden att styra rätt i pelaren.*

## **Slutlig utförning av förstärkningen**

Förstärkningen utfördes med kalkcementpelare med diameter 0,6 m och c/c 1,0 motsvarande 11 rader i tvärled, inblandningsmängd 92 kg/m<sup>3</sup> samt 50 % kalk och 50 % cement.

Efter provpelarinstallationen beslutades att förbelastning med överlast inte skulle utföras, men att kontroll av sättningar skulle utföras både under byggskedet och även efter att banan tagits i drift.

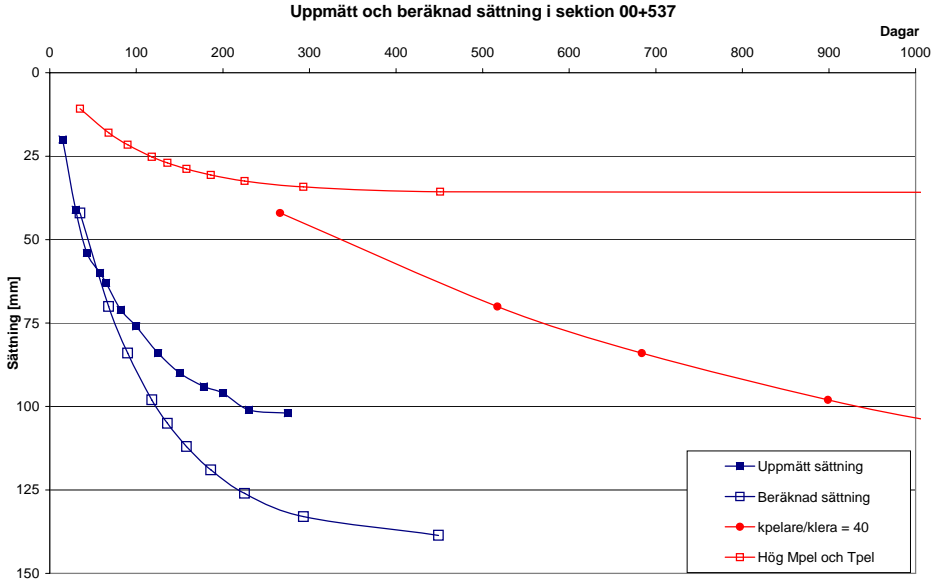
## **Uppföljning**

Sättningarna under byggskedet har följts upp och framgår av Figur F1:1.22. Den uppmätta slutsättningen efter bankens liggtime innan den togs i drift uppgår i beräkningssektion 00+537 till ca 100 mm. I figuren har även de olika sättningsberäkningarna tagits med.

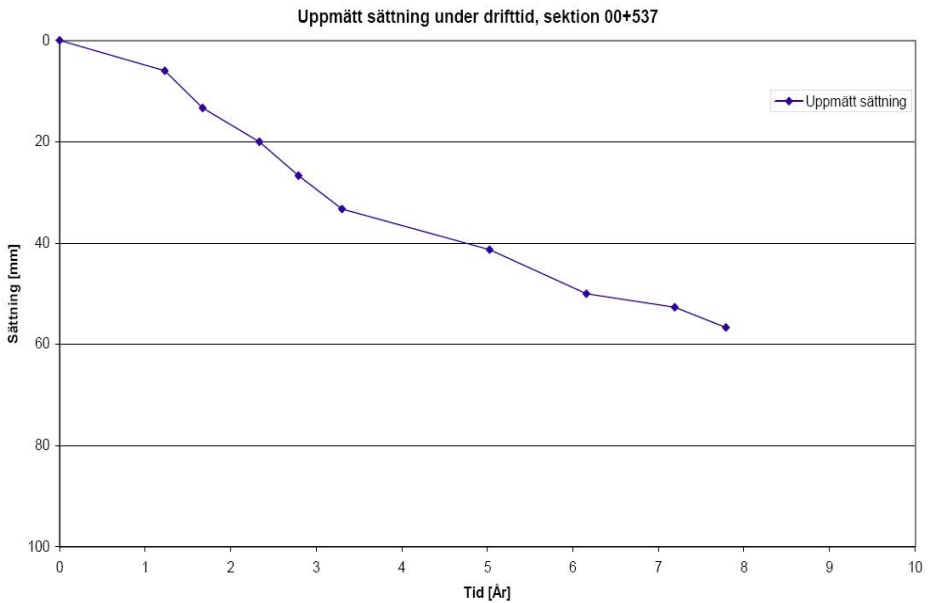
Det bör noteras att överballasten inte påförts direkt, utan lagts ut efter liggtime. Detta förfarande, och det faktum att ingen överlast lades ut på banken, medför att risk finns för ytterligare sättningar under drifttiden.

I Figur F1:1.23 framgår att det efter ca 6 års drift uppkommit en eftersättning på som mest ca 58 mm.

Av sättningsuppföljningarna framgår att det är lämpligt att utföra bankar förstärkta med kalkcementpelare med överlast. Om överlasten är rätt dimensionerad uppkommer inga, eller ytterst små, sättningar i den kalkcementpelarförstärkta jorden efter det att banan tagits i drift. Överlasten kan även förkorta byggtiden om denna är kritisk.



**Figur F1:1.22. Sättningar i sektion 00+537 under liggtid – beräknade och uppmätt.**



**Figur F1:1.23. Sättningar under drifttid.**



## EXEMPEL F1:2 – LÅG BANK PÅ SVÅRSTABILISERAD LERA MED PELARE TILL FAST BOTTEN

Följande exempel redovisar en arbetsgång vid dimensionering av en förstärkning för en låg järnvägsbank med bindemedelsstabiliserade pelare till fast botten. Jorden består i detta fall av delvis gyttjig lera med mycket låg hållfasthet.

### Innehållsförteckning

Inledning

Förutsättningar

- Laster och lastkombinationer

- Geoteknisk klass

- Normalsektion

- Jordens karakteristiska materialvärden

- Pelarnas karakteristiska materialvärden

- Förstärkningens karakteristiska materialvärden

Dimensionering

- Dimensionerande laster

- Dimensionerande materialegenskaper

- Dimensionering i brottgränstillstånd, stabilitet

- Dimensionering i bruksgränstillstånd, sättningar

- Jorddynamisk analys

Vald utformning

Resultat från provpelare

Slutlig utformning av förstärkningen

Uppföljning

## Inledning

Beräkningsexemplet visar en konventionell förstärkning av en svårstabiliserad mellansvensk lera inför konstruktion av en järnvägsbank. Banan byggs för ett enkelspår med 25 tons axellast, linjelast 8 ton/m och största tillåtna hastighet, sth, 200 km/h. Järnvägsbanken är låg dvs. last från fyllning och trafik är < 100 kPa. Problemställningen i exemplet är bankstabilitet, sättningar och risk för höghastighetsproblem. Diskussion förs också runt möjligheterna att förbättra de ursprungliga förutsättningarna genom t.ex. urgrävning.

## Förutsättningar

### *Laster och lastkombinationer*

I brottgränstillstånd skall enkelspåret kontrolleras med avseende på stabiliteten.

Trafiklasten bestäms enligt BVS 585.12.

För enkelspår är linjelasten för normal trafik  $q_{\text{linje}} = 110 \text{ kN/m}$  och denna last skall fördelas på bredden  $b = 2,5\text{m}$

$$\text{Detta ger en trafikbelastning } q_{\text{trafik}} = \frac{q_{\text{linje}}}{b} = \frac{110}{2,5} = 44 \text{ kPa}$$

### *Geoteknisk klass*

Enligt SGF Rapport 2:2000 skall geoteknisk klass 3 tillämpas om något av följande kriterier är uppfyllt:

5. Last från fyllning och trafik > 100 kPa.  
*(i det aktuella fallet är bankhöjden 2,7 m. Detta ger överslagsmässigt, med tungheten 20 kN/m<sup>3</sup>, en last pga. egentyngd av 54 kPa. Banklast + trafiklast < 100 kPa)*
6. Cuk, pel  $\geq 100 \text{ kPa}$ .
7. Cuk, jord  $\leq 8 \text{ kPa}$ .
8. Pelare i organisk jord eller sulfidjord utnyttjas vid dimensionering.

I BVH 585.16 framgår att geoteknisk klass 3 skall tillämpas om något av följande kriterier är uppfyllt:

8. Last från fyllning och trafik > 100 kPa.
9. Bank på långsluttande markyta med lutning > 1:7.
10. Permanenta skärningar.
11. Temporära schakter intill spår (kräver särskild utredning för att pelare skall kunna tillgodoräknas i passivzon).

- 12. Grundläggning av sluten rambro på kalkcementpelare.
- 13. Pelare i gyttja, svartmocka och silt (endast i undantagsfall).
- 14. Cementhalten > 50%.

I det aktuella fallet tillämpas geoteknisk klass 3 eftersom kriterium 3 ovan enligt SGF 2:2000 är uppfyllt, dvs.  $c_{uk,jord} \leq 8 \text{ kPa}$ . Detta innebär att en oberoende sakkunnig skall anlitas för kontroll av dimensionering och utförande. GK 3 innebär också att flera pelare måste kontrolleras med avseende på hållfasthet och kontinuitet.

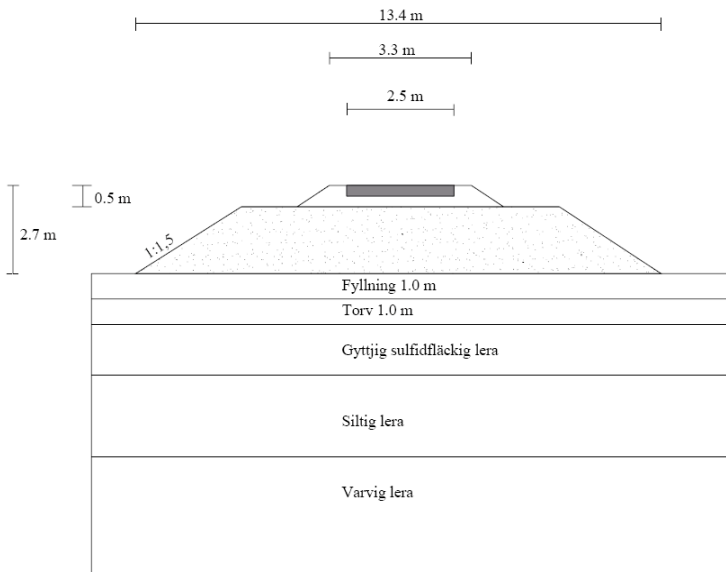
**Normalsektion**

Banken i den aktuella sektionen har en bankhöjd av 2,7 m. Ballastens tjocklek är 0,5 m och underballastens tjocklek är 1,0 m. Resterande bankfyllning består av sprängsten. Vid beräkningarna antas sprängsten och underballast ha samma egenskaper.

Vid beräkningarna har tungheten antagits till följande:

underballast 0–150 mm  $\gamma_{\text{underballast}} = 20 \text{ kN/m}^3$   
ballast  $\gamma_{\text{ballast}} = 19 \text{ kN/m}^3$

Bankens övriga dimensionerna visas i Figur F1:2.1.

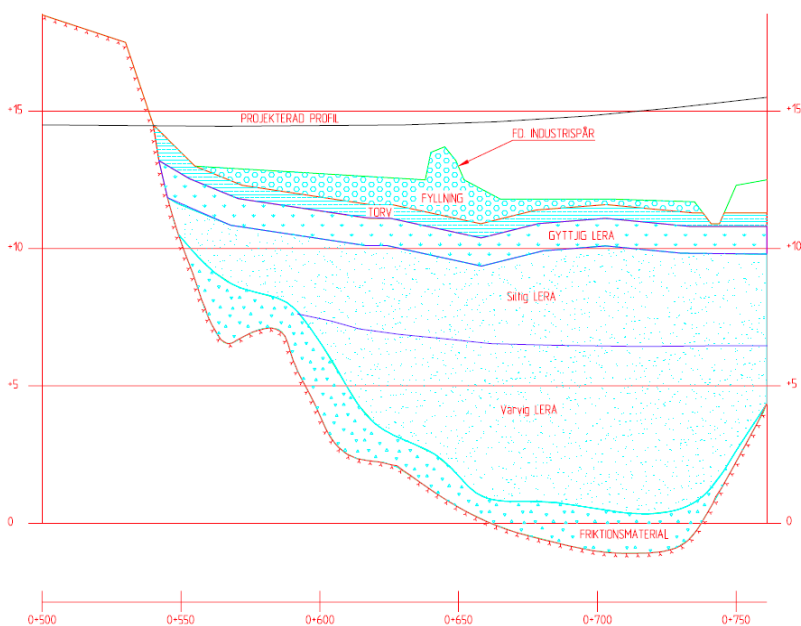


**Figur F1:2.1. Normalsektion för enkelspår.**

Det torvlager som finns överst i jordprofilen grävs ur under blivande bank och återfyllning görs med friktionsjord. Detta innebär att belastningen på jorden ökar. I beräkningarna antas fyllningens effektiva tunghet till  $11 \text{ kN/m}^3$ . Lasten på den pelarförstärkta jorden inklusive trafiklast överstiger därmed  $100 \text{ kPa}$ , vilket innebär att ytterligare ett kriterium för tillämpning av geoteknisk klass 3 uppfylls.

### ***Jordens karakteristiska materialvärden***

Jordprofilen består överst av 1 m fyllning underlagrad av cirka 1 m torv. Därunder finns cirka 12 m lera. Den övre delen av lerlagret är gyttjig och leran blir därefter siltig för att på större djup bli varvig. De övre lerlagren ner till den varviga leran är postglaciala avsättningar, medan den varviga leran troligen är glaciala. Under leran återfinns friktionsjord som antas bestå av sand.



**Figur F1:2.2. Jordlagerprofil för den aktuella delsträckan. Beräkningssektion 0+660.**

Inom området har utförts CPT-sondering i en punkt, vingförsök i en punkt och kolvprovtagning i två punkter. Resultaten av hållfasthetsbestämningarna finns sammanställda i Figur F1:2.3. Då längdmätningen ändrats under projekteringen är borrhålet som anges i sektion 0+570 förskjutet cirka 100 m och ligger i sektion cirka 0+670.

### Odränerad skjuvhållfasthet

Ett empiriskt samband för odränerad skjuvhållfasthet baserat på en sammanställning av erfarenhet för skandinaviska leror är bl.a. presenterat i Skredkommissionens rapport 3:95. Förhållandet mellan  $\tau_{fu}$  och  $\sigma'_c$  varierar med konflytgränsen. Vid beräkning av kvoten  $\tau_{fu}/\sigma'_c$  har antagits att konflytgränsen är 60 % ned till 4 m djup och därunder 30 %, att leran är normalkonsoliderad och att grundvattenytan ligger en meter under markytan.

Detta ger en empirisk kvot  $\tau_{fu}/\sigma'_c = 0,26$  för den övre delen och 0,21 för den undre. Ner till 4 m djup har ett medelvärde av hållfasthetsbestämningarna använts som karakteristiskt värde, vilket också stämmer väl med det empiriska sambandet. Under 4 m djup ger det empiriska sambandet högre värden än flera av bestämningarna. Den karakteristiska hållfastheten har här valts med ledning av de bestämda värdena och den trend mot djupet som ses i resultaten från CPT-sonderingen.

Det karakteristiska värdet för en materialegenskap kan enligt BKR bestämmas som ett strikt medelvärde eller ett försiktigt val baserat på dokumenterad erfarenhet. I detta fall har ett medelvärde använts för den övre delen av jordprofilen medan en mer konservativ fördelning valts för den nedre delen..

Karakteristiska värden för den ostabiliserade jorden har därmed valts enligt Tabell F1:2.1 och Figur F1:2.3.

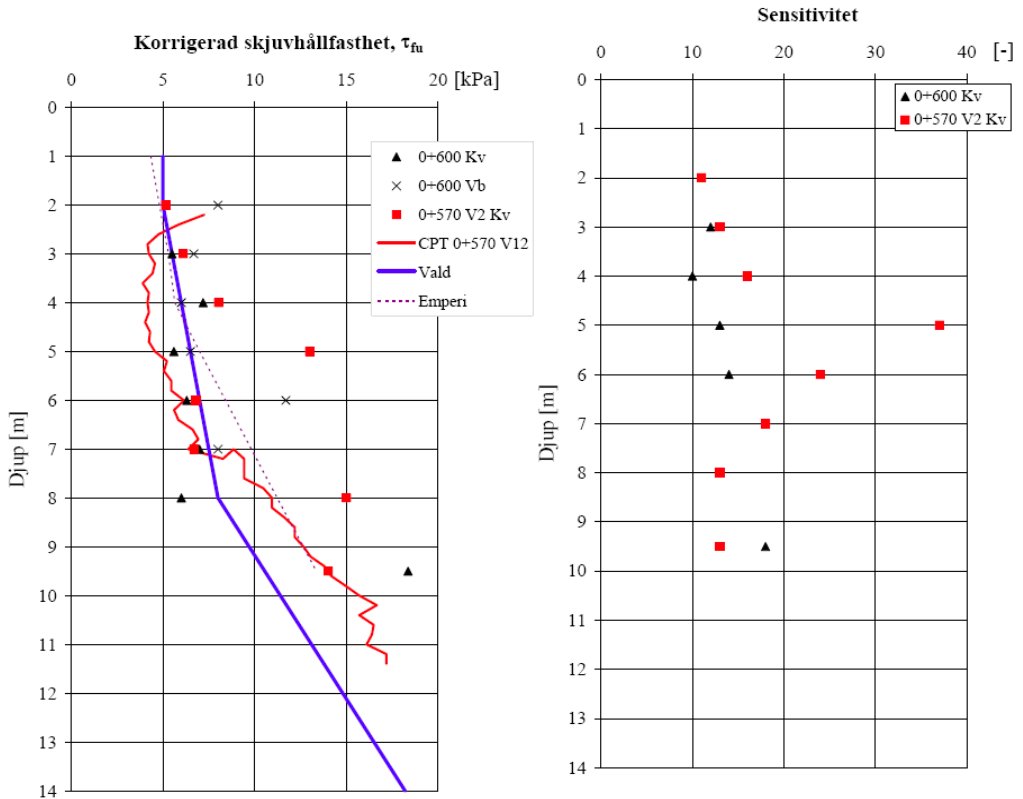
**Tabell F1:2.1. Karakteristisk skjuvhållfasthet i ostabiliserad jord.**

Djup under my		C <sub>uk</sub> (kPa)
Från	Till	
1	2	5
2	8	5+0,5(z-2)
8	13	8+1,7(z-8)

z är djupet från markytan

### Sensitivitet

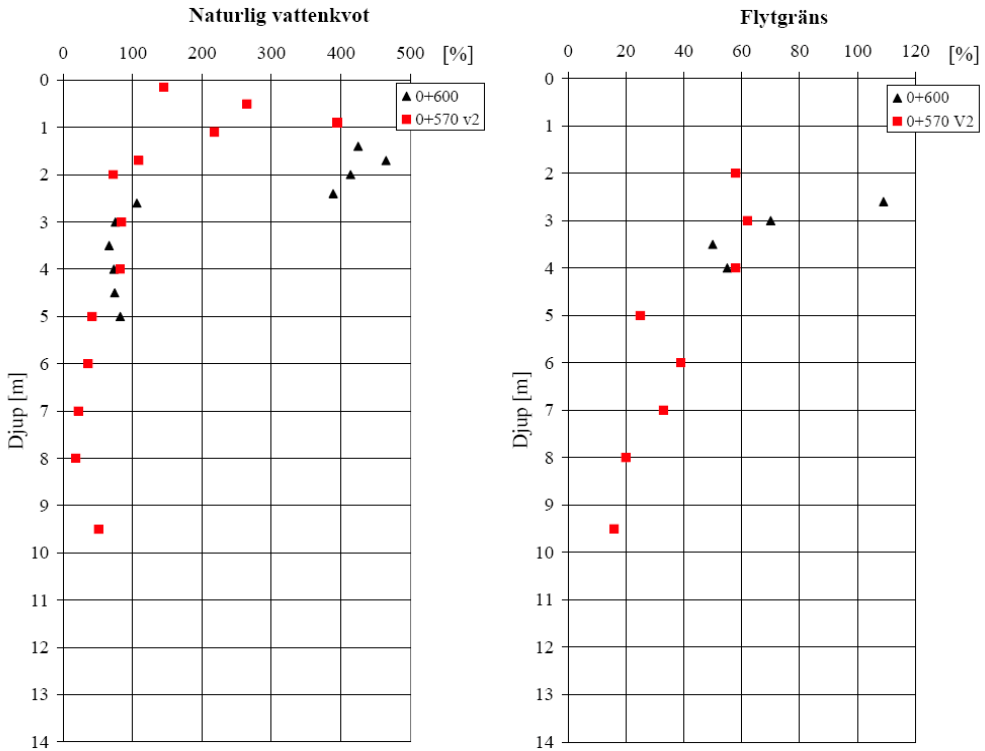
Sensitiviteten är i huvudsak i intervallet 10 – 20 och leran klassificeras därmed som mellansensitiv, se Figur F1:2.3.



**Figur F1:2.3. Sammanställning av korrigerad odränerad skjuvhållfasthet och sensitivitet.**

*Vattenkvot och konflytgräns*

Vattenkvoten är hög i de övre delarna av jordprofilen, som högst cirka 450 % i torven för att minska till cirka 80% i de övre delarna av lerlagret. Under cirka 5 m djup varierar vattenkvoten mellan cirka 20 och 40 %. Konflytgränsen ligger i intervallet 60 – 110 % ner till 4 m djup och minskar därefter till att variera mellan 15 och 40 %, se Figur F1:2.4.



Figur F1:2.4. Sammanställning av vattenkvot och konflytgräns.

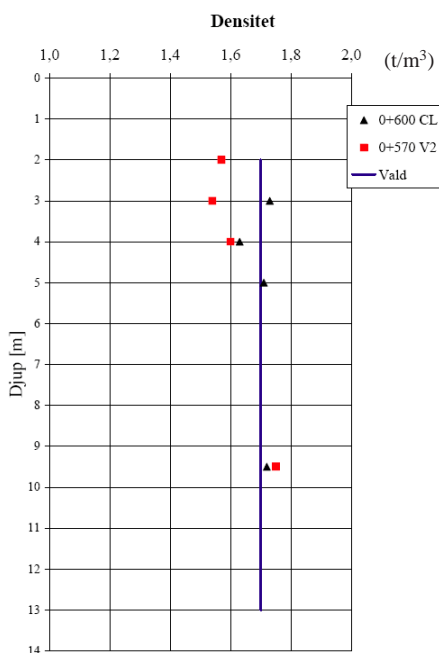
*Dränerad skjuvhållfasthet*

Laboratorieundersökningar för att bestämma de dränerade hållfasthetsparamet-rarna för leran har inte genomförts. Ur empiriska samband (Skredkommissionen rapport 3:95), erhålls;

$$\phi'_k = 30^\circ \text{ och } c'_k = 0,1 \text{ c}_{uk} \geq 0,5 \text{ kPa}$$

*Densitet*

Vid beräkning av överlagringstrycket har densiteten bestämd på prover från sektion 00+600 använts. Samma medelvärde av 1,7 t/m<sup>3</sup> har använts genom hela lerlagret, se Figur F1:2.5.



**Figur F1:2.5. Sammanställning av densitet.**

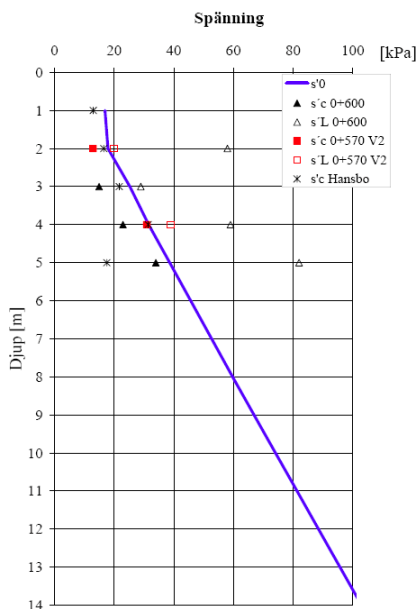
#### *Förkonsolideringstryck och överkonsolideringsgrad*

Resultaten från CRS-försök utförda på proverna visar på ”underkonsoliderad” lera. Leran har eventuellt inte hunnit konsolidera för den fyllning som lagts ut, varför konsolideringssättningar och/eller krypsättningar kan förmodas pågå i området. Förkonsolideringstrycket som används i beräkningarna väljs därför som om leran vore normalkonsoliderad för situationen innan fyllning påfördes och  $\sigma'_L$  antas vara 20 kPa högre än  $\sigma'_c$ , se Figur F1:2.6.

#### *Kommentar:*

*Ödometerförsök är endast utförda på ytliga prov, vilket gör det mycket svårt att uppskatta parametrar för sättningsberäkningar på större djup. Detta beror på att ostörda prover varit svåra att få upp från den varviga leran. Dessutom fanns inga porttrycksspetsar installerade, vilket man borde ha kompletterat med för att få en korrekt bild av effektivspänningarna i jordprofilen. Värdet på  $\sigma'_L$  varierar stort mellan borrhålen. Ett ungefärligt medelvärde av dessa har valts.*





Figur F1:2.6. Sammanställning av resultat från ödometerförsök.

### Deformationsegenskaper

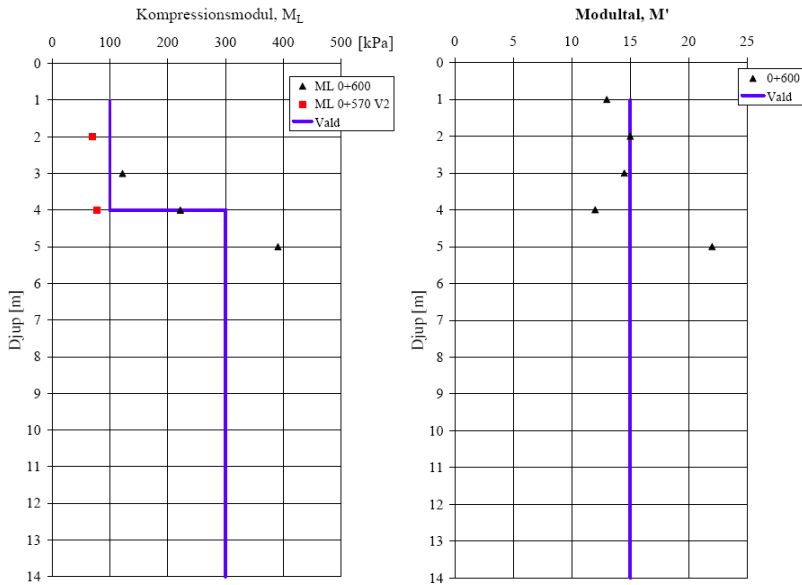
Modulen  $M_L$  uppmätt på prover från sektion 0+600 visar på en linjär ökning mot djupet. Vid beräkningarna har dock valts att också ta hänsyn till resultaten från sektion 0+570 och att dela in lerlagret i två delar med moduler enligt Tabell F1:2.2 och Figur F1:2.7. Detta antagande torde vara på "säkra sidan" eftersom modulen i den varviga leran på större djup sannolikt är högre.

Tabell F1:2.2. Modul.

Djup under my		$M_L$ (kPa)
Från	Till	
0	4	100
4	13	300

### Kommentar:

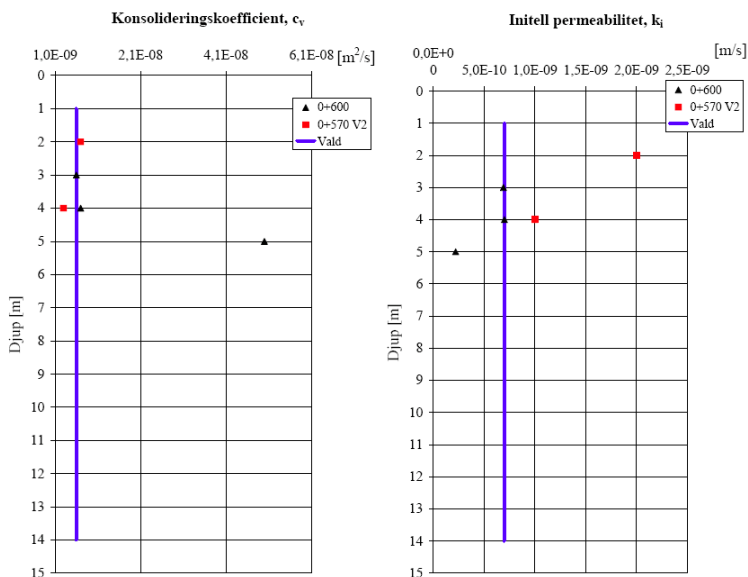
En motsvarande indelning borde ha gjorts också beträffande modultalet med ett lägre modultal i den översta delen och ett högre modultal under 4 m djup, men i detta fall har ett värde av 15 använts genomgående vid beräkningarna.



**Figur F1:2.7. Sammanställning av kompressionsmodul och modultal.**

*Konsolideringskoefficient, permeabilitet*

Konsolideringskoefficienten,  $c_v$ , och den initiella permeabiliteten,  $k_i$ , varierar relativt kraftigt, se Figur F1:2.8. Vid beräkningarna har antagits att  $c_v$  är konstant  $6,0 \cdot 10^{-9}$  m<sup>2</sup>/s genom hela profilen. Lerans initiella permeabilitet har på motsvarande sätt antagits vara konstant  $7,0 \cdot 10^{-10}$  m/s, se Figur F1:2.8.



**Figur F1:2.8. Sammanställning av konsolideringskoefficient och initiell permeabilitet.**

### Grundvattenförhållanden

Några portrycksmätningar i leran har inte genomförts inom området. Två grundvattenrör installerade i friktionsjorden under leran visar att trycknivån här ligger ca 1 meter under markytan. Vid beräkningarna har en hydrostatisk tryckfördelning antagits från denna nivå. Inte minst med tanke på att resultaten från CRS-försöken indikerar att leran är underkonsoliderad, hade det varit lämpligt att utföra portrycksmätningar.

### Pelarnas karakteristiska materialvärden

Inblandningsförsök skall utföras för alla karakteristiska jordlager. För det aktuella fallet har bedömningen gjorts att det finns två karakteristiska jordlager, ett ner till 5 meters djup och ett därunder.

Inblandningsförsök har gjorts för båda jordlagren och separat på prover från båda de undersökta sektionerna.

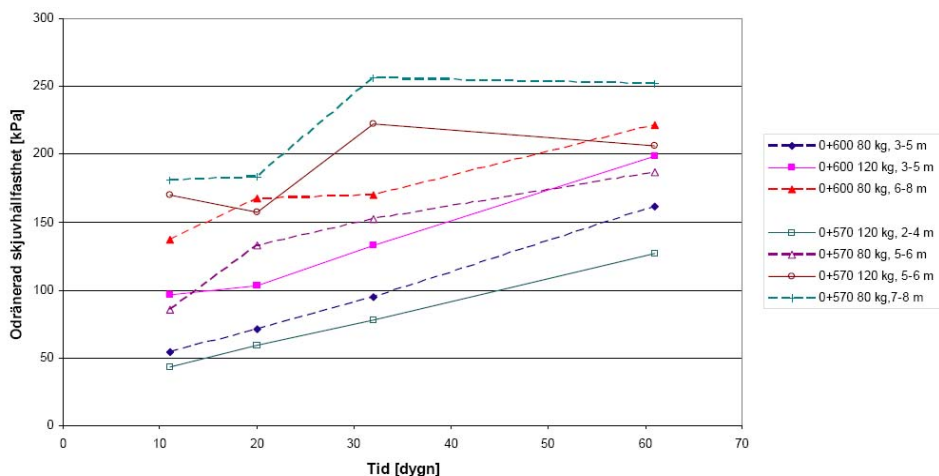
### Bindemedel

Som bindemedel har en blandning av 50 % osläckt kalk och 50 % cement valts. Vid inblandningsförsöken har två inblandningsmängder av  $80 \text{ kg/m}^3$  respektive  $120 \text{ kg/m}^3$  använts, vilket för en pelare med diametern 0,8 m motsvarar  $40 \text{ kg/m}$  respektive  $60 \text{ kg/m}$ .

## Resultat från inblandningsförsök

Resultaten från inblandningsförsöken i laboratoriet visas i Figur F1:2.9.

### Resultat inblandningsförsök



Figur F1:2.9. Resultat från inblandningsförsök i laboratoriet.

### Odränerad skjuvhållfasthet

Resultaten från inblandningsförsöken visar varierande effekter för den använda blandningen bestående av 50% osläckt kalk och 50% cement. För de inblandningar som är gjorda på prover från grundare djup fås en relativt låg hållfasthet medan den är hög för prover från större djup. Efter ca 30 dygn är hållfastheten cirka 75 kPa uppnådd för de grundare djupen respektive 150 kPa för de större djupen. Effekten varierar som nämnts främst med provtagningsnivån. Det angivna värdet på hållfastheten gäller för inblandningsmängden 120 kg/m<sup>3</sup> i den översta och mest organiska leran. Den lägre inblandningsmängden provades inte för detta skikt och i övrigt är någon effekt av inblandningsmängden svår att utläsa ur resultaten.

Det finns en osäkerhet om vilka värden som kan erhållas i fält och det antagna värdet vid dimensioneringen bör verifieras med provpelare i fält. Den dimensionerande odränerade skjuvhållfastheten antas vara  $c_{uk,pel} = 75$  kPa ner till 5 m djup och 100 kPa därunder. Detta förutsätter att en inblandning av 120 kg/m<sup>3</sup> används, speciellt i den övre delen.

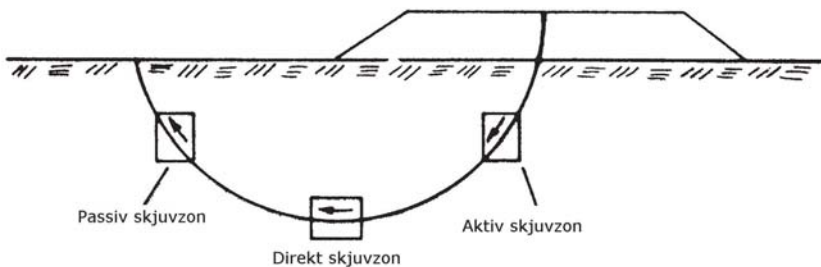
*Kommentar:*

Eftersom hållfasthetstillväxten i laboratorieundersökningarna inte är särskilt stor väljs den större inblandningsmängden i den organiska jorden. Det är svårt att bedöma lämplig inblandningsmängd för större djup då endast två inblandningar kunnat göras på denna jord. Hållfasthetsökningen med tiden är här enligt resultaten mycket låg och på basis av befintligt underlag väljs samma inblandningsmängd här.

*Dränerad skjuvhållfasthet*

De dränerade parametrarna antogs i enlighet med rekommendationerna i SGF rapport 2:2000 till  $\phi'_{k,pe} = 35^\circ$  eftersom det är kalkcementpelare som användes.

De kohesionsintercept som kan påräknas beror på om pelarna placeras i aktiv, direkt eller passiv zon. Zonernas indelning framgår av Figur F1:2.10. Singulära pelare i direkt skjuvzon och passivzon får ej tillgodoräknas. I det aktuella fallet medräknas endast pelarna i den aktiva zonen för dränerad och kombinerad analys och det pelarförstärkta området avslutas i beräkningsmodellen ungefär vid bankkrön. Därmed blir  $\beta = 0,3$  vilket ger  $c'_{k,pe} = \beta \cdot c_{uk,pe} = 30$  kPa. (För direkt skjuvzon och passivzon är  $\beta = 0,1$  resp. 0 om pelarna är placerade i skivor eller annat mönster som tillåter att skjuvhållfastheten utnyttjas).



**Figur F1:2.10. Indelning i aktiv-, direkt skjuv- och passivzon.**

*Deformationsegenskaper*

Deformationsegenskaper antogs i enlighet med SGF Rapport 2:2000, Tabell 3.1. Enligt denna antas Epel för kalkcementpelare variera mellan 50 till  $150 \cdot c_{uk,pe}$ . För aktuellt exempel valdes  $E_{pe} = 100 \cdot c_{uk,pe}$ .

*Permeabilitet*

Den fiktiva permeabiliteten för pelaren att användas i beräkningar med Limeset antas vara  $k_{pe} = k_{jord} \cdot 400$ .

### ***Förstärkningens karakteristiska materialvärden***

För att kunna bestämma förstärkningens karakteristiska skjuvhållfasthet krävs att man vet hur stor del av ytan som kommer att täckas av KC-pelare, dvs. att täckningsgraden  $a$  är känd. För att göra en första bedömning av hållfastheterna antas följande:

Pelarens diameter  $D_{pel} = 0,8$  meter

Pelarnas centrumavstånd  $c = 1,3$  m

$$a = \frac{p \cdot D_{pel}^2}{4 \cdot c^2}$$

Täckningsgraden  $a$  blir då 0,297.

Detta antagande skall verifieras senare med beräkningar för brott- och bruksgränstillstånd.

### ***Odränerad skjuvhållfasthet***

Den odränerade medelskjuvhållfastheten för det förstärkta området beräknas enligt:

$$t_{fuk} = a \cdot c_{uk,pel} + (1-a) \cdot c_{uk,jord}$$

### ***Dränerad skjuvhållfasthet***

Den dränerade skjuvhållfastheten för det förstärkta området beräknas enligt:

$$t_{fdk} = a \cdot (c'_{k,pel} + s' \tan f'_{k,pel}) + (1-a) \cdot (c'_{k,jord} + s' \tan f'_{k,jord})$$

Samtliga spänningsnivåer som är aktuella längs en tänkt glidyta måste kontrolleras.

### ***Kombination av dränerad och odränerad skjuvhållfasthet***

En kombination av dränerat brott för pelarna och odränerat brott för leran skall även studeras. Denna skjuvhållfasthet bestäms som:

$$t_{fdk} = a \cdot (c'_{k,pel} + s' \tan f'_{k,pel}) + (1-a) \cdot c_{uk,jord}$$

Samtliga spänningsnivåer som är aktuella längs en tänkt glidyta måste kontrolleras.

Kurvorna för de olika hållfastheterna sammanställs lämpligen i diagramform för att tydligare åskådliggöra den pelarförstärkta jordens hållfasthet, se Figur F1:2.11 i Beräkningsexempel 1:1.

## **Dimensionering**

### ***Dimensionerande laster***

Aktuella lastkoefficienter är 1,0 och dimensionerade laster motsvarar därför karakteristiska laster.

### ***Dimensionerande materialegenskaper***

Dimensionering i brottgräns av stabilitet sker utifrån en betraktelse med totalsäkerhet och samtliga partialkoefficienter antas därmed till 1,0. I detta fall är de karakteristiska värdena lika med de dimensionerande.

### ***Dimensionering i brottgränstillstånd, stabilitet***

Lerans hållfasthet varierar inom jordprofilen. Med hänsyn härtill bör profilen delas in i olika lager. I det här fallet finns överst en fyllning och därunder torv som skall grävas ur under banken och ersättas med fyllning. Leran därunder kan delas in i två lager, båda med ökande hållfasthet mot djupet

Dessutom bör hänsyn tas till att kalkcementpelare normalt har lägre kvalitet och därmed lägre hållfasthet i den översta delen. Detta görs lämpligen genom att ansätta en lägre pelarhållfasthet i det översta lagret.

#### *Kommentar:*

*I de fall glidytor går ner mot underkant pelare och då leran ligger direkt på berg utan något mellanliggande friktionsjordlager kan det vara nödvändigt att utföra en beräkning med pelare som har nedsatt hållfasthet i underkant pelare, alternativt låta pelarna sluta någon meter ovanför fast botten i beräkningen.*

Jordens odränerade skjuvhållfasthet beskrivs i Tabell F1:2.1 och den antagna hållfastheten i pelarna framgår av Tabell F1:2.3.

**Tabell F1:2.3. Antagen skjuvhållfasthet kalkcementpelare.**

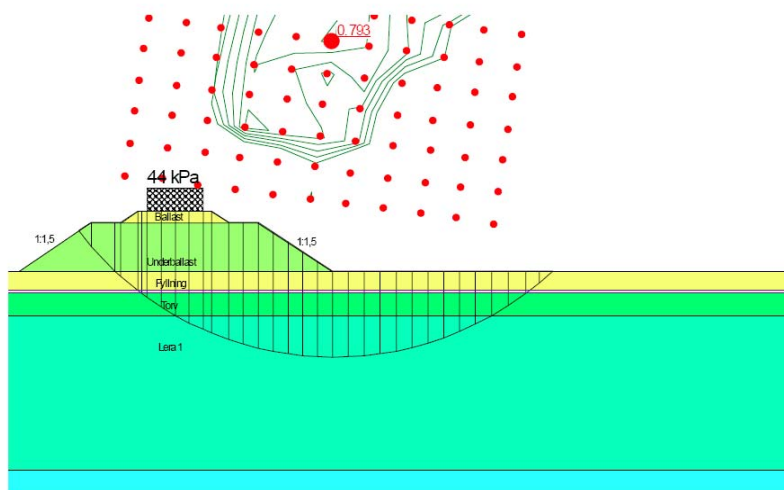
Djupintervall	$c_{uk, pel}$ (kPa)
2 – 5 m	75
5 – m	100

För att kunna modellera hållfastheten i respektive lager bör det beräkningsprogram som används för stabilitetsberäkningarna klara av jordmodeller med bilinjär brottkurva. På detta sätt kan ekvationer enligt ovan matas in i programmet. I och med att brottkurvan för kalkcementpelarförstärkt jord är trilinear krävs dock att man håller reda på vilken aktuell effektiv normalspänning som råder för respektive förstärkt jordlager.

#### *Stabilitetsberäkning för oförstärkt bank med tåglast*

Beräkningen är utförd med Slope/W version 5.19 med geometri enligt typsektion. Analysmetoden är Morgenstern-Price (med antagen kraftfördelning mellan lamellerna enligt halv sinusfördelning) som tar hänsyn till både kraft- och momentjämvikt.

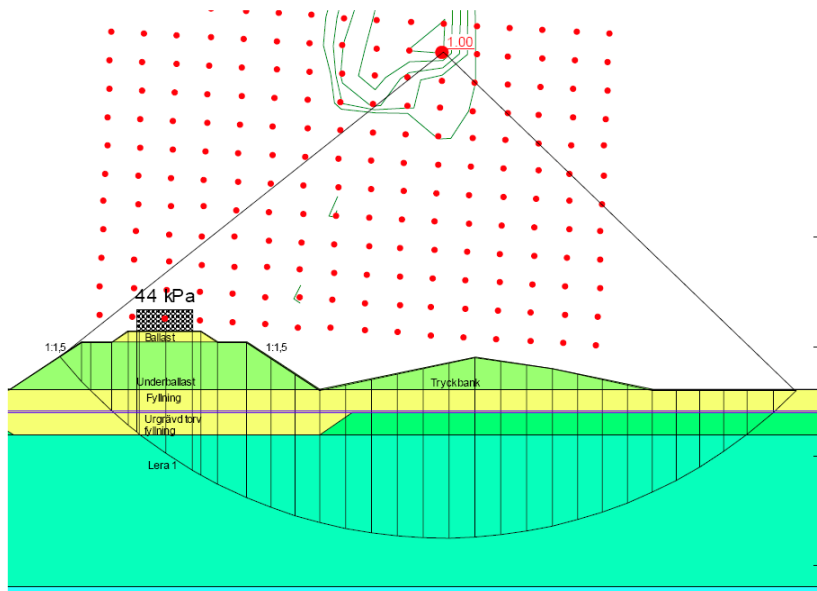
Vid installation av singulära pelare i rutmönster skall stabiliteten utan beaktande av pelarnas inverkan vara större än 1,0. Beräkningarna med odränerad analys visar på en säkerhetsfaktor mot markbrott som är mindre än 1, se Figur F1:2.11.



**Figur F1:2.11. Odränerad analys för oförstärkt bank med trafiklast.**

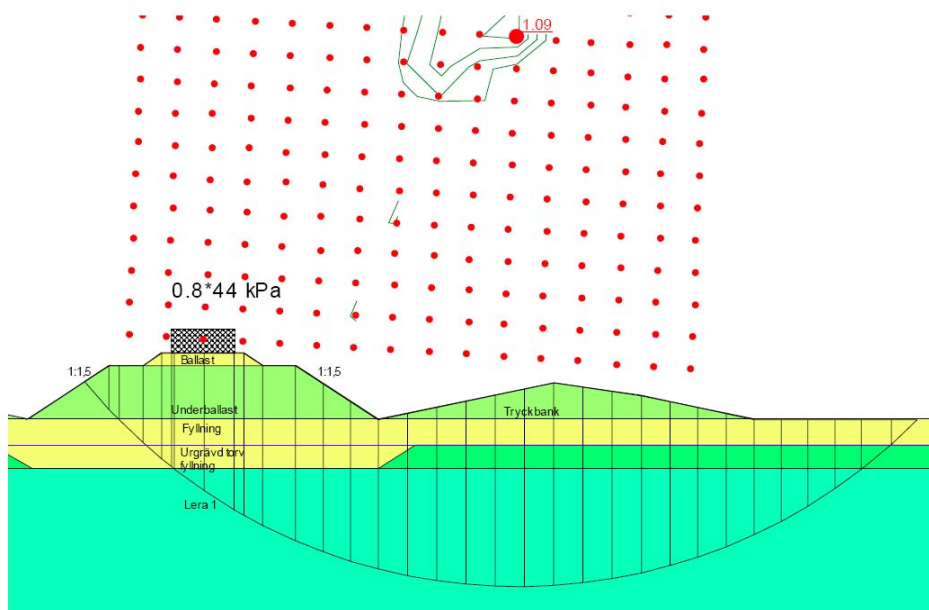


Det är alltså nödvändigt att höja säkerheten mot markbrott innan kalkcementpelare kan installeras i det avsedda ruttmönstret. För detta krävs att  $F_{ostab} > 1$  för färdig bank med trafiklast. För att åstadkomma detta väljs tryckbankar som dimensioneras så att ovanstående krav uppfylls. Dessutom skiftas torvlagret ut och ersätts med friktionsjord, se Figur F1:2.12.



**Figur F1:2.12. Odränerad stabilitetsanalys för oförstärkt bank med tryckbank och utskiftning av torv.**

Motsvarande beräkning görs med en kombinerad analys där trafiklasten reduceras med 20 %. Den kombinerade analysen visar på en säkerhetsfaktor mot markbrott av 1,09, se Figur F1:2.13.



**Figur F1:2.13. Kombinerad stabilitetsanalys för oförstärkt bank med tryckbank och utskiftning av torv.**

### *Analys av beräkningsresultat – finns det behov av förstärkning?*

Säkerheten mot markbrott är mindre än 1,0 för oförstärkt bank med trafiklast, vilket innebär förstärkning erfordras. Om pelarna skall installeras i ruttmönster erfordras dessutom ytterligare förstärkningsåtgärder, som t.ex. tryckbankar, för att komma upp i tillräcklig säkerhetsfaktor för detta installationsmönster. En annan möjlighet skulle ha varit att t.ex. använda lättfyllning i banken. I detta fall valdes tryckbankar. Mängden KC-pelare som krävs för att uppnå en säkerhetsfaktor av  $F_c > 1,5$  respektive  $F_{komb} > 1,35$  bestäms genom att modellera förstärkningen och pröva olika pelaravstånd.

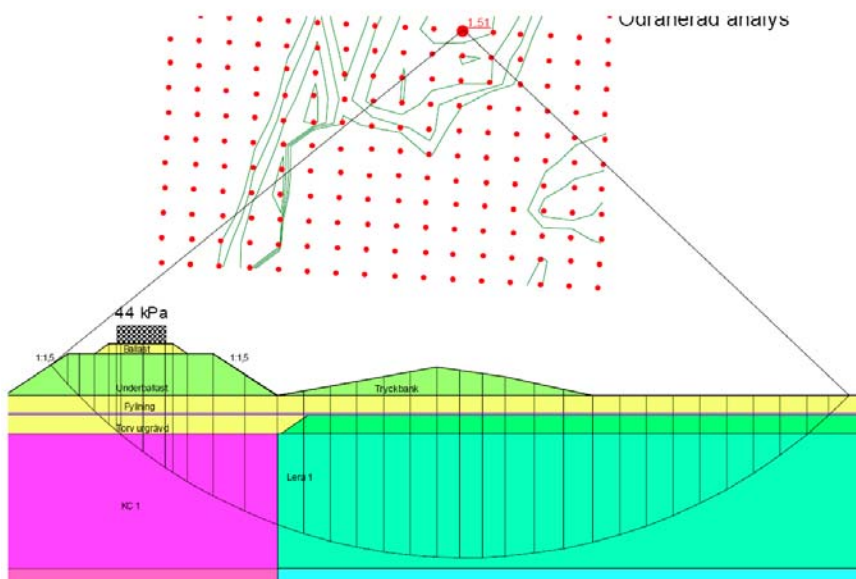
### *Val av pelarmönster*

Pelare skall installeras i skivor, gitter eller block vid säkerheter mot markbrott för oförstärkt jord  $< 1,0$  ( $< 1,2$  då markytan lutar mer än 1:7). Markytan kring banvallen är i det närmaste plan och singulära pelare har valts i kombination med tryckbankar.

Kalkcementpelare med diameter 0,8 m och c/c-avstånd 1,3 m antas. Inblandningsmängd väljs enligt ovan till  $120 \text{ kg/m}^3$ .

### Stabilitetsberäkning för förstärkt bank med tåglast – odränerad analys

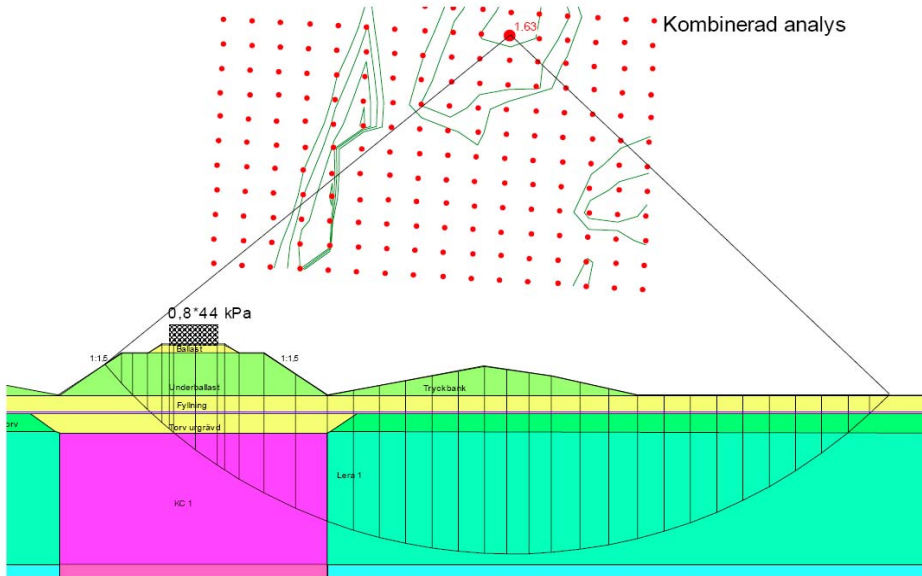
Den förstärkta jordens parametrar utvärderas enligt ovan. Endast pelare placerade i aktivzon medräknas. Den odränerade stabilitetsanalysen för förstärkt bank med tåglast ger en säkerhetsfaktor mot markbrott av  $F_c = 1,51$ , se Figur F1:2.14.



Figur F1:2.14. Odränerad analys för förstärkt bank med trafiklast.

### Stabilitetsberäkning för förstärkt bank med tåglast – kombinerad analys

Den förstärkta jordens parametrar utvärderas enligt ovan. Endast pelare placerade i aktivzon medräknas. Vid kombinerad analys reduceras trafiklasten med 20 % enligt BVS 585.12. Detta ger en säkerhetsfaktor mot markbrott vid kombinerad analys  $F_{\text{komb}} = 1,63$ , se Figur F1:2.15



Figur F1:2.15. Kombinerad analys för förstärkt bank med trafiklast..

#### *Slutsatser från stabilitetsberäkningarna*

Antagen förstärkning med kalkcementpelare med diameter 0,8 m och c/c-avstånd 1,3 m samt tryckbankar uppfyller precis minimikraven för säkerhet mot markbrott.

Säkerhetsfaktorn för odränerad analys  $F_c$  är 1,51. Krav enligt BVF 585.10 är att säkerhetsfaktorn för odränerad analys skall vara minst 1,5 – 1,8. I samråd med beställaren godtogts den föreslagna förstärkningen.

#### *Kommentar:*

Med hänsyn till att undersökningsunderlaget beträffande såväl naturlig jord som från inblandningsförsök är begränsat bör beräknade säkerhetsfaktorer ligga i övre delen av intervallet. Å andra sidan har ett försiktigt val gjorts av skjuvhållfastheten i leran på djup under 7 m, där större delen av den beräkningsmässigt farligaste glidyten går i förstärkt jord.

#### **Dimensionering i bruksgränstillstånd, sättningar**

##### *Indata för sättningsberäkningarna*

Materialparametrar för den naturliga jorden antas enligt Tabell F1:2.4.

**Tabell F1:2.4. Materialparametrar för naturlig jord**

Parameter	Djup	Värde
Modul, $M_L$	0-4 m	100 kPa
Modul, $M_L$	4- 13 m	300 kPa
Modul, $M_0$	Hela profilen	250 $\tau_{fu}$
Modultal, $M'$	Hela profilen	15
Vertikal konsolideringskoefficient, $c_{vv}$	Hela profilen	$6,0 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$
Hor. konsolideringskoefficient	Hela profilen	$2c_{vv}$
Tunghet lera, $\gamma_{lera}$	Hela profilen	17 kN/m <sup>3</sup>

Materialparametrar för pelarna antas enligt Tabell F1:2.5.

**Tabell F1:2.5. Materialparametrar för pelare.**

Parameter	Djup	Värde
Diameter, $D_{pel}$		0,8 m
Centrumavstånd, $c$		1,3 m
Modul pelare	2–5 m	7500 kPa
Modul pelare, $E_{pel}$	5–13 m	10000 kPa
Permeabilitetsförhållande pelare/lera		400
Skjuvhållfasthet för pelaren, $c_{uk,pel}$	2–5 m	75 kPa
Skjuvhållfasthet för pelaren, $c_{uk,pel}$	5–13 m	100 kPa

### *Beräkning av totalsättning*

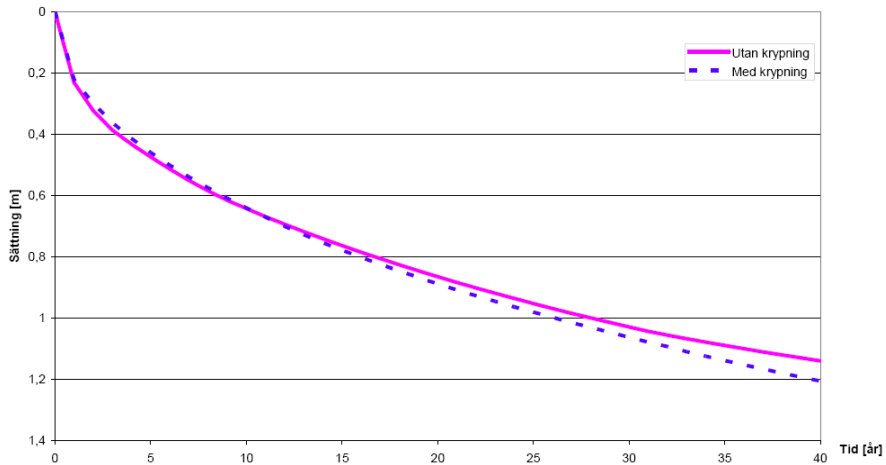
Beräkning för oförstärkt bank utförs med beaktande av krypsättningar med beräkningsprogrammet Embankco. Programmet och beräkningsmetoden finns beskrivet i SGI information 13.

Kalkcementpelarförstärkt bank beräknas med beräkningsprogrammet Limeset. Limeset finns beskrivet i SGI Varia 248. I Limeset anpassas de laster som används så att eventuell överlast samtidigt modelleras. Ur Limeset fås därefter totalsättning samt en ungefärlig sättningsutveckling.

### *Utbildad sättning efter 40 år*

Beräknad sättning med Embankco efter 40 år för oförstärkt bank inklusive krypning uppgår till cirka 1,2 m, se Figur F1:2.16. Utan hänsyn till krypning erhålls en sättning på cirka 1,1 m. Att skillnaden i beräknad sättning är så liten i detta fall beror på att med gjorda antaganden utjämnas uppbyggt portryck mycket långsamt och mer påtagliga skillnader uppstår först längre fram i tiden.

Beräknad sättning Embankco, exempel 2

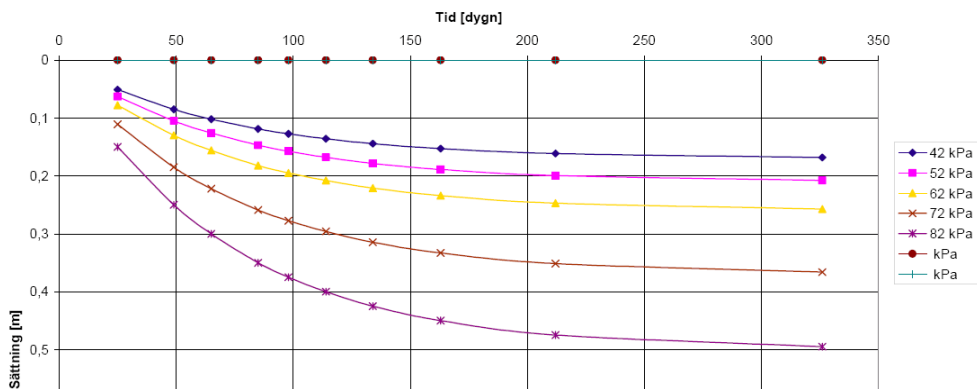


Figur F1:2.16. Beräknad sättning för oförstärkt bank med resp. utan krypning.

Tillåten totalsättning under 40 år efter att banan tagits i drift är, enligt BVF 585.14, 0,20 m för sth 200 km/h.

Med förstärkning är sättningen beräknad med Limeset drygt 0,2 m för en last motsvarande full bankhöjd (motsvarar 52 kPa i Figur F1:2.17). Används 1,5 m överlast ökar slutsättningen till cirka 0,5 m. Beräkningsmässigt är sättningarna fullt utbildade efter ca 10 månader. Med överlast kan denna tid kortas.

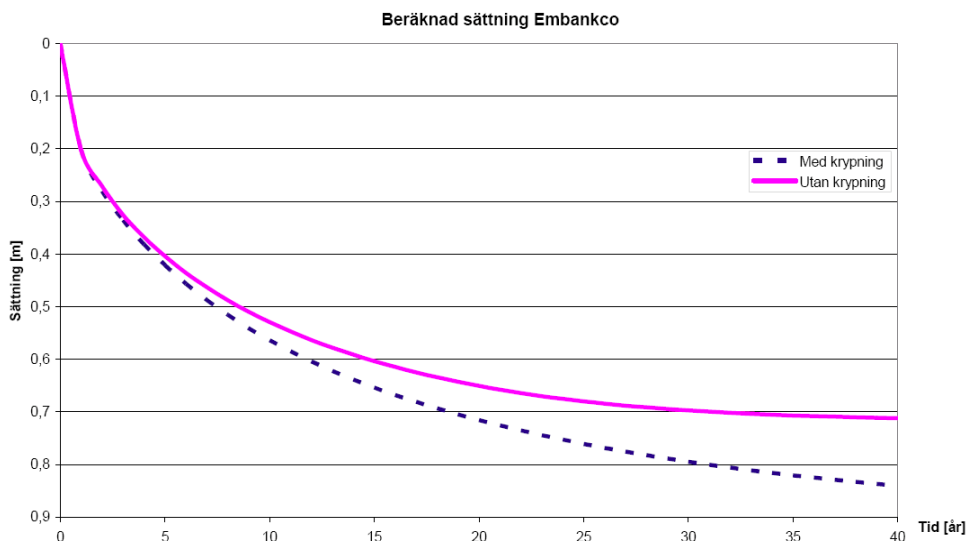
Beräkningen är ungefärlig och skall följas upp med sättningsavvägningar under liggtiden.



Figur F1:2.17. Beräknad sättning för förstärkt bank .

### Differenssättning

Närmast fastmarken utförs urgrävning till ett största lerdjup av cirka 3 m. Beräkning av sättningar i oförstärkt jord har utförts för en sektion belägen på 10 m avstånd från urgrävningen. Bankhöjden är här cirka 1,5 m och det kompressibla jordlagret cirka 3 m tjockt. Beräknad sättning i denna sektion är cirka 0,8 m, se Figur F1:2.18, medan maximal acceptabel differenssättning är 0,02m, jämför Figur 1 i ”Krav på förstärkning vid järnvägsbyggande”.



Figur F1:2.18. Beräknad sättning för oförstärkt bank 10 m från gräns för urgrävning.

Den stora beräknade sättningen beror på antagandet om normalkonsoliderad jord och jordens mycket låga modul. Slutsatsen är att förstärkning behövs utefter hela sträckan ända fram till urgrävningen.

#### *Tvårsättning och skevsättningar*

I detta fall är markytan plan och inga påtagliga variationer i jordmaktighet tvärs banken finns. Beräkning av tvårsättning och skevsättning är därmed inte aktuell.

#### **Jorddynamisk analys**

##### *Oförstärkt bank*

En översiktlig beräkning av skjuvvågshastigheten i jorden utförs enligt BVF 585.13.

Beräkning av skjuvvågshastigheten utförs genom kombination av de empiriska sambanden 3.5 och 3.7 i BVF 585.13:

$$G_0 = r \cdot c_s^2$$

och

$$G_0 = 504 \cdot \frac{t_{fu}}{w_1}$$

Där  $G_0$  är skjuvmodul och  $c_s$  är skjuvvågshastighet.

Skjuvvågshastigheten enligt empiri blir därmed

$$c_s = \sqrt{\frac{505 \cdot t_{fu}}{r \cdot w_L}}$$

$c_{s,empiri}$  i de översta jordlagren beräknas på detta vis till 40-60 m/s eller 144–216 km/h. Enligt BVF 585.13 beräknas sth i den översiktliga bedömningen som  $c_{s,empiri}/1,5$  vilket ger sth = 100–145 km/h. Banan skall dimensioneras för sth 200km/h och det föreligger således risk för höghastighetsproblem. En fördjupad utredning skall därmed utföras och förstärkning behöver troligen göras även av denna anledning.



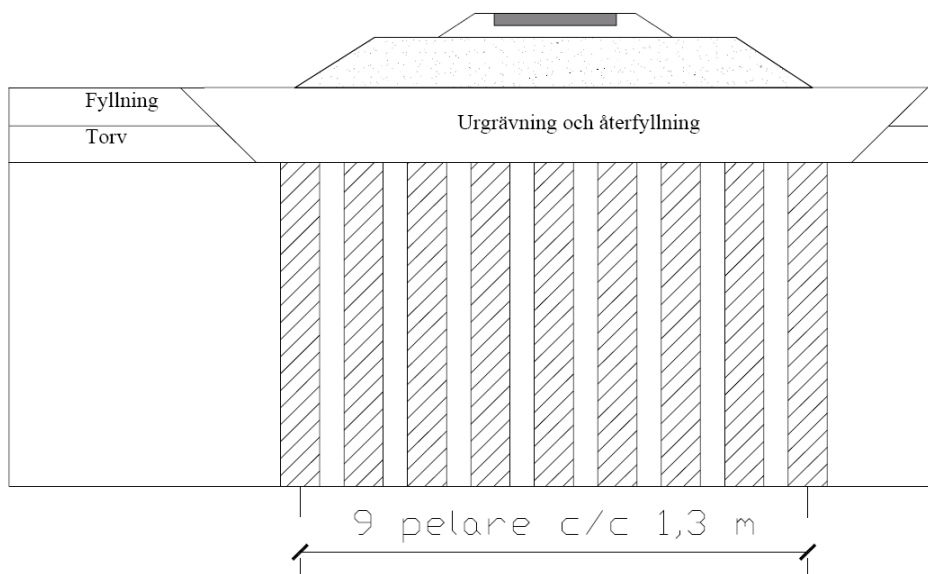
### Förstärkt bank

I detta fall förstärks jorden med KC-pelare. Dessa är tänkta att placeras i rutmönster, vilket i princip inte är något bra installationsmönster för att lösa höghastighetsproblem. En noggrannare analys av om pelarnas effekt är tillfyllest bör därför utföras.

### Vald utformning

Beräkningarna visar att en förstärkning med singulära kalkcementpelare med diametern 0,8 m och inbördes avstånd 1,3 m ger tillfredställande säkerhet mot markbrott. Förstärkningen förutsätter dock att tryckbankar används och att en utskiftning av torven görs under banken. Med denna utformning uppfylls även kraven på sättningar. Eftersom arbetet utförs i GK3 skall geokonstruktörens utvärdering av provningsresultat, beräkningar och utförda provpelare kontrolleras av oberoende sakkunnig.

Följande typsektion har tagits fram för aktuell sträcka:



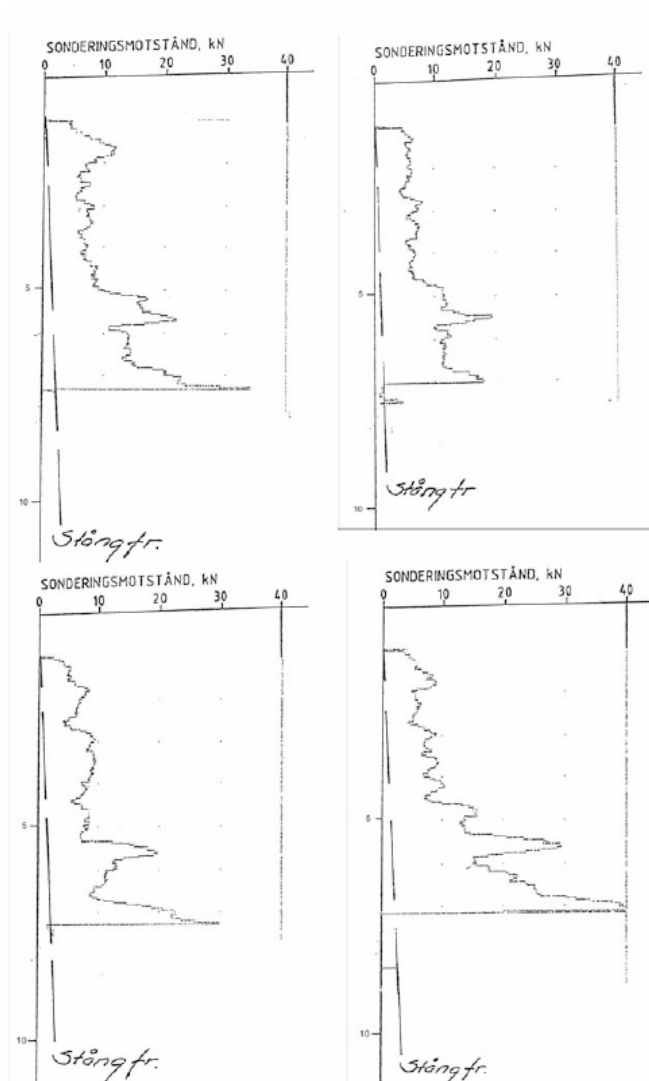
Figur F1:2.19. Typsektion för kalkcementpelarförstärkning, pelarlängd 13 m.

## Resultat från provpelare

Utförda kontroller av provpelare i ett provpelarområde visar på en otillfredställande hållfasthetstillväxt. Pelarsondering utfördes cirka 5 veckor efter installation av pelare med sonddimension 20\*400 mm. Exempel från pelarsonderingen redovisas i Figur F1:2.20. Observeras bör att provpelarna endast är cirka 8 m långa.

*Kommentar:*

*Provpelare bör utföras till fullt projekterat djup.*



Figur F1:2.20. Resultat från pelarsonderingar i provpelare efter cirka 5 veckor.

Pelarnas hållfasthet kan preliminärt utvärderas med ett förenklat samband  $c_{u,pel} \approx 10 \cdot Q$  kPa, där  $Q$  är sonderingsmotståndet i pelaren mätt i kN. Av diagrammet följer att pelarnas medelhållfasthet inte uppnår det dimensionerande värdet 75 kPa ner till cirka 5 m djup. Det dimensionerande värdet 100 kPa från 5 m djup uppnås precis.

Pelarnas skjuvhållfasthet ner till cirka 5 m djup varierar mellan cirka 50 – 70 kPa efter cirka 35 dygn. Motsvarande värden vid laboratorieförsöken var cirka 80–140 kPa. Hållfasthetstillväxten under den efterföljande månaden vid laboratorieförsöken var ca 50–60 kPa (eller 40–60 %).

En utförd provbank visar på en relativt snabb sättning utveckling och något större sättningar än beräknat. Detta kan förklaras av att pelarnas hållfasthet inte utvecklats som beräknat, samt att pelarna i detta fall troligen har större permeabilitet än vad som antagits. Detta beaktas vid fortsatt projektering.

Av ovanstående resultat framgår att angiven förstärkningsutformning inte är tillfredställande och därmed måste justeras. Detta kan göras på flera sätt:

- Ändra inblandningsmängd.
- Ändra fördelning mellan kalk och cement.
- Ändra hållfasthetsvärden vid dimensionering.

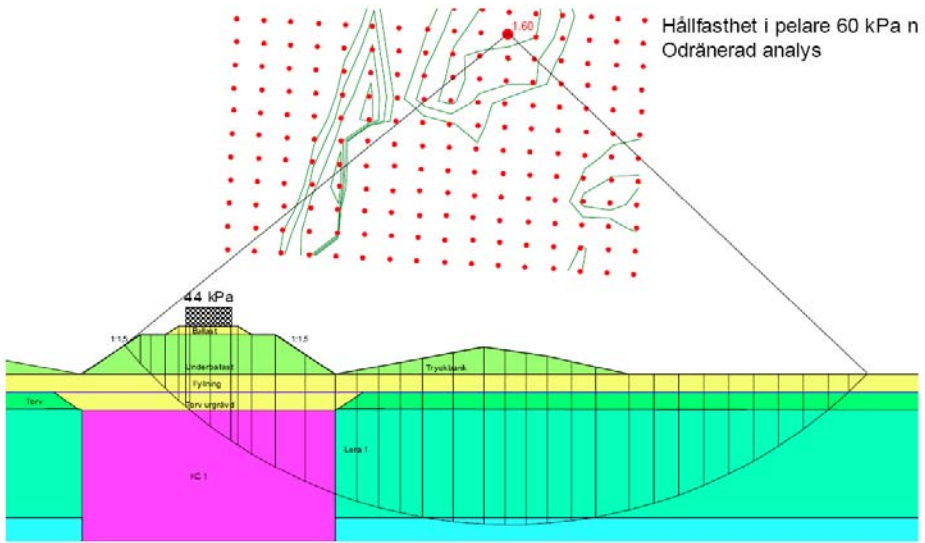
### Slutlig utformning av förstärkningen

Med ledning av resultaten från provpelarna måste vald förstärkning räknas om. I beräkningarna justeras pelarnas hållfasthet till 60 kPa ned till 5 m djup och 100 kPa därunder. Vidare justeras fördelningen kalk/cement till 40/60. Förutsättningen för att denna förstärkning skall göras är dessutom att en överlast får verka under minst ett halvt år.

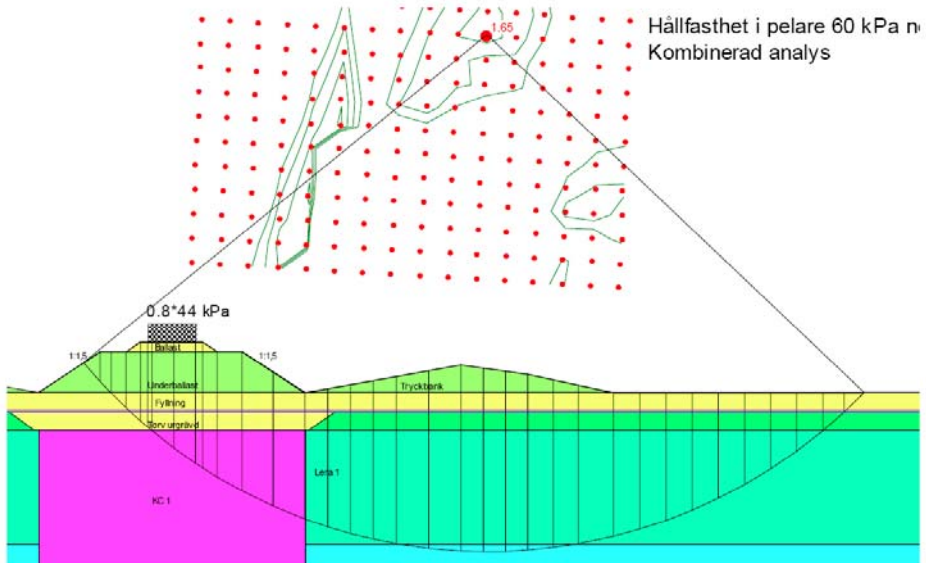
Stabilitetsberäkningar med odränerad analys för förstärkt bank med trafiklast visar att med de nya antagna hållfastheterna krävs pelare med centrumavståndet,  $c/c$ , 1,1 m för att uppfylla stabilitetskraven. Denna analys ger då en säkerhetsfaktor mot markbrott av 1,60, se Figur F1:2.21.

Med motsvarande hållfastheter och kombinerad analys fås en säkerhetsfaktor mot markbrott av 1,65, se Figur F1:2.22.

Nya sättningsberäkningar utförs också för den justerade layouten av förstärkningen. Med ledning av resultaten från provpelare och provbank kan antas att



Figur F1:2.21. Odränerad stabilitetsanalys för förstärkt bank med trafiklast efter omdimensionering.

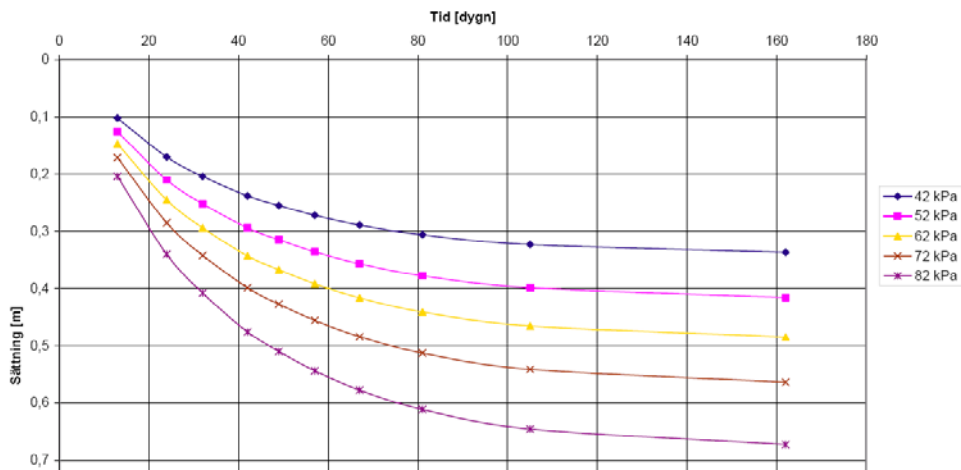


Figur F1:2.22. Kombinerad stabilitetsanalys för förstärkt bank med trafiklast efter omdimensionering.

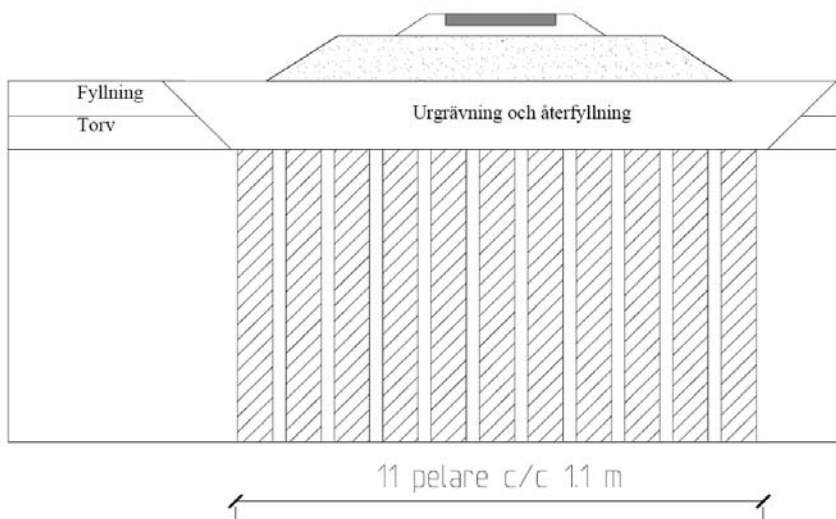
pelarna blir relativt mjuka. I de nya beräkningarna antas pelarmodulen till  $50 c_{uk,pel}$ . Med ledning av resultaten från provbanken sätts permeabilitetsförhållandet  $k_{pel} / k_{lera}$  i beräkningarna till 600.

Med dessa indata fås en beräknad slutsättning på cirka 0,4 m, vilken är fullt utbildad efter cirka 5 månader. Med 1,5 m överlast ökar den beräknade slutsättningen till cirka 0,7 m, se Figur F1:2.23.

Den nya föreslagna utformningen av förstärkningen med c/c 1,1 m visas i Figur F1:2.24.



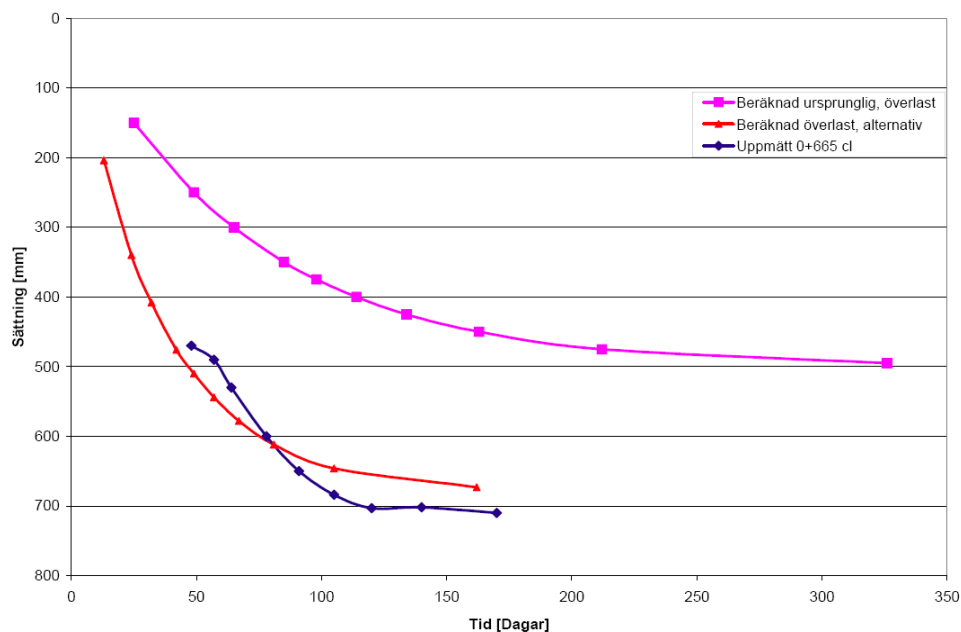
Figur F1:2.23. Beräknad sättning för förstärkt bank efter omdimensionering.



Figur F1:2.24. Ny utformning av förstärkningen efter omdimensionering.

## Uppföljning

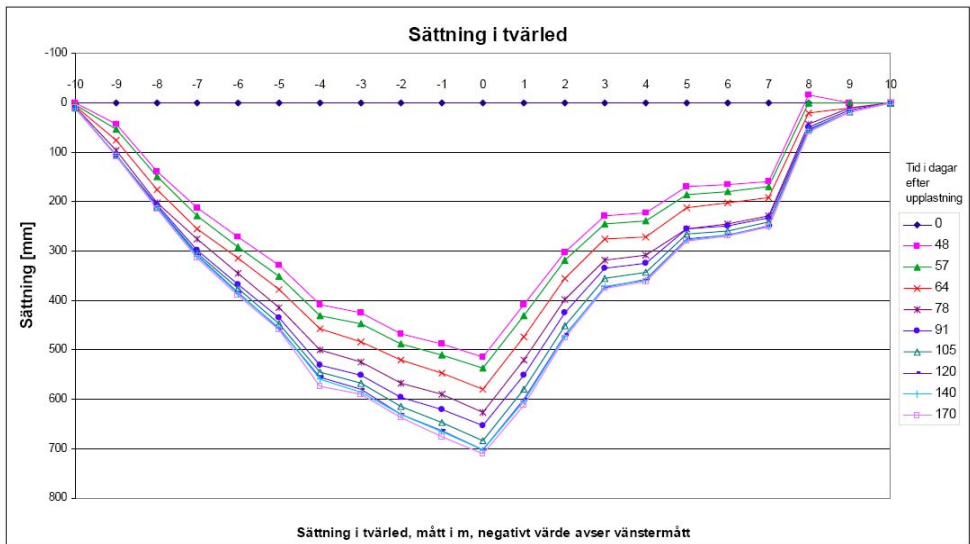
Sättningarna under byggskedet har följts upp och framgår av Figur 25 och 26. Den uppmätta slutsättningen efter överlastens ligg tid uppgår i beräkningssektion 0+665 till ca 0,7 m. I Figur F1:2.25 har även de olika sättningsberäkningarna med ursprungligt antagande av egenskaper och efter omdimensionering tagits med.



Figur F1:2.25. Sättningar i sektion 0+660 - beräknade och uppmätta.

Uppmätt sättning i spår mitt stämmer i detta fall väl överens med den beräknade efter omdimensioneringen.

De uppmätta sättningarna i läget för slang sättningsmätaren fördelar sig något ojämnt tvärs banken, med större sättningar på ena sidan om bankens mitt, Figur F1:2.26. Anledningen till detta kan bero på flera faktorer. Bland annat har de geotekniska undersökningarna med sonderingar i huvudsak utförts i spår mitt med endast enstaka tvärsektioner. Följaktligen kan jord djupen variera i tvärled.



**Figur F1:2.26. Sättningar i sektion 0+660 – beräknade och uppmätta.**

## EXEMPEL F1:3 – LÅG BANK MED SVÄVANDE PELARE

Följande exempel redovisar en arbetsgång vid dimensionering av en förstärkning för en låg järnvägsbank med svävande bindemedelsstabiliserade pelare.

### Innehållsförteckning

Inledning

Förutsättningar

- Laster och lastkombinationer

- Geoteknisk klass

- Normalsektion

- Jordens karakteristiska materialvärden

- Pelarnas karakteristiska materialvärden

- Förstärkningens karakteristiska materialvärden

Dimensionering

- Dimensionerande laster

- Dimensionerande materialegenskaper

- Dimensionering i brottgränstillstånd, stabilitet

- Dimensionering i bruksgränstillstånd, sättningar

- Alternativ dimensionering i bruksgränstillstånd – sättning beräknad med alternativt antagande om lastspridning

- Slutsatser från sättningsberäkningar

- Jorddynamisk analys

Vald utformning

Resultat från propellare i projekteringsskede

Slutlig utformning av förstärkningen

Uppföljning



## Inledning

Beräkningsexemplet visar en konventionell förstärkning för en banvall på västsvensk lera. Banan byggs för dubbelspår med 25 tons axellast, linjelast 8 ton/m och största tillåtna hastighet, sth, 250 km/h. Järnvägsbanken är låg dvs. last från fyllning och trafik är < 100 kPa. Problemställningen i exemplet är bankstabilitet, sättningar och risk för höghastighetsproblem.

## Förutsättningar

### *Laster och lastkombinationer*

I brottgränstillstånd skall dubbelspåret kontrolleras med avseende på stabiliteten.

Trafiklasten bestäms enligt BVS 585.12.

För dubbelspår är linjelasten för normal trafik  $q_{linje} = 110$  kN/m respektive 80 kN/m och dessa laster skall fördelas på bredden  $b = 2,5$  m

Detta ger trafikbelastningarna  $q_{trafik} = \frac{q_{linje}}{b} = \frac{110}{2,5} = 44$  kPa

respektive  $\frac{q_{linje}}{b} = \frac{80}{2,5} = 32$  kPa

### *Geoteknisk klass*

Enligt SGF Rapport 2:2000 skall geoteknisk klass 3 tillämpas om något av följande kriterier är uppfyllt:

9. Last från fyllning och trafik > 100 kPa.

*(i det aktuella fallet är bankhöjden 1,2 m. Detta ger överslagsmässigt, med tungheten 20 kN/m<sup>3</sup>, en last pga. egentyngd av 24 kPa. Banklast + trafiklast < 100 kPa)*

10.  $c_{uk,pe1} \geq 100$  kPa.

11.  $c_{uk,jord} \leq 8$  kPa.

12. Pelare i organisk jord eller sulfidjord utnyttjas vid dimensionering.

I BVH 585.16 framgår att geoteknisk klass 3 skall tillämpas om något av följande kriterier är uppfyllt:

15. Last från fyllning och trafik > 100 kPa.

16. Bank på långsluttande markyta med lutning > 1:7.

17. Permanenta skärningar.
18. Temporära schakter intill spår (kräver särskild utredning för att pelare skall kunna tillgodoräknas i passivzon).
19. Grundläggning av sluten rambro på kalkcementpelare.
20. Pelare i gyttna, svartmocka och silt (endast i undantagsfall).
21. Cementhalten > 50 %.

I det aktuella fallet tillämpas geoteknisk klass 3 eftersom kriterium 2 och 3 ovan enligt SGF 2:2000 är uppfyllt, dvs. en hållfasthet i pelarna som är högre än 100 kPa avses att utnyttjas och  $c_{uk,jord} \leq 8$  kPa. Detta innebär att en oberoende sakkunnig skall anlitas för kontroll av dimensionering och utförande. GK 3 innebär också att flera pelare måste kontrolleras med avseende på hållfasthet och kontinuitet.

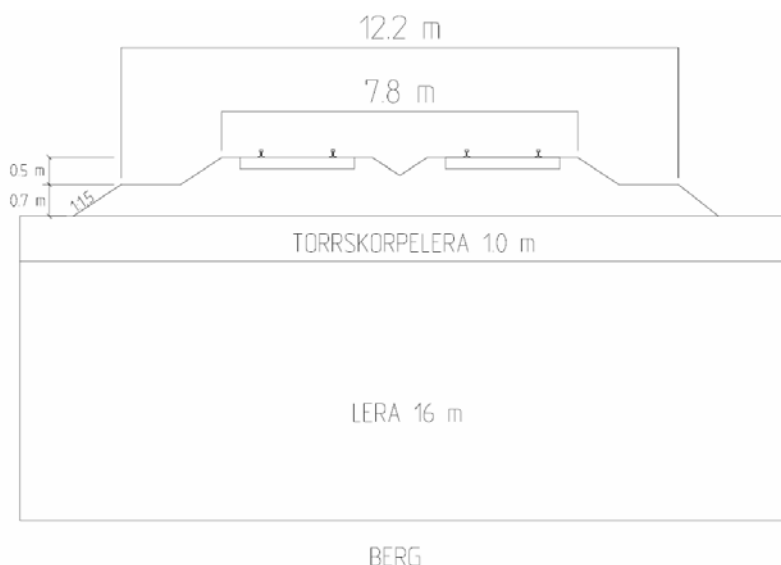
### **Normalsektion**

Banken i den aktuella sektionen har en bankhöjd av 1,2 m. Ballastens tjocklek är 0,5 m och underballastens tjocklek är 0,7 m.

Vid beräkningarna har tungheten antagits till följande:

$$\begin{array}{ll} \text{underballast 0–150 mm} & \gamma_{\text{underballast}} = 20 \text{ kN/m}^3 \\ \text{ballast} & \gamma_{\text{ballast}} = 19 \text{ kN/m}^3 \end{array}$$

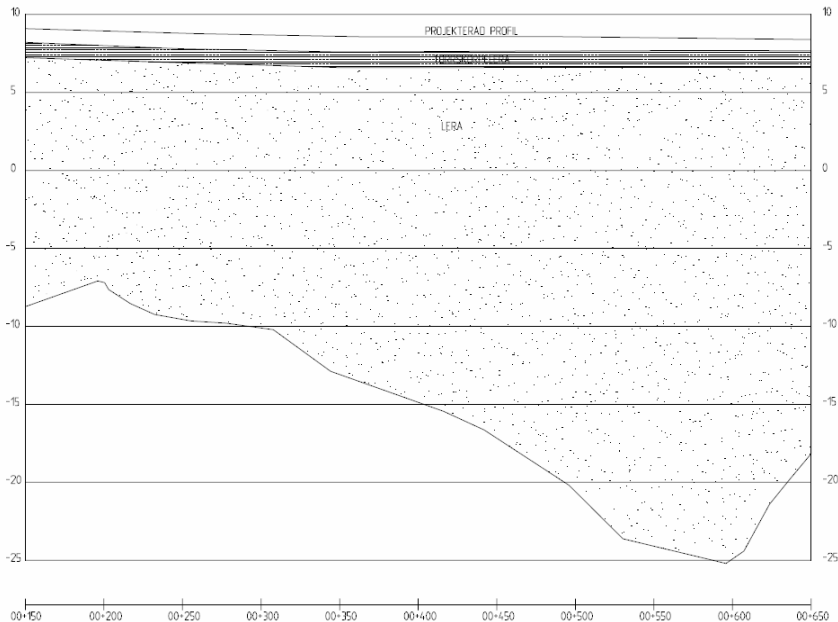
Bankens övriga dimensionerna visas i Figur F1:3.1.



**Figur F1:3.1. Normalsektion för dubbelspår.**

### ***Jordens karakteristiska materialvärden***

Jordprofilen består överst av en 1 meter tjock torrskorpelera och därunder av grå lera som i de översta metrarna har inslag av gyttja och växtrester. Lerlagrets mäktighet varierar enligt profilen nedan, Figur F1:3.2, och är ungefär 16 meter i beräkningssektionen vid km 00+250. Leran vilar på ett tunt lager av friktionsjord på berg.



**Figur F1:3.2. Jordlagerprofil för den aktuella delsträckan.  
Beräkningssektion 00+250.**

Inom området har utförts kolvprovtagning i en punkt. I närområdet har kolvprovtagning och vingförsök utförts i ytterligare två punkter. Resultaten finns sammanställda i figurer nedan. Spridningen i uppmätta värden i de olika punkterna i området är stor och två alternativa val av vissa parametrar redovisas.

#### *Kommentar:*

*Skillnaden mellan de geotekniska parametrarna i sektion 00+250 och närliggande sektioner (00+600 och 00+615) är stor, speciellt mot djupet och med avseende på resultat från ödometerförsök. Normalt borde i detta fall fler fältundersökningar utförts omfattande kolvprovtagning, portrycksmätning och CPT-sondering.*

### Odränerad skjuvhållfasthet

Ett empiriskt samband för odränerad skjuvhållfasthet baserat på en sammanställning av erfarenhet för skandinaviska leror är bl.a. presenterat i Skredkommissionens rapport 3:95. Förhållandet mellan  $\tau_{fu}$  och  $\sigma'_c$  varierar med konflytgränsen. Vid beräkning av kvoten  $\tau_{fu}/\sigma'_c$  har antagits att konflytgränsen är 70 %. Detta ger en empirisk kvot  $\tau_{fu}/\sigma'_c = 0,27$ . Grundvattenytan antas ligga en meter under markytan. Under antagande av att leran är svagt överkonsoliderad med  $OCR = 1,2-1,3$  ger detta en relativt god samstämmighet med utvärderade värden ur försöken. På större djup pekar dock resultaten från konförsök och vingförsök på lägre hållfasthetstillväxt mot djupet.

Skjuvhållfastheten i torrskorpeleran har antagits till 30 kPa, dvs. en icke uppsprucken lera har förutsatts. Detta antagande baseras på att banken belastar torrskorpan.

*Kommentar: En uppsprucken torrskorpa bör antas för obelastad mark utanför banken.*

Det karakteristiska värdet för en materialegenskap kan enligt BKR bestämmas som ett strikt medelvärde eller ett försiktigt val baserat på dokumenterad erfarenhet. Eftersom antalet undersökningar är litet och undersökningspunkterna är belägna på en lång sträcka har i detta fall ett försiktigt värde på lerans skjuvhållfasthet valts.

Karakteristiska värden för den ostabiliserade jorden har valts som försiktigt valda medelvärden enligt Tabell F1:3.1 och Figur F1:3.3.

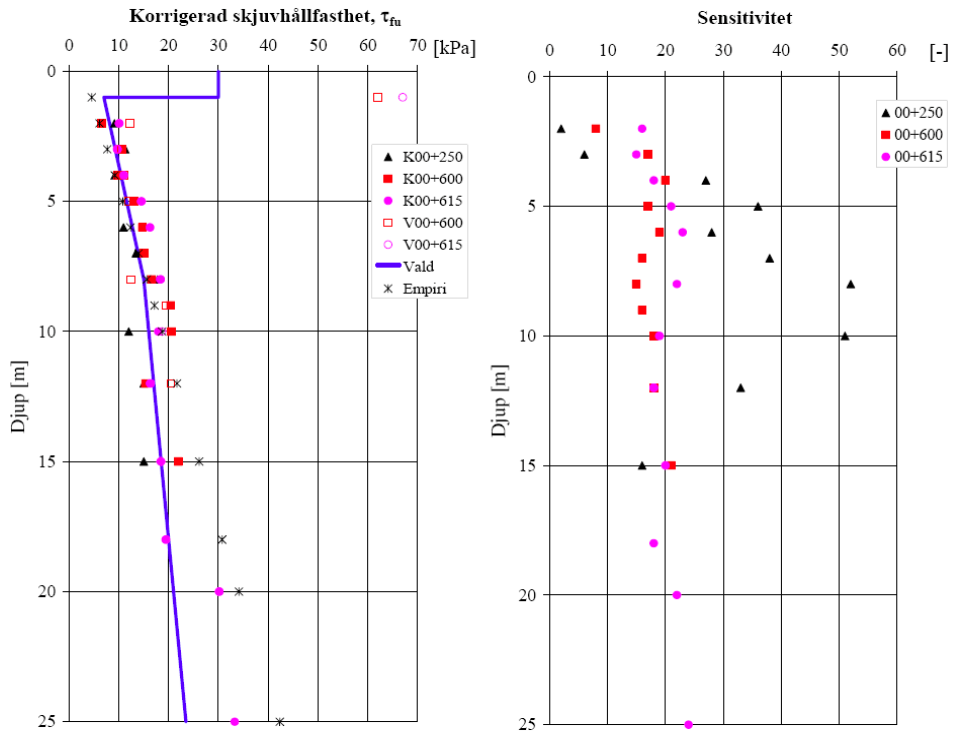
**Tabell F1:3.1. Karakteristisk skjuvhållfasthet i ostabiliserad jord.**

Djup under my		$C_{uk}$ (kPa)
Från	Till	
0	1	30
1	8	$7+1,15(z-1)$
8	25	$15+0,5(z-8)$

$z$  är djupet från markytan

### Sensitivitet

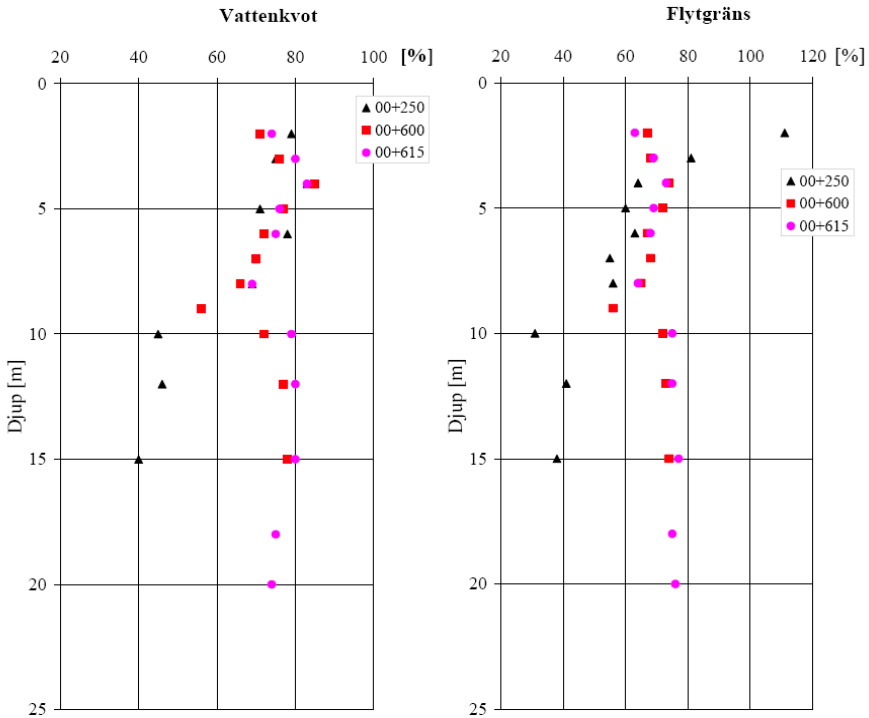
Leran i beräkningssektionen, 00+250, är i huvudsak högsensitiv med värden mellan 30 och 50. I andra delar av sträckan är leran mellansensitiv, se Figur F1:3.3.



**Figur F1:3.3. Sammanställning av korrigerad odränerad skjuvhållfasthet och sensitivitet.**

### *Vattenkvot och konflytgräns*

Naturlig vattenkvot och konflytgräns i de övre delarna av jordprofilen är relativt höga. Vattenkvoten är 70 – 80 % ned till cirka 8 m djup och därunder runt 45 %. Flytgränsen varierar mellan 110 och 60 % ned till 8 m djup och är därunder cirka 40 %, se Figur F1:3.4. Detta gäller för beräkningssektionen. I övriga undersökta sektioner, där lerdjupen är betydligt större, är vattenkvot och flytgräns tämligen konstanta strax under 80 % ned till 20 m djup.



Figur F1:3.4. Sammanställning av vattenkvot och konflytgräns.

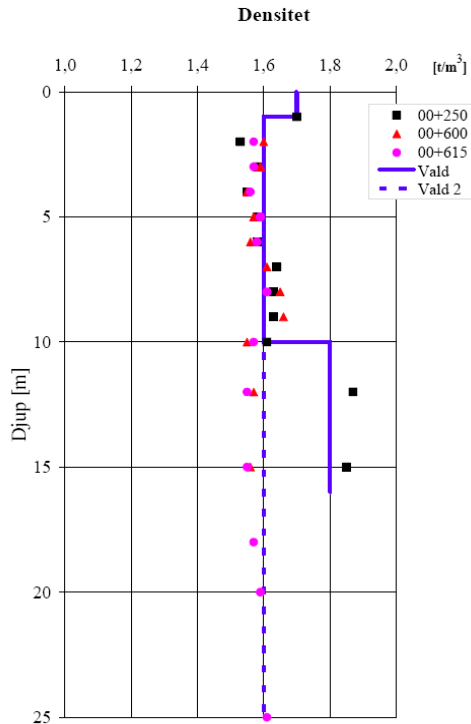
#### Dränerad skjuvhållfasthet

Laboratorieundersökningar för att bestämma de dränerade hållfasthetsparametrarna för leran har inte genomförts. Ur empiriska samband (Skredkommissionen rapport 3:95), erhålls;

$$\phi'_k = 30^\circ \text{ och } c'_k = 0,1 \text{ c}_{uk} \geq 0,6 \text{ kPa}$$

#### Densitet

Vid beräkning av överlagringsstrycket har densiteten bestämd på prover från sektion 00+250 alternativt 00+600 och 00+615 använts, se Figur F1:3.5.



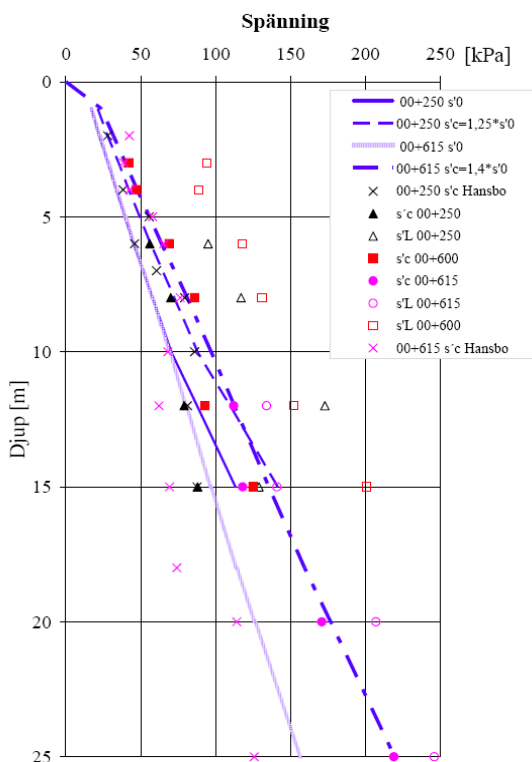
**Figur F1:3.5. Sammanställning av densitet.**

*Förkonsolideringstryck och överkonsolideringsgrad*

Resultaten från CRS-försök utförda på prover från sektion 00+250 visar att leran är svagt överkonsoliderad med  $OCR \approx 1,25$  ned till cirka 8m djup för att därunder visa på ”underkonsoliderad” lera med värden på förkonsolideringsstrycket som är lägre än in situ spänningen, vilket är orimligt.

Resultaten från försök utförda på prover från sektion 00+615 visar att leran här är svagt överkonsoliderad med  $OCR \approx 1,4$ .

De förkonsolideringstryck som används vid beräkningarna väljs till  $1,25\sigma'_0$  respektive  $1,4\sigma'_0$ . Ur resultaten från odometerförsöken antas också att  $\sigma'_L$  är 50 kPa högre än  $\sigma'_c$  i sektion 00+250 respektive 30–50 kPa högre i sektion 00+615, se Figur F1:3.6.



**Figur F1:3.6. Sammanställning av resultat från ödometerförsök.**

*Kommentarer:*

*Den rådande effektivspänningen har beräknats med den högre uppmätta densiteten i sektion 00+250. Att leran enligt resultaten verkar "underkonsoliderad" kan, förutom trolig störning vid provtagning i den sensitiva jorden, bero på höga portryck i jorden. För att få en korrekt bild av effektivspänningarna i jordprofilen krävs portrycksmätningar, vilket man borde ha kompletterat med.*

*Deformationsegenskaper*

Modulerna varierar kraftigt på djup större än 10 m enligt resultaten från CRS-försöken, se Figur F1:3.7. I detta fall har störst vikt lagts vid resultaten från sektion 00+250 eftersom denna sektion utgör beräkningssektionen. För att förenkla beräkningarna har ingen förhöjd modul i torrskorpan medräknats. I sättningsberäkningarna har moduler enligt Tabell F1:3.2 använts. (I sektion 00+615 väljs  $M_L = 600$  konstant genom profilen).  $M_0$  antas schablonmässigt enligt  $M_0 = 250\tau_{fu}$ .

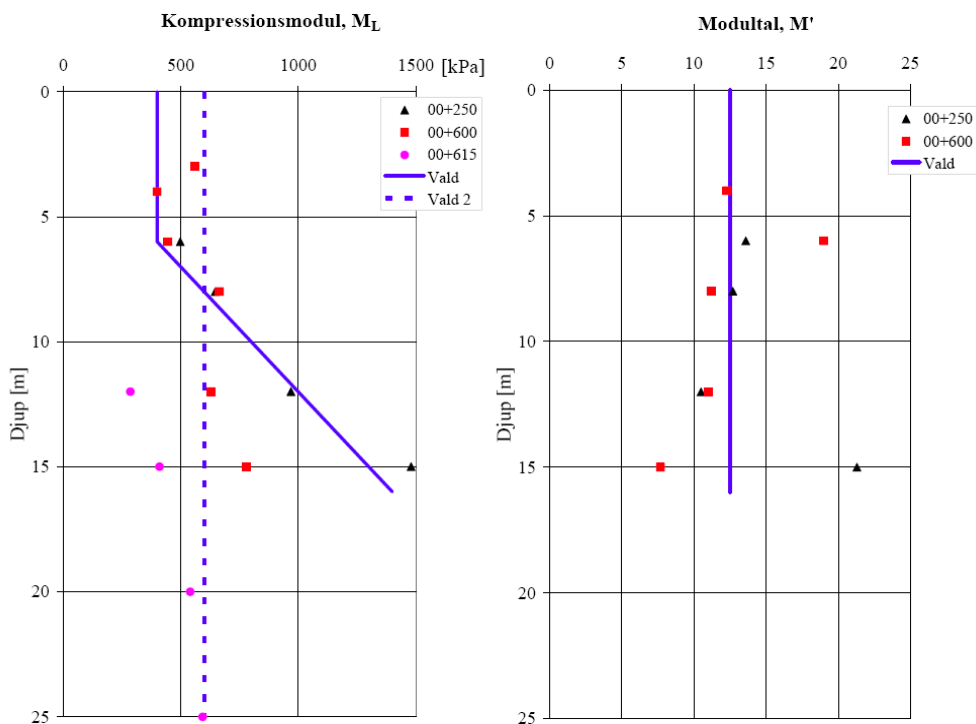


**Tabell F1:3. 2. Modul.**

Djup under my		ML (kPa)
Från	Till	
0	6	400
6	16	400+ 100 (z-6)

z är djupet från markytan i meter

Uppmätta modultal varierar runt ett medelvärde av cirka 12,5 utan någon signifikant trend mot djupet, se Figur F1:3.7.



**Figur F1:3.7. Sammanställning av kompressionsmodul och modultal.**

*Kommentar:*

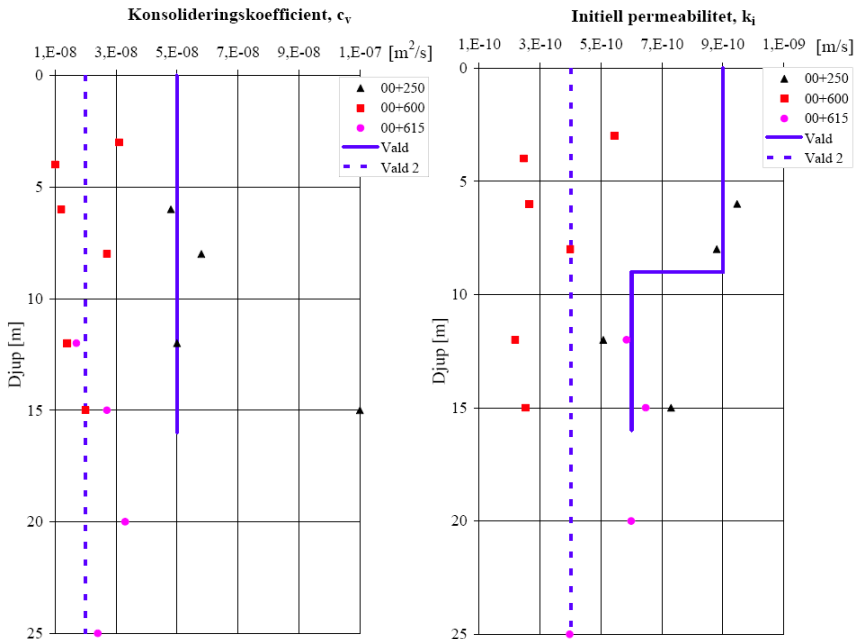
*Enligt empirisk erfarenhet bör modultalet vara högre på djupare nivåer i sektion 00+250 där vattenkvoten är låg.*

**Konsolideringskoefficient, permeabilitet**

Konsolideringskoefficienten,  $c_v$ , och lerans initiala permeabilitet,  $k_i$ , varierar relativt kraftigt, se Figur F1:3.8. Vid beräkningarna har antagits att  $c_v$  är konstant  $5,0 \cdot 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s genom hela profilen i sektion 00+250. Motsvarande värde i sektion 00+600 och 00+615 är  $2,0 \cdot 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s. Lerans initiala permeabilitet avtar enligt försöksresultaten med djupet i sektion 00+250 och antas variera enligt Tabell F1:3.3 och Figur F1:3.8. I beräkningarna har den dock antagits vara konstant  $8,0 \cdot 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s genom hela profilen. I övriga sektioner antas den vara konstant  $4,0 \cdot 10^{-10}$  m/s.

**Tabell F1:3.3. Initial permeabilitet.**

Djup under my		$k_i$ (m/s)
Från	Till	
0	9	$9,0 \cdot 10^{-10}$
9	16	$6,0 \cdot 10^{-10}$



**Figur F1:3.8. Sammanställning av konsolideringskoefficient och initial permeabilitet.**

### Grundvattenförhållanden

Några portrycksmätningar har inte genomförts inom området. Ett öppet grundvattenrör installerat på 8 m djup i leran i sektion 00+600 visar en trycknivå cirka 1 m under markytan. Vid beräkningarna har en hydrostatisk tryckfördelning antagits från denna nivå. Inte minst med tanke på att resultaten från ödometerförsöken i sektion 00+250 indikerar att leran är underkonsoliderad, hade det varit lämpligt att utföra portrycksmätningar i leran och att sätta grundvattenrör i den underliggande friktionsjorden.

### Pelarnas karakteristiska materialvärden

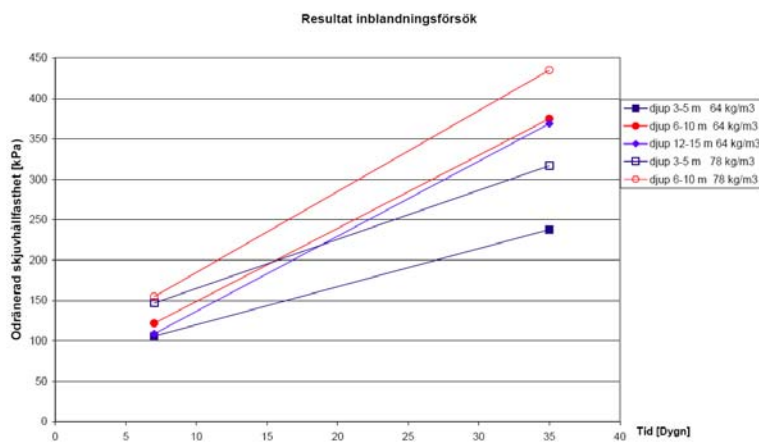
Inblandningsförsök skall utföras för alla karakteristiska jordlager. För det aktuella fallet har bedömningen gjorts att jordförhållandena i sektion 00+600 och 00615 är relativt homogena och att det där bara finns ett karakteristiskt jordlager. Vid inblandningsförsöken på material från sektion 00+250 har dock profilen indelats i tre djupintervall; 3 – 5, 6 – 10 och 12 – 15 m djup. Separata inblandningsförsök har gjorts för dessa tre jordlager.

### Bindemedel

Som bindemedel har en blandning av 50 % osläckt kalk och 50 % cement valts. Vid inblandningsförsöken har två inblandningsmängder av  $64 \text{ kg/m}^3$  respektive  $78 \text{ kg/m}^3$  använts, vilket för en pelare med diametern 0,6 m motsvarar  $18 \text{ kg/m}$  respektive  $22 \text{ kg/m}$ .

### Resultat från inblandningsförsök

Resultaten från inblandningsförsöken i laboratoriet visas i Figur F1:3.9.



Figur F1:3.9. Resultat från inblandningsförsök i laboratoriet på material från sektion 00+250.

### Odränerad skjuvhållfasthet

Resultaten från inblandningsförsöken visar en god hållfasthet och tillväxt med tiden för den använda bindemedelsblandningen bestående av 50 % osläckt kalk och 50 % cement. Efter ca 7 dygn är hållfastheten 100 kPa uppnådd för båda inblandningsmängderna i alla djupintervall.

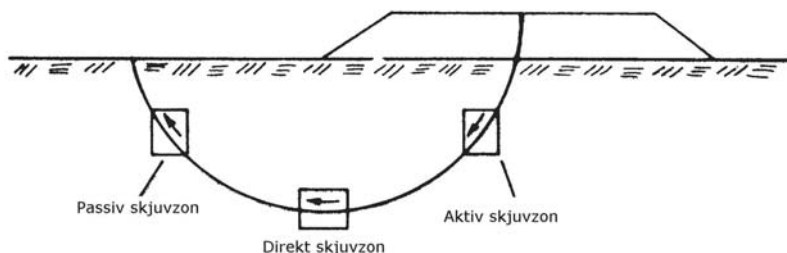
Den dimensionerande odränerade skjuvhållfastheten antas vara  $c_{uk,pe1} = 150$  kPa och det föreskrivs att en inblandning av  $64 \text{ kg/m}^3$  används. Det höga värdet på dimensionerande skjuvhållfasthet möjliggörs av att säkerheten mot markbrott är relativt hög, dvs. pelarnas huvudsakliga ändamål är att reducera sättningarna. Dock erfordras GK3 och enligt BVH 585.16 skall godkännande ges av ansvarig regiongeotekniker för utnyttjande av hållfastheter som överstiger 100 kPa.

Eftersom det finns en osäkerhet om vilken hållfasthet som kan erhållas i fält och det antagna värdet vid dimensioneringen är relativt högt bör detta verifieras med provpelare i fält. Det görs också i detta fall.

### Dränerad skjuvhållfasthet

De dränerade parametrarna antogs i enlighet med rekommendationerna i SGF rapport 2:2000 till  $\phi'_{k,pe1} = 35^\circ$  eftersom det var kalkcementpelare som användes.

De kohesionsintercept som kan påräknas beror på om pelarna placeras i aktiv, direkt eller passiv zon. Zonernas indelning framgår av Figur F1:3.10. Singulära pelare i direkt skjuvzon och passivzon får ej tillgodoräknas. I det aktuella fallet medräknas endast pelarna i den aktiva zonen för dränerad och kombinerad analys och det pelarförstärkta området avslutas i beräkningsmodellen ungefär vid bankkrön. Därmed blir  $\beta = 0,3$  vilket ger  $c'_{k,pe1} = \beta \cdot c_{uk,pe1} = 30 - 45$  kPa. (För direkt skjuvzon och passivzon är  $\beta = 0,1$  resp. 0 om pelarna är placerade i skivor eller annat mönster som tillåter att skjuvhållfastheten utnyttjas).



Figur F1:3.10. Indelning i aktiv-, direkt skjuv- och passivzon.

### *Deformationsegenskaper*

Deformationsegenskaper antogs i enlighet med SGF Rapport 2:2000, Tabell 3.1. Enligt denna antas  $E_{pel}$  för kalkcementpelare variera mellan 50 till  $150 \cdot c_{uk,pel}$ . För aktuellt exempel valdes  $E_{pel} = 100 \cdot c_{uk,pel}$ .

### *Permeabilitet*

Den fiktiva permeabiliteten för pelaren att användas i beräkningar med Limeset antas vara  $k_{pel} = k_{jord} \cdot 400$ .

### ***Förstärkningens karakteristiska materialvärden***

För att kunna bestämma förstärkningens karakteristiska skjuvhållfasthet krävs att man vet hur stor del av ytan som kommer att täckas av KC-pelare, dvs. att täckningsgraden  $a$  är känd. För att göra en första bedömning av hållfastheterna antas följande:

Pelarens diameter  $D_{pel} = 0,6$  meter  
Pelarnas centrumavstånd  $c = 1,4$  m

$$a = \frac{p \cdot D_{pel}^2}{4 \cdot c^2}$$

Täckningsgraden  $a$  blir då 0,144.

Detta antagande skall verifieras senare med beräkningar för brott- och bruksgränstillstånd.

KC-pelarna antas få en längd av 8 m.

### *Odränerad skjuvhållfasthet*

Den odränerade medelskjuvhållfastheten för det förstärkta området beräknas enligt:

$$t_{fuk} = a \cdot c_{uk,pel} + (1 - a) \cdot c_{uk,jord}$$

### *Dränerad skjuvhållfasthet*

Den dränerade skjuvhållfastheten för det förstärkta området beräknas enligt:

$$t_{fdk} = a \cdot (c'_{k,pel} + s' \tan f'_{k,pel}) + (1 - a) \cdot (c'_{k,jord} + s' \tan f'_{k,jord})$$

Samtliga spänningsnivåer som är aktuella längs en tänkt glidyta måste kontrolleras.

#### *Kombination av dränerad och odränerad skjuvhållfasthet*

En kombination av dränerat brott för pelarna och odränerat brott för leran skall även studeras. Denna skjuvhållfasthet bestäms som:

$$t_{\text{fduk}} = a \cdot (c'_{\text{k,pel}} + s' \tan f'_{\text{k,pel}}) + (1 - a) \cdot c_{\text{uk,jord}}$$

Samtliga spänningsnivåer som är aktuella längs en tänkt glidyta måste kontrolleras.

Kurvorna för de olika hållfastheterna sammanställs lämpligen i diagramform för att tydligare åskådliggöra den pelarförstärkta jordens hållfasthet, se Figur 11 i Beräkningsexempel 1:1.

## **Dimensionering**

### *Dimensionerande laster*

Aktuella lastkoefficienter är 1,0 och dimensionerade laster motsvarar därför karakteristiska laster.

### *Dimensionerande materialegenskaper*

Dimensionering i brottgräns av stabilitet sker utifrån en betraktelse med totalsäkerhet och samtliga partialkoefficienter antas därmed till 1,0. I detta fall är de karakteristiska värdena lika med de dimensionerande.

### *Dimensionering i brottgränstillstånd, stabilitet*

Lerans hållfasthet varierar inom det blivande förstärkningsområdet. I detta fall avslutas pelarna långt ovan fast botten. Indelningen av jorden inom pelarförstärkt djup görs i torrskorpelera och lera.

Hänsyn bör tas till att kalkcementpelare normalt har lägre kvalitet och därmed lägre hållfasthet i den översta metern. Detta görs lämpligen genom att ansätta en lägre pelarhållfasthet i det översta skiktet. Pelarna har också ofta en något lägre hållfasthet i den understa metern. Hänsyn härtill tas i detta fall genom att räkna med 1 m kortare pelare.

*Kommentar:*

*I de fall glidytor går ner mot underkant pelare kan det vara nödvändigt att utföra en beräkning med en störd zon som har nedsatt hållfasthet i underkant pelare. Detta kan resultera i att pelarna får utföras till några meter djupare än vad som annars hade krävts.*

Beräkningar utförs med hållfasthet i den stabiliserade jorden enligt ovan, odränerad skjuvhållfasthet i jorden enligt Tabell 1 och Figur 3 och med hållfasthet i pelarna enligt Tabell F1:3.4.

**Tabell F1:3.4. Medelskjuvhållfasthet i kalkcementpelare.**

Djupintervall	cuk, pel (kPa)
0 – 1 m	100
1 – 7 m	150

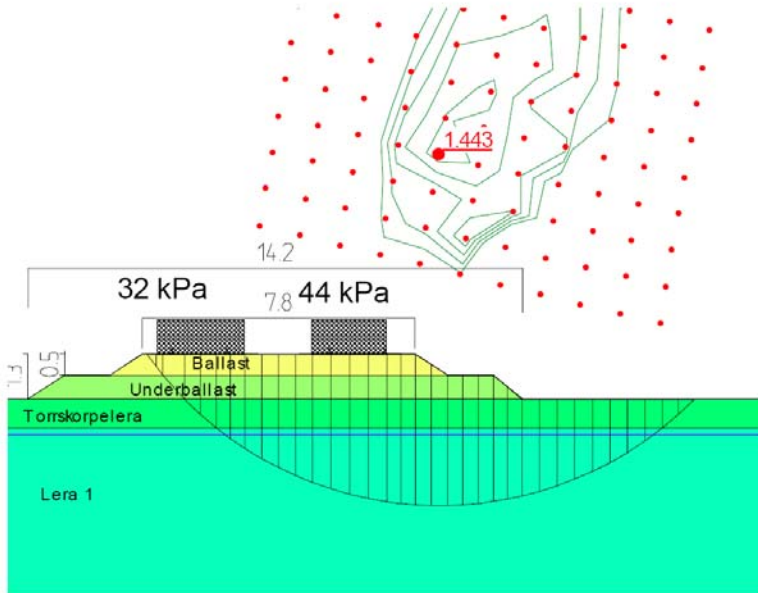
För att kunna modellera hållfastheten i respektive lager bör det beräkningsprogram som används för stabilitetsberäkningarna klara av jordmodeller med bilinjär brottkurva. I och med att brottkurvan för kalkcementpelarförstärkt jord är trilinear krävs dock att man håller reda på vilken aktuell effektiv normalspänning som råder för respektive förstärkt jordlager.

*Stabilitetsberäkning för oförstärkt bank med tåglast*

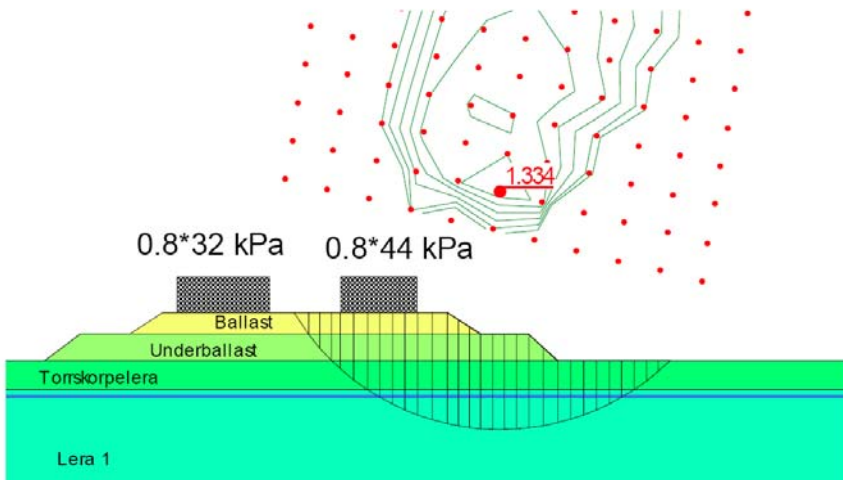
Beräkningen är utförd med Slope/W version 5.19 med geometri enligt typsektion. Analysmetoden är Morgenstern-Price (med antagen kraftfördelning mellan lamellerna enligt halv sinusfördelning) som tar hänsyn till både kraft- och momentjämvikt.

Vid installation av singulära pelare i rutmönster skall stabiliteten utan beaktande av pelarnas inverkan vara större än 1,0. Beräkningarna med odränerad analys visar på en säkerhetsfaktor mot markbrott på 1,44, se Figur F1:3.11.

I motsvarande beräkning med kombinerad analys reduceras trafiklasten med 20 %. Den beräknade säkerhetsfaktorn blir då 1,33, se Figur F1:3.12.



Figur F1:3.11. Odränerad analys för oförstärkt bank med trafiklast.



Figur F1:3.12. Odränerad analys för oförstärkt bank med trafiklast.



### *Analys av beräkningsresultat – finns det behov av förstärkning?*

Säkerheten mot markbrott är mindre än 1,5 för oförstärkt bank med trafiklast, vilket innebär att förstärkning erfordras.

Säkerheten mot markbrott för oförstärkt bank är större än 1,0, vilket innebär att det inte finns några krav på att förstärka med t.ex. tryckbankar för att uppfylla kriterierna för pelare i singulära mönster. Mängden KC-pelare som krävs för att uppnå en säkerhetsfaktor på  $F_c > 1,5$  och  $F_{\text{komb}} > 1,35$  bestäms genom att modellera en förstärkning och prova olika avstånd mellan pelarna.

#### *Kommentar:*

*I detta fall är säkerheten mot markbrott så hög att det knappast är stabiliteten som blir avgörande för kraven på KC-pelarna. Om så skulle vara fallet bör andra möjligheter att höja stabiliteten utredas.*

### *Val av pelarmönster*

Eftersom markytan kring banvallen i det närmaste är plan och säkerhetsfaktorn för markbrott vid oförstärkt bank är större än 1,0 kan singulära pelare användas.

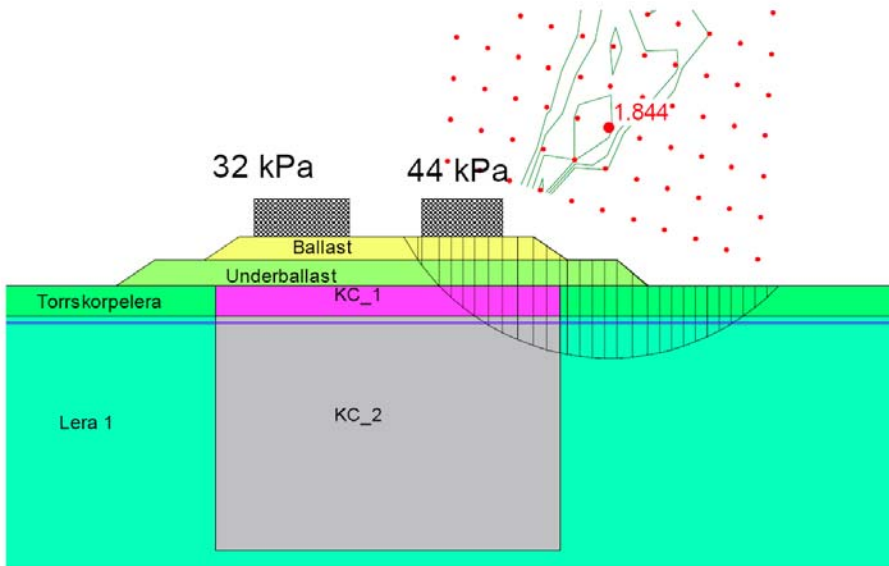
Kalkcementpelare med diameter 0,6 m och c/c-avstånd 1,4 m antas. Inblandningsmängd väljs enligt ovan till  $64 \text{ kg/m}^3$ . Pelarna ges en längd av 8 m varav 7 m antas var effektiv längd.

### *Stabilitetsberäkning för förstärkt bank med tåglast - odränerad analys*

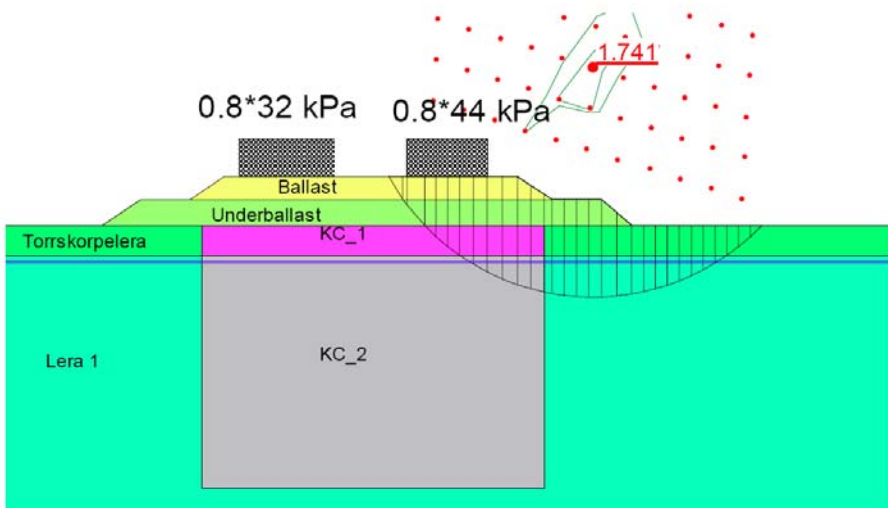
Den förstärkta jordens parametrar utvärderas enligt ovan. Endast pelare placerade i aktivzonen medräknas. Detta ger en säkerhetsfaktor mot markbrott vid odränerad analys  $F_c = 1,84$ , se Figur F1:3.13.

### *Stabilitetsberäkning för förstärkt bank med tåglast – kombinerad analys*

Den förstärkta jordens parametrar utvärderas enligt ovan. Endast pelare placerade i aktivzonen medräknas. Vid kombinerad analys reduceras trafiklasten med 20 % enligt BVS 585.12. Detta ger en säkerhetsfaktor mot markbrott vid kombinerad analys  $F_{\text{komb}} = 1,74$ , se Figur F1:3.14.



Figur F1:3.13. Odränerad analys för förstärkt bank med trafiklast.

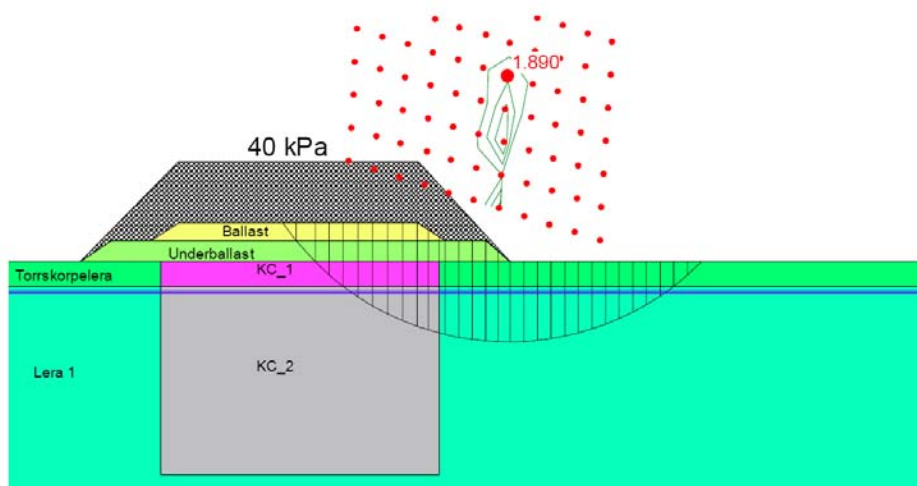


Figur F1:3.14. Kombinerad analys för förstärkt bank med trafiklast.

### Stabilitetsberäkning för överlast i byggskedet

Kontroll av stabiliteten mot markbrott utförs också för överlast. Efter att tillräcklig hållfasthet uppnåtts i pelarna läggs överlasten ut på underballastens överkant och släntrön i släntlutning 1:1,5. Beräkning görs med odränerad analys. Kontrollberäkning utförs för två fall, överlast med tjocklek 1 m och 2 m. Också i detta fall gäller att säkerhetsfaktorn för ostabiliserad jord skall vara större än 1,0 för att pelare i singulära placeringsmönster skall få användas tillsammans med beräkningar med beräkningsmetoden med cirkulärcylindriska glidytor.  $F_c$  för förstärkt jord skall i alla skeden vara större än 1,3. Den förstärkta jordens parametrar utvärderas enligt ovan. Endast pelare placerade i aktivzon medräknas.

Beräkningarna ger höga säkerhetsfaktorer. För förstärkt bank fås en säkerhetsfaktor mot markbrott vid odränerad analys  $F_c = 2,32$  för överlast 1 m och  $F_c = 1,89$  för överlast 2 m, se Figur F1:3.15.



Figur F1:3.15. Odränerad analys för förstärkt bank med överlast 2 m.

### Slutsatser från stabilitetsberäkning

Antagen förstärkning med kalkcementpelare med diameter 0,6 m och c/c-avstånd 1,4 m ger tillfredställande säkerhet mot markbrott.

Säkerhetsfaktor för odränerad analys  $F_c$  för färdig bank med tåglast är  $> 1,80$  och för kombinerad analys  $F_{komb} = 1,74$ . Krav enligt BVF 585.10 är att säkerhetsfaktorn för odränerad analys skall vara minst 1,5 – 1,8 samtidigt som  $F_{komb}$  skall vara minst 1,35 – 1,5.

## Dimensionering i bruksgränstillstånd, sättningar

### Indata för sättningsberäkningarna

Materialparametrar för den naturliga jorden antas enligt ovan samt enligt Tabell F1:3.5.

**Tabell F1:3.5. Materialparametrar för naturlig jord.**

Parameter	Djup	Värde
Modul, $M_L$	0–6 m	400 kPa
Modul, $M_L$	6– m	$400 + 100(z-6)$ , kPa
Modul, $M_0$	Hela profilen	$250 \tau_{fu}$
Modultal, $M'$	Hela profilen	12,5
Modultal, $M'$	9– m	17
Hor. konsolideringskoefficient	Hela profilen	$2c_{vv}$ ger $1 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$
Initiell permeabilitet	Hela profilen	$8 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$
$\beta_k$	Hela profilen	3
Tunghet lera, $\gamma_{lera}$	0–1 m	$17 \text{ kN/m}^3$
Tunghet lera, $\gamma_{lera}$	1–10 m	$16 \text{ kN/m}^3$
Tunghet lera, $\gamma_{lera}$	10– m	$18 \text{ kN/m}^3$

$z$  är djupet från markytan i meter

Materialparametrar för pelarna antas enligt Tabell F1:3.6.

**Tabell F1:3.6. Materialparametrar för pelare.**

Parameter	Värde
Diameter, $D_{pel}$	0,6 m
Centrumavstånd, $c$	1,4 m
Modul pelare, $E_{pel}$	15 000 kPa
Permeabilitetsförhållande pelare/lera	400
Skjuvhållfasthet för pelaren, $c_{uk,pel}$	150 kPa

### Beräkning av totalsättning

Beräkning för oförstärkt bank utförs med beaktande av krypsättningar med beräkningsprogrammet Embankco. Programmet och beräkningsmetoden finns beskrivet i SGI information 13.

Kalkcementpelarförstärkt bank beräknas med beräkningsprogrammet Limeset. Limeset finns beskrivet i SGI Varia 248. I Limeset anpassas de laster som används så att eventuell överlast samtidigt modelleras. Ur Limeset fås därefter totalsättning samt en ungefärlig sättningsutveckling. Beräkningen utförs i detta

fall med enkelsidig dränering eftersom pelarna inte går ner till något dränerande lager.

Leran under den pelarförstärkta jordvolymen modelleras också för detta fall i Embankco. För att ta hänsyn till pelarnas inverkan ansätts höga moduler och förkonsolideringstryck inom den förstärkta jordvolymen samtidigt som permeabiliteten viktas med hänsyn till pelarnas täckningsgrad. Belastningsfallet last och geometri avpassas så att hela lasten förs ned till pelarnas underkant utan någon lastspridning på vägen dit. (I detta fall skall således modellen ge tillskottsspänning på grund av banklasten av 24 kPa på 7 m djup).

De beräknade sättningarna i den pelarförstärkta jorden och i jorden därunder adderas.

*Kommentar:*

*Eftersom tillskottslasten förs ned till pelarnas underkant krävs god kännedom om lerans deformationsegenskaper därunder. För längre pelare kan det ifrågasättas om detta antagande om lastspridning är realistiskt (se vidare Alén et al. 2005 och 2006). Antagandet är dock på "säkra sidan". Den antagna fiktiva permeabiliteten i pelarna gäller också endast för beräkning av konsolideringsförloppet i den pelarförstärkta jorden enligt Limeset. Pelarnas verkliga permeabilitet är normalt avsevärt lägre. Ett insättande av en för hög permeabilitet i den pelarförstärkta jordvolymen ger en snabbare beräknad sättningsutveckling och större beräknade sättningar i den underliggande jorden inom dimensioneringstiden.*

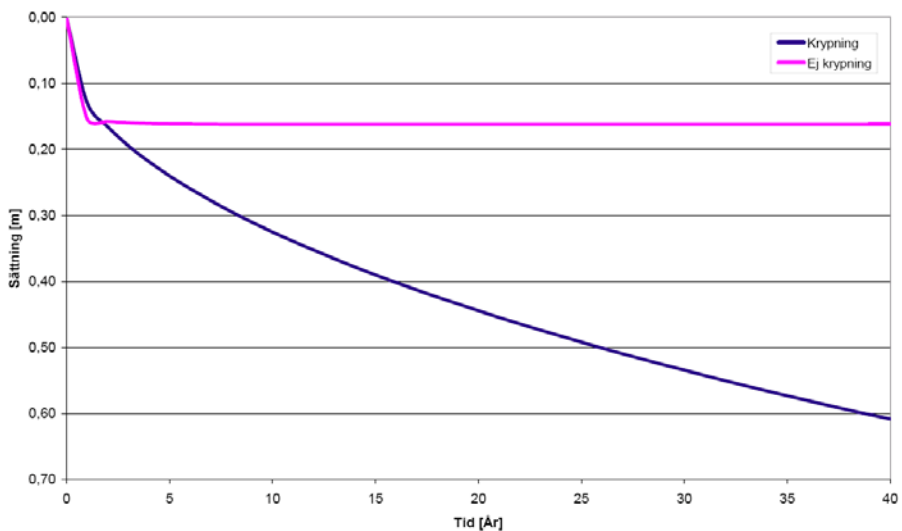
*Utbildad sättning efter 40 år*

Beräknad sättning med Embankco efter 40 år för oförstärkt bank inklusive krypning uppgår till cirka 0,6 m. Utan hänsyn till krypning erhålls en sättning på cirka 0,15 m, se Figur F1:3.16. Beräkningarna är utförda med antagande av en överlast i byggskedet som tas bort efter cirka 1 år. Under antagande av att sättningar kan tas ut under byggskedet kan cirka 0,15 m av sättningarna räknas bort, men fortfarande beräknas cirka 0,45 m uppstå under de närmaste 40 åren därefter.

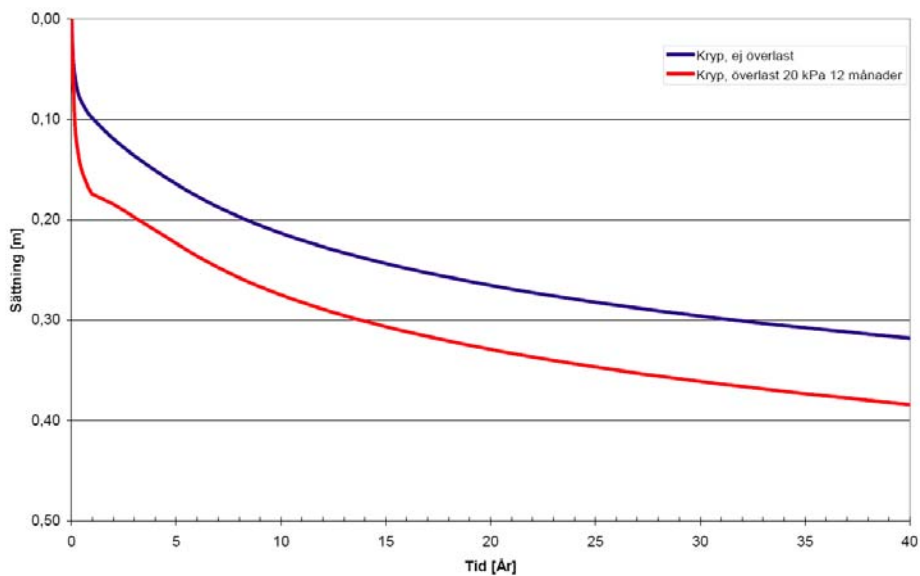
Tillåten totalsättning under 40 år efter att banan tagits i drift är, enligt BVF 585.14, 0,20 m för sth 250 km/h.

Således krävs förstärkning med hänsyn till totalsättning.

Med förstärkning är den beräknade sättningen efter 40 år för en last motsvarande full bankhöjd cirka 0,33 m inklusive krypning, varav cirka 0,05 m i pelarför-



Figur F1:3.16. Beräknad sättning för oförstärkt bank med resp. utan krypning.



Figur F1:3.17. Beräknad sättning för förstärkt bank med respektive utan temporär överlast.

stärkt jord och resterande del i oförstärkt lera därunder.

Används 1 m överlast med en liggtid av 1 år uppgår de beräknade sättningarna inklusive krypning till cirka 0,38 m varav 0,1 m i den pelarförstärkta jorden, se Figur F1:3.17.

På motsvarande sätt som för den oförstärkta banken kan en del av sättningarna tas ut under byggnadstiden. För bank utan överlast rör detta sig om cirka 0,10 m och med överlast cirka 0,17 m. Av detta följer att enligt gjorda antaganden blir sättningen under drifttiden marginellt större än gällande krav. I detta fall ansågs dock merkostnaden i form av ökad pelarlängd alternativt lättfyllning i banken inte motiverad. Då full banklast enligt beräkningsantagandena förts ned till underkant pelare ansågs det också som en beräkning på "säker sida" eftersom en viss lastspridning i praktiken skulle ske från den pelarförstärkta jorden ut i omgivande naturlig jord. Tidsförloppet för sättningarna under den förstärkta jordvolymen är dock också osäkert eftersom modelleringen av permeabiliteten och dräneringsvägarna är grov.

Beräkningsmässigt är sättningarna i den pelarförstärkta jordvolymen fullt utbildade efter cirka 9 månader.

Beräkningarna är ungefärliga och sättningarna skall följas upp med sättningsavvägningar under liggtiden. Dessa avvägningar skall utföras tätare under tiden närmast efter upplastning och glesas därefter ut när sättningshastigheten avtar.

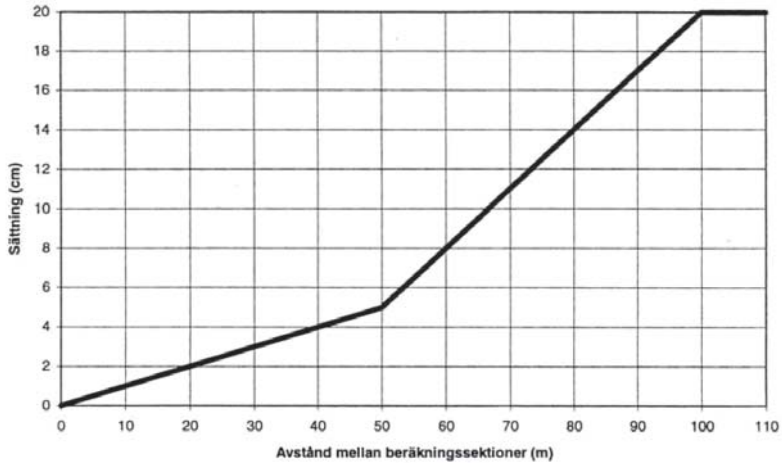
### *Differenssättning*

Differenssättningar mellan olika sektioner måste studeras i anslutning till fastmark och skärningar, områden med varierande lerdjup, varierande bankhöjd, fasta konstruktioner och i anslutning till förstärkningar. Här krävs ofta någon form av övergångskonstruktion, t.ex. utglesning/avkortning av pelarna eventuellt i kombination med någon annan förstärkningsåtgärd.

Den aktuella sträckan har delats in i mindre delar med likartade geotekniska förutsättningar. Därefter har ett antal utvalda kritiska sektioner beräknats för att få en uppfattning av sättningarnas storlek i var och en och hur de utbildas under konstruktionens dimensioneringstid. Vid behov ökas antalet sektioner och ställning får tas om kompletterande geotekniska undersökningar behövs.

Banan dimensioneras för sth 250 km/h och kraven på maximala differenssättningar mellan olika sektioner för denna sth visas i Figur F1:3.18. Maximal tillå-

### Acceptabla differenssättningar vid geoteknisk projektering, sth 250



Figur F1:3.18. Acceptabel differenssättning för sth 250 km/h.

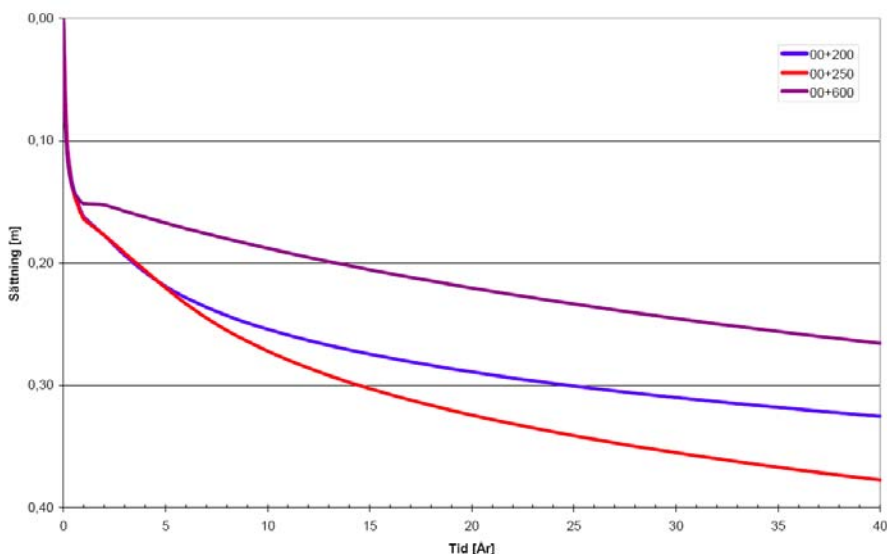
ten differenssättning är i detta fall t.ex. 5 cm mellan sektioner med 50 m avstånd. För avstånd större än 100 m är totalsättningskravet dimensionerande.

Kontroll av differenssättningar har gjorts genom beräkningar av sättningar i sektionerna 00+200, 00+250 och 00+600. För beräkning av sättningar i sektion 00+600 har delvis andra materialparametrar valts för leran. Dessa redovisas som "Vald 2" i avsnittet "Jordens karakteristiska materialvärden" ovan.

Med pelarförstärkning blir de beräknade sättningarna inklusive krypning 0,33 m i sektion 00+200, 0,38 m i sektion 00+250 och 0,27 m i sektion 00+600. Med överlast under liggtiden blir sättningarna under bruksskedet 0,16, 0,21 respektive 0,12 m, se Figur F1:3.19.

Av detta följer att differenssättningen mellan sektionerna 00+200 och 00+250 är som max 5 cm under beräkningstiden 40 år, dvs. kravet på maximala differenssättningar uppfylls precis. På stora avstånd styr totalsättningskravet och differenssättningarna utgör då inget ytterligare problem.





**Figur F1:3.19. Beräknad sättning för förstärkt bank i sektionerna 00+200, 00+250 och 00+600.**

#### *Tvårsättning och skevsättningar*

I detta fall är markytan plan och inga påtagliga variationer i jordmaktighet tvärs banken finns. Beräkning av tvårsättning och skevsättning är därmed inte aktuell.

#### ***Alternativ dimensionering i bruksgränstillstånd, totalsättning beräknad med alternativt antagande av lastspridning***

En alternativ beräkning har utförts med lastspridning från nedre tredjedelspunkten, dvs. från cirka 5 m djup. Detta ger dock endast en marginell skillnad jämfört med tidigare beräkning, främst beroende på att pelarna är så korta. En större skillnad skulle kunna förväntas för långa pelare.

#### ***Slutsatser från sättningsberäkningar***

Föreslagen förstärkning ger beräkningsmässigt sättningar strax över angivna krav. Av ekonomiska skäl bedömdes dock lösningen vara tillfredsställande.

Vid dimensionering av svävande pelare krävs god kännedom om lerans deformationsegenskaper, särskilt i lagren under pelarförstärkningen. För att det skall vara möjligt att uppfylla kraven för en sådan förstärkning krävs oftast att leran under det djup där pelarna avslutas har en viss överkonsolidering för att de last-

tillskott som förs ned hit inte skall ge upphov till för stora sättningar. Alternativt kan pelarna kombineras med någon form av lätt fyllning.

I den enkla beräkningsmodell som används förs hela banklasten ned till underkant pelare. Om detta antagande är rimligt kan diskuteras. En viss lastspridning är trolig. Antagandet av att hela banklasten förs ned till pelarspetsen kan antas vara på "säkra sidan".

Det skulle eventuellt vara möjligt att sätta pelarna glesare enligt dimensionering med en annan metod. Eftersom bankhöjden är låg, cirka 1 m, kan ett stort avstånd mellan pelarna dock innebära att differenssättningar uppstår mellan pelarna på grund av otillräcklig valvverkan.

### ***Jorddynamisk analys***

#### *Oförstärkt bank*

En översiktlig beräkning av skjuvvågshastigheten i jorden utförs enligt ovan.

Beräkning av skjuvvågshastigheten utförs genom kombination av de empiriska sambanden 3.5 och 3.7 i BVF 585.13:

$$G_0 = r \cdot c_s^2$$

och

$$G_0 = 504 \cdot \frac{t_{fu}}{w_1}$$

Där  $G_0$  är skjuvmodul och  $c_s$  är skjuvvågshastighet.

Skjuvvågshastigheten enligt empiri blir därmed

$$c_s = \sqrt{\frac{504 \cdot t_{fu}}{r \cdot w_L}}$$

Skjuvvågshastigheten uppskattas på detta vis till 56 m/s eller 202 km/h.

Enligt BVF 585.13 beräknas sth i den översiktliga beräkningen som  $c_{s,empiri}/1,5$  vilket ger sth = 37 m/s = 135 km/h.

Banan skall dimensioneras för sth 250km/h och det föreligger således risk för

högastighetsproblem. En fördjupad utredning skall därmed utföras och förstärkning behöver troligen göras även av denna anledning.

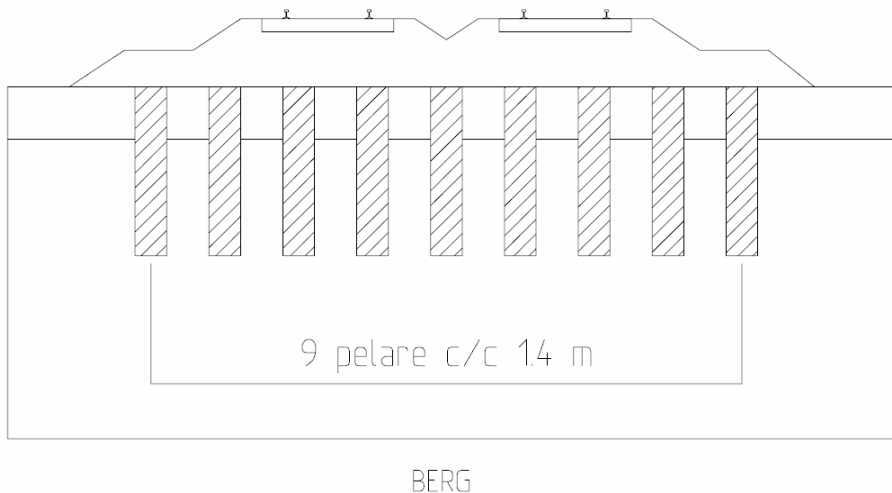
### *Förstärkt bank*

I detta fall förstärks jorden med KC-pelare. Dessa är tänkta att placeras i rut-mönster, vilket i princip inte är något bra installationsmönster för att lösa högastighetsproblem. En noggrannare analys av om pelarnas effekt är tillfyllest bör därför utföras.

### **Vald utformning**

Beräkningarna visar att en förstärkning med singulära kalkcementpelare med diametern 0,6 m, en effektiv längd av 7 m och inbördes avstånd av 1,4 m ger tillfredställande säkerhet mot markbrott. Beräkningar visar att en oförstärkt bank klarar av en temporär överlast på ca 2 m utan att ytterligare åtgärder behöver vidtas.

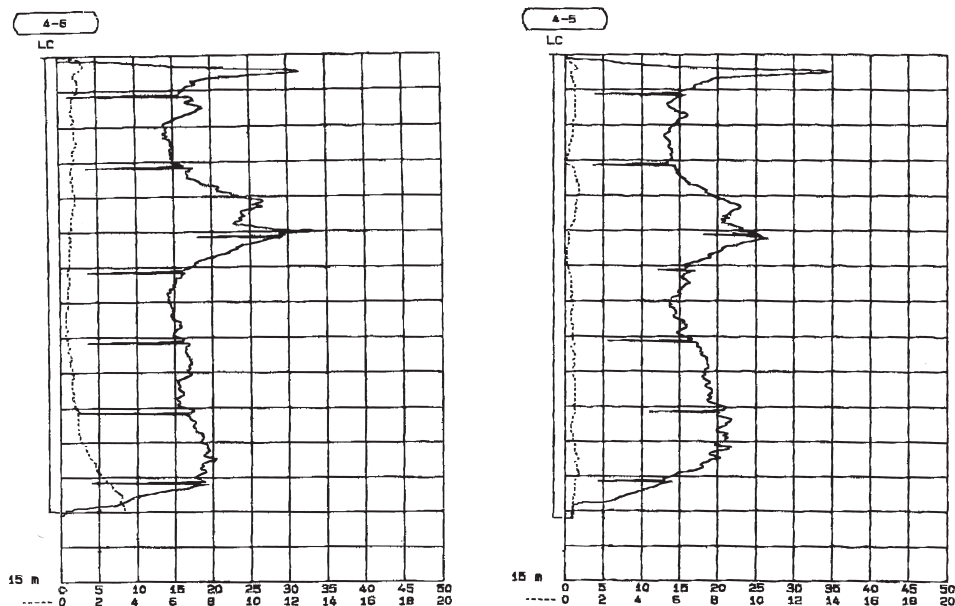
Beräkningarna visar också att risk finns för att tillåten sättning skall överskridas och det är inte säkerställt att höghastighetsproblem undviks. Den föreslagna förstärkningen visas i Figur F1:3.20.



**Figur F1:3.20. Typsektion för kalkcementpelarförstärkning, pelarlängd 8 m.**

## Resultat från provpelare i projekteringskede

Utförda kontroller av provpelare visar på en inte fullt tillfredställande hållfasthetstillväxt. Pelarsondering med sonddimensionen 20·400 mm utfördes 2–3 veckor efter installation av pelare. Exempel från pelarsonderingarna redovisas i Figur F1:3.21.



Figur F1:3.21. Pelarsondering i provpelare efter 2–3 veckor. Sondmotstånd i kN och sondens lutning i grader redovisas på den horisontella axeln.

Pelarnas hållfasthet kan preliminärt utvärderas med ett förenklat samband  $c_{u,pel} = 10 \cdot Q$  kPa, där  $Q$  är sonderingsmotståndet i pelaren mätt i kN. Av diagrammet följer att pelarnas medelhållfasthet inte fullt uppgår till det dimensionerande värdet 150 kPa utmed hela pelarna.

En ytterligare provning som utfördes efter 6 veckor visade dock på tillfredsställande resultat med pelarhållfastheter varierande mellan cirka 230 och 350 kPa.

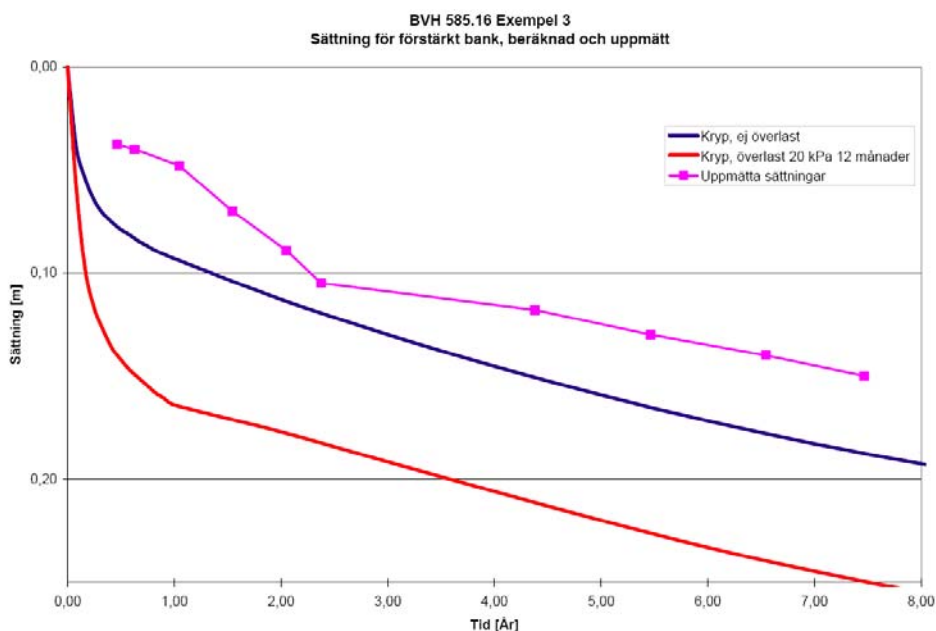
## Slutlig utformning av förstärkningen

Förstärkningen utfördes med utformning enligt ovan. Utformningen i byggskedet ändrades dock så att banken påfördes först efter 2 månader och överlastens liggtid minskades till 6 månader.

## Uppföljning

Sättningarna utmed sträckan har följts upp med slangställningsmätare. Av Figur F1:3.22 framgår att uppmätta sättningar är mindre än de beräknade. Sättningsutvecklingen följer dock samma trend som den beräknade.

Eftersom de uppmätta sättningarna är mindre än de beräknade men utvecklingen mot tiden är densamma kan man anta att pelarna är styvare än vad som antagits. Om man antar att samma trend fortsätter, fås en sättning efter 40 år av mellan 0,2 och 0,3 m varav 0,05 m utbildades innan banan togs i drift. Detta skulle innebära att totalsättningskravet med tiden kan komma att överskridas något. Det är dock för tidigt att dra någon definitiv slutsats baserat på de mätningar som hittills utförts och ytterligare uppföljning bör utföras.



Figur F1:3.22. Beräknade och uppmätta sättningar i sektion 00+250.

## EXEMPEL F1:4 – HÖG BANK MED PELARE TILL FAST BOTTEN

Följande exempel redovisar en arbetsgång vid dimensionering av en förstärkning för en hög järnvägsbank med bindemedelsstabiliserade pelare till fast botten.

### Innehållsförteckning

Inledning

Förutsättningar

- Laster och lastkombinationer

- Geoteknisk klass

- Normalsektion

- Jordens karakteristiska materialvärden

- Pelarnas karakteristiska materialvärden

- Förstärkningens karakteristiska materialvärden

Dimensionering

- Dimensionerande laster

- Dimensionerande materialegenskaper

- Dimensionering i brottgränstillstånd, stabilitet

- Dimensionering i bruksgränstillstånd, sättningar

- Slutsatser från sättningsberäkningar

- Jorddynamisk analys

Diskussion

- Spänning i pelare

Omprojektering

Vald utformning

Resultat från provpelare

Slutlig utformning av förstärkningen

## Inledning

Beräkningsexemplet visar en konventionell förstärkning av ett nybyggt dubbelspår på mellansvensk lera. Banan byggs för 30 tons axellast, linjelast 10 ton/m och största tillåtna hastighet, sth, 200 km/h. Järnvägsbanken är hög dvs. last från fyllning och trafik är > 100 kPa. Problemställningen i exemplet är bankstabilitet, sättningar och risk för höghastighetsproblem.

## Förutsättningar

### Laster och lastkombinationer

I brottgränstillstånd skall dubbelspåret kontrolleras med avseende på stabiliteten.

Trafiklasten bestäms enligt BVS 585.12.

För dubbelspår är linjelasten för normal trafik  $q_{\text{linje}} = 130$  kN/m respektive 110 kN/m och dessa laster skall fördelas på bredden  $b = 2,5$  m

Detta ger trafikbelastningarna  $q_{\text{trafik}} = \frac{q_{\text{linje}}}{b} = \frac{130}{2,5} = 52$  kPa

respektive  $\frac{q_{\text{linje}}}{b} = \frac{110}{2,5} = 44$  kPa .

### Kommentar:

*I beräkningarna är lastfall enligt tidigare gällande BVS 585.12 använda. För nu gällande version är lasten på huvudspåret för 30 tons axellast 53 kPa och lasten på sekundärspåret 75 % av huvudlasten, dvs. 40 kPa.*

### Geoteknisk klass

Enligt SGF Rapport 2:2000 skall geoteknisk klass 3 tillämpas om något av följande kriterier är uppfyllt:

13. Last från fyllning och trafik > 100 kPa.

*(i det aktuella fallet är bankhöjden 7,6 m. Detta ger överslagsmässigt, med tungheten 20 kN/m<sup>3</sup>, en last pga. egentyngd av 152 kPa. Banklast + trafiklast > 100 kPa)*

14.  $c_{\text{uk,pe1}} \geq 100$  kPa.

15.  $c_{\text{uk,jord}} \leq 8$  kPa.

16. Pelare i organisk jord eller sulfidjord utnyttjas vid dimensionering.

I BVH 585.16 framgår att geoteknisk klass 3 skall tillämpas om något av följande kriterier är uppfyllt:

- 22. Last från fyllning och trafik > 100 kPa.
- 23. Bank på långsluttande markyta med lutning > 1:7.
- 24. Permanenta skärningar.
- 25. Temporära schakter intill spår (kräver särskild utredning för att pelare skall kunna tillgodoräknas i passivzon).
- 26. Grundläggning av sluten rambro på kalkcementpelare.
- 27. Pelare i gyttja, svartmokka och silt (endast i undantagsfall).
- 28. Cementhalten > 50 %.

I det aktuella fallet tillämpas geoteknisk klass 3 eftersom kriterium 1 ovan enligt såväl SGF 2:2000 som BVH 585.16 är uppfyllt. Detta innebär att en oberoende sakkunnig skall anlitas för kontroll av dimensionering och utförande. GK 3 innebär också att flera pelare måste kontrolleras med avseende på hållfasthet och kontinuitet.

### *Normalsektion*

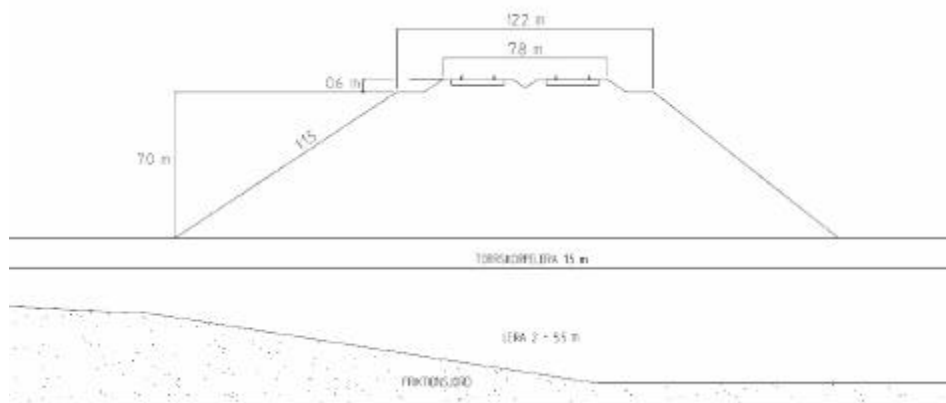
Banken i den aktuella sektionen har en bankhöjd av 7,6 m. Ballastens tjocklek är 0,6 m och underballastens tjocklek är 7,0 m.

Vid beräkningarna har tungheten antagits till följande:

underballast 0–150 mm	$\gamma_{\text{underballast}} = 20 \text{ kN/m}^3$
ballast	$\gamma_{\text{ballast}} = 19 \text{ kN/m}^3$

Bankens övriga dimensionerna visas i Figur F1:4.1.



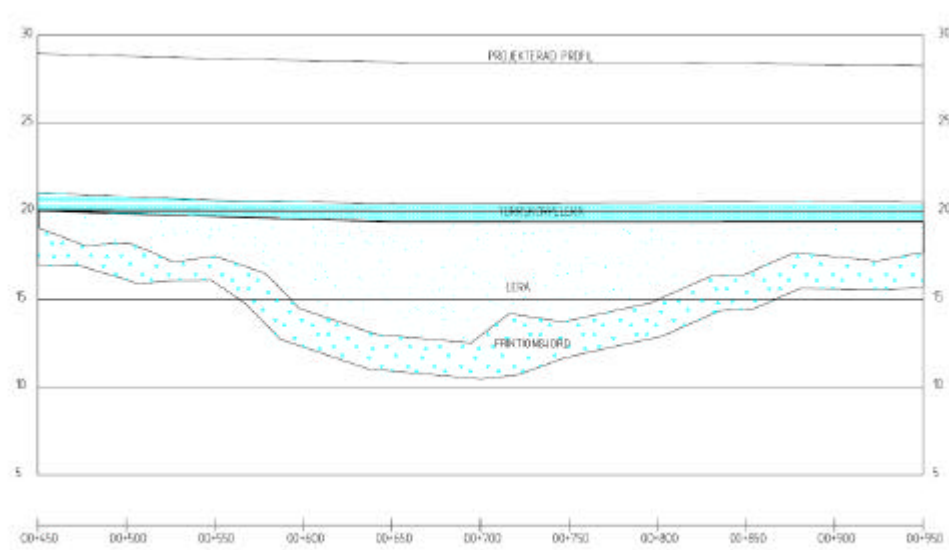


**Figur F1:4.1. Normalsektion för dubbelspår.**

### *Jordens karakteristiska materialvärden*

Jordprofilen består av en gråbrun lera som är varvig från 4 m djup. Lerlagrets mäktighet varierar mellan cirka 3 – 7 meter. Leran har torrskorpekaraktär de översta 1 – 2 m. Under leran återfinns friktionsjord som består av grusig sand.

Inom området har utförts kolvprovtagning i tre punkter och vingförsök i två punkter. Resultaten finns sammanställda i figurer nedan.



**Figur F1:4.2. Jordlagerprofil för den aktuella delsträckan.  
Beräkningssektion 00+680.**

*Kommentar:*

*Då jorddjupen är grunda har endast ett fåtal prover kunnat tas upp i respektive punkt. I detta fall borde fler fältundersökningar utförts omfattande kolvprovtagning, portrycksmätning och CPT-sondering. Generellt har försiktigt valda värden använts.*

*Odränerad skjuvhållfasthet*

Ett empiriskt samband för odränerad skjuvhållfasthet baserat på en sammanställning av erfarenhet för skandinaviska leror är bl.a. presenterat i Skredkommissionens rapport 3:95. Förhållandet mellan  $\tau_{fu}$  och  $\sigma'_c$  varierar med konflytgränsen. Vid beräkning av kvoten  $\tau_{fu} / \sigma'_c$  har antagits att konflytgränsen är 55 %. Detta ger en empirisk kvot  $\tau_{fu} / \sigma'_c = 0,25$ . Vid beräkning av empirisk skjuvhållfasthet har vidare antagits att leran är normalkonsoliderad och att grundvattenytan ligger en meter under markytan.

Det karakteristiska värdet för en materialegenskap kan enligt BKR bestämmas som ett strikt medelvärde eller ett försiktigt val baserat på dokumenterad erfarenhet. I detta fall har ett försiktigt valt medelvärde använts.

*Kommentar:*

*Hållfasthet baserad på empiri och normalkonsoliderad jord är i detta fall för låg eftersom leran är överkonsoliderad, speciellt i de övre jordlagren. En empirisk hållfasthet baserad på uppskattade förkonsolideringstryck ligger däremot nära den valda karakteristiska skjuvhållfastheten.*

Skjuvhållfastheten i torrskorpelekan har antagits till 35 kPa, dvs. en icke uppsprucken lera har förutsatts. Detta antagande baseras på att banken belastar torrskorpan.

*Kommentar:*

*En uppsprucken torrskorpa bör antas för obelastad mark utanför banken.*

Karakteristiska värden för den ostabiliserade jorden har valts som försiktigt valda medelvärden enligt Tabell F1:4.1 och Figur F1:4.3.

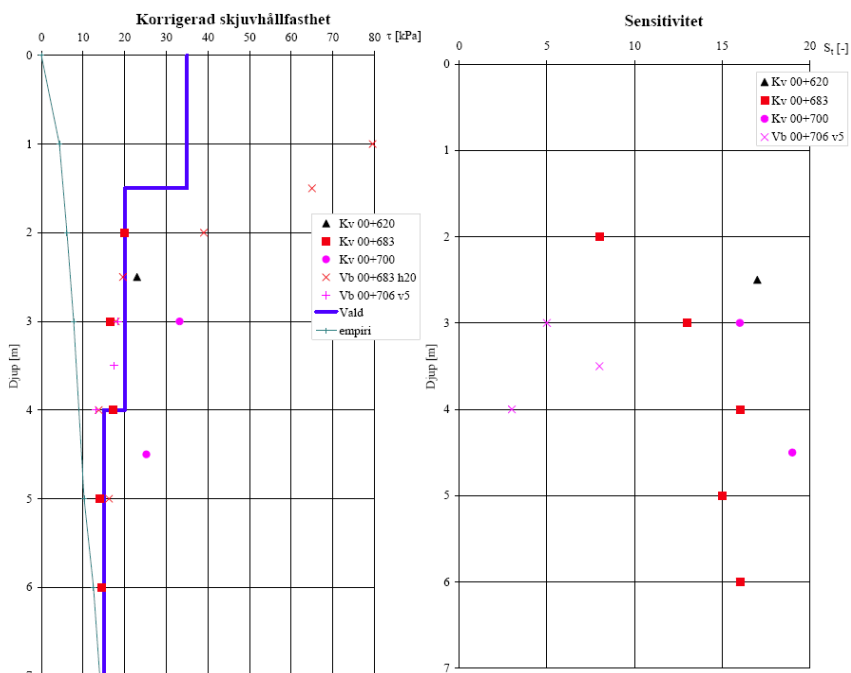
**Tabell F1:4.1. Karakteristisk skjuvhållfasthet i ostabiliserad jord.**

Djup under my		$C_{uk}$ (kPa)
Från	Till	
0	1,5	35
1,5	4	20
4	7	15

z är djupet från markytan

## Sensitivitet

Leran i området är mellansensitiv med värde i huvudsak runt 15, se Figur 3.



Figur F1:4.3. Sammanställning av korrigerad odränerad skjuvhållfasthet och sensitivitet.

### Vattenkvot och konflytgräns

Naturlig vattenkvot och konflytgräns ligger båda tämligen konstant kring 55 %, se Figur F1:4.4.

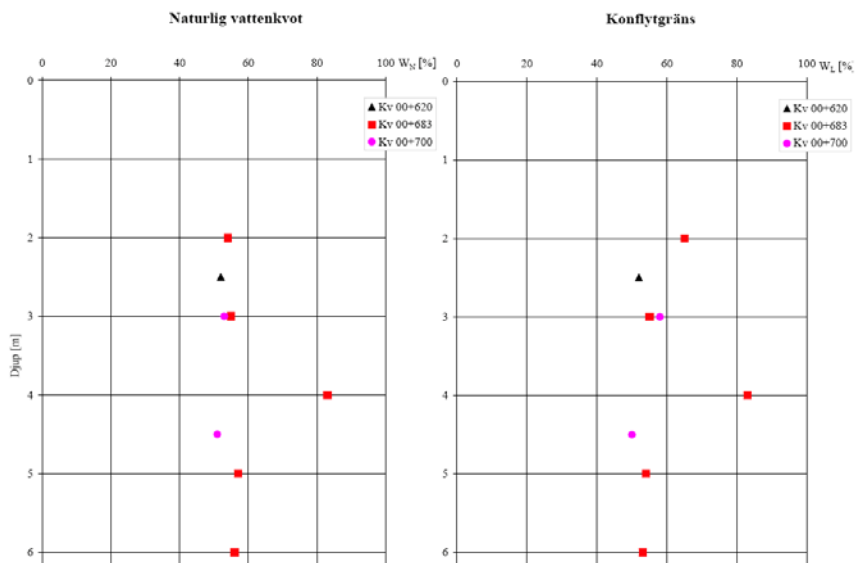
### Dränerad skjuvhållfasthet

Laboratorieundersökningar för att bestämma de dränerade hållfasthetsparametrarna för leran har inte genomförts. Ur empiriska samband (Skredkommissionen rapport 3:95), erhålls;

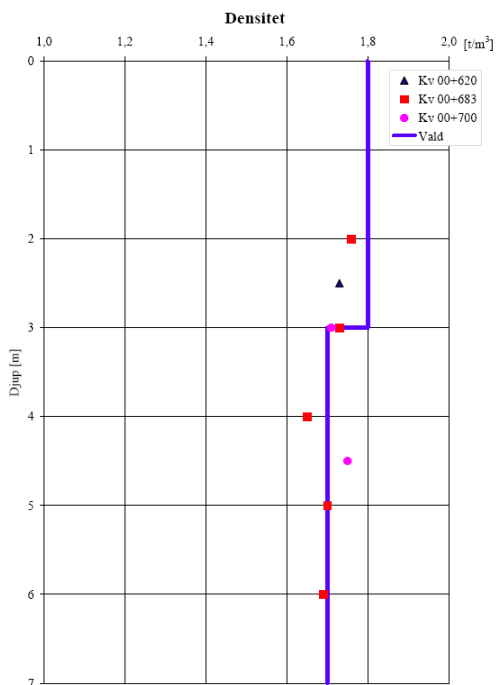
$$\phi'_k = 30 \text{ och } c'_k = 0,1 c_{uk} \approx 2 \text{ kPa}$$

### Densitet

Vid beräkning av överlagringsstrycket har använts densiteten bestämd på prover från sektion 00+638, där flest värden erhållits, se Figur F1:4.5.



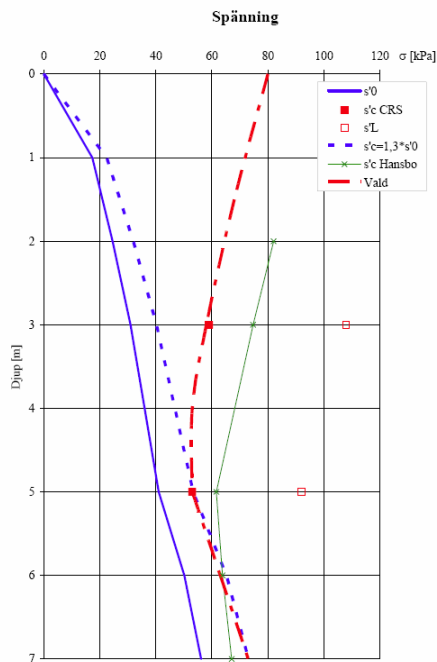
Figur F1:4.4. Sammanställning av vattenkvot och konflytgräns.



Figur F1:4.5. Sammanställning av densitet.

### Förkonsolideringstryck och överkonsolideringsgrad

Resultaten från CRS-försök utförda på prover från sektion 00+638 visar att leran är överkonsoliderad. Försök är dock endast utförda på två nivåer, varför en viss osäkerhet finns. Resultaten från ödometerförsöken, liksom förkonsolideringstryck utvärderade från vingförsök med hjälp av empiri enligt Hansbo, tyder på att överkonsolideringen är störst i de övre lerlagren. Leran antas ha ett förkonsolideringstryck som sjunker från 80 kPa vid markytan till 52 kPa på 5 m djup och sedan ökar med djupet.  $\sigma'_L$  antas vara 40–50 kPa högre än  $\sigma'_c$ , se Figur F1:4.6.



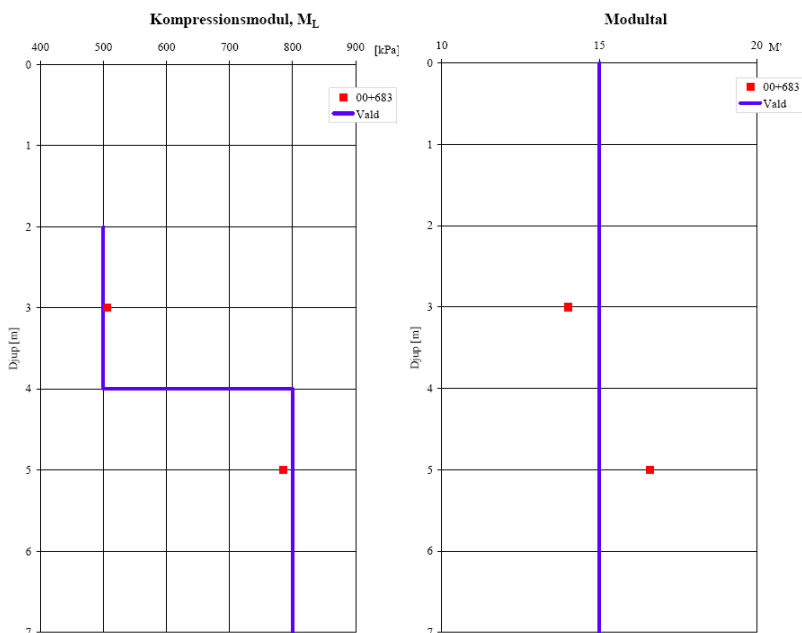
**Figur F1:4.6. Sammanställning av resultat från ödometerförsök och empiriskt utvärderade förkonsolideringstryck.**

#### Kommentarer:

Det är svårt att göra en detaljerad uppskattning på så få värden. Empiri kan dock vara ett stöd. För att få en korrekt bild av effektivspänningarna i jordprofilen krävs portrycksmätningar, vilket man borde ha kompletterat med.

#### Deformationsegenskaper

Endast två värden på kompressionsmodulen har uppmätts, se Figur F1:4.7. Kompressionsmodulen har valts som konstanta moduler i tre lager enligt Tabell F1:4.2.  $M_0$  antas schablonmässigt enligt  $M_0 = 250 \cdot \tau_{fu}$ .



Figur F1:4.7. Sammanställning av kompressionsmodul och modultal.

Tabell F1:4.2. Modul  $M_L$ .

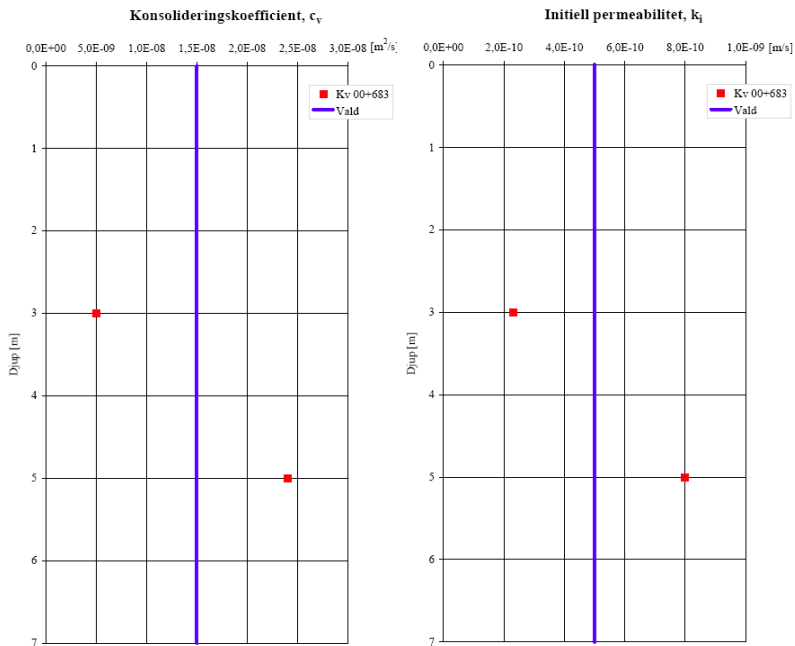
Djup under my		ML (kPa)
Från	Till	
0	1,5	1000
1,5	4	500
4	7	800

### Konsolideringskoefficient, permeabilitet

Konsolideringskoefficienten,  $c_v$ , och lerans initiella permeabilitet framgår av Figur F1:4.8. Vid beräkningarna har antagits att  $c_v$  är konstant  $1,5 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$  genom hela profilen. Lerans initiella permeabilitet antas vara konstant  $5 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ .

### Grundvattenförhållanden

Några porttrycksmätningar har inte genomförts inom området. Två grundvattenrör installerade i friktionsjorden under leran visar att trycknivån varierar mellan cirka 0,5 och 3 meter under markytan. Vid beräkningarna har en hydrostatisk tryckfördelning antagits från 1 m under markytan. Endast ett fåtal avläsningar har gjorts och det hade varit lämpligt med ytterligare mätpunkter samt en längre avläsningsperiod. Eventuellt kunde grundvattenrören ha kompletterats med porttrycksmätningar.



**Figur F1:4.8. Sammanställning av konsolideringskoefficient och initiell permeabilitet.**

### *Pelarnas karakteristiska materialvärden*

Inblandningsförsök skall utföras för alla karakteristiska jordlager. För det aktuella fallet har bedömningen gjorts att det finns tre karakteristiska jordlager, torrskorpa, postglacial lera och glac iallera. Inblandningsförsök har dock endast gjorts för det undre jordlagret.

#### *Kommentar:*

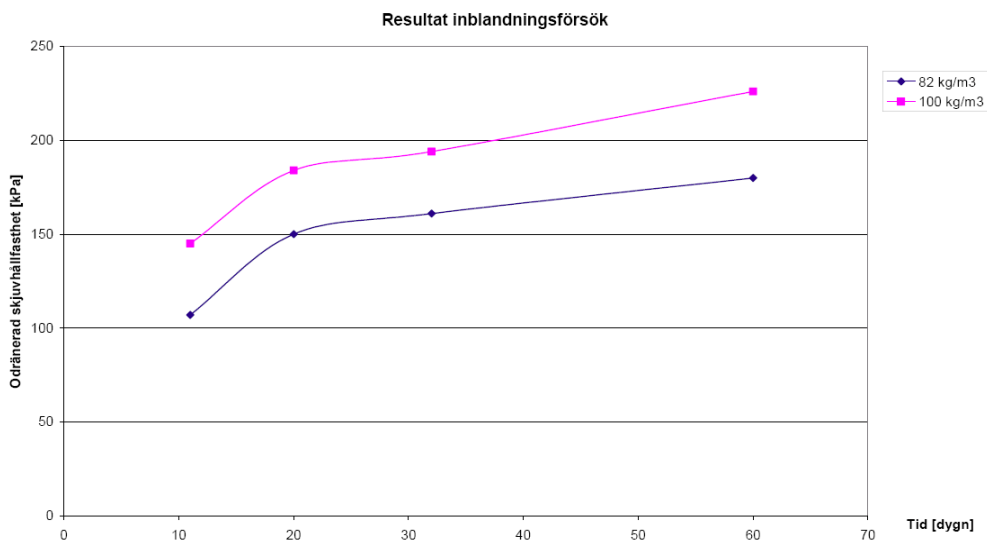
*Det hade varit lämpligt att ta upp prover och utföra inblandning på samtliga karakteristiska jordlager bortsett från den tunnare torrskorpan.*

### *Bindemedel*

Som bindemedel har en blandning av 50 % osläckt kalk och 50 % cement valts. Vid inblandningsförsöken har två inblandningsmängder av 82 kg/m<sup>3</sup> respektive 100 kg/m<sup>3</sup> använts, vilket för pelare med diametern 0,8 m motsvarar 41 kg/m respektive 50 kg/m.

### *Resultat från inblandningsförsök*

Resultaten från inblandningsförsöken i laboratoriet visas i Figur F1:4.9.



**Figur F1:4.9. Resultat från inblandningsförsök i laboratoriet.**

### *Odränerad skjuvhållfasthet*

Resultaten från inblandningsförsöken visar en relativt god hållfasthet för den använda bindemedelsblandningen bestående av 50 % osläckt kalk och 50 % cement. Efter ca 20 dygn är hållfastheten 150 kPa uppnådd för båda inblandningsmängderna. Därefter är hållfasthetstillväxten med tiden måttlig.

Den dimensionerande odränerade skjuvhållfastheten antas vara  $c_{uk, pel} = 150$  kPa och det föreskrivs att en inblandning av  $100 \text{ kg/m}^3$  används. Detta för att, med hänsyn till aktuell tidplan, möjliggöra snabb pålastning med bankfyllning. För att verifiera laboratorieresultaten skall provpelare utföras i fält.

#### *Kommentar:*

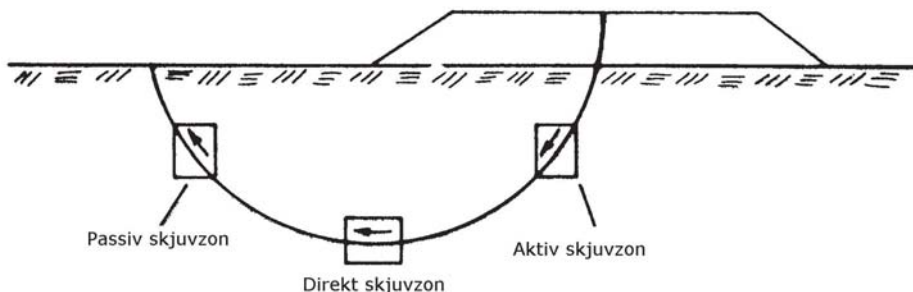
*Hållfastheten 150 kPa i pelarna och placering i rutnät kan väljas i detta exempel eftersom utförandet görs i GK3, tryckbankar byggs och säkerheten mot markbrott för oförstärkt bank är betydligt högre än 1,0. Förstärkningen görs främst för att begränsa sättningarna och påskynda sättningsförloppet.*

### *Dränerad skjuvhållfasthet*

De dränerade parametrarna antogs i enlighet med rekommendationerna i SGF rapport 2:2000 till  $\phi'_{k, pel} = 35^\circ$  eftersom det var kalkcementpelare som skulle användas.



De kohasionsintercept som kan påräknas beror på om pelarna placeras i aktiv, direkt eller passiv zon. Zonernas indelning framgår av Figur F1:4.10. Singulära pelare i direkt skjuvzon och passivzon får ej tillgodoräknas. I det aktuella fallet medräknas endast pelarna i den aktiva zonen för dränerad och kombinerad analys och det pelarförstärkta området avslutas i beräkningsmodellen ungefär vid mitten av bankslänt. Därmed blir  $\beta = 0,3$  vilket ger  $c'_{k,pel} = b \cdot c_{uk,pel} = 45$  kPa. (För direkt skjuvzon och passivzon är  $\beta = 0,1$  resp. 0 om pelarna är placerade i skivor eller annat mönster som tillåter att skjuvhållfastheten utnyttjas).



Figur F1:4.10. Indelning i aktiv-, direkt skjuv- och passivzon.

#### Deformationsegenskaper

Deformationsegenskaper antogs i enlighet med SGF Rapport 2:2000, Tabell 3.1. Enligt denna antas  $E_{pel}$  för kalkcementpelare variera mellan 50 till  $150 \cdot c_{uk,pel}$ . För aktuellt exempel valdes  $E_{pel} = 100 \cdot c_{uk,pel}$ .

#### Permeabilitet

Den fiktiva permeabiliteten för pelaren att användas i beräkningar med Limeset antas vara  $k_{pel} = k_{jord} \cdot 400$ .

#### Förstärkningens karakteristiska materialvärden

För att kunna bestämma förstärkningens karakteristiska skjuvhållfasthet krävs att man vet hur stor del av ytan som kommer att täckas av KC-pelare, dvs. att täckningsgraden  $a$  är känd. För att göra en första bedömning av hållfastheterna antas följande:

Pelarens diameter  $D_{pel} = 0,8$  meter  
 Pelarnas centrumavstånd  $c = 1,6$  m

$$a = \frac{p \cdot D_{\text{pel}}^2}{4 \cdot c^2}$$

Täckningsgraden  $a$  blir då 0,196.

Detta antagande skall verifieras senare med beräkningar för brott- och bruksgränstillstånd.

#### *Odränerad skjuvhållfasthet*

Den odränerade medelskjuvhållfastheten för det förstärkta området beräknas enligt:

$$t_{\text{fuk}} = a \cdot c_{\text{uk,pel}} + (1-a) \cdot c_{\text{uk,jord}}$$

#### *Dränerad skjuvhållfasthet*

Den dränerade skjuvhållfastheten för det förstärkta området beräknas enligt:

$$t_{\text{fdk}} = a \cdot (c'_{\text{k,pel}} + s' \tan f'_{\text{k,pel}}) + (1-a) \cdot (c'_{\text{k,jord}} + s' \tan f'_{\text{k,jord}})$$

Samtliga spänningsnivåer som är aktuella längs en tänkt glidyta måste kontrolleras.

#### *Kombination av dränerad och odränerad skjuvhållfasthet*

En kombination av dränerat brott för pelarna och odränerat brott för leran skall även studeras. Denna skjuvhållfasthet bestäms som:

$$t_{\text{fdk}} = a \cdot (c'_{\text{k,pel}} + s' \tan f'_{\text{k,pel}}) + (1-a) \cdot c_{\text{uk,jord}}$$

Samtliga spänningsnivåer som är aktuella längs en tänkt glidyta måste kontrolleras.

Kurvorna för de olika hållfastheterna sammanställs lämpligen i diagramform för att tydligare åskådliggöra den pelarförstärkta jordens hållfasthet, se Figur 11 i Beräkningsexempel 1:1.

## Dimensionering

### *Dimensionerande laster*

Aktuella lastkoefficienter är 1,0 och dimensionerade laster motsvarar därför karakteristiska laster.

### *Dimensionerande materialegenskaper*

Dimensionering i brottgräns av stabilitet sker utifrån en betraktelse med totalsäkerhet och samtliga partialkoefficienter antas därmed till 1,0. I detta fall är de karakteristiska värdena lika med de dimensionerande.

### *Dimensionering i brottgränstillstånd, stabilitet*

Lerans hållfasthet varierar inom det blivande förstärkningsområdet. Med hänsyn till att lerans hållfasthet varierar bör jordprofilen delas in i tre lager, i det här fallet torrskorpelera, postglacial lera och glaciallera.

Dessutom bör hänsyn tas till att kalkcementpelare normalt har lägre kvalitet och därmed lägre hållfasthet i den översta och understa metern. Detta görs lämpligen genom att ansätta en lägre pelarhållfasthet i det översta skiktet. I detta fall går inga glidytor i närheten av pelarnas underkant och någon särskild hänsyn behöver därmed inte tas vid underkant pelare.

#### *Kommentar:*

*I de fall glidytor går ner mot underkant pelare och då leran ligger direkt på berg utan något mellanliggande friktionsjordslager kan det vara nödvändigt att utföra en beräkning med pelare som har nedsatt hållfasthet i underkant pelare, alternativt låta pelarna sluta någon meter ovanför fast botten i beräkningen.*

Av detta följer att beräkningar utförs med hållfasthet i den stabiliserade jorden enligt ovan och tre lager med olika hållfasthet i naturlig jord och pelare, se Tabell F1:4.3.

**Tabell F1:4.3. Medelskjuvhållfasthet i lera respektive kalkcementpelare.**

Djupintervall	$C_{uk,jord}$ (kPa)	$C_{uk,pel}$ (kPa)
0 – 1,5 m	35	50
1,5 – 4 m	20	150
4 – 7 m	15	150

För att kunna modellera hållfastheten i respektive lager bör det beräkningsprogram som används för stabilitetsberäkningarna klara av jordmodeller med bilinjär brottkurva. I och med att brottkurvan för kalkcementpelarförstärkt jord är

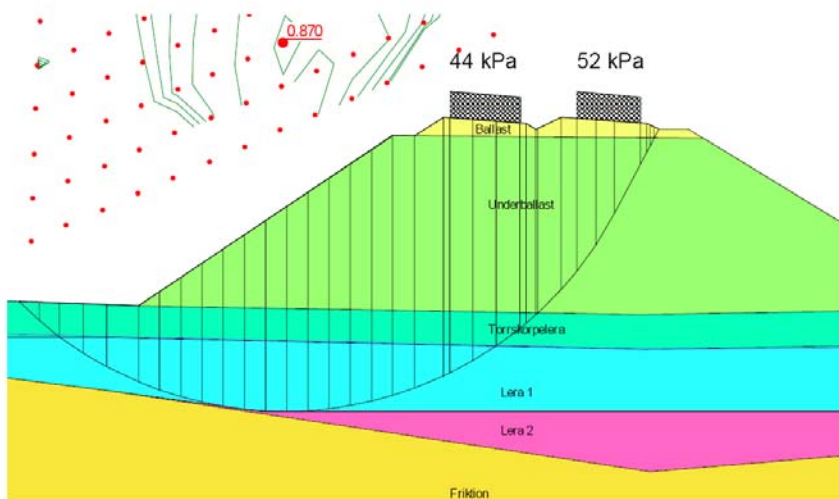
trilinjär krävs dock att man håller reda på vilken aktuell effektiv normalspänning som råder för respektive förstärkt jordlager.

#### *Stabilitetsberäkning för oförstärkt bank med tåglast*

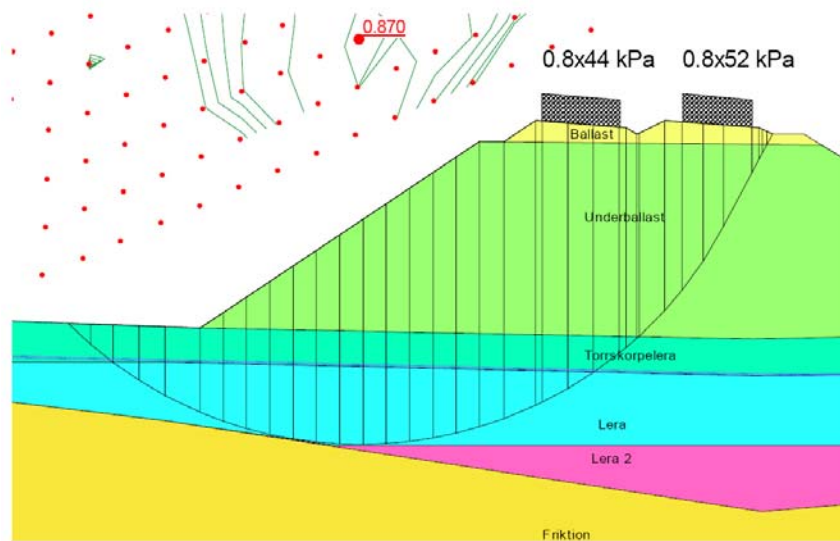
Beräkningen är utförd med Slope/W version 5.19 med geometri enligt typsektion. Analysmetoden är Morgenstern-Price (med antagen kraftfördelning mellan lamellerna enligt halv sinusfördelning) som tar hänsyn till både kraft- och momentjämvikt.

Beräkningarna med odränerad analys visar på en säkerhetsfaktor mot markbrott på 0,87, se Figur F1:4.11.

Motsvarande beräkning med kombinerad analys och med tåglasten reducerad med 20 % visar också på en säkerhetsfaktor av 0,87, se Figur F1:4.12.



Figur F1:4.11. Odränerad analys för oförstärkt bank med trafiklast.



**Figur F1:4.12. Kombinerad analys för oförstärkt bank med trafiklast.**

*Analys av beräkningsresultat – finns det behov av förstärkning?*

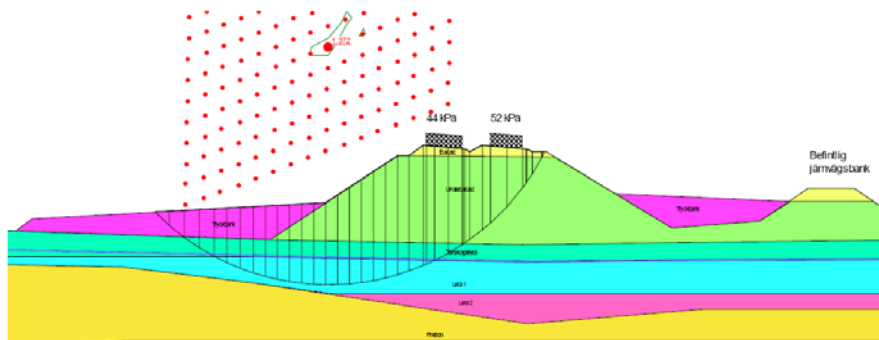
Säkerheten mot markbrott är mindre än 1,5 för oförstärkt bank med trafiklast, vilket innebär att förstärkning erfordras.

Säkerheten mot markbrott för oförstärkt bank är också mindre än 1,0, vilket innebär att det finns krav på att förstärka med t.ex. tryckbankar för att uppfylla kriterierna för pelare i singulära mönster.

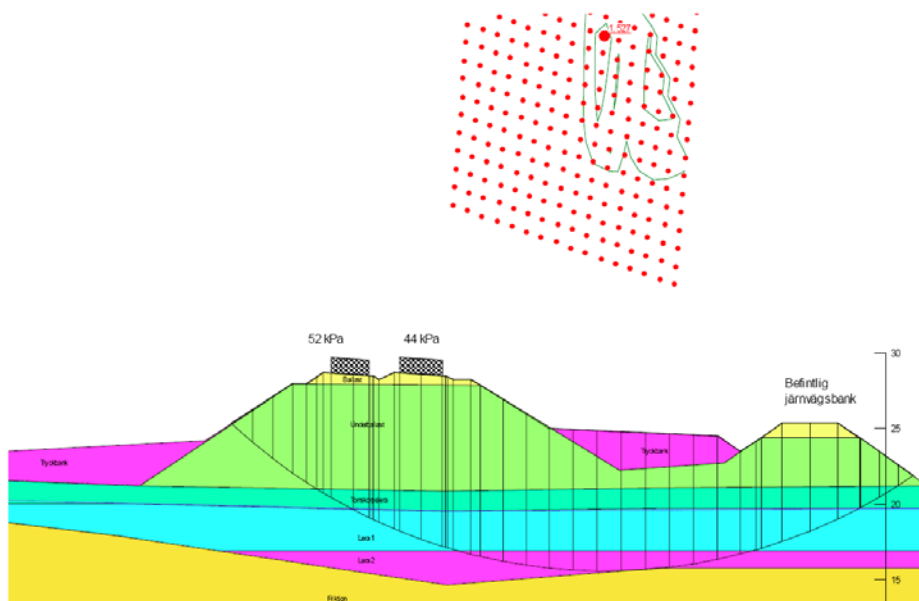
I projektet finns överskottsmassor, varför det är möjligt att utföra relativt stora tryckbankar. Detta medför också att mängden pelare som behövs ur stabilitets-synpunkt kan hållas nere. Föreslagna tryckbankar är cirka 3 m höga och 23 m breda på vänster sida och 4 m höga och 13 m breda på höger sida. På höger sida ansluter tryckbanken till en befintlig jämvägsbank som behålls som tryckbank.

Med föreslagna tryckbankar och i övrigt oförstärkt jord blir säkerhetsfaktorn mot markbrott vid odränerad analys 1,37, se Figur F1:4.13.

För glidytor åt andra sidan blir säkerhetsfaktorn vid odränerad analys 1,53, se Figur F1:4.14.



Figur F1:4.13. Odränerad analys för bank med trafiklast förstärkt endast med tryckbankar.



Figur F1:4.14. Odränerad analys för bank med trafiklast förstärkt endast med tryckbankar.

Mängden KC-pelare som krävs för att uppnå en säkerhetsfaktor på  $F_c > 1,5$  och  $F_{komb} > 1,35$  bestäms genom att modellera en förstärkning och prova olika avstånd mellan pelarna.

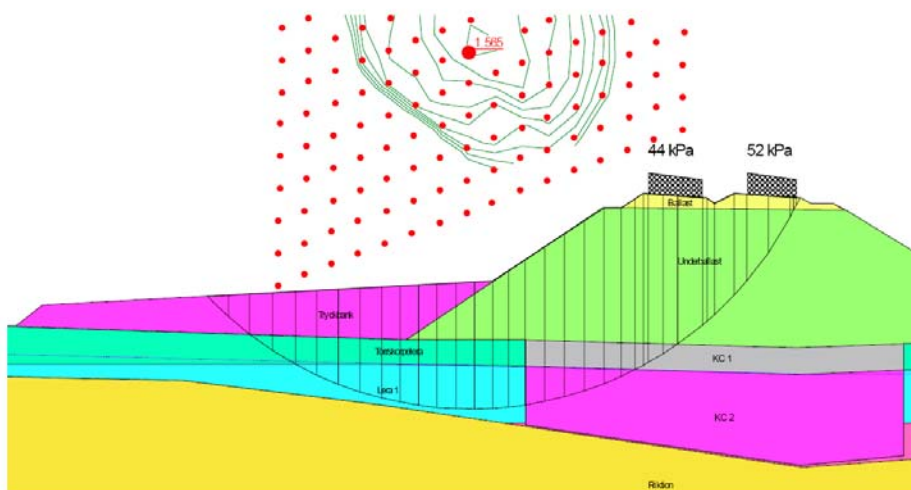
### Val av pelarmönster

Eftersom markytan kring banvallen i det närmaste är plan och säkerhetsfaktorn för markbrott efter förstärkning med tryckbankar är större än 1,0 kan singulära pelare användas.

Kalkcementpelare med diameter 0,8 m och c/c-avstånd 1,6 m antas. Inblandningsmängd väljs enligt ovan till 100 kg/m<sup>3</sup>.

### Stabilitetsberäkning för förstärkt bank med tåglast – odränerad analys

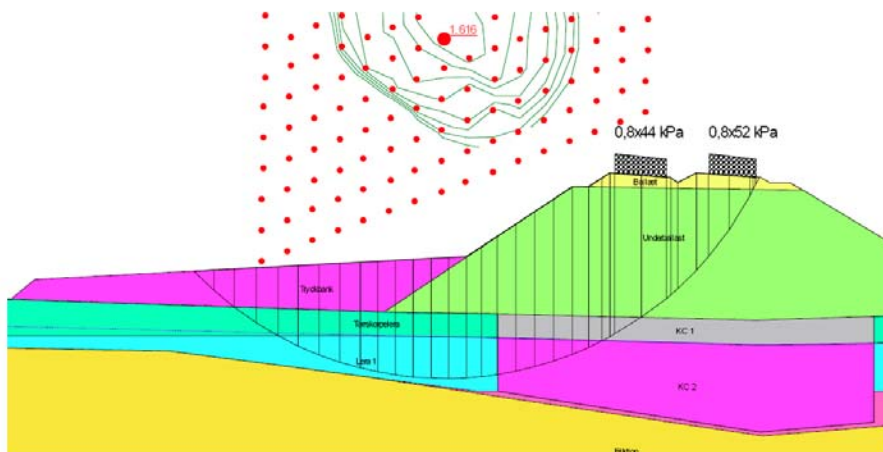
Den förstärkta jordens parametrar utvärderas enligt ovan. Endast pelare placerade i aktivzon medräknas. Detta ger en säkerhetsfaktor mot markbrott vid odränerad analys  $F_c = 1,57$ , se Figur F1:4.15.



Figur F1:4.15. Odränerad analys för förstärkt bank med trafiklast.

### Stabilitetsberäkning för förstärkt bank med tåglast – kombinerad analys

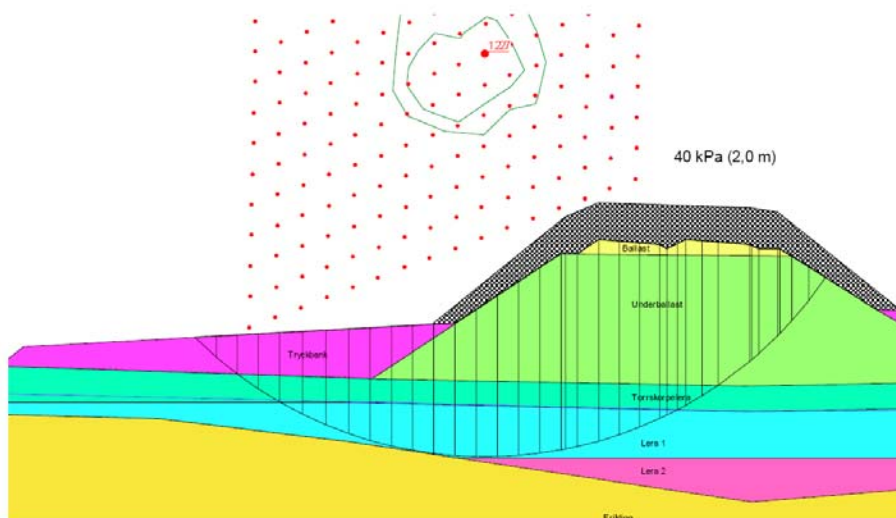
Vid kombinerad analys reduceras trafiklasten med 20 % enligt BVS 585.12. Detta ger en säkerhetsfaktor mot markbrott vid kombinerad analys  $F_{komb} = 1,62$ , se Figur F1:4.16.



**Figur F1:4.16. Kombinerad analys för förstärkt bank med trafiklast.**

### *Stabilitetsberäkning för överlast i byggskedet*

Kontroll av stabiliteten mot markbrott utförs också för överlast. Efter att tillräcklig hållfasthet uppnåtts i pelarna läggs överlasten ut på underballastens överkant och släntkrön i släntlutning 1:1,5. Beräkning görs med odränerad analys. Kontrollberäkning utförs för fallet med en överlast med tjockleken 2 m. Detta ger en säkerhetsfaktor mot markbrott vid odränerad analys av 1,23 för bank med överlast och tryckbankar samt i övrigt oförstärkt jord. Kravet på att säkerhetsfaktorn i detta fall skall vara större än 1 är därmed uppfyllt, se Figur F1:4.17.



**Figur F1:4.17. Odränerad analys för bank med 2 m överlast förstärkt endast med tryckbankar.**



Även kravet på att stabiliteten enligt odränerad analys för förstärkt jord där endast pelare i aktivzonen medräknas skall vara  $> 1,3$  uppfylls.

#### *Slutsatser från stabilitetsberäkning*

Antagen förstärkning med kalkcementpelare med diameter 0,8 m och c/c-avstånd 1,6 m ger tillfredställande säkerhet mot markbrott.

Säkerhetsfaktor för färdig bank med trafiklast enligt odränerad analys  $F_c$  är 1,57 och för kombinerad analys  $F_{komb} = 1,62$  (beroende på lastreduktionen i den senare beräkningen). Krav enligt BVF 585.10 är att säkerhetsfaktorn för odränerad analys skall vara minst 1,5 – 1,8 samtidigt som  $F_{komb}$  skall vara minst 1,35 – 1,5. Bedömningen är att rimlig säkerhetsnivå erhålls för antaget pelarmönster.

#### ***Dimensionering i bruksgränstillstånd, sättningar***

##### *Indata för sättningsberäkningarna*

Materialparametrar för den naturliga jorden antas enligt ovan samt enligt Tabell F1:4.4.

**Tabell F1:4.4. Materialparametrar för naturlig jord.**

Parameter	Djup	Värde
Modul, ML	0 – 4 m	500 kPa
Modul, ML	4 – m	800 kPa
Modul, M0	Hela profilen	250 $\tau_{fu}$
Modultal, M'	Hela profilen	15
Hor. konsolideringskoefficient	Hela profilen	$2c_{vv}$ ger $3 \cdot 10^{-8}$ m <sup>2</sup> /s
Tunghet lera, lera	0 – 3 m	18 kN/m <sup>3</sup>
Tunghet lera, lera	3 – m	17 kN/m <sup>3</sup>

Materialparametrar för pelarna antas enligt Tabell F1:4.5.

**Tabell F1:4.5. Materialparametrar för pelare.**

Parameter	Värde
Diameter, $D_{pel}$	0,8 m
Centrumavstånd, c	1,6 m
Modul pelare, $E_{pel}$	15 000 kPa
Permeabilitetsförhållande pelare/lera	400
Skjuvhållfasthet för pelaren, $c_{uk,pel}$	150 kPa

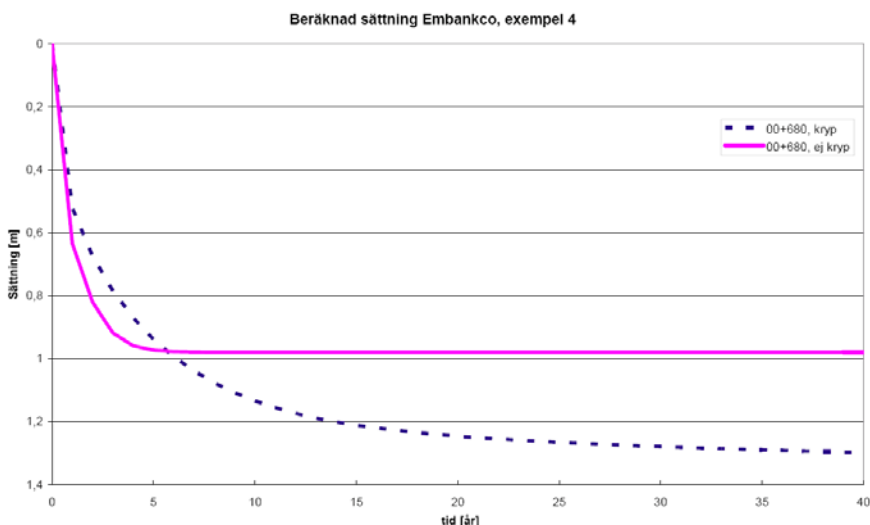
### Beräkning av totalsättning

Beräkning för oförstärkt bank utförs med beaktande av krypsättningar med beräkningsprogrammet Embankco. Programmet och beräkningsmetoden finns beskrivet i SGI information 13.

Kalkcementpelarförstärkt bank beräknas med beräkningsprogrammet Limeset. Limeset finns beskrivet i SGI Varia 248. I Limeset anpassas de laster som används så att eventuell överlast samtidigt modelleras. Ur Limeset fås därefter totalsättning samt en ungefärlig sättningsutveckling.

### Utbildad sättning efter 40 år

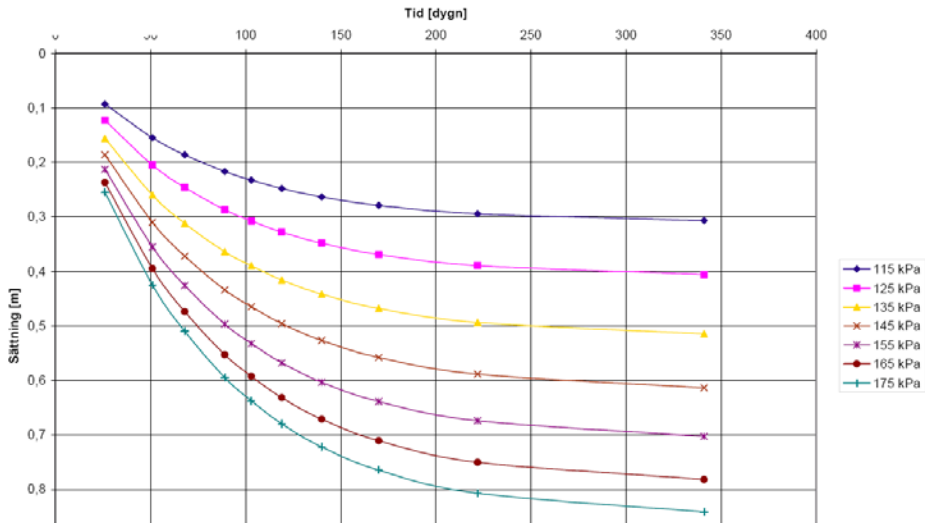
Beräknad sättning med Embankco efter 40 år för oförstärkt bank inklusive krypning uppgår till 1,3 m, se Figur F1:4.18. Utan hänsyn till krypning erhålls en sättning på drygt 1,0 m.



Figur F1:4.18. Beräknad sättning för oförstärkt bank med resp. utan krypning.

Tillåten totalsättning under 40 år efter att banan tagits i drift är, enligt BVF 585.14, 0,20 m för sth 200 km/h.

Med förstärkning är sättningen beräknad med Limeset 0,6 m för en last motsvarande full bankhöjd (motsvarar 145 kPa i Figur 20). Beräkningsmässigt är 95 % av sättningarna utbildade efter ca 7 – 8 månader, se Figur F1:4.19. Med överlast kan denna tid minskas.



Figur F1:4.19. Beräknad sättning för förstärkt bank.

Beräkningen är ungefärlig och skall följas upp med sättningsavvägningar under liggtiden. Dessa avvägningar skall utföras tätare under tiden närmast efter upp-  
lastning och kan därefter glesas ut när sättningshastigheten minskar.

### Differenssättning

För den aktuella banken utförs förstärkning utmed hela delsträckan. För de par-  
tiet där lerdjupet understiger 3 m utförs urgrävning och återfyllning med frik-  
tionsjord/sprängsten. Då alla sättningar skall tas ut under byggskedet är det inte  
aktuellt att studera differenssättningar i detta fall.

#### Kommentar:

*Om en pressad tidplan innebär en kortare liggtid för överlasten, dvs. att sättninga-  
rna i den pelarförstärkta jorden inte hinner tas ut helt, skall differenssättningar  
beaktas på vanligt sätt.*

### Tvärsättning och skevsättningar

I enlighet med ovanstående resonemang om differenssättningar är beräkning av  
tvärsättning och skevsättning inte aktuell i detta fall.

### ***Slutsatser från sättningsberäkningar***

Mycket stora sättningar skulle erhållas för en oförstärkt bank på grund av den stora lasten av den höga banken. Sättningarna skulle utvecklas relativt fort beroende på korta dräneringsvägar. Även för förstärkt bank blir sättningarna stora, vilket beror på att pelarnas kryplast överskrids. Sättningsutvecklingen går fort. Enligt beräkningarna är i princip hela sättningen utbildad efter 8 månader.

### ***Jorddynamisk analys***

#### ***Oförstärkt bank***

En översiktlig beräkning av skjuvvågshastigheten i jorden utförs enligt ovan.

Beräkning av skjuvvågshastigheten utförs genom kombination av de empiriska sambanden 3.5 och 3.7 i BVF 585.13:

$$G_0 = r \cdot c_s^2$$

och

$$G_0 = 504 \cdot \frac{t_{fu}}{w_1}$$

Där  $G_0$  är skjuvmodul och  $c_s$  är skjuvvågshastighet.

Skjuvvågshastigheten enligt empiri blir därmed

$$c_s = \sqrt{\frac{504 \cdot t_{fu}}{r \cdot w_L}}$$

Detta ger en empirisk skjuvvågshastighet av 94 m/s eller 340 km/h.

Enligt BVF 585.13 beräknas sth i den översiktliga beräkningen som  $c_{s,empiri}/1,5$  vilket ger sth = 63 m/s = 226 km/h.

Banan skall dimensioneras för sth 200km/h och det bedöms således inte föreligga risk för höghastighetsproblem.

## Diskussion

I samband med granskning enligt GK3 framkommer ett antal frågeställningar som behöver belysas:

- Hur ser spänningarna ut i pelarna?
- Klaras brottlasten?
- Om den överskrids, hur beräknas då moduler och hållfasthet i förstärkt jord?

### *Spänning i pelare*

Spänningen i pelaren samt dess brotthållfasthet och kryplast bestäms enligt kapitel 4.4 i SGF rapport 2:2000 (kapitel 4.4.1.4 i denna skrift).

På grund av den höga lasten kommer såväl den antagna kryplasten som brotthållfastheten i pelarna att överstigas stort genom hela profilen. Deformationerna blir därmed stora och pelarnas verkningssätt beträffande förmåga att ta upp kryplasten och skjuvspänningar samt att utgöra ett slags dräner, kan ifrågasättas.

Problemet kan lösas på olika sätt, exempelvis:

- Blockstabilisering för att minska tryckspänningen i pelarna. (Detta innebär en överdimensionering med avseende på stabiliteten om inte tryckbankarna minskas.)
- Vertikaldränering och större tryckbankar.
- Bankpålning.
- Minskad belastning från banken.

Eftersom byggtid, arbetsområde och tillgång till ytterligare massor till tryckbankar är begränsad bedöms vertikaldränering inte vara något alternativ i detta fall. Bankpålning, liksom att minska belastningen på pelarna med lättklinker eller EPS som bankmaterial, bedöms som alltför dyra lösningar. Därför utförs en omprojektering med en blockstabilisering av jorden.

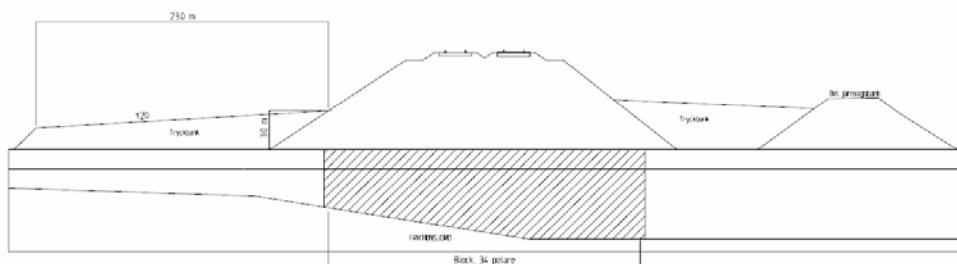
### **Omprojektering**

Vid blockstabilisering täcker pelarna hela ytan och tar därmed upp hela lasten. Tryckspänningsökningen i pelarna blir därmed lika med den påförda belastningen. Kryplasten i pelarna kommer då inte att överskridas utom möjligen lokalt i de allra översta 1,5 m där pelarnas kvalitet kan befaras bli sämre. Detta skulle medföra något större sättningar än annars, men inte ha några konsekvenser i övrigt.

## Vald utformning

Blockstabilisering föreslås utföras under banken enligt Figur F1:4.20. Tryckbankar utförs enligt tidigare förslag men tjänstgör nu till stor del som massupplag. Krav ställs på att provpelare skall utföras innan blockstabiliseringen påbörjas för att verifiera föreslagen utformning och som underlag för beslut om eventuell överlast. Eftersom arbetet utförs i GK3 skall geokonstruktörens utvärdering av utförda provpelare kontrolleras av oberoende sakkunnig.

Följande typsektion har tagits fram för aktuell sträcka:



Figur F1:4.20. Typsektion för blockstabilisering, pelarlängd cirka 3–7 m.

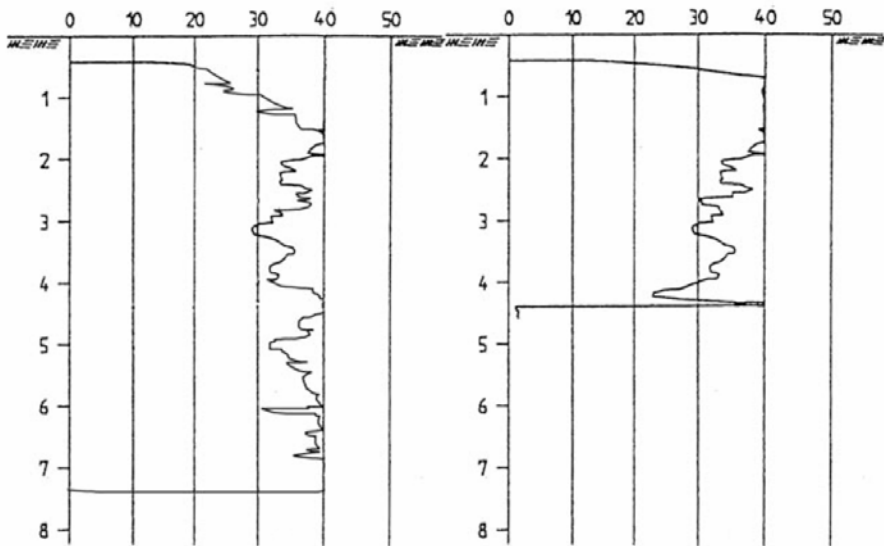
## Resultat från provpelare

Utförda kontroller av provpelare visar på tillfredställande hållfasthetstillväxt. Pelarsondering med sonddimension 20 x 400 mm utfördes 3 veckor efter installation av pelare. Exempel på resultat från pelarsonderingen redovisas i Figur F1:4.21.

Pelarnas hållfasthet kan preliminärt utvärderas med ett förenklat samband  $c_{u,pel} \approx 10 \cdot Q$  kPa, där  $Q$  är sonderingsmotståndet i pelaren mätt i kN. Av diagrammet följer att pelarnas medelhållfasthet överstiger det dimensionerande värdet 150 kPa.

Pelarnas skjuvhållfasthet varierar mellan cirka 300 – 400 kPa efter cirka 20 dygn. Motsvarande värden vid laborieförsöken var 150 – 180 kPa.

Av ovanstående resultat framgår att angiven förstärkningsutformning är tillfredställande.



Figur F1:4.21. Resultat från pelarsondering i provpelare3 veckor efter installation. Sondmotstånd redovisas i kN på den horisontella axeln.

### Slutlig utformning av förstärkningen

Under upphandlingen presenterade den entreprenör som sedan blev antagen ett sidoförslag med en alternativ förstärkning. Efter diskussioner med beställare, konsult och entreprenör beslutades att förstärkningen skulle utföras med bankpålar då denna lösning visade sig vara ekonomiskt försvarbar samtidigt som den tekniskt sett gav en bättre konstruktion.

## EXEMPEL F1:5 – SKÄRNING MED PELARE TILL FAST BOTTEN

Följande exempel redovisar en arbetsgång vid dimensionering av en förstärkning av en skärning för en järnvägsbank med bindemedelsstabiliserade pelare till fast botten.

### Innehållsförteckning

Inledning

Förutsättningar

- Laster och lastkombinationer

- Geoteknisk klass

- Normalsektion

- Jordens karakteristiska materialvärden

- Pelarnas karakteristiska materialvärden

- Förstärkningens karakteristiska materialvärden

Dimensionering

- Dimensionerande laster

- Dimensionerande materialegenskaper

- Hydraulisk bottenuppträckning

- Dimensionering i brottgränstillstånd, stabilitet

- Dimensionering i bruksgränstillstånd, sättningar

- Jorddynamisk analys

Diskussion

- Vattentryck och kalkcementpelares permeabilitet

- Byggskede och kontroll

- Omgivningspåverkan

Vald utformning

Resultat från provpelare

Slutlig utformning av förstärkningen



## Inledning

Beräkningsexemplet visar en förstärkning av ett nybyggt dubbelspår på mellan-svensk lera. Banan byggs för 25 tons axellast, linjelast 8 ton/m och största tillåtna hastighet, sth, 250 km/h. Järnvägsbanken ligger i skärning med en skärningshöjd av cirka 4 m. Problemställningen i exemplet är släntstabilitet och risk för höghastighetsproblem.

## Förutsättningar

### Laster och lastkombinationer

I brottgränstillstånd skall dubbelspåret kontrolleras med avseende på stabiliteten.

Trafiklasten bestäms enligt BVS 585.12.

För dubbelspår är linjelasten för normal trafik  $q_{linje} = 110$  kN/m respektive 80 kN/m och dessa laster skall fördelas på bredden  $b = 2,5$  m

Detta ger en trafikbelastning  $q_{trafik} = \frac{q_{linje}}{b} = \frac{110}{2,5} = 44$  kPa respektive

$$\frac{q_{linje}}{b} = \frac{80}{2,5} = 32 \text{ kPa} .$$

#### *Kommentar:*

*I beräkningarna är lastfall enligt tidigare BVS 585.12 använda. För nu gällande version motsvarar lasten på huvudspåret för 25 tons axellast en utbredd last av 44kPa och motsvarande last på sekundärspåret är 75% av den på huvudspåret, dvs. 33kPa.*

### **Geoteknisk klass**

Enligt SGF Rapport 2:2000 skall geoteknisk klass 3 tillämpas om något av följande kriterier är uppfyllt:

17. Last från fyllning och trafik  $> 100$  kPa.

*(i det aktuella fallet är bankhöjden 1,6 m. Detta ger överslagsmässigt, med tungheten  $20 \text{ kN/m}^3$ , en last pga. egentyngd av 32 kPa. Banklast + trafiklast  $< 100$  kPa)*

18.  $c_{uk,pel} \geq 100$  kPa.

19.  $c_{uk,jord} \leq 8$  kPa.

20. Pelare i organisk jord eller sulfidjord utnyttjas vid dimensionering.

I BVH 585.16 framgår att geoteknisk klass 3 skall tillämpas om något av följande kriterier är uppfyllt:

29. Last från fyllning och trafik > 100 kPa.

30. Bank på långsluttande markyta med lutning > 1:7.

31. Permanenta skärningar.

32. Temporära schakter intill spår (kräver särskild utredning för att pelare skall kunna tillgodoräknas i passivzon).

33. Grundläggning av sluten rambro på kalkcementpelare.

34. Pelare i gyttja, svartmokka och silt (endast i undantagsfall).

35. Cementhalten > 50 %.

I det aktuella fallet tillämpas geoteknisk klass 3 eftersom kriterium 3 ovan enligt BVH 585.16 är uppfyllt. Detta innebär att en oberoende sakkunnig skall anlitas för kontroll av dimensionering och utförande. GK 3 innebär också att flera pelare måste kontrolleras med avseende på hållfasthet och kontinuitet.

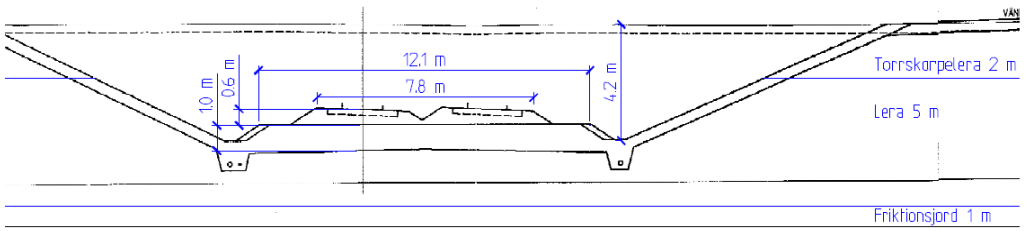
### ***Normalsektion***

Skärningen i den aktuella sektionen är cirka 4,0 m djup. Ballastens tjocklek är 0,6 m och underballastens tjocklek är 1,0 m.

Vid beräkningarna har tungheten antagits till följande:

underballast 0–150 mm	$\gamma_{\text{underballast}} = 20 \text{ kN/m}^3$
ballast	$\gamma_{\text{ballast}} = 19 \text{ kN/m}^3$

Bankens övriga dimensionerna visas i Figur F1:5.1.

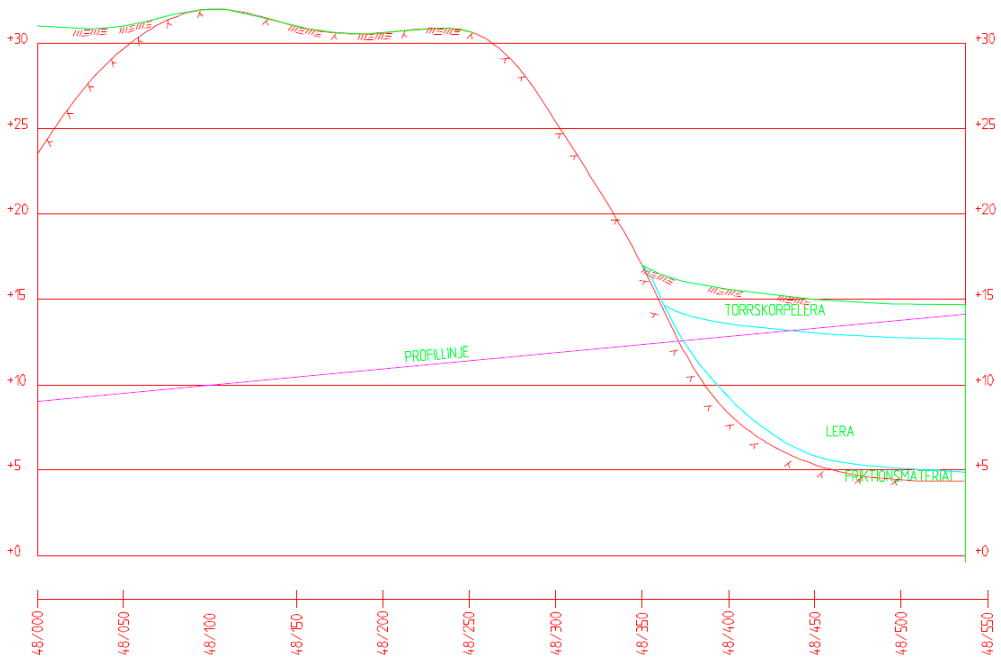


Figur F1:5.1. Normalsektion för dubbelspår.

### Jordens karakteristiska materialvärden

Jordprofilen består av en grå lera med en tjocklek som varierar mellan 0 och cirka 10 m i anslutning till skärningen vid tunnelpåslaget. Leran har torrskorpekaraktär i de översta 1 – 2 m. Under leran återfinns ett tunnare lager av friktionsjord.

Inom området har utförts kolvprovtagning i en punkt. Resultaten från laboratorieprovningsen finns sammanställda i figurer nedan.



Figur F1:5.2. Jordlagerprofil för den aktuella delsträckan. Beräkningssektion 00+420.

*Kommentar:*

*Det geotekniska provningsunderlaget är mycket litet. Vingförsök borde ha utförts i minst 1 punkt för att verifiera skjuvhållfastheten. För lokalisering av eventuella vattenförande skikt av silt/sand borde CPT-sondering ha utförts. I stort har försiktigt valda värden använts.*

*Odränerad skjuvhållfasthet*

Ett empiriskt samband för odränerad skjuvhållfasthet baserat på en sammanställning av erfarenhet för skandinaviska leror är bl.a. presenterat i Skredkommissionens rapport 3:95. Förhållandet mellan  $\tau_{fu}$  och  $\sigma'_c$  varierar med konflytgränsen. Vid beräkning av kvoten  $\tau_{fu} / \sigma'_c$  har antagits att konflytgränsen är 55 %.

Detta ger en empirisk kvot  $\tau_{fu} / \sigma'_c = 0,25 \cdot \sigma'_c$  har valts som utvärderade förkonsolideringstryck ur ödometerförsöken.

Skjuvhållfastheten i torrskorpeleran har antagits vara densamma som i leran strax därunder. I beräkningarna har antagits en icke uppsprucken lera.

*Kommentar: Detta antagande är på osäkra sidan om torrskorpan är uppsprucken, speciellt om sprickorna dessutom är vattenfyllda.*

Det karakteristiska värdet för en materialegenskap kan enligt BKR bestämmas som ett strikt medelvärde eller ett försiktigt val baserat på dokumenterad erfarenhet. I detta fall har ett försiktigt valt värde använts.

Karakteristiska värden för den ostabiliserade jorden har valts som försiktigt valda värden enligt Tabell F1:5.1 och Figur F1:5.3.

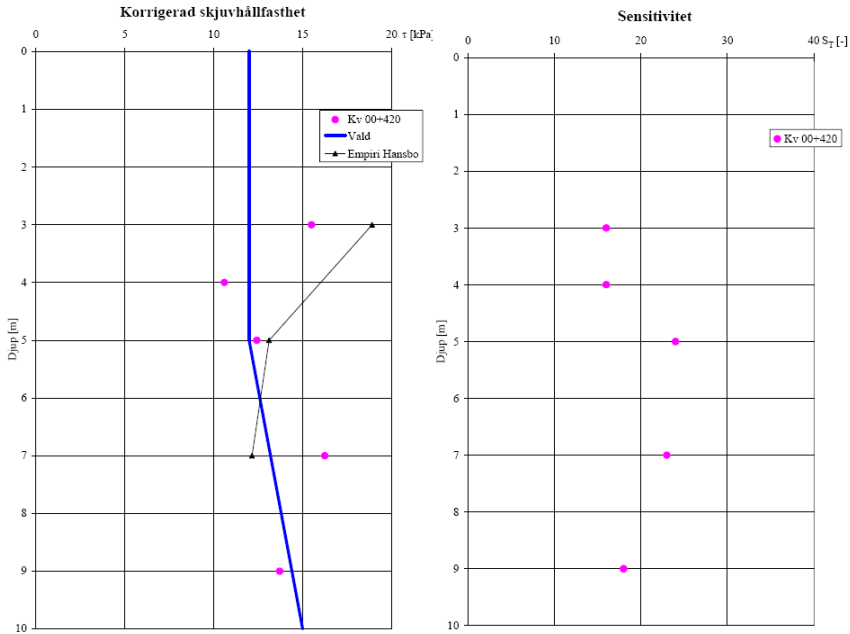
**Tabell F1:5.1. Karakteristisk skjuvhållfasthet i ostabiliserad jord.**

Djup under my		$C_{uk}$ (kPa)
Från	Till	
0	5	12
5		$12+0,6(z-5)$

z är djupet från markytan

*Sensitivitet*

Leran i området är mellansensitiv med i huvudsak värden runt 20, se Figur F1:5.3.



**Figur F1:5.3. Sammanställning av korrigerad odränerad skjuvhållfasthet och sensitivitet.**

### *Vattenkvot och konflytgräns*

Naturlig vattenkvot och konflytgräns är ungefär lika och ligger i intervallet cirka 45 – 75 %, se Figur F1:5.4.

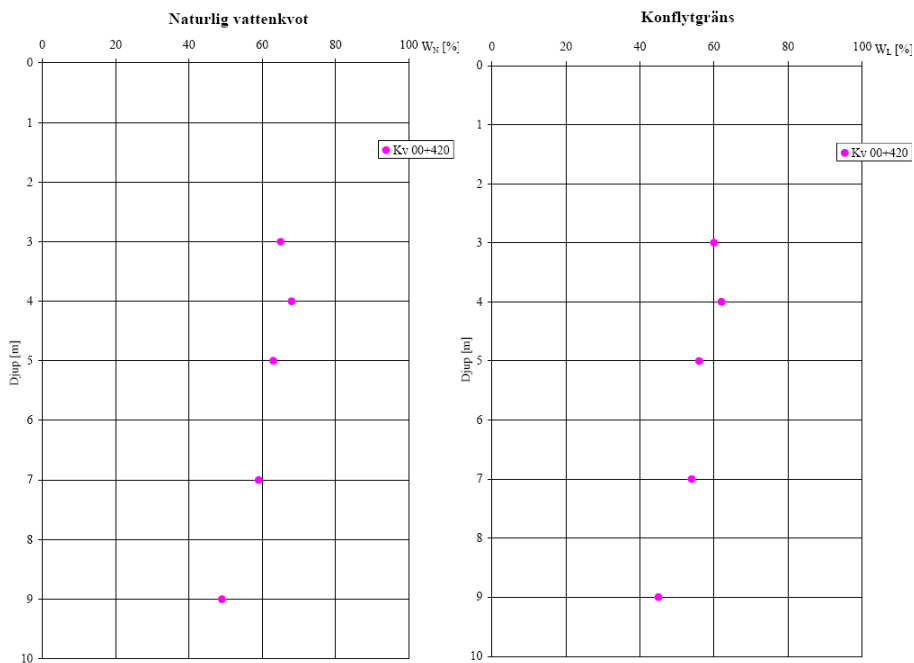
### *Dränerad skjuvhållfasthet*

Laboratorieundersökningar för att bestämma de dränerade hållfasthetsparametrarna för leran har inte genomförts. Ur empiriska samband (Skredkommissionen rapport 3:95), erhålls;

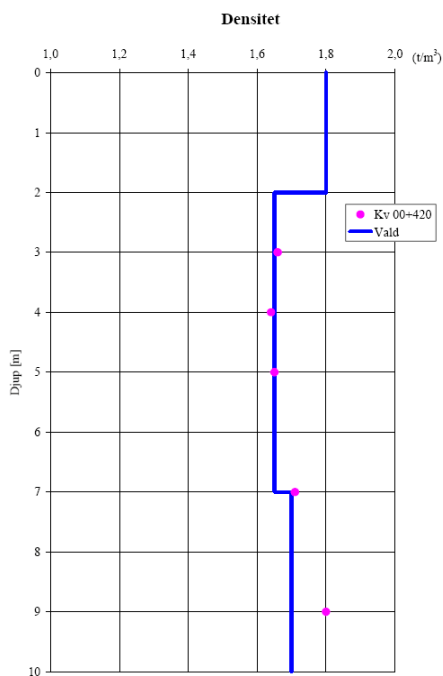
$$\phi'_k = 30 \text{ och } c'_k = 0,1 c_{uk} \geq 1,2 \text{ kPa}$$

### *Densitet*

Vid beräkning av överlagringstrycket har densiteten bestämd på prover från sektion 00+420 använts, se Figur F1:5.5. I övriga beräkningar har använts anpassad densitet.



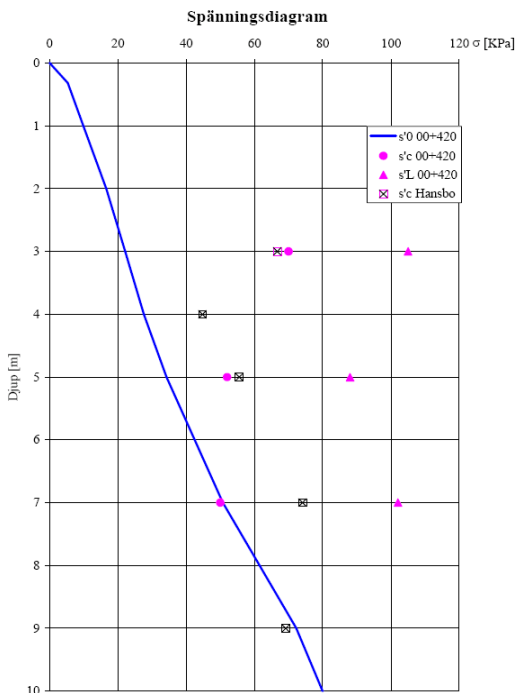
Figur F1:5.4. Sammanställning av vattenkvot och konflytgräns.



Figur F1:5.5. Sammanställning av densitet.

### Förkonsolideringstryck och överkonsolideringsgrad

Resultaten från CRS-försök utförda på prover från sektion 00+420 visar på att leran är överkonsoliderad i ytan men normalkonsoliderad mot djupet. Förkonsolideringstryck utvärderade med hjälp av empiri från hållfasthetsvärdena vid konförsöken enligt Hansbo visar på liknade förhållanden, se Figur F1:5.6.



Figur F1:5.6. Sammanställning av resultat från ödometerförsök.

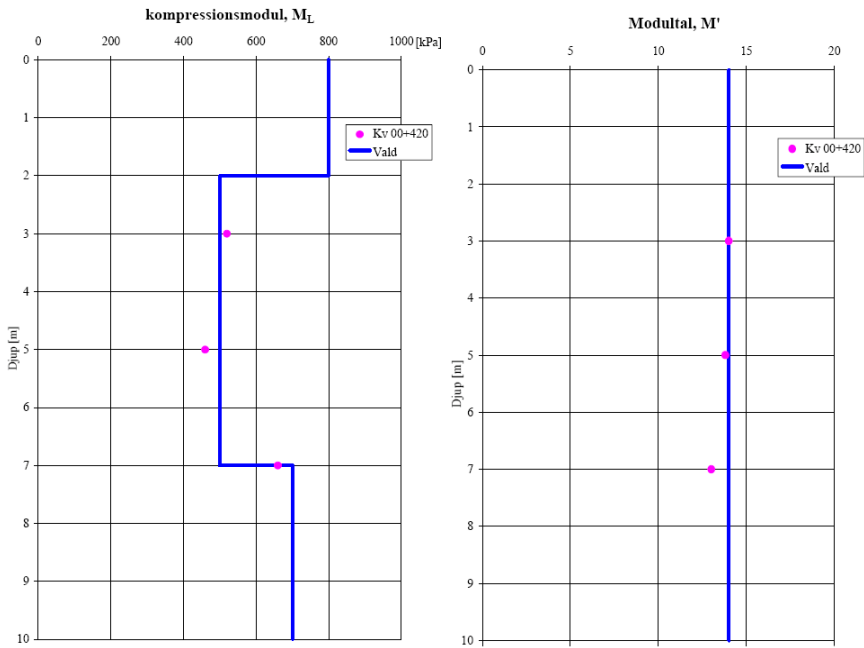
### Deformationsegenskaper

Kompressionsegenskaperna har utvärderats ur resultaten från ödometerförsöken. Kompressionsmodulen  $M_L$  har valts enligt Tabell F1:5.2 och Figur F1:5.7.  $M_0$  antas schablonmässigt enligt  $M_0 = 250 \cdot \tau_{fu}$ .

Tabell F1:5.2. Modul.

Djup under my		$M_L$ (kPa)
Från	Till	
0	2	800
2	7	500
7	10	700

Modultalet  $M'$  har valts till 14 genom hela profilen, se Figur F1:5.7.



**Figur F1:5.7. Sammanställning av kompressionsmodul och modultal.**

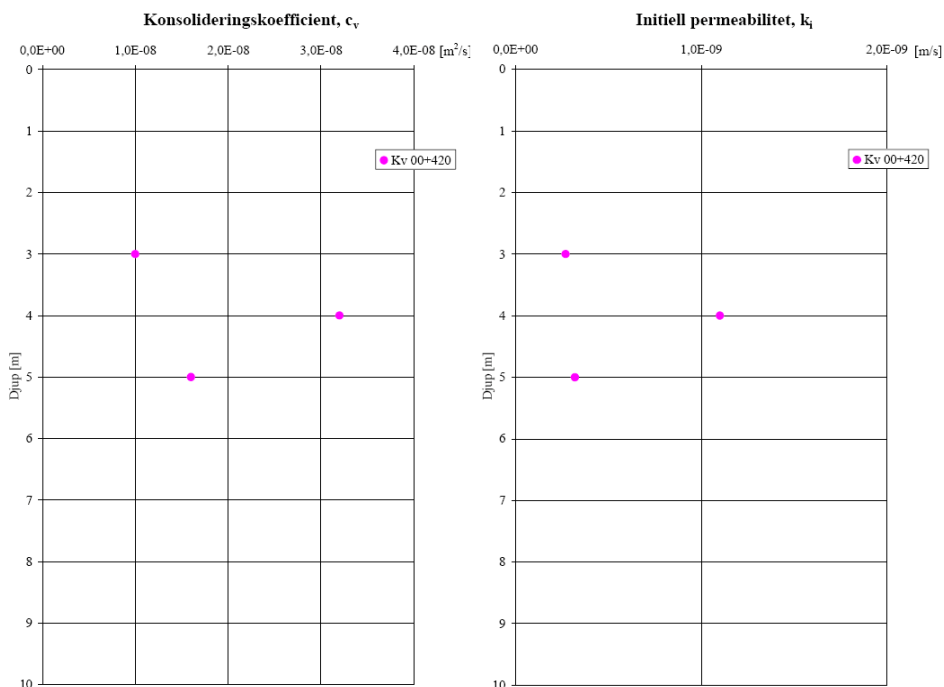
### *Konsolideringskoefficient, permeabilitet*

Utvärderade värden på konsolideringskoefficienten,  $c_v$ , och lerans initiala permeabilitet,  $k_p$ , framgår av Figur F1:5.8.

### *Grundvattenförhållanden*

Portrycksmätningar har genomförts på två nivåer i en punkt inom området. Resultaten visar på att trycknivån i leran varierar mellan cirka 0,3–0,6 m under markytan. En hydrostatisk tryckfördelning har antagits från 0,3 m under markytan.





**Figur F1:5.8. Sammanställning av konsolideringskoefficient och initiell permeabilitet.**

### *Pelarnas karakteristiska materialvärden*

Inblandningsförsök skall utföras för alla karakteristiska jordlager. För det aktuella fallet har bedömningen gjorts att det finns två karakteristiska jordlager, torrskorpelera och lös lera.

### *Bindemedel*

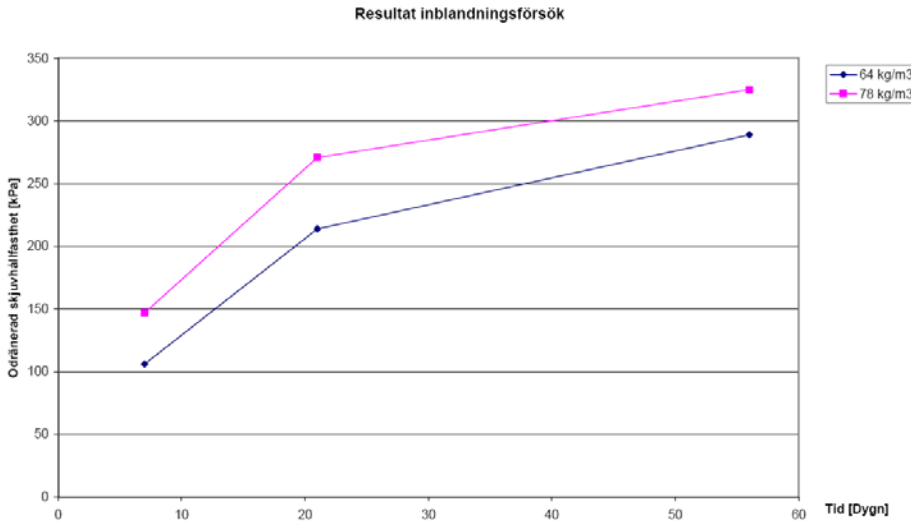
Som bindemedel har en blandning av 50 % osläckt kalk och 50 % cement valts. Vid inblandningsförsöken har två inblandningsmängder av  $64 \text{ kg/m}^3$  respektive  $78 \text{ kg/m}^3$  använts, vilket för en pelare med diametern 0,6 m motsvarar  $18 \text{ kg/m}$  respektive  $22 \text{ kg/m}$ .

### *Resultat från inblandningsförsök*

Resultaten från inblandningsförsöken i laboratoriet visas i Figur F1:5.9.

### *Odränerad skjuvhållfasthet*

Resultaten från inblandningsförsöken visar en god hållfasthetstillväxt en bindemedelsblandning bestående av 50% osläckt kalk och 50 % cement. Efter ca 20 dygn överstiger hållfastheten 200 kPa för båda inblandningsmängderna.



**Figur F1:5.9. Resultat från inblandningsförsök i laboratoriet.**

För att verifiera laboratorieresultaten skall provpelare utföras i fält. Den dimensionerande odränerade skjuvhållfastheten antas vara  $c_{uk, pel} = 100$  kPa och det föreskrivs att en inblandning av  $64 \text{ kg/m}^3$  används.

#### *Dränerad skjuvhållfasthet*

De dränerade parametrarna antogs i enlighet med rekommendationerna i SGF rapport 2:2000 till  $\phi'_{k, pel} = 35^\circ$  eftersom det var kalkcementpelare som användes.

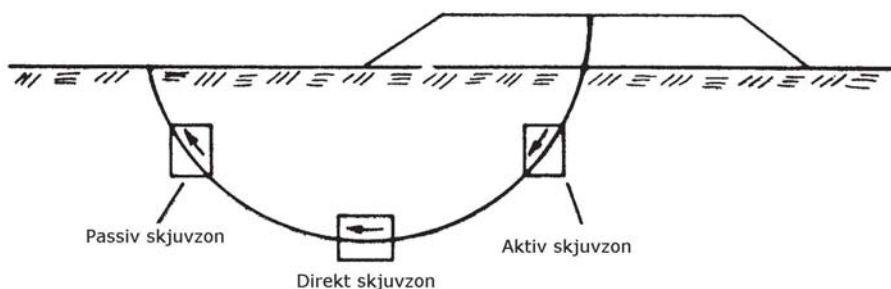
De kohesionsintercept som kan påräknas beror på om pelarna placeras i aktiv, direkt eller passiv zon. Zonernas indelning framgår av Figur F1:5.10. Singulära pelare i direkt skjuvzon och passivzon får ej tillgodoräknas. I det aktuella fallet skall pelarna placeras i skivor. Därmed blir  $\beta = 0,3$  i aktivzonen vilket ger  $c'_{k, pel} = 0,3 \cdot c_{uk, pel} = 30$  kPa. För direkt skjuvzon och passivzon är  $\beta = 0,1$  respektive 0.

#### *Deformationsegenskaper*

I detta fall ingår inte pelarnas deformationsegenskaper i beräkningarna.

#### *Permeabilitet*

Den fiktiva permeabilitet för KC-pelare som används i beräkningar av konsolideringsförlopp med Limeset sätts normalt till  $k_{pel} = k_{jord} \cdot 400$ . Detta är en fiktiv permeabilitet som inte motsvaras av pelarnas verkliga permeabilitet, vilken normalt är mycket lägre.



Figur F1:5.10. Indelning i aktiv-, direkt skjuv- och passivzon.

### *Förstärkningens karakteristiska materialvärden*

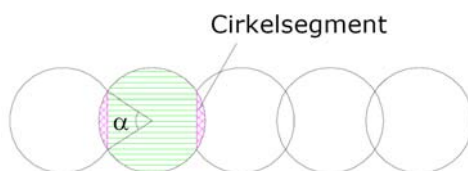
För att kunna bestämma förstärkningens karakteristiska skjuvhållfasthet krävs att man vet hur stor del av ytan som kommer att täckas av KC-pelare, dvs. att täckningsgraden  $a$  är känd. För att göra en första bedömning av hållfastheterna antas följande:

Pelarens diameter  $D_{pel} = 0,6$  meter

Pelarnas centrumavstånd i skivorna  $c_1 = 0,5$  m

Centrumavstånd mellan skivorna,  $c_2 = 1,4$  m

Arean som täcks av varje pelare beräknas som arean för en pelare minus två cirkelsegment, se Figur F1:5.11.



Figur F1:5.11. Olika delytor i en pelarskiva och vinkeln  $a$ .

$$A_{\text{pel}} = \frac{p \cdot D_{\text{pel}}^2}{4} - 2 \cdot A_{\text{segment}}$$

$$A_{\text{segment}} = \frac{D_{\text{pel}}^2}{8} (a - \sin a)$$

där  $a$  är i radianer.

Vinkeln  $a$  fås ur:

$$a = 2 \arccos \left( 1 - \frac{D_{\text{pel}} - c_1}{D_{\text{pel}}} \right)$$

Arean per m för skivan blir:

$$A_{\text{skiva}} = \frac{A_{\text{pel}}}{c_1}$$

och täckningsgraden blir:

$$a = \frac{A_{\text{skiva}}}{c_2}$$

Täckningsgraden  $a$  blir med ovanstående antaganden 0,372.

Detta antagande skall verifieras senare med beräkningar för brott- och bruksgränstillstånd.

#### *Odränerad skjuvhållfasthet*

Den odränerade medelskjuvhållfastheten för det förstärkta området beräknas enligt:

$$t_{\text{fuk}} = a \cdot c_{\text{uk,pel}} + (1-a) \cdot c_{\text{uk,jord}}$$

### *Dränerad skjuvhållfasthet*

Den dränerade medelskjuvhållfastheten för det förstärkta området beräknas enligt:

$$t_{fdk} = a \cdot (c'_{k,pe} + s' \tan f'_{k,pe}) + (1-a) \cdot (c'_{k,jord} + s' \tan f'_{k,jord})$$

Samtliga spänningsnivåer som är aktuella längs en tänkt glidyta måste kontrolleras.

### *Kombination av dränerad och odränerad skjuvhållfasthet*

En kombination av dränerat brott för pelarna och odränerat brott för leran skall även studeras. Denna skjuvhållfasthet bestäms som:

$$t_{fdk} = a \cdot (c'_{k,pe} + s' \tan f'_{k,pe}) + (1-a) \cdot c_{uk,jord}$$

Samtliga spänningsnivåer som är aktuella längs en tänkt glidyta måste kontrolleras.

Kurvorna för de olika hållfastheterna sammanställs lämpligen i diagramform för att tydligare åskådliggöra den pelarförstärkta jordens hållfasthet, se Figur F1:1.11 i Beräkningsexempel F1:1.

## **Dimensionering**

### *Dimensionerande laster*

Aktuella lastkoefficienter är 1,0 och dimensionerade laster motsvarar därför karakteristiska laster.

### *Dimensionerande materialegenskaper*

Dimensionering i brottgräns av stabilitet sker utifrån en betraktelse med totalsäkerhet och samtliga partialkoefficienter antas därmed till 1,0. I detta fall är de karakteristiska värdena lika med de dimensionerande.

### *Hydraulisk bottenuppträckning*

Risken för hydraulisk bottenuppträckning måste kontrolleras. I aktuell sektion är djupet till friktionsjorden cirka 7 m och trycknivån för por- och grundvattnet cirka 0,3 m under den ursprungliga markytan. Med endast 3 m lera kvar i byggskedet fås en säkerhet mot bottenuppträckning som är mindre än 1. För färdig bana är motsvarande säkerhet runt 1,0. Trycknivån i friktionsjorden under leran måste således sänkas såväl under byggskedet som permanent för färdig konstruktion.

### **Dimensionering i brottgränstillstånd, stabilitet**

Lerans hållfasthet varierar inom det blivande förstärkningsområdet. Med hänsyn till att lerans hållfasthet varierar bör jordprofilen delas in i två lager; lera med konstant hållfasthet och lera vars hållfasthet ökar med djupet.

Dessutom bör hänsyn tas till att kalkcementpelare normalt har lägre kvalitet och därmed lägre hållfasthet i den översta och understa metern. I detta fall görs detta genom att pelarna i beräkningen börjar först cirka 1 m under markytan.

#### *Kommentar:*

*I de fall glidytor går ner mot underkant pelare och då lera ligger direkt på berg utan något mellanliggande friktionsjordlager kan det vara nödvändigt att utföra en beräkning med pelare som har nedsatt hållfasthet i underkant pelare, alternativt låta pelarna sluta någon meter ovanför fast botten i beräkningen.*

Av detta följer att beräkningar utförs med hållfasthet i naturlig jord enligt Tabell 1 och i den stabiliserade jorden enligt Tabell F1:5.3.

**Tabell F1:5.3. Antagen skjuvhållfasthet i kalkcementpelare.**

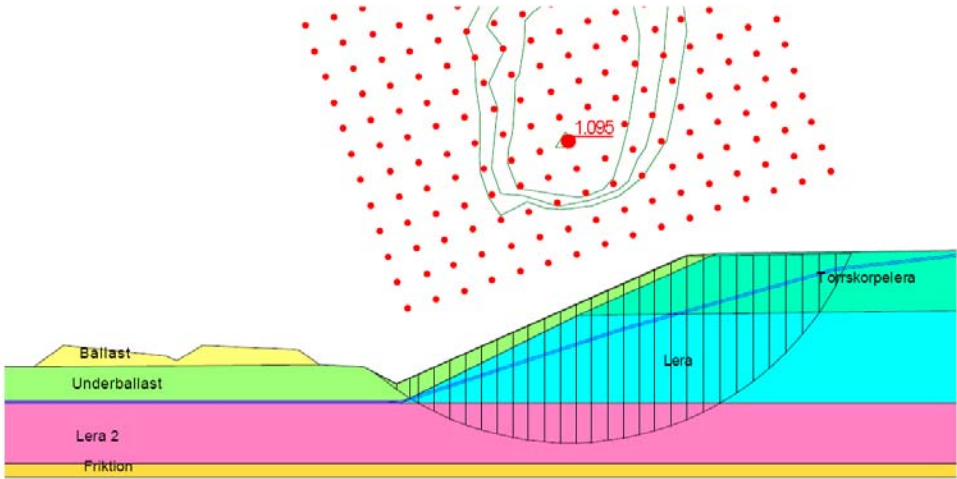
Djupintervall	$c_{uk, pel}$ (kPa)
0 – 1 m	–
1 – 5 m	100
5 –	100

För att kunna modellera hållfastheten i respektive lager bör det beräkningsprogram som används för stabilitetsberäkningarna klara av jordmodeller med bilinjär brottkurva. På detta sätt kan ekvationer enligt ovan matas in i programmet. I och med att brottkurvan för kalkcementpelarförstärkt jord är trilinear krävs dock att man håller reda på vilken aktuell effektiv normalspänning som råder för respektive förstärkt jordlager.

#### *Stabilitetsberäkning för oförstärkt skärning*

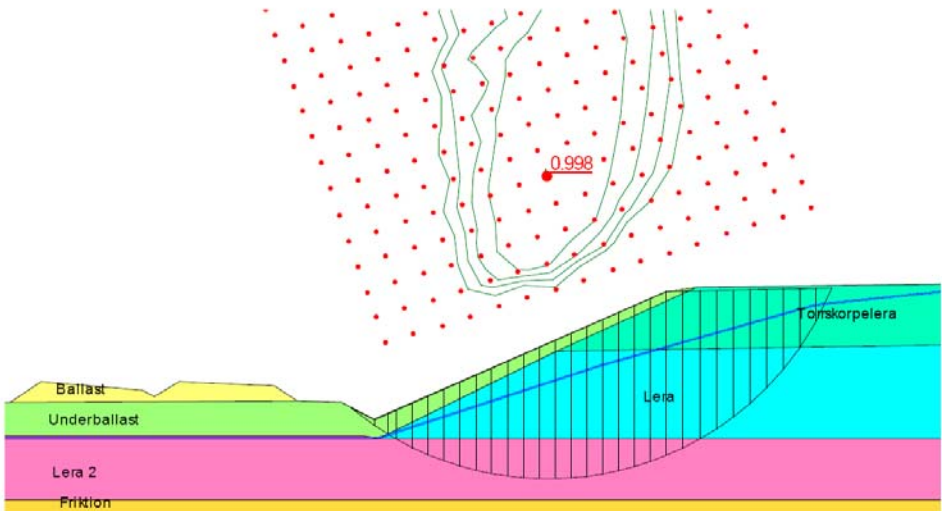
Beräkningen är utförd med Slope/W version 5.19 med geometri enligt typsektion (se Figur 1). Analysmetoden är Morgenstern-Price (med antagen kraftfördelning mellan lamellerna enligt halv sinusfördelning) som tar hänsyn till både kraft- och momentjämvikt.

Beräkningarna med odränerad analys visar på en säkerhetsfaktor mot brott för oförstärkt skärning på 1,10, se Figur F1:5.12.



**Figur F1:5.12. Odränerad analys för oförstärkt skärning.**

Vid beräkning med kombinerad analys har porvattentrycket antagits motsvara en hydrostatisk tryckfördelning från underkant ballast, eftersom denna avsänkning fordras för att få erforderlig säkerhet mot hydraulisk bottenuppträckning i skärningen. Den kombinerade analysen ger då en säkerhetsfaktor för skärnings-slätens stabilitet av 1,0, se. Figur F15.13.



**Figur F1:5.13. Kombinerad analys för oförstärkt skärning efter sänkning av grundvattentrycket.**

*Kommentar:*

*För att den antagna porvattentryckfördelningen skall inträda fordras troligen någon form av dränering. För det förstärkta fallet kan pelarna eventuellt tänkas utgöra en sådan dränering. Detta måste dock kontrolleras. Om man vid projekteringen miss-tänker att högre vattentryck kvarstår under skärningen skall detta tas hänsyn till i beräkningarna.*

*Analys av beräkningsresultat – finns det behov av förstärkning?*

Säkerheten mot släntskred är mycket låg för oförstärkt skärningsslänt, vilket innebär att förstärkning erfordras. Med det underlag som finns för dimensionering krävs i enlighet med BVF 585.10 en säkerhetsfaktor  $F_c \geq 1,8$  och  $F_{komb} \geq 1,5$ .

Säkerheten mot skred för oförstärkt slänt är nätt och jämnt 1,0, förutsatt att grundvattentrycket sänks i friktionsjorden under leran, vilket skulle kunna innebära att förstärkning med stabiliserade pelare i skivor kan användas utan vidare åtgärd. Detta förutsätter dock att pelarna kan påvisas fungera som dräner. Mängden KC-pelare som krävs för att uppnå erforderliga säkerhetsfaktorer bestäms genom att modellera en förstärkning och prova olika avstånd mellan pelarskivorna.

*Kommentar:*

*En alternativ eller kompletterande åtgärd är någon form av avschaktning och ut-flackning av slänten.*

*Val av pelarmönster*

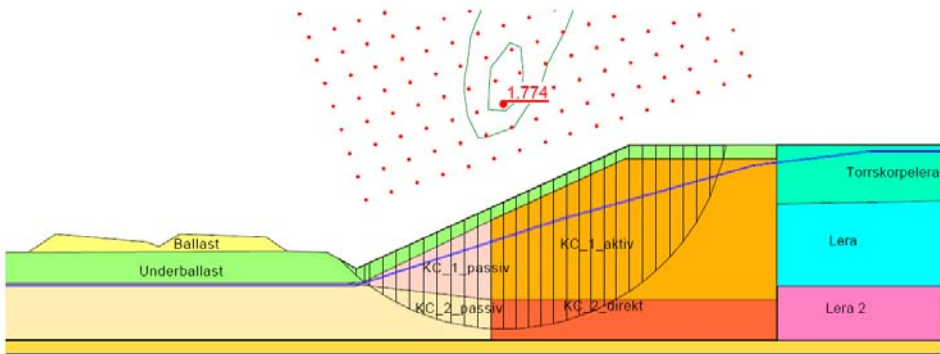
Eftersom pelarna installeras i en permanent skärning och hållfastheten skall utnyttjas i alla skjuvzoner krävs att de placeras i skivor eller gitter. I detta exempel väljs placering i skivor. Skivorna skall placeras i skärningsslänterna och under banan för att få kontinuerliga skivor tvärs hela skärningen. Installationen utförs från befintlig markyta.

Kalkcementpelare med diameter 0,6 m, 0,1 m överlappning och c/c-avstånd mellan skivorna av 1,4 m antas. Skivorna avslutas 5 m bakom blivande krönkant. Inblandningsmängd väljs enligt ovan till 64 kg/m<sup>3</sup>.

*Stabilitetsberäkning för förstärkt skärning – odränerad analys*

Den förstärkta jordens parametrar utvärderas enligt ovan. En odränerad analys ger en säkerhetsfaktor mot släntskred av  $F_c = 1,77$ , se Figur F1:5.14.



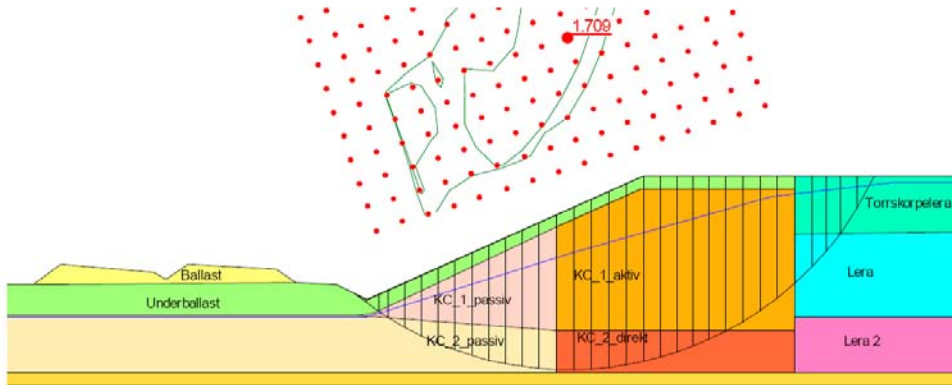


Figur F1:5.14. Odränerad analys för förstärkt skärning.

*Stabilitetsberäkning för förstärkt skärning – kombinerad analys*

En kombinerad analys ger en säkerhetsfaktor mot släntskred av  $F_{komb} = 1,71$ , se Figur F1:5.15. I detta fall når glidytan längre bakom släntkrön och därmed förändras utbredningen av aktiv respektive direkt skjvzon.

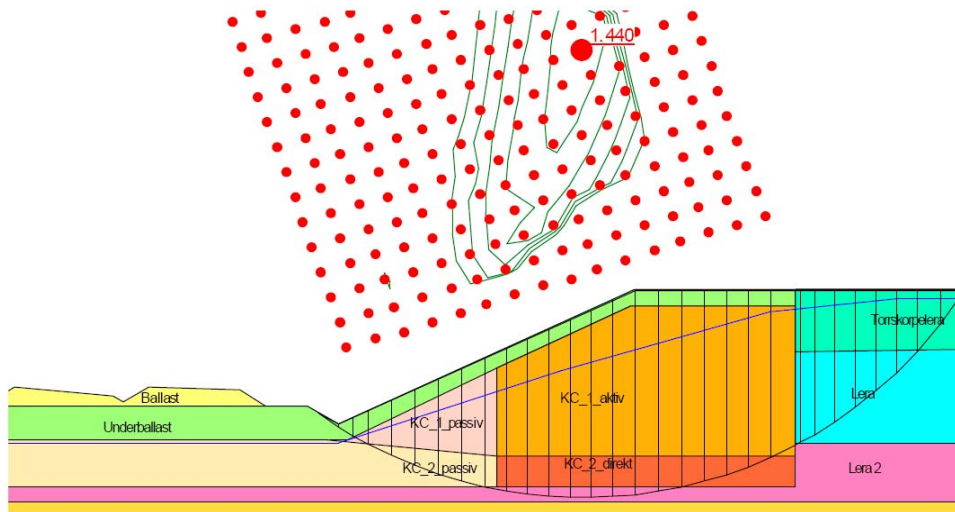
GK3 granskningen av utförda beräkningar resulterar i att kontrollberäkningar skall göras för det fall att pelare blir av sämre kvalitet i zonen närmast friktionsjorden.



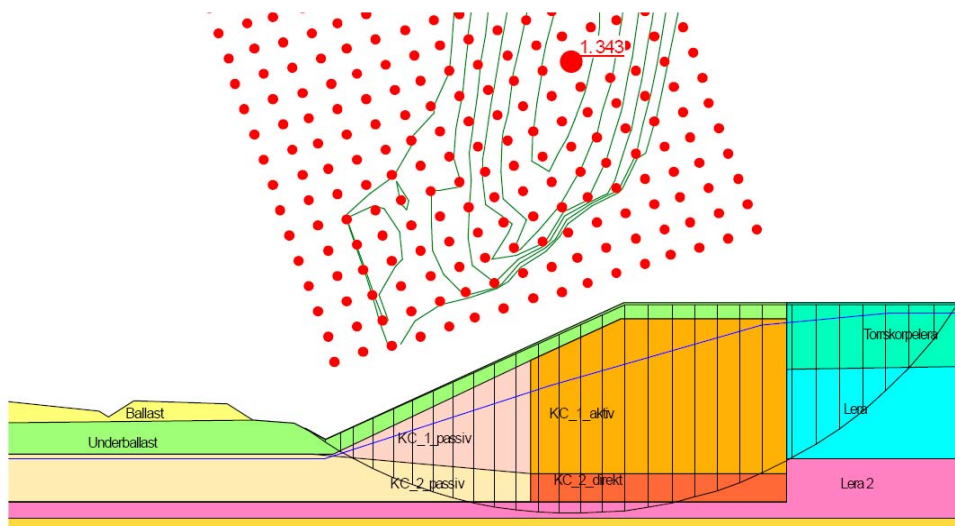
Figur F1:5.15. Kombinerad analys för förstärkt skärning.

### Kompletterande stabilitetsberäkning efter GK3 granskning

I kontrollberäkningarna antas att cirka 0,5 m lera under pelarna inte har stabiliserats. Dessa beräkningar visar betydligt lägre säkerhetsfaktorer av 1,44 och 1,34 för odränerad respektive dränerad analys, se Figur F1:5.16 och F1:5.17.



Figur F1:5.16 Odränerad analys för förstärkt skärning med svävande pelare.



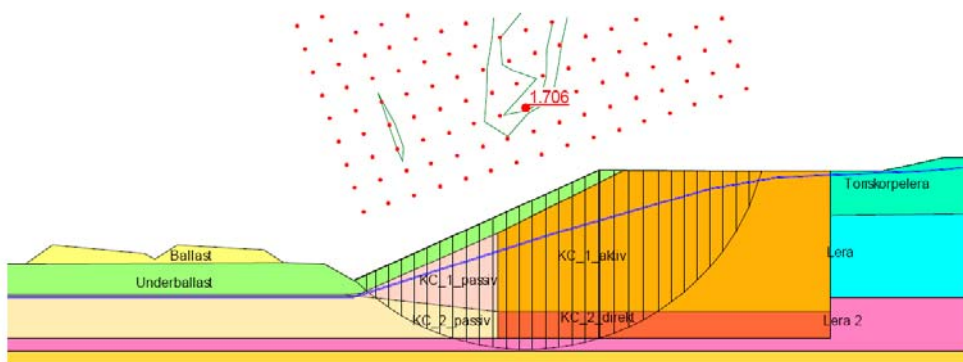
Figur F1:5.17 Kombinerad analys för förstärkt skärning med svävande pelare.

I båda fallen går glidytan till största delen i oförstärkt jord bakom och under det förstärkta partiet.

*Kommentar:*

*Eftersom zonen under pelarna utgör ett svaghetsplan borde också en icke-cirkulär glidyta analyseras.*

För att uppnå erforderlig säkerhet dras förstärkningen ut 2 m i sidled och dessutom görs en avschaktning av 0,5 m jord till 12 m bakom det nya slänkrönet, se Figur F1:5.18. Detta ger en säkerhetsfaktor vid odränerad analys av  $F_c = 1,71$ .



**Figur F1:5.18 Odränerad analys för förstärkt skärning med svävande pelare och avschaktning.**

Motsvarande beräkning med kombinerad analys ger en säkerhetsfaktor

$$F_{komb} = 1,62, \text{ se Figur F1:5.19.}$$

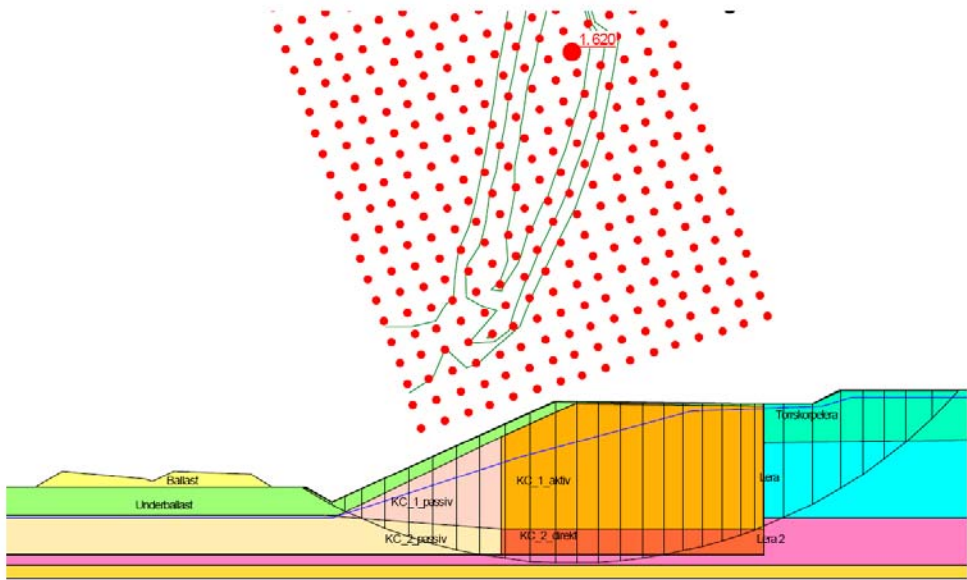
*Stabilitetsberäkning för byggskedet*

Kontroll av säkerheten mot släntskred utförs för skedet då ballast och erosionskydd på slanter ännu inte byggts upp. Beräkning görs med odränerad analys och säkerhetsfaktorn  $F_c$  skall i detta skede vara minst 1,5.

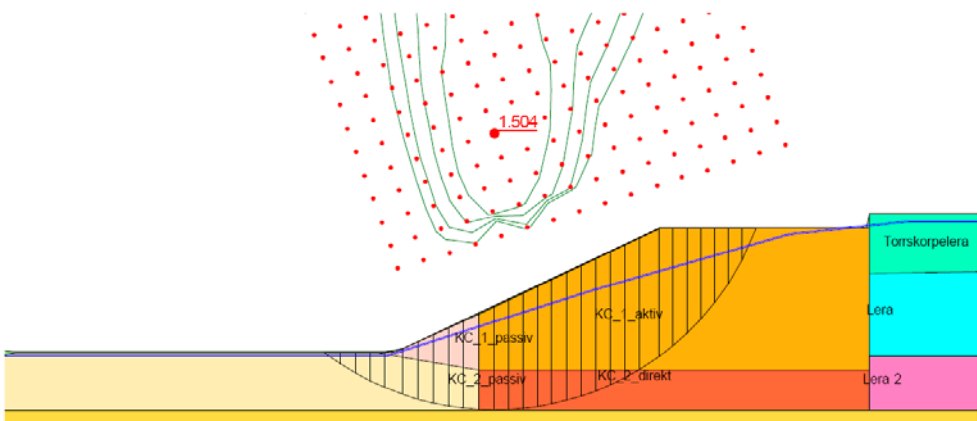
Den förstärkta jordens egenskaper utvärderas som tidigare. En odränerad analys med fullgoda pelare till fast botten ger en säkerhetsfaktor mot skred av  $F_c = 1,50$  förutsatt att avschaktning utförts bakom slänkrön, se Figur F1:5.20.

I en motsvarande beräkning med svävande pelare fås en säkerhetsfaktor av 1,31, se Figur F1:5.21.

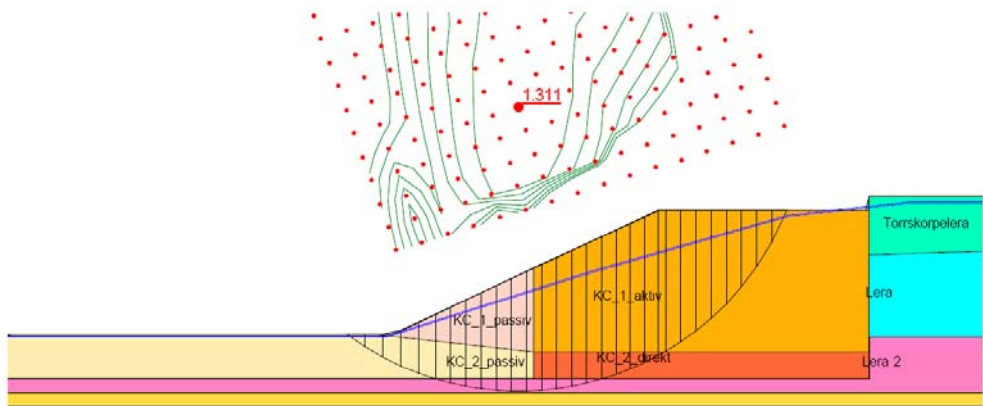
Av detta följer att schakt och bankfyllning behöver göras successivt.



Figur F1:5.19. Kombinerad analys för förstärkt skärning med svävande pelare och avschaktning.



Figur F1:5.20. Odränerad analys för förstärkt skärning i byggskede med pelare till fast botten och avschaktning.



**Figur F1:5.21. Odränerad analys för förstärkt skärning i byggskede med svävande pelare och avschaktning.**

### *Slutsatser från stabilitetsberäkning*

Antagen förstärkning med kalkcementpelare med diameter 0,6 m och c/c-avstånd 1,4 m bedöms ge tillfredställande säkerhet.

Säkerhetsfaktor för odränerad analys  $F_c$  är cirka 1,7. Uppställt krav är  $F_c \geq 1,8$ . Efter samråd med beställaren och med utökad provning görs bedömningen att rimlig säkerhetsnivå erhålls för antaget pelarmönster.

### *Kommentar:*

*Alla tänkbara belastningsfall och brottmekanismer skall analyseras, se vidare Kapitel 4.6.2. I detta fall med flacka slänter, långa och genomgående skivor samt korta avstånd mellan skivorna är det främst analys med icke cirkulära glidytor för fallet med svävande pelare samt eventuella sprickor och vattentryck i bakkanten av förstärkningen som påverkar stabilitetsbedömningen.*

### **Dimensionering i bruksgränstillstånd, sättningar**

I detta exempel är sättningsberäkningar inte aktuella. I de fall befintliga anläggningar eller liknande ligger i anslutning till skärningen skall dock sättningar för dessa på grund av grundvattensänkningen vid skärningen beräknas.

### **Jorddynamisk analys**

#### *Oförstärkt skärning*

En översiktlig beräkning av skjuvvågshastigheten i jorden utförs enligt ovan.

Beräkning av skjuvvågshastigheten utförs genom kombination av de empiriska sambanden 3.5 och 3.7 i BVF 585.13:

$$G_0 = r \cdot c_s^2$$

och

$$G_0 = 504 \cdot \frac{t_{fu}}{w_1}$$

Där  $G_0$  är skjuvmodul och  $c_s$  är skjuvvågshastighet.

Skjuvvågshastigheten enligt empiri blir därmed

$$c_s = \sqrt{\frac{504 \cdot t_{fu}}{r \cdot w_L}}$$

Den empiriska skjuvvågshastigheten blir därmed cirka 78 m/s.

Enligt BVF 585.13 beräknas sth i den översiktliga beräkningen som  $c_{s,empiri}/1,5$  vilket ger sth = 52 m/s = 188 km/h. I detta fall utförs dessutom en avlastning, vilket kan antas sänka skjuvvågshastigheten.

Banan skall dimensioneras för sth 250 km/h och det föreligger således risk för höghastighetsproblem. En fördjupad utredning skall därmed utföras och förstärkning behöver troligen göras även av denna anledning.

Förstärkt bank

I detta fall förstärks jorden med KC-pelare. Dessa är tänkta att placeras tvärställda skivor, vilket i princip inte är något bra installationsmönster för att lösa höghastighetsproblem. En noggrannare analys av om pelarnas effekt är tillfyllest bör därför utföras.

## Diskussion

### *Vattentryck och kalkcementpelarnas permeabilitet*

I exemplet förutsätts att en ny hydrostatisk portrycksfördelning åstadkoms från den nya markytan i skärningens botten. Eftersom skärningen ligger i anslutning till ett höjdparti med berg i dagen där ett friktionsjordslager under leran når upp

till markytan i anslutning till fastmarken, kan ett högt vattenflöde i detta lager medföra att det finns ett mer eller mindre konstant förhöjt vattentryck i friktionsjorden. I detta fall uppstår problem med bottenuppträckning. Även i släntfoten kan problem uppstå med lokala glidytor. Av denna anledning måste vattentrycket sänkas. För att bättre kunna bedöma hur stort problemet är bör en provpumpning utföras.

Kalkcementpelares dränerande verkan kan diskuteras. I sättningsberäkningar med Limeset används en permeabilitet i pelarna som är 200–600 ggr högre än i omgivande lera. Detta är dock en fiktiv permeabilitet och den verkliga permeabiliteten är normalt mycket lägre.

Om pelarna inte har tillräckligt hög permeabilitet och det i byggskedet visar sig kvarstå höga portryck kan det bli nödvändigt att utföra ytterligare åtgärder. En sådan åtgärd kan vara att installera vertikaldräner mellan pelarskivorna.

### ***Byggskede och kontroll***

För byggskedet bör ett relativt omfattande kontrollprogram upprättas innefattande portrycks- och inklinometermätningar. Som ovan nämnts är det av vikt att man vid schaktningsarbetena kan verifiera att vattentrycket i friktionsjorden sjunker till avsedd nivå alternativt att man utför ytterligare åtgärder.

Vad gäller beräkningar torde det främst vara odränerad analys som är relevant för byggskedet. Kombinerad analys kan behöva utföras i de fall ett långvarigt byggskede kan förväntas, och då främst vid kvarstående porvattenövertryck i jorden.

Det bör också upprättas ett åtgärdsprogram om problem uppstår med t.ex. små skred/släpp vid släntfoten.

### ***Omgivningspåverkan***

Den omgivningspåverkan som kan uppstå vid förhållanden som de i detta exempel är om avsänkningen av grundvattentrycket medför en belastningsökning i omgivande jord med sättningar som följd. Detta skulle kunna medföra skador på t.ex. byggnader och ledningar i omgivningen.

### **Vald utformning**

Kalkcementpelare med diametern 0,6 m installeras i skivor med centrumavståndet 1,4 m. Avschaktning av släntrön utförs beroende på resultaten från provpelare. Om fullgoda pelare kan påvisas genom hela profilen ned i friktionsjorden

kan avschaktningen utgå. För de delar av skärningen där schakten är djupast, > 3,5 m, utförs etappvis schaktning med återfyllning i längder om 10 m de sista 0,5–1 m närmast schaktbotten.

Krav ställs på att provpelare skall utföras innan kalkcementpelarinstitutionen påbörjas för att verifiera föreslagen utformning och för beslut om avschaktning. Eftersom arbetet utförs i GK3 skall geokonstruktörens utvärdering av utförda provpelare kontrolleras av oberoende sakkunnig.

Följande typsektion har tagits fram för aktuell sträcka:



Figur F1:5.22. Typsektion för kalkcementpelarförstärkning.

## Resultat från provpelare

Provning av pelare föreslogs utföras i två omgångar, dels 1 vecka efter installation dels 3 veckor efter denna.

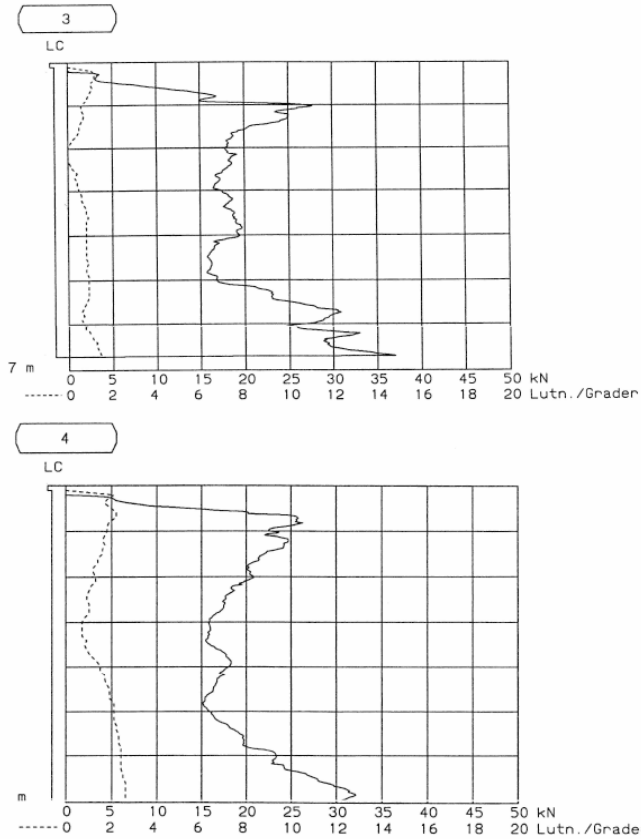
Pelarsondering utfördes med sonddimension 20 x 400 mm. Exempel från pelarsonderingar efter 1 vecka redovisas i Figur F1:5.23.

Pelarnas hållfasthet kan preliminärt utvärderas med ett förenklat samband  $c_{u,pel} \approx 10 \cdot Q$  kPa, där  $Q$  är sonderingsmotståndet i pelaren mätt i kN. Av diagrammet följer att pelarnas medelhållfasthet överstiger det dimensionerande värdet 100 kPa.

Pelarnas skjuvhållfasthet varierar mellan cirka 150–300 kPa efter cirka 7 dygn dygn. Motsvarande värden vid laboratorieförsöken var cirka 100 kPa. Vid provning efter 3 veckor var hållfastheten 50–100 kPa högre.

Av ovanstående resultat framgår att angiven förstärkningsutformning är tillfredställande.





**Figur F1:5.23. Resultat från pelarsondering i provpelare efter 1 vecka. Sondmotstånd i kN och lutning i grader redovisas på den horisontella axeln.**

### Slutlig utformning av förstärkningen

Förstärkningen utfördes utan avschaktning av slänkrön då provning av prov- och produktionspelare visat på fullgoda egenskaper ända ner i friktionsjorden.

## F2. EXEMPEL PÅ DIMENSIONERING AV EN PELARFÖRSTÄRKNING FÖR EN VÄGBANK

Följande exempel, som är hämtat från SGF rapport 2:2000, redovisar en arbetsgång vid dimensionering av en förstärkning med bindemedelsstabiliserade pelare för en vägbank. Exemplet är ett verkligt fall där man byggt en väg på kalkpelarförstärkt jord i kombination med förbelastning och överlast. Pelardiameter och centrumavstånd bestäms av vad som krävs för att sättningarna skall kunna utbildas inom avsedd tid och för att få tillräcklig stabilitet för banken.

Exemplet är från den tid då i huvudsak endast kalk användes som bindemedel. Val av friktionsvinkel och moduler skiljer något från vad som rekommenderas idag, men i övrigt illustreras de principer för dimensionering som används också idag.

### Förutsättningar – allmänt

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

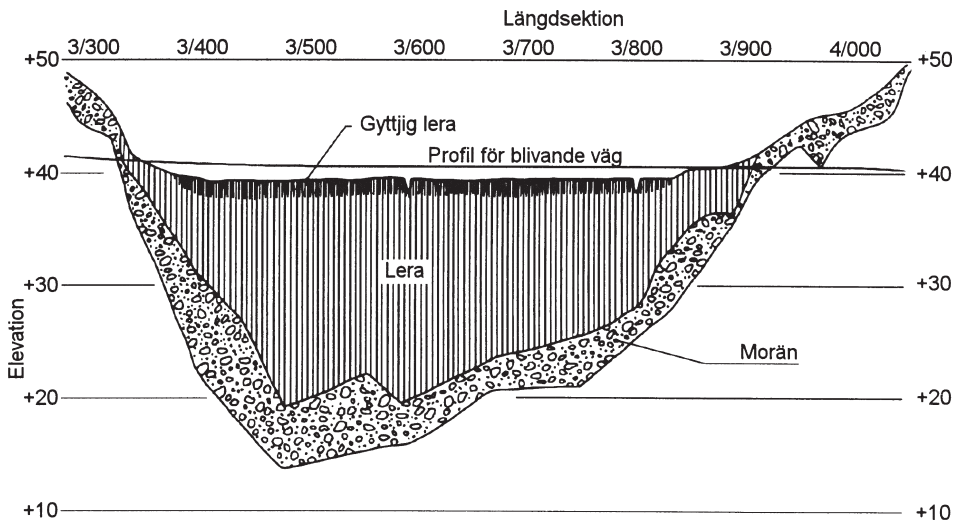
### Förutsättningar – vägbank

- Vägbanken utgör inte anslutning till bro.
- Vägbanken ligger på horisontell markyta.
- Vägbredd inklusive stödremsa är 13,5 m och släntlutningen är 1:3.
- Tungheten hos bankmassorna är 19 kN/m<sup>3</sup>
- Friktionsvinkeln i bankmassorna är 33°.

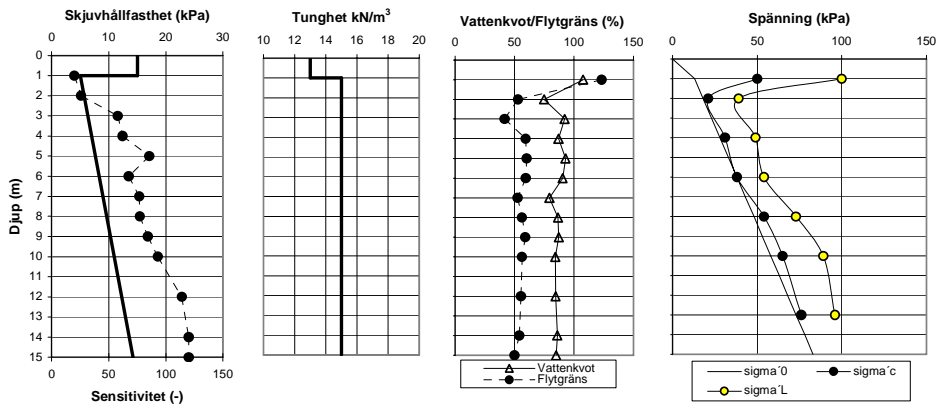
### Förutsättningar – jordlager

På den aktuella sträckan skall vägen gå över åkermark där markytan i stort sett är horisontell (Figur F2.1).

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



Figur F2.1 Längdsektion.



Figur F2.2. Lerans egenskaper.

CRS-försök är leran normalkonsoliderad eller endast svagt överkonsoliderad, Figur F2.2 och Tabell F2.1.

Tabell F2.1 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

Grundvattenytan är belägen på 1 m djup och hydrostatisk portrycksfördelning antas i jordlagren. Lerans karakteristiska konsolideringskoefficient vid vertikal vattenströmning  $c_{vk}$  är  $2,6 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s} = 0,82 \text{ m}^2/\text{år}$ .

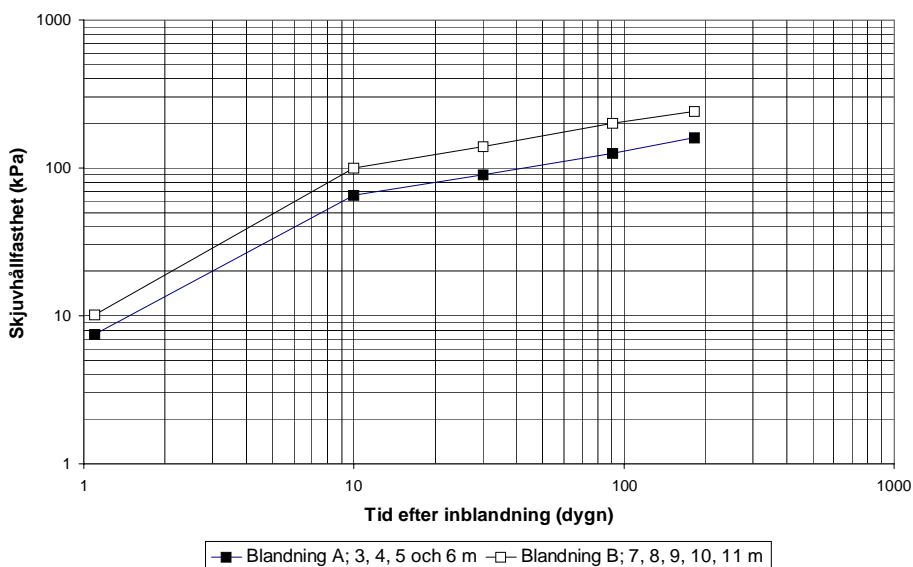
## Förutsättningar – förstärkning

Pelarna har 500 mm diameter.

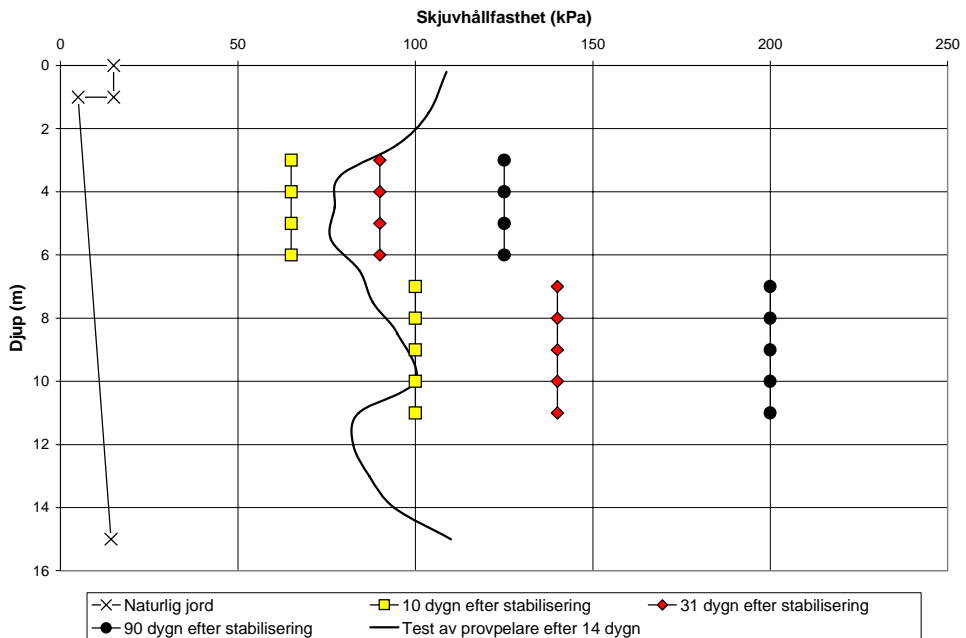
I beräkningsexemplet antas  $k_{pel}/k_{jord} = 1000$  eftersom bindemedlet är ren kalk, där  $k_{pel}/k_{jord}$  anger pelarnas fiktiva permeabilitet i förhållande till lerans permeabilitet, se vidare avsnitt 4.4.3.

Skjuvhållfastheten hos kalkblandade prover från olika nivåer har undersökts på laboratorium vid olika tidpunkter och genom kontroll av proppelare. Försöken utförda på laboratoriet redovisas i Figur F2.3 och i Figur F2.4 görs en jämförelse med de värden som uppmätts i proppelare.

Enligt avsnitt 4.3.3 ”Karakteristiska materialvärden” skall dimensionering av förstärkningar med bindemedelsstabiliserade pelare baseras på egenskaper bestämda i fält (på proppelare eller produktionspelare). Karakteristiska materialvärden väljs som försiktigt valda medelvärden. Om det finns störda zoner i pelarnas undre och övre delar skall detta beaktas vid val av karakteristisk hållfasthet.



Figur F2.3 Resultat från kalkinblandningsförsök i laboratoriet.



Figur F2.4 Resultat från provning av provpelare i fält.

Pelarnas karakteristiska skjuvhållfasthet,  $c_{uk,pel}$ , sätts till 75 kPa genom hela profilen och elasticitetsmodulen antas vara 75 gånger pelarnas skjuvhållfasthet. Den karakteristiska friktionsvinkeln  $\phi'_{k,pel}$  sattes enligt dåtida rekommendation till 30°.

### Överväganden vid projektering

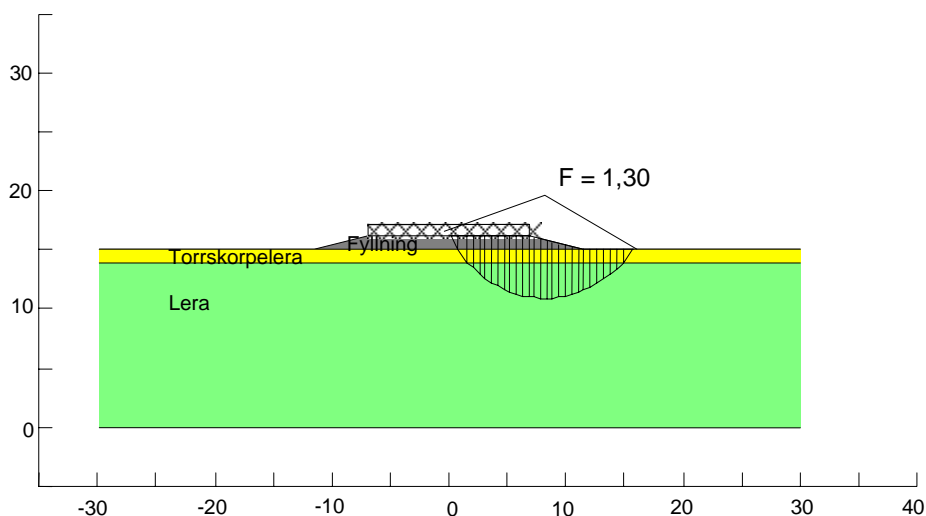
På ett tidigt projekteringsstadium övervägs olika förstärkningsmetoder för vägen. Metoderna värderas från såväl ekonomisk som teknisk-funktionell synpunkt. Leran är mycket lös och mycket kompressibel. Utskiftning av leran mot bärkraftigare material kan direkt uteslutas. Lastanpassning genom att sänka vägens profil 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 kan också uteslutas eftersom vägen då skulle bli alltför lätt vid de tillfällen grundvattenytan står högt. Vertikaldränering skulle kunna vara en möjlig metod, men på grund av lerans låga skjuvhållfasthet skulle det krävas mycket stora stabiliserande tryckbankar och därmed ett stort vägområde.

I samarbete mellan vägprojektör och geotekniker väljs lägsta möjliga profilplan för vägen med hänsyn till problematiken med högvatten. Det valda profilplanet ligger 1,2 m över omgivande mark. På basis av fält- och laboratorieundersökningarna kan sedan en dimensionering av kalkpelarförstärkning påbörjas.

Kalkpelarna skall dels ha en stabiliserande effekt, dels bidra till att sättningarna blir måttliga och utbildas relativt snabbt. Dimensioneringen blir en passningsberäkning. Man räknar ut ett erforderligt centrumavstånd mellan pelarna ( $c/c$ ) med hänsyn till ytlasten från banken,  $q$ , och pelarnas tänkta funktion som dräner. Den extra vertikalspänningsökningen från överlasten  $\Delta q$  behövs för att få ut tillräcklig sättning inom den bestämda liggtiden, som i detta fall är 18 månader. Den totala vertikalspänningsökningen ( $q + \Delta q$ ) kräver att den pelarförstärkta jordvolymen under banken har en viss lägsta dimensionerande skjuvhållfasthet,  $\tau_{fik}$ ,  $\tau_{fdk}$  resp.  $\tau_{fdk}$  enligt ekvationerna 4.3–4.5. För att nå upp till denna genomsnittliga hållfasthet krävs i sin tur att pelarna står med ett visst maximalt  $c/c$ -avstånd, vilket kan jämföras med det som beräknats med hänsyn till sättningshastigheten.

### Beräkningssteg 1 – Stabilitet för oförstärkt bank

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



Figur F2.5 Stabilitetsberäkning för bank med trafiklast på oförstärkt lera.

Beräkningen visar att säkerheten för oförstärkt bank är 1,30. Därmed skulle preliminärt singulärt placerade pelare kunna användas utan att använda tryckbankar eftersom  $F_{ostab} > 1,0$ .

## Beräkningssteg 2 – Sättningar

Sättningsberäkningarna skall visa vilka centrumavstånd som är möjliga att använda. Kravet är att sättningarna skall vara rimligt stora och att det vid sättningsprocessens slut skall finnas en tillräckligt stor överlast kvar att schakta bort för att inga påtagliga eftersättningar skall uppstå med tiden. Pelarna förutsätts vara placerade i ett kvadratisk mönster och nå ned till underliggande friktionsjord (dubbelsidig dränering). Ett karakteristiskt lerdjup och pelarlängd av 15 m antas. Sättningsberäkningarna utförs enligt avsnitt 4.5. Datorprogrammet Limeset används, vilket möjliggör samtidig beräkning av sättningar för olika centrumavstånd och belastningar. Beräkningen beskrivs i detalj i datorprogrammets manual.

### Typberäkning 15 m lera – 15 m pelare

Tabell F2.2 Indata sträckan 3/440–3/880.

Tjocklek m	Effektiv densitet 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	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

Grundvattenytans djup under markytan	1,0 m
Pelarnas diameter	0,5 m
Pelarnas längd	15 m
Korrektionsfaktor för kryplasten	0,65
Lerans konsolideringskoefficient $c_{vv}$	$2,6 \cdot 10^{-8}$ m <sup>2</sup> /s (0,82 m <sup>2</sup> /år)
Permeabilitetsförhållande $k_{jord}/k_{pelare}$	1/1000
Slutlig bankhöjd	1,2 m

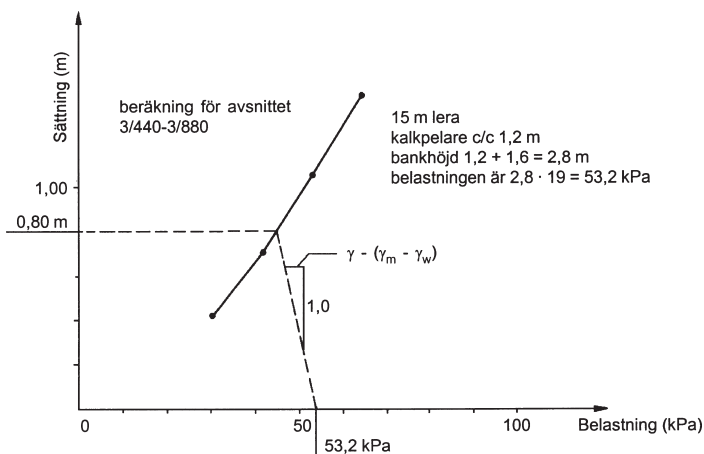
Sättningen beräknas för ett antal olika belastningar och c/c-avstånd. Ett samband fås då mellan sättning och påförd last för varje c/c-avstånd enligt Figur F2.6. Här redovisas endast resultatet från beräkningar med c/c-avståndet 1,2 m.

Ett exempel på resultaten från en inledande beräkning visas i Tabell F2.3.

**Tabell F2.3 Resultat av beräkning för tillskottsspänningen 30,4 kPa.**

Tjocklek m	Effektiv- spänning kPa	Total- spänning kPa	cuk,pel kPa	Epel 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	0,07
2	37,28	86,33	75	5625	0,06
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>

Pelarna i beräkningarna i Figur F2.6 är satta med ett inbördes avstånd 1,2 m och en bank+överlast av totalt 2,8 m ( $q+\Delta q = 53,2$  kPa) studeras. Allteftersom sättningarna utbildas minskar lasten och slutsättning beräknas till 0,8 m (se Figur F2.6). Eftersom den projekterade bankhöjden är 1,2 m blir avlastningen  $(2,8-0,8-1,2) = 0,8$  m, vilket bedöms vara godtagbart för att förhindra framtida krypdeformationer i den förstärkta jorden.



**Figur F2.6 Beräknad sättning för 2,8 m bankhöjd.**



### Sättningarnas tidsförlopp

Sättningarnas tidsförlopp kontrolleras så att de hinner utbildas inom den tillgängliga tiden.

Tidsförloppet beräknas enligt avsnitt 4.5.4. Med ett c/c-avstånd av 1,2 m beräknas 95 % av sätningarna hinna utvecklas under 1 år, vilket bedöms som fullt tillräckligt. Vid förbelastningens slut skall en avlastning göras enligt ovan.

**Tabell F2.4 Konsolideringsgrad och tid.**

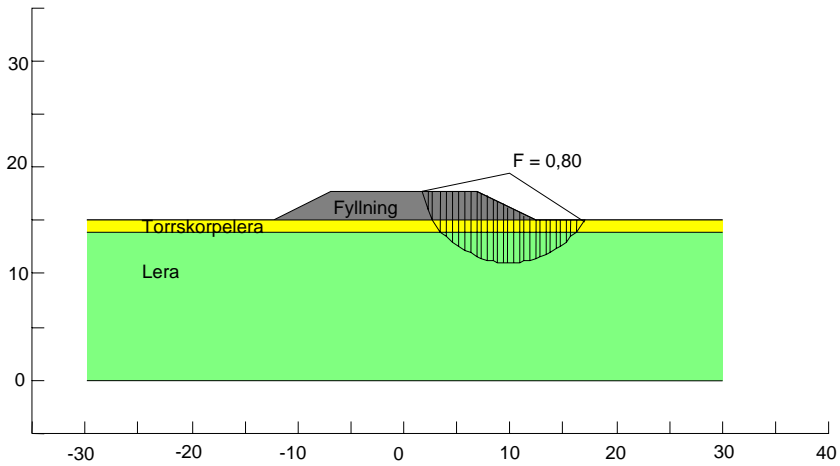
Konsolideringsgrad, U (%)	Tid, t (dygn)
30	44
50	86
60	114
70	149
75	172
80	199
85	235
90	285
95	371
99	571

### Beräkningssteg 3 – Stabilitet för oförstärkt bank med projekterad överlast

I detta beräkningssteg utförs en ny kontroll av stabilitet för fallet med oförstärkt jord men med vägbank och vald överlast. I och med att överlast används blir belastningarna under byggskedet större än för färdig väg med trafiklast. Lasten ökar dessutom på grund av att bankens tjocklek skall kompensera för den sätning som uppstår. I alla skeden skall säkerheten för fallet med oförstärkt bank vara större än 1,0 om pelare placeras i singulärt mönster.

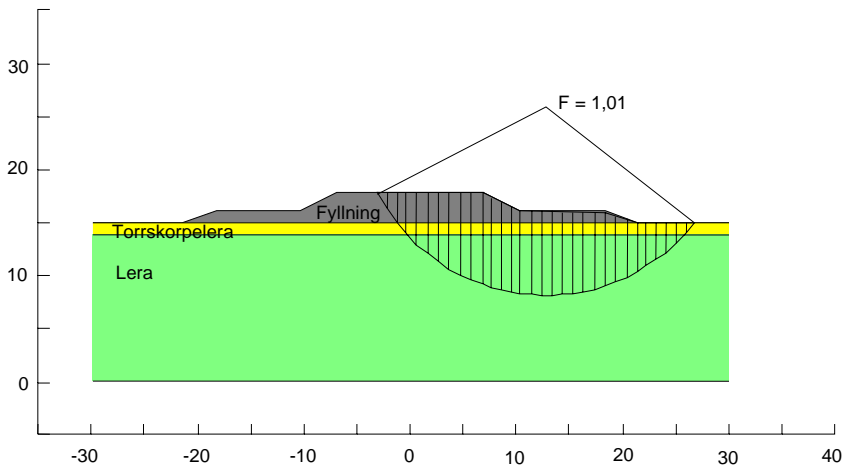
I detta fall är den totala spänningsökningen efter upplastning 53,2 kPa, vilket är avsevärt mer än vid den inledande kontrollberäkningen av stabiliteten. Överlasten har samma utbredning som vägbredden och överlastens släntlutningar är 1:2.

Kontrollen av säkerheten för oförstärkt jord och vägbanken med överlast visar att säkerhetsfaktorn för detta fall är 0,80. Det behövs därför tryckbankar för att säkerheten skall komma upp till kravet  $F_{ostab} = 1,0$ .



**Figur F2.7** Stabilitetsberäkning för bank med överlast på oförstärkt lera.

För att förbättra stabiliteten används tryckbankar på vägens bägge sidor. Tryckbankarna utförs med 8 m bredd och 1 m höjd (jfr Figur F2.8).



**Figur F2.8** Stabilitetsberäkning för bank med överlast och tryckbank på oförstärkt lera.

## Beräkningssteg 4 – Stabilitet för förstärkt bank med överlast

I detta beräkningssteg kontrolleras stabiliteten under byggskedet för förstärkt jord med vägbank +1,6 m extra fyllning för överlast och kompensation för sättning.

Beräkningen görs med kombinerad analys, där karakteristiska värden på hållfastheter väljs enligt avsnitt 4.5.3 (ekvationerna 4.3, 4.4 och 4.5). Kombinerad analys innebär att man för varje avsnitt av glidytan, (dvs. i varje beräkningslammell), väljer det lägsta värdet av  $\tau_{fuk}$ ,  $\tau_{fdk}$  och  $\tau_{fduk}$ . I denna beräkning utnyttjas pelarnas stabiliserande förmåga enbart i den aktiva zonen.

Karakteristiska skjuvhållfastheter i den förstärkta jorden blir i detta fall:

Areafaktor  $a = 0,14$

Karakteristiska dränerade hållfasthetsparametrar i pelare  $c'_{k,pel} = 0,3 \cdot 75 = 22,5$  kPa och  $\phi'_{k,pel} = 30^\circ$

Karakteristiska dränerade hållfasthetsparametrar i jord  $c'_{k,jord} = 0,1 \cdot c_{uk,jord}$  kPa och  $\phi'_{k,jord} = 30^\circ$

### Torrskorpelera

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

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

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

### Jord

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

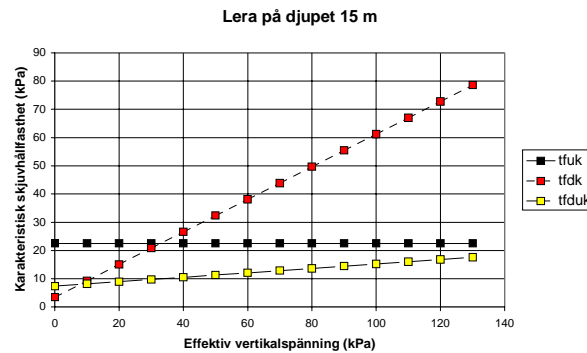
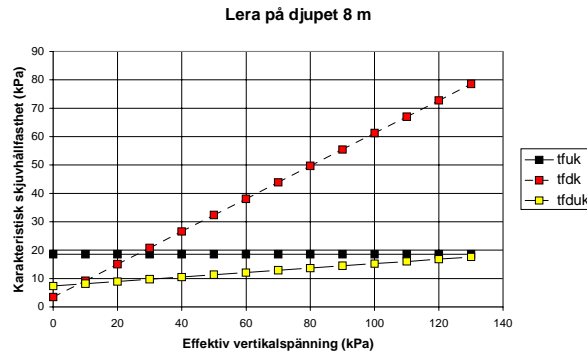
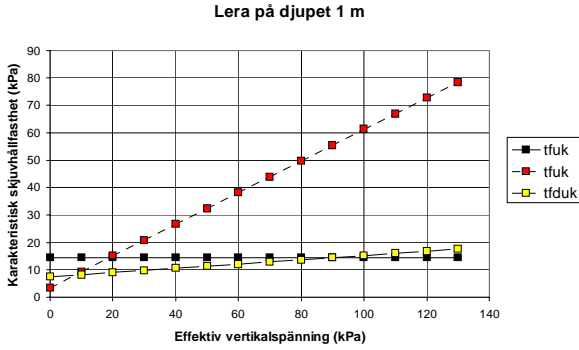
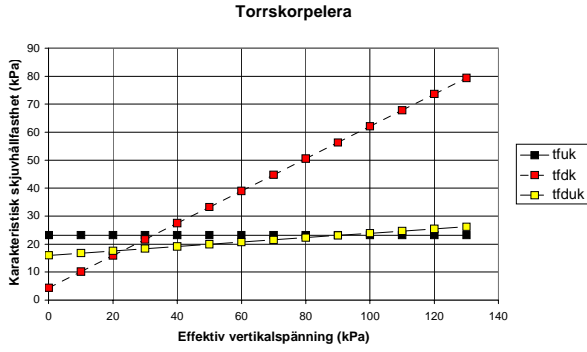
$$\tau_{fdk} = a(c'_{k,pel} + \sigma' \tan \phi'_{k,pel}) + (1-a) (c'_{k,jord} + \sigma' \tan \phi'_{k,jord}) = 3,50 + (0,056 \cdot z) + \sigma' \tan 30^\circ$$

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

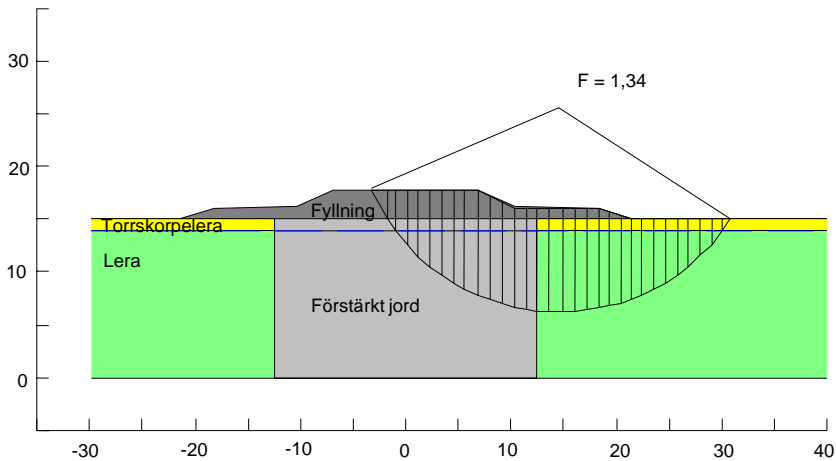
Hållfasthetens spänningsberoende illustreras i Figur F2.9.

Diagrammen i Figur F2.9 visar att  $\tau_{fduk}$  blir dimensionerande för normalspänningar lägre än cirka 90 kPa medan  $\tau_{fdk}$  blir dimensionerande först vid effektiva spänningar som är lägre än de som råder under banken.

Tryckbankarna är 8 m breda och består av 1 m fyllning enligt beräkningssteg 3. Pelarnas centrumavstånd sätts till 1,2 m enligt beräkningssteg 2 och förstärkningens bredd sätts till 25 m.



**Figur F2.9** Karakteristiska skjuvhållfastheter för stabiliserad jord. Torrskorpelera, lera på 1 m djup, lera på 8 m djup resp. lera på 15 m djup.



**Figur F2.9** Karakteristiska skjuvhållfastheter för stabiliserad jord. Torrskorpelera, lera på 1 m djup, lera på 8 m djup resp. lera på 15 m djup.

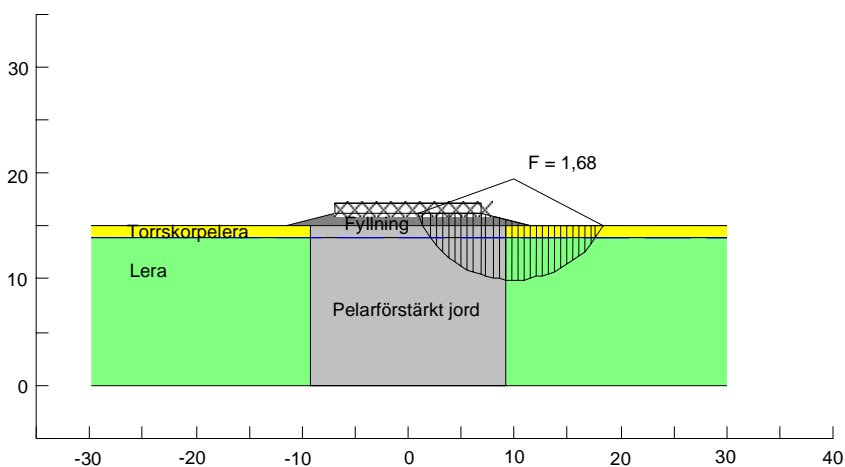
Beräkningarna visar att säkerhetsfaktorn för kombinerad analys är 1,34. I beräkningarna antas att portrycket är hydrostatiskt och att grundvattenytan ligger 1 m under markytan. Uppbyggnaden av vägbanken och överlasten måste ske stegvis, eftersom höga portryck byggs upp i såväl oförstärkt som förstärkt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

### Beräkningssteg 5 - Stabilitet för förstärkt bank

I detta beräkningssteg kontrolleras stabiliteten med kombinerad analys för bruksstadiet med färdig bank och trafiklast. I detta stadium har slutsättningarna inträffat och överlasten schaktats bort. Detta medför att de pådrivande krafterna har reducerats och eventuellt kan också tryckbankarna tas bort. Den här redovisade beräkningen gäller för detta fall. Eftersom pelarna är placerade i rutnät utnyttjas deras stabiliserande förmåga endast i aktivzonen. Därför minskas den antagna bredden av det förstärkta området så att det i beräkningen ligger inom denna zon. Antaganden om grundvattenyta, portryck och karakteristiska skjuvhållfastheter är desamma som för beräkningssteg 4.

Kravet är att säkerhetsfaktorn för vägbanken och trafiklast i bruksstadiet är minst 1,5.

Beräkningarna visar att säkerhetsfaktorn för kombinerad analys är 1,6, vilket uppfyller kravet.



Figur F2. 11 Stabilitetsberäkning för färdig vägbank.

## Kommentar

Den beskrivna vägen projekterades i slutet av 80-talet, då kalk var det dominerande bindemedlet. Sedan dess har kalkcementpelare och pelare med andra bindemedelskombinationer alltmer kommit att ersätta rena kalkpelare. Pelarna i exemplet har diametern 500 mm, medan 600-pelare numera är vanligast. Den valda ligg tiden på 18 månader möjliggjordes av att pelarinstallationen 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 elasticitetsmodul hos pelarna. Tidsförloppet för sättningarna stämde väl överens med beräkningarna. Denna observation var vanlig vid förstärkningar som utfördes med motsvarande antaganden och ligg tider. Detta synes ha lett till något djärvare antaganden i senare förstärkningar samtidigt som ligg tiderna kortats och behovet av snabba pålastningar ökat. Erfarenheter från senare förstärkningar visar att de verkliga sättningarna kan bli såväl större som mindre än de beräknade medan de beräknade tidsförloppen oftast ger en rimlig uppskattning av tiden till 80 – 90 % konsolidering.

Vägbankar skall utformas så att sättningskraven i gällande normer uppfylls. Om pelarna avslutas i lera skall framtida såväl konsoliderings- som krypsättningar i leran under pelarna beaktas.

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

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

Vid användning av överlast skall sättningarnas storlek och sättningsutvecklingen följas upp. Också om överlast inte utnyttjas skall man bedöma behovet av en uppföljning.

### F3 BERÄKNINGSEXEMPEL AVSEENDE STABILITET VID FÖRSTÄRKNING AV LEDNINGSGRAV.

Följande exempel visar schematiskt en arbetsgång vid dimensionering av en förstärkning med bindemedelstabiliserade pelare för en ledningsgrav. Exemplet avser främst att beskriva principer och olika faktorer som måste beaktas. För denna typ av dimensionering gäller GK3.

Beräkningsexemplet avser ett fall där en ledning skall läggas 3,5 m under markytan i lös lera, se Figur F3.1. Framtida uppfyllnader utmed ledningssträckan kommer att vara maximalt 0,5 m och en framtida grundvattensänkning beräknas bli maximalt 1,0 m så att grundvattenytan då ligger 2,0 m under nuvarande markyta. Den tillåtna sättningen hos ledningen är 0,1 m. Egenskaper hos den naturliga jorden och förväntade egenskaper hos bindemedelsstabiliserade pelare framgår av Figur F3.1 och Tabell F3.1.

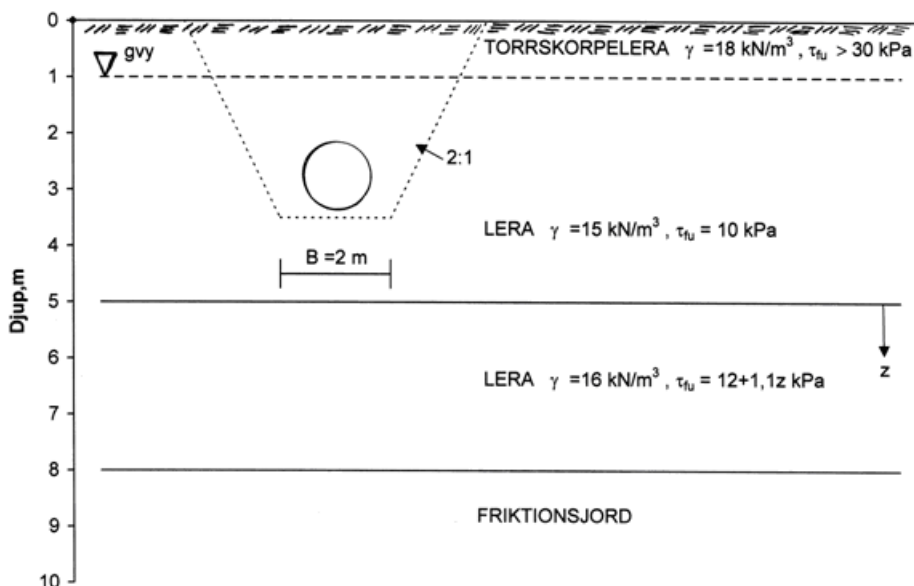


Fig. F3.1 Beräkningssektion.



**Tabell F3.1. Kompressionsegenskaper och permeabilitet i naturlig jord och förväntade egenskaper hos bindemedelsstabiliserad jord 2 veckor efter inblandning.**

Jordlager djup u my	M <sub>0</sub> kPa	Naturlig jord				k m/s	Stabiliserad jord	
		M <sub>L</sub>	M <sub>v</sub> kPa	σ <sub>c</sub> ' - σ <sub>0</sub> ' kPa	σ <sub>L</sub> ' - σ <sub>c</sub> ' kPa		C <sub>uk, pel</sub> kPa	E <sub>k, pel</sub> kPa
0-1 m	5000	-	-	>30	-	fridränerat	60	6000
1-5 m	3000	200	12	10	20-30	5·10 <sup>-10</sup>	100	7000
5-8 m	5000	600	15	10	30-40	6·10 <sup>-10</sup>	120	10000

### Överväganden vid projektering

Den framtida lastökningen på grund av fyllning och grundvattensänkning beräknas bli cirka  $0,5 \cdot 20 + 1,0 \cdot 10 = 20$  kPa. Leran är överkonsoliderad med 10 kPa och förkonsolideringstrycket kommer att överskridas med 10 kPa. Sättningarna inom det oförstärkta lerlagret från schaktbotten till lerans underkant med ovanstående kompressionsegenskaper blir

$$s = \frac{10 \cdot 1,5}{3000} + \frac{10 \cdot 1,5}{200} + \frac{10 \cdot 3}{5000} + \frac{10 \cdot 3}{600} \approx 0,14 \text{ m}$$

Med hänsyn till krypeffekter kan de med tiden förväntas bli ungefär det dubbla, dvs. cirka 0,3 m. För att uppfylla sättningskraven måste ledningen således grundläggas på pålar eller förstärkt jord.

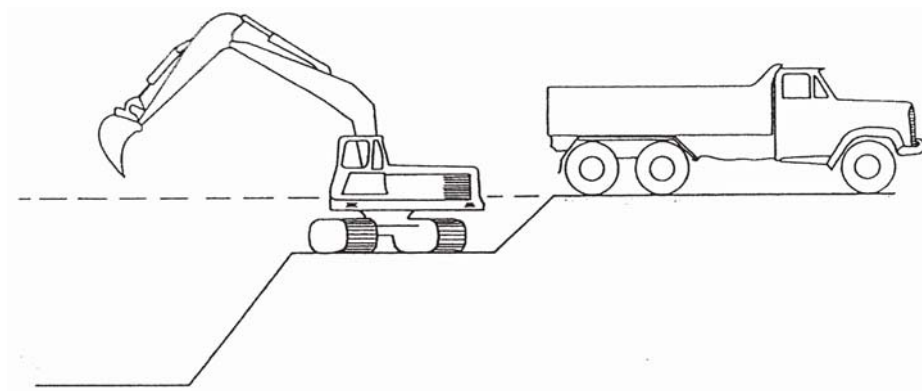
Stabiliteten för schakten är inte tillfredställande vid enbart belastning av jordens egenvikt och rimliga lutningar på schaktväggarna. Dessutom tillkommer tillskottslaster av schaktmaskin m.m. Schaktväggarna måste således stabiliseras med spont, bakåtförankring och/eller avsträvning alternativt med bindemedelsstabiliserad jord.

De uppschaktade massorna kommer i sitt naturliga tillstånd att vara mycket lösa och svårhanterliga. Sensitiviteten är visserligen normal, men med den låga ostörda skjuvhållfastheten blir hållfastheten i det omrörda materialet ändå mycket låg. I detta tillstånd kan jorden inte användas som återfyllningsmaterial utan måste forslas bort och ersättas med fastare packningsbart material.

Torrskorpan är tunn och underlagras av mycket lös lera. Bärighetsproblem för schaktmaskinen kan därmed befaras, vilket kan medföra behov av grävmaskinsmattor och risk för jordrörelser under schaktningsarbetet.

Med hänsyn till detta framstår en förstärkning med bindemedelstabiliserad jord som ett lämpligt alternativ. Med bindemedelsstabiliserade pelare kan man åtgärda såväl sättningsproblematiken som stabilitetsproblemet samtidigt som den stabiliserade jordmassan underlättar schaktningsarbetet och den uppgrävda stabiliserade jorden kan användas som återfyllningsmassor. För det senare krävs att också jorden ovan schaktbotten stabiliseras, trots att detta inte är absolut nödvändigt ur sättnings- och stabilitetssynpunkt. Detta skall lämpligen göras med ett överskott av stabiliseringsmedel så att hela den blandning av stabiliserad och ostabiliserad jord som grävs upp stabiliseras efter omrörning vid schaktningsarbetet och under lagringstiden. Ett tänkt arbetsförfarandet vid schaktningen framgår av Figur F3.2.

Anm. Om de massor som skall grävas ur inte stabiliseras kan ”tomborringen” genom dessa vid pelarinstallationen medföra att de blir ännu lösare och svårare att hantera.



**Fig. F3.2** Längdsektion av en ledningsgrav - arbetsmaskiner använder det stabiliserade ledningsstråket för uppställning och transport.

## Dimensionering

### *Allmänt*

Dimensionering med hänsyn till stabilitet för tillfälliga schakter görs som regel med odränerad hållfasthet. Detta medför en risk under regniga perioder och om schakten står öppen en längre tid, vilket bland annat ställer krav på övervakning och beredskap för avsträvning med stämp. För de delar av glidyterna som går genom den stabiliserade jordvolymen används i de odränerade analyserna till stor del ett viktat medelvärde på den naturliga och stabiliserade jordens karakteristiska skjuvhållfasthet med avseende på pelarnas täckningsgrad,  $a$ .

$$c_{u,medel} = a \cdot c_{uk,pel} + (1 - a) \cdot c_{uk,jord}$$

där

$c_{u,medel}$  = viktat medelvärde för den odränerade skjuvhållfastheten inom den jordvolym i vilken de stabiliserade pelarna ingår, kPa

$a$  = pelarnas täckningsgrad,  $m^2/m^2$

$c_{uk,pel}$  = karakteristisk odränerad skjuvhållfasthet i bindemedelsstabiliserad jord, kPa

$c_{uk,jord}$  = karakteristisk odränerad skjuvhållfasthet i naturlig jord, kPa

Tungheten hos den stabiliserade jorden antas normalt vara lika med den naturliga ostabiliserade jordens tunghet. Undantagen är då bindemedlets korndensitet starkt avviker från den naturliga jordens, dvs. främst i organisk jord.

Stabiliteten skall beräknas för såväl glidytor som går genom den stabiliserade jorden som för glidytor som går i naturlig jord under, mellan och utanför den stabiliserade jorden.

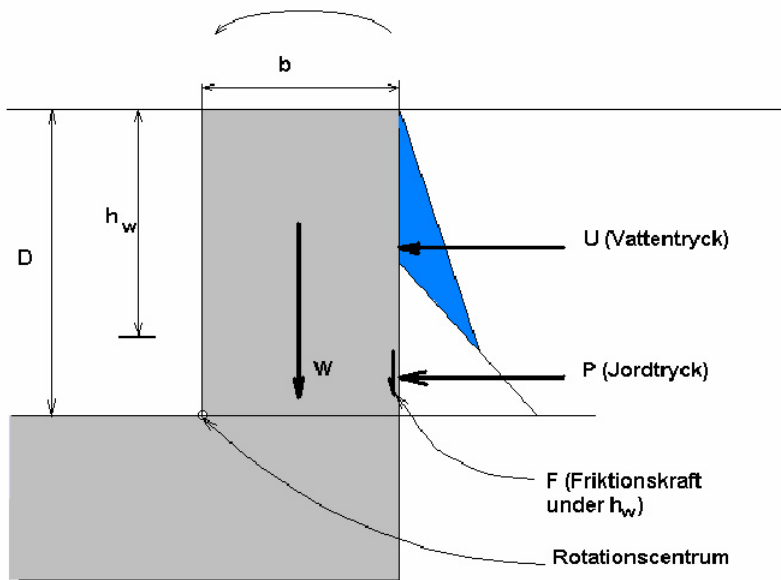
Kraven på säkerhetsfaktor varierar med belastningsfallet. I detta fall används pelarförstärkningen för förstärkning av såväl direkta skjuvzoner som passivzoner, vilket skall utnyttjas med mycket stor försiktighet och kräver noggrann och omfattande kontroll av produktion och kvalitet hos pelarna. Det kräver också att pelarna skall vara placerade i skivor, block eller gitter med god överlappning.

### ***Minsta stabiliseringsdjup med hänsyn till sättning enligt överslagsberäkning***

Bindemedelsstabiliserade pelare som skall ta upp skjuvpåkänningar skall alltid vara placerade i skivor, gitter eller block (alternativt valvbågar). I detta fall placeras pelarna i en första ansats i skivor. Sättningskraven för ledningen innebär enligt en grov sättningsuppskattning att leran måste stabiliseras ned till minst 5,5 m djup. I detta överslag antas sättningarna i den stabiliserade jorden i stort vara försumbara, vilket måste kontrolleras i ett senare skede. För att uppnå kraven måste sättningarna dessutom vara jämna och lastöverföringen mellan jord och pelare vara mycket god. I detta fall finns ingen risk för pelartoppar av sämre kvalitet, eftersom topparna schaktas bort, men avståndet mellan pelarraderna och nedböjningen i jorden däremellan samt eventuella differenssättningar på grund av ojämn pelarkvalitet måste begränsas. Detta kan uppnås genom att en skiva av pelare placeras under och längs ledningen, en betongplatta gjuts ovanpå och sammanbinder pelartopparna eller att ledningen läggs på en plankbädd och en packad grusfyllning ovanpå pelarna, allt beroende på ledningens känslighet för differenssättningar och övriga krav.

### ***Minsta stabiliseringsbredd med hänsyn till stjälpning***

Pelarna i skivor skall vara placerade med en viss överlappning. Detta krävs för att skivan skall fungera som en hel kropp och hindrar att enskilda pelare spjälkas loss och stjälpes eller knäcks. Stjälpning uppstår lätt om sprickbildning uppstår bakom pelare med vattenfyllnad och höga horisontaltryck som följd. Skivans erforderliga bredd ut från schaktväggen bestäms bland annat av att det stjälpande momentet runt ett rotationscentrum vid skivans framkant vid schaktbotten skall vara mindre än det mothållande momentet. Som stjälpande krafter räknas vattentryck och jordtryck. Som mothållande krafter räknas egenvikten och, i de fall schakten är så djupa att jordtryck blir dimensionerande från ett visst djup, friktion mot rotationskroppens bakkant från detta djup, se Figur F3.3.



**Fig. F3.3 Stjälpande och mothållande krafter vid beräkning av stabilitet mot stjälpning.**

Vid beräkningen antas en vertikal spricka i rotationskroppens bakkant ända ned till det djup där det aktiva jordtrycket blir större än det hydrostatiska vattentrycket från en vattenyta i markytan, (alternativt högsta möjliga grundvattenyta vid grövre ovanliggande fridränerande jord eller fyllning). I de fall högsta vattenyta kan antas ligga i markytan och ingen ytlast finns blir det djup till vilket vattentrycket är dimensionerande,  $h_w$ , lika med

$$h_w = 2 \cdot c_{uk,jord} / \gamma'_{jord}$$

där  $c_{uk,jord}$  är den naturliga jordens karakteristiska odränerade skjuvhållfasthet i kPa och  $\gamma'_{jord}$  dess effektiva tunghet i  $\text{kN/m}^3$ .

Vid vertikal schaktvägg och schaktdjup som är mindre än eller lika med detta djup,  $D \leq h_w$ , kan erforderlig bredd på skivan beräknas ur

$$W \cdot \frac{b}{2} \geq \frac{D^3 \cdot \gamma_w}{6}$$

där

$W$  = den stabiliserade väggens tyngd,  $\text{kN/längdmeter}$  ( $= D \cdot b \cdot (a \cdot \gamma_{pel} + (1-a) \cdot \gamma_{jord})$ )

$b$  = skivans bredd, m

$D$  = schaktdjup, m

$\gamma_w$  = vattnets tunghet,  $9,81 \text{ kN/m}^3$

$a$  = pelarnas täckningsgrad  $\text{m}^2/\text{m}^2$

$\gamma_{pel}$  = pelarnas tunghet,  $\text{kN/m}^3$

$\gamma_{jord}$  = jordens tunghet,  $\text{kN/m}^3$

Med normala värden på tungheten hos jord och pelare och vertikal schaktvägg ger detta att skivans bredd skall vara minst 0,45–0,5 gånger schaktdjupet. Vid lutande schaktvägg blir bredden större.

Vid större schaktdjup blir jordtrycket större än vattentrycket och därmed dimensionerande från det djup där detta inträffar. Det djup till vilket vattentrycket blir dimensionerande minskar också om vattenytan inte kan nå upp till markytan och/eller då en ytlast verkar så att jordtrycket ökar. Under den nivå där jordtrycket är större än vattentrycket råder full anliggning mellan den naturliga jorden och den stabiliserade jordvolymen. Detta medför att en nedåtriktad friktionskraft som motsvarar jordens odränerade skjuvhållfasthet eller, beroende på stabiliseringsmedel, en del av denna kan påräknas verka på den stabiliserade jordvolymens bakkant i denna zon.

I det aktuella fallet ger en beräkning av  $h_w$  att

$$h_w = \frac{2 \cdot c_{uk,jord}}{\gamma'_{jord}} = \frac{2 \cdot 10}{5,5} = 3,6 \text{ m}$$

där värdet 5,5 är en uppskattad effektiv medeltunghet inom djupintervallet.

Schaktdjupet är 3,5 m vilket är mindre än  $h_w$  och vattentrycket är dimensionerande över hela bakkanten.

Schakten avses utföras med en lutning hos schaktväggarna av 2:1, Figur F3.4.

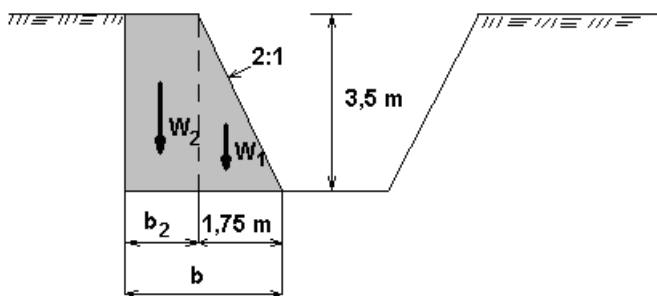


Fig. F3.4 Mothållande krafter och moment mot stjälpning.

Momentberäkningen ger att:

$$\text{Stjälpande moment} = D^3 \cdot \gamma_w / 6 = 3,5^3 \cdot 10 / 6 = 71,5 \text{ kNm/m}$$

Mothållande moment av massan  $W_1$  hos det lutande partiet är (den högre densiteten i torrskorpan försummas här och pelarens och jordens tunghet antas vara lika) =

$$\frac{2 \cdot b_1}{3} \cdot \frac{b_1 \cdot 2b_1}{2} \cdot \gamma_{\text{jord}} = \frac{2 \cdot 1,75}{3} \cdot \frac{1,75 \cdot 2 \cdot 1,75}{2} \cdot 15 = 53,6 \text{ kNm /m}$$

Om säkerhetsfaktorn mot stjälpning skall vara 1,5 blir bredden  $b_2$

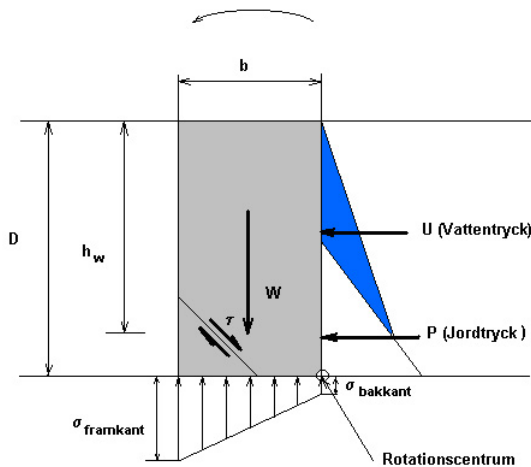
$$1,5 \cdot 71,5 = 53,6 + \left(1,75 + \frac{b_2}{2}\right) \cdot b_2 \cdot (2,5 \cdot 15 + 1 \cdot 18) \rightarrow b_2 \approx 0,5 \text{ m}$$

Skivans bredd skall därmed vara minst  $1,75 + 0,5 = 2,25$  m, välj cirka 2,5 m

I detta fall skall  $\phi$  600 mm pelare användas. Överlappningen för en  $\phi$  600-pelare skall vara minst 0,12 m och maximalt centrumavstånd i pelarskivan skall vara 0,8 D. Med tanke på att pelarnas lutning kan variera bör överlappningen vara större vid toppen. För att fullgod överlappning skall finnas till pelarskivans fulla djup väljs en överlappning vid toppen av 0,2 m. En pelarskiva med 6 stycken  $\phi$  600 mm pelare med 0,2 m överlappning blir 2,6 m bred, vilket väljs.

**Kontroll av spänningsnivå i pelarskivan vid schaktbottens nivå.**

Spänningsnivån vid pelarskivans framkant vid schaktbotten kontrolleras med en momentberäkning runt en punkt i samma nivå i skivans bakkant, Figur F3.5.



**Fig. F3.5** Kontroll av spänningsnivå i skivan i nivå med schaktbotten.

Det pådrivande momentet blir då summan av momenten från vattentryck och jordtryck samt jordens och pelarnas egenvikt medan det mothållande momentet skapas av normalspänningen i pelarnas och jordens tvärsnittsyta i nivå med schaktbotten. Samtidigt skall de vertikala krafterna från den stabiliserade jordmassan motsvara den totala normalkraften från dessa normalspänningar. Om den stabiliserade jordvolymen har ett rektangulärt tvärsnitt och enbart vattentryck verkar mot bakkanten blir ekvationerna

$$\frac{\sigma_b \cdot b^2}{2} + \frac{(\sigma_f - \sigma_b) \cdot b^2}{3} = \frac{D^3 \cdot \gamma_w}{6} + \frac{D \cdot \gamma_{jord} \cdot b^2}{2}$$

$$\frac{\sigma_f + \sigma_b}{2} = D \cdot \gamma_{jord}$$

där  $\sigma_b$  = normaltryck i tvärsnittsyans bakkant  
 $\sigma_f$  = normaltryck i tvärsnittsyans framkant

Under antagande av odränerade förhållanden blir den maximala skjuvpåkänningen i väggen

$$\tau_{vägg, max} = \sigma_f / 2$$

Skjuvhållfastheten i den jordvolym som stabiliserats med pelarskivor beräknas som ett viktat medelvärde,  $c_{u,medel}$  av skjuvhållfastheten i den ostörda jordmassan och skjuvhållfastheten i de bindemedelsstabiliserade pelarna med avseende på areatäckningsgraden. Full skjuvhållfasthet antas således kunna mobiliseras samtidigt i pelare och omgivande jord

$$c_{u,medel} = a \cdot c_{uk,pel} + (1 - a) \cdot c_{uk,jord}$$

där

$c_{u,medel}$  = medelskjuvhållfasthet i stabiliserad jordvolym, kPa

$a$  = pelarnas areatäckningsgrad, m<sup>2</sup>/m<sup>2</sup>

$c_{uk,pel}$  = karakteristisk skjuvhållfasthet i pelarna, kPa

$c_{uk,jord}$  = karakteristisk skjuvhållfasthet i ostörd jord, kPa

I det aktuella fallet med  $b = 2,6$  m blir medelspänningen vid den förstärkta jordvolymens basyta

$$\frac{\sigma_b + \sigma_f}{2} = \frac{(2,5 \cdot 15 + 1 \cdot 18) \cdot 0,85 + (3,5 / 2) \cdot 15 \cdot 1,75}{2,6} = 35,8 \text{ kPa}$$

och momentekvationen ger

$$\frac{\sigma_b \cdot 2,6^2}{2} + \frac{(\sigma_f - \sigma_b) \cdot 2,6^2}{3} = \frac{3,5^3 \cdot 10}{6} + \frac{(2,5 \cdot 15 + 1 \cdot 18) \cdot 0,85^2}{2} + \frac{3,5 \cdot 15 \cdot 1,75}{2} \cdot \left(0,85 + \frac{1,75}{3}\right)$$

och  $2 \sigma_f + \sigma_b = 139,7$  kPa

Detta ger  $\sigma_f = 68$  kPa och  $\sigma_b = 3,5$  kPa. Pelarna utsätts därmed inte för dragspänningar i någon del.



$$\tau_{max, vägg} = 68/2 = 34 \text{ kPa}$$

För att få en säkerhetsfaktor av 1,5 skall  $c_{u, medel}$  i den stabiliserade jordvolymen vara  $1,5 \cdot 34 = 51 \text{ kPa}$

### Beräkning av areatäkningsgraden, $a$

Enligt förutsättningarna i Figur F3.1 och Tabell F3.1 är  $c_{uk, pel} = 100 \text{ kPa}$  och  $c_{uk, jord} = 10 \text{ kPa}$ .

Areatäkningsgraden för att uppnå en medelskjuvhållfasthet av 51 kPa beräknas som

$$a \cdot 100 + (1-a) \cdot 10 = 51$$
$$a \approx 0,46$$

Med pelare  $\phi$  600 mm och en överlappning av 0,2 m blir centrumavståndet mellan pelarskivorna vid en täckningsgrad av minst 46 % cirka 1,18 m. Med hänsyn till toleranser vid utförandet väljs ett centrumavstånd mellan pelarskivorna av 1,1 m.

Om skivans bredd ökas ytterligare minskar normalspänningen i dess framkant eftersom momentet från trycket i dess bakkant tas upp över en större underkant.

Maximalt normaltryck i framkanten av den stabiliserade jordvolymen beräknades till i medeltal 68 kPa. Om areatäkningsgraden är 0,46, hållfastheten i pelare och jord förhåller sig som 10:1 och samtidig mobilisering av hållfasthet i pelare och jord antas blir spänningen i pelarens framkant

$$\sigma_{pel, framkant} \cdot 0,46 + 0,1 \sigma_{pel, framkant} \cdot 0,54 = 68 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{pel, framkant} = 132 \text{ kPa}$$

Detta ger 1,5-faldig säkerhet mot tryckbrott eftersom  $q_{uk, pel} = 2 c_{uk, pel} = 200 \text{ kPa}$

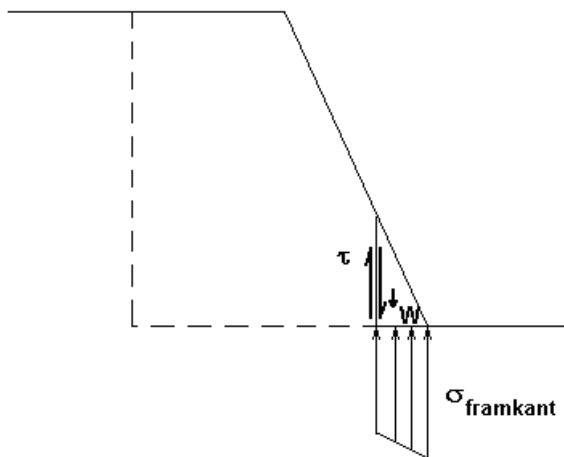
Motsvarande spänning i pelarens bakkant blir 7 kPa.

I denna beräkning antogs full vidhäftning mellan pelare och mellanliggande jord. Detta antagande är något osäkert, men bidraget från jorden är ändå så litet

att ett antagande av en reducerad vidhäftning inte har någon större betydelse för denna bedömning.

**Kontroll av skjuvspänning i överlappningszon (spjälkning)**

Pelarskivan förutses fungera som en helhet. I skivan utgör dock överlappningszonerna vertikala svaghetsplan, dels på grund av en reducerad yta, dels på grund av att en skjuvhållfasthet som fullt ut motsvarar den som erhålls vid vertikal tryckning av pelarna inte kan påräknas.



**Fig. F3.6 Skjuvning i överlappningszon**

I och med att schaktslänten lutar bli längden av överlappningszonen ovanför schaktbottennivån för den yttersta pelaren endast 1,2 m, Figur F3.6. Överlappningszonens bredd vid 0,2 m överlappning blir cirka 0,4 m. En kraftjämförelse för de vertikala krafterna i denna pelare ger att

$$\tau_{\text{överlappningszon}} \cdot l \cdot B = \sigma \cdot A_{\text{pel}} - W_{\text{pel}}$$

$$\tau_{\text{överlappningszon}} \cdot 1,2 \cdot 0,4 = \frac{1}{2} \cdot \left( 132 + \frac{125 \cdot 2}{2,6} + 7 \right) \cdot \frac{\pi \cdot 0,3^2}{2} - \frac{1,2 \cdot 15}{2} \cdot \pi \cdot 0,3^2$$

$$\tau_{\text{överlappningszon}} = 64 \text{ kPa}$$

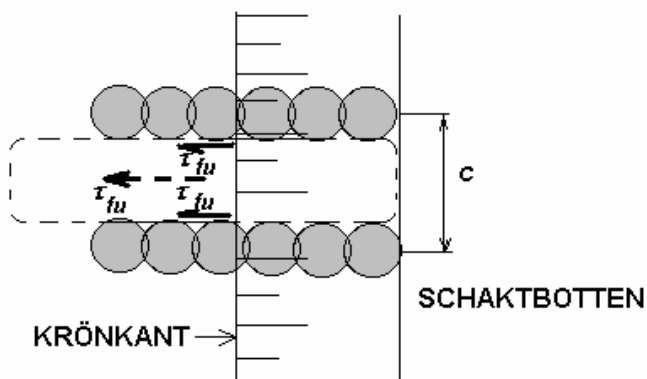
I denna kraftjämförelse har vidhäftningen mellan pelare och ostabiliserad jord försumrats. En full vidhäftning skulle reducera skjuvspänningen i överlappningszonen till cirka 46 kPa, men hållfastheten i övergångsskiktet mellan pelare och ostabiliserad jord är osäker och en reducerad vidhäftning medför högre spänning i pelarna både i föregående beräkning och denna.

Den beräknade skjuvspänningen i överlappningszonen är hög i förhållande till pelarens karakteristiska skjuvhållfasthet. Skjuvhållfastheten i överlappningszonen är i allmänhet lägre än pelarens karakteristiska skjuvhållfasthet och överlappningszonens effektiva bredd är också osäker. Pelarna bör därför lutas inåt schaktväggen med en lutning av cirka 5:1 för att ge erforderlig längd på överlappningszonen.

### ***Maximalt avstånd mellan pelarskivor med hänsyn till utglidning mellan pelarskivor***

Maximalt avstånd mellan pelarskivorna beräknas med hänsyn till risken för utglidning av jorden mellan skivorna, Figur F3.7. Vid denna beräkning antas hållfastheten i ändytorna ofta vara lika med den karakteristiska skjuvhållfastheten hos den ostabiliserade jorden, dvs. att den från början lösa jorden rekonsoliderar till fullo mellan pelarskivorna efter störningen vid installationen och får full vidhäftning mot pelarna. Detta antagande är på osäkra sidan och erforderlig säkerhetsfaktor är därför hög.

Säkerhetsfaktorn för odränerat skjuvbrott i en glidyta genom den odränerade jorden vid en tvådimensionell analys kan beräknas med Janbus stabilitetsdiagram (t.ex. Skredkommissionens rapport 3:95). Med släntlutning 2:1, medeltunghet 15,8 kN/m<sup>3</sup> och odränerad skjuvhållfasthet 10 kPa är säkerhetsfaktorn cirka 0,9.



**Figur F3.7 Utglidning av oförstärkt jord mellan pelarskivor**

I detta fall är lamellen med ostabiliserad jord mellan pelarraderna endast 0,5 m bred, vilket medför att stabiliteten för en tredimensionell analys med beaktande av vidhäftningen mot pelarskivorna blir mycket större. Några dimensioneringsdiagram för så smala skivor finns inte framtagna, men en extrapolering av de diagram som presenterats av Gens et al. (1988) ger

$$F_{3-dim} / F_{2-dim} \approx 2,5$$

$$F_{3-dim} \approx 2,25$$

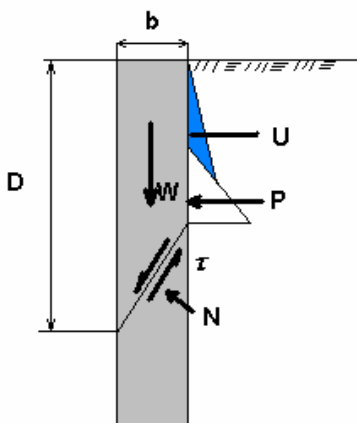
På grund av osäkerheten i vidhäftning och skjuvhållfastheten i övergångsskiktet mellan pelare och ostabiliserad jord bör endast en del av den beräkningsmässiga höjningen av säkerhetsfaktorn med en tredimensionell analys utnyttjas. Om endast hälften av denna utnyttjas blir säkerhetsfaktorn cirka 1,6, vilket kan anses tillräckligt.

***Kontroll av total stabilitet för en glidyta som går genom den stabiliserade jordvolymen.***

Kontroll av cirkulär glidyta som går genom den stabiliserade jordvolymen. I detta fall är medelskjuvhållfastheten enligt förutsättningar och gjorda val och antaganden 51 kPa i den stabiliserade jordvolymen. Ungefär halva glidytan går i ostabiliserad jord bakom pelarskivorna men säkerhetsfaktorn blir ändå betryggande, > 2.

***Kontroll av glidning genom stabiliserad jord***

Glidning genom den stabiliserade jordvolymen kan ske dels som en horisontell glidyta, dels som en glidyta med en viss lutning genom pelarskivan. Normalt antas då en lutning av  $(45 + \phi/2)^\circ$ , vilket för en friktionsvinkel av  $30^\circ$  ger lutningen  $60^\circ$ , Figur. F3.8.



Kontrollen av glidytor med 60 graders lutning blir endast aktuell då pelarväggens bredd är mindre än  $D \cdot \tan 30^\circ$ . I annat fall går hela denna potentiella glidyta genom den förstärkta jordvolymen utan att skära dess

**Figur F3.8** Krafter på en lutande glidyta genom pelarskivan.

bakkant. Kontrollen bör dock också göras om överlappningen mellan pelarna av någon anledning inte skulle vara fullgod och en vattenfylld spricka skulle kunna uppstå i pelarskivan.

Pelarskivans bredd är 2,6 m vilket är större än  $3,5 \cdot \tan 30^\circ = 1,8$  m.

Kontroll av glidning genom en horisontell glidyta i nivå med schaktbotten och vattentryck i bakkanten ger

$$\tau = \frac{3,5 \cdot 3,5 \cdot 10}{2 \cdot 2,6} = 24 \text{ kPa}$$

Säkerhetsfaktorn bör vara hög för detta belastningsfall.  $c_{u, \text{medel}}$  är 51 kPa och säkerhetsfaktorn är därmed  $> 2$ .

### ***Kontroll av glidytor under den stabiliserade jordvolymen***

Glidytor som går under den stabiliserade jordvolymen kan beräknas med sammansatta glidytor som slår upp i schaktbotten, eller som att den stabiliserade jordvolymen utsätts för aktivt jordtryck och vattentryck i dess bakkant, glidning i dess underkant och passivt jordtryck vid dess framkant, Figur F3.9.

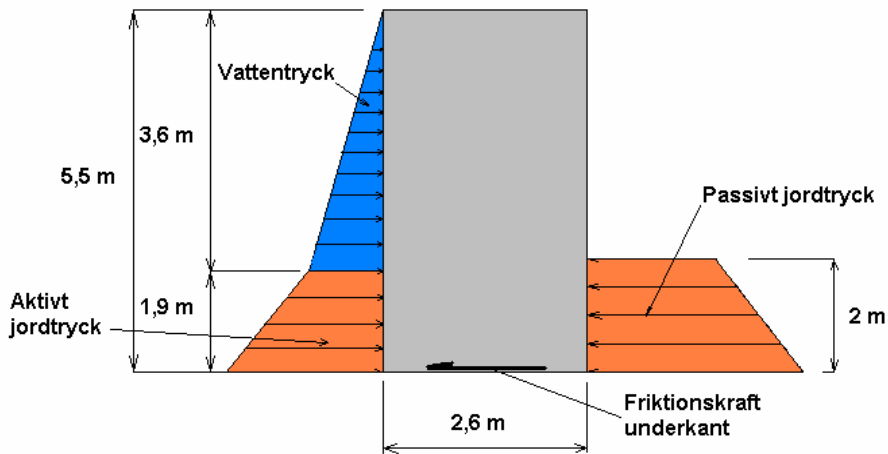
Den senare typen av beräkning är mest relevant i det aktuella fallet. Med 5,5 m långa pelare, vattentryck ned till 3,6 m djup i den stabiliserade jordvolymens bakkant och aktivt jordtryck därunder, en odränerad skjuvhållfasthet av 12,5 kPa i ostabiliserad jord vid pelarnas underkant och ett schaktdjup av 3,5 m blir jämviktsekvationen utan beaktande av hållfasthetstillskott från pelare under schaktbotten:

Påskjutande kraft, kN/m

$$\frac{3,6 \cdot 3,6 \cdot 10}{2} + \frac{(3,6 \cdot 10 + 4,0 \cdot 15 + 0,5 \cdot 16 + 1 \cdot 18 - 2 \cdot 10) \cdot 1,9}{2} = 161,7$$

Mothållande kraft, kN/m

$$12,5 \cdot 2,6 + \left( \frac{2 \cdot 10 + 2 \cdot 10 + 1,5 \cdot 15 + 0,5 \cdot 16}{2} \right) \cdot 2 = 103$$



Figur F3.9 Kontroll av glidning under pelarskivan.

Stabiliteten klaras således inte med detta antagande. Det gör den inte ens om pelarna förs ned ända till friktionsjorden eftersom full kontakt med denna inte kan garanteras. Hållfastheten i pelarna under schaktbotten måste därför tas i anspråk. För att dessa skall kunna bidra till stabiliteten måste de placeras i samma linje som skivan i schaktslätten och utformas som en skiva som förbinder skivorna på ömse sidor om schakten. Motsvarande krav på överlappning mellan pelarna i denna del av skivan gäller som för skivan i övrigt.

$c_{u, medel}$  är 51 kPa ned till 5 m djup. Med denna hållfasthet i passivzonen blir den mothållande kraften för 5,5 m långa pelare 266,5 kN/m vilket ger en beräknad säkerhetsfaktor av 1,65.

$$12,5 \cdot 2,6 + \left( \frac{2 \cdot 51 + 2 \cdot 51 + 2 \cdot 15}{2} \right) \cdot 2 = 266,5 \text{ kN/m}$$

Med tanke på osäkerheten i pelarnas förmåga att uppta skjuvspänningar i passivzonen bör pelarlängden ökas till minst 6,5 m, varvid den beräknade säkerhetsfaktorn blir cirka 2.

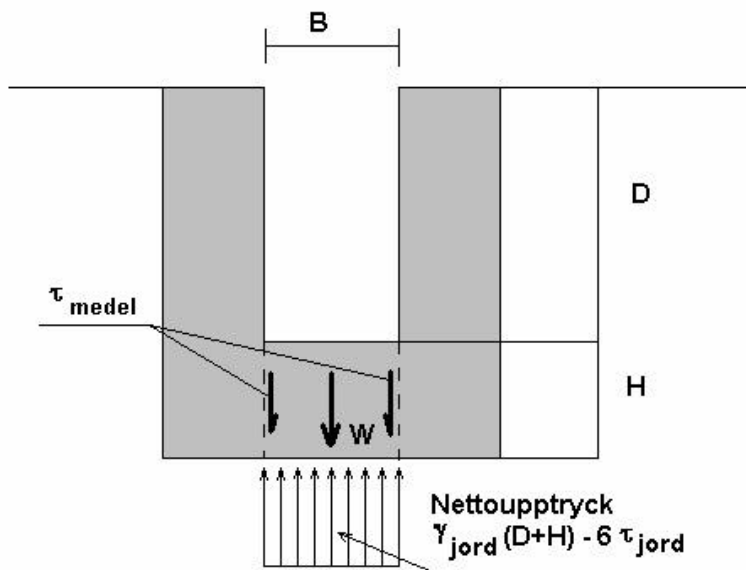
### **Kontroll av bottenuppressning**

Bottenuppressning kan ske då

$$N_c \cdot c_{uk, jord} \leq D \cdot \gamma_{jord}$$

Bärlighetsfaktorn  $N_c$  är cirka 6 för en långsträckt schakt med ett djup/breddförhållande av 0,5 och ökar något med större  $D/B$ -kvot.

För en schakt med konfiguration enligt Figur F3.10 beräknas skjuvpåkänningen under schaktbottenkanterna på grund av upptryck ur



Figur F3.10 Kontroll av bottenupptryckning.

$$2 \cdot H \cdot t_{medel} = B \cdot (D + H) \cdot g_{jord} - B \cdot 6 \cdot c_{uk,jord} - B \cdot H \cdot g_{jord}$$

$$t_{medel} = \frac{B \cdot D \cdot g_{jord}}{2 \cdot H} - \frac{B \cdot 3 \cdot c_{uk,jord}}{2 \cdot H}$$

Ett negativt värde på  $t_{medel}$  betyder i princip att ingen hållfasthet under schaktbottenkanterna tas i anspråk. För att uppnå erforderlig säkerhetsfaktor kan detta ändå bli aktuellt.

I det aktuella fallet är  $B = 2\text{m}$ ,  $D = 3,5\text{m}$ ,  $H = 3\text{m}$  vid pelarlängden 6,5 m och  $c_{uk,jord}$  på den aktuella nivån cirka 14 kPa. Pelarna avslutas i detta fall endast 1,5 m över friktionsjorden, varför beräkningsförutsättningarna med en cirkulär-cylindrisk glidytta inte är helt uppfyllda.

En förenklad beräkning enligt ovanstående ger att skjuvspänningen under schaktbottenkanterna blir cirka  $-9$  kPa. Med ett krav på 1,5-faldig säkerhet blir erforderlig skjuvhållfasthet cirka 14 kPa, vilket medför att en liten del av pelarnas hållfasthet måste kunna tas i anspråk för att klara detta krav. Med hela pelarskivor tvärs över schakten och god överlappning mellan pelarna i skivorna kan detta göras.

Bottenuppträckning på grund av vattentryck måste också kontrolleras. Det underliggande friktionsjordslagret ligger i detta fall på 8 m djup och maximalt vattentryck i detta motsvarar ett hydrostatiskt tryck från en grundvattenyta i markytan,  $u_{max} = 80$  kPa. Överlagringstrycket från resterande jordlager då schakten står öppen är endast cirka 70 kPa och skillnaden måste kunna tas upp som skjuvkrafter.

I detta fall blir erforderlig skjuvhållfasthet under schaktbotten endast

$$c_{u,erf} = \frac{1,5 \cdot (80 - 70) \cdot 2}{2 \cdot 4,5} \approx 3 \text{ kPa}$$

vilket inte är något problem. För stora schakter vars botten ligger nära vattenförande skikt är dock bottenuppträckning på grund av vattentryck ofta ett stort problem, vilket normalt måste avhjälpas på annat sätt än genom bindemedelsstabilisering.

### ***Kontroll av sättningar***

Kontroll av sättningar görs med beaktande av spänningshistoria och spänningsfördelning.

Med 6,5 m långa pelare återstår endast 1,5 m naturlig jord över friktionsjorden och den förstärkta jorden under schaktbotten är 3 m tjock.

Pelarna under schaktbotten installerades före schaktningen och har således förbelastats för full jordlast. Belastningen från ledningen och eventuella grundläggningskonstruktioner samt återfyllningen kan antas motsvara den belastning som de bortschaktade massorna tidigare utgjort. För denna belastning gäller att återbelastningsmodulen kan användas för såväl pelare som naturlig jord. Återbelastningsmodulen för pelare antas vara  $150 \cdot c_{uk,pel}$  och motsvara  $M_0$  i jorden. Lasten antas gå rakt ned genom den pelarförstärkta jorden under schaktbotten och spridas enligt 2:1 metoden i leran därunder.



$$s = \frac{(2,5 \cdot 15 + 1 \cdot 18) \cdot 1,5}{0,46 \cdot 15000 + 0,54 \cdot 3000} + \frac{(2,5 \cdot 15 + 1 \cdot 18) \cdot 1,5}{0,46 \cdot 18000 + 0,54 \cdot 5000} + \frac{(2,5 \cdot 15 + 1 \cdot 18) \cdot (2 / (2 + 1,5 / 2)) \cdot 1,5}{5000} =$$

$$= 0,030 \text{ m}$$

Belastningen från fyllningen på markytan är utbredd och ingen lastspridning för denna sker mot djupet. Jorden är överkonsoliderad för denna lastökning och sättningarna beräknas med  $M_0$  i jord, medan elasticitetsmodulen i pelarna reduceras till  $E_k$  enligt Tabell F3.1.

$$s = \frac{10 \cdot 1,5}{0,46 \cdot 7000 + 0,54 \cdot 3000} + \frac{10 \cdot 1,5}{0,46 \cdot 10000 + 0,54 \cdot 5000} + \frac{10 \cdot 1,5}{5000} = 0,008 \text{ m}$$

Effektivspänningsökningen på grund av grundvattensänkningen är också jämnt fördelad i hela profilen. I detta fall gäller fortfarande  $E_k$  i pelarna och  $M_0$  i jorden inom det stabiliserade djupet. Anledningen till detta är att så stor del av lasten överförs till pelarna att den effektiva vertikalspänningen i den mellanliggande jorden inte når upp till förkonsolideringstrycket. För den underliggande ostabiliserade jorden överskrids dock förkonsolideringstrycket och här styrs sättningen av kompressionsmodulen  $M_L$ .

$$s = \frac{10 \cdot 1,5}{0,46 \cdot 7000 + 0,54 \cdot 3000} + \frac{10 \cdot 1,5}{0,46 \cdot 10000 + 0,54 \cdot 5000} + \frac{10 \cdot 1,5}{600} = 0,030 \text{ m}$$

varav 0,025 m uppstår under pelarförstärkningen. Med antagande av att krypning med tiden leder till att det senare värdet fördubblas blir den totala sättningen  $0,030 + 0,008 + 0,030 + 0,025 = 0,093 \text{ m}$ , vilket uppfyller sättningskravet av max 0,1 m.

En kontroll av att kryplasten inte överskrids blir i detta fall en bedömningsfråga om hur spänningarna och deformationerna vid återbelastningen skall betraktas. Eftersom pelarna installerats och härdat före schaktning och avlastning kan man se denna deformation som en elastisk hävning och återgående sättning som inte skall påverka eller inkluderas i den deformation som medför att spänningen når kryplasten. Vid detta betraktelsesätt blir lasttillskottet i pelarna på grund av efterföljande ytlast och grundvattensänkning endast cirka 30 kPa, vilket är långt från kryplasten som är 130 – 156 kPa. Även vid det värsta antagandet att hela kompressionen vid återbelastningen skulle medräknas skulle lasten förbli under kryplasten, men denna skulle då nästan tangeras.

### ***Slutlig dimensionering***

Om förstärkningen skall utföras med skivor av  $\phi$  600 pelare skall dessa enligt ovanstående ha ett maximalt c/c avstånd av 1,1 m mellan skivorna. Skivorna skall vara genomgående från ena sidan schakten, gå under schaktbotten och fortsätta på andra sidan schakten. Skivorna bör sträcka sig ned till ett djup av minst 6,5 m under markytan. Pelarna i skivorna bör placeras med en överlappning av 0,2 m vid markytan. Pelarna i schaktslätten utanför schaktbotten bör ges en lutning av 5:1 och skivan bör här bestå av minst 6 pelare med angiven diameter och överlappning. Någon form av bädd för ledningen bör anordnas. Denna kan t.ex. bestå i att två pelare installeras mellan varje pelarskiva i schaktens botten, vilket ger ett sammanhängande block av överlappande pelare som ledningen vilar på. Detta gör samtidigt att en större andel av de massor som skall grävas ur och återfyllas blir effektivt stabiliserade.

### ***Kommentarer till exemplet***

Ovanstående exempel är ett relativt enkelt fall där odränerad analys använts vid dimensioneringen. Schakten har också varit så grund att endast vattentryck behövt beaktas i en del av beräkningarna. Syftet med exemplet har främst varit att illustrera den mångfald av faktorer, brottmekanismer och belastningsfall som måste beaktas.

Vid djupare schakter spelar aktivt jordtryck och vidhäftning mellan jord och pelare en större roll, problemen att få tillräcklig överlappning blir större men i övrigt är problematiken i stort densamma.

Vid dimensionering av permanenta schakter och skärningar med förinstallerade pelare blir den dränerade hållfastheten till stor del styrande, eftersom vertikalspänningsnivån i dessa fall är relativt låg. I dessa fall är släntens längd också normalt stor och pelarna antas då normalt uppta alla skjuvkrafter.

Dimensionering och utförande av förstärkningar i befintliga slänter med låg stabilitet blir mycket mer komplicerad. Förutom att dimensioneras för de ovan nämnda kriterierna skall stabiliteten också vara tillfredsställande i alla stadier av utförandet med temporärt höga porttryck och total och /eller partiell förlust av hållfastheten i olika partier av det förstärkta området och eventuellt också i omgivande mark.

## APPENDIX G

### NYA BERÄKNINGSMETODER

Den vanliga beräkningsmetoden för sättningar och konsolideringsförlopp innehåller ett stort antal förenklingar. En vanlig uppfattning har också varit att de sättningar som beräknas ofta blir större än de som verkligen inträffar. Alltefter som tekniken för bindemedelsstabiliserad jord förbättrats har utvecklingen gått mot pelare med större diameter och högre hållfasthet vilket innebär att den förenklade beräkningsmetodens giltighet kan ifrågasättas. Ett allmänt önskemål finns därför om en förbättrad beräkningsmetod.

Dessa metoder skulle idealiskt kunna ta i beaktande faktorer som:

- Banklastens egen styvhet.
- Inverkan av horisontalarmering över pelartopparna.
- Lastöverföringsmekanismen vid pelartoppen och vid pelarspetsen.
- Spänningsfördelning med djupet också inom pelarnas längd.
- Pelarstyvhets inverkan på konsolideringsförloppet.
- Hållfasthetstillväxten i pelaren mot djupet.
- Hållfasthetstillväxten i pelaren med tiden.
- Vertikal vattenströmning i jorden.
- Horisontell vattenströmning ut i obelastad jord.
- Strömningsmotstånd i pelarna vid dränering av underliggande jord.

Nya beräkningsmodeller med avancerade numeriska metoder har tagits fram och prövats. Metoder som inte tar hänsyn till att en del av lasten överförs till jord utanför det stabiliserade området har visat att eftersom lasten i verkligheten överförs till pelaren över en viss längd vid toppen och åter till jorden över en viss längd vid pelarspetsen blir de beräknade sättningarna med denna metod oftast något större än med den enkla modellen. Uppfattningen att sättningarna i verkligheten blir lägre än beräknat torde främst hänföra sig till försiktiga val av hållfasthet och elasticitetsmodul, men också att spänningsöverföringen till omgivande jord inte beaktas. I flera fall har också sättningarna blivit större än beräknat, vilket främst kan hänföras till sämre kvalitet på pelarförstärkningen, dålig kvalitet på pelartoppar och liknande.

En ny beräkningsmetod för sättningar under bankar, som är en utveckling av den traditionella beräkningsmodell som redovisats i Kapitel 4.4, har föreslagits av Alén et al (2005 och 2006). Metoden är ännu endast utprovad i mycket be-

gränsad omfattning. Förändringarna i jämförelse med den traditionella modellen berör främst spänningsfördelningen i den pelarförstärkta jordvolymen och leran därunder, konsolideringsförloppet i den pelarförstärkta jordvolymen samt deformationsegenskaperna i pelarnas övre del. Jordprofilen under banken delas in i tre delar; en övergångszon som inkluderar pelartopparna, det pelarförstärkta partiet därunder samt den underliggande naturliga leran.

För övergångszonen gäller att lastöverföringen till pelarna beror på bankens tjocklek och valvbildningen i denna samt eventuell horisontalarmering mellan bank och pelartoppar. Kompressionen i denna zon, vilken i fall där den totala sättningen är liten kan utgöra en stor andel av den totala kompressionen, beror till stor del på kvaliteten av pelartopparna och eventuella defekter i dessa på grund av installationsmetoden. Detta avgör till vilket djup lasten måste föras ned innan den kan bäras av pelarna och deformationsegenskaperna i dessa. Kompressionen är således starkt beroende av om t.ex. extra omsorg lagts vid att erhålla en god kvalitet också i pelartopparna vid installationen eller om pelartopparna grävts bort och ersatts av packat friktionsmaterial. Någon speciell metod för att uppskatta sättningarna, dvs. främst pelarnas egenskaper, i denna del anvisas inte utan det konstateras endast att sättningarna inom denna del av förstärkningen kommer att utvecklas under ett tidigt skede efter belastningens påförande.

I det underliggande pelarförstärkta partiet fördelas lasten med hänsyn till djup till fast botten under pelarna och styvhetsrelationen mellan pelare och oförstärkt jord i det stabiliserade partiet. Istället för att som i den traditionella modellen låta all last gå rakt ned och överföras till gränssytan mellan pelare och oförstärkt jord delas lasten upp i två komponenter, varav den ena förs rakt ned till strax över gränssytan och den andra fördelas med djupet från pelarnas överkant enligt Boussinesqs lösning för en oändlig halvsfär. Är djupet till fast botten begränsat, korrigeras de djup som används i beräkningarna för att kompensera för den tillhörande spänningskoncentrationen. I jorden under pelarna adderas spänningarna från den lastkomponent som förs direkt ned till gränssytan mellan pelare och oförstärkt jord och denna last fördelas på motsvarande sätt med djupet under gränssytan. I det fall pelarna står direkt på fast botten förs all last rakt ned till gränssytan, men denna lastkomponent minskar med ökande lermäktighet under pelarna.

Sättningarna i den underliggande ostabiliserade jorden beräknas ur de beräknade tillskottsspänningarna med moderna sättningsberäkningsmetoder som också tar hänsyn till jordens krypegenskaper.

Konsolideringsförloppet beräknas för vertikal vattenströmning, där jorden betraktas som ett kompositmaterial med en genomsnittlig deformationsmodul,  $M_{medel}$ , och permeabilitet,  $k_{medel}$ , som beräknas ur

$$M_{medel} = a \cdot E_{pel} + (1-a) \cdot M_{jord}$$

$$k_{medel} = a \cdot k_{pel} + (1-a) \cdot k_{jord}$$

I detta fall skall *pelarnas verkliga permeabilitet* användas till skillnad från de fiktiva permeabiliteter som används i den traditionella beräkningsmetoden. Jämförande beräkningar med den föreslagna metoden med vertikal vattenströmning i ett relativt fast kompositmaterial och den traditionella metoden med horisontell vattenströmning i oförstärkt jord till mjuka vertikala dräner med en mycket hög fiktiv permeabilitet ger ofta mycket likartade konsolideringsförlopp.

Sättningarna och konsolideringsförloppet i den underliggande jorden blir dock väsentligt annorlunda med den nya metoden. Spänningstillskotten, och därmed sättningarna, i jorden blir oftast lägre. I den traditionella metoden antas gränsytan mellan pelarförstärkt jord och underliggande jord som en nära nog fri dräneringsgräns för den senare. I den nya modellen utgör den pelarförstärkta jorden ett relativt tjockt och mer lågpermeabelt lock som kan fördröja konsolideringen avsevärt, speciellt under de första åren efter belastningen.

Svårigheterna i att skapa mer tillförlitliga sättningsprognoser ligger inte enbart i beräkningsmodellerna utan i hög grad också att få fram relevanta beräkningsparametrar. Detta gäller bland annat att:

- Bestämna relevanta parametrar redan i projekteringsstadiet.
- Förutsäga pelarnas långtidsegenskaper.
- Få fram bättre kontrollmöjligheter, så att pelarnas hållfasthet och homogenitet bättre kan kontrolleras.
- Kunna bedöma och kontrollera pelartopparnas kvalitet och egenskaper samt lastöverföringen till dessa vid olika alternativa tillverkningssätt; tillverkning från markytan, tillverkning efter påförande av arbetsbädd eller bortgrävning av pelartopp och återfyllning med packad friktionsjord.
- Kunna avgöra i vad mån den befintliga torrskorpan medverkar till lastöverföringen till pelarna.
- Kunna bedöma skjuvhållfastheten i övergångszonen mellan pelare och jord vid olika bindemedel.

- kunna bedöma inverkan av skikt i jorden som kan förväntas ha avvikande hållfasthets- och deformationsegenskaper
- Kunna bedöma pelarnas hållfasthetsökning med tiden och att översätta de resultat som erhålls vid förprovning i laboratoriet till fältförhållanden med hänsyn till olika inblandnings-, tryck- och temperaturförhållanden.
- Kunna bedöma hållfasthets- och deformationsegenskaper i den omrörda och senare rekonsoliderade jordvolymen under pelarspetsarna.
- Få en relevant uppfattning om pelarnas verkliga permeabilitet.

Trots en pågående utveckling av nya beräkningsmetoder återstår således relativt mycket arbete och utveckling innan en metod som ger bättre prognoser och kan användas generellt är färdigutvecklad. De nya metoderna kan dock redan idag användas för att studera den principiella inverkan av olika faktorer. De bör också prövas parallellt även vid användning av den traditionella metoden så att ett omfattande erfarenhetsunderlag kan skapas.

Stabilitetsberäkningar bygger idag på den äldre totalsäkerhetsfilosofin, medan man i andra sammanhang alltmer övergår till användande av partialsäkerhetsfaktorer. Något underlag för övergång till partialsäkerhetsfaktorer i samband med bindemedelsstabiliserad jord finns ännu inte framtaget. Ett slags partialsäkerhetsfaktorer används dock ibland då stabiliserade pelare skall samverka med ostabiliserad jord. I vissa fall antas att den stabiliserade jorden tar hela lasten utan bidrag från ostabiliserad jord, i andra fall antas samverkan, men med reducerad skjuvhållfasthet i jord eller pelare eller både pelare och jord. För ostabiliserad jord mellan pelare räknas ibland full vidhäftning och i andra fall med reducerad vidhäftning. Valet av detta beror på faktorer som problemets geometri, pelarnas fasthet i förhållande till den naturliga jorden samt använt bindemedel.

Vid beräkning av stabilitet skall alla möjliga dräneringssituationer beaktas, dvs. odränerad hållfasthet i pelare och ostabiliserad jord, dränerad hållfasthet i pelare och odränerad hållfasthet i ostabiliserad jord samt dränerad hållfasthet i såväl pelare som ostabiliserad jord. I den enkla beräkningsmodellen anges att i de fall säkerhetsfaktorn för en analys utan beaktande av pelarnas stabiliserande inverkan är  $< 1$ , dvs. då den förhöjda hållfastheten i pelarna behöver tas i anspråk gäller begränsningar för hållfastheten i pelarna. Dessa säger att pelarna måste vara placerade i skivor eller block för att förhöjda skjuvhållfastheter skall kunna tas i anspråk och att den effektiva kohesionen begränsas till  $0,3 c_{uk,pel}$  i aktivzonen,  $0,1 c_{uk,pel}$  i skjuvzonen och  $0$  i passivzonen. Dessutom gäller begränsningen att  $c_{uk,pel}$  maximalt får sättas till 100 kPa. Begränsningarna hänförs bland annat till att det kan finnas svaghetsplan i pelarna och att ingen draghållfasthet

kan påräknas.

I Japan används oftast hårdare pelare. Vid bedömning av pelarnas egenskaper påräknas här normalt ingen inverkan av effektivspänningar i leran eller hållfasthetsökning mot djupet. En rekommendation för block av pelare anger att de hållfastheter som får påräknas är

$$\sigma_{ca} = \frac{q_{uk,pel} \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma}{F}$$

$$\tau_a = 0,5 \cdot \sigma_{ca}$$

$$\sigma_{ta} = 0,15 \cdot \sigma_{ca}$$

där  $\sigma_{ca}$  = tillåten tryckpåkänning

$\tau_a$  = tillåten skjuvpåkänning

$\sigma_{ta}$  = tillåten dragpåkänning

$q_{uk,pel}$  = medeltryckhållfasthet i pelare

$\alpha$  = koefficient för verksam bredd hos det stabiliserade blocket eller skivan, (0,7 – 0,9)

$\beta$  = tillförlitlighetskoefficient för överlappning, cirka 0,75

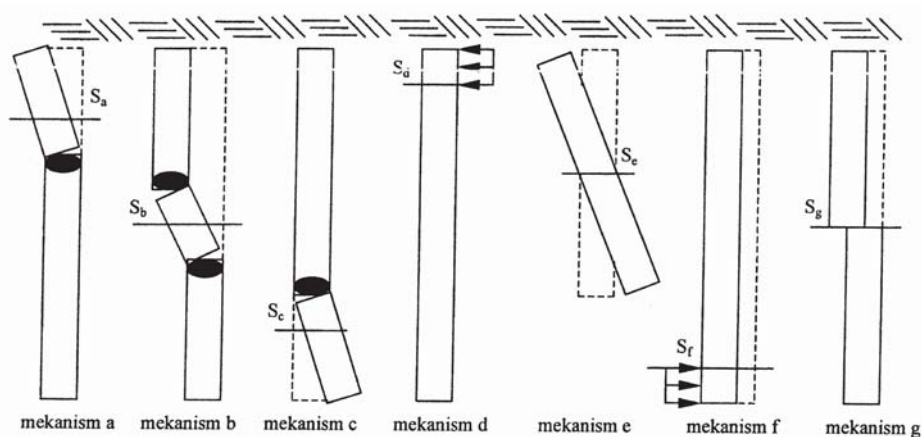
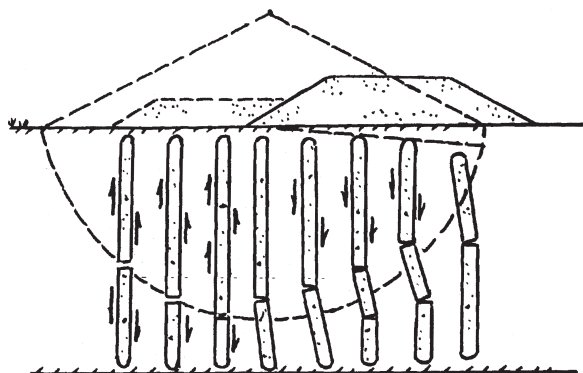
$\gamma$  = Korrektion för spridning i hållfasthet, (0,5 – 0,6)

$F$  = erforderlig säkerhetsfaktor, normalt 3 (2 för jordbävningar)

Detta medför att pelarna måste vara mycket fasta för att motsvarande tryckpåkänningar skall få påräknas som de som används i Sverige. Det innebär också att en skjuvhållfasthet av endast cirka 0,1  $c_{uk,pel}$  får användas. En draghållfasthet av cirka 0,03  $c_{uk,pel}$  kan också påräknas enligt de japanska reglerna. Dessa regler ger i de flesta fall lägre användbar hållfasthet i förhållande till den karakteristiska tryckhållfastheten än vad som används i Sverige, men avser betydligt fastare pelare än de mjuka och halvhårda pelare som de svenska enkla dimensioneringsreglerna avser.

Vissa skillnader finns således men i huvudsak är reglerna likartade. De japanska reglerna antyder också att hållfastheten och täckningen i överlappningszonerna mellan de individuella pelarna har stor betydelse, liksom spridningen i hållfasthet inom och mellan olika pelare.

Olika modellförsök har visat att singulära pelare vid skjuvbrott ofta inte skärs av utan utvecklar en eller två leder där pelaren knäcks av eller dras isär,



**Figur G.1. Brottmekanismer vid fullt utbildat brott i pelare.**  
**a) brottmekanismer som kan inträffa i skjuvzonen, efter Kivelö (1998)**  
**b) brottmekanismer i olika delar av en glidyta under en bank, efter Broms (1999)**

Figur G.1 Vid skjuvpåkänning och excentrisk last påförs moment på pelaren. Eftersom detta inte kan tas upp med dragspänningar i den dragna kanten blir tryckspänningarna i den tryckta kanten mycket höga samtidigt som ytan över vilken tryckspänningar verkar blir mindre allteftersom lasten blir mer excentrisk. Det maximala moment pelaren kan ta upp beror därmed på tryckhållfastheten i pelarens periferi samt pelarens diameter. Pelare med stor diameter är därmed positiva för upptagning av excentrisk last och skjuvpåkänningar. För pelarskivor inträffar ofta skjuvbrott i överlappningszonerna, varvid pelarskivan spjälkas upp i enskilda pelare som sedan böjs av som enskilda pelare.



Nya beräkningsmodeller med så kallad dymplingsteori har tagits fram. De innehåller dock ett antal svårbestämda faktorer, varför de inte är helt lätta att tillämpa. De nya modellerna ger dock en god förklaring till de värden och begränsningar som används i de enklare beräkningsmodellerna och kan också användas för att studera inverkan av olika faktorer som pelardimensioner, överlappning m.m., vilket inte låter sig göras i den enkla modellen.

Resultaten av principiella beräkningar med dymplingsteori belyser bland annat varför hållfasthetsutnyttjandet i hårda pelare bör vara lägre än i mjukare pelare och varför pelare som skall ta upp skjuvkrafter och horisontella laster skall vara placerade i skivor, block, gitter eller bågar.

Förutsatt att en relevant modellering av egenskaper i pelare och jord kan göras, kan motsvarande beräknas med avancerade numeriska beräkningsmetoder. Sådana beräkningar har gjorts av bl.a. Han et al. (2005). Dessa visar att de enkla beräkningsmetoderna i princip är relevanta för mjuka pelare medan risken för någon form av rotation eller knäckning istället för skjuvbrott ökar

- ju hårdare pelare i förhållande till ostabiliserad jord
- ju mindre lerdjup
- ju mindre pelardiameter
- ju större pelaravstånd
- ju tunnare bank (också beroende av bankmaterialets friktionsvinkel)

Bankens tjocklek och bankmaterialets friktionsvinkel inverkar på dess inre sammanhållning och lastöverföringen på pelartopparna. En horisontalarmering skulle förmodligen ha motsvarande effekt som en tjockare bank, men detta har inte ingått i studierna.

Liknande beräkningar för stabiliteten hos bankar på pelarförstärkt jord har utförts av Filz and Navin (2005). Också dessa visar att den enkla beräkningsmetod för bankstabilitet som används i Sverige för mjuka och halvhårda pelare är tillämplig så länge inte de angivna begränsningarna för utnyttjande av skjuvhållfasthet i pelarna överskrids. För högre hållfastheter i pelarna bör en avancerad numerisk beräkningsmetod användas. Filz and Navin (2005) ger en handledning för hur stabiliteten för bankar på jord som stabiliserats med hårda pelare kan beräknas med hjälp av programmet FLAC. Handledningen baseras på amerikanska erfarenheter från stabiliseringar med hårda och mycket hårda pelare ( $q_{uk, pel} \approx 1 \text{ MPa}$ ). De angivna värdena synes, med reservation för den begränsade erfarenhet av så fasta pelare som hittills använts här, i stort vara rimliga också för svenska förhållanden. Med mindre modifikationer för beräkning av in-

situspänningar och för moduler enligt de erfarenheter som presenterats i denna skrift torde metoden och angivna rekommendationer kunna användas för alla typer av pelare.

Filz and Navin (2005) propagerar också för att kravet på totalsäkerhetsfaktor bör ersättas med en acceptabel brottrisk. Exempel ges på varför detta skulle vara ett mer relevant mått, speciellt med tanke på den stora spridning i hållfasthet som ofta uppmäts vid pelarprovningarna. Detta skulle också möjliggöra statistiska acceptanskrav vid pelarprovningarna. Rekommendationer ges för hur detta skulle kunna göras i princip. Det huvudsakliga problemet är att det idag inte finns några riktlinjer för krav på högsta acceptabla brottrisk.

Mer om olika beräkningsmetoder återfinns bl.a. i följande skrifter:

Alén et al. (2006)	SD Rapport 13
Baker (2000)	SD Rapport 7
Holm et al. (2002)	SD Rapport 10
Honkanen och Olofsson (2001)	SD Arbetsrapport 19
Baker (1999a och b)	
Banverket och Chalmers tekniska högskola (1996)	
Broms (1999a, b och c)	
Broms (2000)	
Broms (2004)	
Filz and Navin (2005)	
Ilander et al. (1999)	
Kitazume et al. (1996)	
Kitazume et al. (1999)	
Kivelö (1998)	
Kivelö and Broms (1999)	
Alén et al. (2005)	Deep Mixing '05
Han et al. (2005)	Deep Mixing '05
Kitazume and Maruyama (2005)	Deep Mixing '05
CDIT (2002)	Japansk handbok.

## APPENDIX H

### INBLANDNINGSVERTYK OCH METODER

Inblandningsmetoden i fält syftar till att få en homogen inblandning av bindemedlet så att detta är jämnt fördelat över pelarens längd och tvärsnitt, alternativt i hela jordvolymen vid masstabilisering. Bindemedlet blåses ut med luft, men avsikten är att kvarvarande mängd luft i den stabiliserade jorden skall vara så liten som möjligt. Påverkan på omgivande jord skall också vara så liten som möjligt.

Erfarenheten visar att inblandningsarbetet ofta blir starkt avhängigt av vilket blandningsverktyg som används samt, även om samma blandningsverktyg används, beroende av maskintyp och vilken operatör som utför arbetet. Utvecklingen av olika blandningsverktyg sker oftast hos de olika entreprenörerna och flera av dessa redskap är patenterade. Erfarenheten av hur olika verktyg fungerar och skall hanteras i olika typer av jord och vid olika typer av bindemedelskombinationer finns också främst hos entreprenörerna.

I princip leder ett ökat inblandningsarbete till en bättre produkt med högre hållfasthet och homogenera egenskaper. Samtidigt medför detta ökande kostnader, som inte alltid står i proportion till den förbättring som kan fås.

Blandningsverktygen är oftast utformade med en centrumstång på vilken ett antal armar är monterade. Armarna kan bestå av horisontella ”pinnar” eller svängda byglar. Dessa har ofta ett rektangulärt tvärsnitt och är skränkta (vridna) i förhållande till horisontalplanet så att den blandade massan pressas uppåt eller nedåt samtidigt som den tvingas flyta runt armen vid verktygets rotation. Skränkningen är ofta i storleken 10 – 20°. Ur knådningssynpunkt vore en större skränkning på upp till 45° att föredra, men detta ökar vridmotståndet och medför risk att jorden skjuts framför armen istället för att flyta runt denna. Rent idealiskt skulle armar placerade ovanför varandra rotera åt olika håll för att få bästa blandning. Detta är dock komplicerat, och därför har armar placerade ovanför varandra istället ofta omväxlande riktning på skränkningen så att jordmassan knådas mellan armarna. För att ytterligare öka blandningsarbetet kan armarna förses med tvärställda ”tänder” som skapar knådning i horisontalplanet.

Blandningsarbetet mäts ofta i antal knivvarv per meter, där en "kniv" är ett armpar och antal knivvarv per meter är :

$$\frac{\text{rotationshastigheten (varv/min)} \cdot \text{antal knivar}}{\text{uppdragningshastigheten (m/min)}}, \text{ knivvarv/m}$$

Denna definition är inte entydig eftersom armarnas form och skränkning och eventuella tänder inte är beaktade. Det är också något oklart hur man skall betrakta omrörningsarbete utan bindemedelsinblandning under neddrivning i förhållande till omrörningsarbetet med samtidig utmatning och inblandning av bindemedel under uppdragningen. Man kan dock alltid öka blandningsarbetet utan att reducera produktionstakten genom att förse blandningsverktyget med fler armar (knivar). Omvänt kan produktionstakten ökas med bibehållet blandningsarbete med fler armar på verktyget.

Enligt japanska rekommendationer bör blandningsarbetet vara 250–370 knivvarv per meter pelare, beroende på vilken hållfasthet som eftersträvas. Det traditionella svenska inblandningsverktyget med vanligen använda rotationshastigheter och uppdragningshastigheter ger ett blandningsarbete som motsvarar cirka en tredjedel av denna rekommendation.

Kravet på inblandningsarbete beror på typ av bindemedel och jord. Cementbaserade bindemedel kräver generellt mer inblandningsarbete än kalkbaserade sådana, och här finns mest att vinna på ett utökat blandningsarbete. En jämförelse i laboratorium visade på en 5-faldig hållfasthetsökning vid 10 ggr högre inblandningsarbete för cement medan motsvarade ökning för kalk endast gav en fördubblad hållfasthet. Värdena är inte översättbara till fältförhållanden, men principen är densamma.

Kravet på inblandningsarbete beroende på typ av jord kan i hög grad hänföras till dess vattenkvot i förhållande till flytgränsen. Är vattenkvoten högre eller lika med flytgränsen är den omrörda skjuvhållfastheten låg och materialet troligen relativt lättblandat. Vid lägre vattenkvot blir inblandningen svårare och kräver alltmer arbete allteftersom vattenkvoten minskar. Enligt vissa uppgifter bör flytindex  $I_L (= (w - w_p) / (w_L - w_p))$  vara minst 0,5 för att en god inblandning skall kunna åstadkommas med den torra metoden. Som ett alternativt mått på inblandningsarbetet, som också tar hänsyn till jordens tillstånd, har antalet knivvarv/m multiplicerat med kvoten  $w/w_L$  föreslagits.

Vid vattenkvoter i närheten av och under plasticitetsgränsen fordras som regel tillsats av vatten för att blandningen skall kunna utföras. Dessutom kan peptiseringsmedel tillföras för att underlätta inblandningen i jorden. Detta bör dock endast göras i installationer där jordens samverkan med och vidhäftning mot pelarna inte har någon betydelse, eftersom vissa peptiseringsmedel medför att hållfastheten i kontaktzonen riskerar att bli starkt nedsatt.

Försök i fält med varierat inblandningsarbete har givit mycket skiftande resultat. Försök i Japan med den våta metoden har visat på en mycket stor effekt av ökat inblandningsarbete. Även försök med inblandning av stora mängder cement i torv har visat på mycket gynnsamma effekter av ökat inblandningsarbete. Försök i Sverige med att öka blandningsarbetet utöver det som vanligen används i fält har också visat på ökning i hållfastheten, men inte i samma grad. Detta skulle kunna bero på att de svenska leror som stabiliseras normalt har en vattenkvot nära flytgränsen och är relativt lättblandade och en relativt god inblandning skulle ha nåtts redan vid normalt blandningsarbete. Det kan dock också bero på att blandningsverktygen inte varit optimalt utformade och att ett ökat maskinarbete inte givit motsvarande förbättrade omrörning. Det faktum att olika resultat erhöles för olika inblandningsverktyg och olika maskiner (och maskinister) vid samma undersökningar tyder på det senare.

I dessa undersökningar har det också visat sig att en ökad rotationshastighet normalt inte ger någon högre hållfasthet medan en minskad stigning har en gynnsam effekt. Rotationshastigheten bör ligga inom vissa ramar av andra orsaker. En alltför låg rotationshastighet medför att bindemedlet inte förs ut över hela pelarens yta och en alltför hög hastighet anses medföra risk för slungeffekter och hålbildning.

Omrörningsarbetet vid neddrivning beaktas normalt inte utan inblandningsverktyget trycks ofta ned relativt snabbt under rotation med stor stigning. I princip borde dock ett ökat omrörningsarbete också under nedrivningen underlätta bindemedelsutmatning och inblandning under den senare uppdragningsfasen. Detta är dock inte närmare undersökt.

Utmatningen av bindemedel sker med tryckluft. Normalt blåses tryckluft ut också under neddrivningen för att hålla utmatningshålet rent. Luftrycket är då tänkt att "precis" balansera jordtrycket så att endast en liten mängd luft blåses in. Bland annat det finska vägverket rekommenderar dock att detta inte görs utan att munstyckena hålls öppna på annat sätt. I Japan används en något annan teknik för inblåsning av luften och dessutom evakueringskanaler för överskotts-

luften i jorden så att denna kan avgå genom blandningsverktyget. Behovet av system med luftevakuering ökar troligen vid lägre vattenkvoter.

Utmatningen av bindemedel görs normalt genom ett hål nära blandningsverktygets centrum. Bindemedlet skall sedan föras ut över pelarens tvärsnitt med hjälp av luftstrålen och de roterande armarna. Detta blir i princip svårare ju större pelarens diameter är och samtidigt ökar restriktionerna på verktygets rotationshastighet ju längre armarna är. Det har också ofta visat sig svårt att få homogena egenskaper över hela tvärsnittet för pelare med stor diameter.

Utmatningstrycket måste regleras med varsamhet. Det måste vara så högt att bindemedlet matas ut ordentligt trots det mottryck som verkar på nivån i jorden. Samtidigt får det inte vara så högt att det tenderar att expandera den cylinder av omrörd jord som skapas av blandningsverktyget med extra höga portryck och stora markrörelser som följd. Detta är speciellt känsligt i lutande terräng och där andra stabilitetsproblem föreligger samt intill befintliga konstruktioner. Speciellt bör observeras att höga portryck i inbäddade siltskikt kan spridas över stora avstånd med stora konsekvenser för stabiliteten som följd. Alltför höga inblåsningstryck kan också förorsaka att omgivande jord spräcks upp med hållfasthetsförluster som följd samt att bindemedel kan blåsas ut utanför den jordvolym som skall stabiliseras. Utmatningstrycket måste regleras successivt under uppdragningen allteftersom djupet och mottrycket i jorden minskar.

Ett nytt inblandningsverktyg har prövats med bindemedelsutmatning genom munstycken placerade längst ut på armarna och riktade inåt pelarens centrum. I jämförelse med ett motsvarande verktyg med bindemedelsutmatning i centrum visade det sig ge avsevärt mindre omgivningspåverkan samtidigt som pelarkvaliteten blev minst lika god.

Problemet med att olika inblandningsarbete och kvalitet ofta erhålls med olika operatörer accentueras vid masstablisering som utförs med speciell masstabliseringssmaskin. Här finns inget "traditionellt" inblandningsverktyg, utan varje entreprenör har sin egen uppsättning. Hela inblandningsarbetet styrs av maskinisten som via en joy-stick skall föra inblandningsverktyget fram och tillbaka och upp och ned genom jordmassan och åstadkomma en homogen inblandning av bindemedelsmängden i hela jordmassan och med så liten kvarvarande luftinblandning som möjligt. Detta har visat sig kunna ge ett mycket varierande resultat.

Mer om inblandningsarbete och inblandningsmetoder finns att läsa i följande skrifter:

Larsson (2000)	SD Rapport 6
Larsson (2003)	SD Rapport 12
Larsson (1998)	SD Arbetsrapport 3
Tränk och Johansson (1998)	SD Arbetsrapport 4
Finska Vägverket (1997)	SD Arbetsrapport 10
Hansson et al. (2000)	SD Arbetsrapport 12
Larsson et al. (2002)	SD Arbetsrapport 23
Dong et al. (1996)	
Hayashi and Nishikawa (1999)	
Johansson och Jons (1995)	
Åhnberg et al. (1995)	
Cali et al. (2005)	Deep Mixing '05
Larsson (2005)	Deep Mixing '05
Larsson och Nilsson (2005)	Deep Mixing '05
Takeda and Hioki (2005)	Deep Mixing '05





## Rapport

1. **Erfarenhetsbank för kalk-cementpelare.** 1997  
Torbjörn Edstam
2. **Kalktypens inverkan på stabiliseringsresultatet. En förstudie.** 1997  
Helen Åhnberg & Håkan Pihl
3. **Stabilisering av organisk jord med cement- och puzzolanreaktioner** 2000  
Karin Axelsson, Sven-Erik Johansson & Ronny Andersson
4. **Provbanks på kalk/cementpelarförstärkt gyttja och sulfidhaltig lera i Norrala** 1999  
Rolf Larsson
5. **Masstabilisering** 2000  
Nenad Jelusic
6. **Blandningsmekanismer och blandningsprocesser – med tillämpning på pelarstabilisering** 2000  
Stefan Larsson
7. **Deformation Behaviour of Lime/Cement Column Stabilized Clay** 2000  
Sadek Baker
8. **Djupstabilisering med kalkcementpelare – metoder för produktionsmässig kvalitetskontroll i fält** 2001  
Morgan Axelsson
9. **Olika bindemedels funktion vid djupstabilisering** 2001  
Mårten Janz & Sven-Erik Johansson
10. **Mitigation of Track and Ground Vibrations by High Speed Trains at Ledsgård, Sweden** 2002  
Göran Holm, Bo Andréasson, Per-Evert Bengtsson, Anders Bodare & Håkan Eriksson
11. **Miljöeffektbedömning (LCA) för markstabilisering** 2003  
Tomas Rydberg & Ronny Andersson
12. **Mixing Processes for Ground Improvement by Deep Mixing** 2004  
Stefan Larsson
13. **Proceedings of the International Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances, Deep Mixing '05** 2005  
Stockholm, May 23 – 25, 2005
14. **Stabilisering av torv i laboratorium – Metodbeskrivning & Underlagsrapport** 2006  
Martin Holmén
15. **Provbanks Riksväg 45/Nordlänken. Bankar på kalkcementpelarförstärkt jord – Beräkningsmodell för sättningar** 2006  
Claes Alén, Göran Sällfors, Per-Evert Bengtsson & Sadek Baker
16. **Strength of Stabilised Soils. A Laboratory Study on Clays and Organic Soils Stabilised with Different Types of Binder** 2006  
Helen Åhnberg (doktorsavhandling)



**Svensk Djupstabilisering**  
**Swedish Deep Stabilization Research Centre**  
c/o SGI, SE-581 93 Linköping  
Phone: +46 13 20 18 61, Fax: +46 13 20 19 14  
Internet: [www.swedgeo.se/sd](http://www.swedgeo.se/sd)