



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT
SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

RAPPORT
REPORT

No 31



Kalkpelarmetoden

**Resultat av 10 års forskning och praktisk
användning samt framtida utveckling**

HELEN ÅHNBERG
GÖRAN HOLM



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT
SWEDISH GEOTECHNICAL INSTITUTE

RAPPORT
REPORT

No 31

Kalkpelarmetoden

**Resultat av 10 års forskning och praktisk
användning samt framtida utveckling**

HELEN ÅHNBERG
GÖRAN HOLM

Denna rapport har delvis finansierats av Statens
råd för byggnadsforskning, forskningsanslag
840817-6.

LINKÖPING 1986

ISSN 0348-0755

AB ÖSTGÖTATRYCK LKPG 1984

FÖRORD

Statens råd för byggnadsforskning, BFR, har uppdragit åt Statens geotekniska institut, SGI, att belysa utvecklingen och dagsläget för kalkpelarmetoden. Även behovet av framtida forskning, utveckling och information skulle klarläggas. Projektet har finansierats av BFR och SGI.

En referensgrupp har medverkat i arbetet. Denna har bestått av:

Bertil Andersson, Alimak

Håkan Bredenberg, K-Konsult

Inge Brorsson, Vägverket

Crister Hermansson, Göteborgs Betongpålar AB

Göran Holm, Statens geotekniska institut, projektledare

Lars Holmqvist, BPA Byggproduktion AB

Ture Olofsson, Vägverket

Algis Vilkenas, K-Konsult

Helen Åhnberg, Statens geotekniska institut, projektsekreterare

Till referensgruppens medlemmar och övriga medverkande framför vi vårt varma tack.

Linköping i september 1986

Göran Holm

Helen Åhnberg

INNEHÅLLSFÖRTECKNING		sid
FÖRORD		
SAMMANFATTNING		7
SUMMARY		11
1.	BAKGRUND	15
2.	SVERIGE - NUVARANDE TEKNIK OCH KUNSKAP	16
2.1	Tillämpningar - exempel på utförda installationer	16
2.1.1	Sättningsreducering	17
2.1.2	Stabilitetsförbättring	26
2.1.3	Övrig förbättring av jords egenskaper	33
2.2	Produktion av pelare i fält	33
2.2.1	Kalkpelarmaskin och inblandningsteknik	33
2.2.2	Produktionstekniska synpunkter	37
2.2.3	Kontroll och dokumentation	40
2.3	Förändringar av Jords egenskaper vid inblandning av stabiliseringsmedel	42
2.3.1	Använt stabiliseringsmedel och typ av jord som stabiliserats	42
2.3.2	Tillverkning av prover på laboratorium	47
2.3.3	Bestämning av stabiliserad jords egenskaper på laboratorium	47
2.3.4	Provtagning och provning av stabiliserad jord i fält	50
2.3.5	Egenskaper hos stabiliserad jord	53
2.4	Pelargruppers funktion	67
2.4.1	Påverkan på jord mellan pelare	67
2.4.2	Samverkan pelare-jord-belastning. Beräkningsmetoder	68
2.5	Projektering - uppföljning. Speciellt för kalkpelarmetoden	85
2.5.1	Bedömning av tillämpbarhet	85
2.5.2	Dimensionering och upphandling	87
2.5.3	Kontroll och uppföljning	90
2.6	Ekonomi	91
2.6.1	Kostnader för pelare och kalkpelarmaskin	91
2.6.2	Kostnader för fält- och laboratorieundersökningar	92
2.6.3	Kostnadsbesparingar	93
3.	ANDRA LÄNDERS TEKNIK FÖR DJUPSTABILISERING GENOM INBLANDNING AV KALK, CEMENT M M	94
3.1	Teknik och forskning i Norge och Finland	94
3.2	Metoder i Japan	95

4.	MARKNAD I SVERIGE OCH UTOMLANDS	101
4.1	Marknadsutveckling 1975-1985	101
4.2	Marknadsbedömning	104
4.2.1	Norden	104
4.2.2	Etablering utanför Norden	104
5.	INFORMATIONSBEHOV	108
5.1	Tillgänglig information	108
5.2	Informationsbehov	109
6.	FOU-BEHOV	112
6.1	Forskning 1975-1985	112
6.2	FoU-behov	113
6.3	Prioritering av FoU-insatser	116
6.4	Nyttan av FoU	116
6.5	FoU-samordning i Norden	117
7.	REFERENSER	118

Bilaga: KALKPELARE.
FÖRFRÅGNINGSUNDERLAG - Exempel på innehåll

SAMMANFATTNING

Kalkpelarmetoden har tillämpats i Sverige sedan 1975. Forskning och utveckling har skett parallellt med praktisk tillämpning av metoden. Totalt har drygt en miljon meter pelare installerats och 25 å 30 FoU-projekt bedrivits i Sverige under perioden 1975-1985. Produktionen av kalkpelare av svenska entreprenörer i Sverige, Norge och Finland har sammanlagt ökat från 25.000 meter pelare/år 1975 till 260.000 meter pelare/år 1985. En fortsatt uppgång framöver kan förutspås med hänsyn till att det idag sker en ökande användning av metoden inom redan beprövade användningsområden samtidigt som intresse finns för att pröva metoden i nya tillämpningar och med andra stabiliseringsmedel än osläckt kalk. Ett ökat intresse finns även för användning av metoden utanför Norden.

Föreliggande rapport behandlar kalkpelarmetoden i Sverige med beskrivning av produktionsteknik, tillämpningsområden, egenskaper hos stabiliserad jord samt redovisad forskning och utveckling inom området. Använd teknik och utveckling utomlands för djupstabilisering av jord genom mekanisk inblandning av stabiliseringsmedel berörs kortfattat genom beskrivning av förhållanden i Norge, Finland och Japan.

I Sverige utförs pelare med diametern 0,5 eller 0,6 meter ned till maximalt 15 meters djup. Under perioden 1975-1985 har så gott som samtliga pelare tillverkats med osläckt kalk som stabiliseringsmedel utom i ett fåtal fall där propelare tillverkats med gips, cement eller flygaska som stabiliseringsmedel (ensamt eller i kombination med kalk). Pelarproduktionen har fördelat sig på olika tillämpningar i princip enligt följande.

Tillämpningsområde	Andel av total produktion i Sverige	
	1975-1985	1984-1985
① grundläggning av VA-ledn/schakt för dito	14%	4%
② grundläggning av byggnad	5%	3%
③ grundläggning av vägar	45%	35%
④ förstärkning för tomtmark	28%	40%
⑤ stabilisering av skredområde/förstärkning av slänt	7%	18%
⑥ förstärkning av grundschakt för byggnad	1%	-
⑦ dämpning av vibrationer	0,2%	-

Utomlands har kalkpelarmetoden använts på ungefär liknande sätt i Finland medan i Norge pelare till över 80% använts för förstärkning av grundschakt för byggnad. I Norge och Finland används samma typ av maskinutrustning för installation av pelare (svensktillverkad) som i Sverige. Det land som har haft störst produktion av pelare för djupstabilisering är Japan där ett antal olika typer av utrustningar finns för installation av pelare med upp till ett par meters diameter och ca 35 meters längd. Utrustning finns även för samtidig tillverkning av flera pelare i olika mönster. Både flytande och torra stabiliseringsmedel används i Japan, huvudsakligen cement eller kalk men andra tillsatsmedel förekommer.

I samband med ökad användning av kalkpelarmetoden i Sverige, Norge och Finland och ökat intresse för metoden utomlands har behov uppstått av en mer omfattande information om metoden. Behov av informationsinsatser bedöms föreligga i följande ordning

1. ● Anvisningar för tillämpning
2. ● Kortfattad informationsskrift (på svenska och engelska)
3. ● Redovisning av FoU-resultat till olika målgrupper
 - Tidskriftsartiklar
 - Utbildningsinsatser
 - Dokumentation av referensprojekt

För framtida användning av kalkpelarmetoden finns behov av att ytterligare förbättra metoden. Detta skulle inte bara ge möjlighet till bättre pelarförstärkningar till lägre kostnader än idag utan även kunna utöka användningsområdet och öppna möjlighet för introduktion på nya marknader. Utveckling av kalkpelarmetoden bör ske genom en rad olika insatser inom de olika frågeställningar som metoden omfattar. Frågeställningar med störst behov av FoU-insatser bedöms föreligga i följande prioritetsordning.

1. ● Studier av samverkan kalkpelare - omgivande jord - överbyggnad syftande till förbättrade, enkelt användbara dimensioneringsmetoder.
 - Fördjupade studier av stabiliserad jords egenskaper vid laboratorie- och fältinblandning (dränerad/odränerad skjuvhållfasthet vid olika belastningsfall, anisotropi, kompressionsegenskaper och permeabilitet, samt inverkan av faktorer i fält).
2. ● Vidareutveckling av inblandningstekniken för att få bättre homogenitet och hållfasthet samt minska erforderlig mängd stabiliseringsmedel.
3. ● Vidareutveckling av metoder för kontroll av kalkpelares kontinuitet och hållfasthet.
 - Cement som stabiliseringsmedel i olika jordar.

Den föreslagna forskningen kommer att medföra bättre kunskap om kalkpelarförstärkningars funktionssätt, utökat användningsområde för metoden, besparingar, högre kvalitet och säkrare förstärkningar samt ökade möjligheter till byggexport.



SUMMARY

Lime columns have been used in practice for deep stabilization of soft cohesive soils in Sweden since 1975. Research and development of the Swedish lime column method has been carried out together with practical applications of the method. The total production of lime columns in Sweden during the period 1975-1985 was more than one million metres. During that period 25-30 research projects concerning the lime column method have been carried out. The yearly production of lime columns by Swedish contractors in Sweden, Norway and Finland, has increased from 25,000 metres in 1975 to 260,000 metres in 1985. A continuing increase in production can be expected, as today there is an increasing use of the method in the common types of application as well as an interest in using the method in new types of applications. There is also an interest in using other types of stabilization agents than quick-lime. Furthermore there is an increased interest abroad for using the method.

The report gives an account of the Swedish lime column method. The equipment and techniques for installing lime columns, the different areas of application, different behaviour of stabilized soil as well as documented research and development projects are described. Techniques used abroad for deep stabilization of soil by mechanical mixing of a chemical stabilizing agent into the ground are summarily described by brief accounts of conditions in Norway, Finland and Japan.

In Sweden, lime columns are made with a diameter of 0.5 metres or 0.6 metres and a maximum length of 15 metres. During the period 1975-1985 almost all columns were made with quick-lime as stabilizing agent except for a few cases where test columns were made with gypsum, cement or fly ash as stabilizing agent (by themselves or in combination with lime). The production of lime columns can be divided in different fields of application mainly in the following way.

Application	Share of total production in Sweden	
	1975-1985	1984-1985
1. Foundation of water-pipes and sewers/ excavation of trenches	14%	4%
2. Foundation of buildings	5%	3%
3. Foundation of roads	45%	35%
4. Soil improvement for grounds adjacent to buildings	28%	40%
5. Improvement of slope stability/ slide areas	7%	18%
6. Excavations for building foundation	1%	-
7. Damping of vibrations	0,2%	-

Abroad, the lime column method has been used in Finland in a similar way, while in Norway more than 80% of the total production of lime columns serves the purpose of stabilizing excavations for building foundations. The same type of equipments (made in Sweden) for installation of columns are used in Sweden, Norway and Finland. The country having the largest production of columns for deep stabilization of soil is Japan where different types of equipments exist for producing columns with up to a couple of metres in diameter and down to a depth of about 35 metres. Equipments also exist for simultaneous construction of a number of columns in different patterns.

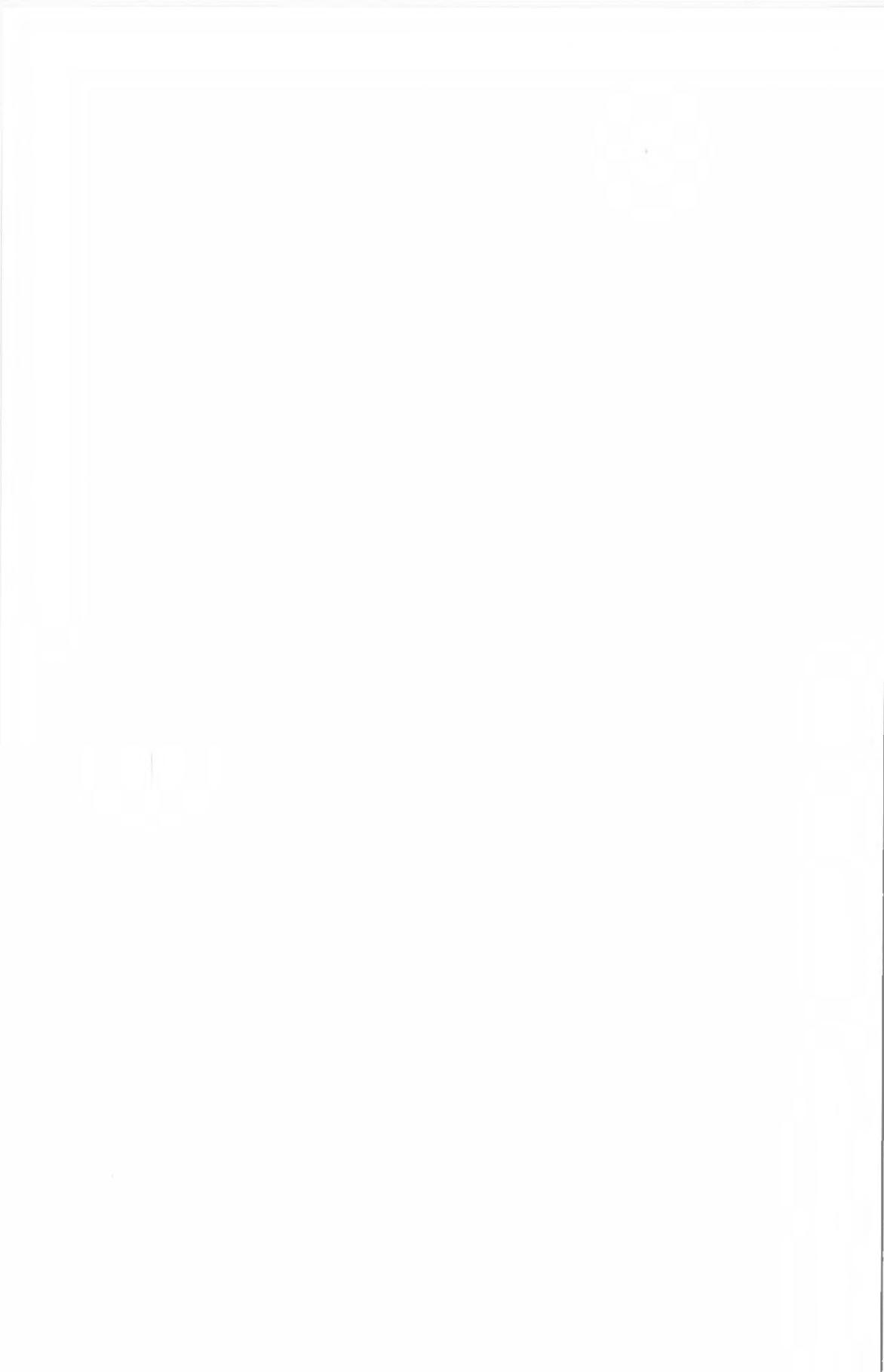
As a result of the increased use of the lime column method in Sweden, Norway and Finland and the increased interest in the method abroad there is a demand for more comprehensive information about the method. More information is considered needed in the following order

1. Specifications for use of the lime column method.
2. A brief description of the method in a booklet (in Swedish and English).
3. ● Presentation of results from research for different users.
 - Articles
 - Education programmes
 - Documentation of reference projects

For future use of lime columns there is a need for further developments of the method. These would not only lead to better soil improvement to a lower cost than today but would also make it possible to enlarge the field of application and to make easier the introduction to new markets. Further development of the lime column method could be achieved by a number of investigations of different aspects of the method. Areas where the demand for further research and development are considered most urgent are (in order of priority):

1. ● Detailed studies of the interaction between lime column - surrounding soil - structure, aimed at improved and easily applicable methods for design.
 - Deeper studies of the behaviour of stabilized soils on samples made in the laboratory and on columns made in situ (undrained/drained shear strength, anisotropy, compressibility and permeability, and influence of field conditions).
2. ● Further development of the in situ mixing technique in order to get a more homogeneous material with higher strength and to reduce required amount of stabilizing agent.
3. ● Further development of methods for control of continuity and strength of the columns.
 - Studies of cement as stabilizing agent in different types of soil.

The proposed research is expected to lead to a better knowledge of the function of lime column stabilizations, an enlarged field of application for the method, better economy, higher quality and safer soil improvements as well as increased possibilities for export.



1. BAKGRUND

Kalkpelarmetoden innebär pelarvis stabilisering av lös jord in situ genom inblandning av kalk, cement eller annat stabiliseringsmedel. Stabiliseringen medför framför allt förbättrade deformationsegenskaper hos jorden (minskad kompressibilitet) samt förbättrad lastupptagande förmåga totalt (ökad skjuvhållfasthet). Idén till den svenska kalkpelarmetoden kom ursprungligen från K Paus, BPA Byggproduktion AB, 1967 och avsåg då stabilisering av lös lera med just kalk (osläckt kalk). Maskinutrustning och tillämpning har sedan vidareutvecklats av Linden-Alimak (numera Alimak Svenska Försäljnings AB) i samarbete med Statens geotekniska institut (SGI), Kungl. Tekniska Högskolan i Stockholm och BPA. Pelarinstallationer utförs idag av Alimak och av BPA. Pelarna tillverkas med diametrar 0,5 m och 0,6 m ned till ett djup av maximalt 15 m. Maskintillverkare är Alimak.

De första kalkpelarna i verklig produktion installerades 1975 i kv Myren, Huddinge. Sedan dess har omfattande utvecklingsarbete och forskning bedrivits parallellt med praktisk användning av metoden under drygt 10 års tid. Tillämpningsområdena har främst varit grundförstärkning för vägbankar och andra uppfyllnader, stabilisering av ledningschakter (i stället för spont) samt grundläggning av ledningar. Kalkpelarmetoden har här visat sig vara en konkurrenskraftig metod som i många fall gett stora kostnadsbesparingar i jämförelse med alternativa grundläggningsmetoder.

Under senaste tiden har intresset ökat för användning av kalkpelare i även andra tillämpningsområden än de ovan nämnda, exempelvis grundläggning av byggnader och stabilisering av naturliga slänter. Intresset har ökat för användning av även andra stabiliseringsmedel än osläckt kalk vid pelartillverkning. Under senare tid har också antalet personer som använder eller på annat sätt kommer i kontakt med metoden ökat. Det finns därför ett behov av en sammanställning av resultat från forsknings- och utvecklingsarbete samt erfarenheter från praktisk användning. Detta kan ge bättre underlag för kunskapsspridning och fortsatt forskning och utveckling. Behovet av en sammanställning förstärks av en strävan som finns hos svenska företag att lansera kalkpelarmetoden utomlands.

Denna rapport ger en beskrivning av nuvarande teknik och kunskap inom området jordförstärkning enligt kalkpelarmetoden. Syftet är också att ge en sammanställning av informationsbehov och av forsknings- och utvecklingsbehov samt visa på framtida utvecklingsmöjligheter för metoden.

2. SVERIGE - NUVARANDE TEKNIK OCH KUNSKAP

Nuvarande teknik och kunskap avseende kalkpelarmetoden baserar sig på erfarenheter från drygt 10 år av praktisk användning. Något mer än 100 projekt har utförts med en total installation av ca 1,3 miljoner meter pelare hittills.

Forsknings- och utvecklingsarbeten har bedrivits samtidigt med den ökade tillämpningen av metoden. Statens råd för byggnadsforskning (BFR) har beviljat anslag till ca 10 projekt, Vägverket, Statens geotekniska institut (SGI), konsulter, BPA samt Alimak har sammanlagt finansierat ett 20-tal forsknings- och utvecklingsprojekt. Förutom dessa mer omfattande projekt har rutinmässiga uppföljningar utförts vid ett stort antal av gjorda kalkpelarinstallationer.

2.1 Tillämpningar - exempel på utförda installationer

Kalkpelarmetoden har använts i ett antal olika tillämpningar. Framförallt är det för reduktion av sättningar och förbättring av stabilitet som metoden utnyttjats. I många fall har pelarna kunnat fylla en flerfaldig funktion. De har använts för att både öka stabiliteten och minska sättningarna för t ex vägbankar. Ett annat exempel är installationer för schaktning för och grundläggning av ledningar där pelarna dessutom utnyttjats för att ge bättre återfyllnadsmassor.

Kalkpelarmetoden har även använts i kombination med andra förstärkningsmetoder. Kalkpelare tillsammans med lätt fyllning har utnyttjats för grundförstärkning av vägbank (Bjerin m fl, 1984). Ett annat exempel är utnyttjandet av kalkpelare tillsammans med vanlig spont vid schakter för grundläggning av byggnader (Bredenbergs, 1983).

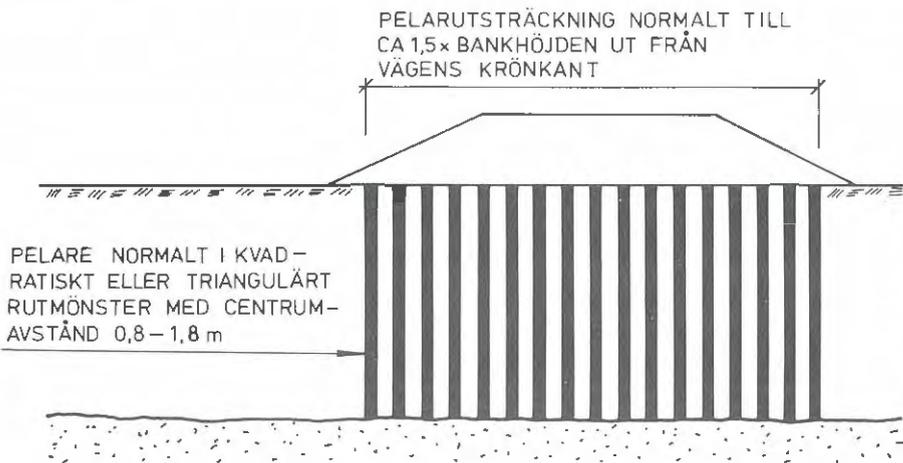
Olika exempel på tillämpningar beskrivs närmare nedan.

- reducering av sättningar för vägbankar - sid 17
- grundläggning av bro - sid 18
- grundläggning av småhus - sid 22
- grundläggning av lätta industrier eller kontorsbyggnad - sid 24
- grundläggning av industrigolv - sid 24
- reducering av sättningar för tomtmark - sid 24
- grundläggning av VA-ledningar - sid 24
- förbättring av stabilitet för vägbank - sid 26
- förbättring av stabilitet för omgrävning av åfåra - sid 28
- förbättring av stabilitet för schakter - sid 28
- förbättring av stabilitet för slänter - sid 32
- förbättring av stabilitet i skredområden - sid 32
- skapande av bättre återfyllnadsmassor - sid 33
- dämpande av vibrationer - sid 33

2.1.1 Sättningsreducering

Stabilisering av jord innebär minskad kompressibilitet. Kalkpelare verkar normalt också dränerande vilket medför att sättningsförloppet går snabbare i en kalkpelarförstärkning än i en oförstärkt jord.

Kalkpelare har till mycket stor del använts för **reducering av sättningar för vägbankar**. Kalkpelarförstärkningar har utförts för upp till ca 8 meter höga vägbankar. Pelarna placeras i princip på så sätt som visas i figur 1.



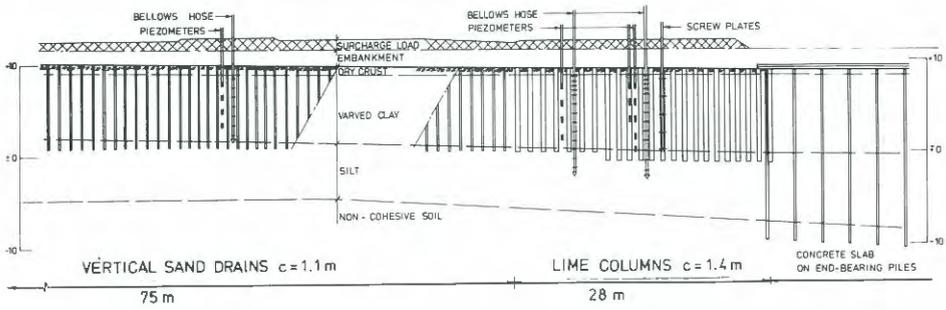
Figur 1. Kalkpelare under vägbank - sättningsreduktion.

Kalkpelarmetoden har använts vid uppemot ett 20-tal vägprojekt i Sverige. Större delen av dessa förstärkningar har utförts för att reducera sättningar för vägbankar. Kalkpelarna har här fungerat väl, ofta bättre än vad som ursprungligen beräknades. Exempel på kalkpelarnas sättningsreducerande effekt åskådliggörs i figur 2 som visar resultat av sättningsmätningar vid en kalkpelarförstärkning i Vagnhärad (Holm m fl, 1983). I figur 3 visas exempel på sättningars tidsförlopp sedda i vägens tvärled och pelaravståndens inverkan på sättningsförloppet. Exemplet är taget från uppföljningar vid en vägbank i Stenungssund (Holm 1979b). Av figuren framgår bl a att sättningarna blir relativt jämna i vägens tvärled samt att sättningsförloppet går betydligt snabbare där kalkpelare har installerats än där vägen är oförstärkt. Även marken närmast utanför vägen sätter sig.

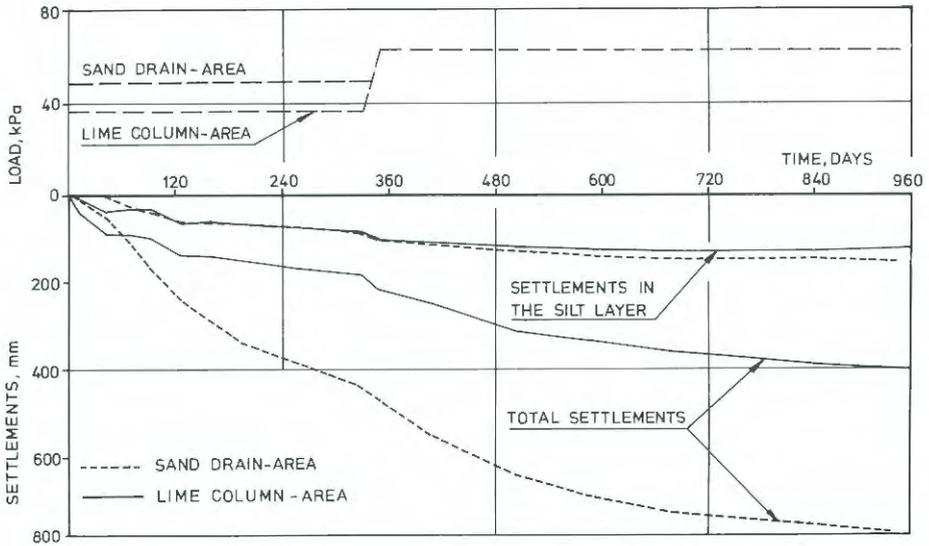
Kalkpelarförstärkningen i Stenungssund kan också tjäna som exempel på hur kalkpelare använts för att **skapa sättningsutjämning för väg intill fast konstruktion**, se figur 4. Av uppföljningarna framgår dock att utglesningen av pelare och avkortningen av pelarlängder vid övergången mellan förstärkt och oförstärkt jord just i detta fallet blev utförd på en alltför kort sträcka. (Differenssättningen efter 7 år är 0,35 m).

Grundläggning av bro på kalkpelare har hittills utförts bara i ett par fall. I figur 5 visas kalkpelarnas placering för bro över gång- och cykelväg i Huddinge. Bron hade en spännvidd av ca 7 meter och var utförd som en sluten ram med hel bottenplatta. Tillåten medelgrundpåkänning var 100 kPa och den tillåtna sättningen 100 mm. Kalkpelarna placerades jämnt fördelade under plattan med centrumavstånden 0,65 m.

Ur sättningsynpunkt hade pelarna beräkningsmässigt kunnat placeras glesare. Den relativt täta installationen med centrumavståndet 0,50 och 0,65 m valdes för att höja stabiliteten under schaktning. Totalsättningen blev ca 20 mm och differenssättningarna blev några millimeter, dvs fullt acceptabla (Holm & Åhnberg, 1985). En bidragande orsak till att sättningarna blev så små var att framschaktningen av grundläggningsnivån utfördes ett helt år efter kalkpelarinstallation. Kalkpelarna hade högre skjuvhållfasthet än vad som antagits vid dimensionering.

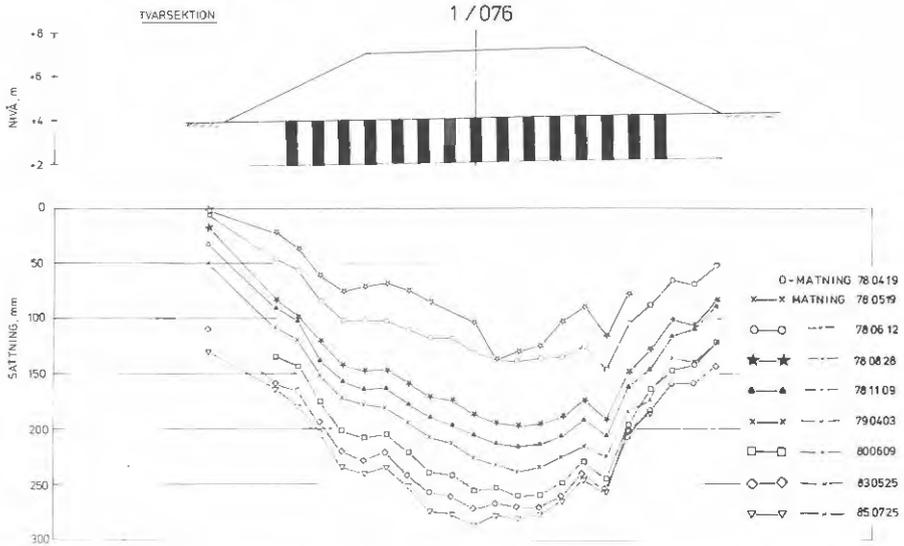


a) Längdsektion för förstärkning med kalkpelare respektive sanddräner.

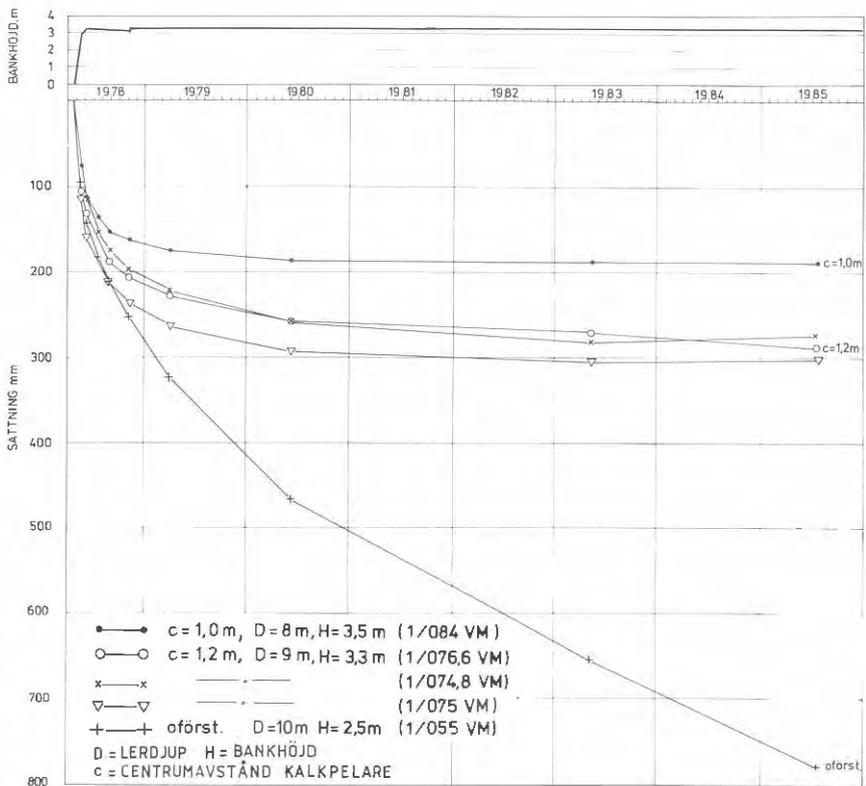


b) Pålastning och sättningar för kalkpelar- respektive sanddränområde.

Figur 2. Sättningsförlopp för vägbank i Vagnhärad. (Från Holm m fl 1983.)

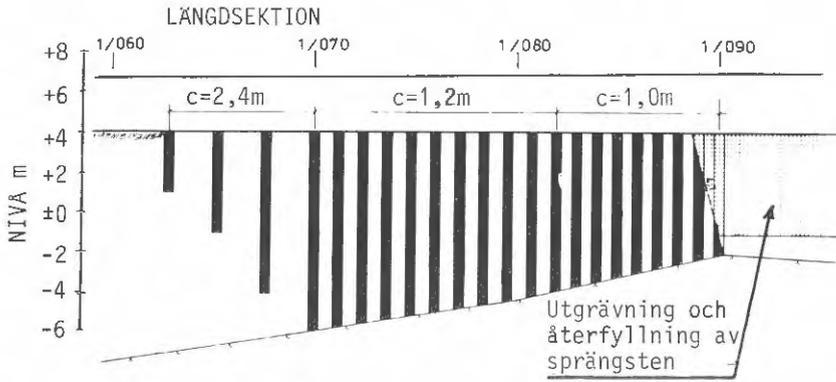


a) Sättningar i vägens tvärled. Kalkpelaravstånd 1,2 m, lerdjup ca 9 m.

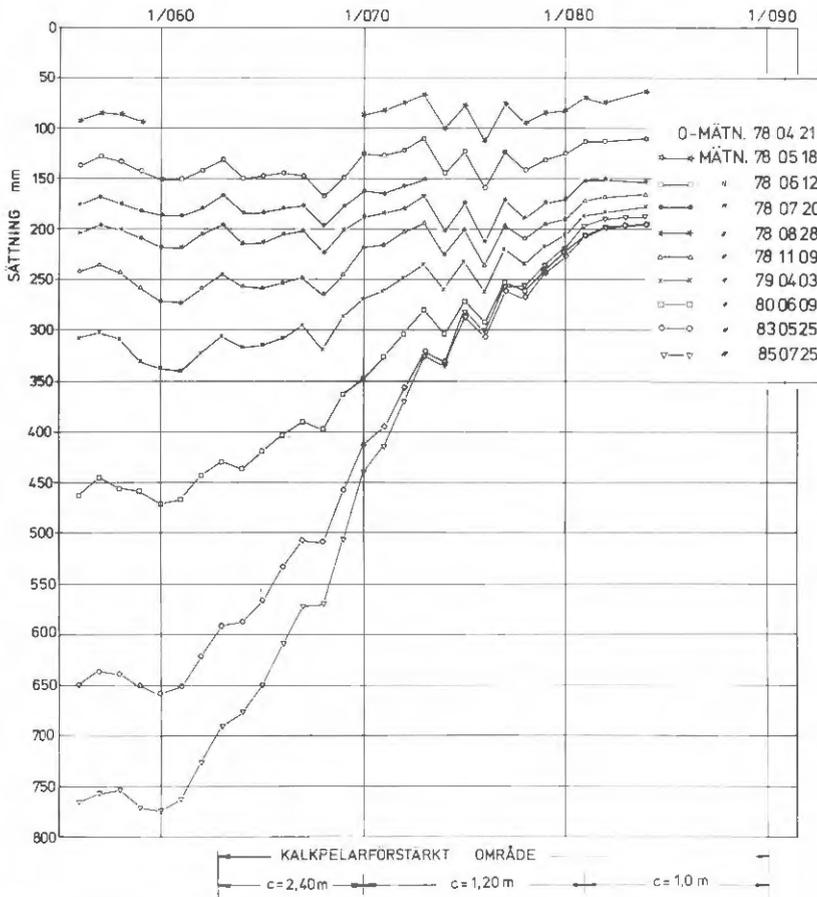


b) Sättningarnas tidsförlopp vid olika kalkpelaravstånd.

Figur 3. Uppmätta sättningar under kalkpelarförstärkt vägbank i Stenungsund.

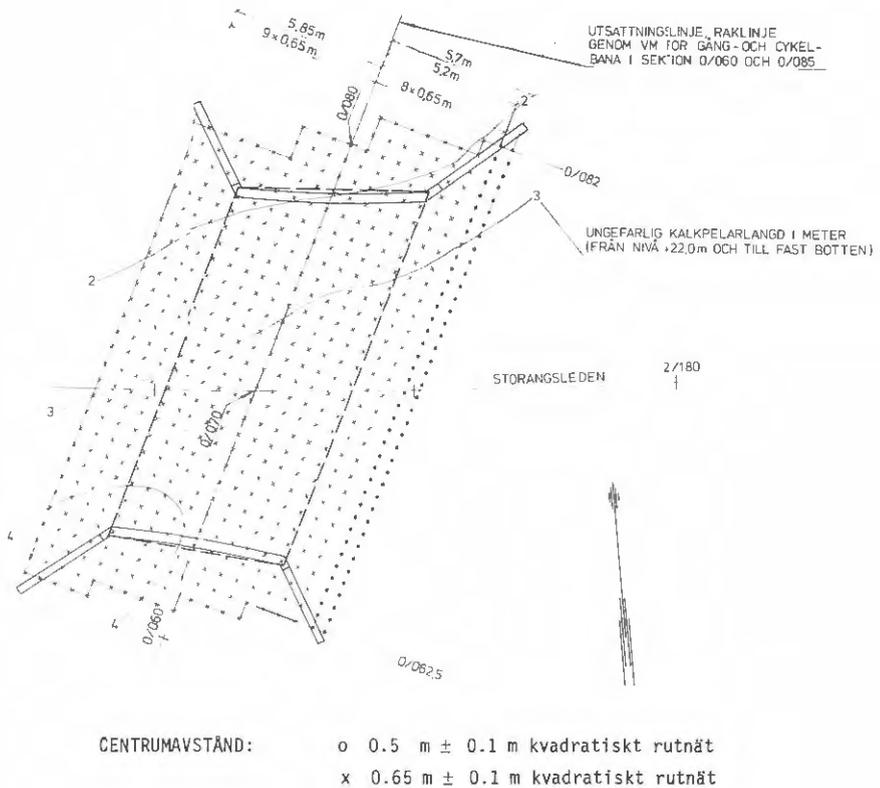


a) Längdsektion över kalkpelarförstärkningen. (Från Holm 1979 b.)



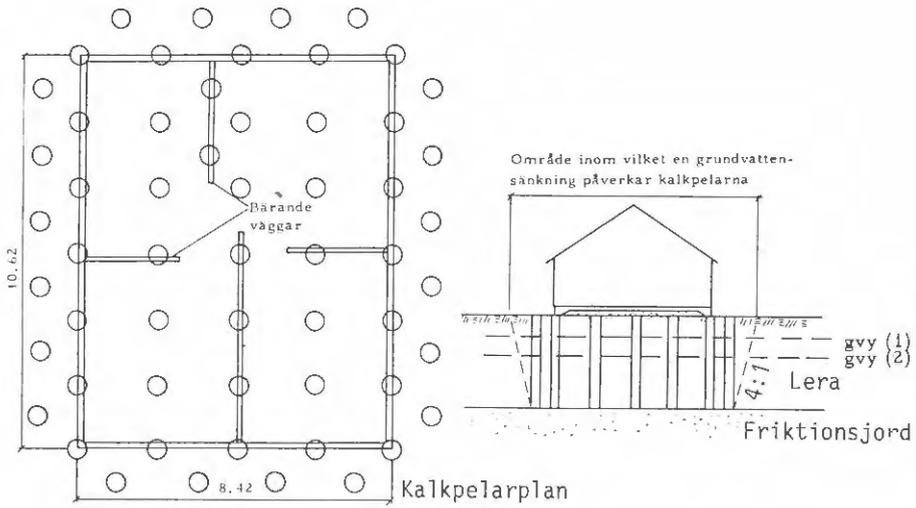
b) Uppmätta sättningar (ojämnheter i sättningsbilden beror på att utfyllningen med sprängsten påverkade mätslangen).

Figur 4. Längdsektion utvisande övergången från kalkpelarförstärkt till oförstärkt bank. Uppmätta sättningar hos kalkpelarförstärkt vägbank i Stenungsund.

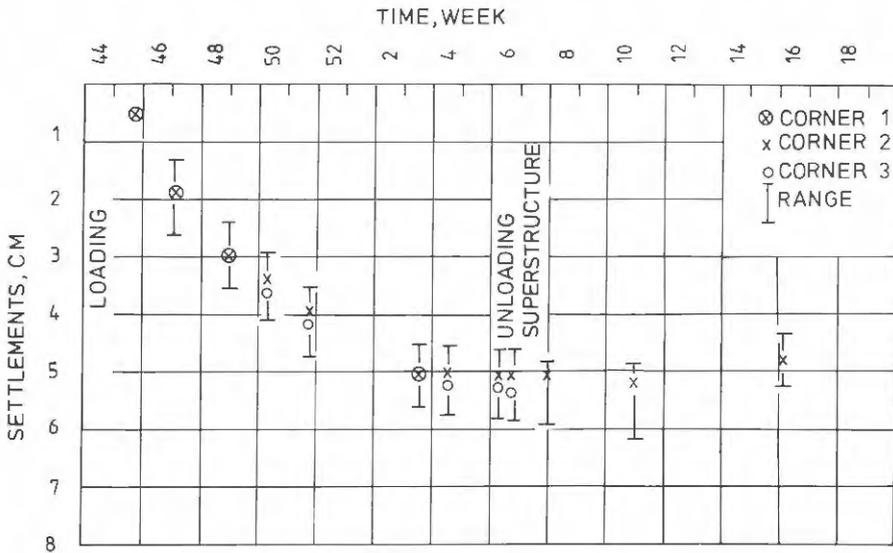


Figur 5. Kalkpelarförstärkning för grundläggning av bro och för schakt i Huddinge. (Från Holm & Åhnberg 1985.)

Grundläggning av småhus på kalkpelare kan t ex utföras så som visas i figur 6a. Exemplet visar pelarplacering under ett uppfört småhus i Glömsta, Eskilstuna (Broms m fl 1981). För en påförd last av 20 kPa, varav i genomsnitt 10 kPa från huset och 10 kPa för antagen framtida grundvattensänkning, blev husplattans sättning ca 60 mm, se figur 6b. Sättningskillnaderna för plattan blev maximalt ca 12 mm. Sättningskillnaderna uppstod redan under första veckan varför större delen av den antagligen har förorsakats av uppfyllningen under plattan. Användandet av en tunnare bottenplatta än vad som hade erfordrats vid en normal pålgrundläggning av huset medförde att grundläggningkostnaden blev något mindre än för pålgrundläggning. Kalkpelare för grundläggning av småhus har hittills tillämpats endast i detta fall.



a) Plan och sektion. (Från Broms m fl 1981.)



b) Uppmätta sättningar vid överkant bottenplatta. (Från Holm m fl 1981.)

Figur 6. Kalkpelarförstärkning under ett småhus i Glömsta.

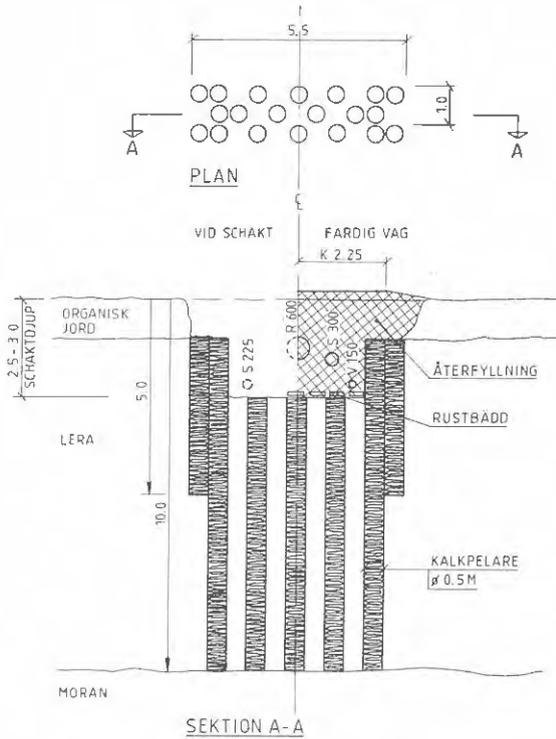
En bra lösning, funktions- och kostnadsmässigt, torde vara att kombinera grundläggning av småhus på kalkpelare med en kalkpelarförstärkning även av omgivande mark, se nedan. Vidare kan pelarförstärkningen kombineras med en förbelastning för att minska sättningarna efter byggstart för husen.

Ett annat likartat tillämpningsområde är **grundläggning av lätta industri- eller kontorsbyggnader** vilket har blivit utfört på kalkpelare i några projekt. Kalkpelarmetoden kan även tillämpas för enbart **grundläggning av industrigolv** om byggnaden i övrigt grundläggs på annat sätt, t ex på pålar. Även detta har utförts med gott resultat i ett antal projekt. Ett undantag är dock en av de första förstärkningarna som utfördes (1976). En utställningshall vid St Eriksmässan (Älvsjö) i Stockholm fick alltför stora och ojämna sättningar. Pelarna hade installerats glest (centrumavstånd 2 m) och inte ned till fullt lerdjup.

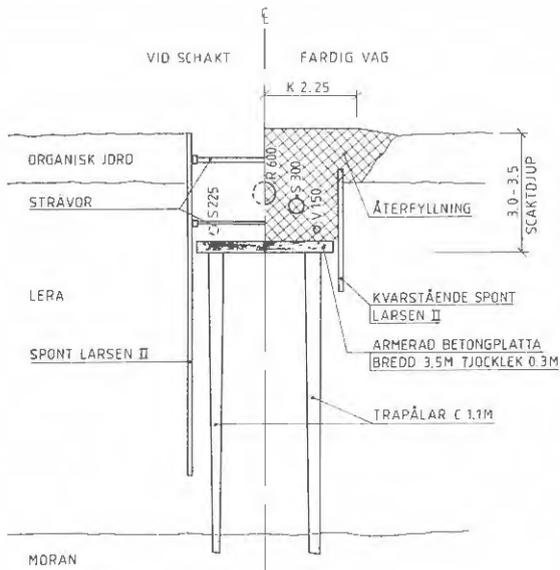
Kalkpelarmetoden kan användas för **reducering av sättningar hos mark utanför byggnader**. De uppfyllningar som görs utanför byggnader ger ofta upphov till ojämna sättningar och problem med exempelvis försämrade ledningsanslutningar eller hårt ansträngda pålar under byggnader om inte jordförstärkning utförs. Oftast uppstår också grundvattensänkningar vid exploatering av nya områden vilket bidrar till en ökad belastning.

Ett av de större projekten där kalkpelare använts för reducereing av sättningar för mark (bl a) var i Västberga för uppfyllnader runt en ny godsterminal (Bredenberg 1983). Uppfyllnaderna av storleksordningen 2 à 3 m, förväntades kunna ge sättningarna maximalt 1 m. Maximalt tillåten sättning närmast byggnaden, som stod på pålar, var dock endast 0,15 m. Totalt 47.000 m kalkpelare installerades på de ställen där sättningarnas storlek var avgörande för godsterminalens funktion. Pelarnas centrumavstånd var 1,3 m. Sättningarna vid det kalkpelarförstärkta området förväntas bli 0,13 m och vara avslutade efter 5 år (Bredenberg 1983). Uppmätta sättningar efter 9 månader var 45 mm. Idag, 3 år efter byggtillfället är sättningen i medeltal ca 100 mm.

Grundläggning av VA-ledningar kan ske på kalkpelare. Normalt utnyttjas pelarna då även för att höja stabiliteten under schaktningen, se kap 2.1.2. Bättre återfyllnadsmassor kan dessutom samtidigt erhållas, se kap 2.1.3. Figur 7 visar ett exempel från Lidingö på utformning av



a) Utförd kalkpelarförstärkning.



b) Alternativ med spont och pålplatta.

Figur 7. Förstärkningsalternativ för VA-ledningar på Lidingö. (Från Vilkenas 1983.)

en utförd kalkpelarförstärkning för VA-ledningar samt utformning av en (ej utförd) alternativ grundläggning med pålplatta för samma ledningar (Vilkenas 1983). Direkt efter installation av pelarna lades här en överlast ut. Avschaktning av överlasten utfördes därefter samtidigt med schakten för ledningarna 40 à 60 dagar senare.

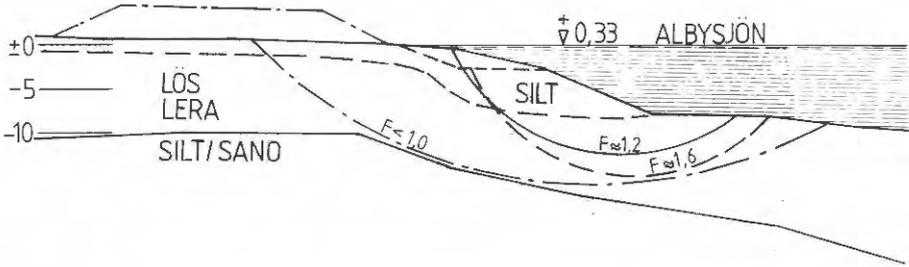
Anläggningen av VA-ledningarna bedömdes kunna ge upphov till en grundvattensänkning i området på maximalt 2 m. Mätningar 3,5 år efter färdigställandet visar att sättningarna har så gott som avstannat och att grundvattensänkningen uppgår till 1,5 m. Maximal sättning beräknas bli ca 0,10 m.

2.1.2 Stabilitetsförbättring

Kalkpelare har installerats för förbättring av stabiliteten för vägbank i ett antal fall. I Fittja, där en fyrfilig väg skulle byggas tätt intill strandlinjen av Albysjön, var den beräknade säkerheten mot skred låg redan före byggande av vägen, se figur 8a (Bjerin m fl 1984). Den slutligen valda lösningen för grundläggning av vägbanken blev kalkpelare i kombination med lätt fyllning av cellplast i banken, se figur 8b. Denna lösning befanns vara både kostnadsmässigt och tekniskt mer fördelaktig än den mest intressanta alternativa grundläggningsmetoden med helt påldäck på ca 39 m långa pålar.

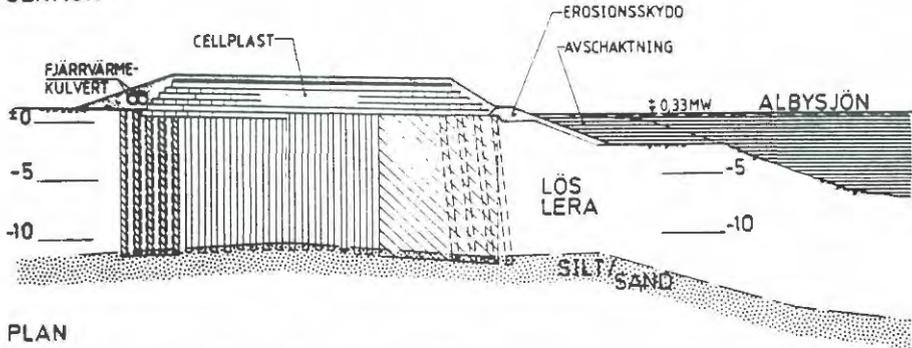
Slagning av pålar ansågs kunna förorsaka en störning och hållfasthetsnedsättning i lerlagret medan kalkpelarna skulle kunna bidra till ökad totalstabilitet i området. Tidplanen medgav dessutom att en successiv uppföljning av kalkpelarnas hållfasthetsutveckling skulle ge möjlighet till en slutlig optimering av cellplastvolymen.

Installerade kalkpelare kan verka dränerande och minska porövertryck t ex förorsakade av påslagning (Clausson 1985). Men en installation av kalkpelare förorsakar också i sig själv att porövertryck uppstår.

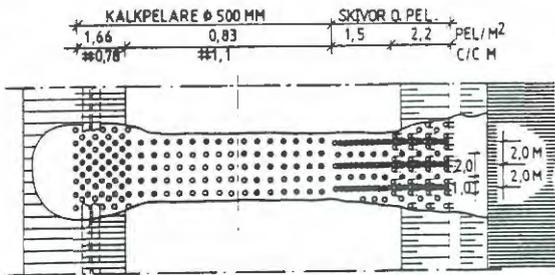


- a) Schematiserad geoteknisk tvärsektion. Säkerhetsfaktorer: $F \approx 1,2$, $F \approx 1,6$ och $F < 1,0$ avser strandremsan utan och med bankettavschaktning respektive områdets totalstabilitet med vägbank av tung fyllning.

SEKTION



PLAN



- b) Detaljer av kalkpelarförtärkning och den kalkylmässiga maximala cellplastfyllningen.

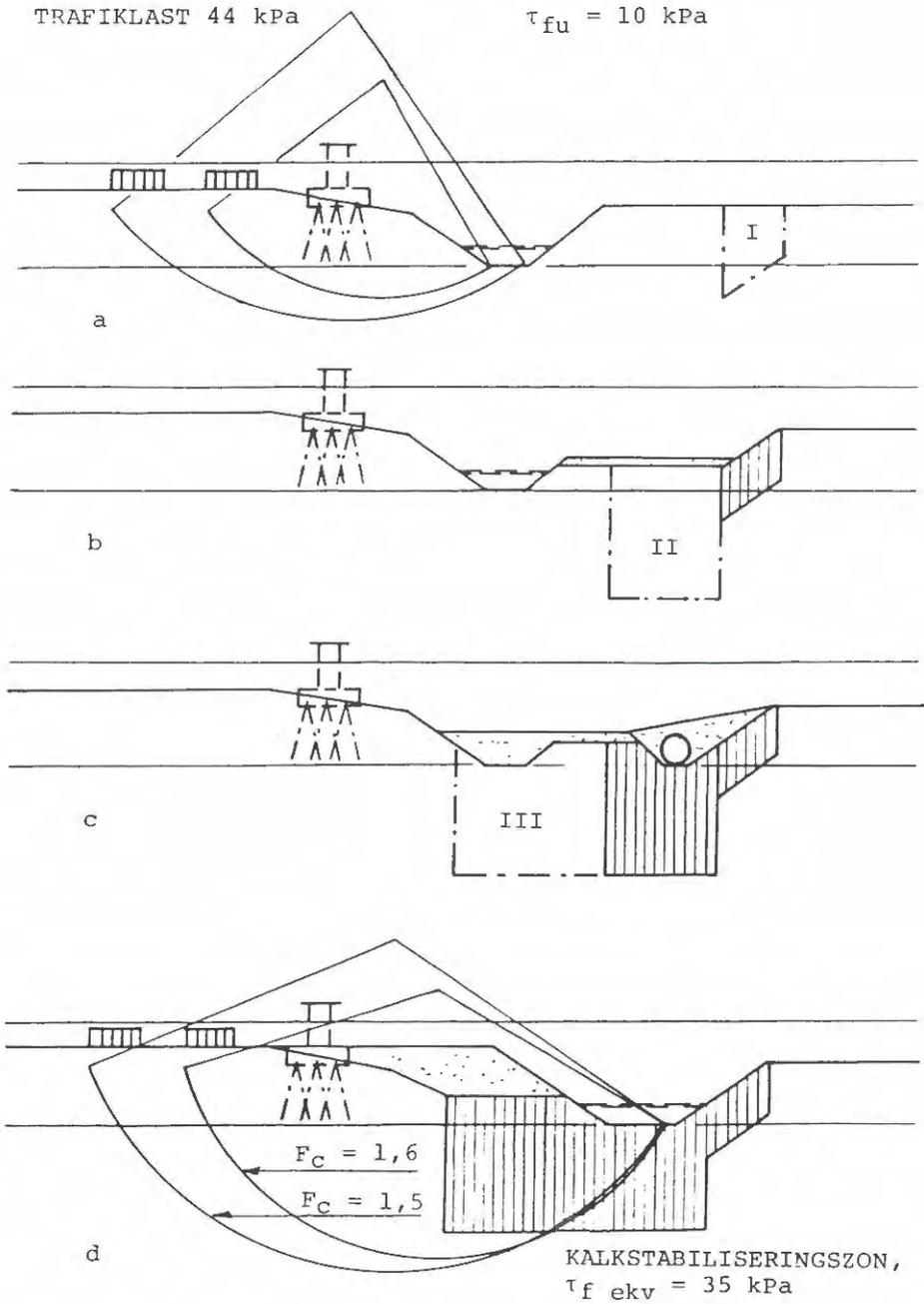
Figur 8. Exempel på utförd kalkpelarförstärkning för vägbank. (Från Bjerin m fl 1984.)

Detta gör att en installationsordning brukar väljas som innebär att kalkpelarmaskinerna alternerar mellan olika delområden av förstärkningen. I Fittja visade mätningar i lerlagret och i silt/sandlagret under leran porövertryck motsvarande 3-5 m vattenpelare vid pelarinstallation. Övertrycken utjämnades inom 1 à 2 dygn. Horisontalrörelser under installationsskedet kontrollerades med hjälp av inklinometer. De uppmätta rörelserna var maximalt 10 mm.

Kalkpelare har installerats för **förbättring av stabilitet för omgrävning av åfåra** intill ett projekterat brostöd. Brostödet skulle grundläggas på pålar alldeles invid en befintlig järnväg i Upplands Väsby (Ekström & Tränk 1979), se figur 9. Omgrävning utfördes av åfåran med en sidoförflyttning bort från järnvägen ca 7 meter vid blivande brostöd. Järnvägsspåren och åslänten närmast dessa låg praktiskt taget stilla under hela arbetet. En vertikal höjning av markytan 0,2 à 0,3 m inträffade för större delen av det stabiliserade området, huvudsakligen beroende på den stora mängden stabilisering per ytenhet.

Ett stort antal kalkpelare har installerats för **förbättring av stabilitet för schakter** av olika slag såsom t ex vid schakt för källarvåningar (Bredenberg 1983) eller schakt för fundament för bro över gång- och cykelväg (Holm & Åhnberg 1985). I ett 15-tal projekt har kalkpelarmetoden tillämpats för **förbättring av stabilitet vid schakt för ledningar**. Figur 10 visar exempel på utformning av kalkpelarförstärkning för ledningsschakt. I kv Myren, Huddinge, se figur 10a, användes kalkpelare praktiskt för första gången över huvud taget (Boman m fl 1979). Ledningsetapper schaktades till fullt djup på hela sin längd, ca 40 m, varefter rörläggning och återfyllning skedde. Skyddsstämp föreskrevs men användes inte. Kalkpelarförstärkningen klarade ensamt de belastningar som uppstod från jordtryck, fordon, kran och grävmaskin invid schaktkanten.

Erfarenheter från kv Myren var att hela arbetsförloppet med schaktning, rörläggning och återfyllning kunde genomföras betydligt snabbare än vid ett konventionellt utförande med spont. En jämförelsevis renare och bättre arbetsmiljö erhöles också. I figur 11 visas exempel på kalkpelarförstärkt respektive spontad rörgrav. Ett ras, omfattande fyra



Figur 9 a-d. Exempel på domgrävning och förbättring av stabilitet för brostöd. Principlektioner för stabilitetsberäkningar och arbetstapper. (Från Ekström & Tränk 1979.)

kalkpelare närmast rörgraven, inträffade en natt efter några dagars kraftigt regn. Orsaken till raset var höga vattentryck i kombination med dålig sammanbindning mellan dessa pelare och övriga delen av kalkpelarmuren. I dag föreskrivs normalt en viss överlappning för pelare tvärs rörgravssidan.

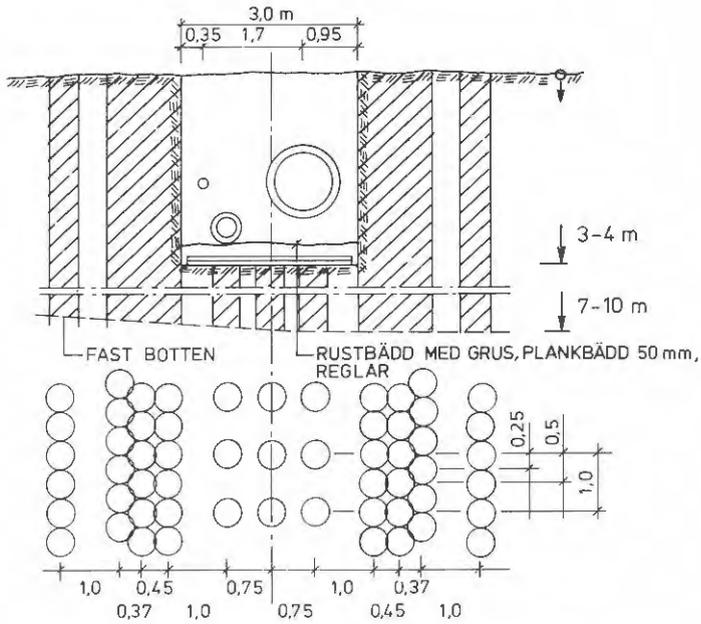
I figur 10b visas en utformning av en kalkpelarförstärkning i Sollentunaholm (Sahlberg 1979). Här har möjligheten att luta kalkpelare utnyttjats för den djupare schaktsidan. Maximal lutningsvinkel, som är betingad av maskinutrustningen, är idag ca 10° där pelarna är 10 meter eller kortare och ca 5° där pelarna är 10-15 meter (eller i övrigt där mast för installation av maximalt 15-meterpelare används). Här har även utnyttjats möjligheten att glesa ut pelarna något i rörgravens längdriktning. Där schaktdjupet för ledningsgraven var mindre än 3,5 meter utfördes schaktningen utan spont eller stämp men med en snabb återfyllning av schaktets djupare del. Vid större schaktdjup användes av säkerhetsskäl en flyttbar fristående kassettspont.

Schaktbotten mjukades inte upp av regnvatten. Länshållning kunde ske utan svårighet. Några tecken på rörelser kunde inte upptäckas vid de kalkpelarförstärkta schaktväggarna. Däremot inträffade ett par skred vid schaktning ned till ca 2 meters djup alldeles utanför den kalkpelarförstärkta sträckan.

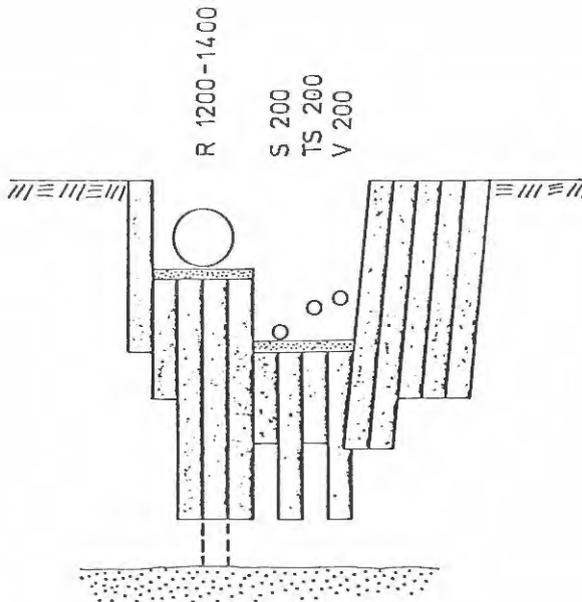
En anslutning till en stålspont för schakt för en pumpstation utfördes i Sollentunaholm och visade sig kunna utföras med god samverkan mellan stålspont och kalkpelare. Kalkpelare användes även för att stabilisera schakt för mottagningsgrop samt botten hos en tryckgrop, för tryckning av ledning under en järnväg.

Idag utförs kalkpelarförstärkningar för ledningsschakter med djupen 1,5 meter ned till ca 4,5 meter utan spont. För djupa schakter för VA-ledningar används kalkpelare i kombination med stålspont för att nå tillräcklig stabilitet. Detta gäller även andra typer av stora schakter såsom grundschakter för byggnader.

Stålsponter låter sig relativt lätt drivas ned i kalkpelarförstärkt jord, men det finns fall där det varit näst intill omöjligt att återvinna spont (Bredenberg 1983).

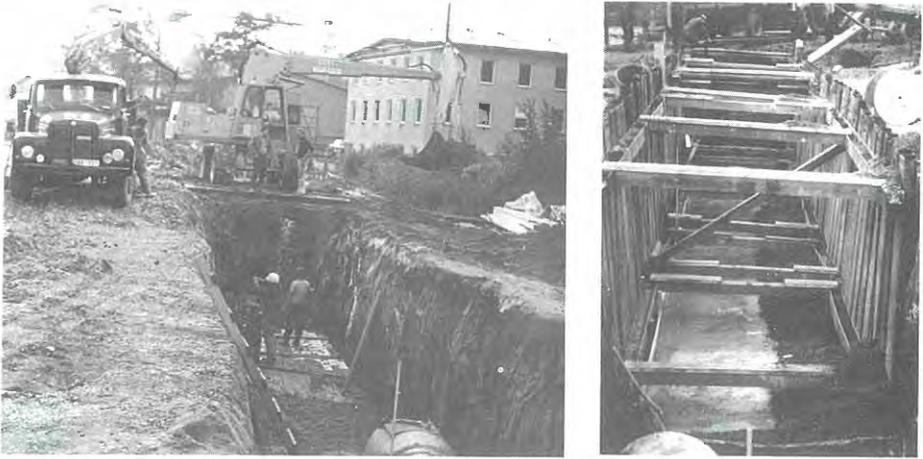


a) Ledningssektion och kalkpelarplan i kv Myren. (Från Boman m fl 1979.)



b) Ledningssektion i Sollentunaholm. (Från Sahlberg 1979.)

Figur 10. Exempel på kalkpelarförsträckning för VA-ledningar.



Figur 11. Rörläggning i kalkpelarförstärkt respektive spontad och stämpad rörgrav i Huddinge.

Kalkpelare har använts för att **förbättra stabiliteten i naturliga slän-**ter. Utmed Säveån har 47.000 meter kalkpelare installerats mellan ett bostadsområde och ån. Kalkpelarna installerades dels som singelpelare i rektangulärt mönster ($c=1,4$ m och $1,5$ m) och dels i lameller vinkelrätt ån bestående av 2 rader pelare intill varandra ($c=0,45$ m). Singelpelarna installerades med en lutning av 5° från ån. Installationerna skedde efter ett bestämt mönster där ett visst antal dagar skulle förflyta mellan installation av intilliggande rader respektive skivor. Övervakning av rörelser och eventuella skjuvhållfasthetsnedsättningar i leran gjordes för att vid behov ändra ordningsföljd för arbetena. Utförda mätningar visar att rörelser och portryckshöjningar har stannat av efter installationen av pelare (Gatukontoret Göteborg, Projekteringsavd, 1984). Installation av kalkpelare har också i ett antal projekt utförts för att **förbättra stabiliteten i skredområden**. I Tuve visades att de höga portryck som kan uppstå inom ett skredat område går att reducera relativt snabbt genom installation av kalkpelare (Hansbo & Torstensson 1978). Portrycken i den del av skredområdet som skulle kalkpelarförstärkas, låg praktiskt taget konstant på en nivå ungefär motsvarande det totala överlagringstrycket ca 5 månader efter skredet. Ca 3,5 månader efter installation av kalkpelare hade portrycken sjunkit till normala (hydrostatiska) värden. Förutom att verka stabilitetshöjande bidrog pelarna på detta vis till att ta ut de sättningar som annars skulle uppstått under en lång portrycksutjämningsperiod.

I Vagnhärad, där ett skred uppstod ned mot Trosaån alldeles intill ett villaområde, installerades kalkpelare för att öka skjuvhållfastheten i jorden samt för att dränera bort porövertryck (Engström m fl 1984). Pelarna installerades med centrumavstånden 1,0 m med ytterligare förtätning inom hårt ansträngda partier. Pelarna sattes i rader parallellt med ån med början närmast ån. Under installationens gång uppstod rörelser i skredområdet och sprickor i marken utanför skredområdet. Kalkpelarinstallationen avbröts när ca 85% av det tänkta antalet pelare hade installerats. Det var då möjligt att flytta ut ån något från skredområdet samt att lägga ut en tryckbank som motvikt vid skredets nedre del.

Sannolikt skulle en annan installationsordning med mindre koncentrerad pelarsättning ha inneburit en skonsammare förstärkning av området (mindre vatten- och lufttrycksökning i jorden).

2.1.3 Övrig förbättring av jords egenskaper

Kalkpelare kan utnyttjas för att **skapa bättre återfyllnadsmassor** vid schaktning. Framförallt har detta utnyttjats för ledningsgravar. Hittills har andelen stabiliserad jord utgjort ca 25% av den totala jordvolymen. Jordmassorna har varit relativt lätta att hantera och att packa. I exempelvis Sollentunaholm uppnåddes en god packning vid utbredning med en bandtraktor (Sahlberg 1979). Omlagring vid schaktning och återfyllning gör dessutom att överskottskalk lösgörs och kan reagera med övrig jord.

Kalkpelare för **dämpning av vibrationer** har tillämpats praktiskt hittills bara i ett projekt. En skärm av pelare installerades kant i kant till fast botten längs en trafikled ca 20 m från 2-vånings bostadshus (Beigler 1982). Byggnaderna var grundlagda med platta på mark på ca 5 m lera. Skärmens vibrationsdämpande effekt bedömdes vara ca 50% med avseende på svängningshastighet.

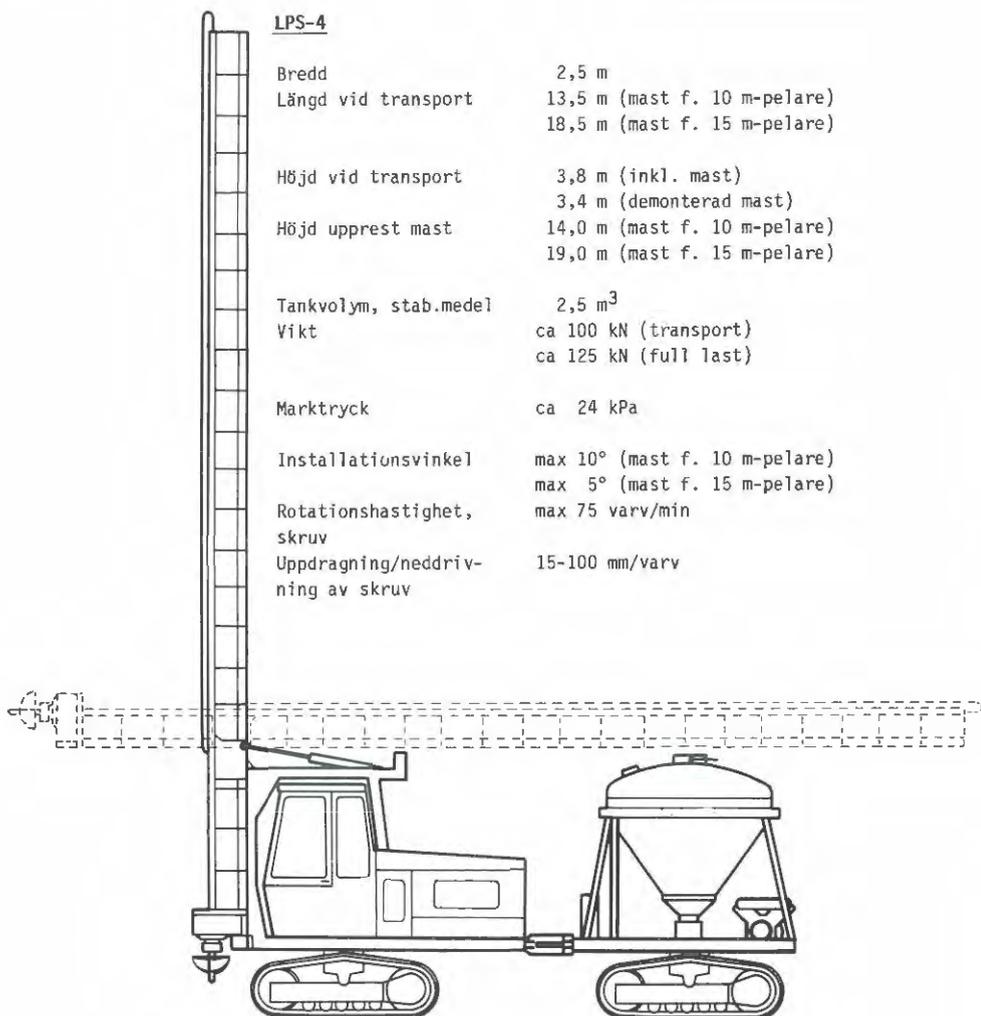
2.2 **Produktion av pelare i fält**

2.2.1 Kalkpelarmaskin och inblandningsteknik

För närvarande finns sex kalkpelarmaskiner i Sverige, tre stycken i vardera Alimaks respektive BPA's ägo. Samtliga maskiner är av typ LPS-

4, se data i figur 12. Kalkpelarmaskiner av denna typ är larvbandgående (till skillnad från den tidigare varianten LPS-3 med gummihjul och skogsband).

Olika patent för kalkpelarmaskinen innehas av Alimak. För Sverige omfattar dessa skrivarenhet och utmatningsluss med våg- och skruvanordning t o m 1996. För USA och Canada omfattar patenten hela maskinen t o m 1994. För Frankrike och Holland samt USA omfattar patenten teknik för "strengthening of soft cohesive soils" t o m 1988 respektive t o m 1992.



Figur 12. Dagens kalkpelarmaskin, LPS-4.

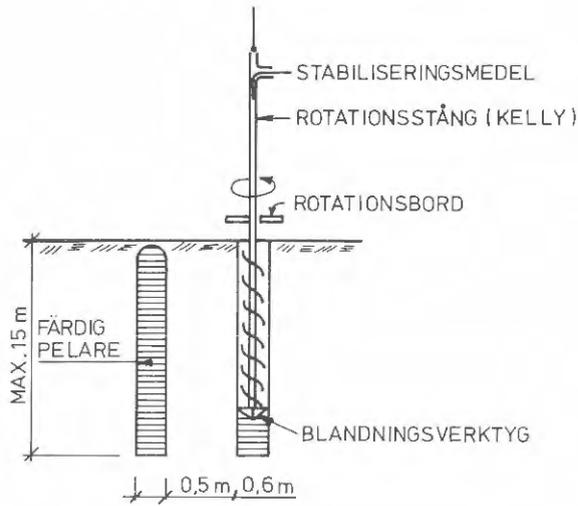
Maskinen var ursprungligen utrustad för tillverkning av maximalt 10 meter långa pelare med diametern 0,5 m. Idag finns två inblandningsverktyg, ett som ger diametern 0,5 meter och ett som ger 0,6 meter.

Två olika master finns som kan kopplas till maskinen, en för stabilisering ned till 10 m under markytan, och en för stabilisering ned till 15 m.

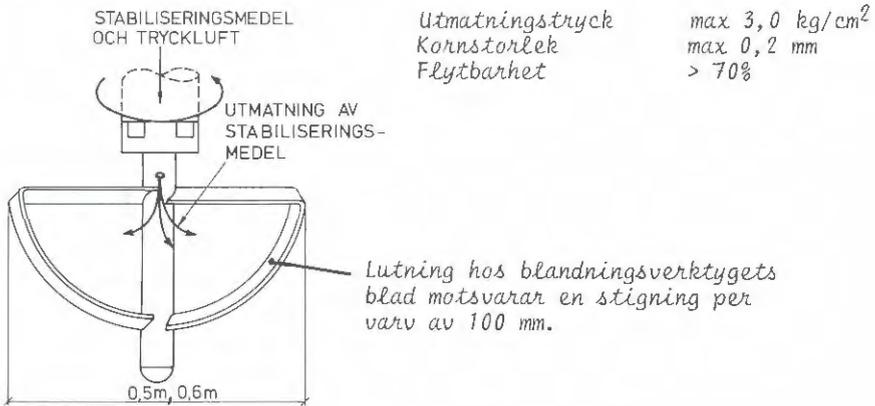
Under **neddrivningen** av inblandningsverktyget, se figur 13, roteras detta medsols samtidigt som det trycks ned. Normalt skruvas verktyget ned i jorden genom att vridas och tryckas 0,1 m per varv, vilket motsvarar stighöjden hos inblandningsverktygets blad. Används maximal hastighet innebär detta att neddrivningen av verktyget för de längsta pelarna (15 m) utförs på ca 2 minuter.

Utmatningen av stabiliseringsmedel sker med hjälp av tryckluft. Stabiliseringsmedlet blåses ut genom ett munstycke alldeles ovanför inblandningsverktyget, se figur 13. Kalkpelarmaskinens utmatningskapacitet varierar beroende på vilken typ av stabiliseringsmedel som används, framför allt spelar här flytegenskaperna hos medlet in. Normal utmatningskapacitet vid användande av kalk är ca 12-25 kg/m. Kalkutmatningen avbryts normalt 0,2 à 0,5 meter under markytan för att förhindra att kalk sprids upp i luften och på markytan.

Inblandning sker genom att inblandningsverktyget roteras (motsols) under uppdragning. Rotationsriktningen är den motsatta jämfört med den under neddrivningsskedet. Stigningen per roterat varv är lägre än stighöjden hos inblandningsskruvens blad, vilket resulterar i att jord och stabiliseringsmedel rörs om och blandas. Inblandning sker idag normalt med en stigning av ca 25 mm/varv vid kalkstabilisering. Vid en stigning av 25 mm/varv tillverkas en 15 meter lång pelare på, som snabbast, ca 8 minuter. Detta innebär att tiden för inblandning av stabiliseringsmedel blir relativt kort utmed pelaren, ca 10 sek/0,3 m. Undersökningar som utförts på laboratorium har visat på att inblandningstiden för cement har större betydelse för skjuvhållfastheten hos stabiliserad jord än vad kalk har (Chida 1981). Vid utförande av cementstabilisering bör därför den lägre stigningen 15 mm/varv användas.



a) Principfigur.



b) Inblandningsverktyg.

Figur 13. Tillverkning av pelare.

Försök har visat att placering av utmatningshålet ovanför inblandningsverktyget gav bättre inblandning (homogenare pelare) än en placering alldeles nedanför den övre delen av bladet (Broms 1978). Detta oavsett om utmatningen här skedde centriskt eller vid en punkt motsvarande 2/3 av radien ut från centrum. Placering av utmatningshålet ovanför inblandningsverktyget innebär dock att det längst ned, där neddrivning stoppat eller avbrutits, finns ett parti på 0,2 à 0,3 meter där det just inte sker någon inblandning av stabiliseringsmedel. Senare försök med olika inblandningsverktyg (Ekström & Tränk 1986) har visat på att ett antal kammar utmed inblandningsverktygets blad i kombination med utmatning av stabiliseringsmedel 65 à 100 mm från centrum ger en bättre effekt än det hittills mest använda verktyget. Resultaten från försöken härrör från tillverkning av $\varnothing 600$ mm-pelare.

Maskinens kapacitet utnyttjas för närvarande maximalt med avseende på vridmoment och utmatad kalkmängd. Detta gäller framförallt vid installation av 0,6 m pelare. Problem uppstår ibland vid stora djup där mycket luft krävs för att mata ut och blanda in stabiliseringsmedel.

Vid en normal pelarproduktion där arbetet flyter utan större störningar installeras 300-400 m pelare per 8 timmarsskift.

2.2.2 Produktionstekniska synpunkter

Hinder på markytan som måste avlägsnas är framförallt fyllningar av grövre massor, byggnadsavfall, asfalt, grundrester, stubbar och buskar inklusive rötter. Även fast lagrad naturlig jord kan behöva schaktas bort. Hinder ovanför markytan utgörs exempelvis av luftledningar där en viss distans måste hållas. Intill t ex en högspänningsledning på mer än 40 kV måste ett avstånd hållas av 4 m i höjd och 6 m i sidan (Arbetarskyddsstyrelsens anvisningar nr 58).

En arbetsyta som normalt inte medför några problem är där matjord plus vegetationstäcke lämnas kvar, dvs markytan utgörs av orörd jord. Lutningen hos markytan vid transport till och från förstärkningsområdet bör vara mindre än ca 1:7. Arbetsytans lutning bör i sin tur vara mindre än 1:10. För slänter med större lutning behöver terrassering av marken göras. En lämplig arbetsbädd kan där sådan krävs bestå av

sand eller grus med maximal kornstorlek ca 50 mm. Enstaka mindre stenar i arbetsbädden brukar inte ställa till problem. Makadam duger inte som arbetsbädd, inte heller packat material. Används fiberduk bör 0,5 à 0,6 m fyllning läggas ovanpå. Fiberduken bör vidare vara av en tunnare typ (typ termisk bunden duk, klass II) för att undvika att den dras med ned i jorden vid neddrivningen av inblandningsverktyget.

Inblandningsverktyget har en begränsad penetrationsförmåga. Det klarar dock normalt av ett övre lerlager av torrskorpekaraktär om detta är ca 1 m eller tunnare. Är det mycket hårt kan det ibland mjukas upp genom att vattna - som regel går det då att komma igenom. Tjälad jord är besvärligare då kalkpelarmaskinen på egen hand kan klara endast mycket tunna skikt, mindre än ca 0,1 m. Ett område som ska förstärkas bör därför täckas och skyddas mot tjäle under vintern. Fastare lager, friktionsjordlager, inne i den lösare jorden som behöver stabiliseras ställer normalt inte till problem om de vid viktsondering ger ett motstånd som är mindre än 20 à 40 halvvarv/0,2 m. Är motståndet större kan problem uppstå men som regel kan tunna skikt (ca 0,1 m) penetreras. Vid fastare lager måste inblandningsverktygets rotationshastighet och neddrivning per varv ofta ändras från det normala för bästa anpassning efter jordlagerförhållandena.

Påfyllning av stabiliseringsmedel sker normalt 2 eller 3 gånger per 8-timmarsskift. En uppställningsyta för behållare samt vändyta för bulkbilar (24 m långa släp) krävs i anslutning till förstärkningsområdet. Försiktighet krävs vid hantering av stabiliseringsmedel. Osläckt kalk är starkt frätande och även cement är frätande, se figur 14. Stabiliseringsmedlet kan spridas ut i luften t ex vid igenproppade ledningar då rensning av rör måste ske eller vid sk kalkpuffar. Med kalkpuffar avses kraftig uppblåsning av kalk ur marken när kalkpelarens översta del utförs eller just efter det pelaren färdiginstallerats. Fenomenet beror på hög temperatur och högt inblåsningstryck i kombination med stor mängd kalk.

Skyddsföreskrifter.

kalk

EGENSKAPER OCH RISKER

Hygieniskt nivågränsvärde för kalkdamm i luft:
2 mg CaO (osläckt kalk)/m³.

Källa: Arbetskyddsstyrelsens

Författningssamling, AFS 1981:8.

Osläckt kalk reagerar med fukt eller vatten under kraftig värmeutveckling och volymökning. Då uppstår också stor risk för antändning av brännbart material och sprängskador.

Kalken är starkt frätande (pH 12,5) och mycket farlig att förtära.

FÖREBYGGANDE ÅTGÄRDER OCH SKYDDSUTRUSTNING

Förvara osläckt kalk på sådant sätt att kontakt med fukt och vatten är uteslutet samt helt oåtkomligt för barn.

Märk förpackningar, behållare etc med tydliga varningsföreskrifter.

Använd tättsittande ögonskydd och skyddshandskar vid arbete med kalken, helst också andningsskydd.

Ha dessutom alltid en flaska ögonsköljningsvätska eller vatten till hands.

ÅTGÄRDER VID OLYCKSHÄNDELSER:

Om kalkdamm eller kalk kommer i ögonen:

- Håll i sär ögonlocken och skölj rikligt med ögonsköljningsvätskan eller rent vatten i minst 15 min. Gnid inte!
- Svider det fortfarande — fortsätt skölja och uppsök omedelbart läkare.

Om kalk i större mängd kommit in i mun eller svalg eller andats in:

- Drick omedelbart vätska i stora mängder.
- Försök att kräkas och uppsök snarast läkare.

I båda fallen gäller att läkarbehandlingen underlättas om varningsföreskriften (märklappen på förpackningen t ex) kan tas med!

cement

VÅDLIGT — FRÄTANDE

Farligt vid inandning.

Förvaras oåtkomligt för barn.

Undvik långvarig kontakt med huden.

Stönk i ögonen avsköljes med riklig mängd rent vatten. Tag kontakt med läkare.

Vid kontakt med vatten bildas kalciumhydroxid.

Figur 14. Skyddsföreskrifter för osläckt kalk och cement. (Från Cementas produktblad.)

Pålning i eller intill kalkpelarförstärkt jord bör i görligaste mån utföras så att pålarna går fritt från kalkpelare. Olika problem kan uppstå beroende på påltyp och pelarnas fasthet då pålar träffar pelare, t ex ökat slagningsarbete, pålar går snett eller pålar pressar undan pelare (Bredenberg 1983).

2.2.3 Kontroll och dokumentation

Utmatning av kalk registreras kontinuerligt med en skrivare i förarhytten. Registreringen kan ske med tre olika skalor. Normalt acceptabel skala hos skrivaren är 1:100 för djupregistreringen (10 mm på papperet = 1 m i fält) och 10 mm = 20 kg stabiliseringsmedel för registreringen av utmatad mängd. I figur 15 visas exempel på kalkutmatningskurvor och tolkning. Toleransgränser för utmatningen brukar normalt vara $\pm 1,5$ à 2 kg/meter pelare vid pelardiametern 0,5 m och ± 2 à 3 kg/meter pelare för den större 0,6 meterspelaren.

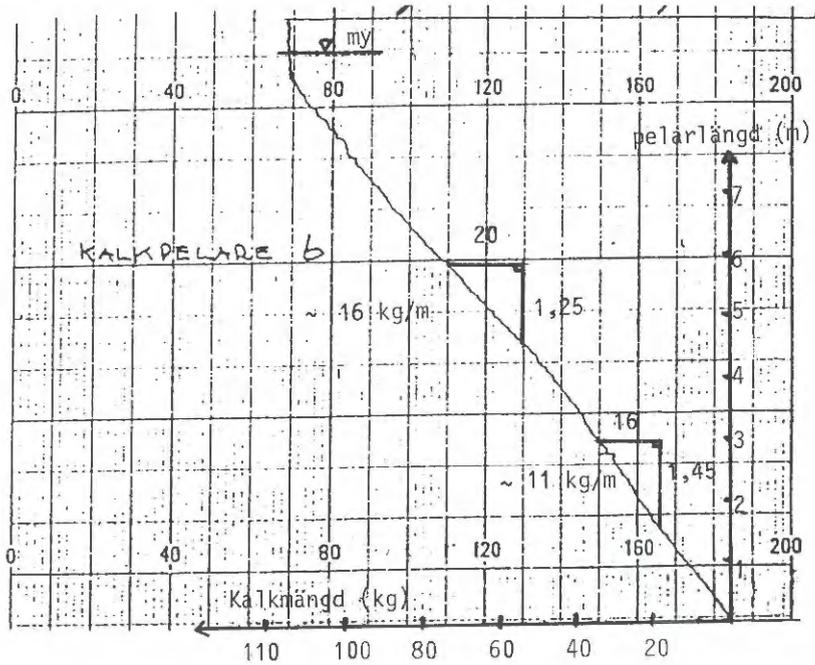
Under pelarproduktionen utförs även en protokollföring som normalt omfattar följande:

- pelarbeteckning
- pelarlängd med referensnivå
- datum för installation
- ordningsföljd för installation
- leveranser av stabiliseringsmedel
- eventuella hinder eller störningar

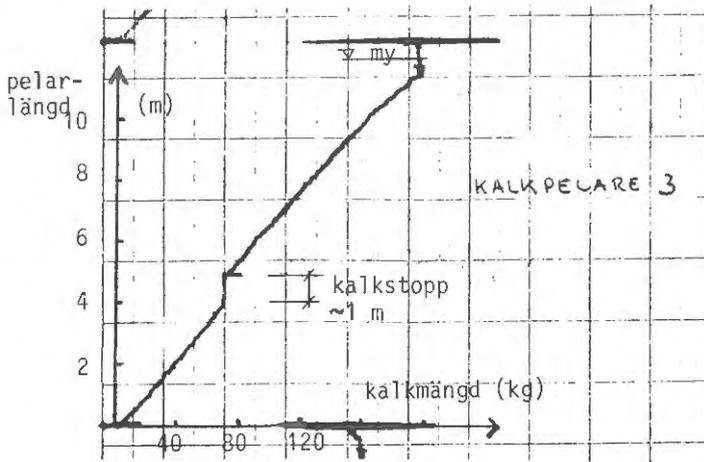
En viss avvikelse från avsedda längder, centrumavstånd mm brukar kunna accepteras. Toleransgränser anges normalt enligt följande:

- | | |
|------------------------------|--|
| Längdtolerans: | ● angivet djup $\pm 0,1$ à $0,2$ m |
| | ● till fast botten ± 0 m |
| Lutningstolerans: | ● 10 mm/m |
| Tolerans för centrumavstånd: | ● $\pm 10\%$ av angivet avstånd, dock minst $0,1$ m (singelpelare, ej för byggnad) |
| | ● $\pm 0,05$ m (byggnad) |
| | ● $\pm 0,03$ m (överlappande pelare) |

Vid överlappande pelare kan strängare lutningskrav erfordras.



a) Kalkutmatningskurva visande något varierande utmatning.



b) Kalkutmatningskurva visande kalkstopp för del av pelare.

Figur 15. Exempel på kalkutmatningskurvor och tolkning. (Från Holm & Åhnberg 1984.)

En kontroll görs av den totalt utmatade mängden stabiliseringsmedel enligt skrivaren i förarhytten genom jämförelser med levererad mängd till arbetsplatsen (och påfylld mängd i tanken).

2.3 Förändringar av jords egenskaper vid inblandning av stabiliseringsmedel

2.3.1 Använt stabiliseringsmedel och typ av jord som stabiliserats

Det stabiliseringsmedel som använts är framförallt osläckt kalk. I figur 16a visas ett exempel på kalkens sammansättning enligt kemisk analys.

Dessutom har i enstaka projekt, främst i FoU-sammanhang, använts

- osläckt kalk + gips. Gips (kalciumsulfat) har olika benämning beroende på ingående mängd kristallvatten. Vid jordstabilisering har använts dihydratgips ($\text{CaSO}_4 \cdot 2 \text{H}_2\text{O}$) och hemihydratgips ($\text{CaSO}_4 \cdot \frac{1}{2} \text{H}_2\text{O}$) samt kombinationer av dessa.
- osläckt kalk + flygaska. I Figur 16 b visas resultat av en kemisk analys av flygaska från ryskt kol.
- cement. Portlandcement av typ standardcement (Std), snabbhårdnande cement (SH) och injekteringscement har använts. Injekteringscement är ett sulfatresistent och mycket finmalt cement. I figur 16c visas resultat av en kemisk analys av cement.

De stabiliseringsmedel som idag används uppfyller normalt följande krav och specifikationer

- Kalk skall vara osläckt för att ge en gynnsam vattenreduktion hos jorden samt temperaturhöjning (se vidare 2.3.6 och 2.3.9) vid kalkens släckning.
- Stabiliseringsmedlet skall vara finmalt (kornstorlek 0-0,2 mm) för att få goda flytegenskaper. Ofta har stabiliseringsmedlet en kornstorlek som är mindre än ca 0,1 mm, se exempel i Figur 17.

KÖPING Kalk		
	HB 0 — 0,1 mm	
	M	s
CaO	93,5	1,5
SiO ₂	2,5	1,5
Al ₂ O ₃	1,0	0,1
Fe ₂ O ₃	0,6	0,1
Mg	0,8	0,2
K	0,1	0,1
Na	0,1	0,1
Glödförlust	0,7	0,4
CaO aktiv	87,0	2,0
CO ₂	0,3	0,2
P		
S	0,02	0,02

a) Kemisk analys av kalk. (Från Cementas produktblad.)

Flygaska från Västerås	%
CaO (tot)	6,0
SiO ₂	56,4
Al ₂ O ₃	18,5
Fe ₂ O ₃	6,1
K ₂ O	1,1
Na ₂ O	0,9
MgO	2,7
SO ₃	0,5
fri kalk	1,4
restkolhalt	7,0
spårelement *	0,0
spec yta (m ² /kg)	644
siktrest > 45 µm	22

* tungmetaller

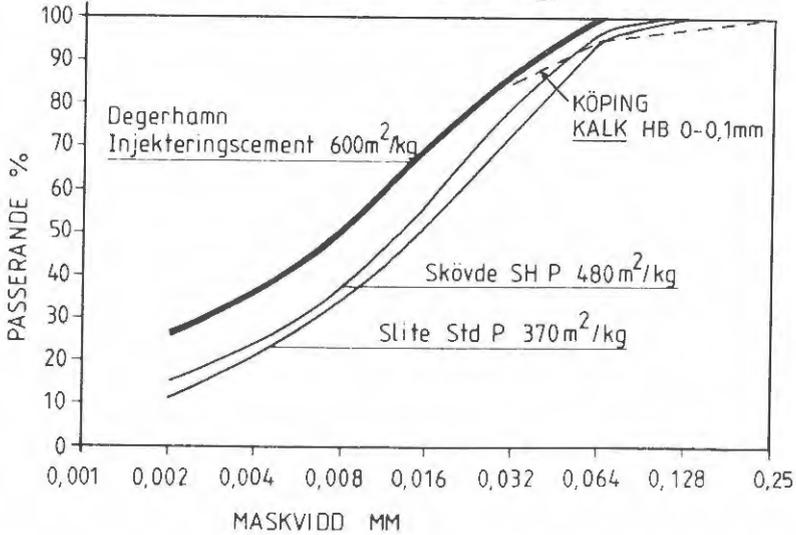
b) Kemisk analys av flygaska efter ryskt kol. (Från Holm & Åhnberg 1984.)

Glödförlust	2,0 %	
Olösligt	0,5 %	$SM = \frac{SiO_2}{Al_2O_3 + Fe_2O_3} = 2,2$
SiO ₂	20,0 %	
Al ₂ O ₃	6,0 %	$AM = \frac{Al_2O_3}{Fe_2O_3} = 2,0$
Fe ₂ O ₃	3,0 %	
CaO	63,0 %	
MgO	1,5 %	
SO ₃	2,0 %	
K ₂ O	1,0 %	Kalkmättningsgrad: $\frac{100 (CaO - 0,7SO_3)}{2,8SiO_2 + 1,1Al_2O_3 + 0,7Fe_2O_3} = 95,2 \%$
Na ₂ O		
Rest	1,0 %	
	100,0 %	CaSO ₄ = 1,7SO ₃ = 3,4 %

c) Kemisk analys av cement. SM (=silikatmodul) ger mått på kiselsyramängd. SM = 1,9 å 2,0 och 2,5 å 3,5 för kiselsyrafattig resp kiselsyrarik cement. AM (aluminatmodul). Låg kalkmättningsgrad ger hög halt dikalciumsilikat, hög mättningsgrad (närmare 106%) ger nästan enbart trikalciomsilikat. (Från Czernin 1964.)

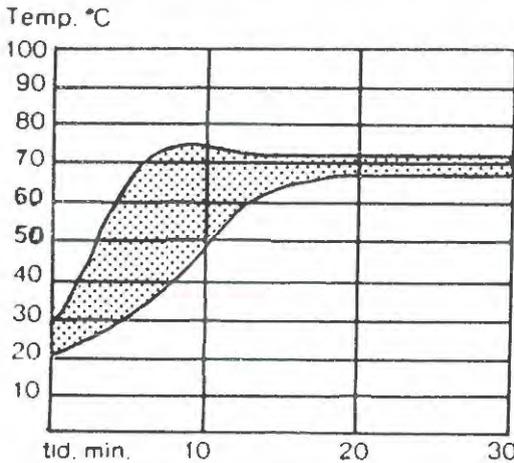
Figur 16. Exempel på sammansättning hos kalk, flygaska respektive cement.

Kornstorleksfördelning



Figur 17. Exempel på kornstorleksfördelning hos cement och kalk. (Från Cementas produktblad.)

Släckningskurvan ligger inom det angivna området.



Figur 18. Släckningskurva för hårdbränd kalk. Standardiserat släckningsförfarande där 150 g kalk släcks med 600 g vatten under samtidig mätning av temperaturen. (Från Cementas produktblad.)

- Stabiliseringsmedlet skall ha en hög flytbarhet (>70%). Flytbarheten anger den passerande viktprocenten av ett prov utsatt för en standardiserad skakning på en 0,5 mm sikt (Von Imse 1972).
- Kalk skall vara hårdbränd för att ge hög flytbarhet. Släckningskurvan enligt ett standardiserat släckningsförfarande (Bundesverband der Deutschen Kalkindustrie) bör ligga inom det i Figur 18 angivna området.
- Kalk skall ha en hög CaO-halt (>80%) för att ge god effekt. CaO-halten ligger normalt kring 90% i finmald osläckt kalk.
- Stabiliseringsmedlet skall förvaras torrt. Fuktig avfallsgips medför delvis släckning av kalken och som följd därav ett av värmeutvecklingen lösgjort kristallvatten. Hemihydratgips har dock till skillnad från dihydratgips förmåga att binda vatten.

Osläckt kalk är det stabiliseringsmedel som dominerat vid försök på laboratorium och i fält. Det har följaktligen också prövats på störst antal jordar. **Leror**, som det mest har handlat om, har omfattat alla typer från siltig till gyttjig, varvig, med växt eller skal innehåll och med olika grad av sulfidinnehåll. Även lera av torrskorpekaraktär har stabiliserats. Den naturliga vattenkvoten w_N och flytgränsen w_L har varierat mellan 35 och 125%, och densiteten ρ mellan 1,35 och 1,85 ton/m³. Skjuvhållfastheten har i huvudsak legat mellan 8 och 15 kPa och som ytterlighetsvärde 30 kPa. Använd kalkhalt har varit 5-16% av torra vikten. I fält har det motsvarats av 12-24 kg kalk/m. **Organisk jord** som stabiliserats med osläckt kalk har varierat från gyttjig lera till ren gyttja. I fält har det, då kalk som regel ger relativt dålig effekt i gyttja, endast rört sig om tunnare lager, normalt ca 1 m eller mindre, ovanför en lera. Den naturliga vattenkvoten och flytgränsen har varit ca 140-300% och densiteten mellan 1,05-1,35 ton/m³. Skjuvhållfastheten har i huvudsak legat under ca 17 kPa. Använd kalkhalt har varit 6-15%. **Silt** har endast stabiliserats på laboratorium. (I fält har endast silt i form av siltskikt i lera stabiliserats.) Naturlig vattenkvot och flytgräns har legat mellan 23 och 29%. Använd kalkhalt har varit 5-12%.

Försök med kalk+gips som stabiliseringsmedel har utförts på lera och gyttja, båda på laboratorium och i fält. I fält har det varit fråga om provpelare, samt förstärkning för ett VA-ledningsprojekt. Lämplig utrustning för blandning av de två stabiliseringsmedlen har dock hittills saknats varför problem uppstått i fält med att få avsett blandningsförhållanden kalk+gips och homogen stabilisering av jorden. **Leran** har haft naturliga vattenkvoter och flytgränser som varierat mellan 35 och 130%, densiteten 1,30-1,85 t/m³ och en skjuvhållfasthet i huvudsak lägre än 25 kPa. Använd kalk-gipshalt har varit 6-13%. Blandningsförhållandet kalk-gips har varit 1:1-3:1. **Gyttjan** har haft naturliga vattenkvoter av ca 120-300%. Använd kalk-gipshalt har varit 6-25%. Blandningsförhållandet har varit 1:3-3:1. Även jämförande försök med enbart gips som stabiliseringsmedel har utförts på gyttja (Pradines & Bredenberg 1981).

Lera, gyttjig lera och silt har stabiliserats med kalk + flygaska på laboratorium. Använd halt stabiliseringsmedel har varit 15-30% i lera och 10-20% i silt. Blandningsförhållandet har varierat mellan ca 1:2-1:8 i lera och 1:1-1:8 i silt. Provpelare i fält har installerats i lera och gyttjig lera med naturlig vattenkvot av 85-100% och flytgräns av 50-150%. Utmatad mängd stabiliseringsmedel var 22-33 kg/m i blandningsförhållandet kalk:flygaska ca 1:4.

Lera, även gyttjig lera, har stabiliserats med cement både på laboratorium och i fält. Leran har haft naturliga vattenkvoter av 50-120% och flytgränser av 50-130%.

Torv har stabiliserats med olika kemiska medel, bl a osläckt kalk, gips och cement på laboratorium (Transportvägar ... 1984).

Förutom dessa svenska jordar har ett antal jordar från ett 10-tal andra länder stabiliserats med osläckt kalk på svenskt laboratorium. Några av dessa har dessutom stabiliserats med kalk-gips eller med cement. Utomlands har den svenska kalkpelarmaskinen använts för installation av pelare i Norge, Finland, Västtyskland, Frankrike, Jugoslavien, Spanien, Kanada och Vietnam.

I laboratorium har andra stabiliseringsmedel än de ovan nämnda provats i mindre omfattning på svenska jordar, såsom t ex slagg (Pradines & Bredenberg 1981). Som extra tillsatsmedel till kalk (Pradines & Bredenberg 1981) och till kalk-flygaska (Holm & Åhnberg 1984) har dessutom låga halter av kalciumklorid använts vid stabilisering av lera.

2.3.2 Tillverkning av prover på laboratorium

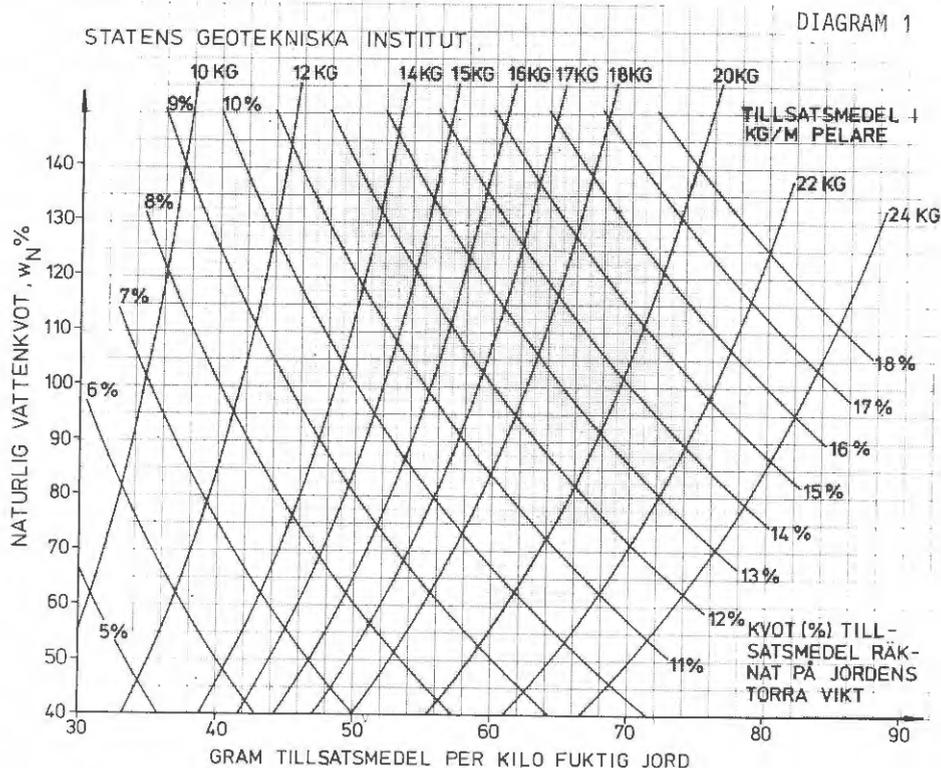
För att kunna jämföra effekten av olika stabiliseringsmedel eller för att studera skjuvhållfasthetsförändringen med tiden, bör inblandning av stabiliseringsmedel, packning samt förvaring av prover utföras med samma typ av utrustning och med lika inblandnings- och packningsarbete. En homogen blandning eftersträvas, varför inblandningen bör pågå under minst 3 à 5 minuter och inpackningen i förvaringshylsan bör utföras lagervis med ett visst tryck. En viss uttorkning sker dock vid bearbetning av materialet, framförallt när stabiliseringsmedlet utvecklar en viss värme vid reaktion med jorden. Inblandningsarbetet bör därför i viss mån begränsas och inte drivas längre än nödvändigt. Stabiliserade prover bör förseglas och förvaras så att uttorkningsrisken blir liten.

Olika metoder att tillverka prover har använts och används i Sverige idag. I figur 19 visas ett exempel på laboratorierutiner för tillverkning av prover. Dynamisk packning av stabiliserad jord är exempel på en metod som använts men som kan visa sig svår att tillämpa framförallt för lösa leror och organiskt material (Pradines 1980).

2.3.3 Bestämning av stabiliserad jords egenskaper på laboratorium

Laboratorieprovning av stabiliserad jord utförs dels rutinmässigt inför projektering av kalkpelarförstärkningar (se vidare kap 2.5), dels speciellt för forskningsändamål.

Densitet och konsistensgränser har undersökts för att se hur stabiliseringen har förändrat volymen fast massa och vatten i jorden samt konsistensen vid olika vattenhalter.



1. Blanda samtliga jordprover som skall höra till blandningen - störda prover, över-, mellan- och underburkar från kolborrprovtagning eller enligt anvisning.
2. Tag undan material för vattenkvotsbestämning.
3. Väg allt material.
4. Täck materialet och ställ i fukt-rum.
5. Räkna ut naturlig vattenhalt.
6. Bestäm mängd stabiliseringsmedel som skall blandas i, genom att gå in i **diagram 1**. Exempel: $w_N = 78\%$, önskad kalkmängd 16 kg/m pelare (ca 9% av jordens torra vikt) ger 52,6 g kalk/kg jord. Totalt mängd kalk i gram = $0,0526 \times$ invägt fuktigt material i gram.
7. Blanda stabiliseringsmedel och jord. Iakttag försiktighet för att skydda framförallt hals och ögon för damm från stabiliseringsmedlet. Se till att materialet är homogent. Blanda i ca 5 min.
8. Packa materialet i kolborrhylsor. Packa material i 5-6 lager/hylsa. Normalt packningstryck är 100 kPa dvs 20 kg/tvärsnitt hos hylsa. Håll trycket kvar i ca 5 sekunder.
9. Sätt på mellanlägg (plast) + lock. Anteckna hylsnummer på blandningsprotokoll.
10. Förvara stabiliserade prover i fukt-rum vid temperaturen 7°C eller/och vid annan anvisad temperatur.

Figur 19. Tillverkning av prover på laboratorium. Nuvarande rutiner hos Statens geotekniska institut (SGI).

- Skrymdensitet (ρ). Skrymdensiteten ($\frac{\text{total massa}}{\text{total volym}}$) ger ett mått på hur väl och jämnt packade proven är.
- Vattenkvot (w). Vattenkvoten ($\frac{\text{massa av vatten}}{\text{fast massa}}$) bestäms genom vägning av ett prov före och efter torkning i ett dygn vid 105°C. Vattenkvotsförändringen ger ett mått på mängden stabiliseringsmedel som blandats i samt eventuell uttorkning vid lagring av prover.
- Flytgräns (w_L). Flytgränsen bestäms normalt som konflytgräns i fallkonapparat. Konflytgränsen motsvaras av den vattenkvot där en kon med massan 60 g och spetsvinkeln 60° ger en inträngning av 10 mm i ett omrört prov. Flytgränsen bestäms endast i begränsad omfattning vid rutinundersökningar (som kontroll av att kalken reagerar normalt).
- Plasticitetsgräns (w_p). Plasticitetsgränsen bestäms som den lägsta vattenkvot vid vilken ett prov kan rullas ut till en 3 mm tunn tråd utan att falla sönder. Plasticitetsgränsen behöver normalt inte bestämmas vid rutinundersökningar.

Hållfasthetsegenskaper undersöks för att se hur stabiliseringen förändrar skjuvhållfastheten hos jorden.

- Skjuvhållfasthet (τ) enligt enaxliga tryckförsök. Vid enaxliga tryckförsök trycks provkropparna (ca 100 mm höga) med konstant hastighet med samtidig registrering av vertikaltryck och deformation. Redovisad skjuvhållfasthet är lika med halva tryckspänningen vid brott. Proverna är tillräckligt stora för att inhomogeniteter och sprickigheter skall kunna inverka på resultaten. Principen för tryckförsök visas i figur 20a.
- Skjuvhållfasthet (τ) enligt konförsök. Medelvärde och spridning från flera (normalt minst 3 st) försök på samma prov ger ett mått på homogeniteten hos provet samt förväntat ungefärligt resultat från enaxliga tryckförsök. Den odränerade skjuvhållfastheten enligt konförsök är normalt ca 1,5 à 3 gånger så hög som den enligt tryckförsök. Principen för konförsök visas i figur 20b.

- Skjuvhållfasthet (τ) och friktionsvinkel (ϕ) enligt direkta skjuvförsök och enligt triaxialförsök. Dessa försök utförs idag normalt endast i forskningssyfte. För närmare beskrivning av metoderna se exempelvis SGI Information nr 1. Principen för apparaterna framgår av figur 20c och d.

Deformationsegenskaper undersöks för att se hur stabiliseringen förändrar sättningsbenägenhet och sättningshastighet vid belastning.

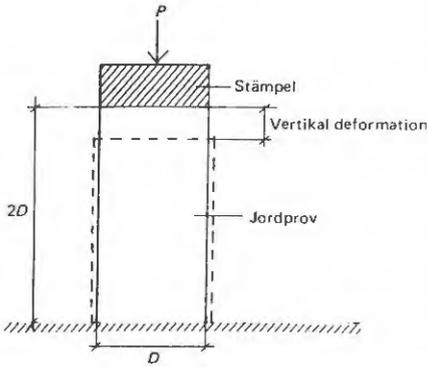
- Kompressionsmodul (M). Kompressionsmodulen bestäms för aktuell spänningsnivå genom ödometerförsök (stegvisa försök eller CRS-försök).
- Permeabilitet (k). En grov uppskattning av permeabiliteten vid aktuell spänningsnivå kan göras genom ödometerförsök (CRS-försök).

Övriga egenskaper som undersöks, och då normalt endast i forsknings- syfte, är sensitivitet (S_t) och pH samt provets uppbyggnad och struktur med elektronmikroskop.

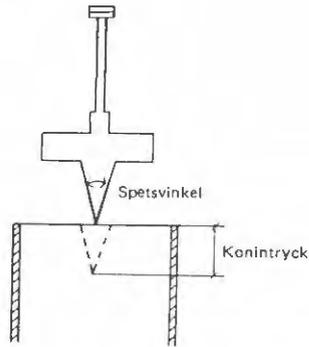
Normalt uppmätta värden på densitet, konsistensgränser, hållfasthetspa- rametrar, kompressionsmodul, permeabilitet, sensitivitet och pH behand- las i avsnitt 2.3.5.

2.3.4 Provtagning och provning av stabiliserad jord i fält

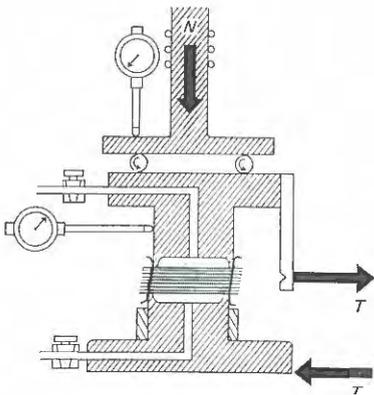
Provtagning av stabiliserad jord kan ske genom framschaktning av pelare eller delar därav. Det kan också ske från markytan med speciell prov- tagare. Skruvprovtagare, som ger störda prover, har använts bl a för att kontrollera jämnheten i kalkinblandningen hos pelaren. En kalk- pelarprovtagare \square 600 mm har i några fall använts för att plocka upp hela pelare (\emptyset 500 mm) (Broms m fl 1978), (Hansbo & Torstensson 1978), (Boman 1979). En kalkpelarprovtagare \emptyset 50 mm (Vilkenas m fl 1984) har utvecklats. Denna "ostörda" provtagning utförs en bit utanför kalkpe- larcentrum då detta oftast utgör en försvagningszon efter stången vid inblandningsverktyget. Möjligt provtagningsdjup har hittills begränsat sig till ca 4 m (maximalt 6 m).



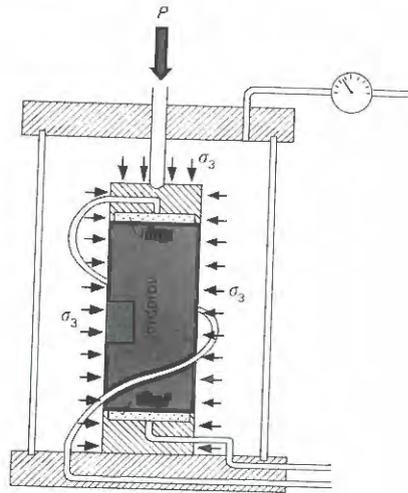
a) Enaxliga tryckförsök. (Från handboken Bygg 1984.)



b) Konförsök. Ostört prov i hylsa. (Från handboken Bygg 1984.)



c) Direkt skjuvapparat, modell SGI. (Från Larsson 1982.)

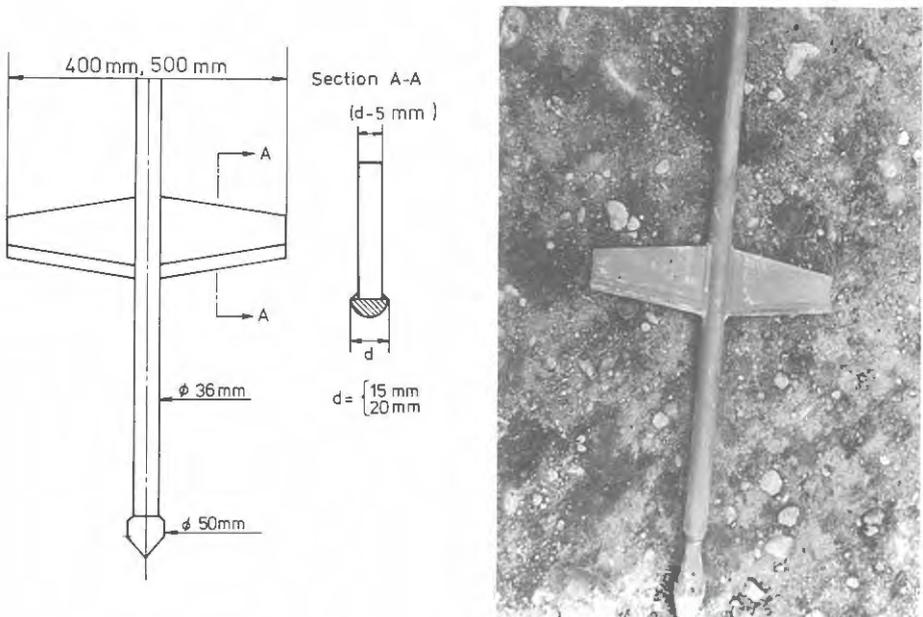


d) Triaxialcell. (Från Larsson 1982.)

Figur 20. Principskisser för olika försök och utrustningar som används vid undersökning av stabiliserad jord.

Undersökningar för att bestämma **hållfasthetsegenskaper** in situ hos pelare har utförts med ett antal olika metoder, se bl a (Holm m fl 1981), (Boman 1979), (Hansbo & Torstensson 1978). Av provningsmetoder lämpade för pelarkontroll kan följande nämnas.

- Sondring med kalkpelarsond, se figur 21. Sondringen ger en bild av kontinuiteten och fastheten hos pelarna. Detta är den metod som idag normalt används för produktionskontroll av pelare.



Figur 21. Kalkpelarsond.

Den odränerade skjuvhållfastheten hos pelare utvärderas normalt som $0,10 \times$ (totalt sonderingsmotstånd minus mantelmotstånd) för kalkpelarsonder med vingen $400 \times 20\text{ mm}$. Omräkningsfaktorn mellan sonderingsmotstånd och skjuvhållfasthet varierar med vingdimensionen (för t ex vingen $400 \times 15\text{ mm}$ används faktorn $0,125$). Mantelmotståndet uppskattas genom att sonden dras upp en bit och drivs ned igen på flera nivåer i pelare. En uppfattning om stångfriktionen kan fås genom att sonderingen utförs genom pelare och ned i leran under pelare, sondering utförs även mellan pelare eller alternativt sondering utförs även utan vinge.

En svårighet med metoden är att få sonden att styra rakt ned i pelarcentrum, framförallt vid hög hållfasthet hos pelaren. Vid utvärdering av resultaten kan det dessutom vara svårt att avgöra om sonden styrt snett eller inte och eventuellt helt eller delvis gått ur pelaren. Vidareutveckling av kalkpelarsonden pågår (SGI), bl a provas en typ av omvänd kalkpelarsond "kalkpelariskymeter" där sonderingsresultat registreras under uppdragnig av sonden. Iskymetern drivs ned med mätvingen i hopfällt läge. Vid fullt djup fälls mätvingen ut (bredd=500 mm) och registrering av motstånd sker under uppdragnig. Det hopfällda läget under neddrivning gör att sonden inte styr ut ur pelaren lika lätt som kalkpelarsonden. Vidare minskar behovet av extra mothåll under neddrivningen.

- Provbelastning. Provbelastning av framschaktade pelare ger en bild av hållfastheten hos delar av pelaren. Används normalt endast i forskningssyfte.

Även **deformationsegenskaper** hos pelarna kan bestämmas in situ, genom olika provningar. Av de metoder som använts kan följande nämnas.

- Provbelastning. Provbelastning ger last-deformationssambandet för pelaren vid en viss last och för en viss belastningstid.
- Provuppfyllnad. Provuppfyllnad ger sättning och sättningshastighet för en grupp pelare vid en viss last och vid en viss pelarålder. Uppföljning av sättningsförlopp i en pelare kan ske med
 - pegel vid markyta (på pelartoppen)
 - bälgslangstättningsmätare
 - sättningsskruvar (magnetskruvar)

Eventuella deformationer i horisontalled (utböjning) kan mätas genom inklinometermätningar i pelaren.

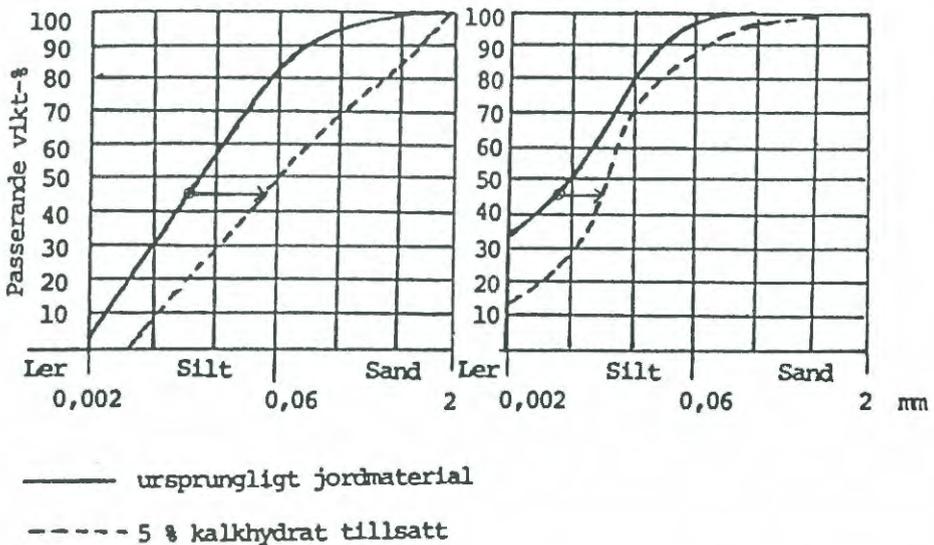
2.3.5 Egenskaper hos stabiliserad jord

De **kemisk-fysikaliska** processer som uppkommer vid inblandning av stabiliseringsmedel i jord är av något olika art beroende på typ av stabiliseringsmedel.

Inblandning av osläckt kalk innebär att vattenhalten minskar och värme frigörs under släckning av kalken. Ett jonutbyte sker där tvåvärda

kalciumjoner i den släckta kalken ersätter svagare bundna joner (natrium och kalium) och binder ihop lerpartiklarna till större vattenfasta aggregat, se figur 22. Den vattenfilm som finns kring lerpartiklarna minskar kraftigt i tjocklek, partiklarna orienterar om sig (kant mot plan) och vatten innesluts vilket ger en styvare, "torrare", struktur. Kalken reagerar med jordens olika silikater och aluminater samt fria kiselnsyra, och bildar kalciumsilikathydrater och kalciumaluminathydrater som binder ihop leraggregaten. Denna reaktion kan pågå under lång tid. Minsta kalkåtgång för jonutbytet plus den långsamma cementeringen har bedömts vara ca 4% (1%+3%) av jordens torra densitet. Ett högt pH, minst 8, och en hög temperatur påskyndar reaktionerna (Högberg 1979). Normalt är pH ca 12 i kalkstabiliserad jord.

Vid kontakt med luft kan kalciumhydroxiden reagera med koldioxid och bilda kalciumkarbonat. Bildandet av kalciumkarbonat, som är mycket svårslösligt i vatten, medför att kalkjonkoncentrationen avtar och de cementerande reaktionerna minskar eller upphör.



Figur 22. Siktcurvor före och efter tillsats av kalk. (Från Högberg 1979.)

Vid inblandning av osläckt kalk + gips i jorden släcks kalken, med påföljande jonbyte och cementeringsprocesser, samtidigt som hemihydratgips reagerar med vatten och bildar dihydratgips. Stabiliseringsmedlens kalcium och kalciumsulfat reagerar med jordens aluminater (och vatten) och bildar ettringit ($3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3 \text{ CaSO}_4 \cdot 32 \text{ H}_2\text{O}$). Ettringiten uppträder som långa nålformiga kristaller mellan lerpartiklarna. Undersökningar har visat att ett pH av ca 10 (Högberg 1983) eller 11 (Kujala 1983) krävs hos den stabiliserade jorden för att ettringiten skall vara stabil.

Flygaska innehåller bl a kiselsyra och reagerar cementerande tillsammans med kalciumhydroxid. Jordar som endast svagt har dessa egenskaper (puzzolana egenskaper), vilket gäller flertalet leror i Sverige, kan reagera effektivare ur cementationssynpunkt om kalk + flygaska används än om enbart kalk tillförs. Vid inblandning av kalk och flygaska i enbart vatten fås först en icke-kristallin gel vilken så småningom kristalliseras till kalciumsilikathydrat och kalciumaluminathydrat.

Vid inblandning av cement i jord (med vatten) går cementmaterialets beståndsdelar i lösning varefter ett antal olika ämnen fälls ut. Av dessa är det framförallt trikalciumpilikat och dikalciumpilikathydrat som har en kraftigt cementerande limeffekt. I Portlandcement finns tillsatt en viss mängd gips för att binda aluminater i stabila föreningar och inte låta dem störa bildandet av dikalciumpilikathydrater.

Bestämningar av **densitet och konsistensgränser** som gjorts på laboratorium visar bl a att

- skrymdensiteten blir ungefär densamma efter stabilisering som före, för prover som packats och förslutits i hylsor på laboratorium. Försök med jordprover som stabiliserats med kalk + gips har dock visat att proverna under bildandet av ettringit vill expandera (Kujala 1983). I fält kommer därför pelaren sannolikt att få en porösare struktur där möjlighet för en viss expansion finns.

- vattenkvoten blir lägre än för ursprunglig jord. För laboratorietillverkade prover gäller att vattenkvoten minskar med ökande mängd stabiliseringsmedel. Vid kalkinblandning minskar normalt vattenhalten, i procentenheter, något mer än andelen tillsatt kalk i procent av torra vikten. Vid inblandning av kalk + gips minskar vattenkvoten normalt i procentenheter lika mycket som totalt inblandad mängd stabiliseringsmedel - något mer vid hög kalkandel, något mindre för låg kalkandel. Kalk + flygaska och cement ger ungefär samma resultat.

Kalkstabiliserade prover som förslutits och förvarats i kolvborrhylsor har normalt en vattenkvot som är konstant med tiden efter inblandning (normalt sker förvaring i fuktrum). Detta gäller även vid kalk-gips och kalk-flygaskastabilisering. Vid cementstabilisering förekommer en tendens till minskning av vattenkvoten med tiden.

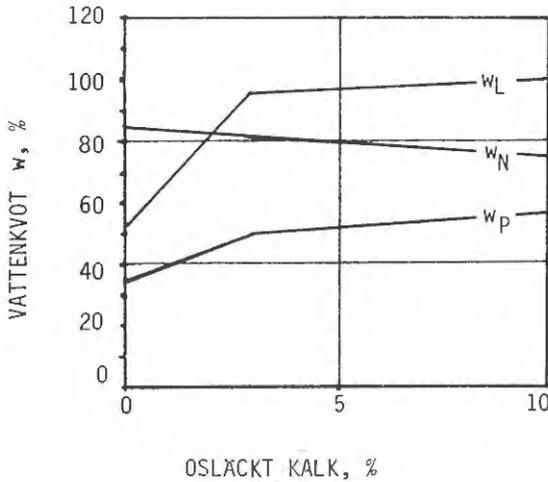
I fält sker inte samma förslutning av stabiliserat material. Portrycksökningar uppstår vid belastning och porvattenströmningar vilket ger möjlighet för pelarmaterialet att ta till sig vatten.

- flytgränsen blir normalt högre än för ursprunglig lera. Kalkstabilisering av gyttja (och i viss mån gyttjig lera) ger normalt, framför allt vid höga flytgränser hos ursprungligt material, en lägre flytgräns än den ursprungliga. Även undersökningen av kalk-flygaskastabiliserad jord har visat på denna effekt (Holm & Åhnberg 1984b).

Kalk- och kalk-flygaskastabiliserade jordprover har en flytgräns som är ungefär konstant med tiden efter inblandning. Cementstabiliserad lera och även kalk-gipstabiliserad lera och gyttja har däremot visat på en svag ökning av flytgränsen med tiden efter inblandning.

- plasticitetsgränsen blir efter stabilisering normalt högre än för ursprungligt material. Plasticitetsgränsen ökar dessutom med tiden efter inblandning.

I figur 23 visas exempel på förändringar av vattenkvoten som funktion av inblandad halt kalk i lera.



Figur 23. w_N , w_L och w_P som funktion av kalkhalt vid kalkstabilisering av lera. Principfigur.

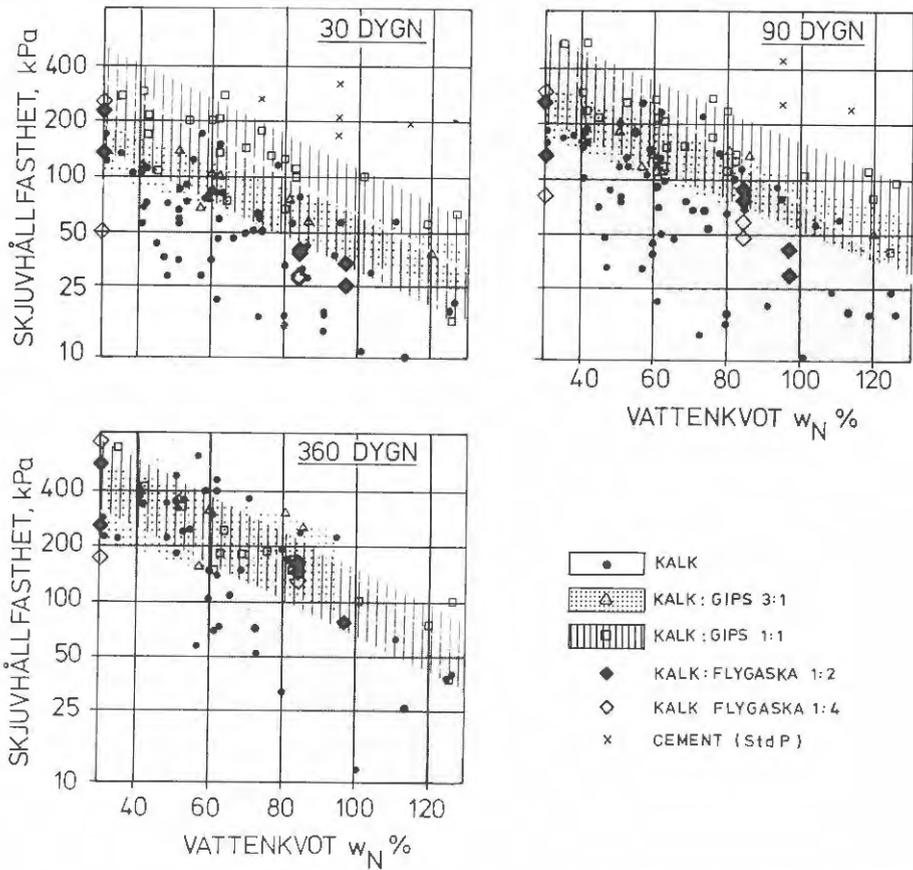
Undersökningar som utförts på laboratorium och i fält av **skjuvhållfastheten** hos stabiliserad jord visar bl a följande

- skjuvhållfastheten blir normalt högre än den ursprungliga i lera och silt. Den ökar dessutom normalt med tiden efter inblandning. I gyttja ger kalkinblandning i laboratorium oftast bara en svag effekt, eller inte någon alls, inom rimliga tider (ca 1 år). Cement och kalk + gips däremot ger normalt en avgjort bättre effekt med ökande skjuvhållfasthet med tiden efter inblandning i gyttjig jord, så även i viss mån kalk + flygaska.

Skjuvhållfastheten blir normalt högre för leror med lägre naturlig vattenhalt (siltig lera) än för leror med högre naturlig vattenhalt (gyttjig lera), se figur 24. Spridningen i värden i figuren är stor då många olika typer av jordar finns representerade samtidigt som variationer i använd mängd stabiliseringsmedel är relativt stor.

Skjuvhållfastheten hos kalkstabiliserad jord minskar med

- ökande organisk halt
- ökande sulfidhalt (Broms & Boman 1975b) eller svavelhalt (Kujala 1983)
- ökande salthalt (Broms & Boman 1975b), (Bryhn mfl 1983)



Figur 24. Skjuvhållfasthet enligt enaxliga tryckförsök redovisade mot ursprunglig vattenkvot hos prover stabiliserade på laboratorium.

- Skjuvhållfastheten ökar med ökad packningsgrad. Ett ändrat packningstryck $\pm 25\%$ vid tillverkning av kalkstabiliserade prover har dock inte visat sig ge några större variationer i uppmätta laborativvärden (Nguyen 1982).
- Skjuvhållfasthetstillväxten hos ett kalkstabiliserat prov ökar/minskar med minskande/ökande vattenkvot dvs vid uttorkning respektive tillförsel av vatten (Pradines 1980). Försök med prover nedsänkta i vatten har givit högre vattenkvoter än för prover skyddade från uttorkning/vattentillförsel (Pradines 1980)
- Tillväxttakten för skjuvhållfastheten ökar med ökande lagringstemperatur (Åhnberg & Holm 1985). En låg marktemperatur eller tjälning i fält minskar eller medför ett avbrott i hållfasthetstillväxten hos pelare. Pelarna skyddas därför normalt mot kyla.

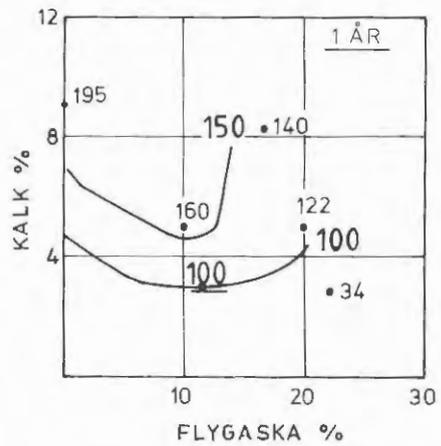
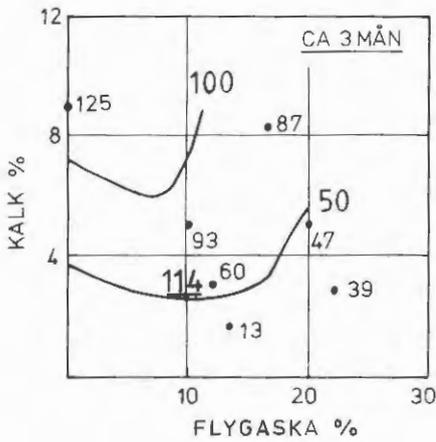
- Optimal mängd stabiliseringsmedel för att få hög skjuvhållfasthet hos stabiliserad jord varierar för olika jordar och olika typer av stabiliseringsmedel. För praktisk användning måste hänsyn tas till både kostnader för stabiliseringsmedlet och den maximala mängd som kalkpelarmaskinen förmår mata ut per meter pelare.

Lämplig mängd kalk är 6-12% av jordens torra vikt. Detta dels ur kemisk reaktionssynpunkt, dels ur produktionsteknisk synpunkt. Lägre kalkhalter ger normalt en betydligt lägre hållfasthet. Mängden bör därför inte vara för låg då dessutom inblandningen i fält inte ger en helt homogen pelare där hela mängden stabiliseringsmedel fördelas ut jämnt och kan reagera med jorden. En viss ökning av kalkmängden, högre än den som normalt används, ger ofta en ökad hållfasthet hos prover stabiliserade på laboratorium men kan också ibland ge minskad hållfasthet. I fält kan dessutom försvagningszoner uppstå vid kalkansamlingar i pelare.

Skjuvhållfasthetstillväxten hos på laboratorium kalk-gipsstabiliserad jord går under de två å tre första månaderna efter inblandning snabbare ju större andel gips som ingår i stabiliseringsmedlet, för kalk-gips i blandningsförhållanden 3:1-1:1 (Holm m fl 1985). Därefter gäller det omvända förhållandet, dvs tillväxten går snabbast vid ren kalkinblandning och långsamast för kalk-gips i blandningsförhållandet 1:1.

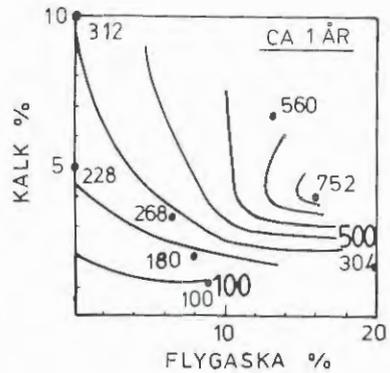
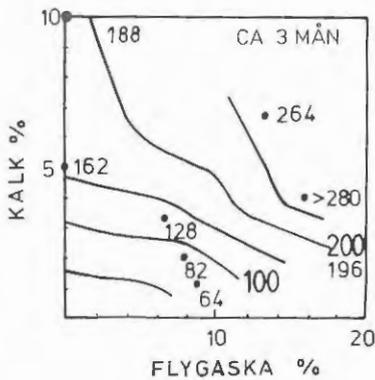
Kalkpelarsonderingar av kalk- och kalk-gipspelare har dock visat på att kalk-gips inte ger en snabbare tillväxt i fält än vad enbart kalk ger (Holm m fl 1985). Homogenitet hos stabiliseringsmedlet, värmeutvecklingen med åtföljande olika hög härdningstemperatur är fältförhållanden som spelar in.

Optimalt blandningsförhållande kalk:flygaska varierar för olika jordar. I figur 25 visas exempel på hur skjuvhållfastheten kan variera med halten kalk och flygaska för lera och silt. Om minimimängden kalk, för att försäkra sig om inverkan av denna vid härdningsprocessen, sätts till 3% kan lämpliga kvantiteter vara 3% kalk eller mer och 5-12% flygaska för lera samt 3% kalk eller mer i blandningsförhållandet kalk:flygaska 1:4 för silt (Holm & Åhnberg 1984).



114 SKJUVHÅLLFASTHET VID
TILLSATS AV 1% CaCl_2

a) Lera från Torrekulla ($w_L=50\%$, $w_N=84\%$, $w_p=33\%$).



b) Silt från Borlänge ($w_L=27\%$, $w_N=29\%$, $w_p=19\%$).

Figur 25. Kurvor visande blandningar med lika skjuvhållfasthet. Skjuvhållfastheten i kPa för stabiliserad lera respektive silt vid varierande tillsatser av kalk och flygaska. (Från Holm & Åhnberg 1984b.)

Då flygaska är relativt billigt (i stort sett endast transportkostnaden, vilket innebär en kostnad som är ca 1/5 av kalkkostnaden) innebär detta att stora kvantiteter skulle utnyttjas i fält, ungefär motsvarande vad kalkpelarmaskinen maximalt klarar av att mata ut.

Skjuvhållfastheten hos cementstabiliserad lera ökar med ökande halt cement. Med hänsyn till kalkpelarmaskinens utmatningskapacitet bör cementhalten väljas så att den motsvarar ca 25 kg/m. Effekten av ökad mängd cement varierar med cementtyp och tidpunkt efter inblandning. Framförallt injekteringscement kan ge en relativt kraftig effekt av att halten ökas ytterligare för tidpunkter fram till åtminstone 3 månader efter inblandning.

- Triaxialförsök och direkta skjuvförsök har visat att friktionsvinkeln ϕ' och kohesionsandelen c' , varierar med typ av stabiliseringsmedel, typ av jord och tidpunkt efter inblandning. Uppmätta friktionsvinklar har varierat mellan 30°-45° för kalkstabiliserad (Broms & Boman 1978), kalk-gipsstabiliserad (Kujala 1983) och cementstabiliserad jord. Uppmätta kohesionsandelar har varierat mellan ca 0-150 kPa (Holm 1979), (Kujala 1983).
- I fält uppstår en högre härdningstemperatur än den som normalt används vid lagring av prover. Detta har medfört att kalkpelarsonderingar och pressometerförsök de närmaste månaderna efter pelarinstallation normalt visat på betydligt högre hållfasthet i fält än för lika gamla laboratorietillverkade prover lagrade vid ca 8°C. Dessutom gör de i fält rådande jordspänningarna (vertikal och horisontaltryck) att pelarna kan få en högre hållfasthet än prover förvarade i hylsor på laboratorium.

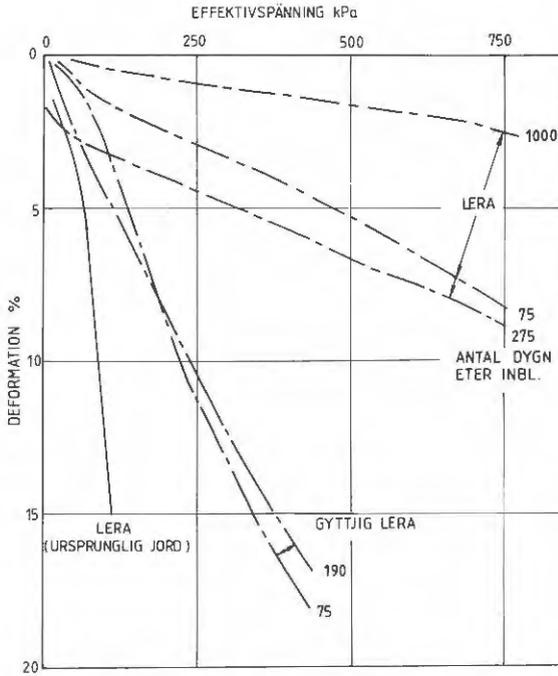
I praktiken visar det sig dock att en flerfald fältfaktorer spelar in när det gäller skjuvhållfastheten hos pelare. Jämförande mätningar har utförts av tryck-, böj- och direkta skjuvförsök på frilagda pelare i fält och på prover från fasta partier av pelare undersökta på laboratorium, som visat på stora skillnader i hållfasthet (Aas 1983). Uppmätt skjuvhållfasthet hos hela pelare i fält var enligt direkta skjuvförsök ca 1/5 av den maximala skjuvhållfastheten hos mindre prover (från pelare) som undersöktes på laboratorium. Pelarna kunde vidare endast ta upp

mycket låga böjmoment. Jämförande undersökningar har vidare utförts av skjuvhållfasthet enligt kalkpelarsonderingar i fält och prover stabiliserade på laboratorium och lagrade vid temperaturnivåer som gjort det möjligt att skatta skjuvhållfasthetstillväxten vid de temperaturer som rådde i fält (Åhnberg & Holm 1984). Undersökningarna visade på att skjuvhållfasthetstillväxten går långsammare för pelare i fält än för laboratorietillverkade prover efter en viss tid. Detta märktes framförallt för ca 3 månader eller mer efter inblandning.

Dessa och andra undersökningar har visat att skjuvhållfastheter som uppmätts på laboratorium inte direkt kan sägas vara de som råder i fält efter samma tid. Olika homogen inblandning (svagare partier och tendens till skivstruktur i fält), olika packning, inverkan av spänningar och portryck i fält, förändrat vatteninnehåll, förändrat pH hos pelarna samt olika provningsmetoder är exempel på faktorer som normalt innebär avvikande skjuvhållfasthet enligt provningar i fält jämfört med på laboratoriet. Laboratorieförsöken utförs normalt för att kontrollera att stabiliseringseffekt går att uppnå i den aktuella jorden. Utförda mätningar i fält har visat på att skjuvhållfastheten i kalkpelare blir minst lika hög som den hos laboratorieprover. Detta gör att en dimensionerad skjuvhållfasthet som valts på basis av laboratorieförsöken givit en säker förstärkning (normalt något överdimensionerad). Resultaten från laboratorieförsöken kan även användas för att visa på om ett visst stabiliseringsmedel fungerar bättre eller sämre än ett annat.

Undersökningar som utförts av stabiliserad jords **deformationsegenskaper** visar bl a följande

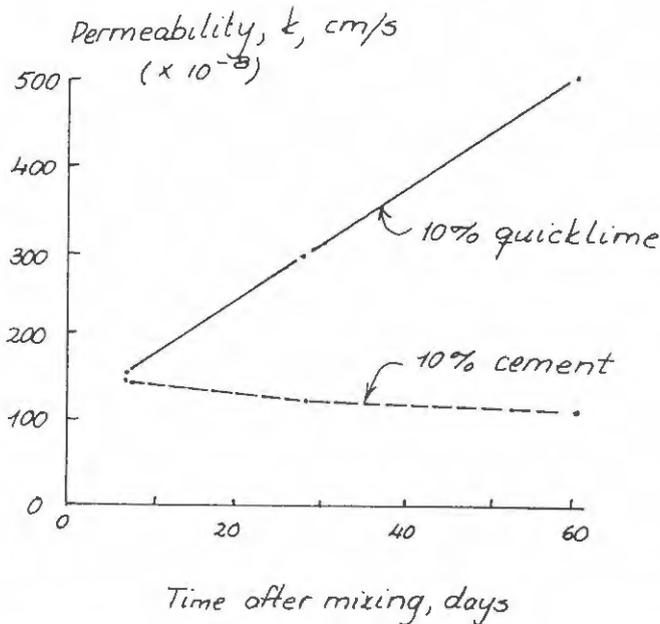
- kompressionsmodulen hos jordprover som stabiliserats på laboratorium påverkas och förändras principiellt såsom skjuvhållfastheten. Kompressionsmodulen vid kalkstabilisering, utvärderad från CRS-försök för spänningsnivåer ca 100-400 kPa, är normalt ca 50-150 ggr skjuvhållfastheten enligt enaxliga tryckförsök. Motsvarande värden för kalk-gipsstabiliserade prover är normalt något lägre, ca 50-70 ggr skjuvhållfastheten. I figur 26 visas exempel på CRS-försök av en stabiliserad jord vid olika tidpunkter efter inblandning.



Figur 26. Ödometerförsök (CRS) på kalkstabiliserad lera och gyttjig lera med 9% resp 11% kalk. (Från Holm & Ahnberg 1984b.)

- Kalkstabiliserad jord har en kryplast av 0,65 à 0,80 ggr brottlasten (Broms m fl 1981), (Broms 1984). Med kryplast avses den last där deformationen vid konstant belastning ökar kraftigt.
- Permeabiliteten hos laboratorietillverkade prover varierar något beroende på typ av stabiliseringsmedel och jord som provas. Kalkstabilisering ger normalt en permeabilitet som är ungefär densamma till 10-100 ggr högre än för ursprunglig jord. Undersökningar av kalk-gipsstabiliserad och cementstabiliserad jord har visat på att tillsats av gips till kalken höjer permeabiliteten ytterligare medan enbart cement som stabiliseringsmedel kan medföra en minskning av permeabiliteten (Broms 1985). Permeabiliteten kan minska/öka med tiden efter inblandning, se figur 27.

I fält har kalkpelare visat sig kunna fungera som dräner (Hansbo & Torstensson 1978), (Bengtsson & Holm 1984). Uppföljningar av kalkpelarförstärkningar har visat att permeabiliteten hos pelarna kan vara ca 100 gånger större (Bengtsson & Holm 1984) till 500 à 1000 ggr större (Broms & Boman 1979a) än hos den ursprungliga



Figur 27. Permeabilitet hos en kalk- respektive cementstabiliserad lera vid olika tidpunkter efter inblandning i laboratorium (enl triaxialförsök). (Från Broms 1985.)

jorden. Dräneringen sker troligtvis till stor del horisontellt genom den kalkstabiliserade jorden och vertikalt längs den försvagade zonen efter Kellystången mitt i pelaren.

Undersökningen av några **övriga egenskaper** hos stabiliserad jord har visat på bl a följande

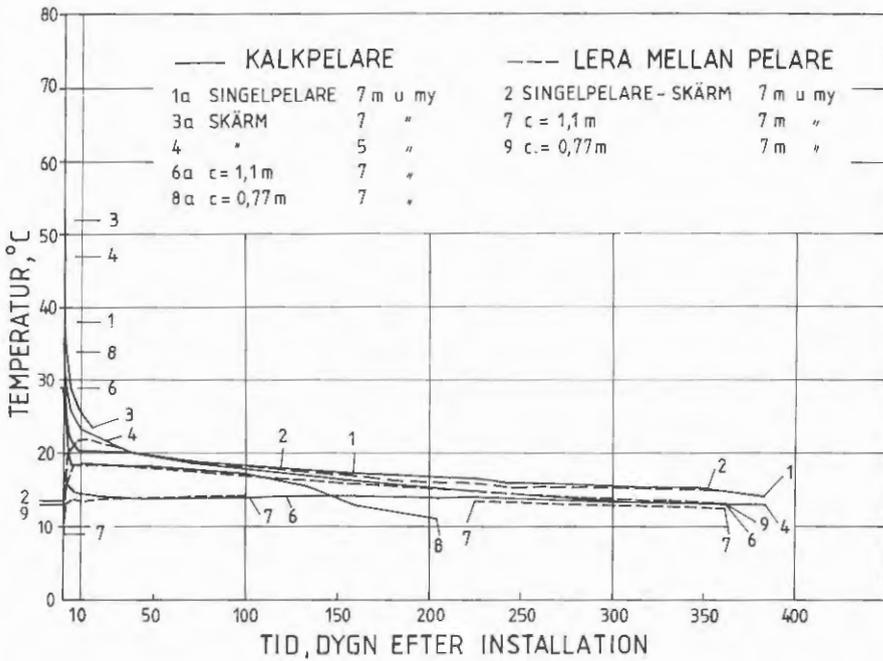
- pH ökar efter inblandning av stabiliseringsmedel. pH blir normalt lika med 12 och ändras normalt inte med tiden efter inblandning för prover tillverkade och förvarade på laboratorium.

I fält kan pH-värdet hos pelarna påverkas av omgivande jords pH och strömningsförhållanden framförallt vid låga pH-värden hos jorden. Vid kalk-gipsstabilisering bör hänsyn tas till denna risk då även en relativt liten minskning i pH (från ca 12 till 10 à 11) kan ge hållfasthetsförsämring (Kujala 1983).

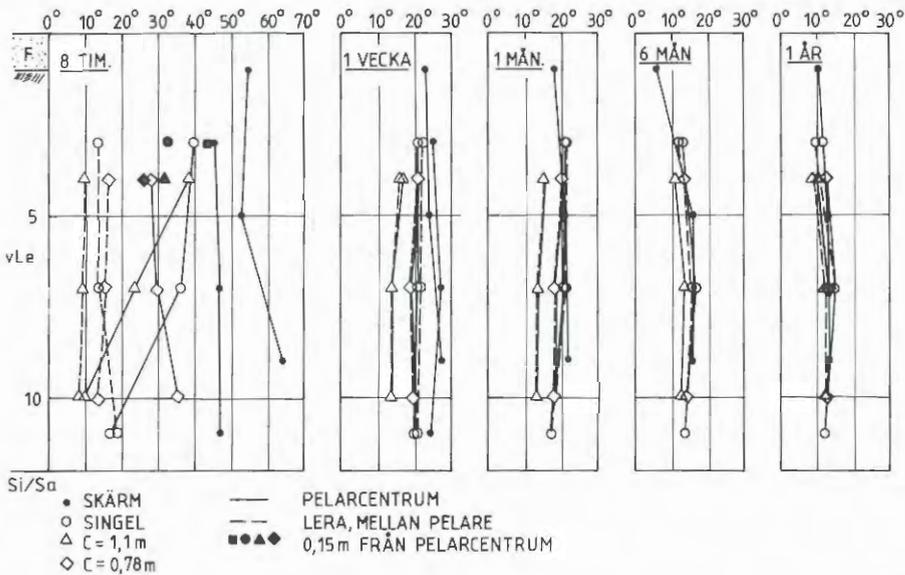
- Sensitiviteten blir mycket låg. Sensitiviteten blir normalt ca 1 à 3 efter stabilisering. Detta har även gällt kalkstabilisering av extremt högsensitiva leror ($S_t > 200$).

- Den vibrationsdämpande förmågan hos pelare ökar med ökad hållfasthet hos det stabiliserade materialet. (Beigler 1982). Sänkning av vibrationsnivåer ca 3 dB har uppmätts då kalkpelare installerats under väg (vibrationskälla), som skärm intill väg respektive under byggnad. Kombinationer av dessa pelarplaceringar ansågs kunna ge ytterligare sänkningar av vibrationsnivån (Tholén 1981). Vid andra undersökningar av vibrationsdämpande förmåga hos pelare har som resultat angivits en dämpande effekt av 30-50% (Boman & Tholén 1979), (Beigler 1982).
- Temperaturen ökar vid iblandning av stabiliseringsmedel. Temperaturmätningar utförda vid en kalkpelarförstärkning i Fittja (Åhnberg & Holm 1984), se även sid 21, visade på kraftigt höjda temperaturer i den stabiliserde jorden alldeles efter inblandning. En värmespridning till jorden mellan pelarna och till områden med mindre tät pelarinstallation medför att ungefär samma temperaturnivå kommer att gälla inom hela förstärkningsområdet för förstärkningen redan någon vecka efter installation. En förhöjd temperatur kan råda i området ännu ett år efter installation. I figur 28 visas exempel på uppmätt temperaturförlopp ca 2 timmar till 1 år efter pelarinstallation.

Värmeutveckling vid hydratisering av cement motsvarar endast ca 40% av den vid släckning av kalk. Hydratiseringen av cement sker dessutom inte omedelbart som för kalk utan processen får ett mer utdraget förlopp som kan pågå under lång tid.



a) Uppmätta temperaturer vid ungefär halva kalkpelardjupet.



b) Temperaturprofiler vid olika tidpunkter efter installation.

Figur 28. Uppmätta temperaturer i kalkpelarförstärkt område i Fittja. (Från Åhnberg & Holm 1985.)

2.4 Pelargruppers funktion

2.4.1 Påverkan på jord mellan pelare

Undersökningar som utförts av jord ungefär mitt emellan pelare med centrumavstånd 1,0-1,4 m har inte visat på några förändringar av skjuvhållfasthet, förkonsolideringstryck eller deformationsmoduler pga att en kalkpelarinstallation blivit utförd. En viss förändring av skjuvhållfastheten hos ostabiliserad (stabiliseringsmedel ej inblandat) jord alldeles intill stabiliserad jord har dock uppmätts både vid pelare i fält (Bryhn m fl 1983) och för prover på laboratorium (Bryhn 1981). Den senare undersökningen visade på att det påverkade området växte med tiden efter inblandning. Närmast en kalkinblandad jord fanns vid mättillfälle ca 100 dygn efter inblandning en ca 3 cm bred zon med förhöjd skjuvhållfasthet, där ökningen ($\Delta\tau$) var 10-100 kPa (τ urspr \approx 10 kPa). Utanför denna zon fanns dessutom en försvagad zon av ungefär samma tjocklek med minskad skjuvhållfasthet, $\Delta\tau_{\max} \approx -4$ kPa (ca 40%). Mätningarna som gjorts i fält (Bryhn m fl 1983) visade på en ca 5 cm bred zon med förhöjd skjuvhållfasthet och utanför den en ungefär lika bred zon med sänkt skjuvhållfasthet $\Delta\tau_{\max} \approx -5$ kPa (ca 35%). Vid normal dimensionering räknas inte med någon förändring av egenskaperna hos jorden mellan pelare.

Tillsättandet av kaliumklorid, KCl, som har en relativt god diffunderande förmåga, till kalken har vid laboratorieförsök (Bryhn 1981) visat sig ge en förhöjd skjuvhållfasthet inom ett större område intill den inblandade jorden. Området, som ökade med tiden efter inblandning sträckte sig ca 20 cm ut i den oinblandade jorden 100 dygn efter inblandning. Den förhöjda skjuvhållfastheten i den oinblandade jorden var lika med den vid stabilisering med enbart KCl, $\Delta\tau = 20$ kPa. Kalk + KCl gav dock lägre skjuvhållfasthet i den inblandade jorden, endast en 30-50% av skjuvhållfastheten vid enbart kalkinblandning. En zon med minskad skjuvhållfasthet liknande den vid enbart kalkinblandning kunde märkas utanför området med förhöjd skjuvhållfasthet även vid tillsats av KCl.

Grupper av kalkpelare har visat sig kunna påverka portrycksbilden i jorden omkring pelarna. Dels kan höga portryck ($\Delta u = 20-30$ kPa) skapas vid installationstillfället (Bjerin m fl 1984), (Clausson 1985) och

dels kan pelarna verka dränerande, dvs minska förhöjda portryck som skapats eller skapas på annat sätt (Hansbo & Torstensson 1978), (Clausson 1985). Effekten av portrycksändringen märks främst i siltskikt i leran.

Värmeutvecklingen när stabiliseringsmedlet reagerar med vattnet i jorden innebär en temperaturhöjning även för jorden mellan pelarna. Mätningar vid en kalkpelarinstallation (Åhnberg & Holm 1984) har visat på samma temperaturer mellan pelare som i pelare efter ca 1 vecka. Temperaturen var 12°-22°C beroende på centrumavståndet som varierade mellan 0,78 till 1,1 m (normal jordtemperatur i Mellansverige är ca 8°C).

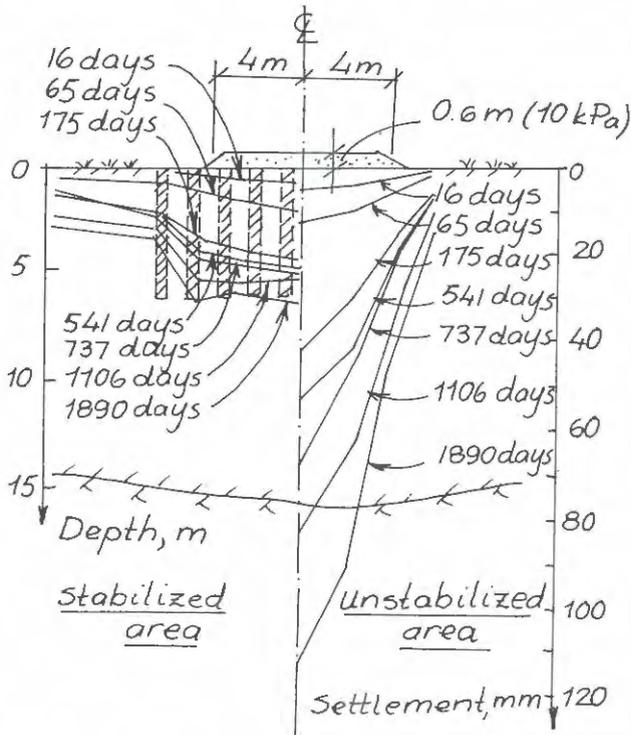
2.4.2 Samverkan pelare-jord-belastning. Beräkningsmetoder

Samverkan mellan pelare och jord har i varierande grad studerats vid såväl rena forskningsförsök som vid uppföljningar av kalkpelarförstärkningar för vägar, ledningsgravar m m. Beräkningsmetoder som används för sättningsberäkning och stabilitetsberäkning vid olika belastningsfall baserar sig mycket på erfarenheter från praktisk tillämpning. Erfarenheterna från uppföljningar visar att kalkpelarförstärkningar normalt fungerar på avsett sätt och ofta till och med givit mindre sättningar än vad som beräknats. Detta beror troligen på att kalkpelarnas hållfasthet kort tid efter installation har underskattats, samt att antagen princip för lastupptagning och samverkan pelare-jord ej är helt riktig. Noteras kan att några misslyckanden inte förekommit.

De teoretiska modellerna för hur pelargrupper fungerar har till vissa delar kunnat delvis kontrolleras genom mätningar i fält (lastöverföring lera-pelare-lera, dränerande funktion hos pelare) medan andra delar (framför allt skjuvspänning/skjuvhållfasthet hos pelare i jord vid olika belastningsfall) i olika grad idag baseras på relativt grova förenklingar och därför upplevs som osäkra eller tveksamma.

På SGI:s provfält i Skå Edeby utfördes i början av 1970-talet fullskaleförsök omfattande uppfyllnad på kalkpelarförstärkt jord samt ett antal schakter i förstärkt jord (Broms & Boman 1975a, b och 1976). En första enkel prototypmaskin användes för att tillverka kalkpelare.

I figur 29 visas resultat av sättninguppföljningar av uppfyllnad på förstärkt respektive oförstärkt jord fram till 5 år efter belastning. Uppföljningarna visar att sättningarna utbildas relativt jämnt tvärs uppfyllnaden samt att det sättningspåverkade området sträcker sig längre ut i sidled vid den kalkpelarförstärkta banken än vid referensytan. Denna lastöverföring till jorden utanför kalkpelarblocket är något som även senare uppföljningar på andra platser visat på (jfr figur 3).



Figur 29. Sättningar på 0-6 m djup för försöksyta med resp utan kalkpelarförstärkning i Skå Edeby. (Från Broms 1984.)

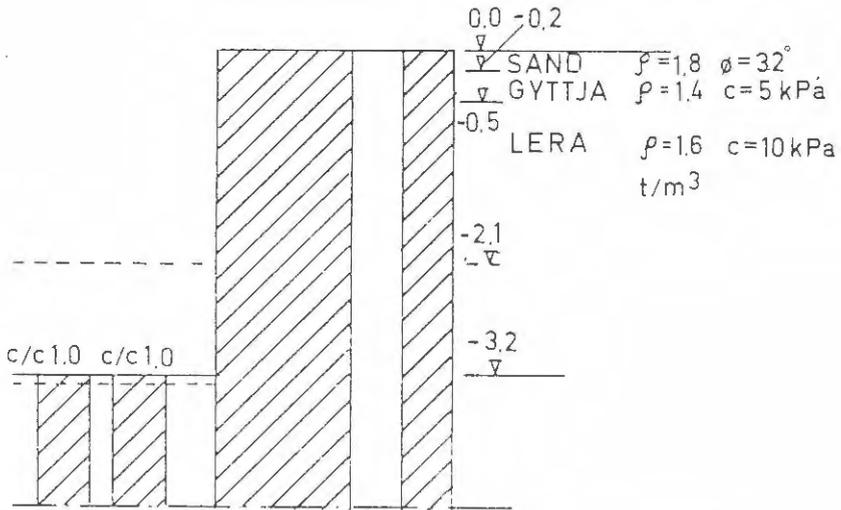
Schaktförsöken i Skå Edeby utfördes med olika centrumavstånd hos kalkpelare. Kalkpelare med centrumavstånd 0,8 m på ömse sidor om schaktväggarna gav pelarstjälplning och sprickbildning med vattenfyllda sprickor bakom pelarna vid schaktdjupet 4,5 m då vattennivån i schaktet sänktes från 1,2 m under markytan (konstant nivå för vattenytan under schaktning) till 1,8 m under markytan. Kalkpelare med centrumavstånd 0,4 m, dvs överlappande, i 6 rader (kalkpelarvägg 2 m tjock, 6 m djup, 10 m lång) vid ena schaktväggen och med centrumavstånd 0,8 m plus avschakt-

ning 1 m vid motsatta schaktvägg gav fullgod stabilitet åt en 4 m djup och 8 m lång schakt (i torrhet) i 2 veckor (då försöket avbröts).

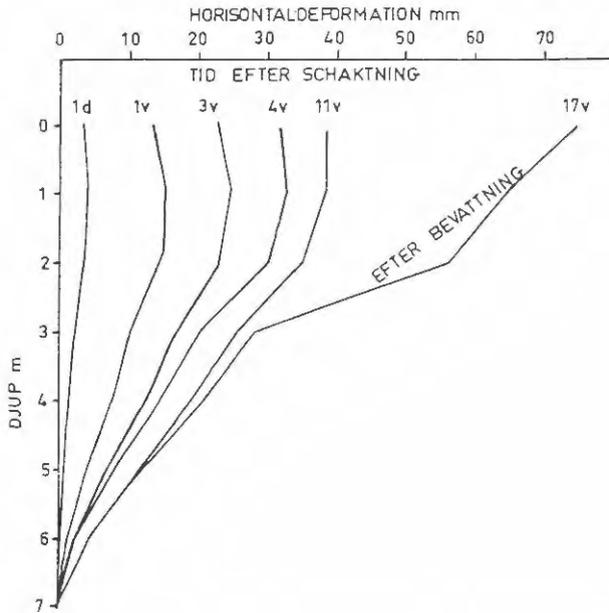
En fördjupning av schakten till 5,2 m utmed 3 m längd stod även den utan tecken på rörelser i schaktväggen. Vid förlängning av schakten rasade emellertid den glesare stabiliserande schaktväggen. Skjuvhållfastheten hos pelarna vid skredet uppskattades beräkningsmässigt vara ungefär dubbelt så stor som den uppmätta skjuvhållfastheten enligt utförda provbelastningar av frischaktade pelare. Förklaringen ansågs delvis vara att brott vid en schaktvägg är styrt medan brott för enstaka frischaktade pelare kan följa svaghetszoner i den inte helt homogena pelaren. Utan kalkpelare angavs en 2,5 m djup schakt rasa efter 1 dag och en 3 m djup schakt efter 15 minuter.

I kv Myren i Huddinge utfördes provschakter, 10 m långa, 3 m breda och som mest ca 3 m djupa, i samband med kalkpelarförstärkning för VA-ledningar (Boman m fl 1979). I figur 30a visas sektion och jordlagerföljd. Pelarväggarna rörde sig inåt mot schaktet under och efter schaktning samtidigt som porvattentryck och jordtryck minskade i leran bakom schaktväggen. Schaktväggen belastades dels genom bevattning av jorden, dels genom att en vattenfylld container placerades på pelarväggen eller på jorden intill. Bevattningen, som utfördes för att studera effekten av ett eventuellt kraftigt regn, gav ett ökat portryck följt av plötsliga rörelser av 9 mm i markytan och 3 mm vid schaktbottennivå samt sprickbildning bakom pelarvägg. Portrycken sjönk igen i samband med att sprickor uppstod. Belastning på markytan mellan inre och yttre pelarrad gav ett rörelsemönster enligt figur 30b. Vid placering av lasten på pelarna i schaktkanten istället upphörde de horisontella kryprörelserna mot schakten.

Utförda schakter, provschakter såväl som vid praktisk tillämpning, har visat att stjälpning av pelare kan fås pga bakomliggande höga vattentryck. Ras kan dock även inträffa under relativt torra förhållanden. Bidragande orsaker till detta har angivits vara avschaktningar vid pelarna närmast schaktkanten med minskande vertikalspänning (och skjuvhållfasthet) i dessa pelare samt inhomogeniteter i pelarmaterialet med partier med låg skjuvhållfasthet för brott horisontellt genom pelarna. Idag utförs normalt alla kalkpelarförstärkningar för schakter med pelarna placerade i lameller med överlappning (sammanbindning) av pelare tvärs schaktens längdriktning.



a) Provschakt 1. Sektion och jordlagerföljd.



b) Horisontalrörelse i provbelastad kalkpelarvägg.

Figur 30. Schakt- och belastningsförsök i kv Myren. (Från Boman m fl 1979.)

Fullskaleförsöken i fält i Skå-Edeby och kv Myren, kompletterat med undersökningar av kalkstabiliserad jord på laboratorium samt erfarenheter från ytterligare ett par utförda förstärkningsprojekt utgjorde praktiskt underlag för den första dimensioneringshandboken (Broms & Boman 1977) för kalkpelarförstärkningar. Erfarenheter från fortsatt tillämpning samt resultat från olika forskningsprojekt har inneburit att ändringar och tillägg successivt förts in i en andra (Broms & Boman 1978) och tredje upplaga (Broms 1984).

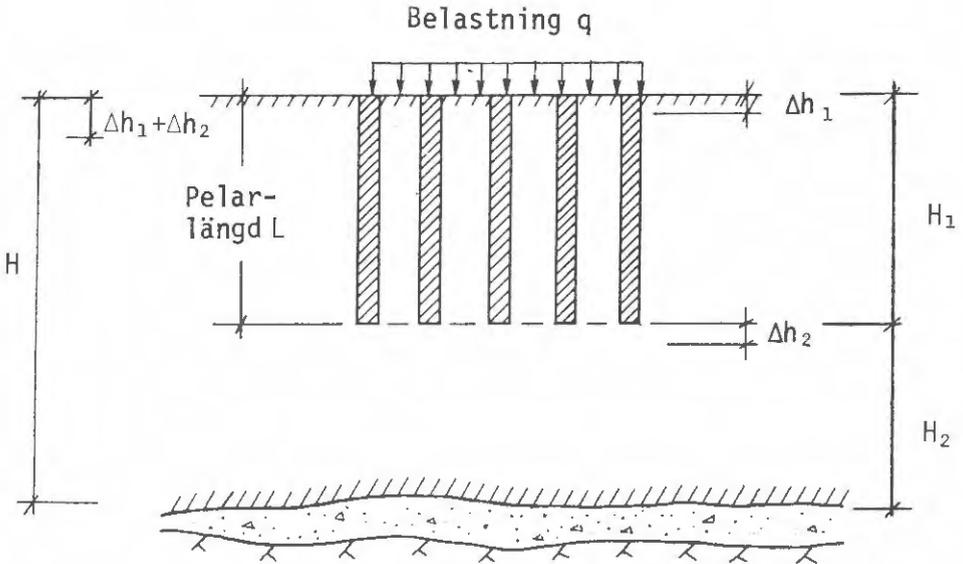
Erfarenheter från vägbyggnadsprojekt har sammanställts tillsammans med normala dimensioneringsmetoder för vägbankar på kalkpelare (Holm & Åhnberg 1984). Med bl a dessa som grund planeras anvisningar för vägbankar på kalkpelare att ges ut av Vägverket hösten/vintern 1986/87.

Helt enhetliga beräkningsmetoder används inte för dimensionering eller studier av kalkpelarförstärkningars funktion. Normer och anvisningar har inte funnits och metoder och synsättet har varierat något både i Sverige och i grannländerna, se vidare kap 3.1. De metoder som använts och som normalt används i Sverige idag är relativt grova i sina antaganden om hur pelare och jord fungerar vid belastning. Ett antal större uppföljningar med relativt omfattande instrumentering samt datorsimuleringar och analyser med finita elementmetoden (Holm m fl 1983), (Bengtsson & Holm 1984), (Lahtinen 1983) har dock inneburit början till ökad kunskap om pelargruppers funktionssätt.

Beräkning av sättningar

Den beräkningsmodell som normalt används för beräkning av sättningar kan åskådliggöras genom ett belastningsfall och pelarförstärkning liknande de för vägbankar, se figur 31. Sättningen blir summan av sättningen inom de pelarförstärkta jordlagren, Δh_1 , och sättningen hos ett eventuellt lerlager under kalkpelarna, Δh_2 .

Inte bara pelarnas egenskaper utan även egenskaper hos den ostabiliserade jorden såväl inom som under pelardjupet har stor betydelse för totala sättningens storlek och sättningarnas tidsförlopp. Samtliga de egenskaper som studeras vid en normal sättningsberäkning för oförstärkt jord inverkar även i det pelarförstärkta fallet, dvs förkonsolideringstryck, portryck, kompressionsmodul, permeabilitet och dräneringsvägar m m. Vidare inverkar förbättringen av pelarens egenskaper med tiden, före och efter påförande av last.



Figur 31. Princip för sättningsberäkning. (Från Holm & Åhnberg 1984a.)

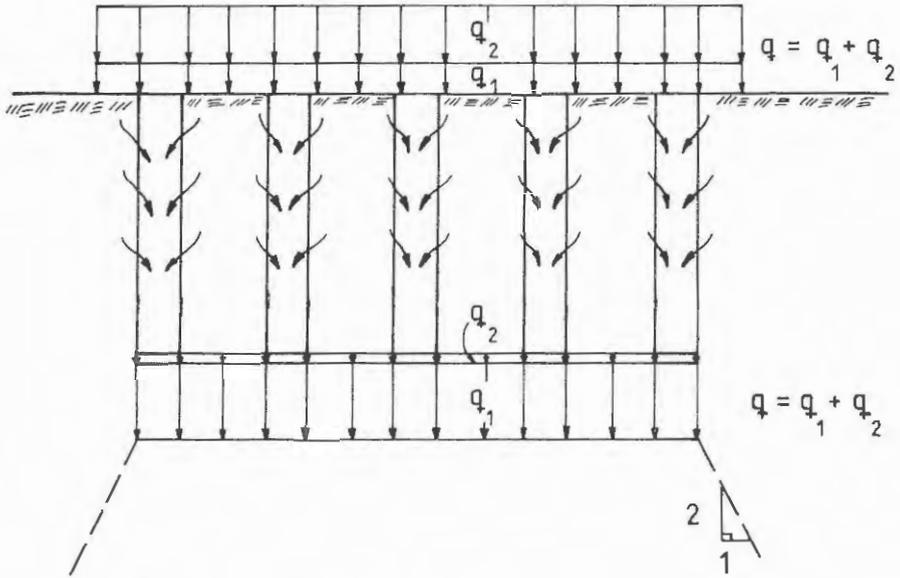
Normalt antas två olika funktionssätt gälla. I det ena fallet överskrids pelarnas kryplast och i det andra fallet överskrids ej kryplasten. Storleken på tillåten sättning bestämmer vilket funktionssätt som är aktuellt. Tidpunkten för belastning, tid för uttagande av sättningar, eventuell avlastning och pelarnas hållfasthetsökning med tiden beaktas också vid dimensionering.

● Fall I - Pelarnas kryplast överskrids

Belastningen, q , inom det pelarförstärkta området delas upp, se figur 32, i

1. q_1 = den last, per m^2 markyta, som bärs av pelarna. Denna belastning är relaterad till pelarnas kryplast. Kryplasten sätts normalt till 65% av pelarnas brottlast ($q_{pel}^{kryp} = 0,65$ à 0,8 ggr q_{pel}^{brott} för kalkpelare). Detta ger

$$q_1 = 0,65 \cdot \sigma_{pel}^{brott} \cdot A \cdot \frac{1}{c^2}$$



Figur 32. Pelares funktion vid belastning. (Från Holm & Ahnberg 1984a.)

där

A = pelarnas tvärsnittsarea

c = pelarnas centrumavstånd

σ_{pel}^{brott} = pelarnas brottspänning

Belastningen i pelarna antas förenklat vara konstant med obegränsad deformation när kryplasten överskrids. Brottspänningen (och krypspänningen) bestäms dels av pelarnas skjuvhållfasthet och dels av rådande horisontalspänningar. Härigenom kommer pelarnas brottspänning att variera (normalt öka) med djupet. Beräkning kan ske enligt

$$\sigma_{pel}^{brott} = 2 \tau_{pel} + \sigma_H$$

där

τ_{pel} = pelarnas skjuvhållfasthet

σ_H = horisontalspänning mot pelarna

En friktionsvinkel av 30° hos pelarmaterialet med kohäsionsandelen c' ger i ett dränerat fall att brottspänningen i pelaren kan beräknas enligt

$$\sigma_{pel}^{brott} = 3,5 c'_{pel} + 3\sigma'_H$$

En totalspänningsanalys kan enligt Broms (1984) ge i princip samma förhållande mellan σ_v , σ_H och c . Detta enligt vad försök och uppföljningar i framförallt kv Myren (Boman m fl 1979) tydde på. Beräkning sker därför oftast med en uppräknings av brottlasten för sidospänningar motsvarande $3\sigma_H$ istället för endast σ_H .

Kohesionen c' (och c) hos stabiliserad jord är normalt lägre än den odränerad skjuvhållfasthet som utvärderas t ex vid enaxliga tryckförsök eller skjuvförsök. Friktionsvinklar varierande mellan 30° och 45° har uppmätts i olika fall. Huruvida vinklarna är giltiga vid alla spänningsnivåer är dock inte klarlagt. Likaså är det osäkert i vilken utsträckning pelarmaterialet uppträder odränerat/dränerat vid olika belastningsfall.

Horizontalspänningen σ_H sätts normalt till lika med totala överlagringstrycket. Osäkerhet råder dock rörande hur stora horizontalspänningarna blir efter installation och efter successivt belastning av pelare och mellanliggande jord.

En kontroll görs av att nedtryckning av hela pelare (nedstansning) inte sker.

2. q_2 = den last, per m^2 markyta, som bärs av den mellanliggande ej stabiliserade jorden. Detta ger

$$q_2 = q - q_1$$

Eftersom q_1 varierar med djupet och då normalt ökar med djupet kommer q_2 normalt att minska med djupet. En lastöverföring från jorden mellan pelarna, till pelarna, antas ske genom mantelfriktion. Ofta kan då hela q_2 successivt överföras till pelarna.

Sättningen inom de pelarförstärkta jordlagren, Δh_1 , beräknas genom indelning i ur sättnings synpunkt karakteristiska jordlager. Delsättningen i de olika jordlagren antas fås från belastningen q_2 , vilket innebär en konventionell sättningsberäkning för lastökningen $\Delta\sigma_{jord} = q_2 / (1 - \frac{A}{c^2})$.

Sättningen i lerlager under pelarna, Δh_2 , beräknas för belastningen $q_1 + q_2$ verkande i pelarnas underkant. En lastspridning, t ex enligt 2:1 metoden, antas från pelarbotten och ned.

Någon lastspridning i jorden från markytan och ned till underkant pelare antas oftast inte ske. Mätningar vid uppföljningen har dock visat på att sättningar uppstår även utanför kalkpelarblocket (och lasten) också i fall där kalkpelare installerats ned till fast botten. Omfattningen av denna lastspridning är emellertid inte klarlagd.

• Fall II - Pelarnas kryplast överskrids ej

Fördelningen av belastningen q mellan kalkpelare och mellanliggande jord bestäms av kompressionsmodulerna för pelarna respektive mellanliggande jord. Den påförda belastningen per ytenhet, delas upp i en del som bärs av pelarna, q_1 , och en del som bärs av jorden, q_2 . Vid samma deformation i pelarna och i den mellanliggande jorden (plana tvärsnitt förblir plana) är

$$q_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{c^2}{A} - 1\right) \frac{M_{\text{jord}}}{M_{\text{pel}}}} \cdot q$$

och spänningen på pelaren

$$\sigma_{\text{pel}} = \frac{1}{\frac{A}{c^2} + \left(1 - \frac{A}{c^2}\right) \frac{M_{\text{jord}}}{M_{\text{pel}}}} \cdot q$$

Sättningen, h_1 , inom det förstärkta djupet beräknas genom eventuell indelning i lager med ungefär lika kompressionsegenskaper. Sättningen antas bli enligt

$$\Delta h_1 = \frac{q L}{\frac{A}{c^2} M_{\text{pel}} + \left(1 - \frac{A}{c^2}\right) M_{\text{jord}}}$$

där

L = pelarens längd

A = pelarens tvärsnittsarea

c = pelarnas centrumavstånd

M_{pel} och M_{jord} = kompressionsmodul i pelare respektive jord

Är jorden något överkonsoliderad och överkonsolideringen ($\sigma'_c - \sigma'_0$) är mindre än den nya belastningen på jorden $\Delta\sigma_{jord}$ så kan sättningen beräknas enligt

$$\Delta h_1 = \frac{q}{a M_{pel} + (1-a) M_L} - \frac{(1-a) M_L}{(1-a) M_L + a M_{pel}} \cdot \left(\frac{1}{M_L} - \frac{1}{M_0} \right) \cdot (\sigma'_c - \sigma'_0) L$$

där $a = \frac{A}{c^2}$ = pelarnas täckningsgrad

σ'_c = förkonsolideringstryck

σ'_0 = rådande effektivspänning

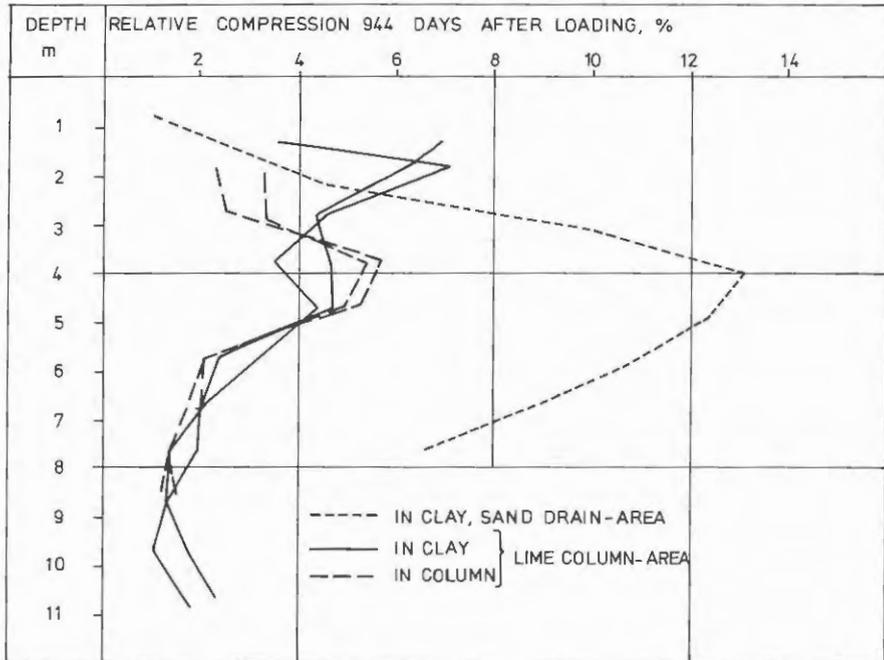
M_L = kompressionsmodul över förkonsolideringstrycket

M_0 = kompressionsmodul under förkonsolideringstrycket

Någon lastspridning antas normalt inte ske från markytan och ned till pelarnas underkant. Sättningen, Δh_2 , i ett eventuellt lerlager under pelarna antas kunna beräknas för en belastning q vid pelarnas underkant och med en lastspridning (t ex 2:1) från denna punkt. Även i detta fall gäller att den verkliga omfattningen av lastspridningen från markytan och ned till fast botten inte är klarlagd, jfr fall I ovan.

Överföringen av last från mellanliggande jord till pelare och från pelare till jorden, har kunnat studeras vid uppföljningar där sättningar mätts på olika djup under markytan. I figur 33 visas resultat av mätningar utförda i och mellan pelare vid kalkpelarförstärkning i Vagnhärad, se även figur 2. Förstärkningen var dimensionerad för en last överskridande pelarnas kryplast. Ned till 3 meters djup överskreds dessutom förkonsolideringstrycket hos leran mellan pelarna. Som jämförelse visas i figuren resultat av sättningsmätningar inom närliggande område utan kalkpelare.

Sättningsutvecklingen med tiden antas i stort sett följa ett konsolideringsförlopp där pelarna fungerar som vertikala dräner med ett visst strömningsmotstånd. Dräneringsförloppet påverkas dock av lastöverföringen mellan jord och pelare. Pelarnas hållfasthet ökar dessutom med tiden och en allt större last kan föras över till pelarna.



Figur 33. Exempel på kompression hos pelare respektive mellanliggande jord på olika djup under vägbank i Vagnhärad 2,5 år efter uppfyllnad. (Jfr figur 2.) (Från Holm m fl 1983.)

Konsolideringsförloppet för symmetriskt radiellt flöde, med hänsynstagande till strömningsmotstånd i pelarna, antas följa följande ekvation, [(modifierad ekvation (Holm & Åhnberg 1984) enligt ursprungligen Barron (1948), se även Hansbo (1979)].

$$U = 1 - e^{-\frac{2 \cdot c_{vh} \cdot t}{R^2 f(n)}}$$

där U = konsolideringsgrad

c_{vh} = konsolideringskoefficient

t = konsolideringstid

R = pelarnas influensradie (R=0,56 c vid kvadratisk eller likbent triangulärt rutmönster)

$$f(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \left[\ln(n) - \frac{3}{4} + \frac{1}{n^2} \left(1 - \frac{1}{4n} \right) \right] + \frac{n^2-1}{n} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot \frac{1}{1000} \cdot L_D^2$$

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

r = pelarradie

c = centrumavstånd pelare

L_D = pelarnas längd vid ensidig dränering och halva pelarlängden vid tvåsidig dränering

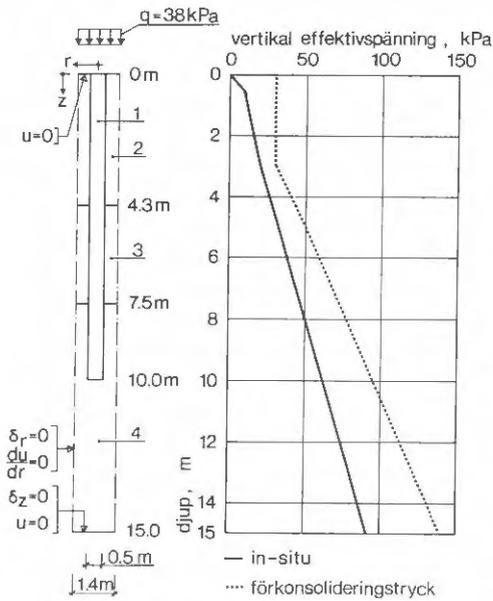
Erfarenheter från ett antal uppföljningar av sättningsförlopp för vägbankar på kalkpelarförstärkt jord har visat att beräkningar enligt ovan vid normalkonsoliderad eller lätt överkonsoliderad jord normalt kan ske med följande antagande (Holm & Åhnberg 1984).

- Pelarnas effektiva drändiameter är lika med pelardiametern.
- Pelarnas permeabilitet är 1000 ggr lerans permeabilitet.
- Någon störd zon finns inte runt pelarna.
- Konsolideringskoefficienten c_h för vertikal konsolidering och horisontell strömning sätts till 2 ggr c_v enligt kompressionsförsök (inom aktuellt spänningsintervall).

Sättningsförloppet beräknat enligt ovan har visat på god överensstämmelse vid tiden för 80-90% konsolidering för beräknade och uppmätta sättningar vid förstärkningar för ett antal vägbankar (Holm & Åhnberg 1984). I början av sättningsförloppet gick sättningarna i verkligheten något fortare än vad beräkningarna visade. Under slutfasen av sättningsförloppet gick sättningarna något långsammare än vad beräkningarna visade.

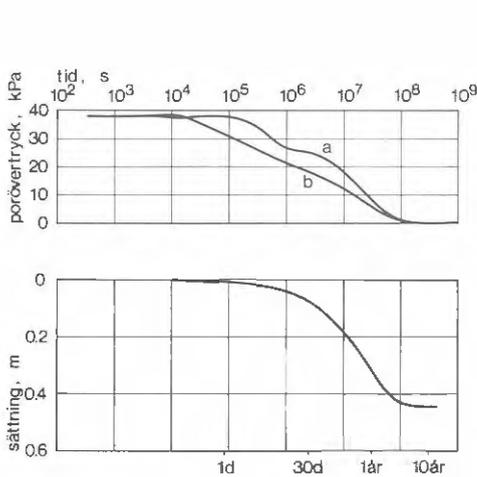
Sättningsförloppet för ett eventuellt lerlager under pelarna beräknas normalt med antagandet att lerlagret är dränerat vid pelarnas underkant.

Inverkan av olika faktorer på kalkpelares funktion vid belastning från vägbankar/uppfillnader har studerats med hjälp av datorberäkningar med finita elementmetoden (Bengtsson & Holm 1984). Beräkningarna visade att pelarna tar upp belastning dels på pelartoppen, dels genom negativ mantelfriktion från leran längs en relativt kort sträcka (de översta metrarna). Relativt små portrycksskillnader mellan pelare och mellanliggande lera beräknades vilket beror på att den successiva lastöverföringen till kalkpelarna genererar portryck i pelaren, se figur 34. De beräknade tidsförloppen överensstämde med uppmätta tidsförlopp för kalkpelarförstärkningar och visade på en dränerande effekt hos pelarna med pelarpermeabiliteter av storleksordningen 100 ggr lerans permeabilitet.

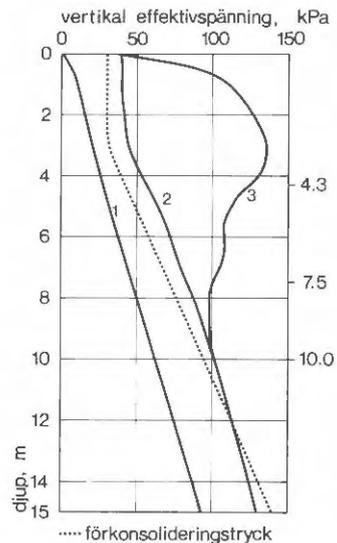


Egenskap	1 kalk - pelare	2 lera	3 siltig lera	4 lerig silt
E, kPa	4000	4000	4000	4000
ν	0.3	0.3	0.3	0.3
c' , kPa	100	5	5	5
ϕ'	30	30	30	30
k, m/s	10^{-7}	$0.6 \cdot 10^{-9}$	10^{-9}	10^{-8}
m	40	4	8	20
K_G	0.7	0.7	0.7	0.7

a. Beräkningsförutsättningar



b. Poröverttryck och sättning mot tiden. a. punkten $r=0,7$ m, $z=4,3$ m. b. punkten $r=0,0$ m, $z=4,3$.



c. Vertikal effektivspänning mot djup. 1. In situ, 2. $r=0,7$ m. 3. $r=0,0$ m.

Figur 34. Exempel på resultat av FEM-beräkningar. Analys av tidsförlopp för sättningar. (Från Bengtsson & Holm 1984.)

Stabilitet

En stor användning av kalkpelarmetoden har varit och är att skapa ökad stabilitet vid schaktning. Som typfall, för att åskådliggöra de beräkningsmodeller som normalt används, kan pelarförstärkning och schakt liknande den i figur 35a användas.

Kalkpelarförstärkningen utformas så att stabiliteten blir tillräcklig både för schaktväggar och schaktbotten. I figur 35 b-d visas de brottmodeller som normalt antas gälla för pelare i samverkan med jord.

- **Stjälpling**, se figur 35b. Vattentryck och jordtryck verkar stjälpande på pelarväggen med ett stjälpande moment runt ett rotationscentrum vid framkanten på schaktbotten. Ett mothållande moment fås av egenvikten hos pelarväggen.

Vid beräkning av det stjälpande momentet tas normalt hänsyn till enbart ett vattentryck (normalt verkande från markytan och ned) då schaktdjupet är mindre än $\frac{2 \cdot \tau_{fu}}{\rho_{jord} \cdot g}$. Vid jämvikt antas följande samband råda

$$0,5 Wg \cdot b \geq \frac{1}{6} \cdot h_w^3 \cdot \rho_w \cdot g$$

där W och b är massa respektive bredd hos pelarvägg och h_w och ρ_w är djup respektive densitet hos vatten. Där h_w är lika med schaktdjupet D förenklas ekvationen till

$$\frac{b}{D} \geq 0,58 \sqrt{\frac{\rho_w}{\rho_{pel}}}$$

vilket för normala värden som $\rho_w = 1,0 \text{ t/m}^3$ och $\rho_{pelare} = 1,4$ à $1,8 \text{ t/m}^3$ innebär $b \geq (0,43 \text{ à } 0,49) \cdot D$.

Jordtrycket mot pelarväggen kan beräknas som ett aktivt jordtryck med en Rankine-brottzon. En viss friktion antas råda mellan jord och pelarvägg, vilket innebär att jordtrycket i verkligheten blir något lägre (Broms 1984). I de fall ytterligare pelarrader installeras bakom väggen reduceras jordtrycket ytterligare i och med att den genomsnittliga skjuvhållfastheten ökar i jorden samtidigt som dessa pelare verkar bärande.

- **Skjuvning**, se figur 35c. Skjuvning kan ske utmed en skjuvyta horisontellt vid schaktbotten eller med en viss lutning genom pelarväggen. Vid dimensionering kan antas en brottyta med lutningen 60° (Broms 1984).

Pelarväggen antas påverkad av vattentryck då $h_w > 1,7b$ där h_w och b är vattentryck respektive väggbredd. För ett vattentryck verkande från markytan och ned, antas en dimensionering kunna ske enligt följande ekvation (Broms 1984)

$$\frac{h_w}{b} < \sqrt{3} + \sqrt{\frac{4 \tau_{pel}}{b \cdot g \cdot \rho_w} + \frac{\rho_{pel}}{\rho_w} - \frac{2 D \rho_{pel}}{\sqrt{3} \cdot b \cdot \rho_w}}$$

där τ_{pel} = pelarnas skjuvhållfasthet (kPa)
 b = väggbredd (m)
 ρ_w = densitet hos vatten (t/m^3)
 ρ_{pel} = densitet hos pelarna (t/m^3)
 D = schaktdjup (m)

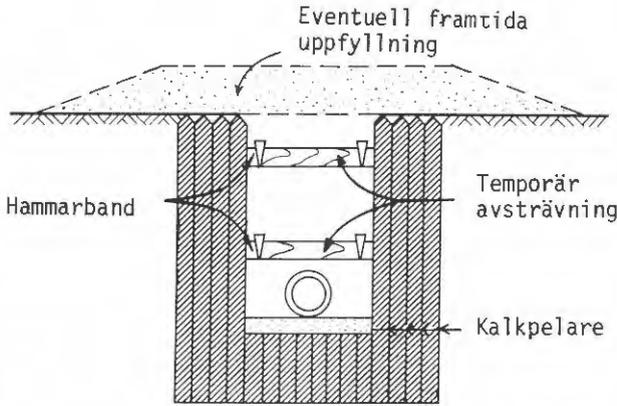
Vid schaktdjup (D) större än $1,7 b + \frac{2 \tau_{fu}}{\rho_{jord} \cdot g}$ antas pelarväggen påverkas även av jordtryck.

- **Bottenupptryckning**, se figur 35d. Bottenupptryckning antas normalt kunna inträffa då schaktdjupet är större än $\frac{6 \tau_{fu}}{\rho_{jord} \cdot g}$. Installeras pelarna med överlappning i schaktbotten kan erforderlig pelarlängd beräknas enligt följande ekvation (Broms 1984)

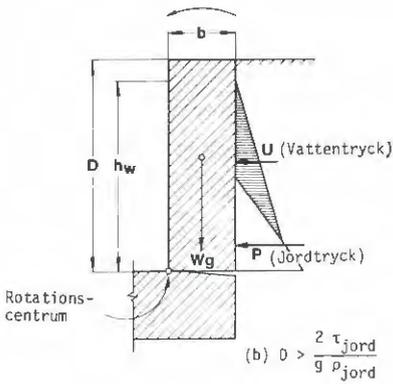
$$H_d > \frac{B \cdot D \cdot \rho_{jord} \cdot g}{2 \tau_{pel}} - \frac{3 \cdot \tau_{jord} \cdot B}{\tau_{pel}}$$

där H_d = pelarlängd (m)
 B = schaktbredd (m)
 τ_{pel} = skjuvhållfasthet hos pelarna (kPa)
 ρ_{jord} = densitet hos jorden (t/m^3)
 τ_{jord} = ursprunglig skjuvhållfasthet hos jorden (kPa)

Ekvationen förutsätter att schaktens längd är stor i förhållande till schaktbredden och att mäktigheten av det lösa jordlagret under schaktbotten är större än schaktbredden. För kortare schakter och där lerdjupet under schaktbredden är mindre än schaktbotten blir risken för bottenupptryckning mindre och pelarlängden

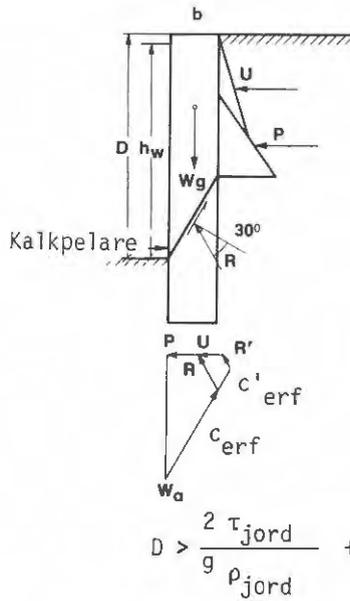


a) Stabilisering av schakt med kalkpelare.



$$(b) D > \frac{2 \tau_{jord}}{g \rho_{jord}}$$

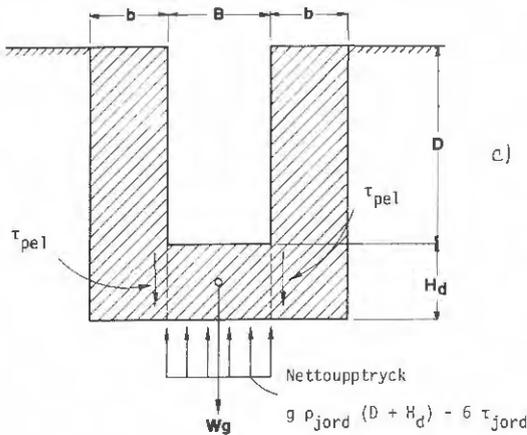
b) Stjälpling. (Enbart vattentryck dimensionerande vid $D < \frac{2 \cdot \tau_{jord}}{g \cdot \rho_{jord}}$)



$$D > \frac{2 \tau_{jord}}{g \rho_{jord}} + b \sqrt{3}$$

c) Skjuvbrott i kalkpelarvägg. (Enbart vattentryck dimensionerande vid

$$D < \frac{2 \cdot \tau_{jord}}{g \cdot \rho_{jord}} + b \sqrt{3})$$



d) Bottenupptryckning.

Figur 35. Beräkningsmodeller för pelarförstärkt schakt. (Från Broms 1979.)

kan minskas något. Hänsyn måste dock tas till risken för hydraulisk uppluckring av schaktbotten.

Installeras pelarna utan överlappning används normalt jordens ursprungliga skjuvhållfasthet istället för pelarnas skjuvhållfasthet i ekvationen ovan.

Schakt med vertikala sidor med eller utan temporär stämp behöver ofta tillgripas där arbetslutrymmet är begränsat, exempelvis i gator. För schaktslänter med lutning 2:1 eller flackare behövs normalt inte någon stämp vilket kan ge ett rationellare och billigare utförande.

Stabiliteten hos en schakt kan ökas om pelare installeras lutande, se figur 36a. Pelarna kan även installeras som skivor (paneler) tvärs ledningsgraven, se figur 36b. Avståndet mellan skivorna avpassas så att erforderlig säkerhet uppnås mot brott för jorden mellan pelarna. Vid beräkning av ändyteffekt antas normalt skjuvhållfastheten intill pelarväggen vara lika med den hos ursprunglig jord.

Vid installation av pelare för att höja stabiliteten i slänter bör pelarna installeras som skivor tvärs slänternas längdriktning för att få en god samverkan mellan pelare (hög hållfasthet i skivorna). Normalt antas en medelskjuvhållfasthet råda längs en potentiell glidyta med full samverkan mellan pelare och jord. Medelskjuvhållfastheten i det pelarförstärkta området beräknas då enligt

$$\tau_{\text{medel}} = a \cdot \tau_{\text{pel}} + (1-a) \cdot \tau_{\text{jord}}$$

där $a = \text{andel pelare per ytenhet} = \frac{\text{pelararea}}{\text{centrumavstånd}^2}$

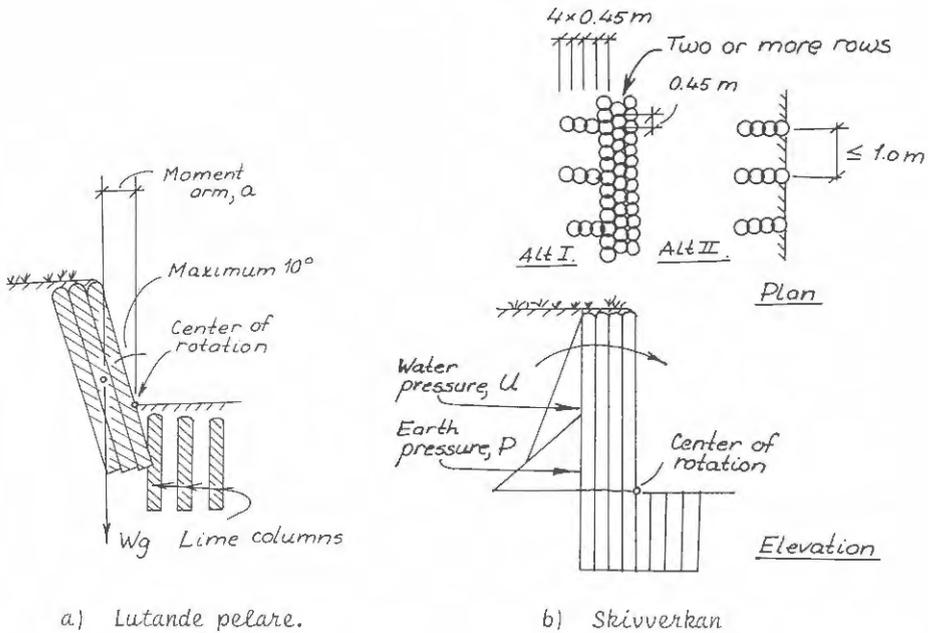
$\tau_{\text{pel}} = \text{skjuvhållfasthet hos pelare (kPa)}$

$\tau_{\text{jord}} = \text{skjuvhållfasthet hos ostabiliserad jord (kPa)}$

Avståndet mellan skivorna bestäms av erforderlig säkerhet mot brott för jorden mellan skivorna.

Installeras pelarna lutande vid den aktiva delen av brottzonen, fås en bättre effekt av pelarförstärkningen. Dels ökar ytandelen pelare utmed glidytan, dels kan pelarna antas ta en viss del last.

En viss osäkerhet råder om hur stor samverkansomsker mellan pelare och jord varför viss försiktighet tillämpas.



Figur 36. Exempel på installationsmönster för förbättrad stabilitet. (Från Broms 1984.)

2.5 Projektering - uppföljning. Speciellt för kalkpelarmetoden

2.5.1 Bedömning av tillämpbarhet

Kalkpelarmetoden har använts som grundförstärkningsmetod i en rad olika tillämpningar, se kap 2.1. Djupstabilisering med kalkpelare har i många fall utgjort en tekniskt och ekonomiskt klart fördelaktig lösning på grundförstärkningsproblem då undergrunden utgjorts av mycket lös till fast lera.

Effekten av kalkinblandning minskar med ökande vattenkvot och ökande organiskt innehåll i leran. Resultat av senare års forskning och några fall av praktisk tillämpning visar emellertid på goda möjligheter att använda tillsatsmedel till kalken, såsom gips, alternativt använda andra stabiliseringsmedel än kalk, t ex cement, för att få bättre effekt i vissa jordar. Exempel på sådana jordar är organisk jord, silting jord och lera med hög salthalt.

En pelarförstärkning går idag normalt inte att utföra ned under ett befintligt fyllningslager på grund av begränsningar hos dagens kalkpelarmaskin. Fyllning måste avlägsnas eller skiftas ur och ersättas av en lämplig arbetsbädd av sand eller grus, se kap 2.2.2.

Vid bedömning av kalkpelarmetodens tillämpbarhet jämfört med andra grundförstärkningsmetoder kan hänsyn tas till följande

- Utredningen påbörjas i så god tid vid projekteringen att hållfasthetsökningen kan bestämmas i största möjliga utsträckning före dimensionering. Normalt behöver hållfastheten 1 à 3 månader efter inblandning vara känd vid dimensionering. Detta gäller både laboratorieundersökning och i fall med provpelare även fältundersökning. Senare års erfarenhet visar dock att kalkpelare ofta har hög hållfasthet redan 1-2 veckor efter inblandning. För att utnyttja detta kan verifiering ske i fält.
- Extra provtagning i fält kan bli nödvändig för att få tillräcklig mängd jordmaterial för inblandning av stabiliseringsmedel och provning på laboratoriet.
- Stabiliserade jordprover behöver normalt undersökas vid ca 5 tidpunkter efter inblandning.
- Installation av provpelare kan bli aktuell för stora och/eller svårbedömda förstärkningar. Provpelare kontrolleras, normalt genom sondering med kalkpelarsond, vid 1 à 2 tidpunkter efter installation.
- Total tidsåtgång för förstärkningsarbetena kan bedömas utgående från en kapacitet hos dagens kalkpelarmaskin av 300-400 meter pelare per 8 timmars arbetsskift.
- Installerade pelare kontrolleras normalt med avseende på kontinuitet och fasthet genom pelarsondering i en omfattning motsvarande 0,5-2% av totalt installerade pelare. Kontrollen fördelas ibland på 2 olika tidpunkter efter installation.
- Sättningsuppföljning utförs normalt under minst ca 2 års tid. Antalet mättillfällen kan vara ca 5-8 st beroende på belastningsfall och beräknade sättningar. Sättningsuppföljningen omfattar normalt avvägning av sättningsdubbar men kan också, som t ex för vägbankar, omfatta slang-sättningsmätningar och även bälgslangmätningar.

Se vidare kap 2.6 angående storleksordningen på olika kostnader speciellt för kalkpelarmetoden.

Vid jämförelse med vertikaldränering där överlasten ofta kräver tryckbankar har kalkpelare fördelen att mindre marklösen krävs eftersom stabiliteten klaras genom pelarnas höga hållfasthet.

Ofta har pålgrundläggning använts för att undvika sättningar (nollsättning). I flera fall har dock kalkpelare kunnat ersätta pålning. Detta har skett genom att kalkpelare reducerat de framtida sättningarna till acceptabel nivå och jämnhet. Stora besparingar har härvid gjorts.

Vid användande av kalkpelarmetoden blir ibland behovet mindre av restriktioner för byggande intill. Ett exempel är där sättningar kan uppstå under påldäck på grund av grundvattensänkning. Restriktioner kan krävas för uppfyllnad/schaktning intill för att undvika rörelser in under påldäcket. Vid användande av kalkpelarmetoden är riskerna för rörelser betydligt mindre.

Positiva effekter som dock kan vara mer svåråtkämpliga kostnadsmässigt är bl a undvikande av vibrationer jämfört med alternativa metoder med spontslagning, pålning o dyl, samt skapandet av jordvolym som går att utnyttja vid förnyat byggande i framtiden.

2.5.2 Dimensionering och upphandling

Som underlag vid dimensionering av en pelarförstärkning utförs laboratorie- och fältundersökningar. Dessa undersökningar omfattar som regel vad som normalt bör ingå i en geoteknisk undersökning med bestämning av ursprunglig jords egenskaper (skjuvhållfasthet, deformationsegenskaper, portryck, m m). Vid fältundersökningarna läggs speciell vikt vid följande bestämningar

- Mäktighet, inklusive variationer, hos de lösa jordlagren.
- Förekomst och beskaffenhet hos ytlager samt skikt/lager av grövre jord.
- Förekomst av fasta hinder (jordkablar, luftledningar m m).

Efter att ursprunglig jords egenskaper undersökts på laboratoriet, blandas jord från ur stabiliseringssynpunkt karakteristiska jordlager (jord som förväntas ge ungefär samma hållfasthetstillväxt efter stabilisering). Normalt blandas och stabiliseras (se även kap 2.3.2) en jordvolym motsvarande minst 5 fyllda kolvborrhylsor för varje provserie. Provningstidpunkterna anpassas till aktuellt projekt och väljs med hänsyn till erforderligt underlag vid projektering och olika skeden under byggnadstiden.

Vid tidsbrist i projekteringskedet kan en förtätning av provningarna göras i början av provningsserierna för att möjliggöra en preliminär dimensionering. Fortsatta provningar sker därefter för verifiering av antagen hållfasthetstillväxt, ev för justering av pelaravstånd eller tidpunkter för belastning. Provhylsor kan även lagras vid högre temperatur än normalt för att visa på, inte bara hållfasthetsutvecklingen vid en eventuellt förhöjd temperatur i fält, utan också snabbare ge en uppfattning om hållfasthetsutvecklingen på sikt för prover lagrade vid lägre temperatur (Åhnberg & Holm 1984).

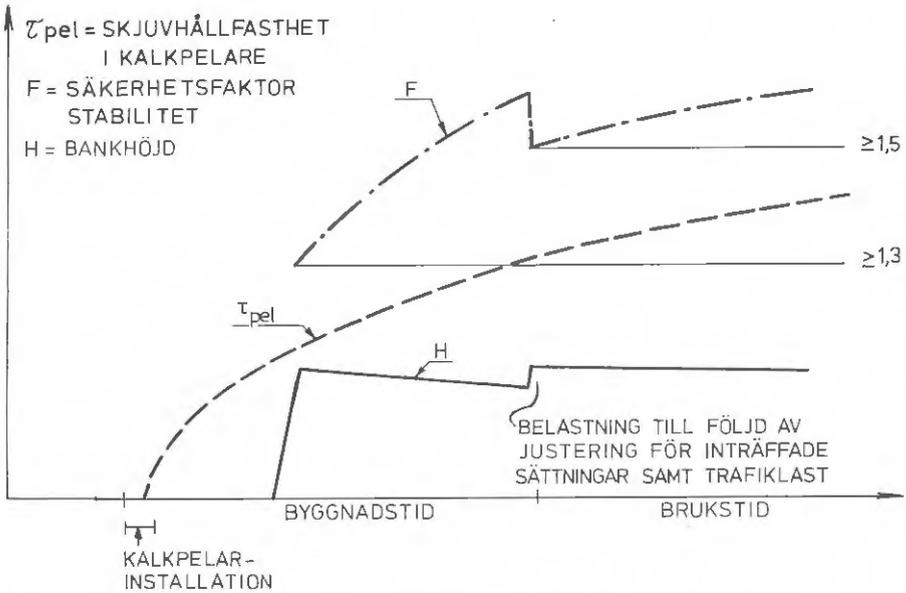
Provpelare installeras normalt i de fall ett säkrare underlag önskas för dimensioneringen. Installation av provpelare och provning av dessa ger möjlighet att bedöma

- eventuella installationssvårigheter med hänsyn till bl a ytlagrens beskaffenhet, fastare torrskorpa och skikt av friktionsjord
- pelarnas egenskaper in situ.

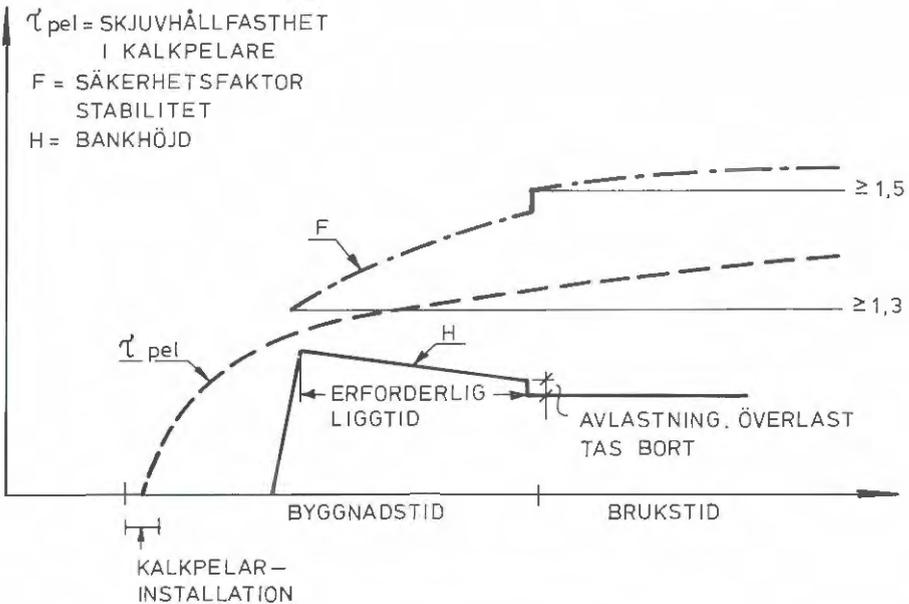
Provpelarna installeras normalt gruppvis i en omfattning som möjliggör provning av minst 3 pelare av samma typ (med samma förväntade egenskaper) vid 2 olika tidpunkter efter installation.

Dimensionering av en pelarförstärkning bör ske i samarbete mellan projektör, geotekniker och byggherre. Detta är viktigt för att kunna optimera grundförstärkningen och utnyttja pelarnas olika hållfasthet vid olika tidpunkter i byggskedet, (se figur 37 som visar principer för hur en pelarförstärkning kan utnyttjas). Framförallt bör följande punkter klargöras:

- kvalitetskrav med avseende på sättningar



a) Justering för sättningar under byggnadstiden.
(Från Holm & Ahnberg 1984.)



b) Användande av överlast.

Figur 37. Princip för utnyttjande av kalkpelare.

- möjliga tidpunkter för pelarinstallation, belastningar och eventuella justeringar
- möjligheter att följa upp hållfasthetstillväxten i pelare och deformationer i jorden under byggnadstiden för att eventuellt kunna minska mängden övriga aktuella förstärkningsåtgärder. Detta gäller fall där pelarförstärkningen kombineras med t ex cellplastfyllning, tryckbank eller spont. Viktigt är då att upphandlingen utförs på ett sätt som medger flexibla lösningar.

I bilaga 1 redovisas en sammanfattning av vad ett förfrågningsunderlag för kalkpelarentreprenader normalt bör innehålla i fallet jordförstärkning för vägbank.

2.5.3 Kontroll och uppföljning

För kontroll av att uppställda krav i bygghandlingarna uppfylls studeras utmatningsdiagrammen för varje pelare i takt med pelarinstallationen. Följande kontrolleras

- mängden stabiliseringsmedel per meter pelare
- avbrott i utmatningen
- pelarlängden
- om installation försvårats eller avbrutits pga hinder

Exempel på åtgärder under eller efter pelarproduktionens gång är

- kontroll av hållfasthet hos pelare
- installation av kompletteringspelare
- modifierad installationsteknik (t ex minskad neddrivnings- eller uppdragningshastighet)
- bortschaktning av hinder
- kompletterande förstärkning (t ex lättare fyllning)

Produktionskontroll av pelare utförs idag normalt genom sondering med kalkpelarsond vid 1 ibland 2 tidpunkter efter installation. Med hänsyn till naturlig spridning i förstärknings- och kontrollmetodens effekt respektive mätresultat utförs normalt vid varje sonderingstillfälle 4 à 5 sonderingar i pelare med ungefär samma mängd stabiliseringsmedel per meter och samma ålder.

Om pelare vid kontroll av hållfastheten visar sig ha lägre hållfasthet än beräknad, kan en åtgärd vara att installera kompletteringspelare mellan övriga pelare. Detta kan dock bara göras i de fall centrumavstånden är större än 0,7 m (kvadratisk rutmönster).

Uppföljningen av sättningar/horisontalrörelser sker normalt både i byggskede och efter färdigställande. Mätningar av horisontalrörelser, ofta kompletterade med porttrycksmätningar, utförs normalt där pelare installeras för förstärkning av schakter eller slänter. Mätningar av sättningar bör pågå tills dess rörelserna har avstannat eller tills dess ett säkert värde på slutsättningen bedöms kunna utvärderas. Sättningarna utbildas oftast relativt snabbt (på några månader upp till 1 år) efter påförande av last. Med hänsyn till mätnoggrannhet och årstidsvariationer hos faktorer som påverkar sättningsförloppet bör dock sättningsuppföljning normalt ske under minst ett år efter påförande av last.

2.6 Ekonomi

2.6.1 Kostnader för pelare och kalkpelarmaskin

För en bedömning av ungefärlig kostnad för grundförstärkning med kalkpelarmetoden kan följande ungefärliga delkostnader användas (kostnadsläge 1986)

- stabiliseringsmedel
 - osläckt kalk ca 800 kr/ton
 - cement ca 500 kr/ton
 - gips ca 800 kr/ton
 - flygaska "0 kr/ton"
 - blandningskostnad ca 1000-2000 kr/ton (kalk + gips i kulbil alternativt storsäck)
 - transportkostnad ca 200 kr/ton (Mellansverige)

- installationskostnader
 - inblandning ca 25-30 kr/meter pelare (exkl kostnad för stabiliseringsmedel)

Kostnad för en pelarförstärkning kan dock variera en hel del beroende på typ av projekt, storlek m m. Ytterligare maskinkostnader tillkommer, huvudsakligen i form av kostnader för transport, uppställningar och eventuella väntetider (ca 800-1000 kr/tim).

2.6.2 Kostnader för fält- och laboratorieundersökningar

Inblandning av stabiliseringsmedel och undersökning av stabiliserade prover kan normalt uppskattas kosta (prisnivå april 1986) 4000 à 5500 kr per inblandning och jordlager. I dessa kostnader ingår då

- bestämning av vissa egenskaper hos ostabiliserad jord, såsom w_N , w_L , och eventuellt också w_p , organisk halt eller pH.

- tillverkning och lagring av prover

- undersökning av stabiliserad jord
 - benämning, densitet, vattenkvot samt skjuvhållfasthet enligt kon- och enkla tryckförsök vid 5 provningstillfällen
 - w_L vid 3 provningstillfällen
 - ödometerförsök (CRS) vid 1 provningstillfälle
 - eventuellt pH eller w_p vid 2 provningstillfällen

Kostnaderna för laboratorieundersökningarna varierar en del beroende på typ av stabiliseringsmedel och jord och typ av projekt.

Kontroll av pelare i fält genom sondering med kalkpelarsond kan uppskattas kosta (prisnivå april 1986) ca 1500 à 2000 kr per pelare. Kostnaderna för fältkontrollen varierar något beroende på framförallt kontrollens omfattning.

2.6.3 Kostnadsbesparingar

Tid är pengar, vilket kan ses ur olika aspekter vid användande av kalkpelarmetoden för jordförstärkning. Ofta önskas en kort projekteringstid med ett snart igångsättande av pelarinstallationer i fält för att hinna färdigt innan resterande byggnadsarbeten skall påbörjas. Projekteringstiden kan idag göras relativt kort med hjälp av lagring av prover vid olika temperaturer, installation av provpelare med kontroll av när dessa uppnår en viss hållfasthet eller skapande av möjlighet för alternativa åtgärder om pelarna blir svagare eller starkare än vad som antas vid dimensioneringen. Likaså kan belastning (pålastning/schaktning) av pelarna oftast ske efter en relativt kort tid efter installation då pelarna normalt har en god hållfasthetstillväxt redan de första dagarna efter installation.

Då pelarnas hållfasthet normalt ökar med tiden efter installation kan emellertid kostnadsbesparingar göras om en viss tid tillåts förflyta mellan installation och fullt utnyttjande av pelarna (färdigställande av väg, schakt el dyl). Detta gäller de fall där en högre hållfasthet hos pelarna kan utnyttjas genom glesare pelarsättning och därigenom minskat antal pelare. Denna kostnadsbesparing skall jämföras med kostnaden för längre byggnadstid.

En god ekonomisk lösning kan vara att, där så är möjligt, utnyttja pelarförstärkningen till flera ändamål. Exempel på detta är installation av pelare för VA-ledningar där pelarna utnyttjas för grundläggning

av ledningar, ökande av schaktstabilitet, skapande av relativt lättarbetad schaktgrop och användande av stabiliserade schaktmassor för återfyllning. En annan lösning kan vara att utöka pelarförstärkningen så att den omfattar även angränsande konstruktioner. Exempel på detta kan vara pelarförstärkning av byggnad/industrigolv som utökas till att omfatta även anslutande ledningar och förgårdsmark.

3. ANDRA LÄNDERS TEKNIK FÖR DJUPSTABILISERING GENOM INBLANDNING AV KALK, CEMENT M M

Djupstabilisering genom mekanisk inblandning av ett kemiskt stabiliseringsmedel (kalk, cement) utvecklades under 1970-talet i Sverige och i Japan. Tidigare hade under 60-talet "pelare av kalk" förekommit som uppborrade hål fyllda med kalk, bl a i USA. Denna teknik med fyllda borrhål har provats i ett antal länder (Mitchell 1981), (Eggestad 1983), och har även vidareutvecklats och använts under senare tid i Japan. Försök med uppborrade hål fyllda med kalk utfördes i Sverige i slutet av 60-talet (Sandegren 1968). Endast begränsad effekt erhöles.

I dag används djupstabilisering genom inblandning av kemiska stabiliseringsmedel i framförallt Sverige, Norge och Finland samt i ett antal asiatiska länder. Bland de senare intar Japan en särställning vad gäller utveckling av teknik.

3.1 Teknik och forskning i Norge och Finland

I Norge har ca 150 000 meter kalkpelare installerats under perioden 1977-1985. Någon norsk kalkpelarmaskin finns inte, varför samtliga installationsarbeten hittills utförts av de svenska entreprenörerna (BPA och Alimak). Den helt dominerande tillämpningen är, och har varit, förstärkning för grundschakt för byggnad oftast i kombination med spont. Andra tillämpningar har varit stabilisering av ett skredområde i Fredrikstad (Karlsrud 1981) och stabilisering av naturlig slänt (i Rörvik).

Kalkstabilisering har visat sig fungera bra i de norska kvicklerorna. Däremot har effekten varit sämre i de mindre sensitiva lerorna som normalt också har ett högt saltinnehåll.

Ett antal undersökningar av andra stabiliseringsmedel än ren kalk, såsom kaliumklorid + kalk (Bryhn 1981) eller aluminiumhydroxid (Bryhn m fl 1983) har utförts i Norge. Likaså har jämförande undersökningar utförts av hållfasthet hos prover stabiliserade på laboratorium kontra den hos pelare i fält (Aas 1983 och 1985). Den forskning och utveckling som för närvarande bedrivs koncentrerar sig till stor del på användandet av cement som stabiliseringsmedel. Bakgrund till detta är bl a att cement kan förväntas ge en snabb hållfasthetstillväxt med i många fall högre hållfasthet än vad kalk kan ge. Dessutom kan tillgången till bra cement förväntas vara bättre än tillgången till bra kalk - svensk kalk har hittills visat sig vara bättre än den norska (Aas 1985).

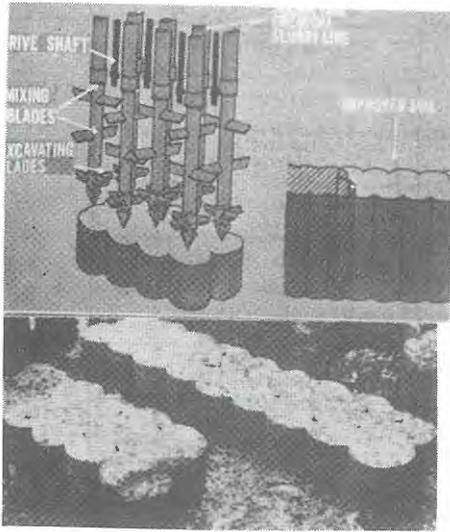
I Finland har kalkpelarmetoden använts sedan 1976. Metoden har hittills till större delen kommit till användning inom Helsingforsområdet. Tillämpningarna har varit liknande de i Sverige, dvs pelare har i stor omfattning utnyttjats för sättningsreduktion, men även installationer för att öka stabiliteten hos rörschakter, bankfyllnader o dyl förekommer. 1985 installerades totalt ca 240.000 meter pelare i Finland. Installation av pelare utförs av tre finländska företag samt av de båda svenska entreprenörerna, Alimak och BPA. Sammanlagt 3 kalkpelarmaskiner har köpts från Sverige (Alimak) varav 1 maskin är av typ LPS-4 och 2 av äldre typ.

Relativt omfattande undersökningar av kalk-gips som stabiliseringsmedel har utförts i Finland både på laboratorium och i fält med bl a uppföljningar av provbankar (Kujala 1983). Faktorer som inverkar på hållfastheten hos pelare såsom temperatur hos pelare, svavelhalt hos jorden och luftmängd i pelare har studerats (Kujala 1984). Bland övriga undersökningar kan nämnas användande av finita elementmetoden och jämförelser mellan mätningar i fält och olika beräkningsmetoder (Lahtinen 1983).

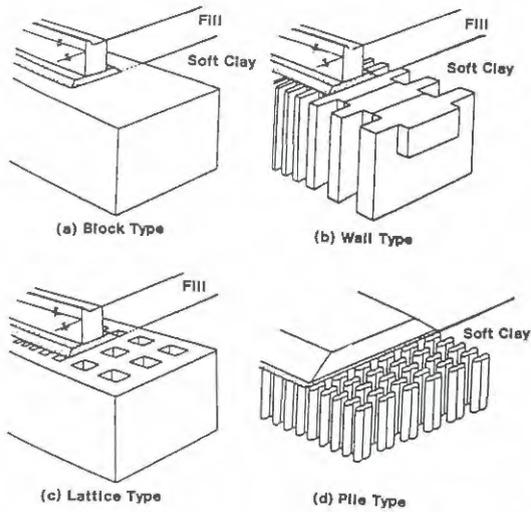
Vid kontroll av pelare i Finland används förutom den svenska kalkpelarsonden även en kalkpelarvingborr med vingdimensionen 130 mm x 65 mm (Halkola 1983).

3.2 Metoder i Japan

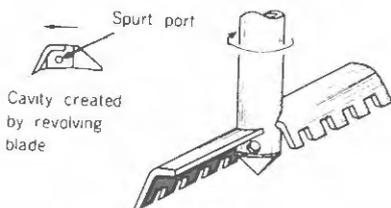
Djupstabilisering genom mekanisk inblandning av stabiliseringsmedel



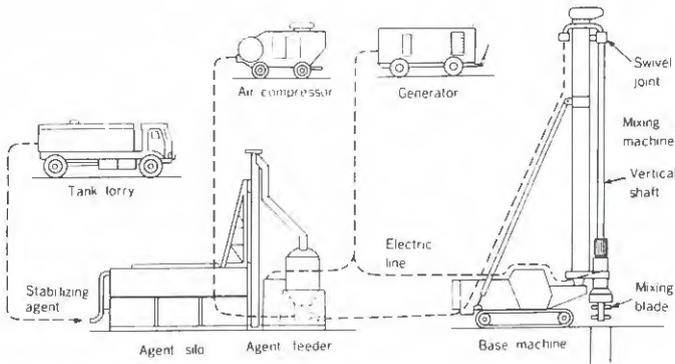
a) Exempel på inblandning av våt cement. (Från Suzuki 1982.)



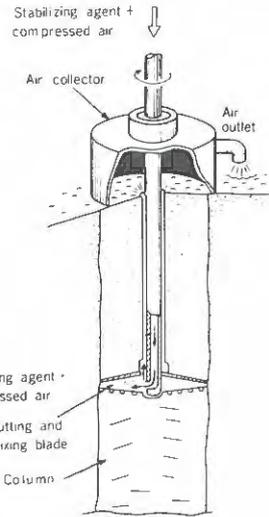
b) Exempel på möjliga installationsmönster. (Från Miki 1985.)



c) Inblandningsverktyg för torra stabiliseringsmedel. (Från Chida 1981.)

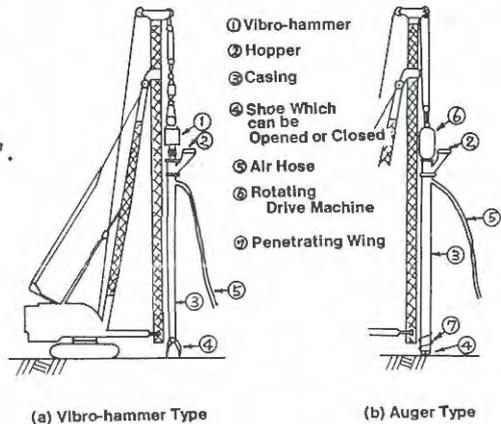


d) Utrustning för användande av torra stabiliseringsmedel. (Från Chida 1981.)



e) Princip för djupstabilisering med torra stabiliseringsmedel. (Från Chida 1981.)

f) Utrustningssystem för tillverkning av "pelare av kalk". (Från Miki 1985.)



Figur 38. Japanska metoder för djupstabilisering.

utförs i Japan med ett antal olika metoder. I stor utsträckning har djupstabiliseringar blivit utförda genom inblandning av våt cement (cement + vatten) i jorden. Ett antal större eller mindre maskiner finns som kan installera allt ifrån separata pelare till pelarblock i olika mönster, se figur 38 a och b. Denna metod har i hög grad tillämpats för stabilisering av jord under havsbotten i samband med byggande av olika hamnkonstruktioner (Suzuki 1982). I figur 39 visas exempel på dimensioneringsgång för kajvägg eller liknande. FEM-analyser (3-dimensionella) har utförts som i stort sett styrker giltigheten hos beräkningsgången (Suzuki 1982).

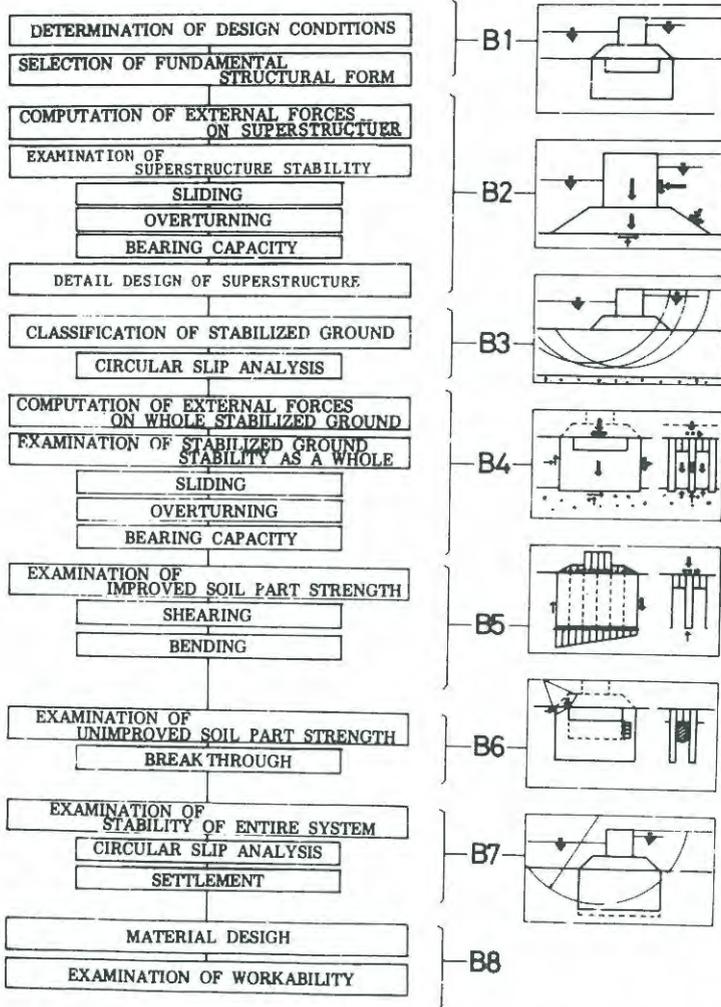
Stabilisering av jord genom inblandning av torr cement, osläckt kalk m m utförs med utrustning enligt den i figur 38 c, d och e. Ett antal olika typer av maskiner med enkla eller dubbla installationsrör finns för tillverkning av pelare med olika dimensioner. Oftast används en utrustning med två inblandningsblad som roterar i olika riktningar. Pelare med diametrar upp till 2,0 meter har tillverkats ned till 35 m djup med denna metod (DJM=Dry Jet Method). 1984/85 var den årliga produktionen ca 800.000 meter pelare. (Bredenberg & Eriksson 1985).

Inblandning av torra stabiliseringsmedel, främst cement eller kalk, har med framgång använts i olika jordar. Medan kalk mest använts för stabilisering av lera så används cement i allt ifrån siltiga/sandiga jordar till i torvjordar. Så har t ex torv med gott resultat stabiliserats med blandningar av cement + sand (Chida 1981) och med enbart cement (Sasaki 1982).

Kontroll av pelare utförs normalt med hjälp av olika typer av kärnboring.

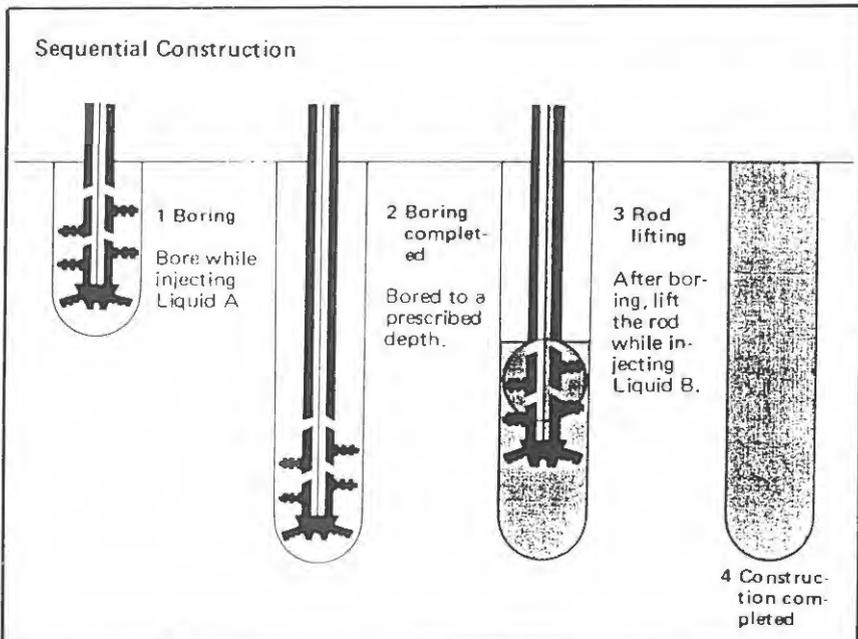
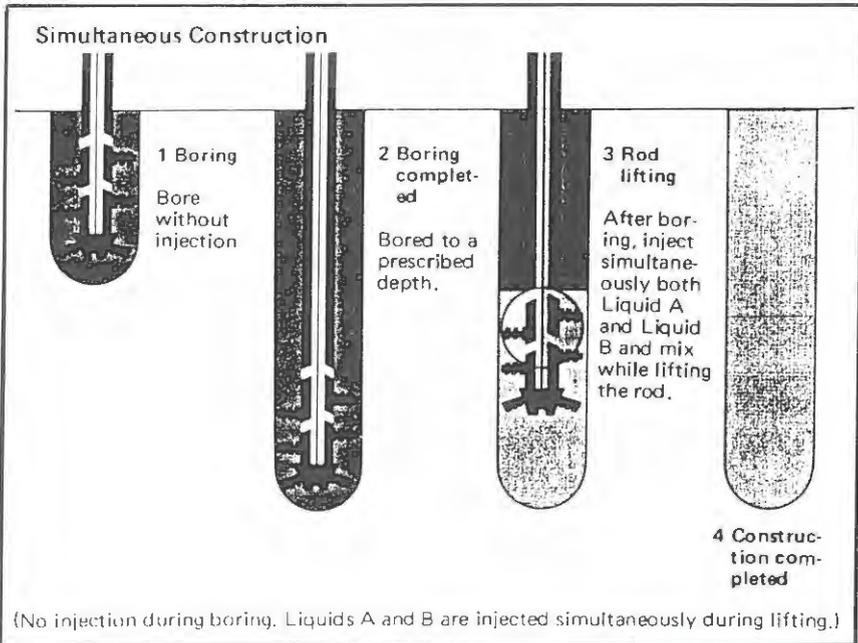
Utmatning av flytande kemikalier kan ske med en japansk metod (JST method) som medger användande av två kemikalielösningar samtidigt under neddrivning/uppdragning alternativt olika lösningar under neddrivning och uppdragning, se figur 40.

En metod som använts för kohesionsjordar med vulkaniskt ursprung och för jordar med hög humushalt (högt vatteninnehåll) är tillverkning av pelare av kalk ("lime columns") i jorden (Kitsugi & Azakami 1982), se figur 38 f. Dessa pelare verkar framförallt genom att minska vattenhalten hos ursprunglig jord och genom volymökning. Under perioden 1965-1980 har ca 7,5 milj meter pelare av kalk installerats. Ca 40% av dessa



Figur 39. Exempel på dimensioneringsgång. (Från Suzuki 1982.)

metrar installerades för att förhindra hävning vid schakter, ca 30% för att reducera sättningar, ca 20% för att öka stabiliteten för schaktslänter och ca 10% för att öka stabiliteten för bankfyllningar (Kitsugi & Azakami 1982).



Figur 40. Lågtrycksinjektering av kemikalielösningar "JST-method".
(Från Sanwa, Kizai Co. Ltd. Japan.)

4. MARKNAD I SVERIGE OCH UTOMLANDS

4.1 Marknadsutvecklingen 1975-1985

Årsproduktionen av kalkpelare har med variationer beroende på byggnadets omfattning ökat sedan starten 1975. 1984 och 1985 installerades av svenska entreprenörer ca 260.000 meter pelare/år i Sverige, Norge och Finland tillsammans, se figur 41. I Finland installerades dessutom ca 130.000 m av finländska entreprenörer 1985. En ökning av den årliga installerade mängden kalkpelare gäller för såväl Sverige, Norge som Finland. Totalt har ca 1,3 miljoner meter pelare installerats av svenska entreprenörer i sammanlagt drygt 100 projekt. Ca 80% av denna volym pelare har installerats i Sverige medan Norge och Finland står för vardera ca 10%.

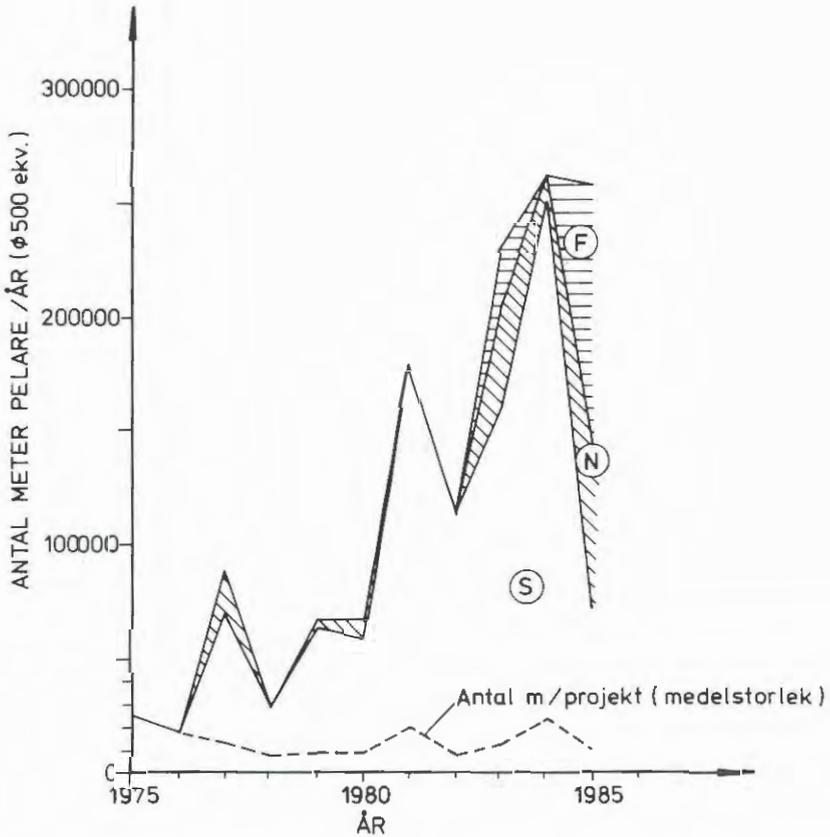
Storleken hos projekten varierar från ca 1000 meter pelare till ca 60.000 meter pelare per projekt. Medelstorleken på projekten har varit 10.000 à 20.000 meter/projekt.

Svenska entreprenörers produktion av pelare har fördelat sig på olika tillämpningar enligt följande:

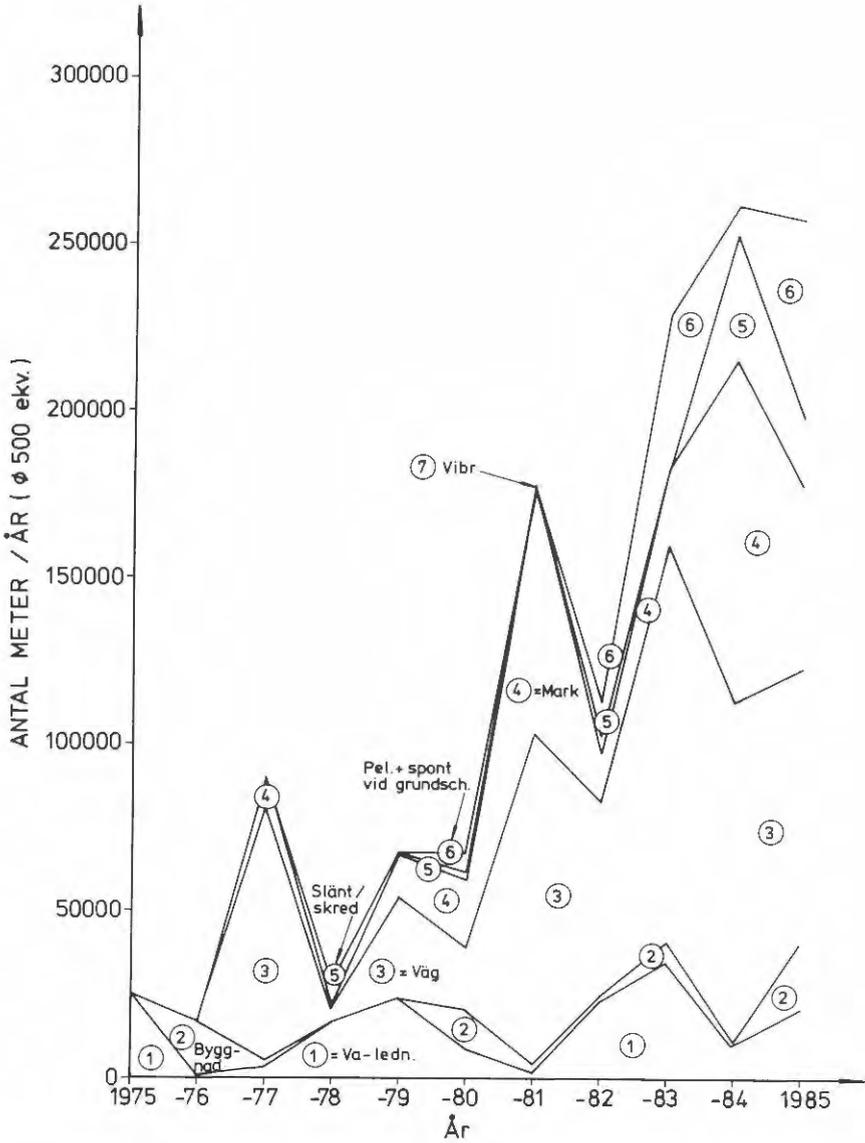
Tillämpningsområde	Andel av total produktion		Antal projekt	
	Sverige	Norden	Sverige	Norden
① grundläggning av VA-ledn/schakt för dito	14%	12%	17	18
② grundläggning av byggnad	5%	5%	10	12
③ grundläggning av vägar	45%	50%	32	38
④ förstärkning av tomt-mark	28%	17%	20	21
⑤ stabilisering av skred-område/förstärkning av slänt	7%	5%	4	5
⑥ förstärkning av grundschakt för byggnad	1%	10%	5	19
⑦ dämpning av vibrationer	0,2%	0,2%	1	1

Sammanlagt ca 900.000 meter eller 2/3 av den totala volymen har producerats för förstärkning under vägar eller av mark (mestadels i anslutning till byggnader). Ca 300.000 eller 1/4 har producerats för förstärkning i samband med installation av yttre VA-ledningar eller grund-

schakt för byggnad. Variationen i volym för de olika tillämpningsområdena under 1975-1985 framgår av figur 42.



Figur 41. Årsproduktion av kalkpelare utförda av svenska entreprenörer i Sverige, Norge respektive Finland. (∅500 ekv = antal meter ∅500 mm pelare + 1,44 x antal meter ∅600 mm pelare.)



Figur 42. Fördelning på olika tillämpningsområden av svenska entreprenörers kalkpelarproduktion i Norden 1975-1985. (ø500 ekv = antal meter ø500 mm pelare + 1.44 x antal meter ø600 mm pelare.)

4.2 Marknadsbedömning

4.2.1 Norden

Kalkpelarmetoden utgör i flera sammanhang ett tekniskt och ekonomiskt fördelaktigt alternativ till mer konventionella jordförstärkningsåtgärder. Under senare år har diskussionerna till stor del handlat om erforderlig kvalitet (acceptabla sättningar) ofta kontra kostnad. Detta ger större möjligheter för kalkpelarmetoden, genom att exempelvis små jämna sättningar ofta kan accepteras. Det är dock relativt få markprojektörer som använder sig av metoden. Däremot återkommer ofta samma projektörer med förslag på djupstabilisering med kalkpelarmetoden i nya projekt. En fortsatt ökande tendens i användandet av metoden framöver förefaller trolig om ökad kännedom om metoden kan skapas hos det stora antal konsulter, beställare m m som ännu inte utnyttjat metoden, se vidare kap 5. Ökade erfarenheter av metoden bör föras ut till marknaden (ökad dokumentation). Dagens maskinkapacitet utnyttjas för närvarande inte helt.

I Sverige och i Finland används tekniken i samma typer av projekt medan metoden i Norge nästan enbart används för grundschaft för byggnad (oftast i kombination med spont). I detta syfte tillämpas metoden knappast alls i Sverige eller i Finland. Kalkpelarmetoden borde därför ha goda möjligheter att öka sin marknadsandel - i Norge för sättningsbegränsning i samband med vägbyggande eller för mark i anslutning till byggnader och i Sverige och Finland i samband med sponter för grundschafter.

En trolig utveckling för kalkpelarmetodens användning under den närmaste 5-årsperioden är en successiv ökning av produktionen för svenska entreprenörer i Norden från ca 260.000 meter pelare/år till 400.000-450.000 meter pelare/år.

4.2.2. Etablering utanför Norden

Kalkpelarmetoden har kommit till användning för i princip 6 skilda ändamål i Norden, se ovan. Då grundförhållandena i andra länder inom och utom Europa på många håll uppvisar stora likheter med dem i Norden, bör metoden kunna användas för liknande ändamål även i dessa områden. Svenska representanter har också mötts av stort intresse från representanter för andra länders geotekniker, forskare och utbildare i samband med internationella konferenser och utställningar.

I avsikt att utveckla och tillgodose en växande efterfrågan har det svenska bolaget Lime Column AB nyligen bildats (ägare BPA Byggproduktion AB och Göteborgs Betongpålar AB). Företaget bedömer möjligheterna att introducera tekniken utanför Norden som goda och marknadspotentialen betydande. Erfarenheter som gjorts är att det liksom på den svenska marknaden, råder en inte obetydlig tröghet och osäkerhet bland projektörer och beslutsfattare. Det räcker inte att presentera en maskinutrustning med vilken kalkpelare med en viss kvantitativ och kvalitativ tillförlitlighet kan produceras. Det är kunskaper om teknikens konstruktiva tillämpning samt frågor angående kvalitet (inklusive verifikationsmetod), beständighet, kapacitet och leveransstillförlitlighet som har störst betydelse.

Vid introduktion av ny teknik är det angeläget att det finns tillgång till referensobjekt. En svårighet i det sammanhanget är dock de höga ställkostnader och ekonomiska risker som är förenade med utförande av referensobjekt i avlägsna länder. Höga fraktkostnader för maskinutrustning och tidskrävande förflyttningar med höga stilleståndskostnader utgör betydande svårigheter vid exportintroduktionen. Väl dokumenterade referensobjekt i Sverige är av värde.

Av stort intresse är att det idag inte finns någon omfattande internationell konkurrens. En trolig utveckling är dock att japanska företag i en ökande omfattning kommer att erbjuda djupstabilisering på den internationella marknaden. Vidare finns många utländska institut/företag som är intresserade av metoden och kommer att bedriva egen FoU. För att möta konkurrensen måste Sverige satsa på fortsatt FoU inom området. Dessutom är en snar etablering av svenska entreprenörer utomlands viktig.

För att komma in och lyckas på den internationella marknaden krävs tekniskt avancerade lösningar och produkter som kontinuerligt förbättras och utvecklas. Dessa har ofta tvingats fram i en konkurrensutsatt hemmamarknad.

Före etablering i utlandet krävs marknadsanalys av aktuella länder. Härvid studeras jordförhållanden och befintlig teknik. Tänkbara länder är Holland, Frankrike, Italien, England, Kanada, USA, Kina, Jugoslavien, Spanien och Sydostasien. Vid introduktion i ett land bör en bearbetning ske av ett antal "grindöppnare" (forskare, myndighetspersoner, chefskonsulter m fl). Dokumentation på engelska måste tas fram av referensobjekt, anvisningar och FoU.

Inför en etablering utomlands måste beredskap finnas hos entreprenören att ta funktionsansvar. Detta till skillnad från i Sverige där beställaren normalt tar detta ansvar. Härför krävs en trovärdig kontrollmetod.

Vid såväl introduktion i andra länder som i samband med dokumentation av metodens tillförlitlighet inklusive kontrollmetod har Statens geotekniska institut en funktion i kraft av statlig institution.

De möjligheter som står till buds för att få ett ekonomiskt utbyte är:

- Försäljning av maskiner
- Tjänsteförsäljning
- Kunskapsförsäljning (licenser)
- Entreprenadåtagande
- Etablering av utlandsbolag

Förmodligen ger en kombination av dessa störst möjlighet att lyckas.

En samordning av den erfarenhet och kunskap om kalkpelarmetoden som finns är av stor vikt för att lyckas med en utlandssatsning. Ett spritt deltagande med flera intressenter kan dock innebära svårigheter ur ansvars- och engagemangsynpunkt. En risk finns att en konflikt kan uppstå med hänsyn till olika krav på snabbt ekonomiskt resultat.

En samordning skulle kunna ske enligt något av följande alternativ:

1. En total samordning där samtliga intressen förenas i ett kalkpelarbolag för utlandssatsningar bestående av entreprenadintressen, konsultintressen, maskintillverkare och branchinstitut. Styrning får ske genom det bildade bolagets styrelse. Resurser upphandlas och ersätts allt eftersom behov uppstår.
2. Enligt alternativ 1 men med en begränsning till några få intressenter. Exempel på detta är Lime Column AB eventuellt tillsammans med ytterligare någon intressent.
3. En satsning baserad på renodlat entreprenadintresse. Ett deltagande från andra intressenter upphandlas för varje projekt eller satsning. Detta kan ske på marknadsmässiga grunder. Möjlig-

het finns att med överenskommelser av olika slag hålla nere de initiella höga kostnaderna.

En fördel med alternativ 1 kan vara att ett brett kunskaps- och erfarenhetsregister finns relativt lätt tillgängligt och en avsida i svårigheter att rättvist och skäligt fördela risker, insatser och resultat. En fördel med alternativ 3 kan vara att en enkel beslutskedja och en klar resultatfördelning kan fås och en avsida i svårigheter att samordna den kunskap och erfarenhet som finns på olika håll.

5. INFORMATIONSBEHOV

5.1 Tillgänglig information

I Sverige används kalkpelarmetoden av relativt få konsulter, byggherrar m fl. Dessa har vanligtvis skaffat sig en relativt omfattande kännedom om kalkpelarmetoden. Huvuddelen av de som inte använder metoden, däribland flertalet konsulter, behärskar inte metoden.

Kalkpelarmetoden har varit förhållandevis otillgänglig då officiella anvisningar och normer har saknats. Metoden bygger mycket på empiriska kunskaper vilket kan upplevas som att det är en alltför ovetenskaplig eller osäker metod. Resultat och uppföljningar av utförda förstärkningsarbeten finns redovisade för ett antal projekt, se t ex

- VA-ledningar (Boman m fl 1979), (Sahlberg 1979), (Vilkenas 1983)
- byggnad (Broms m fl 1981)
- vägar, broar (Ekström & Tränk 1979), (Holm 1979), (Holm m fl 1983), (Bjerin m fl 1984), (Holm & Åhnberg, 1985)
- mark intill byggnader (Bredenberg 1983)
- skredområden/slänter (Hansbo & Torstensson 1978), (Engström m fl 1984), (Karlsrud 1981)
- grundschakt för byggnad (Clausson 1985)
- vibrationer (Beigler 1982)

Dessa rapporter och artiklar tycks dock inte fått någon större spridning eller kommit till allmän kännedom.

Allmänna beskrivningar av metoden tillsammans med anvisningar för dimensionering har funnits att tillgå sedan 1976/77 i form av en handbok för kalkpelarmetoden, se (Assarsson m fl 1976), (Broms & Boman 1977 och 1978), (Broms 1984). Den senaste versionen av denna "Design handbook" kom ut 1984. Någon handbok om kalkpelarmetoden på svenska finns inte. Metoden finns dock behandlad i senaste upplagan av Bygg (Band G).

Utomlands (utom Norden) har pelare hittills endast installerats i försökssyfte, några pelare för verkliga projekt har inte kommit till

utförande med den svenska kalkpelarmetoden. Tillgängliga informationskrifter utgörs framför allt av "Design handbook" (Broms 1984) men förutom denna finns ett mindre antal artiklar på engelska som beskriver metoden (Broms & Boman 1979 a och b), (Holm 1979 a) eller visar resultat av uppföljningar (Holm m fl 1981), (Bredenberg 1983), (Holm m fl 1983).

Informationsbroschyrer som kortfattat ger en överblick av metoden finns utgivna av de två svenska entreprenörerna.

Informationsutbyte mellan forskare inom och utom Sverige har skett genom olika seminarier och konferenser som behandlar djupstabilisering samt genom publicerade artiklar och rapporter. Det senaste seminariet i Sverige hölls på KTH i Stockholm 1979 och behandlade kalkpelarmetoden i praktisk användning. Ett nordiskt seminarium om djupstabilisering hölls senast i Esbo, Finland 1983.

Nordiska artiklar och rapporter skrivs dock relativt sällan på engelska vilket bidragit till att utbytet av resultat av forskning och utveckling främst skett inom landet och, till en viss del, mellan Sverige, Norge och Finland.

5.2 Informationsbehov

Informationsinsatser för kalkpelarmetoden kan göras på olika nivåer riktade till olika målgrupper. Behov finns av allt från korta enkla teknik- och metodbeskrivningar till detaljerade anvisningar för praktisk tillämpning eller redovisning av forskningsresultat till speciella målgrupper. Information om kalkpelarmetoden rekommenderas spridas till olika målgrupper genom en rad insatser enligt följande.

- **Informationsskrifter, artiklar.** Information om kalkpelarmetoden kan föras fram i följande typer av skrifter och artiklar.
 - informationsskrift med enkel beskrivning av kalkpelarmetoden. Framförallt tillämpningsområden och erfarenheter hittills behandlas men även kostnadsaspekter bör tas upp. Vidare bör begränsningar och metodens utvecklingsmöjligheter beröras. Litteraturhänvisning görs till referenser med mer

detaljerade uppgifter om metoden, typ "Design handbook" (se Broms 1984), och referenser med uppföljningar vid speciella tillämpningar. Publiceras på svenska/engelska.

Under hösten 1986 kommer en kortfattad beskrivning av kalkpelarmetoden att publiceras i Bygghörsningsrådets serie av metodblad (Holm, 1986).

- tidskriftsartiklar i facktidskrifter. En artikel kan kort behandla metoden med ungefär samma innehåll som informationsskriften ovan. Artiklar kan även skrivas som behandlar speciella tillämpningar utgående från olika projekt eller alternativt innehåller en analys av marknadsutvecklingen med beskrivning av tillämpningsområden. Publiceras i svenska och utländska tidskrifter.
- **Anvisningar för tillämpning.** Anvisningar bör behandla förundersökning, dimensionering, kontroll och uppföljning för användande av kalkpelarmetoden. Publiceras på svenska/engelska.
- **Dokumentation av referensprojekt.** Dokumentation av uppföljningar och analys av referensobjekt bör göras kortfattad och redovisas i ett lösbladssystem. Dokumentationen bör koncentreras på funktion och, om alternativa metoder behandlats, även ekonomi. Checklista på vad dokumentationen skall innehålla tas fram. Referens till eventuell detaljerad rapport eller artikel kan göras. Skrivs på svenska/engelska.
- **Redovisning av FoU-resultat till spridda målgrupper.** Redovisning av resultat bör framförallt ske i forskningsrapporter och konferensartiklar men även genom artiklar i tidskrifter av olika slag. Publiceras på svenska/engelska.
- **Utbildningsinsatser.** Utbildning åt skilda målgrupper kan ges genom föredrag vid kurser och konferenser. Kurserna kan drivas på skolor och institut av olika slag eller ordnas av olika kursarrangörer. Konferenser kan anordnas där kalkpelarmetoden kan ingå som en del, exempelvis jordförstärkning som tema för Grundläggningdagen.

Utbildning kan även ske genom föredrag vid kurser och konferenser anordnade i utlandet.

Ett videoprogram med enkel beskrivning av metoden skulle kunna skapa intresse för fortsatt utbildning hos konsulter och beställare. Detta videoprogram skulle även kunna användas i andra sammanhang, exempelvis vid försök att skapa intresse för metodiken utomlands, vid gästföreläsningar och vid utbildning på tekniska gymnasier och högskolor.

Av informationsinsatserna ovan, utgör framförallt anvisningar för tillämpning av kalkpelarmetoden en viktig del. Anvisningar för metoden saknas nästan helt idag. I t ex Mark-AMA står överhuvudtaget mycket lite om jordförstärkning jämfört med pålning. Anvisningar för tillämpningar är dessutom viktiga att kunna visa på vid utlandsverksamhet.

Av övriga informationsinsatser framstår en kort sammanfattande informationsskrift på svenska och på engelska som mest angelägen. Övriga informationsinsatser kan anses vara av ungefär samma angelägenhetsgrad och bör drivas kontinuerligt allteftersom resultat kommer fram och erfarenheter byggs på.

6. FOU-BEHOV

6.1 Forskning 1975-1985

Forskning och utveckling av kalkpelarmetoden i Sverige har under 10-årsperioden 1975-85 bedrivits samtidigt med den ökande tillämpningen av metoden. Forskningsprojekten har till stor del bedrivits i anslutning till olika byggnadsprojekt. Praktisk tillämpning såväl som resultat av forskning har successivt visat på utvecklingsmöjligheter för metoden och genererat behov av fortsatt forskning. Till viss del har dock detta haft till följd att samlade analyser av forskningsbehov eller styrning av forskningsprojekt inte skett i någon större utsträckning.

Statens råd för byggnadsforskning (BFR) har beviljat anslag till ca 10 projekt vilka innefattat studier av följande delar

- kalkpelarförstärkning för ledningsgravar (Boman m fl 1979), (Sahlberg 1979)
- grundläggning av småhus på kalkpelare (Broms m fl 1981)
- kontrollmetoder (Boman 1979)
- provtagare (Vilkenas m fl 1984)
- cement som stabiliseringsmedel (pågående projekt)
- kalk-gips som stabiliseringsmedel (Holm m fl 1985)
- $\varnothing 600$ mm-pelare (Holm m fl 1984)
- vibrationsdämpande effekt (Beigler 1982)

Statens geotekniska institut, Vägverket, Alimak, BPA och konsulter har bidragit till finansieringen av övriga projekt som framförallt inneburit studium av följande delar

- | | <u>Varav finns redovisat</u> |
|--------------------------------|---|
| • kalkpelare vid vägbyggnad | (Holm 1979a)
(Holm m fl 1983)
(Holm & Åhnberg 1984a) |
| • stabilisering av skredområde | (Hansbo & Torstensson 1978) |
| • uppföljningar | (Ekström & Tränk 1979)
(Holm m fl 1983)
(Bredenberg 1983)
(Holm & Åhnberg 1983)
(Vilkenas 1983) |

- (Bjerin m fl 1984)
 - (Engström m fl 1984)
 - (Holm & Åhnberg 1985)
- kontrollmetoder (Broms m fl 1978)
(Holm m fl 1981)
- inblandningsteknik (Broms m fl 1978)
(Ekström & Tränk 1986)
- förändring av jords egenskaper (Broms & Boman 1975b)
(Holm 1979a)
(Högberg 1979)
(Pradines 1980)
(Nguyen 1982)
(Bergqvist & Cedhagen 1984)
- jämförelser mellan olika stabiliseringsmedel (Pradines & Bredenberg 1981)
(Holm & Åhnberg 1984b)
(Transportvägar... 1984)
- temperatureffekter (Åhnberg & Holm 1984)
- laboratorierutiner (Pradines 1980)
(Nguyen 1982)
- samverkan pelare-jord. Beräkningsmodeller (Bengtsson 1984)
- vibrationsdämpning (Boman & Tholén 1979)
(Tholén 1981)

6.2 FoU-behov

Stora möjligheter finns att förbättra kalkpelarmetoden genom FoU-insatser. Det som något begränsar metoden idag, de eventuella betänkligheter som finns samt möjligheter för nya tillämpningar och marknader har gett upphov till behov av FoU inom följande områden.

● **Lämpliga jordar och stabiliseringsmedel**

Ursprunglig jord/restprodukt:

- stabilisering av organisk jord
- olika jordparametrars inverkan på stabiliseringseffekten (salthalt, organisk halt, sulfidhalt, lermineral m m)
- stabilisering av utländska jordar

Stabiliseringsmedel:

- cement
- restprodukter (flygaska, gips m m)
- kemiska tillsatsmedel (CaCl₂, KCl m m)
- kalk

• Provningssteknik, parameterbestämning

Tillverkning av prover på laboratorium:

- blandningstidens inverkan för olika stabiliseringsmedel
- inverkan av lagringsförhållanden (temperatur, spänningar)
- härdningstemperaturens inverkan
- packningsarbetets inverkan

Parameterbestämning på laboratorium:

- inverkan av sidospänningar
- dränerad/odränerad skjuvhållfasthet vid olika spänningsnivåer
- permeabilitetsförändring efter inblandning för olika stabiliseringsmedel
- hållfasthetens beständighet i olika miljöer (pH, tensider, klorider, vattenströmning m m)

Provningssteknik i fält:

- vidareutveckling av pelarsond. (Kalibrering av kalkpelarsond och pelariskymeter mot andra typer av provningar och provtagning, samt kontroll av att sonden drivs ned i mitten av pelaren)
- dynamisk provning
- utveckling av provtagare för större djup

Bestämning av pelaregenskaper:

- beständighet i olika miljöer
- homogenitet vertikalt/horisontellt
- deformationsegenskaper
- dränerande förmåga
- dränerad/odränerad skjuvhållfasthet för olika belastningsfall
- temperatur

Samband mellan egenskaper hos prover stabiliserade på laboratorium och pelare i fält:

- inverkan av anhorlunda förhållanden i fält jämfört med på laboratorium (förhöjd temperatur, omgivande spänningar, kortare blandningstid, annan packning, större inhomogeniteter, annan provningsteknik m m).

• Installationsteknik

- vidareutveckling av inblandningsteknik med hänsyn till hållfasthet och homogenitet för olika stabiliseringsmedel och

- jordar (stigning, rotationshastighet, blandningsverktygets utformning, packning)
- registrering av utmatad mängd stabiliseringsmedel (diagram med kontinuerlig redovisning av utmatad mängd stabiliseringsmedel per 0,1 eller 0,2 meter pelare)
- utrustning för att åstadkomma homogen blandning av flera stabiliseringsmedel (kalk+gips, kalk+flygaska m m)
- ökad utmatningskapacitet
- utrustning för tillverkning av pelare med större längd och större diameter än idag
- tillverkning av pelare med större lutning än idag
- utrustning för installation genom fyllning/fastare lager

● Pelarförstärkningens funktion

Samverkan pelare-jord-överbyggnad:

- största pelaravstånd i förhållande till uppfyllnad
- samverkan vid schakter med/utan spont
- mobilisering av horisontaltryck mot pelare
- inverkan av dränerande pelare
- portrycks-/lufttrycksbildning vid släntförstärkning
- funktion vid olika pelarmönster/pelarlutningar
- vibrationsdämpning (inverkan av pelaregenskaper, pelarmönster luftspalt m m)
- nya tillämpningsområden (hamnanläggningar, materialförbättring m m)

Fullskaleförsök behövs för studier av samverkan vid både bruks- och brottstadierna.

Beräkningsmetoder:

- beräkningsmodeller
- datorprogram för beräkning av stabilitet och sättningar (FEM, enkla beräkningar)
- optimeringsprogram för stabilitet och sättningsreduktion (tidsaspekten, typ och mängd av stabiliseringsmedel, kostnader, tillåtna sättningar)
- utländska beräkningsmetoder, tillämpbarhet

6.3 Prioritering av FoU-insatser

Prioritering av FoU-insatser för kalkpelarmetoden rekommenderas ske enligt följande:

Prioritet 1

- studier av samverkan kalkpelare - omgivande jord - överbyggnad syftande till förbättrade, enkelt användbara dimensioneringsmetoder.
- fördjupade studier av stabiliserad jords egenskaper vid laboratorie- och fältinblandning (dränerad/odränerad skjuvhållfasthet vid olika belastningsfall, anisotropi, kompressionsegenskaper samt inverkan av faktorer i fält).

Prioritet 2

- vidareutveckling av inblandningstekniken för att få bättre homogenitet och hållfasthet samt minska erforderlig mängd stabiliseringsmedel.

Prioritet 3

- vidareutveckling av metod för kontroll av kalkpelares kontinuitet och hållfasthet
- studier av cement som stabiliseringsmedel i olika jordar.

Samtliga dessa FoU-insatser har hög prioritet. Genom denna FoU kan ett stort steg tas till högre kunskapsnivå och fler tillämpningsområden. En önskvärd insatsnivå är 1,5-2,0 milj kr/år. Av dessa bör ca 20% satsas på information och ca 80% på FoU. En stor del av den rekommenderade forskningen är kunskapsuppbyggande varför en avgörande del bör finansieras av Byggforskningsrådet.

6.4 Nyttan av FoU

Den föreslagna forsknings- och utvecklingsverksamheten ger

- bättre kunskap om kalkpelarförstärkningars funktionssätt
- utökat användningsområde för kalkpelarmetoden. Detta gäller främst i jordar/tillämpningar där alternativa metoder är markant dyrare än kalkpelarmetoden

- billigare kalkpelarförstärkningar
- högre kvalitet och säkrare jordförstärkningar/grundläggningar
- ökade möjligheter till byggexport för svenska företag

6.5 FoU-samordning i Norden

Forskning och utveckling pågår för närvarande i de nordiska länderna och rekommenderas fortsätta enligt kap 6.2 och 6.3. För att optimera FoU-verksamheten inom kalkpelarområdet och skapa ett snabbt erfarenhetsutbyte av FoU och praktiska tillämpningar föreslås att en nordisk kalkpelargrupp bildas. Även samordning av informationsinsatser och anordnande av konferenser bör åligga gruppen. I denna grupp bör ingå några representanter från varje land. Gruppen bör träffas 1 à 2 ggr per år.

REFERENSER

- Aas, G., 1983.** Stabilization of clay with hydroxy aluminum. In situ determination of strength properties of stabilized columns. Nordiskt seminarium om djupstabilisering, Dipoli, (Esbo), 1983.
- Aas, G., 1985.** Søyler av stabilisert jord. NIF-kurs, Förbedring av byggegrunn, Gol, 1985.
- Arbetsarkivstyrelsens anvisningar nr 58, 1968.** Bygghissar och byggkranar.
- Assarsson, K.G., 1972.** Stabilisering och jordförstärkning med kalk. Kurs i jordstabilisering med cement och kalk. Cementa 1972.
- Assarsson, K.G., Broms, NB., Granholm, S. & Paus, K., 1976.** Deep stabilization of soft cohesive soils. Linden-Alimak.
- Barron, RA., 1948.** Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells. Transaction of the ASCE, Vol 113, No 2346.
- Beigler, S.E., 1982.** Vibrationsdämpning med kalkpelare, BFR projekt 800584-9, 1982.
- Bengtsson, P-E. & Holm, G., 1984.** Kalkpelare som drän. NGM -84, Linköping 1984.
- Bergqvist, G. & Cedhagen, M., 1984.** Kalkstabilisering av Göteborgsleror med låg bärighet, Publ Geologiska inst, Chalmers tekniska högskola/Gatukontoret Göteborg, 1984.
- Bjerin, L., Ekström, A. & Andersson, Ö., 1984.** Väg 588 vid Fittja ett exempel på aktiv design vid vägbyggnad. NGM 84 Nordiska geoteknikermötet, Linköping 1984.
- Boman, P., 1979.** Kalkpelarmetoden, Uppföljning av en rörgravs stabilisering i Sollentunaholm. Del II. Kontroll av kalkpelare, BFR projekt 78745-7.
- Boman, P., Broms, B., Paus, K. & Söderlind, G., 1979.** Kalkpelarmetoden, Uppföljning i kv Myren, Huddinge. BFR R 138:1979.
- Boman, P. & Tholén, O., 1979.** Kalkpelare för dämpning av markvibrationer. Diskussionsinlägg NGM-79, Helsingfors 1979.
- Bredenberg, H., 1983.** Lime columns for ground improvement at new cargo terminal in Stockholm. Improvement of ground, Eur. Conf. on SMFE, 8. Helsinki 1983, Vol 2.
- Bredenberg, H. & Eriksson, U., 1985.** Japanska kalkpelare, Väg-och vattenbyggaren nr 3, 1985.
- Broms, B., 1979.** Kalkpelarmetoden. Kalkpelarmetoden i praktisk tillämpning, Endagsseminarium, Tekn Högskolan Stockholm, 1979. KTH, Jord-och bergmekanik.
- Broms, B., 1984.** Stabilization of soil with lime columns. Design Handbook, 3rd Edition, Lime Column AB.

Broms, B., 1985. Stabilization of very soft clay in waste ponds at Tampines, Singapore. Third Int. Geotechnical Seminar, Soil Improvement Methods, Singapore 1985

Broms, B. & Boman, P., 1975a. Kalkstabiliserade pelare - ny grundförstärkningsmetod vid vägbyggande. Väg- och vattenbyggaren nr 5, 1975.

Broms, B. & Boman, P., 1975b. Stabilisering av kohesionsjord med kalkpelare. NGM -75, Köpenhamn 1975.

Broms, B. & Boman, P., 1976. Stabilization of deep cuts with lime columns. Eur. Conf. SMFE 6, Vienna 1976.

Broms, B. & Boman, P., 1977. Stabilization of soil with lime columns, Design handbook, 1st edition, Jord- & bergmekanik, KTH, 1977.

Broms, B. & Boman, P., 1978. Stabilization of soil with lime columns. Design handbook, 2nd edition, Jord- och bergmekanik, KTH.

Broms, B. & Boman, P., 1979a. Lime columns - a new foundation method. ASCE Geoth. Eng.Div. Journal GT4, 1979.

Broms, B. & Boman, P., 1979b. Stabilization of soil with lime columns. Ground Engineering nr 4, 1979.

Broms, B., Boman, P. & Ingelsson, I., 1978. Investigation of lime columns at Smistavägen, Huddinge, Sweden. KTH, Jord- och bergmek./Linden Alimak AB, 1978

Broms, B., Bredenberg, H., Paus, K. & Wikström, J., 1981. Grundläggning av småhus på kalkpelare. Försöksomfattning, försöksutrustning, resultat och utvärdering. BFR rapport R52:1981.

Bryhn, O., 1981. Stabilization of Norwegian Quick clay with Potassium Chloride and Lime. NGI Report 52752-1, 1981.

Bryhn, O., Löken, T. & Aas, G., 1983. Stabilization of sensitive clays with hydroxy-aluminum compared with unslaked lime, VIII European Conf. on SMFE, Helsinki, 1983.

Cementas produktblad

Chida, S., 1981. Development of Dry Jet Mixing Methods. Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Japan.

Clausson, B., 1985. Søyler av stabilisert jord, eksempler på utførte arbeider. NIF-kurs, Förbedring av byggegrunn, Gol, 1985.

Czernin, W., 1964. Cementkemi för byggare. Svenska cementföreningen och Bauverlag, Wiesbaden und Berlin.

Eggestad, Å., 1983. Improvement of Cohesive Soils. VII ECSMFE, Helsinki, 1983.

Ekström, A. & Tränk, R., 1979. Kalkpelarmetoden, Tillämpningar för stabilisering av brostöd och rörgrav. NGM -79, Esbo 1979.

- Ekström, A. & Tränk, R., 1986.** Kalkpelarmetoden - Fullskaleförsök E18, delen Enköping-Bålsta, Uppsala län. SGI Arbetsrapport Dnr 1-220/85.
- Engström, P., Sjökvist, L.E., Stål, T., 1984.** Ödebyskredet. NGM -84, Linköping 1984, Vol 1.
- Gatukontoret Göteborg, Projekteringsavd, 1984.** Handlingar rörande slänt mot Säveån, Österlyckan i Ytby, Göteborg.
- Halkola, H.A., 1983.** In-situ investigations of deep stabilized soil. Proc 8th Int Conf SMFE, Helsinki 1983.
- Handboken Bygg, Geoteknik G10, Liber Förlag 1984.**
- Hansbo, S., 1979.** Consolidation of clay by band-shaped prefabricated drains. Ground Engineering, nr 5, July 1979.
- Hansbo, S. & Torstensson, B-A., 1978.** Tuveskredet. Analys och sammanställning av geotekniska undersökningar i skredområdet. AB Jacobson & Widmark 1978.
- Holm, G., 1979a.** Lime column stabilization - experiences concerning strength and deformation properties. Väg- och vattenbyggaren nr 7/8 1979.
- Holm, G., 1979b.** Kalkpelarförstärkning för ungrävning av vägbank vid Stenungsund. NGM -79, Esbo 1979.
- Holm, G., 1986.** Kalkpelare - metodblad. BFRT :1980.
- Holm, G., Bredenberg, H. & Broms, B., 1981.** Lime columns as foundation for light structures. ICSMFE X, Stockholm 1981, Vol 3.
- Holm, G., Tränk, R. & Ekström, A., 1985.** Gips som tillsatsmedel vid djupstabilisering enligt kalkpelarmetoden, SGI Rapport 30.
- Holm, G., Tränk, R., Ekström, A. & Torstensson, B-A., 1983.** Lime columns under embankments - a full scale test. Improvement of ground, Eur. Conf. SMFE 8, Helsinki 1983 Vol 2 (Även SGI Varia 87).
- Holm, G. & Åhnberg, H., 1983.** Rv E6 Kungsbacka-Göteborg, delen trafikplats vid Torrekulla, kontroll och uppföljning av kalkpelarförstärkning resultat under byggskede. SGI projekt 2-184/81, utlåtande 1983.
- Holm, G. & Åhnberg, H., 1984a.** Kalkpelarförstärkning för vägbankar. SGI projekt 1-348/83.
- Holm, G. & Åhnberg, H., 1984b.** Användning av kalk-flygaska för djupstabilisering av jord. Resultat av inblandningsförsök på lera, gyttjig lera och silt. SGI Rapport nr 30.
- Holm, G. & Åhnberg, H. 1985.** Kalkpelargrundlagd bro i Huddinge. SGI projekt 1-452/82, 1985.
- Holm, G., Åhnberg, H. & Holmqvist, L., 1984.** Kalkpelarmetoden - försök med större pelardiameter. Väg- och Vattenbyggaren nr 7/8, 1984.

Högberg, E., 1979. Kalkens betydelse i processförloppet. Kalkpelarmetoden i praktisk tillämpning, Endagsseminarium Tekn Högskolan Stockholm, 1979. KTH, Jord- och bergmekanik.

Högberg, E., 1983. Kalkgipsblandningar som bindemedel, Nordiskt seminarium om djupstabilisering, Dipoli (Esbo) 1983.

von Imse, W., 1972. Messung der Fließfähigkeit von Zement. Zement-Kalk-Gips nr 3, 1972.

Karlsrud, K., 1981. "Kalkpeler" stabiliserade rasområde i Fredrikstad. Bygg, Bd 29, nr 8, okt 1981.

Kitsugi, K. & Azakami, H., 1982. Lime-Column Techniques in the Improvement of Clay Ground. Symp. on Soil and Rock Improvement, Techniques Including Geotextiles, Reinforced Earth and Modern Piling Methods, Bangkok 1982.

Kujala, K., 1983. Användningen av tilläggsbindemedel med kalk i djupstabilisering. Nordiskt seminarium om djupstabilisering, Dipoli (Esbo), 1983.

Kujala, K., 1984. Faktorer som inverkar på djupstabiliserade jordars mekaniska egenskaper. NGM -84, Linköping, 1984.

Lahtinen, P., 1983. Djupstabiliseringens dimensionering. Nordiskt Seminarium om djupstabilisering, Dipoli (Esbo), 1983.

Larsson, R., 1982. Jords egenskaper. SGI information nr 1, 1982.

Miki, G., 1985. Soil Improvement Methods in Japan. Third Int. Geotechn. Seminar, Soil Improvement Methods, Singapore 1985.

Mitchell, J.K., 1981. Soil Improvement - State-of-the-art Report. Proc. X Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Stockholm 1981.

Nguyen, M.D., 1982. Some results from laboratory investigations on soil-lime mixture. SGI Varia 108.

Pradines, C., 1980. Laboratory tests on clay-lime mixtures, KTH, Jord- och bergmekanik, rapport 14.

Pradines, C. & Bredenberg, H., 1981. Investigation of the effects of different additives on clay-lime mixtures. KTH, Jord- och bergmekanik.

Sahlberg, O., 1979. Kalkpelarmetoden, Uppföljning av en rörgravsstabilisering i Sollentunaholm, Del I: Kalkpelarstabilisering av ledningsschakt i lös lera. BFR projekt 780745-7.

Sandegren, E., 1968. Några synpunkter på djupstabilisering och dess praktiska tillämpningar. Väg- och vattenbyggaren nr 8, 1968.

Sanwa Kizai, Co., Ltd. Japan. Produktblad JST-Method.

Sasaki, H., 1982. Effectiveness and Applicability of the Methods of Foundation Improvement for Embankments over Peat Deposits. Symp. on Soil & Rock Improvements, Bangkok 1982.

Suzuki, Y., 1982. Deep Chemical Mixing Method Using Cement as Hardening agent. Symp. on Soil & Rock Improvement, Tech. Including Geotextiles, Reinforced Earth and Modern Piling Methods, Bangkok 1982.

Tholén, O., 1981. Markförstärkning med pålar och kalkpelare - metoder att minska störande vibrationsutbredning från vägtrafik. Uppsala Universitet, Teknikum, UPTEx 8:36 R.

Transportvägar på torvmossar. Laboratorieundersökning av stabiliseringsprodukter. Rapport 1-2, Geoprojektering 1984.

Vilkenas, A., 1983. Kalkpelare för lägre kostnad vid anläggande av VA-ledningar och gator i lös lera. Byggnadskonst nr 7, 1983.

Vilkenas, A., Bredenberg, H. & Persson, O., 1984. Kalkpelarprovtagare, BFR projektnr 821340-0, 1984.

Åhnberg, H. & Holm, G., 1984. Om inverkan av härdningstemperaturen på skjuvhållfastheten hos kalk- och cementstabiliserad jord. SGI rapport 30.

KALKPELARE
FÖRFRÅGNINGSUNDERLAG - Exempel på innehåll

1. **Entreprenadens omfattning.**
 - 1.1 Orientering, t ex installation av kalkpelare.
 - 1.11 I entreprenaden ingår:
 - 1.111 Material och arbete. Ange var kalkutmatningen skall avbrytas under markytan.
 - 1.112 Dokumentation och protokollföring.
Enligt byggnadshandling.
 - 1.113 Entreprenörens övriga skyldigheter, t ex inhägnad av området för kalkupplaget.
 - 1.12 Beställarens åtaganden.
 - 1.121 Tillhandahålla personalbod.
 - 1.122 Utföra utsättningar.
 - 1.123 Svara för transportväg från allmän väg till arbetsstället.
 - 1.124 Färdigställa arbetsbädd (kan i stället ingå i entreprenörens åtaganden under 1.113).
2. **Markupplåtelse.**
 - 2.1 Beställaren anvisar och tillhandahåller markområde vid arbetsplatsen för upplags- och uppställningsplatser.
3. **Organisation.**
 - 3.1 Arbetarskydd.
 - 3.2 Uppgiftskyldighet om antal anställda och om kollektivavtal etc.
 - 3.3 Upphandlingsförordningens föreskrifter om att anbudsgivare skall vara registrerad för redovisning och betalning av mervärdeskatt, innehållen preliminär A-skatt och arbetsgivaravgifter. Beställarens skyldighet att kontrollera detta samt även kontrollera anbudsgivarens eventuella skulder för skatter och avgifter.
 - 3.4 Entreprenörens skyldighet att följa vägtrafikförordning och länskungörelser.
 - 3.5 Entreprenören svarar för kostnad för skador på sin utrustning under arbetet.

4. Kontrakts- och leveranstider.

- 4.1 Tidpunkt för arbetets början och slut.
- 4.2 Följa beställarens arbetstider.
- 4.3 Avbrott för semester.
- 4.4 Garantiid.

5. Anbud.**6. Betalningsplan.****7. Säkerhet.****8. Ersättnings- och mättningsbestämmelser.**

- 8.1 Generella bestämmelser. Angiven mängd i förteckning är reglerbar så att endast verkligt utförda kalkpelare ersätts.

Kalkmängden per meter pelare med toleransområde framgår av bygghandlingen. Om den totala kalkmängden dividerad med totallängden pelare understiger angivet medelvärde regleras kostnaden mellan angivet medelvärde och verkligt medelvärde.

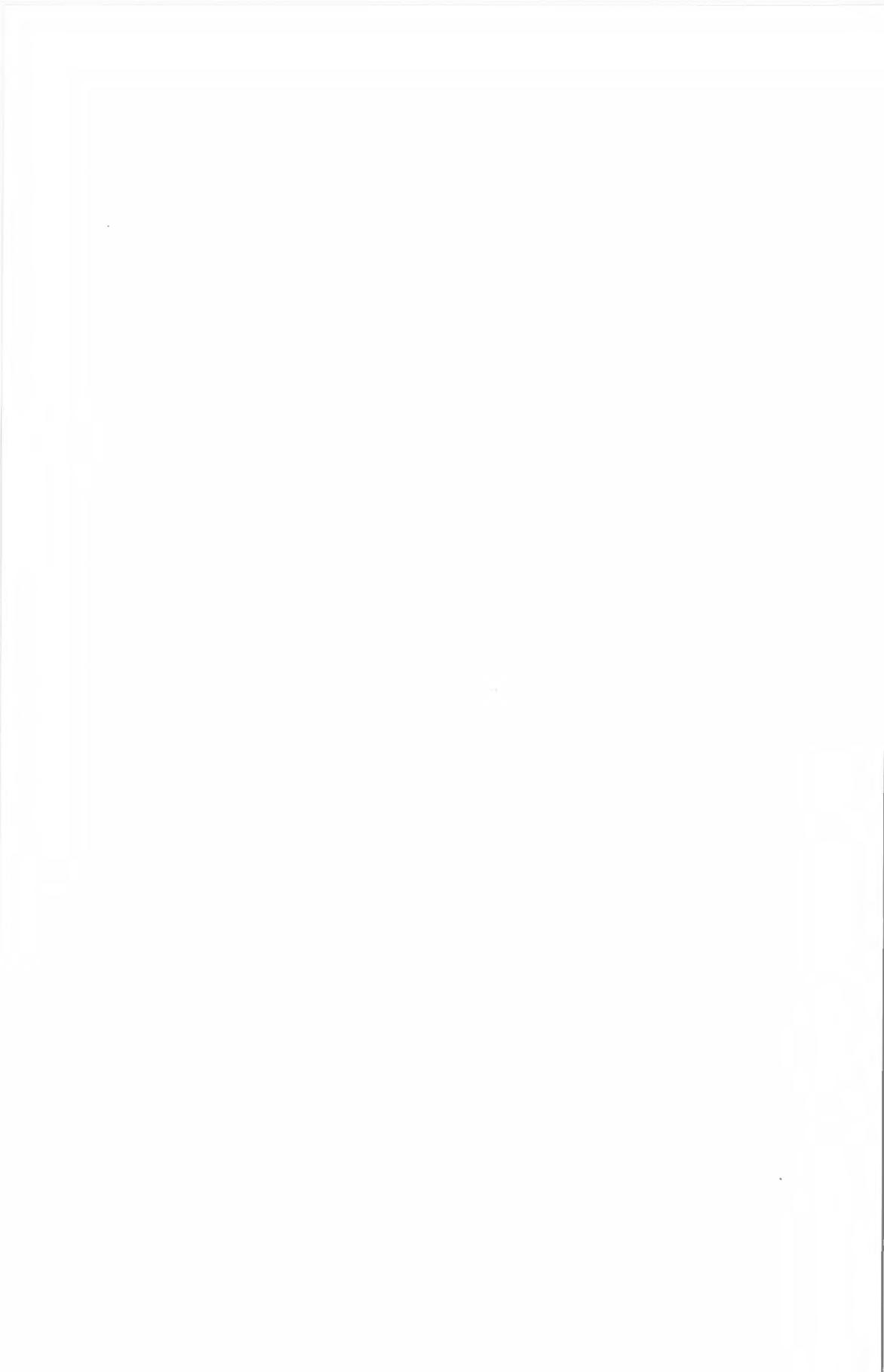
Regleringspris anges i anbudet.

9. Bygghandling.

Byggnadsteknisk beskrivning, geoteknik.

- Geotekniska förutsättningar.
Ytlager, hinder för pelarsättningen.
- Arhetsritning med specifikation för installationen av kalkpelare såsom
 - a) plan över pelarnas placering
 - b) pelarnas längd
 - c) pelarnas lutning
 - d) ordningsföljd vid pelarsättning
 - e) kalkens kvalitet
 - f) kalkmängd, kg/m pelare med toleransgränser
 - g) stigningshastighet
 - h) tolerans för avvikelse i plan
 - i) nivå för avbrytning av kalkutmatning

- Dokumentation
 - Kalkens kvalitet
 - Kalkutmatningsdiagram
 - Datum för pelarinstallation
 - Ordningsföljd vid pelarsättning
 - Datum för kalkleveranser och levererad mängd
 - Hinder vid pelarinstallation
- Belastningsrestriktioner
- Utsättningsritning
- Förteckning över gällande ritningar



STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT
Swedish Geotechnical Institute
S-581 01 LINKÖPING
Tel: 013 - 11 51 00

Serien "Rapport" ersätter våra tidigare serier: "Proceedings" (27 nr), "Särtryck och Preliminära rapporter" (60 nr) samt "Meddelanden" (10 nr).

The series "Report" supersedes the previous series: "Proceedings" (27 Nos), "Reprints and Preliminary Reports" (60 Nos) and "Meddelanden" (10 Nos).

RAPPORT/REPORT

No	År
1. Grundvattensänkning till följd av tunnelsprängning. P. Ahlberg, T. Lundgren	1977
2. Påhängskrafter på långa betongpålar. L. Bjerin	1977
3. Methods for reducing undrained shear strength of soft clay. K.V. Helene Lund	1977
4. Basic behaviour of Scandinavian soft clays. R. Larsson	1977
5. Snabba ödometerförsök. R. Karlsson, L. Viberg	1978
6. Skredriskbedömningar med hjälp av elektromagnetisk fältstyrkemätning - provning av ny metod. J. Inganäs	1978
7. Förebyggande av sättningar i ledningsgravar - en förstudie. U. Bergdahl, R. Fogelström K.-G. Larsson, P. Liljekvist	1979
8. Grundläggningskostnadernas fördelning B. Carlsson	1979
9. Horisontalarmerade fyllningar på lös jord. J. Belfrage	1981
10. Tuveskredet 1977-11-30 Inlägg om skredets orsaker.	1981
11a. Tuveskredet - geoteknik.	1984
11b. Tuveskredet - geologi.	1981
11c. Tuveskredet - hydrogeologi.	1981
12. Drained behaviour of Swedish clays. R. Larsson	1981
13. Long term consolidation beneath the test fills at Väsby, Sweden. Y.C.E. Chang	1981

RAPPORT/REPORT

No		År
14.	Bentonittätning mot lakvatten. T. Lundgren, L. Karlqvist, U. Qvarfort	1982
15.	Kartering och klassificering av lerområdets stabilitetsförutsättningar. L. Viberg	1982
16.	Geotekniska fältundersökningar. Metoder - Erfarenheter - FoU-behov. E. Ottosson (red.)	1982
17.	Symposium on Slopes on Soft Clays.	1983
18.	The Landslide at Tuve November 30 1977. R. Larsson, M. Jansson	1982
19.	Släntstabilitetsberäkningar i lera. Skall man använda totalspänningsanalys, effektivspänningsanalys eller kombinerad analys? R. Larsson	1983
20.	Portrycksvariationer i leror i Göteborgsregionen. J. Berntson	1983
21.	Tekniska egenskaper hos restprodukter från kol-förbränning - en laboratoriestudie. B. Möller, G. Nilson	1983
22.	Bestämning av jordegenskaper med sondering - en litteraturstudie. U. Bergdahl, U. Eriksson	1983
23.	Geobildtolkning av grova moräner. L. Viberg	1984
24.	Radon i jord. - Exhalation - vattenkvot - Årstidsvariationer - Permeabilitet A. Lindmark, B. Rosén	1984
25.	Geoteknisk terrängklassificering för fysisk planering. L. Viberg	1984
26.	Large diameter bored piles in non-cohesive soils. Determination of the bearing capacity and settlement from results of static penetration tests (CPT) and standard penetration test (SPT). K. Gwizdala	1984
27.	Bestämning av organisk halt, karbonathalt och sulfidhalt i jord. R. Larsson, G. Nilson, J. Rogbeck	1985

RAPPORT/REPORT

No

År

- | | | |
|-----|---|------|
| 28. | Deponering av avfall från Kol- och torveldning.
T. Lundgren, P. Elander | 1986 |
| 29. | Consolidation of soft soils.
R. Larsson | 1986 |

STATENS GEOTEKNISKA INSTITUT

Besöksadress: Olaus Magnus Väg 35

Postadress: 58101 Linköping

Telefon: 013-115100