



Svensk Djupe Stabilisering
Swedish Deep Stabilization Research Centre

Rapport 4

Provbanks på kalk/ cementpelarförstärkt gyttja och sulfidhaltig lera i Norrala

Rolf Larsson

Svensk Djupstabilisering

Svensk Djupstabilisering (SD) är ett centrum för forskning och utveckling inom djupstabilisering med kalk-cementpelare. Verksamheten syftar till att initiera och bedriva en branschsamordnad forsknings- och utvecklingsverksamhet, som ger säkerhetsmässiga, funktionsmässiga och ekonomiska vinster som tillgodoser svenska intressen hos samhället och industrin. Verksamheten baseras på en FoU-plan för åren 1996 – 2000. Medlemmar är myndigheter, kalk- och cementleverantörer, entreprenörer, konsulter, forskningsinstitut och högskolor.

Verksamheten finansieras av medlemmarna samt genom anslag från Byggforskningsrådet, Svenska byggbranschens utvecklingsfond och Kommunikationsforskningsberedningen.

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

Ytterligare upplysningar om verksamheten lämnas av SD:s projektledare Göran Holm, tel: 013-20 18 61, 070-521 09 39, fax: 013-20 19 14, e-post: goran.holm@swedgeo.se

Swedish Deep Stabilization Research Centre

The Swedish Deep Stabilization Research Centre coordinates research and development activities in deep stabilization of soft soils with lime-cement columns. A joint research programme based on the needs stated by the authorities and the industry is being conducted during the period 1996 – 2000. Members of the Centre include authorities, lime and cement manufactures, contractors, consultants, research institutes and universities.

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

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

Further information on the Swedish Deep Stabilization Research Centre can be obtained from the Project Manager, Mr G Holm, tel: +46 13 20 18 61, fax: +46 13 20 19 14 or e-mail: goran.holm@swedgeo.se



Svensk Djupstabilisering
Swedish Deep Stabilization Research Centre

Rapport 4

Provbänk på
kalk/cementpelarförstärkt gyttja
och sulfidhaltig lera
i Norrala

Rolf Larsson

Linköping 1999

Rapport	Svensk Djupstabilisering c/o Statens geotekniska institut 581 93 Linköping
Beställning	Tel: 013-20 18 42 Fax: 013-20 19 14 E-post: birgitta.sahlin@swedgeo.se
ISSN	1402-2036
ISRN	SD-R--99/4--SE
Upplaga	400
Tryckeri	Roland Offset AB, Linköping, sept 1999

Förord

Denna rapport beskriver resultaten från en provbank på kalk/cementpelarförstärkt jord. Provbanken ingick som ett led i förprojekteringen för de höga väg- och järnvägsbankar som inom projekt Hälsingekusten skulle uppföras vid övergången av Norraladalen. Undergrunden utgörs här av lös och delvis organisk och sulfidhaltig jord. Erfarenheten av kalk/cementpelarförstärkning under höga bankar och i denna typ av jord är begränsad, varför ett relativt omfattande program med installation av provpelare, laboratorieundersökningar och den här rapporterade provbanken utfördes.

Huvudfinansiärer för dessa förundersökningar är Banverket, Mellersta regionen och Vägverket, Region Mitt som gemensamt driver Projekt Hälsingekusten. Övriga sponsorer som också medverkat i projektarbetet är Banverkets huvudkontor och tekniksektion, Svensk Djupstabilisering, Kungliga Tekniska Högskolan och Scandiakonsult Bygg och Mark AB.

I samband med markarbeten och bankens uppförande har bidrag till projektet också lämnats av Tyréns Infrakonsult AB i Sundsvall, PEAB Anläggning i Gävle och LC Markteknik AB.

Projektering, undersökning, instrumentering, provning och utvärdering under projektets gång har i huvudsak utförts under ledning av projektledarna Per Lenart Svensson och Roland Jonsson, Scandiakonsult Bygg och Mark, samt Matti Kivelö, KTH. Detta har skett med stöd av en projekt-referensgrupp bestående av

<i>Kjell-Ola Berg</i>	Banverket, RMT, Mellersta Regionen
<i>Nenad Jelisc</i>	Vägverket, Region Mitt
<i>Per-Evert Bengtsson</i>	Statens geotekniska institut
<i>Anders Dahlbom</i>	Scandiakonsult, Region Nord

I samband med instrumentering och uppföljning har också Geometrik, ADG Grundteknik, ELGETE Konsulting AB samt Slangpelle i Falun medverkat i projektet. Ett antal kompletterande undersökningar har utförts av examensarbetare på Kungliga Tekniska Högskolan.

Resultat och utvärderingar har senare granskats av Rolf Larsson, Statens geotekniska institut, som också sammanställt denna rapport

Linköping i december 1998

Svensk Djupstabilisering

Innehåll

Förord

Summary 7

Sammanfattning 9

Inledning 11

Projekt Hälsingekusten

Möjliga förstärkningsåtgärder

Rationellare användning av kalk/cementpelarförstärkning

Provbank

Jordlagerförhållanden 17

Inledande inblandningsförsök med provinstallationer av cement- och kalk/cementpelare 20

Laboratorieprovning 20

Provning i fält 23

 Allmänt om egenskaper i kalk- och kalk/cementpelare 23

 Provpelare 24

 - Resultat av okulärbesiktning 24

 - Resultat av kalkpelarsondering 25

 - Statistisk bearbetning av sonderingsresultaten

 i den stabiliserade gyttjan 27

 - Resultat från down-hole mätningar 27

 - Dyla-mätningar 30

 - Laboratieförsök på delar av upptagna provpelare 31

Provbank	35
Placering	35
Geometrisk utformning	35
Fyllningsmaterial	37
Kalk/cementpelardimensionering	37
Beräknade sättningar	38
Beräknad stabilitet	41
Kalk/cementpelarinstallation	43
Kompletterande utvärdering av installationsteknik	
Provning med minison	
Provning av installerade kalk/cementpelare	46
Instrumentering	48
Uppförande av provbanken	52
Resultat från mätningar under provbanken	55
Porvattentryck	55
Sättningar	59
Uppmätta sättningar i horisontalslangar	59
Uppmätta sättningar i sättningspeglar	64
Uppmätta sättningar i magnetsättningsmätare	66
Jämförelse mellan uppmätta sättningar	67
Jämförelse mellan beräknade och uppmätta sättningar	69
Horisontalrörelser	70
Spänningar i geonät	72
Slutsatser	73
Referenser	76

Summary

In early 1996, an instrumented test embankment was built on very soft organic soil and sulphide clay reinforced with lime/cement columns. The test embankment was constructed in the Norrala Valley, at a location where a planned combined railway and road embankment was to cross the valley. This embankment constituted part of the "Hälsingekusten" project involving the construction of both a new highway and a new railway along part of the Gulf of Bothnia.

Previous experience of deep stabilisation of organic soil and sulphide clay was very limited. The purpose of the test embankment was therefore to determine whether a sufficient reinforcement of these types of soil could be achieved to safely carry the relatively high embankment across the valley.

Construction of the test embankment was preceded by tests on samples of soil and binders mixed in the laboratory. Series of test columns were also installed and tested in various test areas along the planned location of the embankment across the valley and also in an alternative location. In addition, comparative tests were made with a new mixing tool and varying installation techniques in connection with the installation of the reinforcing columns below the test embankment. In the field testing program, a number of new test methods for lime/cement columns were tried and columns were dug out and inspected to a limited depth below the ground surface. Parts of these excavated columns were brought to the laboratory for further tests.

The results of the tests and the measurements below the test embankment showed that it is possible to obtain higher strengths in lime/cement columns, particularly in organic soil, than had previously been considered feasible. They also showed that the results could be improved by using a better installation method. However, the results also proved to be highly variable and strongly dependent on factors such as soil type, type of binder, amount of binder, mixing tool, etc. They also showed that little or no reinforcing effect was obtained at the top of the columns and that full reinforcement was not obtained until 1.5 m

below the ground surface. The quality of the columns in their lower parts and at the transition to firm soil layers at the bottom was also uncertain.

The results illustrate that it is necessary to include all the soil layers which are to be reinforced in the preliminary investigations and to test the reinforcing effects separately for each of these. Checks on the quality of the columns and the reinforcing effect in the field must be comprehensive and include the entire length of the columns in order to provide a complete picture of the result. In stability checks, calculations must be made with both undrained and combined analyses, and must include all the possible zones of weakness.

Calculations with the ordinary methods used in Sweden for both stability and settlements as well as their course with time, gave reasonable results when relevant material parameters were used. However, parameters determined in the laboratory by testing small, intact specimens from good quality parts of a column could not be used to estimate the properties of the whole of the column.

New seismic non-destructive test methods gave interesting results, but their performance and evaluation must be improved before they can be applied in practice.

Sammanfattning

I början av 1996 uppfördes en instrumenterad provbank på kalk/cementpelarförstärkt gyttja och sulfidjord i Norraladalen. Provbanken låg i den projekterade linjen för den kombinerade väg- och järnvägsbank som skulle korsa Norraladalen inom projekt "Hälsingekusten". Erfarenheterna från tidigare kalk/cementstabilisering av gyttja och sulfidjord var mycket begränsade, och syftet med provbanken var att kontrollera att en djupstabilisering av denna typ av jord kunde utföras med erforderlig förstärkningsgrad för att kunna bära den relativt höga banken vid denna passage.

Provbanken föregicks av provningar på laboratorieblandade prover och av provpelare som installerats inom ett antal delområden längs bankens sträckning och i ett alternativt läge för denna. I samband med förstärkningsarbetena för provbanken utfördes dessutom provinstallationer av pelare med ett alternativt blandningsverktyg och med varierande installationsmetodik. Vid provningen i fält testades ett antal nya provningsmetoder och pelare schaktades fram till ett begränsat djup under markytan och inspekterades. Delar av dessa framschaktade pelare togs dessutom in till laboratoriet och provades där.

Resultaten av mätningarna under provbanken samt övriga provningar visade att det är möjligt att erhålla högre hållfastheter i kalk/cementpelare i speciellt gyttja än vad som dittills ansetts kunna påräknas. De visar också på att resultaten kan förbättras med en förbättrad installationsteknik. Resultaten visade sig dock också vara högst varierande och starkt beroende på faktorer som jordart, typ av inblandat bindemedel, inblandad mängd bindemedel, inblandningsverktyg m.m. De visade också att inga eller mycket måttliga förstärkningseffekter erhöles i pelartopparna och att full förstärkningseffekt uppstod först vid ett djup av 1,5 m under markytan. Pelarnas kvalitet i nederändan och övergången till fast botten blev också osäker.

Resultaten visar på nödvändigheten av att alla jordlager som skall förstärkas ingår i förundersökningarna och att förstärkningseffekterna provas separat i dessa. Kontrollen av pelarnas kvalitet och förstärkningseffekterna i fält måste

också vara omfattande och inkludera hela pelarlängden så att en fullständig bild av resultatet erhålls. Vid stabilitetsberäkningar måste beräkningar utföras med såväl odränerad som kombinerad analys och med beräkningar som inkluderar samtliga möjliga svaghetszoner. Eftersom den kombinerade analysen också täcker in ett farligaste helt odränerat fall, kan det räcka med en kombinerad analys i enlighet med de riktlinjer som anges i VÄG 94, (Vägverket 1994).

Beräkning av stabilitet samt sättningar och deras tidsförlopp med gängse metoder gav rimliga resultat då relevanta materialparametrar användes. Materialparametrar från laboratorieprovningar av intakta bitar av pelardelar av god kvalitet var dock inte användbara för att bedöma pelarnas egenskaper som helhet.

Nya seismiska provningsmetoder gav intressanta resultat, men utförande och utvärdering måste förbättras innan resultaten blir användbara.

Inledning

Projekt Hälsingekusten

Banverket och Vägverket samverkar i projektering och byggande av nya sträckningar av Ostkustbanan respektive Europaväg 4 genom Hälsingland i Projekt Hälsingekusten. Syftet med projektet är att höja standarden på banvall respektive väg samt att förkorta resvägar och restider.

Den nuvarande Ostkustbanan invigdes 1927. Restiden mellan Stockholm och Sundsvall var då 7 timmar och 20 minuter. Idag tar samma resa cirka 4 timmar och tillsammans med den nya bansträckningen arbetar Banverket på att kunna korta restiden till 3 timmar. Den aktuella sträckan mellan Söderhamn och Enånger, som är en del i upprustningen av hela Ostkustbanan, kortas med 5,5 km till att bli 27,5 km lång. På denna sträcka byggs två tunnlar och 18 broar. Fig. 1.

Den nuvarande E4:an skall på samma sträcka rustas upp till en ny typ av 4-fältsväg, som kan sägas vara ett slags minimotorväg där bredden hos vägrenar, körfält och mittremsa bantas i förhållande till normal motorvägsstandard, Fig. 2. Denna vägtyp beräknas dock vara avsevärt säkrare än en konventionell motortrafikled. Med den nya sträckningen kommer körsträckan att bli 3,5 km kortare än dagens och den totala väglängden att bli 28 km. På sträckan kommer 20 broar att byggas.

Vid passagen över Norraladalen, som är belägen cirka 7 km nord-nordost om Söderhamn, går järnvägen på en upp till 7 m hög bank innan den norr om dalen går in i en närmare 4 km lång tunnel, Fig. 3. På denna passage löper vägen parallellt med och bredvid järnvägen på en något lägre, upp till 6 meter hög bank. Bankarna är sammanbyggda i dalens centrala delar och projekteringen utförs som ett samprojekt för att rationalisera arbetet. I läget för bankpassagen förekommer upp till 11 m tjocka sediment av gyttja och lera i dalen. Ett alternativt läge 700 m västerut har också undersökts. I båda lägena fordrades omfattande jordförstärkningsarbeten för bankarna.

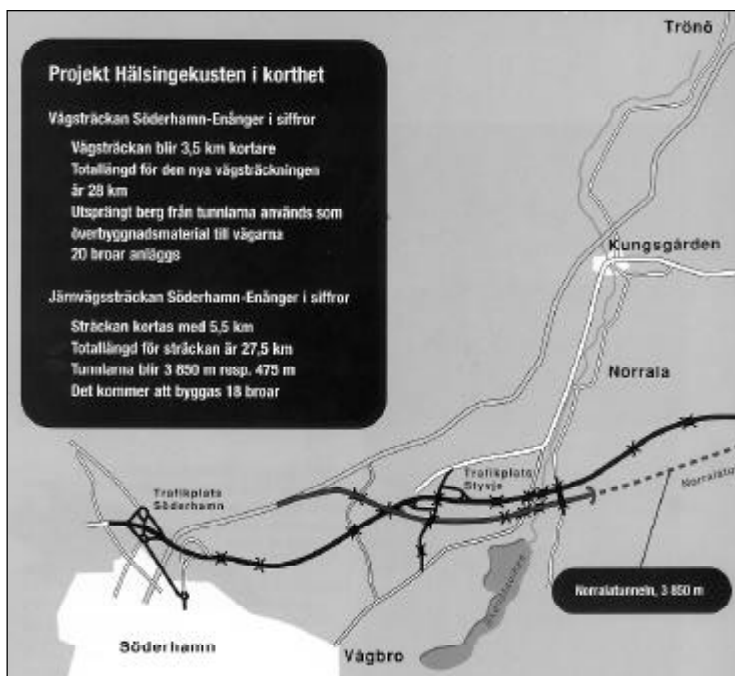


Fig.1. Projekt Hälsingekusten. (Från broschyr Banverket / Vägverket)

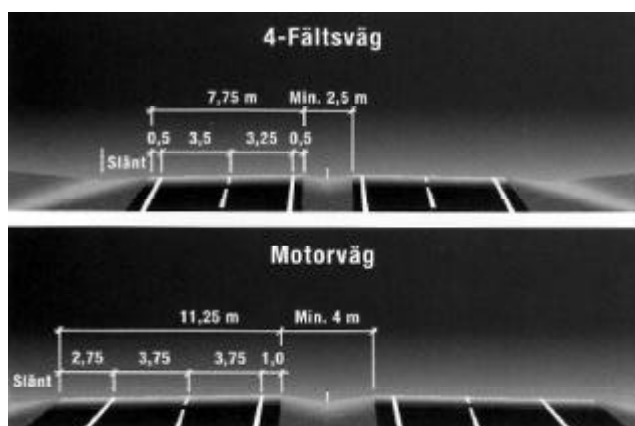
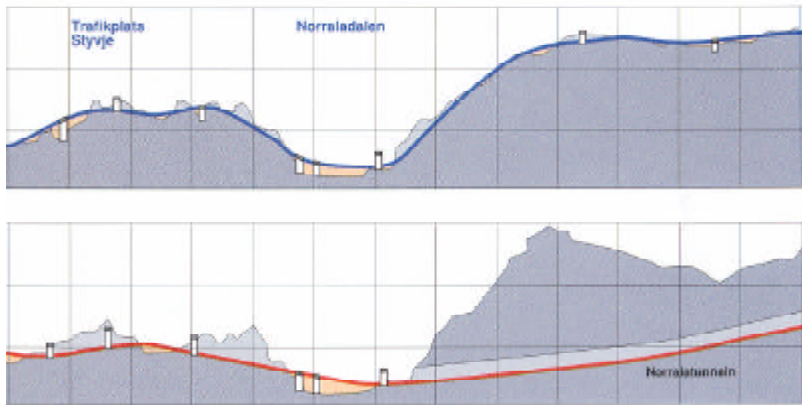


Fig. 2. 4-fältsväg. (Från broschyr Banverket / Vägverket)



**Fig. 3. Längdsektioner vid passage av Norraladalen.
(Från broschyr Banverket / Vägverket)**

Möjliga förstärkningsmetoder

Den förstärkning av jorden som erfordrades avsåg i viss mån att reducera sättningar men främst att klara stabiliteten för bankarna. För detta fanns i princip tre alternativ; utskiftning av de lösa jordmassorna genom urgrävning och återfyllning med fastare material, bankpålning eller djupstabilisering av jorden genom inblandning av stabiliseringsmedel. Överslagsberäkningar visade att kalk/cementpelare ur kostnadssynpunkt skulle bli det klart förmånligaste alternativet.

Kalk/cementpelare är, trots många års praktisk erfarenhet, fortfarande en något outforskad metod på så vis att man ännu inte på förhand kan förutsäga hur den kommer att fungera i den aktuella jorden. Detta måste prövas från fall till fall så att man försäkras sig om att resultaten kommer att uppfylla de krav man ställer. Dessutom måste man utprova vilken optimal blandning av kalk och cement som ger den bästa effekten, med avseende på såväl erhållen fasthet som den tid som åtgår innan denna uppnås, samt vilken mängd av stabiliseringsmedel som måste blandas in för att få det önskade resultatet. Enligt de rekommendationer för projektering av kalk- och kalk/cementpelare som förelåg vid projekteringsstillfället var det högst osäkert om det skulle vara möjligt att stabilisera den aktuella jordprofilen med gyttja och sulfidhaltig jord i erforderlig grad.

Inblandningsförsök startades därför i laboratoriet. Det visade sig då, att i det alternativa läget 700 m västerut gav inblandning med ren cement goda resultat, medan inblandning av kalk och cement i olika blandningsförhållanden gav relativt dåliga resultat. Provpelare som installerades i fält med inblandning av ren cement i olika mängder gav också goda resultat i detta läge.

I det slutligen projekterade läget för bankarna erhöles något bättre resultat med kalk/cementblandningar i laboratoriet, främst för gytjan, och det beslutades att provpelare skulle installeras i sex delområden och därmed täcka in förhållandena tvärs över dalen. Också resultaten från dessa provpelare bedömdes som goda och man beslutade att gå vidare på denna linje.

Rationellare användande av kalk/cementpelarförstärkning

Den svenska erfarenheten av kalk- och kalk/cementpelare rör främst pelare av dimensionerna ϕ 600 mm, och tidigare ϕ 500 mm, under bankar med begränsad tjocklek. Dessa pelare produceras genomgående genom inblåsning av en torr kalk/cementblandning under samtidig inblandning och omrörning av jord och bindemedel på plats i jorden. Stabiliseringsmedlen utnyttjar sedan jordens eget vatteninnehåll vid de efterföljande kemiska reaktionerna. Den empiriska erfarenhet man har av metoden är:

- att hållfastheten i pelare i fält ofta skiljer från den som uppnås i laboratoriet
- att den erhållna hållfastheten varierar med typ av jord och att skillnader kan finnas mellan den jord som användes vid de inledande försöken och jorden i olika partier av den stabiliserade jordmassan
- att pelarna ofta innehåller svagare partier
- att kvaliteten på de pelare som massproduceras i fält kan vara skiftande
- att de stickprovsundersökningar av erhållen pelarkvalitet och de metoder som därvid används inte är helt tillförlitliga

På grund härav används normalt inte en högre karakteristisk skjuvhållfasthet än 100 kPa vid dimensioneringarna. I organisk jord används normalt lägre hållfastheter och erfarenheterna från sulfidhaltiga jordar är än mer begränsade. Erfarenheterna från kalk- och kalkcementpelare i Sverige fram till 1995 finns summerade i SGF Rapport 4:95: Kalk-kalk/cementpelare, vägledning för projektering utförande och kontroll, där också allmänna dimensioneringsråd ges.

I Sverige pågår för närvarande ett omfattande forsknings- och utvecklingsarbete inom projektet Svensk Djupstabilisering med syfte att förbättra kunskapen om kalk/cementpelares verkningssätt och vad som styr stabiliseringsresultaten, samt att förbättra kvaliteten i hela kedjan av undersökningar, projektering och pelarproduktion. Detta väntas leda fram till ett bättre och säkrare utnyttjande av denna jordförstärkningsmetod.

Utomlands, främst i Japan men i något fall också i Finland, används ofta en annan teknik med större pelardiametrar och inblandning av ren cement i pulverform eller utblandad i vatten till en lättflytande pasta. Detta kräver andra maskiner och inblandningsredskap, men man kan på så sätt och i de lokala jordarna ofta komma upp i karakteristiska skjuvhållfastheter av 300 kPa. I vissa fall kan man också komma betydligt högre. Nya beräkningsmetoder har också utarbetats för dessa fastare pelare.

Resultaten från de inledande laboratorieförsöken och provpelarna antydde att det skulle vara möjligt att komma upp i högre hållfastheter för pelarna under bankarna i Norraladalen än de som normalt används. Ett utnyttjande av såväl större pelardiametrar som högre tillåtna påkänningar skulle innebära betydande besparingar. Enligt preliminära kalkyler skulle en samtidig ökning av pelardiametern från 600 till 800 mm och karakteristisk skjuvhållfasthet från 100 till 150 kPa sänka kostnaden för jordförstärkningen från 26 till 17,3 millioner kronor, eller med en tredjedel. Besparingen skulle bestå av två delar; att öka pelardiametern och därmed få färre pelare och en rationellare pelarinstallation skulle medföra en kostnadsreduktion på cirka 25 procent och resten av inbesparingen skulle ske genom utelämnande av den lättklinkerfyllning i bankens överdel som skulle erfordrats vid användande av en hållfasthet av 100 kPa i pelarna. Som ovan nämnts är redan denna hållfasthet högre än vad som normalt används vid dimensionering av kalk/cementpelare i denna typ av jord.

Provbank

På grund av den bristande erfarenheten av liknande konstruktioner tillsammans med den begränsade erfarenheten av kalk/cementpelare i de aktuella jordarterna, beslöt man sig för att bygga en instrumenterad provbank i ”full” skala. Denna skulle uppföras till full höjd och ha en sådan längd och ett sådant tvärsnitt att maximala skjuvpåkänningar och vertikalspänningar skulle komma upp till de som skulle uppstå i de verkliga bankarna. Det skulle dessutom vara möjligt att förstärka halva banklängden med en ”konventionell” ϕ 600-pelarinstallation och den andra halvan med en ϕ 800-pelarinstallation dimensionerad för den högre skjuvhållfastheten i pelarna. Provbanken förlades till det område cirka 80 m söder om Norralaan där järnvägsbanken skulle få sin maximala tjocklek, knappt 7 m.

Provbanken skulle, förutom att ge direkt användbara resultat för dimensionering av bankarna över Norraladalen, också ge ett bidrag till forskningen inom Svensk Djupstabilisering beträffande

- utökat användningsområde för metoden
- kostnadseffektivare utförande och
- kortare byggtider

I samband med de tidigare installerade provpelarna testades en seismisk metod för kontroll av hållfasthet och hållfasthetstillväxt. Provpelare schaktades dessutom fram till ett visst djup under markytan för inspektion och delar av pelarna togs in och provades i laboratorium. Detta utfördes som examensarbeten vid KTH. Resultaten från dessa undersökningar användes sedan i beräkningar av sättningar respektive stabilitet med alternativa beräkningsmetoder.

I samband med pelarinstallationen för provbanken genomfördes specialundersökningar med ett nytt inblandningsverktyg och ytterligare en ny seismisk provningsmetod. I ett senare skede grävdes ett antal pelare fram under ett av bankens hörn.

Resultaten från dessa undersökningar skulle tillsammans med övriga resultat från provbanken ge bidrag till kunskapen om förstärkningsmetodens funktionsätt samt lämpliga kontroll- och övervakningsmetoder.

Jordlagerförhållanden

I Norraladalen består jorden från markytan i stora drag av lerig gyttja –gyttjig lera ned till 4 á 6 m djup följt av sulfidhaltig lera med enstaka linser av sand eller silt till som mest 11m djup och därunder av fast morän eller sand. Torrskorpan är relativt svagt utbildad. I läget för provbanken varierade de kompressibla jordlagrens tjocklek så att de under den halva av banken som skulle stabiliseras med $\phi\text{€}600$ -pelare var cirka 6 m för att öka till cirka 7 m under den andra halvan med $\phi\text{€}800$ -pelare. Djupangivelserna till fast botten varierar något inom respektive halvor från ett minimum av cirka 5,5 m och ett medeltal av cirka 6 m inom huvuddelen av $\phi\text{€}600$ -pelardelen ökande vid gränsen till $\phi\text{€}800$ -pelardelen till att bli cirka 7 m mitt i denna del och knappt 8 m i dess ytterkant. Dessa angivelser baseras på sonderingsresultat och den längd på kalk/cementpelarna som erhöles vid installationen. Vid pelarinstallationen eftersträvades att komma ned en bit i övergångszonen till den fastare jorden för att få god kontakt med fast botten. De här angivna tjocklekarna av de kompressibla jordlagren synes vara mest relevanta för de observationer av sättningar och andra rörelser samt portryck som görs längre fram. Den kompressibla jorden under provbanken bestod av 3m gröngrå lerig gyttja ovanpå gyttjig lera och sulfidfärgad lera.

Vattenkvoten i gyttjan låg runt 140 % och minskade sedan gradvis i den underliggande gyttjiga leran och sulfidfärgade leran till cirka 60 % vid övergången till fastare jord i botten. Vattenkvoten var genomgående högre än flytgränsen, utom i de översta 2-2,5 metrarna där relationen var den omvända. Torrskorpan angavs som svagt utvecklad, men uppmätta flytindex och odränerade skjuvhållfastheter samt resultaten från viktsonderingar i fält visar att torrskorpeeffekter gick ned till drygt 2 m. Detta antyds också av resultaten från ödometerförsöken, vilka dock i huvudsak utförts under dessa nivåer. Grundvattenytan i dalen anges variera mellan 0 och 1 m under markytan och kan, bl.a. på basis av de portryck som uppmättes före uppbyggnad av provbanken, antas ha legat cirka 1 m under ursprunglig markyta respektive 0,5 m under avschaktad yta i provbanksområdet. Dessa inledande mätningar i de installerade portrycksmätarna under banken antyder också att portrycken var ungefär hydrostatiska. Den odränerade skjuvhållfastheten i gyttjan under torrskorpan har uppmätts med fallkonförsök. Efter

korrektion för flytgräns gav dessa skjuvhållfastheter som i huvudsak varierade mellan 6 och 9 kPa och som ökade någon kPa i den underliggande leran. Sensitiviteten var normal och varierade i princip mellan 10 och 20. Densiteten ökade från $1,3 \text{ t/m}^3$ i den översta gyttjiga jorden till $1,6 \text{ t/m}^3$ i den understa leran. Ett antal CRS-försök har utförts. Huvuddelen av resultaten antyder att jorden under torrskorpan var i stort sett normalkonsoliderad, men de högsta utvärderade förkonsolideringstrycken visar på en i denna typ av jord mer normal överkonsolideringsgrad av 1,1 à 1,2., Fig. 4. Som överslagsvärden för kompressibiliteten i gyttjan kan sättas att kompressionsmodulen M_L var cirka 250 kPa upp till 25 kPa över förkonsolideringstrycket (eller för de första 10 procenten kompression) och sedan ökade med ett kompressionsmodultal M' av 10,5. Motsvarande värden för den underliggande leran var $M_L \approx 350 \text{ kPa}$, $\sigma'_L \approx 35 \text{ kPa}$ över förkonsolideringstrycket (dvs också motsvarande 10 % kompression) och $M' \approx 12,7$. Permeabiliteten i gyttjan var cirka $7 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$ med ett β_k -värde av cirka 2,9, vilket innebär att den minskade relativt långsamt med kompressionen. I leran minskade permeabiliteten från cirka $2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ med ett β_k -värde $\approx 3,5$ vilket innebär en något snabbare minskning än i gyttjan, Fig. 5. Detta gav en konsolideringskoefficient c_v med ett minsta värde i gyttjan av cirka $8 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ eller $0,3 \text{ m}^2/\text{år}$ och i leran av cirka $2 \text{ à } 3 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ eller $0,6 \text{ à } 0,9 \text{ m}^2/\text{år}$, vilket är normalt för en lös lera.

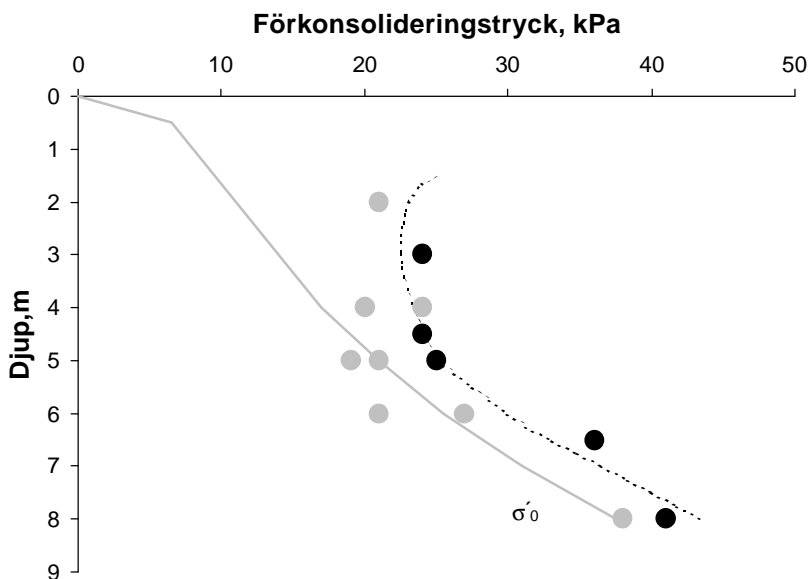


Fig. 4. Uppmätta förkonsolideringstryck i ödometerförsök på prover från Norraladalen.

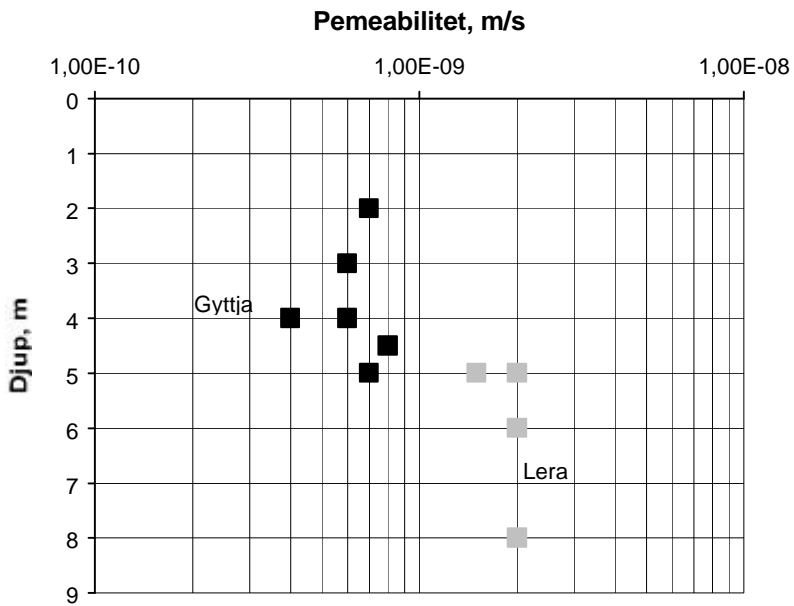


Fig. 5. Uppmätta permeabiliteter i ödometerförsök på prover från Norraladalen.

Inledande inblandningsförsök med provinstallationer av cement- och kalk/cementpelare

LABORATORIEPROVNING

De första proverna i Norraladalen togs 1992 med kolvprovtagare i det alternativa läget 700 m väster om nuvarande sträckning. Dessa fördes till Geotekniska laboratoriet på Lidingö där, förutom rutinundersökning och ödometerförsök, även inblandningsförsök med kalk/cement i förhållandet 50/50 samt med ren cement utfördes. Inblandningarna utfördes för dels gyttjan, dels den underliggande leran, med två olika inblandningsmängder för varje inblandningsmedel. De stabiliserade jordproverna provtrycktes sedan genom enkla tryckförsök 13, 28 och 84 dagar efter inblandningen. Resultaten visade att höga hållfastheter erhöles vid inblandning av ren cement i gyttjan. Relativt höga hållfastheter kunde också erhållas i leran genom inblandning av cement under förutsättning av att den inblandade cementmängden var relativt hög. Resultaten av inblandning av kalk/cement gav sämre resultat, speciellt i gyttjan, Fig. 6.

Ett antal provpelare med cementinblandning utfördes också i det alternativa läget. Pelarna utfördes som ϕ 600 mm och ϕ 800 mm pelare med cementmängder varierande mellan 100 och 250 kg/m³. Någon metod för provning av cementpelare i fält fanns inte tillgänglig utan det togs upp ϕ 45 mm prover ur pelarna med kärnprovtagare. Tre längre sammanhängande kärnprover erhöles och sändes in till laboratoriet. I samband med kärnprovtagningen schaktades pelarna fram till ett djup av tre meter och visade sig så långt vara av jämn kvalitet förutsatt att cementinblandningen översteg 120 kg/m³. Vid provtryckning av fasta bitar av kärnproverna i laboratoriet visade det sig att hållfastheter i samma storlek som de laboratorieinblandade proverna eller högre erhöles i den stabiliserade gyttjan. En tendens till lägre hållfasthet i den undre delen av kärnorna kan skönjas. Ingen kärna sträckte sig dock ned till de understa lerlagren, varför någon jämförelse med laboratorieresultatet för denna jord inte kan göras.

De första proverna i bankens slutliga läge togs 1994 med kolvprovtagare i olika punkter på sträckan tvärs över dalen. Försök med inblandning av stabiliseringsmedel på dessa prover utfördes samma år av Geotekniska laboratoriet på Li-

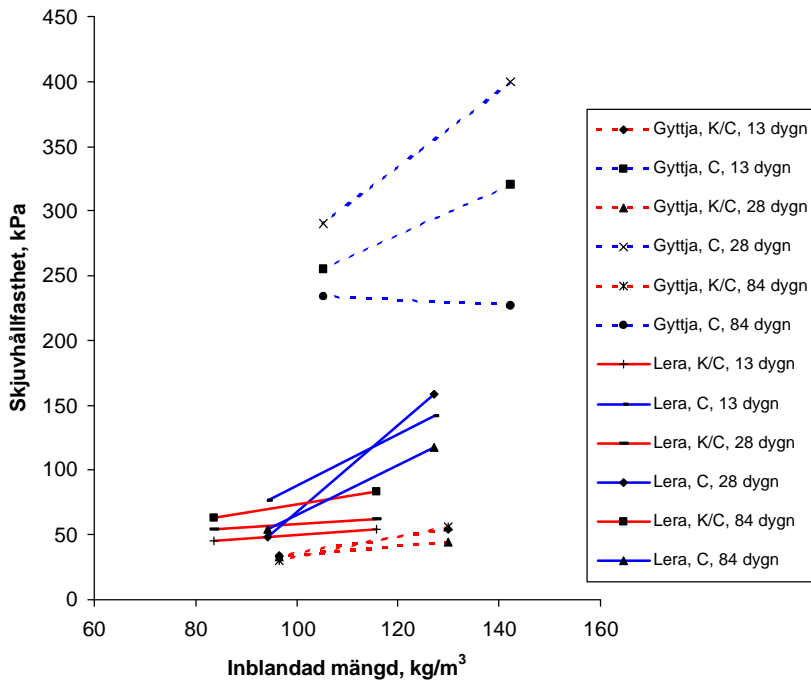


Fig. 6. Resultat av provning av laboratorieblandade prover i det alternativa läget för banken.

dingö. Kompletterande provtagning för inblandningsförsök utfördes senare med skruvborr av Tyréns Infrakonsult och nya inblandningsförsök gjordes på Jord- och trädgårdslaboratoriet inom VBB Viak AB.

I likhet med de första inblandningsförsöken gjordes inblandning med både kalk/cement i blandningen 50/50 och ren cement i dels gyttja, dels den underliggande lera. En provserie utfördes på två blandningar av lera med kalk/cement i olika inblandningsmängder av 100, 130 och 160 kg/m³. Denna serie visade på måttliga hållfasthetsökningar, att de högre inblandningsmängderna i princip gav högre hållfasthet och en hållfasthetsökning med tiden. Provningarna utfördes dock endast efter 11 och 32 dygn, varför någon långtidstrend inte erhöles.

Nästa provserie utfördes på både gyttja och lera med cement i inblandningsmängderna 120 och 160 kg/m³ samt med 80 kg/m³ kalk/cement. Dessa blandningar provades efter 10, 30 och 90 dygn och blandningen av lera och kalk/cement vid ytterligare ett tillfälle efter 21 dygn. I denna provserie erhöles i likhet med de tidigare provningarna höga hållfastheter vid inblandning av cement i

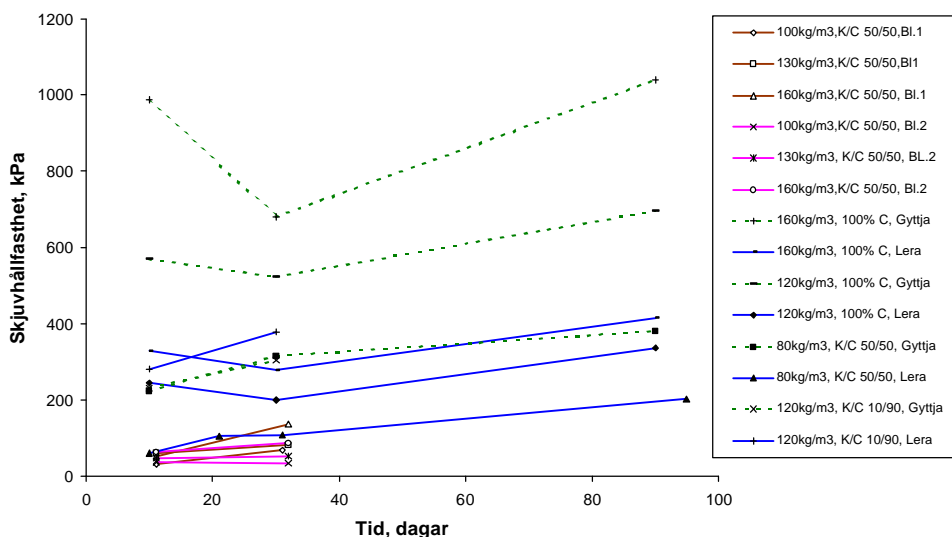


Fig. 7. Resultat av provning av laboratorieblandade prover i det slutliga läget för banken.

gyttjan liksom relativt höga hållfastheter i lera. I båda jordarna ökade hållfastheten med inblandad cementmängd. I detta fall erhöles dock, till skillnad från föregående provning, också en relativt hög hållfasthet i gyttjan vid inblandning av kalk/cement i lika delar. Effekten syntes också öka med tiden. I lera erhöles en mer måttlig ökning i samma storlek som tidigare provningar men också denna syntes öka med tiden, Fig. 7.

En ytterligare inblandning med 120 kg/m³ i gyttja och lera av en blandning av kalk/cement i förhållandet 10/90 gjordes också. Dessa blandningar provades endast efter 10 och 30 dygn och gav relativt höga hållfastheter, vilket främst för lera kan antas bero på det höga cementinnehållet.

På basis av detta relativt begränsade underlag beslöts att sikta på en förstärkning med kalk/cementpelare. Den huvudsakliga anledningen var att den diltillsvarande erfarenheten i Sverige och tillhörande dimensioneringsregler i huvudsak baserade sig på kalk- och kalk/cementpelare. De varierande provningsresultaten medförde en viss osäkerhet i vilka förstärkningseffekter som kunde förväntas och för att täcka in de vid passagen förekommande jordarna beslöts att provinstallation av pelare skulle utföras i 6 olika delområden över dalen.

PROVNING I FÄLT

Allmänt om egenskaper i kalk- och kalk/cementpelare

(i huvudsak enligt SGF Rapport 4:95)

Kalk- och kalk/cementpelares egenskaper inom en förstärkning varierar normalt. Spridningen i enskilda pelare kan bero på variationer i den naturliga jordens sammansättning med djupet samt på störningar i utmatad mängd eller ofullständig inblandning av stabiliseringsmedlet orsakat av t.ex. stenar eller rötter. Inställningen och finjusteringen av bindemedelsutmatningen tar också en viss tid, eller snarare ett visst antal meter pelare, varför kvaliteten i produktionspelare ofta anses bli jämnare än för enstaka provpelare. Mätningen av utmatad mängd stabiliseringsmedel görs vid bindemedelsbehållaren på markytan och inte i inblandningsverktyget, varför denna kan bli missvisande. Risk finns också att bindemedelsutmatningen fördröjs mellan maskin och inblandningsverktyg så att bindemedelsmängden i det nedersta partiet av pelaren kan bli mindre än registrerad.

Utmatning av bindemedel med tryck avslutas 0,5 – 1 m under arbetsytan. Kvaliteten i den övre delen av pelarna kan bli ojämn och man bör vid dimensionering normalt räkna med en fullgod pelare först från cirka 1 m under ursprunglig arbetsyta. I praktiken erhålls ofta ingen som helst förstärkning i den övre torrskorpan och som en effekt av pelarinstallationen erhålls ofta istället en försänkt krater i pelarläget. Man kan då, beroende på problemställningen alternativt schakta sig ned tills fullgoda pelartoppar påträffas eller fylla igen kratrarna med bankmaterial.

För gyttja och sulfidhaltig lera rekommenderas att pelarna utförs som kalk/cementpelare. Dessa bör få härda under en period av minst 3 månader innan full belastning påförs.

Kontroll av pelares kontinuitet och hållfasthet skall omfatta pelare från alla representativa jordar och jordlagerföljder inom det förstärkta området. Om den vid dimensioneringen använda hållfastheten överstiger vanligen accepterade dimensioneringsvärden skall kontrollen utökas.

Den karakteristiska tungheten i de stabiliserade pelarna brukar antas vara lika med den ostabiliserade jordens tunghet.

Som ett karakteristiskt värde på kompressionsmodulen i kalk/cementpelare antas normalt att denna är 50–150 ggr den karakteristiska odränerade skjuvhållfastheten. Det lägre värdet gäller för organisk jord. En karakteristisk skjuvhållfasthet av 100 kPa antas således motsvara en kompressionsmodul av 5–15 MPa. Någon skillnad på kompressionsmodul och elasticitetsmodul görs normalt inte.

Provpelare

Under sommaren 1995 utfördes provinstallationerna i sex utvalda delområden på sträckningen tvärs dalen, för att verifiera att tillfredsställande resultat skulle erhållas utmed hela sträckan. På dessa platser varierades såväl inblandningsmängden som förhållandet mellan kalk och cement i bindemedlet. Totalt installerades 10 pelare med diametern 800 mm och 69 pelare med diametern 600 mm. Huvuddelen av pelarna utfördes med blandningsförhållandet 50/50 mellan kalk och cement men ett mindre antal utfördes också med förhållandet 25/75. Inblandningsmängderna varierade från 99 till 184 kg/m³.

Huvuddelen av pelarna, drygt 50 stycken, provades genom kalkpelarsondering cirka 30 dagar efter installationen. För övriga pelare användes ett antal alternativa provningsmetoder

- Omvänd kalkpelarsondering
- Viktsondering
- Seismisk mätning av skjuvvågshastigheten enligt down-holemetoden
- Stötvågsmätning enligt Dyla-metoden
- Framgrävning och okulärbesiktning av pelare följt av enaxiella tryckförsök, triaxialförsök och direkta skjuvförsök i laboratoriet på KTH

Resultat av okulärbesiktning

För okulärbesiktning och provning i laboratoriet grävdes fem pelare fram till ett djup av mer än 3 m. Pelarna blev identifierbara i jordmassan först vid ett djup av cirka 1,5 m under markytan. Okulärbesiktningen visade att av de framgrävda pelarna var en homogen, en homogen med en sprödare och hårdare kärna, en homogen men något kornig och med varierande tvärsnitt och en periferi som ställvis bestod av ren kalk/cement samt två mycket inhomogena med stora lerkörtlar.

Resultat från kalkpelarsondering

Kalkpelarsonderingen utfördes med dels traditionell pelarsondering, dels omvänd pelarsondering. De pelare som skulle provas med omvänd pelarsondering avslutades någon meter över fast botten så att sonden kunde dras fritt i oförstärkt lera den första biten och friktionen mot dragwiren kunde utvärderas. Vid pelarsonderingarna användes sonder med vingbredden 400 mm och vingtjockleken 20 mm. För dessa sonder kan skjuvhållfastheten i pelaren uppskattas som 0,1 ggr nettospetsstrycket mot sonden, dvs det totala sonderingsmotståndet reducerat med stång- respektive wirefriktion och dividerat med sondens tvärsnittsytta. Enligt denna utvärdering motsvarar ett nettospetsmotstånd av 10 kN ungefär en skjuvhållfasthet av 100 kPa. Utvärderingen fordrar att friktionen mot stång respektive dragwire kan uppskattas. Detta fordrar i sin tur att sonderingarna fortsätts i oförstärkt jord under pelarna och att parallella sonderingar gjorts i oförstärkt jord, så att den del av motståndet i oförstärkt jord som beror på jordens naturliga hållfasthet också kan uppskattas. Eftersom de flesta provpelarna utfördes till övergångszonen till fast botten är det svårt att uppskatta stångfriktionen vid de traditionella pelarsonderingarna.

Många pelare uppvisade mycket fasta partier i gyttjan och de traditionella pelarsonderingarna avbröts då neddrivningsmotståndet översteg 40 kN. Detta medförde att i dessa pelare undersöktes inte egenskaperna utefter hela pelarens längd.

Det sammantagna resultatet av de kalkpelarsonderingar, omvända kalkpelarsonderingar och viktsonderingar som utförts visar att det normala för pelarna var att hållfastheten var mycket låg vid ytan och ökade gradvis till ett maximum vid cirka 1,5 m djup. Den förblev sedan i stort konstant ned till ett djup av 3 á 5 meter varpå den avtog, i vissa fall gradvis och i andra fall mer abrupt. Djupintervall med mycket fasta pelare förefaller att ha en koppling till de kompressibla jordlagrens tjocklek och i princip omfatta lagret med gyttja.

Resultaten från pelarsonderingarna visar således att pelarna i gyttjan ofta var undermåliga ned till ett djup av 1,5 m under markytan, vilket är något djupare än normalt. De visar också att hållfastheten i den stabiliserade gyttjan därunder generellt är hög, medan resultaten i det underliggande lagret av sulfidhaltig lera var betydligt sämre med en hållfasthet som i genomsnitt endast var cirka hälften av den i gyttjan, och i många partier ännu lägre, Fig. 8. Speciellt erhöles ofta låga värden i övergångszonen mellan gyttjan och leran, där sulfidhalten synes vara högst. Resultaten uppvisar generellt en stor spridning men också att håll-

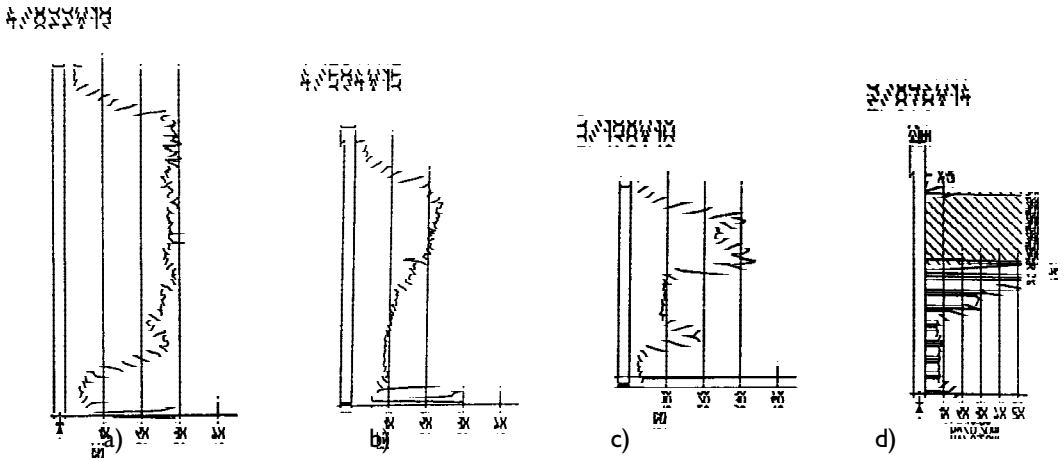


Fig. 8. Exempel på resultat från provning av provpelare.
 a) jämgod pelare, omvänd pelarsondering
 b) mindre bra ojämn pelare
 c) mindre bra ojämn pelare, omvänd pelarsondering
 d) typiskt resultat från viktsondering i pelare

fastheter motsvarande de högsta värden som uppmättes i motsvarande laboratorieinblandade prover i medeltal också erhöles i fält.

Resultaten från de olika delområdena visar på en variation i stabiliseringseffekter längs bankens sträckning som inte kan förklaras med variationer i inblandad mängd stabiliseringsmedel, Fig.9. I övrigt är spridningen i resultat så stor att det är svårt att dra några ytterligare slutsatser om orsaken till denna variation.

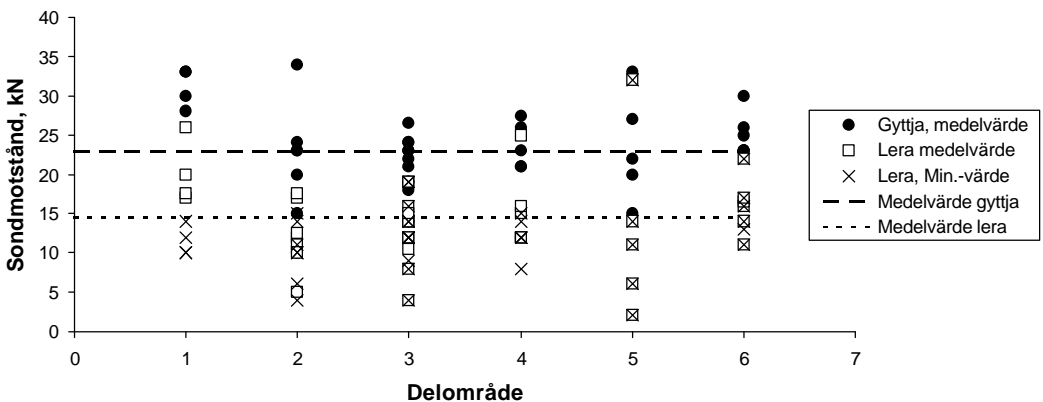


Fig. 9. Variation i uppmätta hållfastheter i provpelare längs bankens sträckning.

Statistisk bearbetning av sonderingsresultaten i den stabiliserade gyttn

Resultaten från kalkpelarsonderingarna har behandlats statistiskt efter att resultaten från ett mindre antal pelare med klart sämre resultat sorterats bort, (Arnér 1995). Vid denna analys har endast värden från de konventionella kalkpelarsonderingarna medtagits och där enbart värden mellan 1,5 och 4 m djup. Den statistiska utvärdering som gjorts gäller därför endast pelarnas fastare partier inom det övre jordlagret med gyttja. Inga värden från det underliggande lagret med sulfidhaltig lera, där hållfastheten var klart lägre, har medtagits.

De på detta vis selekterade resultaten har delats in med avseende på blandningsförhållande mellan kalk och cement samt mängd inblandat stabiliseringsmedel. Inga säkra samband mellan dessa förhållanden och utvärderad skjuvhållfasthet erhöles. Blandningsförhållandena 25/75 respektive 50/50 mellan kalk och cement gav till synes likartade resultat. Spridningen inom grupperna var dock relativt stor och antalet pelare i vissa grupper var litet. Mängden inblandningsmedel tyder i de flesta fall på en svagt ökande hållfasthet med ökande inblandningsmängd, men de pelare som tillverkats med den största bindemedelsmängden visar kuriöst nog den lägsta hållfastheten. Detta kan jämföras med de resultat som presenterats av Åhnberg m fl 1995 och som visar att i gyttja och annan organisk jord har den inblandade bindemedelsmängden upp till ett visst tröskelvärde en mycket begränsad inverkan.

Medelvärdena för skjuvhållfastheten anges till 214 –267 kPa beroende på vad som antas om hållfastheten i de fall pelarna var för hårda för att trycka ned sonden med 40 kN kraft. Standardavvikelsen var cirka 75kPa. Dessa värden gäller som påpekats bra partier inom lagret med gyttja för huvuddelen av pelarna efter att en del sämre resultat sorterats bort. Några både bättre och sämre resultat har troligen indirekt sorterats bort eftersom sonderingar med motstånd över 40 kN inte drivits vidare.

Resultat från down-hole mätningar

Hållfasthets- och deformationsegenskaperna i några av pelarna mättes indirekt genom mätning av skjuvvågshastigheten. Down-hole mätningar går normalt till på så vis att två eller flera geofoner eller accelerometrar installeras på olika djup i jorden. I detta fall, med mätningar i kalk/cementpelare, installerades de i den färskva pelaren direkt efter inblandningen. Skjuvvågshastigheten kan sedan mätas vid olika tidpunkter genom att ett slag med slägga eller liknande skapar en horisontell rörelse vid markytan, eller pelartoppen, som fortplantar sig nedåt som en skjuvvåg genom jorden, eller pelaren. Genom att mäta tidsskillnaden mellan vågens ankomst till de olika givarna och med kännedom om deras inbör-

des avstånd kan den genomsnittliga skjuvvågshastigheten, V_s , mellan givarnivåerna beräknas. Skjuvmodulen, G , beräknas sedan ur $G = \rho \cdot V_s^2$, där ρ är pelarens skrymdensitet. Denna skjuvmodul motsvarar pelarens initiella skjuvmodul vid små deformationer, G_0 , också kallad den dynamiska skjuvmodulen. Skjuvmodulen för statiska problem vid större deformationer och normala säkerhetsfaktorer antas normalt vara cirka en tiondel av detta värde. Ur skjuvmodulen kan elasticitetsmodulen och kompressionsmodulen uppskattas med antagande om tvärkontraktionstalet ν .

I ett ytterligare steg kan man använda sig av empiriska relationer mellan skjuvmodul alternativt elasticitetsmodul för att uppskatta den odränerade skjuvhållfastheten. Dessa relationer har visat sig mycket användbara i lera men är ännu osäkra i kalk/cementpelare.

Down-hole-mätningarna utfördes som ett examensarbete vid KTH (Axelsson 1996). Eftersom de givare som installeras i en pelare inte kan återvinnas, använde man sig av enklare mätare med lägesgivare istället för geofoner eller accelerometrar. Dessa registrerar vågens ankomsttid men är inte lika tillförlitliga för mätning av det efterföljande svängningsförloppet. De två givarna i varje pelare sattes på djupen 2 och 5 m och resultaten motsvarar således medelvärden för ett tre meter långt intervall av pelaren mellan dessa nivåer. Medeldensiteten för den ursprungliga jorden i detta intervall var cirka $1,4 \text{ t/m}^3$ och cirka $100 \text{ kg bindemedel per m}^3$ har tillsatts, varför man kan räkna med en ungefärlig densitet i de stabiliserade pelarna av $1,4$ å $1,5 \text{ t/m}^3$. Vid mätningarna uppstod en viss svårighet i tolkning av ankomsttiden för skjuvvågen till de översta givarna. Detta är vanligt också i naturlig mark beroende på olika former av brus och andra störande vibrationer samt fasthetsvariationer i jordmassan i de ytliga marklagren. Problemen kan normalt elimineras genom att studera skjuvvågornas inbördes amplituder, vilket dock kräver att högklassiga geofoner eller accelerometrar används. Tolkningen underlättas också om en distinkt skjuvvåg utan inbyggt brus skapas, vilket var svårt att åstadkomma med den enkla utrustning som användes.

Ett antal olika tolkningsmetoder användes. Normalt används helt enkelt tidskillnaden mellan den första skjuvvågens ankomst till de olika nivåerna. Eftersom ankomsten till den första nivån var svår att utvärdera användes ett antal andra "speglingsmetoder" där också senare svängningscykler studerades. Medelvärdet av dessa gav något mindre tidsskillnader och därmed högre moduler än den första utvärderingen. Ytterligare en metod med "crosscorrelation" användes. I denna förstärks de uppmätta svängningsrörelserna så att de maximala

amplituderna sammanfaller. Areorna mellan kurvorna och nollinjen jämförs och tidsförskjuts sedan så att de sammanfaller så väl som möjligt. Metoden fordrar i princip att mycket distinkta vågrörelser skapas, att dessa är helt likformiga vid ankomsten till de olika nivåerna och att dessa rörelser kan registreras noggrant, vilket här inte var fallet. Denna utvärdering gav mycket högre moduler än de andra, Fig. 10. Variationen i utvärderade moduler var stor också då de utvärderas med samma metod, även mellan provningar som utfördes vid samma provningstillfälle. De utvärderade dynamiska skjuvmodulerna ökade snabbt under de första en à två veckorna för att sedan övergå i en långsammare ökning som i stort föreföll vara linjär mot tiden. Efter 2 veckor var den ur vågankomsten utvärderade dynamiska skjuvmodulen cirka 15 MPa och efter 42 dygn uppgick den till cirka 45 MPa, Fig. 11.

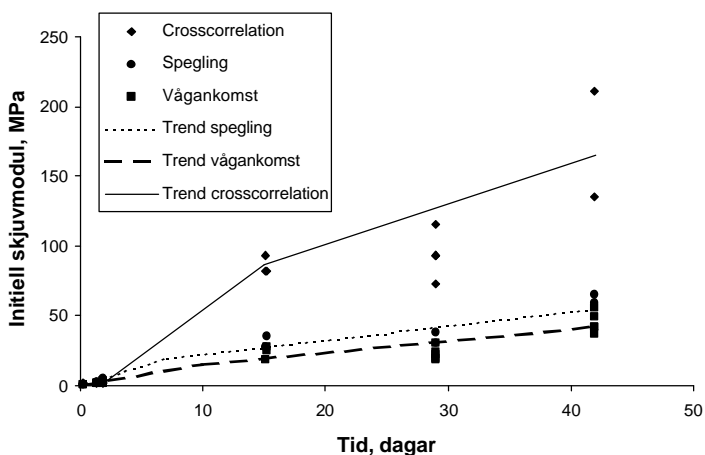


Fig. 10. Utvärderade skjuvmoduler som funktion av tid efter pelarinstallation.

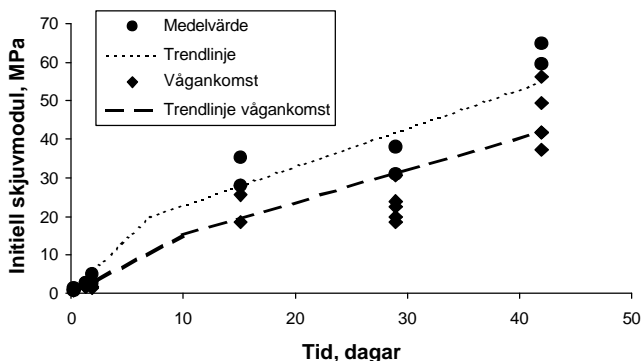


Fig. 11. Skjuvmoduler utvärderade med "speglingsmetoder".

Med ett antagande om tvärkontraktionstalet kan skjuvmodulen omräknas till en motsvarande elasticitetsmodul, E . Efter 42 dygn skulle den initiala elasticitetsmodulen bli $E_0 \approx 130$ MPa och motsvarande statiska modul cirka 13 MPa under förutsättning att erfarenheterna från naturliga jordar kan appliceras på kalk/cementpelare. Samband som presenterats av Åhnberg m fl (1995) antyder att initialmodulen vid triaxialförsök med relativt låga horisontaltryck, i samma storlek som de som torde ha rått vid down-hole provningarna, skulle vara i storleken 700 – 1000 ggr den odränerade skjuvhållfastheten. Detta skulle ge motsvarande odränerade skjuvhållfastheter i storleken 130 – 190 kPa. Dessa relationer skall dock användas med stor försiktighet. I den ursprungliga jorden uppmättes skjuvvågshastigheter av 40 å 50 m/s vilket tillsammans med uppmätta flytgränsvärden enligt empiriska erfarenheter från naturlig jord tyder på skjuvhållfastheter i storleken 6 å 8 kPa, (Larsson och Mulabdic, 1991).

Dyla-mätningar

Dyla-metoden är en modifiering av den provning genom stötvågsmätning som normalt används för pålar. Vid provningen läggs en rund stålplatta på toppen av pelaren. På plattan placeras en 1,2m lång instrumenterad fyrkantsprofil och ovanpå denna en 500 kg tung vikt. Vikten hjälper till att skapa god kontakt mellan mätsystem och pelare och utgör dessutom underlag för slagdonet. Instrumenteringen består av diametralt placerade trådtöjningsgivare för mätning av kraften i fyrkantsprofilen samt accelerometrar som är fastsatta på denna. Stötvågen alstras genom att slagdonet, en 65 kg tung fallvikt, släpps ned på 500 kg vikten. Denna modifierar stötvågen och den resulterande tryckvågen vandrar sedan nedåt längs pelaren. Vid slaget triggas mätsystemet och såväl den ingående stötvågen som den returpuls som kommer tillbaka och återspeglar hur pelaren svarar registreras.

De erhållna kurvorna matchas sedan mot en datormodell, i vilken man kan ge samma ingångspuls och sedan variera de egenskaper man ger den fiktiva pelaren i modellen tills de ger ett retursvar som så nära som möjligt överensstämmer med det mätta. De egenskaper som därvid varieras är pelarens elasticitetsmodul, tvärsnittsarea och mantelfriktion mot omgivande jord

Fem pelare provades på detta sätt. Problem uppstod vid överföringen av stötvågen från underlaget för slagdonet till pelaren, varför resultaten blev svårtolkade. Normalt placeras stålplattan på pelaren direkt efter installationen och gjuts på detta vis fast vid pelaren. I Norrala schaktade man sig ner till två meter under markytan, där pelarna bedömdes vara fasta och jämna, varpå pelarnas överyta jämnades av och plattan lades på. På grund av detta blev signalerna otydliga

och endast en genomsnittlig elasticitetsmodul kunde utvärderas. Vid provningen, som utfördes cirka 30 dagar efter pelarinstallationen, lät man fallvikten falla 3 å 4 gånger med olika fallhöjder varpå de erhållna kurvorna studerades och en utvaldes för vidare analys.

Vid provningarna utvärderades ett genomsnittligt värde på elasticitetsmodulen som varierade mellan 48 och 152 MPa för de olika pelarna. Dessa värden torde motsvara initiella elasticitetsmoduler och de statiska moduler som kan användas vid sättningsberäkning skulle då (med tidigare förbehåll) ligga i storleken 5 å 15 MPa. Trots de ovannämnda svårigheterna med tolkningen av resultaten kunde konstateras att i åtminstone två av pelarna hade nederdelen en sämre och ojämnare kvalitet. De utvärderade egenskaperna omfattar ett större och djupare intervall än de tidigare provningarna.

Laboratorieförsök på delar av upptagna provpelare

Laboratorieförsöken har utförts på delprover av de framgrävda provpelarna, (Björkman och Ryding 1996). Delproverna har bestått av relativt intakta bitar av pelarnas övre homogena del, som består av stabiliserad gyttja, och är således inte representativa för pelarna som helhet. Försöken har utförts som

- Skjuvboxförsök i KTH:s stora skjuvapparat ”Mullbert”
- Odränerade och dränerade triaxialförsök
- Enaxliga tryckförsök

De testade proverna kommer från två pelare med diametern ϕ 600 mm i vilka kalk och cement i förhållandet 50/50 blandats in. Inblandningsmängderna var 100 respektive 160 kg/m³. Kvaliteten på delproverna och provningsresultaten varierade. Av 20 direkta skjuvförsök kunde 16 användas vid utvärderingen och av 20 triaxialförsök kunde 12 resultat användas. Någon påtaglig skillnad i resultaten från de två pelarna kunde inte urskiljas och i utvärderingen har samtliga redovisade resultat använts.

Skjuvboxförsöken kallades ”odränerade” försök. Man har dock ingen kontroll på dräneringen i en skjuvbox och konsolideringen i en intakt kalkpelarbit går fort. Med de relativt långsamma deformationshastigheter som användes kan resultaten därför antas vara representativa för åtminstone delvis dränerade förhållanden. Försöken utfördes vid normalspänningar mellan 60 och 170 kPa och resultaten kunde beskrivas med Mohr-Coulombs brottkriterium. För de provade pelarbitarna erhöles en friktionsvinkel av cirka 55 grader och ett kohesionsintercept av 120 kPa för brotthållfastheten, Fig.12. Residualhållfastheten, som utvär-

deras då skjuvspännings-deformationskurvan planat ut vid stor deformation (cirka 5 ggr brottdeformationen), visade på samma friktionsvinkel men att kohesionsinterceptet då gått ned till noll, vilket i stort sett innebar att hållfastheten halverats. Reduktionen var dock störst vid låga normaltryck och minst vid de högsta normaltrycken. Spridningen i resultaten ger utrymme för alternativa utvärderingar med något högre kohesionsintercept och lägre friktionsvinklar. Alla rimliga utvärderingar ger dock högre friktionsvinklar än vad som anses normalt för kalk/cementstabiliserad jord.

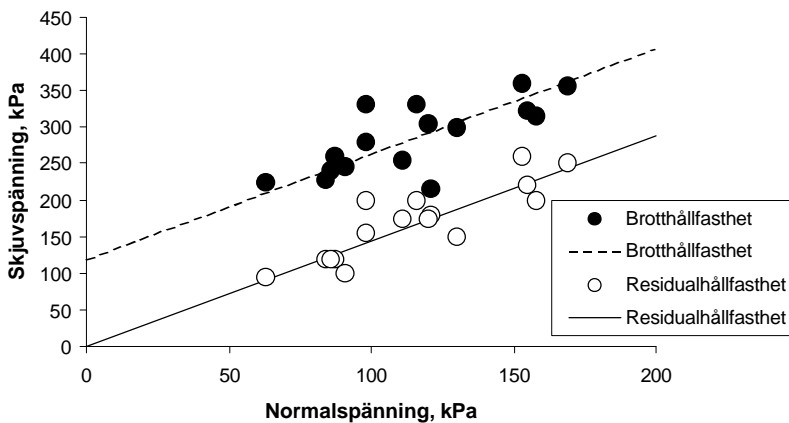


Fig. 12. Resultat av direkta skjuvförsök på intakta bitar av homogena pelare i gyttja.

Triaxialförsöken konsoliderades för isotropa spänningar av 60, 120 och 180 kPa. Vid konsolideringen användes ett "backpressure" i porvattnet av 100 kPa. Detta är lägre än vad som normalt används för att tillförsäkra full vattenmättnad. I de odränerade försöken mättes porvattentrycken och resultaten kunde utvärderas som effektivspänningsparametrar. De sammanställda resultaten visade ingen påtaglig skillnad mellan de odränerade och dränerade försöken och dessa kunde utvärderas gemensamt. Spridningen i försöksresultaten var dock stor och en ordinarie utvärdering med en brottlinje tangerande Mohrs spänningscirklar lämnade ett stort tolkningsutrymme, Fig. 13. En alternativ tolkningsmetod med sammanbindning av toppunkterna av dessa cirklar gav ett mer entydigt resultat, även om ett visst tolkningsutrymme fanns också för denna metod. De utvärderade hållfasthetsegenskaperna blev $c' = 35$ kPa och $\phi = 55^\circ$, Fig. 14. Vid residualhållfastheten vid 5ggr brottdeformationen hade kohesionsinterceptet gått ned till 0 och hållfastheten uppgick till 80 - 90 % av brottvärdena, Fig. 15.

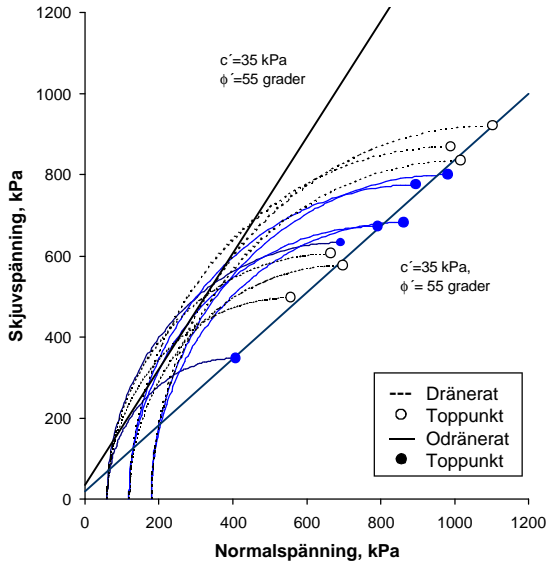


Fig. 13.
Resultat av triaxialför-
söken i form av Mohrs
spänningscirklar.

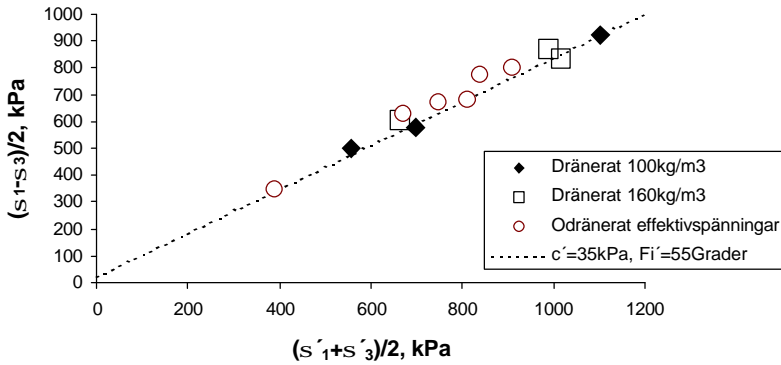


Fig. 14. Effektiva hållfasthetsparametrar vid brott.

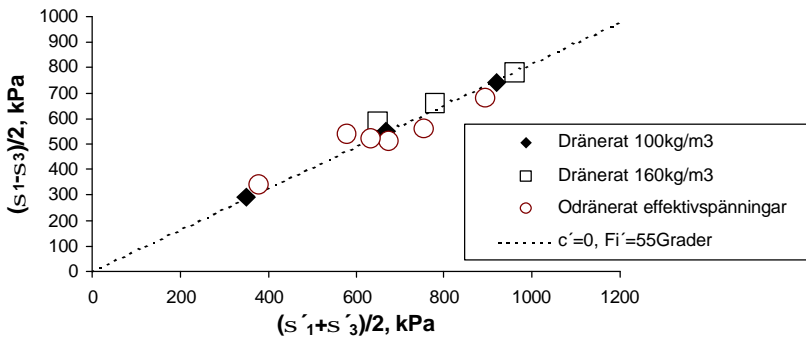


Fig. 15. Effektiva hållfasthetsparametrar vid residualhållfasthet.

De enaxliga tryckförsöken gav skjuvhållfastheter i storleken 550 kPa då denna utvärderades som halva tryckhållfastheten. De enkla tryckförsöken ger således högre värden än de direkta skjuvförsöken och de lägsta värdena från triaxialförsöken. En anledning till detta kan vara negativa portryck i de icke vattenmättade proverna, som ytterligare förstärks då proverna tenderar att dilatera då de skjuvas vid låga normalspänningar.

Brottdeformationerna var cirka 1,5 %, vilket är i samma storlek som vad som ofta erhålls i oorganisk lera, men är betydligt mindre än normal brottdeformation för den typ av gyttja/gyttjig lera som fanns i de övre delarna av jordprofilen i Norrala.

Provningsresultaten kan, som ovan nämnts, främst anses vara representativa för intakta delar av homogena pelare i det övre jordlager som består av gyttja.

De elasticitetsmoduler som uppmättes på de uttagna delproverna var relativt höga. E_{50} -värdena, dvs elasticitetsmodulen utvärderade som sekantmodul upp till halva brottlasten, låg mellan 150 och 200 MPa. Detta kan jämföras med att kalk/cementpelare erfarenhetsmässigt ofta har en E-modul mellan 5 och 15 MPa och att de provningar på hela pelare som utfördes i fält också indikerade värden i denna storlek.

Provbank

PLACERING

Provbanken placerades söder om Norralaan i linjen för den blivande järnvägsbanken och i det läge där denna bank skulle få sin högsta höjd, knappt 7m. De kompressibla jordlagrens tjocklek har dock inte sitt maximum i detta område, utan begränsas till från 5,5 till knappt 8 m. Provbanken låg således i den tidigare undersökta linjen och dess ena hörn tangerade en av provytorna i den tidigare undersökningen, där ett tiotal provpelare installerats och provats. I läget för provbanken hade dock endast en viktsondering utförts. Vid installationen av kalk/cementpelarna under banken visade det sig att de kompressibla lagrens tjocklek ökade vid bankens centrum från som minst cirka 5,5 m i den del som förstärktes med ϕ 600 pelare till upp till knappt 8 m under ϕ 800 pelardelen. Instrumentering och mätning var främst koncentrerad till mitten av respektive halva av banken och representativa tjocklekar av de kompressibla lagren kan antas vara 6 respektive 7 m. Dessa minskade till 5,5 respektive 6,5 m efter att ytlagret schaktats av. De representativa djupen har framtagits från ovannämnda sondering, observationer vid pelarinstallationer samt de senare resultaten från inklinometer, portrycks- och sättningsmätningar.

GEOMETRISK UTFORMNING

Banken gavs en basyta med cirka 29 m bredd och 27,5 m längd. Upp till 6 m höjd utfördes den med släntlutningar av 1:2 med en slutlig krönbredd av 4,6 m. För att, trots den korta längden, kunna få en någorlunda jämn belastning i bankens längdled, utfördes banken med vertikala jordarmerade ändar. Armeringen bestod av armeringsnät och geonät och den armerade zonen sträckte sig 3,5 m in i banken från vardera ändytan, Fig.16.

I ett andra steg med överlast höjdes bankens krön ytterligare 2 m. Krönbredden behölls och utanför denna lades slänterna för överlasten i lutningen 1:1,3, vilket antogs motsvara fyllningsmaterialets rasvinkel. Detta visade sig vara i brantaste

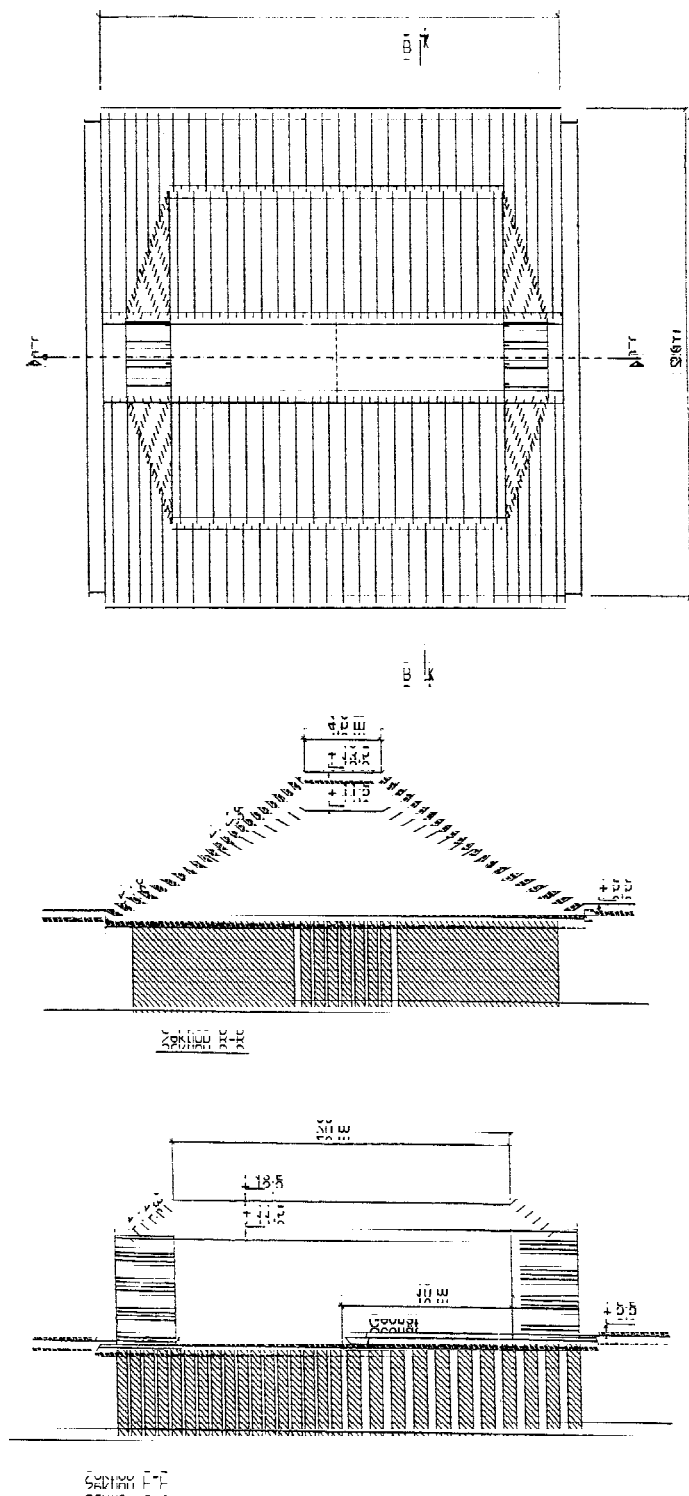


Fig. 16.
Provbanks
geometriska
utformning.

laget, eftersom ett ytligt skred inträffade i den ena av dessa slänter en tid efter överlastens utläggning.

Innan banken uppfördes avschaktades ett ytlager av cirka 0,5 m. Den fram-schaktade ytan täcktes av en materialskiljande geotextil. I den halva av banken där jorden stabiliserats med pelare med diametern 800 mm utlades dessutom ett geonät och därpå ett 0,5 m tjockt lager av samkross 0–200 mm innan bankmate-rialet började fyllas ut. I de olika upplastningsetapperna fylldes banken på tills en förutbestämd nivå nåddes. På grund av urgrävningen och de sättningar som uppstod innan banken var helt uppfyllt kom bankens tjocklek således att över-stiga de bankhöjder som angivits ovan.

FYLLNINGSMATERIAL

Materialet i fyllningen utgjordes av packad morän. Vid dimensioneringen har fyllningsmaterialet antagits ha en densitet av $2,0 \text{ t/m}^3$ i sättningsberäkningarna och $2,10 \text{ t/m}^3$ vid stabilitetsberäkningarna i enlighet med Vägverkets anvisningar (VV Publ. 94:15). Den inre friktionsvinkeln har på motsvarande sätt antagits vara 37° .

KALK/CEMENTPELARDIMENSIONERING

Dimensionering av förstärkningen utfördes med avseende på stabiliteten och med antagande av avsevärt högre karakteristiska hållfastheter i kalk/cementpe-larna än vad som anges i SGF:s rekommendationer. Vid dimensionering med avseende på stabiliteten ger en enkel överslagsberäkning att säkerhetsfaktorn för en 8 m hög bank på oförstärkt jord skulle vara i storleken 0,3. För att säker-hetsfaktorn skall uppgå till minst 1,5 erfordras en medelskjuvhållfasthet av cir-ka 50 kPa i jorden under och strax utanför banken. Under förutsättning av full samverkan kan denna medelskjuvhållfasthet beräknas som ett medelvärde för jord och pelare med hänsyn till respektive yttäckningsgrader. Med antagande av att den karakteristiska skjuvhållfastheten i pelarna var 150 kPa för ϕ 800 mm pelare och 100 kPa för ϕ 600 mm pelare blev motsvarande yttäckningsgrader 30 % respektive 44 %.

Kalk/cement pelarna installerades i rutnät med dessa yttäckningsgrader inom bankens krönbredd. I zoner där pelarna kommer att utsättas för direkt skjuvning rekommenderas normalt att de installeras överlappande i skivor. Under slän-terna, dvs under huvuddelen av provbanken, placerades därför pelarna på detta

vis med ett centrumavstånd mellan skivorna som var dubbelt så stort som mellan pelarna i rutnätet. Här blev pelarnas yttäckningsgrader följaktligen lägre, 26 % respektive 33 %. Skivorna avslutades ett par meter innanför släntfoten och inga pelare fanns således i passivzonerna. Endast vid bankens vertikala ändtytor utfördes korta kalk/cementpelarskivor som sträckte sig utanför banken för att klara stabiliteten i dess längdriktning. Säkerhetsfaktorn i bankens tvärläggning beräknad med den enkla överslagsmetoden blev på detta vis reducerad till cirka 1,2 respektive 1,1 för $\phi \text{€}800$ mm- och $\phi \text{€}600$ mm pelardelarna.

BERÄKNADE SÄTTNINGAR

Sättningarna för oförstärkt jord skulle ha uppgått till cirka 1,1–1,3 m respektive 1,3–1,5 m, med de högsta värdena i $\phi \text{€}800$ -pelardelen där tjockleken av de kompressibla lagren var störst. Dessa sättningar är beräknade utan beaktande av kompressibilitetens tidsberoende, dvs utan beaktande av krypdeformationer. Eftersom den beräknade relativa kompressionen av jorden är mycket stor, har tillkommande krypsättningar en begränsad inverkan på totalsättningen. Ett problem vid sättningsberäkningen är att uppskatta lastspridningen inom banken. Eftersom banken är relativt hög och smal och de packade bankmassorna är relativt fasta jämfört med undergrunden, kan man förvänta sig en betydande lastspridning inom banken. Detta kan inte beaktas med vanliga beräkningsmetoder utan inverkan kan endast bedömas principiellt, vilket innebär att sättningarna kan förväntas bli jämnare tvärs banken och mindre i dess centrum respektive större i ytterkanterna än om banken saknat egen styvhet.

Sättningarna efter förstärkning har beräknats med programmet Limeset. Detta program använder den beräkningsmetod som anges i SGF:s rekommendationer. I beräkningarna antas pelarna uppvisa ett idealiskt elastiskt-plastiskt uppträdande, vilket betyder att de i samverkan med omgivande jord och med en konstant elasticitetsmodul tar upp laster tills en maximal kryplast uppnås. Därefter förblir lasten i pelaren konstant och alla vidare lastökningar tas upp av jorden. Pelarens kryplast beräknas som 65 % av dess brottlast, där brottpåkänningen beräknas som dubbla skjuvhållfastheten med ett tillskott från horisontalkrafterna mot pelaren, vilka ökar med ökande last på jorden. Skjuvhållfastheten i pelarna har antagits som ett normalt maximalt värde av 100 kPa, som ett värde av 150 kPa och som uppmätta karakteristiska värden av cirka 100 kPa i pelartoppen, 200 kPa i gyttnan och 150 kPa i den underliggande leran. Kompressionsmodulen (eller elasticitetsmodulen) i pelaren uppskattas på basis av dess skjuvhållfasthet. För kalk/cementpelare antas att modulen är 50 – 150 ggr $\tau_{k \text{ pelare}}$, där

den lägre faktorn gäller för organisk jord och den högre för siltig lera. Jordens kompressionsegenskaper antas vara desamma som före förstärkning. Vid en pelarförstärkning som den aktuella med pelare ned till fast botten räknas inte med någon lastspridning.

De beräknade sättningarna blev i detta fall med mycket kompressibel jord starkt avhängiga av vad som antas om pelarnas skjuvhållfasthet, och inom $\phi 600$ -pelardelen dessutom av vad som antas om bankens egen styvhet. Ett överskridande av kryphållfastheten medförde kraftigt ökande sättningar medan antaganden om pelarnas moduler hade en mer begränsad inverkan. Inom de delar av den förstärkta ytan där pelartäckningsgraden är runt 30 % av ytan, dvs överallt utom under bankkrönet inom $\phi 600$ -pelardelen, överskrids kryphållfastheten vid en bankhöjd av cirka 4–6 m, beroende på den antagna skjuvhållfastheten. Under bankkrönet på $\phi 600$ -pelardelen är pelarnas yttäckningsgrad större, 44 %, och därmed överskrids kryphållfastheten inom denna del endast vid de lägsta antagande om skjuvhållfastheten och vid full bankhöjd. Detta medför i sin tur att skillnaden mellan beräknad sättning inom denna del och under slänten direkt utanför, där yttäckningsgraden är lägre, i vissa fall blir mycket stor, upp till cirka 5 ggr. Detta är i sin tur orimligt och beräkningsresultaten har därför utjämnats med hänsyn till bankens styvhet, så att sättningarna under bankens centrum antagits motsvara medelvärdet av de beräknade sättningarna på ömse sidor om krönkanten.

Med ett normalt antagande om skjuvhållfastheten blir sättningarna under $\phi 800$ -pelardelen cirka 1,2 m och under $\phi 600$ -pelardelen cirka 0,9 m. Dessa beräknade sättningar blir således nästan i samma storlek som för oförstärkt bank. Anledningen till detta är, att den del av lasten som bärs av jorden är så stor att man kommer upp i de spänningar där jorden är deformationshårdnande efter att en stor del av dess totala inneboende kompressibilitet redan tagits i anspråk. Ett antagande av en skjuvhållfasthet i pelarna av 150 kPa medför att sättningarna inom $\phi 600$ -pelardelen minskar till cirka 0,6 m medan de i $\phi 800$ -pelardelen endast sjunker till cirka 1,1 m. Antas de skjuvhållfastheter i pelarna som uppmätts vid pelarprovningarna, sjunker sättningarna ytterligare till cirka 0,5 m i $\phi 600$ -pelardelen och 1,05 m i $\phi 800$ -pelardelen, Fig. 17. Pelarprovningarna utfördes dock cirka 30 – 40 dagar efter installation och hållfastheten växer normalt med tiden. Den verkliga lasten påfördes i främst två steg, där det första, som i stort endast medförde att kryplasten tangerades, påfördes efter 50 till 65 dagar medan det sista, som skulle medföra ett större överskridande av kryplasterna, påfördes först efter 100 dagar. Ett beaktande av verklig skjuvhållfasthet skulle således troligen medföra avsevärt lägre beräknade sättningar.

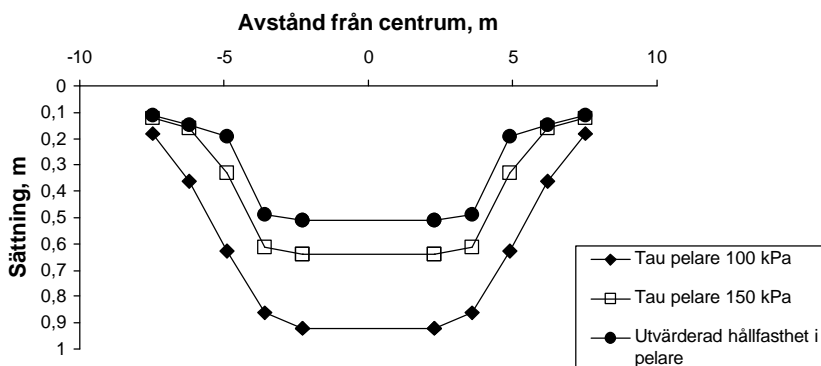
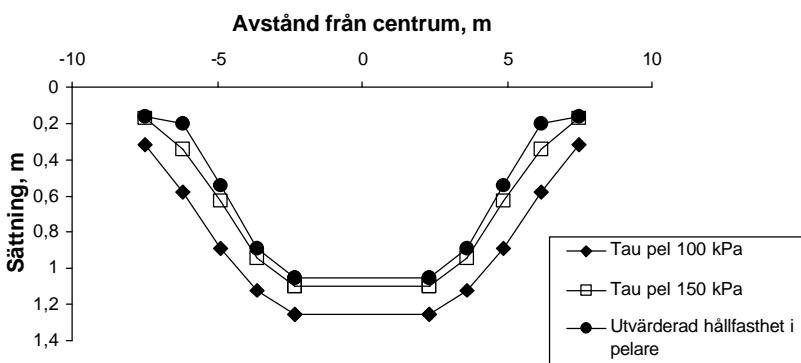


Fig. 17. Beräknade sättningar under provbanken.
a) f 600-pelardelen



b) f 800-pelardelen

Vid beräkning av sättningarnas tidsförlopp antas att kalk/cementpelarna fungerar som dräner med en permeabilitet som är 400 – 800 ggr högre än i ostabiliserad jord. Konsolideringskoefficienten i jorden antas vidare vara 2 ggr det c_v -värde som utvärderats ur ödometerförsöken. Beroende på vad som antas om pelarnas effektiva längd och dräneringsförhållandena i pelarnas basytor kan tiden för full konsolidering i ϕ 600-pelardelen uppskattas till cirka 2 månader och i ϕ 800-pelardelen till cirka 4 månader.

I beräkningar av sättningen med beräkningsprogrammet FLAC (Arnér 1996), som använder en avancerade numerisk beräkningsmetod, antogs de pelaregenskaper som erhållits vid provning av intakta bitar av uppgrävda homogena pelare. De beräknade sättningarna blev då endast 18 – 33 mm, beroende på vad som antogs om pelartoppens kvalitet. Dessa beräkningar utfördes för ϕ 800-pelardelen med ett antagande av en pelarlängd av 5,5 m. De verkliga pelarna var någon meter längre i denna del och de beräknade sättningarna skulle således ha varit några millimeter större.

En principberäkning utfördes också för vad som skulle hända om pelarens kontakt med den fasta botten var dålig, dvs att den inte nådde ända ned eller att kvaliteten nederst i pelaren blev dålig. Enligt beräkningarna skulle pelaren då fungera som en kohesionspåle och den lösa jorden/pelaren under den homogena pelaren skulle tryckas ut åt sidorna. Detta kan jämföras med de observationer av sidorörelser som sedan gjordes med inklinometrarna.

BERÄKNAD STABILITET

Stabiliteten beräknad med en enkel överslagsmetod och med antagande av en karakteristisk skjuvhållfasthet av 150 respektive 100 kPa blev, som ovan nämnts, cirka 1,2 respektive 1,1 för ϕ 800- och ϕ 600-pelardelarna. I dessa beräkningar har inte fyllningens egenhållfasthet beaktats. En noggrannare beräkning med karakteristisk odränerad skjuvhållfasthet av 100 kPa, vilket normalt är den maximalt tillåtna enligt SGF:s anvisningar, ger säkerhetsfaktorer av 1,0 - 1,1 med marginellt lägre säkerhetsfaktor för ϕ 800-pelardelen än för ϕ 600-pelardelen.

Enligt SGF:s anvisningar skall också stabilitetsberäkningar utföras med kombinerad analys. De effektiva hållfasthetsparametrar som då får utnyttjas i pelarna är $\phi' = 30^\circ$ och $c' = 0,3 \tau_{k, pel}$ i aktivzoner och $0,1 \tau_{k, pel}$ i direkta skjuvzoner. Den hållfasthet i pelaren som beräknas med dessa parametrar viktas med avseende på areatäckningsgraderna mot jordens odränerade skjuvhållfasthet till ett medelvärde som används i stabilitetsberäkningarna. Vid dessa beräkningar, och med normal karakteristisk skjuvhållfasthet i pelaren, erhöles säkerhetsfaktorer lika med 1,0 för båda bankhalvorna. I SGF:s anvisningar står, att om det inte kan garanteras att pelarna har en fullgod anslutning mot den underliggande fasta botten, skall säkerheten kontrolleras för glidytor som går under den förstärkta jordvolymen. Enligt pelarprovningarna erhöles de lägsta värdena ofta i pelarnas underkanter och i många fall antyder resultaten att de inte nått ned i den fasta underliggande jorden. Vid beräkningarna har därför glidytor styrts ned så att glidzonen för delen med direkt skjuvning går i pelarnas underkant, där dock pelarna antagits ha den angivna hållfastheten. Skillnaden i beräknad säkerhetsfaktor till glidytor med annan form är marginell vid antagande av samma hållfasthetsparametrar.

Provningarna antydde att pelarna skulle ha högre hållfastheter än 100 kPa. Beräkningar med antagande av en karakteristisk hållfasthet i den stabiliserade gyttjan av 200 kPa och i den stabiliserade leran av 150 kPa ger en säkerhetsfak-

tor vid odränerad analys av cirka 1,4. Vid en kombinerad analys enligt ovan sjunker den till cirka 1,1. En ytterligare beräkning med antagande av samma hållfastheter i pelarna men 100 kPa i dess underkanter ger en säkerhetsfaktor av 1,2 för odränerad analys och cirka 1,05 vid kombinerad analys.

Enligt samtliga dessa beräkningar, utom den med antagande av mobilisering av full odränerad skjuvhållfasthet i alla partier, är stabiliteten låg.

Stabiliteten beräknades också på KTH med en alternativ metod som utvecklats där, (Kivelö och Stille 1996). I dessa beräkningar beaktas samverkan mellan pelare och jord på ett sådant sätt att man tar hänsyn till materialens olika arbetskurvor och brottdeformationer. Man räknar således dels för full mobilisering av brotthållfastheten i pelaren tillsammans med den skjuvhållfasthet i jorden som mobiliseras vid motsvarande deformation, dels för full mobilisering av jordens skjuvhållfasthet tillsammans med den resthållfasthet som kan mobiliseras i pelarna om dessa gått till brott dessförinnan. I ren lera är brottdeformationerna i pelare och jord ofta i samma storlek, men i organisk jord är skillnaden stor. Den resthållfasthet som då används för pelarna ligger någonstans mellan brotthållfastheten och residualhållfastheten.

I KTH:s beräkningar användes de hållfasthetsegenskaper som framtagits vid tidigare laboratorieundersökningarna av intakta bitar av homogena provpelare inom gytjelagret. Som odränerad skjuvhållfasthet i jorden antogs ett värde av 12 kPa. På dessa antagna karakteristiska värden har sedan partialsäkerhetsfaktorer applicerats för att få fram en dimensionerande skjuvhållfasthet. Dessa partialsäkerhetsfaktorer medför att kohesionsandelen reduceras till hälften och friktionsdelen ($\tan \phi$) till 50 á 75 % (beroende på hur denna utvärderats).

För båda beräkningsfallen erhöles höga säkerhetsfaktorer 2,02–2,49 respektive 1,7–2,14 beroende på vad som antas om lastöverföring till pelarna. Dessa beräkningar säger dock inte så mycket om den verkliga säkerhetsfaktorn, eftersom hållfastheten såväl genomsnittligt i pelarnas övre del som i pelarnas undre delar samt i jorden torde ha varit avsevärt lägre än den antagna. Med tanke på åsatta partialsäkerhetsfaktorer och därvid erhållna säkerhetsfaktorer skulle den verkliga hållfastheten endast behöva vara en bråkdel av den antagna för att banken beräkningsmässigt skulle stå.

KALK/CEMENTPELARINSTALLATION

Installationen av kalk/cementpelarna utfördes av LC-Markteknik AB i början av december 1995. Enligt entreprenören tillsågs att färsk kalk och cement användes. Perioden var mycket kall med temperaturer runt $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ och kylan fortsattes in till mitten av januari. På grund av kylan halmades området.

Under halva provbanken installerades enligt den tidigare dimensioneringen ϕ 600-pelare i rutnät med ett c/c-avstånd av 0,8 m under slänkrönet och som skivor med c/c-avstånd 1,6 m och 0,1 m överlappning mellan pelarna under slänterna. Under den andra bankhalvan installerades på motsvarande sätt ϕ 800-pelare med c/c-avstånden 1,3 m respektive 2,6 m och samma överlappning i skivorna. Utanför bankens kortsidor, som skulle utföras nära nog vertikala, installerades extrapelare i form av korta skivor tvärs kortsidorna. Pelarna utfördes som kalk/cementpelare med förhållandet 50 % / 50 % mellan ingående bindemedel och med en total bindemedelsmängd av 100 kg/m^3 . Pelartäckningsgraden var 30 % i rutnätet och 26 % i skivorna för ϕ 800-pelarna och 44 % respektive 33 % för ϕ 600-pelarna, Fig. 18.

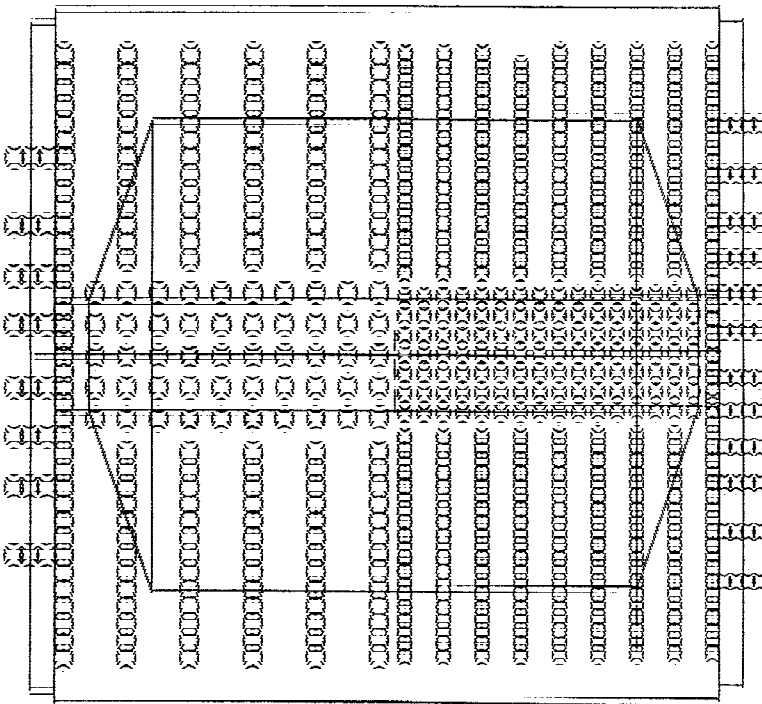


Fig. 18. Placering av kalk/cementpelare.

○ = KC-pelare f 800 mm. ○ = KC-pelare f 600 mm

Huvuddelen av pelarna, utom ett mindre parti inom ϕ 600-pelardelen, tillverkades med ett blandningsverktyg typ pinnborr, Fig. 19. Det parti inom ϕ 600-pelardelen som blandades med ett konventionellt verktyg sammanföll dock till stora delar med det område där huvuddelen av instrumenteringen för denna halva av banken installerades.

Installationens gjordes med en stigningshastighet av 1,5 m/minut och en rotationshastighet av 100 varv/minut, vilket ger en stigning av 15 mm/varv.

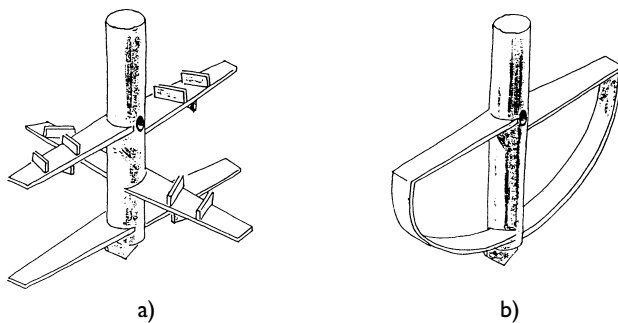


Fig. 19. Använda inblandningsverktyg.

a) LCM:s pinnborr

b) standardverktyg

Kompletterande utvärdering av installationsteknik

Utöver den projekterade installationen satte entreprenören LC Markteknik AB 24 extrapelare i området utanför provbanken för att testa inverkan av olika installationsmetoder, dvs med olika inblandningsverktyg och med varierade stignings- och rotationshastigheter, samt för utprovning av en ny kontrollmetod, den s.k. minisonden, (LC Markteknik AB 1996).

Av provserien kunde inget klart samband mellan rotationshastighet och erhållen skjuvhållfasthet utläsas. Möjligen kan en tendens till lägre hållfasthet vid högre rotationshastighet skönjas, men skillnaderna är inte större än att de kan bero på de normala variationerna. Ändringen av rotationshastighet medförde dessutom en mindre förändring i inblandad bindemedelsmängd som också kan förklara den observerade tendensen.

En ökande stigningshastighet uttryckt som mm/varv medförde dock en klar tendens till minskad hållfasthet vid större stigning, och därmed minskad hållfasthet vid mindre blandningsarbete per volymenhet.

Resultaten visade klart på bättre resultat med ett inblandningsverktyg av typen pinnborr jämfört med det standardverktyg som hittills vanligen använts.

Provning med minisond

Minisonden är en seismisk sond som firas ned i ett förborrat vattenfyllt hål genom pelaren, (Gereben 1996). I sonden, som är 1,65 m lång, finns en piezoelektrisk pulsgivare, som via vattnet kan sända en tryckpuls mot hålväggen. Längre ned i sonden sitter två mottagare av motsvarande typ på 0,25 m vertikalt avstånd, Fig. 20. Dessa kan känna av när pulsen via pelaren nått ned till mottagarnas respektive nivåer. Tryckpulser genereras kontinuerligt allteftersom sonden dras upp och en relativt kontinuerlig bild av den seismiska vågens gånghastighet i jorden erhålls. Ur detta kan skjувmodulen beräknas och sedan indirekt elasticitetsmodulen.

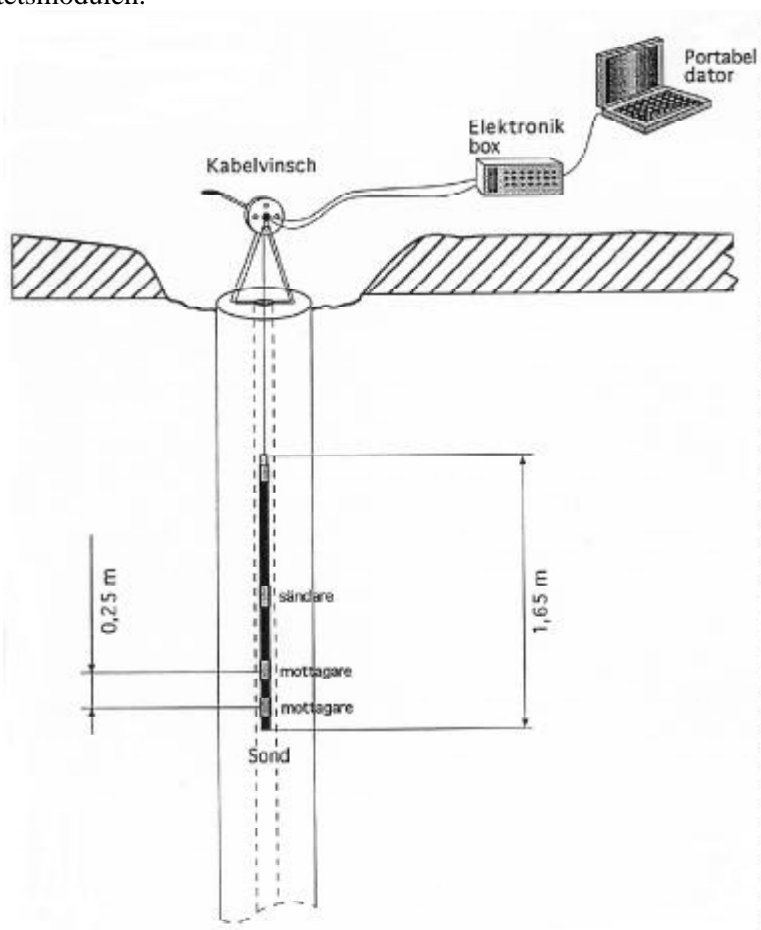


Fig. 20. Minisond (Gereben 1996).

Med denna teknik provades 7 av de extra provpelarna cirka 60 dagar efter installationen. Provnings utfördes av ELGETE Konsulting AB. Resultaten i form av utvärderade elasticitetsmoduler för två av dessa, en pelare med relativt jämn kvalitet och en med ojämn kvalitet visas i Fig. 21. I båda fallen ligger modulerna runt 50 á 60 MPa. I ett par av pelarna låg värdena dock runt 40 MPa. Det skall observeras att detta är initiella (eller dynamiska) moduler och, om erfarenheten från övrig jord gäller även för kalkpelare, skulle de statistiska modulerna vara i storleken 5 MPa.

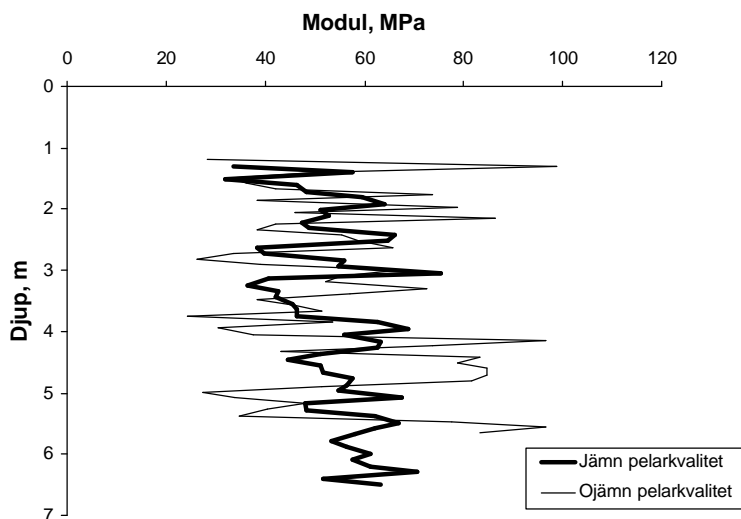


Fig. 21. Resultat från minisondering.

PROVNING AV INSTALLERADE KALK/CEMENTPELARE

40 dagar efter installationen provades ett 15-tal av pelarna med kalkpelarsond och 4 med omvänd kalkpelarsondering. Provningsresultaten var mycket likartade jämfört med de tidigare provpelarna. I några fall översteg neddrivningsmotståndet 40 kN (4 ton). Till skillnad från föregående provning av provpelarna, drevs kalkpelarsonderingarna då vidare till fullt djup genom att man slog sig igenom de fastare partierna. Några problem med sonder som styrt ut ur pelarna kan inte noteras. I likhet med för de tidigare provpelarna tyder resultaten i stort på att dåliga resultat erhållits ned till cirka 1,5 m djup, att bra resultat erhållits mellan 1,5 m och 4 m djup och att sämre resultat erhållits därunder. Pelare med goda resultat över hela djupet förekommer dock också, Fig. 22. Resultaten från två av de omvända kalkpelarsonderingarna och från några vanliga kalkpelarsonderingar visar också dåliga värden vid ungefär halva pelarlängden och sammantaget visar resultaten på en ojämn kvalitet.

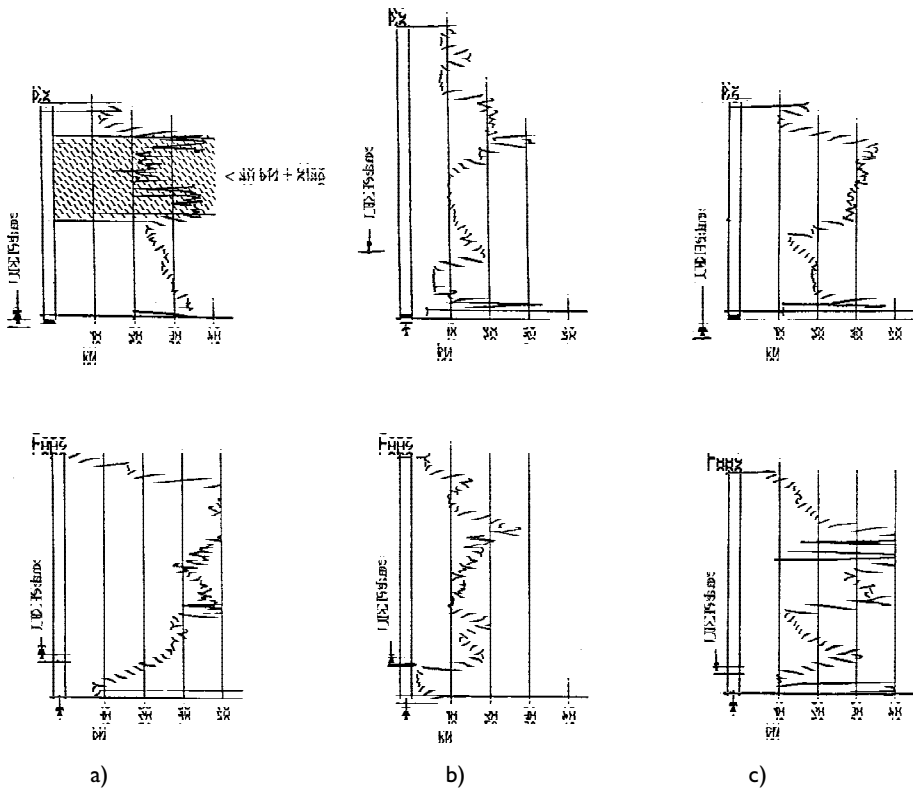


Fig. 22. Exempel på resultat från provning av pelare under testbanken. Övre raden vanlig kalkpelarsondering och undre raden omvänd kalkpelarsondering.

- a) Jämngod pelare
- b) Dålig pelare
- c) Pelare med markant svaghetszon vid övergången mellan gyttja och lera

Vid provningen visade sig hållfastheterna i de singulära pelarna inom gyttje-lagret vara något lägre än de som uppmäts i de tidigare installerade provpelarna, detta trots att de senare provats vid en kortare tid efter installationen, (Arnér 1996). Å andra sidan blev hållfastheten i pelarna i skivorna i samma lager cirka dubbelt så höga som de i singulära pelare. En anledning till detta kan vara de extrema temperaturförhållandena vid tillverkningen av pelarna för provbanken, som medförde att bindemedel och luft med en temperatur av cirka $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ blandades in i jorden. Markytan halmades, men låga temperaturer kan antas ha rått i de ytligare lagren. Det är dock ingen större skillnad på resultaten i de övre 1,5 metrarna mellan dessa pelare och de tidigare provpelarna i så motto att resultaten i båda fallen blev undermåliga. Att kalk/cementpelarna i skivorna enligt provningen blev bättre kan bero på lokalt högre temperaturer. Å andra sidan är pelartäckningsgraden mindre i denna del, vilket borde ha haft motsatt effekt. En annan förklaring kan helt enkelt vara att utförandet och resultatet var av ojämn kvalitet.

I maj 1997 grävdes åtta ϕ 600-pelare från tre pelarrader fram, (Kivelö 1997). Pelarna låg ytterst i slänten under ett av bankens hörn och hade således inte varit utsatta för någon större vertikallast. Trots att utmatning av stabiliseringsmedel registrerats och att spåren av utmatad kalk och cement klart kunde noteras både okulärt och genom lukt, kunde inga pelare som var fastare än omgivande jord återfinnas innan man kommit 1 á 1,2 m under geotextilen, dvs cirka 1,5 m under markytan. Därunder visade sig överlappningen mellan pelarna i skivorna vara god (6 á 8 cm). Två av pelarna schaktades fram till tre meters djup och var på denna nivå hårda över hela tvärsnittet. Vidhäftningen mellan pelarnas periferi och den omgivande leran var av skiftande kvalitet, från mycket fast till att leran lossnade av sig själv från en mycket blöt pelaryta.

INSTRUMENTERING

Efter att kalk/cementpelarna under den blivande banken provats, schaktades det översta jordlagret av och instrumenteringen installerades. Denna bestod av inklinometrar, portrycksmätare, sättnings slangar, sättningspeglar, magnetsättningsmätare och töjningsmätare för geonätet, Fig. 23. Instrumenteringen utfördes av Geoprojektering AB i samarbete med Geometrik under veckorna 2 och 3 1996.

Installationen av mätutrustningen gjordes samtidigt som arbeten med att fylla upp banken pågick. Tiden för stabilisering innan nollmätning av instrumenteringen var således knapp och kortare än vad som normalt anses erforderligt.

4 inklinometrar installerades; en vid släntfot och en mitt i slänten för respektive del. Dessa var fasta inklinometrar med 5 mätpunkter från Geometrik. Inklinometerrören sattes i förborrade hål i pelarskivorna och inklinometrar och distansrör sedan fördes ned. Nollmätningen utfördes den 17 januari strax efter att inklinometrarna kommit på plats.

Portrycksmätarna sattes på 1, 3 och 5 m djup i jorden mellan pelarna i bankens centrala delar under släntkrönet. Tre mätare sattes på detta vis i varje bankhalva. De använda mätarna var av typ BAT. Liksom för övrig utrustning försågs anslutningsrören med skyddsror genom fyllningen. Trots detta tyder mätresultaten på att de tryckts vidare ned i jorden i samband med att banken satt sig. Någon kompensation för lufttrycksförändringar har inte utförts, vilket kan förklara en del svängningar i mätresultaten.

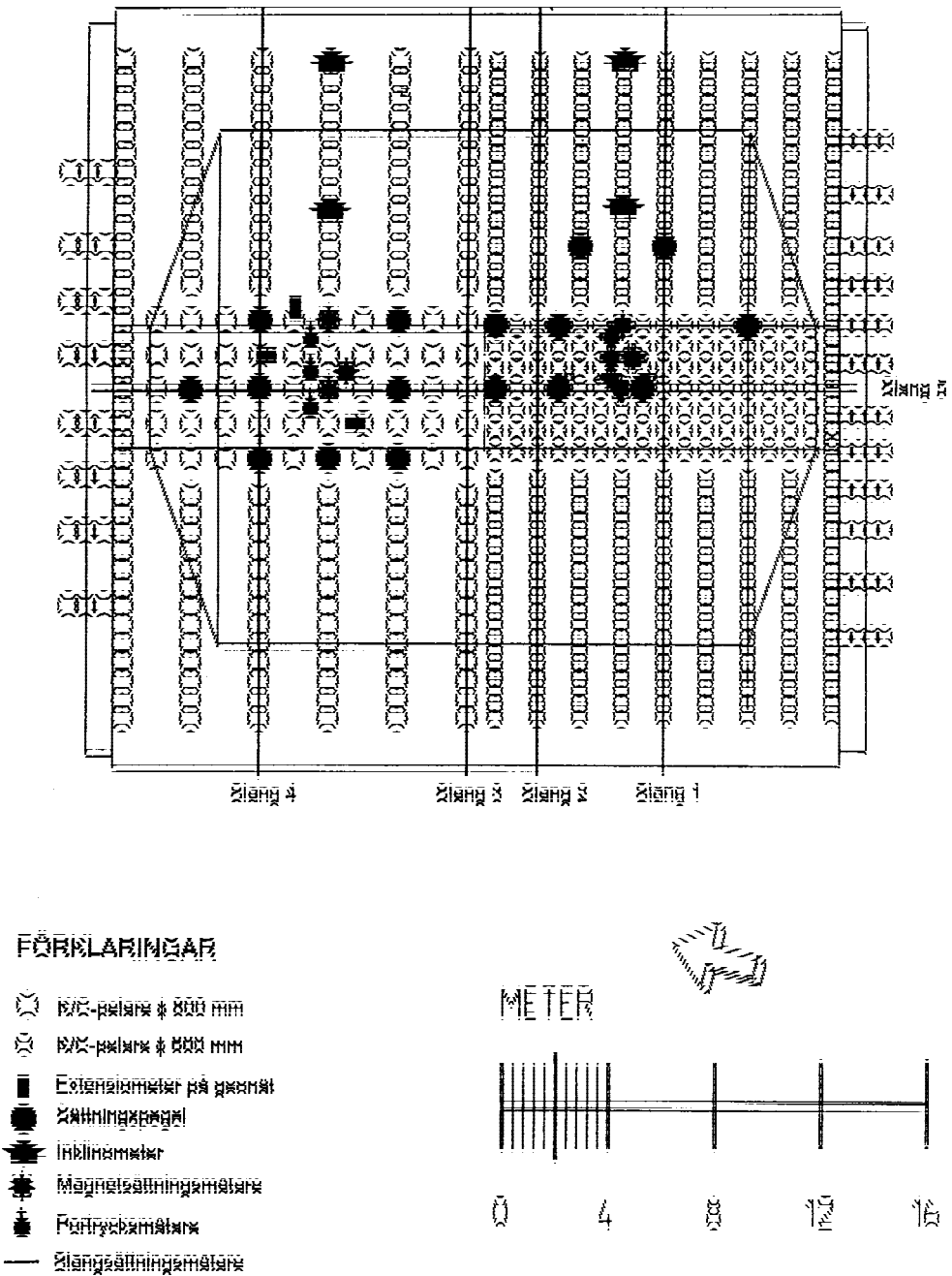
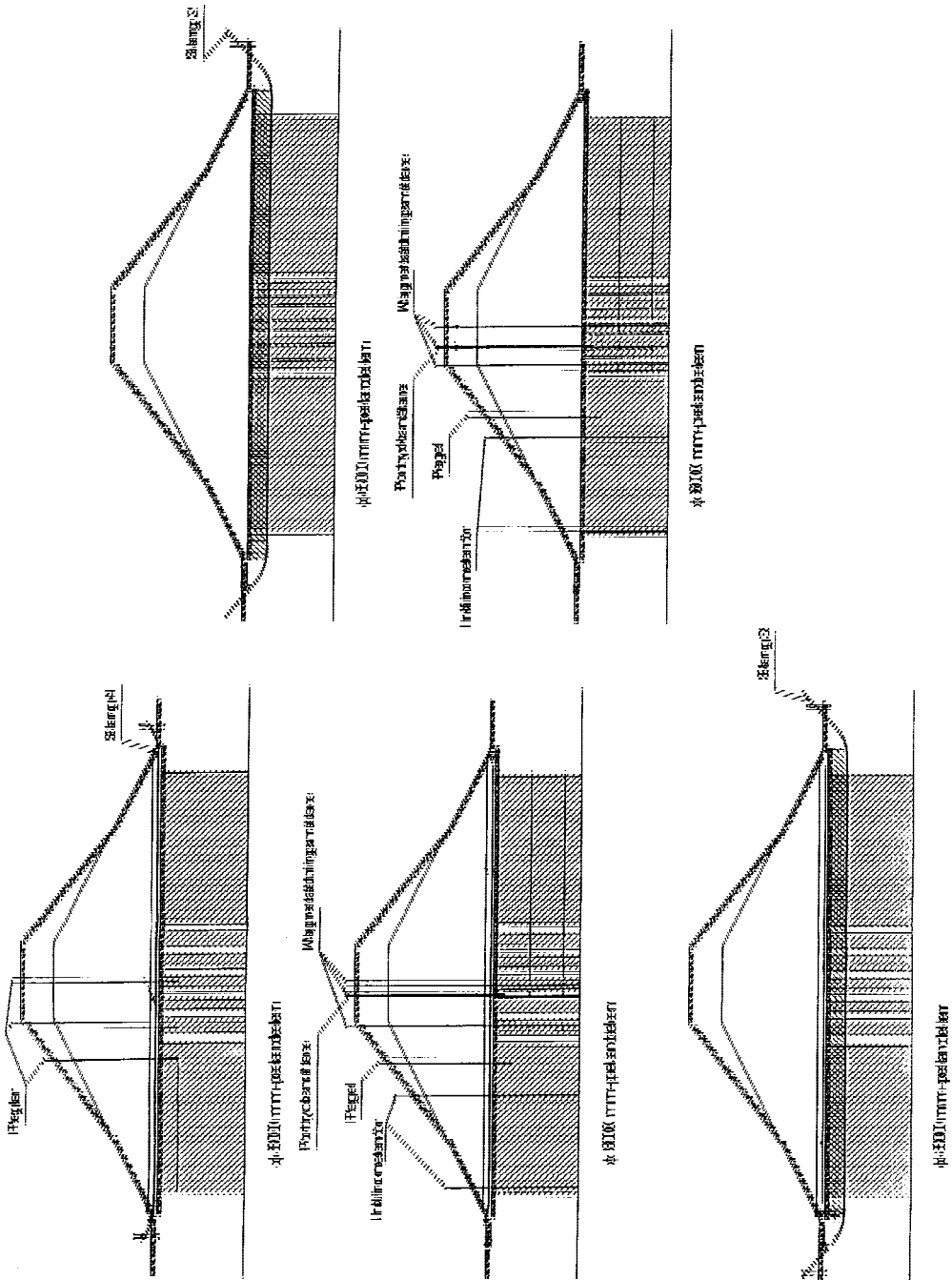


Fig. 23. Instrumentering av provbanken.
a) Läge i plan



b) instrumentens placering i tvärsnitt

Sättnings slangarna lades ut efter att ytlagret schaktats av. Två av dessa slangar lades tvärs banken i nedschaktade slitsar i tvärgående pelarrader, en i vardera bankhalvan. En speciell skopa utan tändar användes för att inte riva sönder pelarna och att få en jämn botten. Inga noteringar finns om observerad kvalitet på pelarnas övre del som gjorts i detta sammanhang. Tyvärr lades dessa två slangar så nära bankens mittlinje i dess längdled att de påverkas av dels den annorlunda pelarinstallationen på andra sidan mittlinjen, dels den förändring i lerdjup som också sker vid mittlinjen. Resultaten från dessa slangar är därför svårtolkade. Två andra tvärgående slangar utlades på pelartoppar i tvärgående skivor, en i vardera bankhalvan. Dessa lades i sådana lägen att resultaten kan anses representativa för respektive del av banken. En femte slang lades något högre och mitt i banken i dess längdriktning. Den kom på detta vis att i halva sin längd gå över delen med ϕ 800-pelare och i den andra halvan över området med ϕ 600-pelare. Resultaten från denna slang visar klart att resultaten från slangarna i övergångszonen blir svårtolkade.

Sättnings slangarna installerades av Tyréns Infrakonsult. Mätningarna utfördes sedan med slang sättningsmätare typ CONSOIL av Slangpelle i Falun. Allteftersom överlasten och sättningsarna ökade klämdes flertalet av slangarna ihop, speciellt i sina centrala delar, varpå mät donet inte längre kunde föras in.

I olika pelare installerades totalt 18 peglar. Dessa bestod av sondstänger med viktsondspetsar, som efter att pelaren installerats trycktes ned c:a 1,5 m i pelaren. Vid nedtryckningen försökte man packa till jorden runt och under spetsen så att den fick ett bra fäste genom att stöta stängen upp och ned. Därefter lodades den påsittande sondstängen in med vattenpass till att stå vertikalt. Av dessa peglar satt två stycken i ϕ 600-pelardelen inom den ovannämnda övergångszonen och påverkades således av den angränsande bankhalvan. Vidare påverkades ett antal av dessa peglar av det skred i massorna för överlasten som inträffade en tid efter dess påförande. Detta medförde att de stänger som stack upp genom dessa massor försköts och blev oanvändbara för vidare mätningar.

För att mäta sättningsfördelningen mot djupet installerades magnetsättningsmätare i sex punkter, två i pelare och en i leran mellan pelarna i varje bankhalva. I varje mätpunkt installerades mätare på fyra olika djup. Mätarna installerades på så vis att ett hål förborrades i den färskva pelaren, mätpunkterna, som består av skruvplattor av stål, skruvades ned med detta hål som styrning och ett rör, som i nederänden var tillslutet med en spets, fördes ned i hålet genom mätpunkterna till ”fast botten”. Mätningen skedde sedan genom att en magnetströmbrytare,

som sluter en strömkrets vid passage av magnetiska föremål, sänktes ned genom röret. Också den nedre spetsen användes som en mätpunkt. Utrustningen kom från Geometrik.

Dessa mätningar synes i stort ha fungerat väl, bortsett från ett rör i en pelare där mätkroppen inte kunde föras ned under den översta mätpunkten. De uppmätta sättningarna i de mätare som sattes längst upp i pelarna blev också avsevärt större än vad som mätts med övriga mätartyper. En möjlig förklaring till detta är att pelartopparna, speciellt efter genomborring och installation av mätpunkterna, varit så uppluckrade att de mer eller mindre kollapsat och erhållit stora sättningar då överlasten lagts på och packats. Denna förklaring stöds av det faktum att när man ett och ett halvt år senare, i maj 1997, grävde fram tre pelarader vid slänttån, dvs. där ingen nämnvärd vertikallast verkat, så hittade man inga kalkpelare förrän man kom ned till djup av 1–1,2 m under geonätet eller cirka 1,5 m under markytan. Samma förhållande hade genomgående observerats för de tidigare provpelarna.

Det utlagda geonätet instrumenterades med töjningsmätare för att få ett mått på vilka krafter som skulle komma att uppstå i detta. Enligt materialspecifikationen för nätet skulle en töjning i detta av 1 % motsvara en kraft av 7 kN/ m.

Allteftersom banken uppfördes, skarvades sedan förlängningsstänger och skyddsror på så att mätningarna kunde fortsättas.

UPPFÖRANDE AV PROVBANKEN

Efter att det övre cirka 0,5 m tjocka ytlagret ned till pelartopparna schaktats av och delvis samtidigt med instrumenteringen påbörjades konstruktionen av provbanken. Ytan täcktes med en geotextil som utgjorde ett materialskiljande lager. Inom ϕ 800-pelardelen utlades dessutom ett tvåaxligt geonät 75-75 med en töjningsmodul av 700 kN/m i båda riktningar. På detta lades ett 0,2 m tjockt lager av samkross 0-200 mm och sedan packad morän till full bankhöjd. Geonätet och samkrosslagret avsågs hjälpa till att utjämna och överföra lasterna till pelartopparna i denna del av banken med mindre pelartäckningsarea än den andra. I ϕ 600-pelardelen lades packad morän direkt på geotextilen på den avschaktade ytan och upp till full bankhöjd. Också överlasten upp till 8 m bestod av packad morän. Banken uppfylldes till projekterad nivå, vilket betyder att den blev något tjockare än de bankhöjder som anges och dessa motsvarar således höjd över ursprunglig markyta vid slutet av upplastningsfasen.

Provbanken uppfördes 27 m lång med vertikala armerade ändtytor i det första skedet. Krönbredden var cirka 4,6 m, släntlutningen 1:2 och bankhöjden 6 m. Bankens totala bredd vid basen blev därmed cirka 29 m. Uppfyllnaden skedde under två veckor i slutet av januari och början av februari 1996 med start den 27 januari. Normaltinterväder rådde under denna period. Uppfyllnaden utfördes i tre etapper med två meters höjning av banken i varje etapp. Den utfördes så snabbt som möjligt för att erhålla ogynnsammast möjliga lastfall med avseende på stabiliteten, samtidigt som den fick utföras med en viss försiktighet då instrumenteringen samtidigt skulle avläsas, skyddas och förlängas. Arbetet utfördes av PEAB och följdes av Banverkets kontrollant, Fig. 24. En överlast upp till 8 m bankhöjd lades sedan på i slutet av mars med samma krönbredd och med släntlutningen 1:1,3. Med den antagna friktionsvinkeln av 37° innebar detta att man lade slänten i naturlig rasvinkel och att risken för ytliga skred var stor. Denna lutning visade sig också i princip vara för brant och ett skred inträffade i en del av överfyllningen efter cirka två veckor. Detta hade som huvudsaklig följd att ett antal av sättningspeglarna slogs ut. 14 månader senare, i maj 1997 togs överlasten bort.

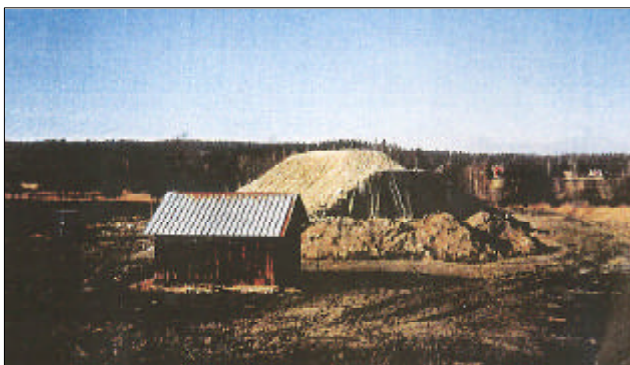


Fig. 24. Uppbyggnad av provbanken (Foto Roland Jonsson, Scandiaconsult).

Resultat från mätningar under provbanken

PORVATTENTRYCK

De ursprungliga portrycken var ungefär hydrostatiska från en nivå 0,5 m under avschaktad yta, vilket också antagits vara det normaltillstånd till vilket portrycken senare återgår.

Portrycksökningarna vid upplastningarna var i stora drag likartade, med något högre tryckökningar i ϕ 800-pelardelen, där pelartäckningsgraden var lägre och avståndet mellan pelare och lerdjupet var något större. De maximala poröverttrycken motsvarade ungefär 50 % av pålagd vertikalspänningsökning, Fig. 25. En närmare analys av detta försvåras av bankens form, höjd och egenstyvhet. En bank av packad morän med detta tvärsnitt fungerar, som tidigare nämnts, som en halvstyv balk och spänningarna från bankens vikt fördelas ut mycket jämnare över bankens basyta än vad motsvarande linjelaster med samma geometriska intensiteter skulle ge. Detta illustreras också av resultaten från de tvärgående sättningsslangarna som visar att den normala hängmattefördelningen av sättningarna i tvärled inte är lika signifikant som normalt för lägre och bredare bankar utan sättningarna är mer jämnt fördelade tvärs banken. Beaktas detta blir portrycksökningarna i relation till vertikalspänningsökningarna större än vad som angivits ovan.

De uppmätta tidsförloppen tyder på att övertrycken utjämnades fortare i ϕ 600-pelardelen än i ϕ 800-pelardelen.

Portrycksökningarna vid pålastning av oförstärkt jord motsvarar normalt inte till fullo den pålagda vertikalspänningen, eftersom överkonsolideringseffekter reducerar portrycksgenereringen. Dessa överkonsolideringseffekter är svaga i den aktuella jorden, men kan ha en signifikant påverkan på de genererade portrycken i främst de övre portrycksmätarna som satt i överkonsoliderad torrskorpepåverkad jord.

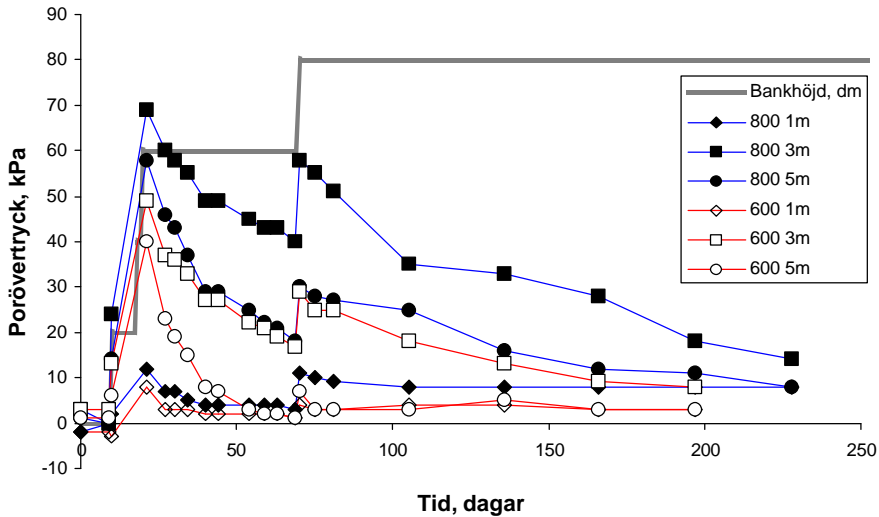


Fig. 25. Uppmätta portrycksförändringar under provbanken.

På de lägre nivåerna påverkas de genererade portrycken dessutom av kraftöverföringen till de styvare pelarna, vilket medför att de blir lägre än eljest. Hur stor dränering som kunnat ske under den hastiga upplastningen är svårt att bedöma, men beräkningsmässigt skulle den innebära en påtaglig reduktion av portrycks-genereringen inom främst ϕ 600-pelardelen. Den efterföljande portrycksutjämnin-gen är mycket snabb i förhållande till jordens låga permeabilitet och stämmer rimligt väl med det beräknade konsolideringsförloppet. Portrycksutjämnin-gen torde bestå i dels portrycksutjämnin-g på grund av dränering, dels av lastöverföring till pelarna allteftersom dräneringen sker samt att dessa hårdnar och relationen mellan styvheterna i pelare och jord förändras. För de översta portrycksmätarna, och senare också den understa mätaren i ϕ 600-pelardelen, torde också närheten till dränerande lager i jorden ha haft en relativt stor betydelse. Med hänsyn till ovanstående kan storleken på de uppmätta genererade poröverttrycken och de observerade portrycksutjämningsförloppen anses rimliga.

De uppmätta portrycksutjämningskurvorna antyder att full portrycksutjämnin-g i lerlagrens mitt skulle ske inom cirka 4 månader efter upplastning för ϕ 600-pelardelen och cirka 8 månader för ϕ 800-pelardelen. Detta kan jämföras med den med programmet Limeset beräknade konsolideringstiden av cirka 2 respektive 4 månader. Ett par kabelbrott inträffade under mätperioden, vilket medförde att mätresultaten uteblev under ett par perioder. De erhållna resultaten kan dock extrapoleras och möjliga fel på grund härav påverkar inte de slutsatser

som dras. Resultaten tyder på att mätarna trycktes ned i jorden motsvarande bankens sättning. Detta kan ses genom att portrycken mot slutet av mätperioden utjämnas mot grundvattenytor som ligger högre över mätnarna än ursprunglig grundvattenyta och denna skillnad motsvarar den totala sättningen i respektive bankdel, Fig. 26. Det kan också ses i portrycksresponsen i den lägst sittande portrycksmätaren i ϕ 600-pelardelen, som vid den sista pålastningen förefaller ha nära nog tryckts ut ur den kompressibla jorden och ligga mycket nära den underliggande friktionsjorden. Av portrycksmätningarna framgår också att dräneringsgränserna i jorden, där denna kan betraktas som fridränerande ligger på ett djup av cirka 5,5 m i ϕ 600-pelardelen och 6,5 m i ϕ 800-pelardelen, Fig. 27.

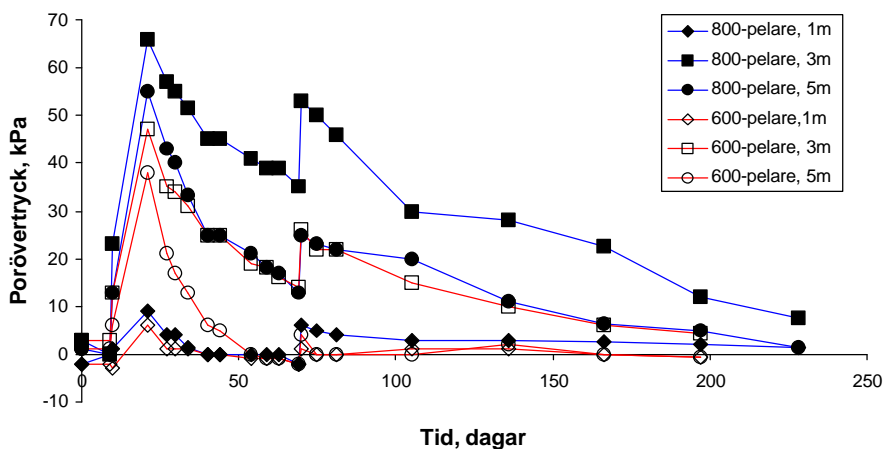


Fig. 26. Uppmätta porövertryck under antagande att spetsarna följer bankens sättning.

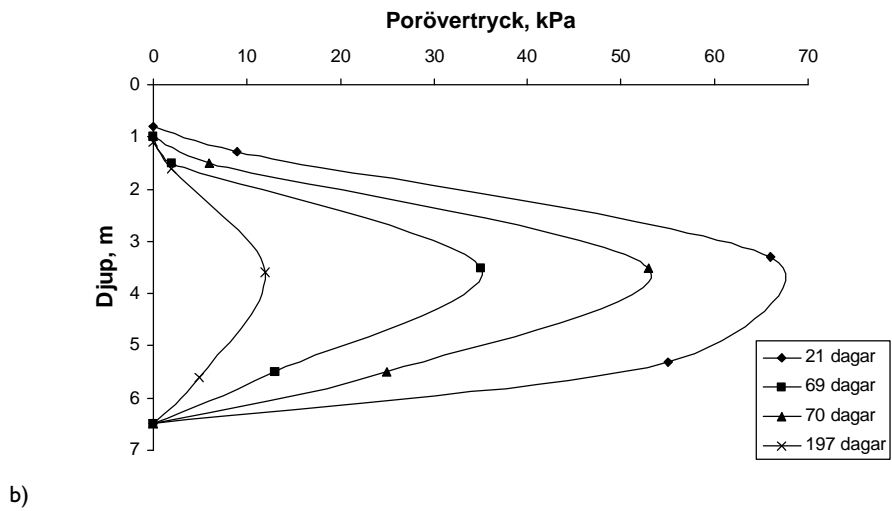
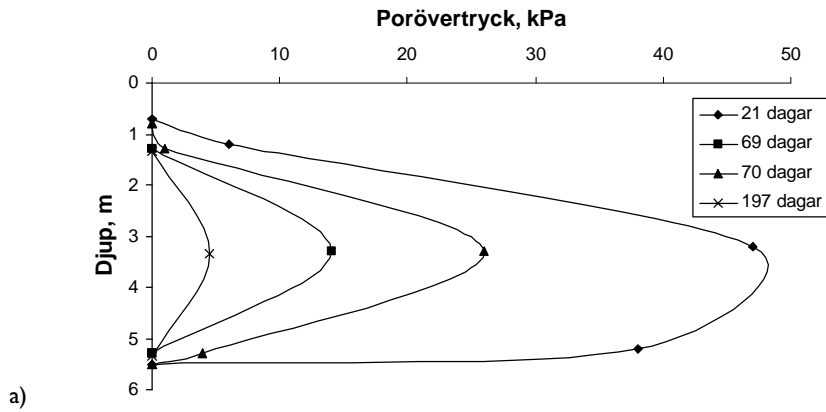


Fig. 27. Fördelning av porövertryck mot djup (Portrycksmätarna antas följa bankens sättning).
a) f 600-pelardelen
b) f 800-pelardelen

SÄTTNINGAR

Uppmätta sättningar i horisontalslangar

Sättningarna i horisontalslangarna mättes med hjälp av ett instrument som förs in i slangerna från dess ändar. Med ökande last och sättningar kom samtliga slangar utom en att med tiden tryckas ihop så mycket under bankens centrala delar att instrumentet inte längre kunde föras in. Trots detta kan mycket information om sättningarnas storlek, fördelning i tiden samt längs och tvärs banken utläsas ur resultaten, Fig.28. Resultaten från de tvärgående slangarna visar att sättningarna var betydligt jämnare fördelade tvärs banken än vad den mycket varierande lasten, med dess ovanligt starka koncentration till bankens mitt, skulle kunnat förväntas resultera i. De visar också vissa lokala variationer som skulle kunna bero på varierande kvalitet i pelarna. En jämförelse mellan resultaten från de tvärgående slangarna Nr 1 och Nr 4, vilka låg längst från bankens centrum i ϕ 600-pelardelen respektive ϕ 800-pelardelen visar att sättningarna i den senare delen var betydligt större. Detta framgår ännu tydligare i resultaten från den längsgående slang nr 5, som visar att sättningarna under ϕ 600-pelardelen planade ut till en plåtå under centrum av denna del för att gradvis öka då slangerna närmade sig mittpunkten. På andra sidan, i ϕ 800-pelardelen, ökade de ytterligare för att åter plana ut under centrum av denna del. Resultaten från de nedschaktade slangarna Nr 2 och Nr 3, som låg i övergångszonen i närheten av mittlinjen, visar på mindre sättningar än de andra slangarna under den tid de fungerade, vilket tyder på att en betydande del av de totala sättningarna uppstod i den översta metern av pelartopparna.

Resultaten visar också på en något underlig sättningsutveckling vid släntfoten direkt utanför det förstärkta området. Här uppstår enligt mätningarna stora sättningar plötsligt under slutet av våren. Anledningen till detta är inte helt klarlagd, men under samma tidsperiod torde tjällossningen ha inträffat. I vad mån belastningar från uppfartsramper för utförande av överlasten kvarstod i detta skede och hur stabilt detta oförstärkta parti kan ha varit är inte känt. Bortsett från detta uppstår de uppmätta sättningarna i princip vid lasternas påförande och en kort tid därefter för att sedan stanna av, Fig. 29. En jämförelse mellan de totala sättningarna i de båda bankhalvorna enligt mätningarna i horisontalslangarna visas i Fig. 30.

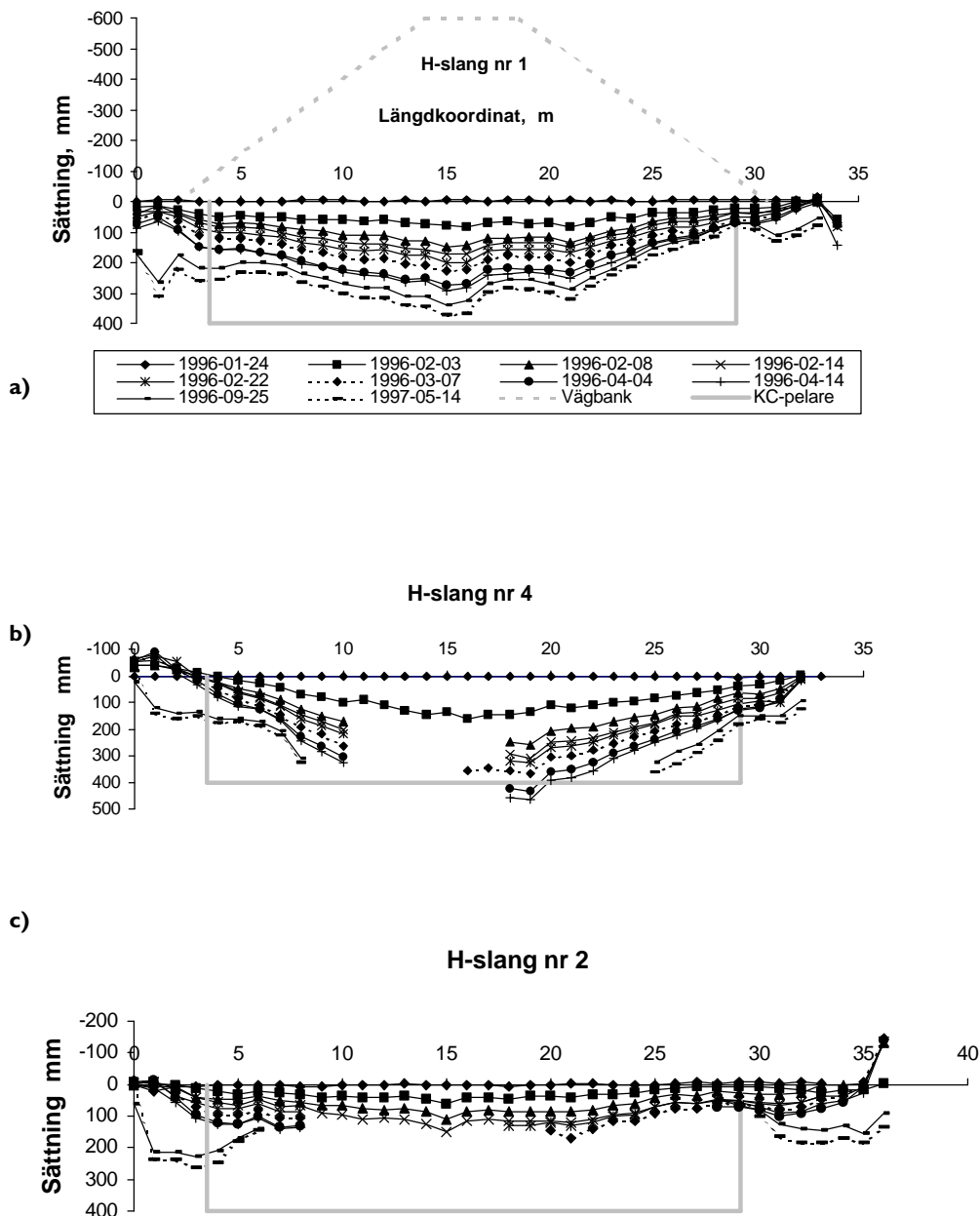


Fig. 28. Resultat av sättningsmätningarna i horisontalslangarna.
 a) Slang Nr 1, tvärgående ovanpå pelartopparna i f 600-pelardelen
 b) Slang Nr 4, tvärgående ovanpå pelartopparna i f 800-pelardelen
 c) Slang Nr 2, tvärgående nedschaktad till 1 m under pelartopp i f 600-pelardelen

d)

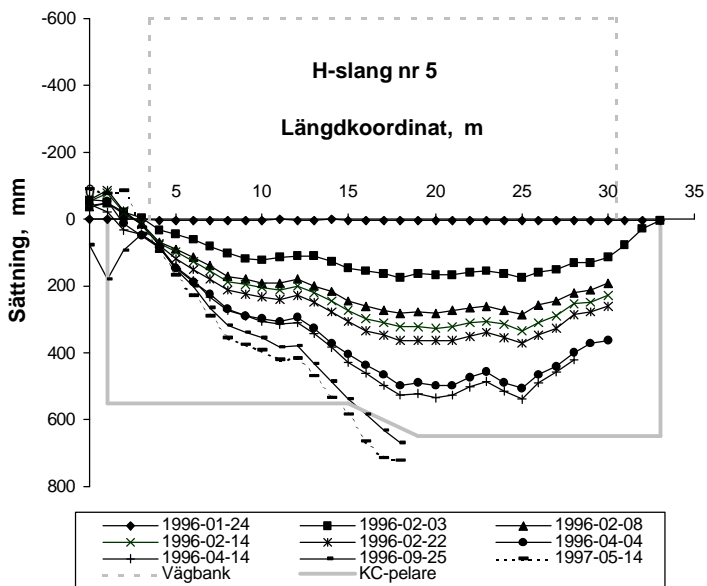
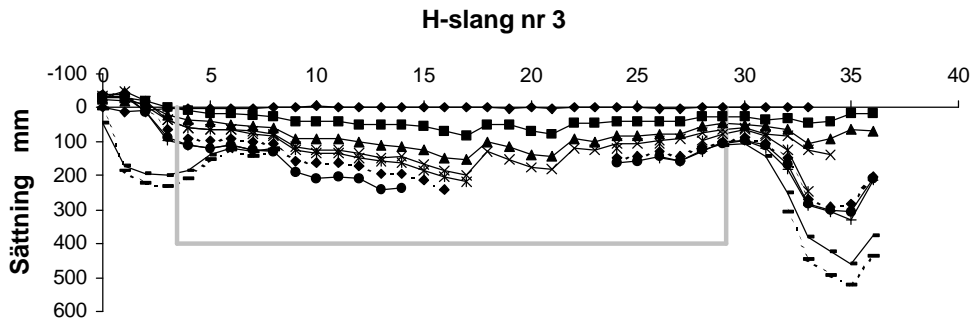


Fig. 28 forts. d) Slang Nr 3, tvärgående nedschaktad till 1 m under pelartopp i f 800-pelardelen
 e) Slang Nr 5, längsgående ovanpå pelartoppar i bankens mitt, f 600-pelardelen till vänster i figuren.

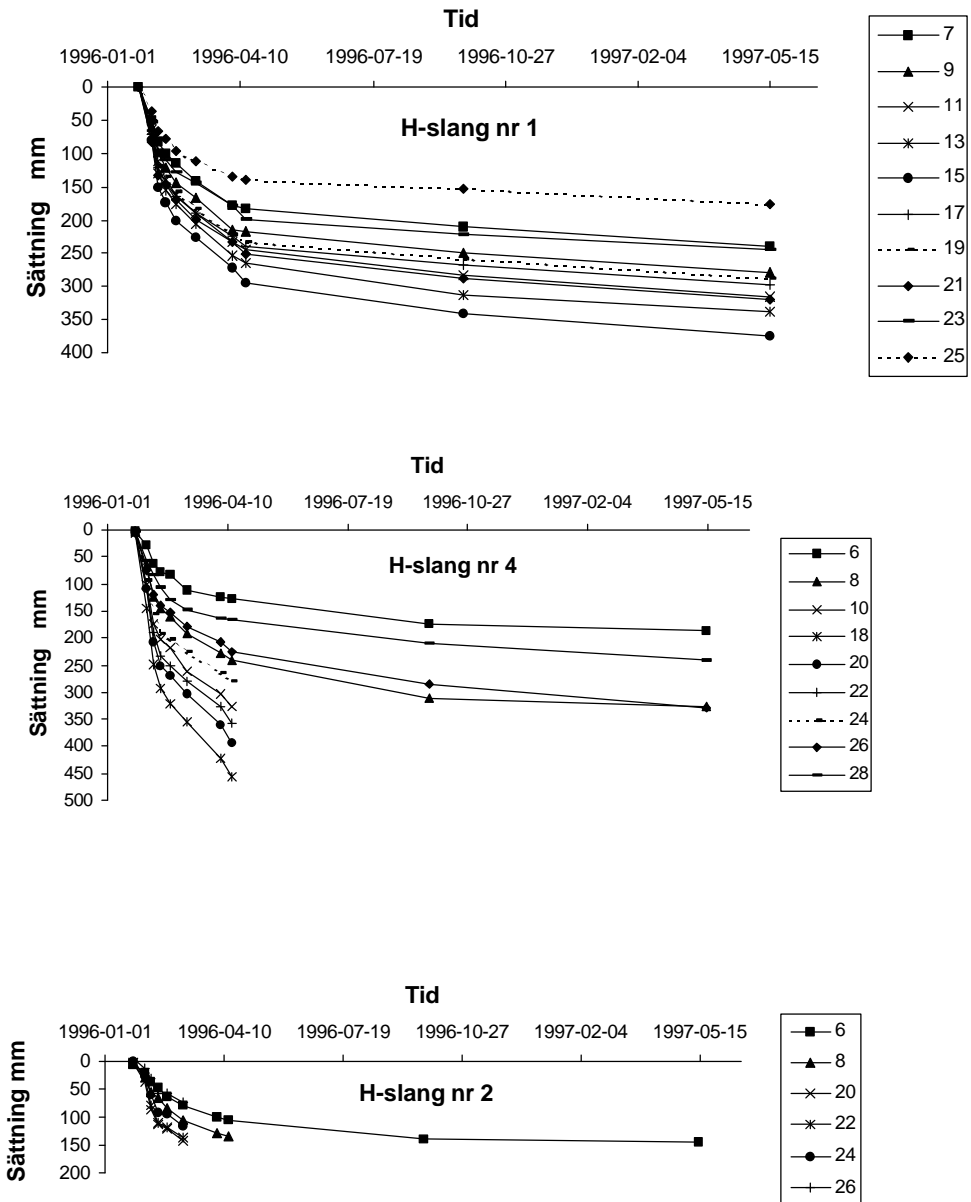


Fig. 29. Uppmätta tids-sättnings samband i horisontalslangarna.
 a) Slang Nr 1, tvärgående ovanpå pelartopparna i f 600-pelardelen.
 b) Slang Nr 4, tvärgående ovanpå pelartopparna i f 800-pelardelen.
 c) Slang Nr 2, tvärgående nedschaktad till 1 m under pelartopp i f 600-pelardelen.

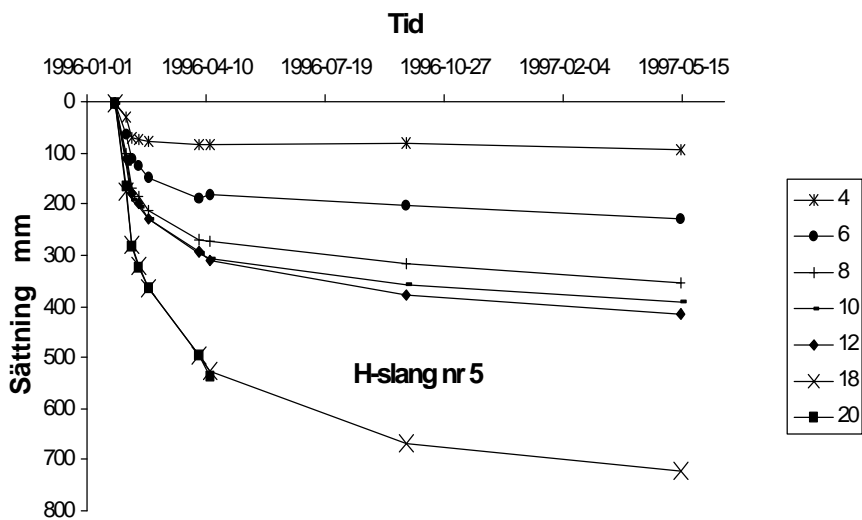
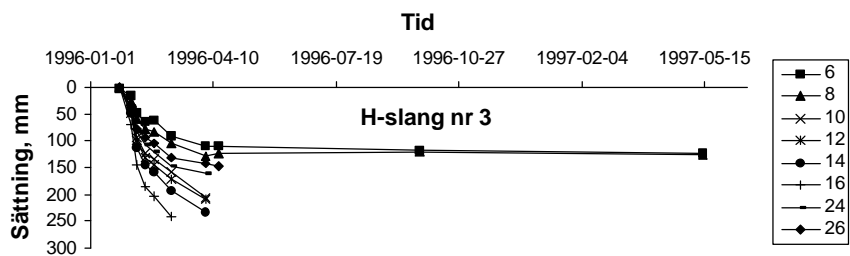


Fig. 29 forts.

- d) Slang Nr 3, tvärgående nedschaktad till 1 m under pelartopp i f 800-pelardelen.
- e) Slang Nr 5, längsgående ovanpå pelartoppar i bankens mitt.

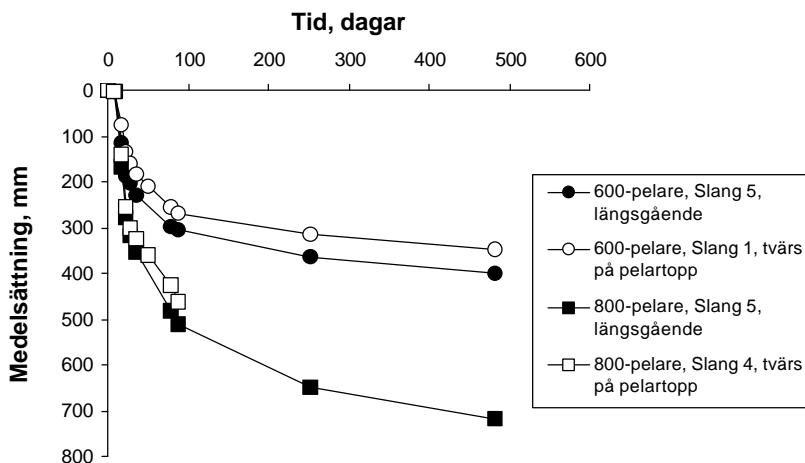
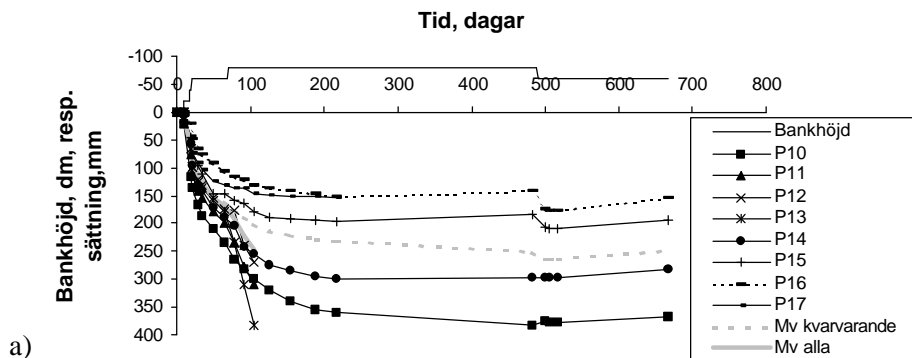


Fig. 30. Jämförelse mellan uppmätta tids-sättningsförlopp i f 600-pelardelen och f 800-pelardelen.

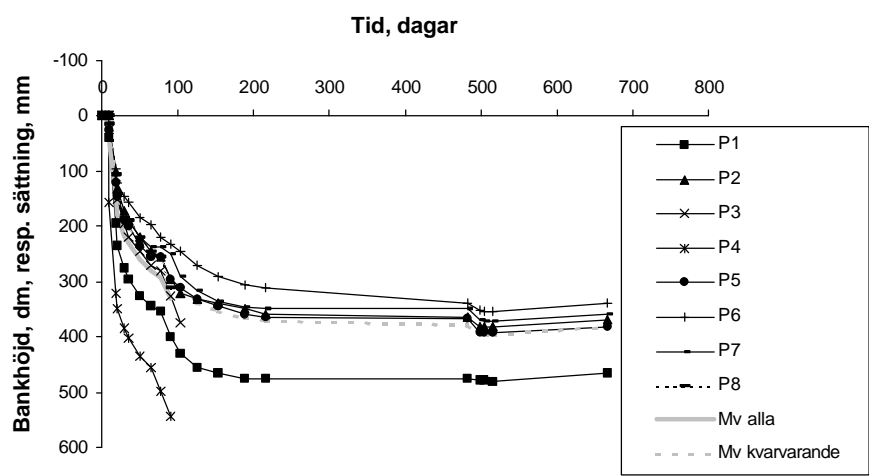
Uppmätta sättningar i sättningspeglar

De uppmätta sättningarna hos sättningspeglarna varierade relativt mycket. Vidare medförde det ras som inträffade en kort tid efter att överlasten förts på att ett antal av peglarna slogs ut. Bland dessa var några av de peglar som tidigare uppvisat de största sättningarna. Bland de kvarvarande varierade den maximala sättningen mellan 145 och 383 mm inom ϕ 600-pelardelen och mellan 338 och 476 mm inom ϕ 800-pelardelen, Fig. 31. Om man beaktar alla peglarnas sättningsutveckling fram till det inträffade raset och sättningsutvecklingen för de kvarvarande därefter erhålls en medelsättning som inom ϕ 600-pelardelen är 202 mm efter 90 dagar strax före skredet och cirka 260 mm efter 220 dagar. Inom ϕ 800-pelardelen är motsvarande värden 332 respektive cirka 420 mm.

Efter 7 månader hade alla sättningar i princip avslutats, Fig.32. Vid överlastens borttagande 8 månader senare hade de totala sättningarna endast ökat med några millimeter. Arbetena med borttagande av överlasten, möjligen i kombination av effekter från närliggande pelarinstallationer för väg-järnvägsbanken som då var under konstruktion, resulterade i en ytterligare sättning av maximalt 20 mm. Under det närmaste halvåret uppstod sedan en hävning av cirka 15 mm, troligen som följd av avlastningen.



a)



b)

Fig. 31. Uppmätta sättningar i sättningspeglar.
 a) f 600-pelardelen
 b) f 800-pelardelen

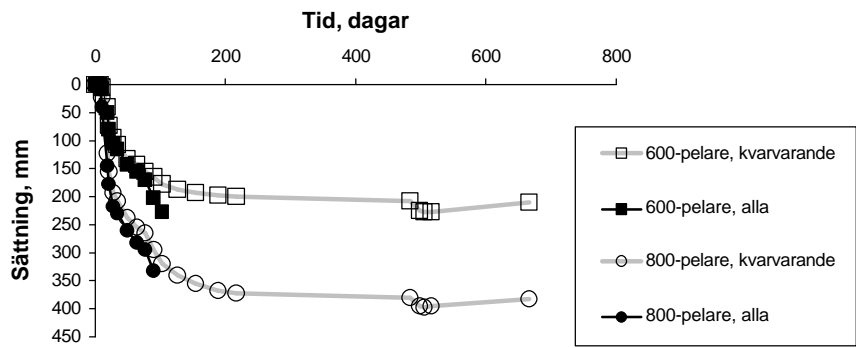


Fig.32. Jämförelse mellan uppmätta tids-sättningsförlopp för sättningspeglar i f 600-pelardelen och f 800-pelardelen.

Uppmätta sättningar i magnetsättningsmätare

Mätningarna med magnetsättningsmätarna medförde inga större problem, bortsett från ett av rören i en pelare inom ϕ 600-pelardelen där endast den övre mätpunkten kunde mätas. En tid efter att banken fyllts upp till 6 m höjd och innan överlasten lagts på slutade också mätröret i leran under ϕ 800-pelardelen att fungera, Fig. 33. I övrigt visade resultaten från såväl de två pelarna i ϕ 800-pelardelen som resultaten från mätningarna i pelare och i leran mellan pelarna i båda bankhalvorna på någorlunda samstämmiga resultat. Detta betyder att antagandet att sättningarna i leran och pelarna är lika (eller att plana tvärsnitt förblir plana) i stort bekräftades. Liksom i övriga sättningsmätningar blev de uppmätta sättningarna inom ϕ 800-pelardelen betydligt större än i ϕ 600-pelardelen.

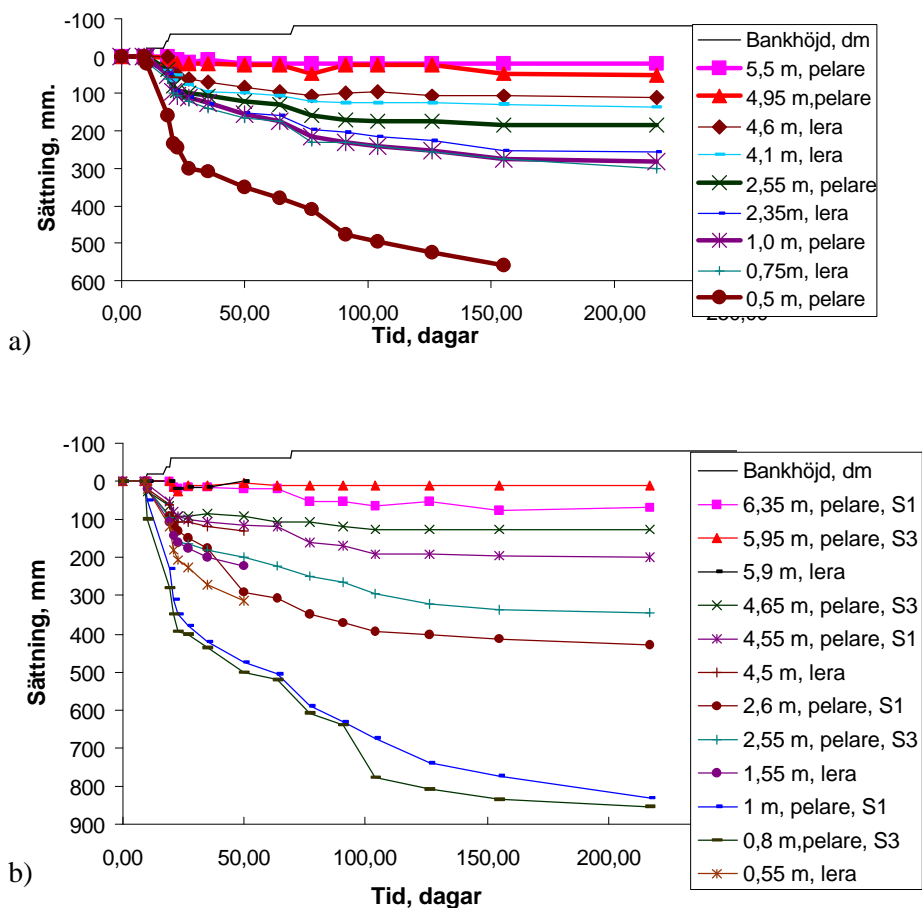


Fig. 33. Uppmätta sättningar i magnetsättningsmätare.

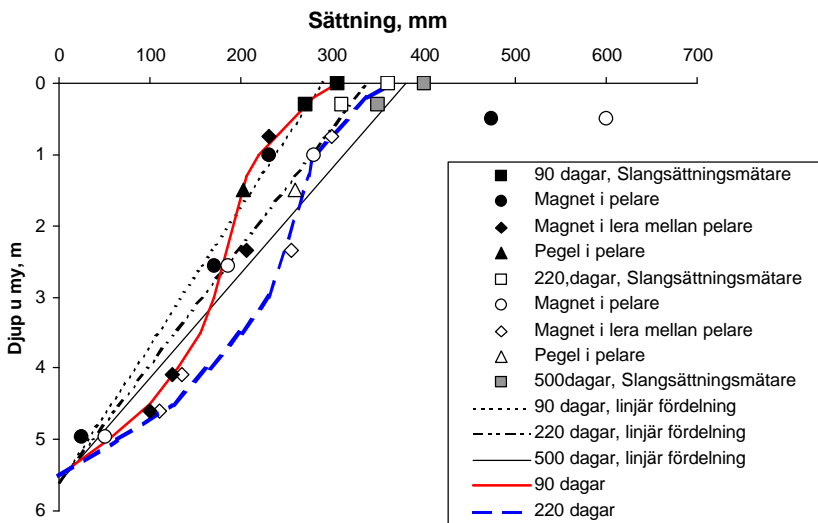
a) f ϕ 600-pelardelen

b) f ϕ 800-pelardelen

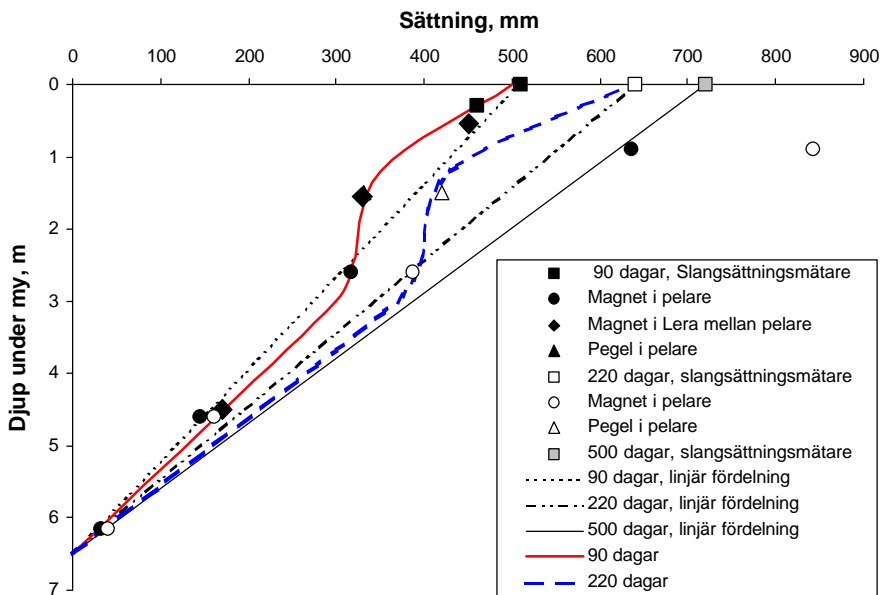
De sättningar som uppmättes i de översta magnetsättningsmätarna i pelartopparna var betydligt större än vad som uppmätts med någon annan metod. De var också betydligt större än vad som uppmättes i leran mellan pelarna på motsvarande nivåer.

Jämförelse mellan uppmätta sättningar

Resultaten av sättningsmätningarna varierar något mellan de olika typerna av mätutrustning och mellan de olika mätpunkterna för samma utrustning. Detta kan delvis bero på tekniska problem och geometriska omständigheter. Dels uppstod problem i samband med ett skred i fyllningen strax efter att överlasten förts på, dels varierar belastningsintensiteten något i lägena för en del pegrar. Vidare har två av de tvärgående horisontalslangarna placerats så nära övergången mellan ϕ 600-pelardelen och ϕ 800-pelardelen att de är påverkade av den andra bankhalvan. Denna påverkan kan klart observeras i resultaten från den långsgående sättningsslangen. Detta medför att resultaten från de nedgrävda horisontalslangarna inte kan användas för några mer detaljerade analyser. I flera slangar har också funktionen med tiden upphört då slangarna tryckts ihop så att mätodnet inte kunde föras in. Det går ändå att sammanställa samtliga resultat och skapa en trovärdig bild av sättningsfördelningarna med djupet och med tiden. Det är då endast mätvärdena från de översta magnetsättningsmätarna i pelartopparna som faller ur bilden. Dessa visar på mycket större sättningar än övriga mätare och speciellt slang-sättningsmätarna på motsvarande och ovanliggande nivåer, Fig.34. De visar också på större sättningar än motsvarande mätare på motsvarande nivåer i den omgivande leran. En möjlig förklaring till detta är att dessa mätare suttit i mycket uppluckrade delar av pelartoppen som kollapsat och packats i samband med att bankmaterial lagts på och packats. En annan observation som kan göras från mätningarna i sättningslangarna är att de normala hängmattorna med markant större sättningar under bankens mitt inte utbildats utan att hela banken satt sig mer jämnt rakt ned, bortsett från skillnaden mellan de två bankhalvorna. Detta tyder på att lasten spridits i den tjocka och styva banken och att grundtrycket är mer jämnt fördelat än vad som normalt antas för bankar med en vanligare geometri. Till detta kommer att pelarnas yttäckningsgrad var större under krönet än under slänterna, vilket också torde ha bidragit till jämnare sättningar. För ϕ 800-pelardelen är denna inverkan dock marginell.



a)



b)

Fig. 34. Sättningsfördelning mot djupet.

a) f 600-pelardelen

b) f 800-pelardelen

En jämförelse mellan ϕ 800-pelare och ϕ 600-pelare försvåras av att pelartäckningsgraderna var olika, att dräneringsvägarna för den ostabiliserade jorden var olika och att lerdjupet var cirka 6,5 m för ϕ 800-pelardelen och cirka 5,5 m för ϕ 600-pelardelen. Jämförelsen försvåras vidare av att olika installationsverktyg användes i de olika delarna. För ϕ 800 pelarna användes den sk pinnborren medan huvuddelen av de ϕ 600-pelare som omfattades av instrumenteringen sattes med det konventionella blandningsredskapet. Enligt de jämförande provningarna med avseende på installationsmetodens inverkan gav pinnborren genomgående högre hållfasthet.

Jämförelse mellan beräknade och uppmätta sättningar.

De uppmätta slutsättningarna var mindre än de beräknade, maximalt 0,4 respektive 0,7 m jämfört med beräknade 0,5 och 1,05 m för ϕ 600-pelardelen respektive ϕ 800-pelardelen. Detta gäller i det fall de vid pelarprovningarna karakteristiska värdena antagits i beräkningarna. Vid mer försiktiga antaganden blir de beräknade sättningarna och skillnaderna större.

De uppmätta sättningarna antyder att pelarnas kryplast inte överskridits i någon högre grad. Om man antar att kryplasten inte överskridits i någon del av pelaren ger en grov skattning av lastfördelningen i pelarna respektive leran ett medelvärde på elasticitetsmodulen (egentligen sättningsmodulen) av cirka 5 MPa för båda pelartyperna. Motsvarande värden fås med mindre variationer oavsett om man tittar på slutsättning eller på sättningar efter den första upplastningen. Beräkningarna kan inte utföras med någon större noggrannhet eftersom dels varierar mätvärdena, dels är kontakttrycket från banken osäkert på grund av att det är svårt att uppskatta tryckfördelningen från lasten över bankens basyta.

En troligare tolkning är dock att i jordprofilens övre del har större delen av lasten burits av leran och att den sedan successivt har överförs i högre grad till pelarna när fastheten i dessa ökat mot djupet. Inom det parti där pelarna inom den stabiliserade gyttjan blev mycket fasta har kryphållfastheten inte överskridits och modulerna har varit avsevärt högre än ovanstående 5 MPa, troligen upp emot 20-25 MPa. I den underliggande stabiliserade sulfidhaltiga gyttjan har modulerna varit lägre, troligen som genomsnitt i storleken 5 MPa, och inom vissa partier av denna del av pelaren kan kryphållfastheten också ha överskridits. Ett visst stöd för denna tolkning kan också erhållas ur den utvärderade sättningsfördelningen.

HORISONTALRÖRELSER

Horisontalrörelserna under banken mättes indirekt med fast installerade inklinometrar i inklinometerrör med fem mätpunkter i varje. Inklinometerrören var installerade i pelarskivorna under bankens slänter. Ur mätningarna erhålls ett mått på vinkelförändringarna i mätpunkterna och horisontalrörelsen beräknas sedan med en beräkningsalgoritm, som innehåller vissa antaganden. Bland annat antas rörets nederände ligga still och horisontalrörelserna beräknas sedan genom integration från denna punkt och uppåt. Eftersom systemet behöver en viss tid att ställa in sig, eftersträvas normalt en lång inställningsperiod mellan installation och nollmätning innan de verkliga mätningarna skall starta. I detta fall fanns ingen tid för detta, utan mätarna installerades och nollmättes under en relativt kort tid före upplastningen. Att inställningsperioden var i kortaste laget avspeglas i att enligt långtidsmätningarna skulle man haft en inåtgående horisontalrörelse i rörens nederdelar, vilket är orimligt. De utvärderade mätningarna anger en maximal utböjning av 70-90 mm för ϕ 800-pelardelen och cirka 140 mm för ϕ 600-pelardelen, vilket med hänsyn till ovanstående bör ses som kvalitativa mått snarare än kvantitativa. Fig. 35.

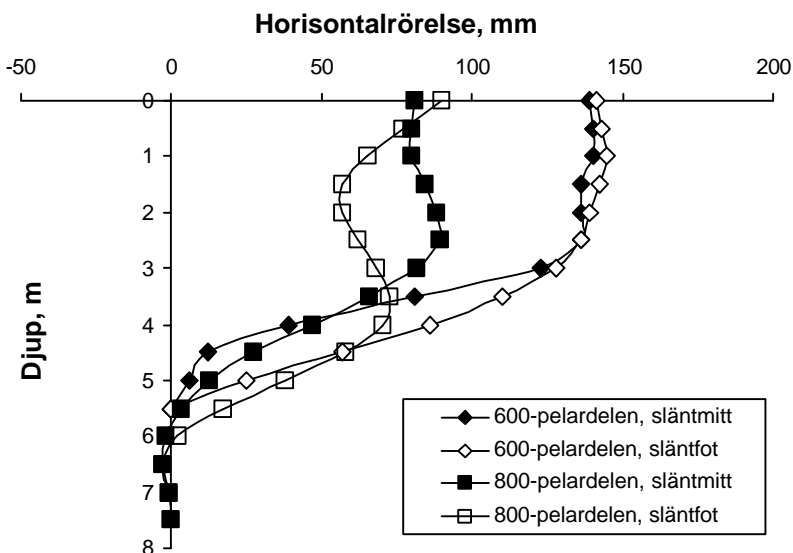


Fig. 35 Utvärderad horisontalrörelse ur inklinometermätningar.

Skillnaden i mätta utböjningar var relativt sett mindre i början av mätperioden då sättningarna var mindre. De uppmätta vinkeländringarna i de två inklinometerrören närmast släntfoten visar sedan mycket stora rörelser direkt ovanför övergången från fast botten till jord och pelare. I inklinometerrören närmare släntkrönet uppstår de maximala utböjningarna något längre upp men fortfarande inom den del av jordprofilen där pelarna består av stabiliserad sulfidhaltig lera. Inom den del som utgörs av stabiliserad gytta har inga signifikanta vinkeländringar uppmätts, utan hela detta parti har i princip rört sig utåt som ett stelt block. Fig. 36. visar ökningen i lutningsändring mellan 1996-02-07, då banken var uppfylld till 6 m höjd, och 1996-04-26, då överlasten legat på en månad. I figuren har djupet, z , normaliserats mot det kompressibla jordlagrets tjocklek, H .

De totala vinkeländringar som uppmätts i tre av inklinometerrören är så stora att de skulle motsvara fullt utbildat skjuvbrott i både pelare och jord på mätnivån. Å andra sidan är utböjningarna på övriga nivåer, där skjuvpåkänningarna borde vara likartade, mycket mindre. De stora utböjningarna kommer i de zoner där pelarkvaliteten, bortsett från pelartoppen, är sämst och där det är osäkert om pelaren når ned till fasta botten. Rörelserna kan tolkas som att brott i banken skulle vara omedelbart förestående och att en glidzon utbildats, som i stort sammanfaller med beräknad farligaste glidyta. Rörelserna har dock främst uppstått i samband med lastens påförande och har därefter avstannat.

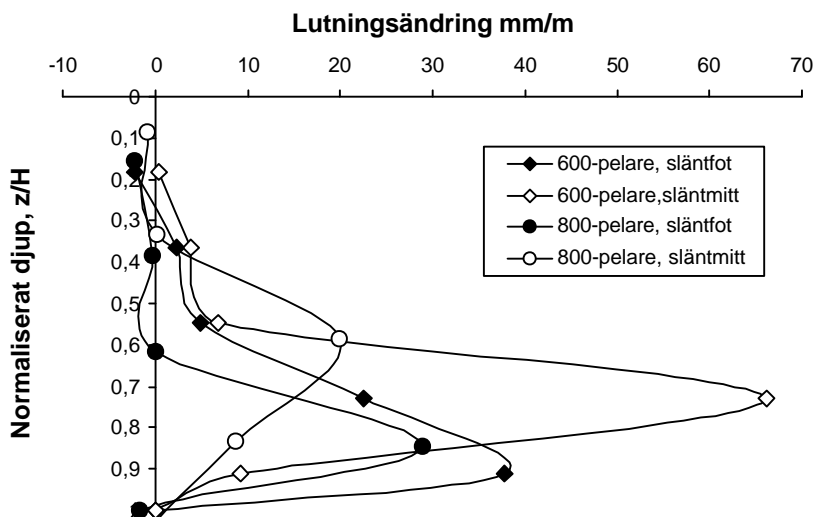


Fig. 36. Uppmätta lutningsändringar mellan 1996-02-07 och 1996-04-26.

SPÄNNINGAR I GEONÄT

Avsikten med det geonät som lades ut på $\phi \approx 800$ -delen och som skulle vila på pelartopparna var att det skulle hjälpa till med valvbildning mellan pelartopparna och kraftöverföringen till pelarna. Med tanke på pelartoppens angivet dåliga kvalitet är det osäkert om någon sådan funktion erhöles, eller om det tvärtom var så att nätet kom att bära på leran och delvis överbygga hålrum som uppstod vid pelartopparna. Extensiometrarna var monterade vid övergångar mellan lera och pelare. I ena riktningen gav de just inga utslag, vilket tyder på att sättning i lera och pelartopp är lika och att ingen "hängmatta" utbildats tvärs banken. Mätningarna i den närliggande slang nr 4 tyder också på detta. I bankens längdriktning blev töjningen större. Den var i de inledande stadierna av upplastningen c:a 0,8 mm och steg efter att bankhöjden ökats till 4 m till 1,3 mm. Uppfyllnaden till 6m tycks inte ha påverkat, men efter att överlasten lagts på ökade den åter till 1,7 à 1,8 mm för att sedan sakta stiga ungefär proportionellt mot sättningsökningarna. De maximala krafterna i nätet skulle enligt dessa mätningar upp gå till cirka 13 kN/m i bankens längdriktning medan inga signifikanta nätkrafter uppmättes tvärs banken.

Slutsatser

Avsikten med den uppförda provbanken var att prova om högre hållfastheter kunde utnyttjas i kalk/cementpelare i gyttja och sulfidhaltig lera än de som vid denna tidpunkt ansågs vara användbara. I samband med detta projekt genomfördes också ett antal delstudier för att testa nya inblandnings- och provningsmetoder. Av det samlade undersökningsresultatet kan man dra ett antal slutsatser:

Hållfasthet

Såväl utförda provningar i laboratorium och fält som bankens uppträdande visar att *betydligt högre hållfastheter* än de som hittills rekommenderats *kan erhållas i speciellt gyttja*. Den hållfasthet som erhålls är dock starkt beroende av bindemedlets sammansättning och av bindemedelsmängden.

Det erhållna stabiliseringsresultatet är starkt avhängigt av *jordens sammansättning* och även små variationer i denna *kan ha en mycket stor inverkan*. Det är därför mycket viktigt att alla jordarter som ingår i den jordvolym som skall stabiliseras ingår i förundersökningarna och provas separat. Detta gäller speciellt i jordar med olika innehåll av sulfider och organiskt material, vars effekter synes vara stora och varierande även vid små halter.

I undersökningarna provades pelare med *dimensionerna f 600 mm och f 800 mm*. Ingenting i de erhållna resultaten tyder på någon markant skillnad i pelarnas kvalitet eller egenskaper.

Pelarkvalitet och provning

I samtliga pelare i fält erhöles *en undermålig pelarkvalitet ned till ett djup av cirka 1,5 m* under ursprunglig markyta. Normalt antas detta djup vara begränsat till cirka 1m. Detta skulle möjligen kunna härledas till den organiska jordens låga tunghet som resulterat i låga överlagringstryck. I andra sammanhang strävar man ofta efter att få på en last direkt efter inblandningen av stabiliseringsmedlet, så att de stabiliserade massorna härdar under ett tillräckligt tryck för att erhålla ett fullgott resultat.

Enligt resultaten av kalkpelarsonderingarna är det *osäkert i vad mån fullgod kontakt mellan pelare och fast botten erhöles*. Inclinometermätningarna och i viss mån också sättningsmätningarna antyder att en svaghetszon uppstått vid denna övergång. Detta är mycket väsentligt för bankens stabilitet och installationsmetoderna bör utvecklas för att tillförsäkra att en fullgod övergång erhöles. Risken för en sådan svaghetszon måste alltid beaktas vid stabilitetsbedömningen.

En jämförelse mellan resultaten från *provning av laboratorieinblandningar och pelarsondering i provpelare* i fält visar att man i stort erhöles *likartade resultat* i båda fallen. Mer detaljerat visade det sig dock att resultaten i vissa skikt i fält, vilka inte studerats närmare i laboratoriet, var betydligt sämre än genomsnittet.

Studien av inblandningsteknikens inverkan, visade att denna har betydelse för *resultatet* och att detta blir bättre med ökat inblandningsarbete och *kan förbättras med nya inblandningsverktyg*.

Resultaten av såväl pelarprovningar som mätningarna under provbanken visar att *variationen i pelarnas egenskaper kan vara mycket stor* och det är därför mycket viktigt att se till att pelarprovningen blir tillräckligt omfattande och att provningarna omfattar alla delar av pelarna.

De utförda testerna av *nya provningsmetoder med seismik* är intressanta, men utförandet, utvärderingsmetodiken och översättningen till moduler och hållfasthet *måste förbättras* innan de blir användbara för praktiskt bruk.

De utförda provningarna visar också att värden från *laboratorieprovningar på små intakta prover* av upptagna pelarbitar av god kvalitet *är inte rättvisande* för de pelaregenskaper som kan användas vid dimensionering.

Sättningar

Sättningsberäkningar med den vanligen använda beräkningsmetoden *gav mycket för stora sättningar* vid användning av normala begränsningar för pelarnas kryplaster. Skillnaden minskade om de karakteristiska skjuvhållfastheter i form av medelvärden som uppmättes vid pelarprovningarna användes, men de beräknade sättningarna var då fortfarande för stora. För att få en överensstämmelse mellan beräknade och uppmätta sättningar erfordras att en extra hållfasthetsökning under tiden mellan provningstillfället och påförandet av full last påräknas. En jämnare fördelning av påkänningarna från banken på grund av dennas egenstyvhet måste också beaktas.

Antagandet i beräkningsmodellen att plana tvärsnitt förblir plana, dvs att sättningar i lera och pelare på samma nivåer blir lika, bekräftas i stort av mätningarna. Mätnoggrannheten var dock inte tillräckligt god för att registrera eventuella mindre skillnader. *Den beräknade tiden för full portrycksutjämning var, med gjorda antaganden av fri dränering i båda pelarändarna, en konsolideringskoefficient som var dubbelt så stor som uppmätt c_v -värde och en relation mellan permeabiliteterna i pelare och jord av 400, ungefär hälften av den tid som uppmättes.*

Stabilitet

Stabilitetsberäkningarna med normalt använda metoder, dvs enligt SGF Rapport 4:95, visade på säkerhetsfaktorer som var nära 1,0. Detta gäller även då den vid pelarprovningen uppmätta skjuvhållfastheten används. Vid uppförandet av provbanken erhöles också stora horisontalrörelser, men om dessa utgjorde indikationer på ett nära förestående brott är något osäkert. Man kan dock konstatera *att stabiliteten inte var sämre än beräknat* och att beräkningarna med gängse metoder troligen avspeglade stabilitetsläget ganska väl.

Referenser

- Arnér, E. (1995).** Översiktlig utvärdering med statistiska metoder av uppnådd hållfasthet från mätningar med kalkpelarsond, Söderhamn, Ostkustbanan, Norrala -Enånger. Geoprojektering AB, Stockholm.
- Arnér, E. (1996).** Ostkustbanan, Söderhamn-Enånger, Provbank, Norrala, Rörelser och lastfördelning beräknade med FLAC, Prognos. Geoprojektering AB, Stockholm.
- Arnér, E. (1996).** Utvärdering av kalkpelarsondering i permanent bank. Ostkustbanan, Söderhamn-Enånger, Provbank Norrala. Geoprojektering AB, Stockholm.
- Axelsson, K. (1996).** Down hole-mätning i kalkcementpelare. Kungliga tekniska högskolan, Institutionen för Jord och bergmekanik, Examensarbete 96/3, Stockholm.
- Björkman, J. & Ryding, J. (1996).** Kalkcementpelares mekaniska egenskaper. Kungliga tekniska högskolan, Institutionen för Jord och bergmekanik, Examensarbete 96/1, Stockholm.
- Carlsten, P. (1989).** Manual till Limeset, för beräkning av sättningar inom ett kalkpelarförstärkt område. Statens geotekniska institut, Varia Nr. 248, Linköping.
- Carlsten, P. och Ekström, J. (1995).** Kalk- och kalk/cementpelare – Vägledning för projektering, utförande och kontroll. Svenska geotekniska föreningen, SGF Rapport 4:95, Linköping.
- Gereben, L. (1996).** Fältförsök med minisonden vid Norrala i Söderhamn. ELGETE Konsulting AB, Solna.

- Kivelö, M. (1997).** Framgrävning av KC – pelare under provbank i Norraladalen. Kungliga tekniska högskolan, Institutionen för Jord och bergmekanik, Stockholm.
- Kivelö, M. & Stille, H. (1996).** Provbanks i Norraladalen – alternativ beräkningsmodell för stabilitet. Kungliga tekniska högskolan, Institutionen för Jord och bergmekanik, Stockholm.
- Larsson, R. & Mulabdic, M. (1991).** Shear Moduli in Scandinavian Clays. Statens geotekniska institut, Rapport Nr. 40, Linköping.
- LC Markteknik AB (1996).** Norralaleden, Söderhamn – Provpelare. LC Markteknik AB, Göteborg.
- Svensson, P.-L. och Jonsson, R. (1996 –1997).** Provbanks, Norrala. Rapporter till Banverket, Geoprojektering AB, Stockholm och Sundsvall.
- Svensson, P.-L. & Jonsson, R. (1998).** E4 – Ostkustbanan, Norraladalen; Provbanks för verifiering av beräkningsmodeller för KC-pelare, Slutrapport. Scandiaconsult Bygg och mark, Stockholm och Sundsvall.
- Vägverket (1994).** Allmän teknisk beskrivning för vägkonstruktioner; Kapitel 2: Konstruktiv utformning av underbyggnad. Publikation 1994:22, Borlänge.
- Åhnberg, H., Johansson, S.-E., Retelius, A., Ljungkrantz, C., Holmqvist, L. & Holm, G. (1995).** Cement och kalk för djupstabilisering – En kemisk-fysikalisk studie av stabiliseringseffekter. Statens geotekniska institut, Rapport Nr. 48, Linköping.

Publikationer utgivna av Svensk Djupstabilisering

Arbetsrapport

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

Rapport

1. **Erfarenhetsbank för kalk-cementpelare.** 1997
Torbjörn Edstam
2. **Kalktypens inverkan på stabiliseringsresultatet. En förstudie.** 1997
Helen Åhnberg & Håkan Pihl

DISTRIBUTION:
Svensk Djupstabilisering

c/o SGI, 581 93 Linköping
Tel: 013–20 18 62. **Fax:** 013–20 19 13. **E-post:** birgitta.sahlin@swedgeo.se



Svensk Djupstabilisering

c/o SGI, 581 93 Linköping
Tel: 013-20 18 61, Fax: 013- 20 19 14.
Internet: www.swedgeo.se/sd.htm