

Pilotstudie för utveckling av förenklad beräkningsmetod för jordstabilisering med skivor av kalkcementpelare

Stefan Larsson

Benjamin Charbit

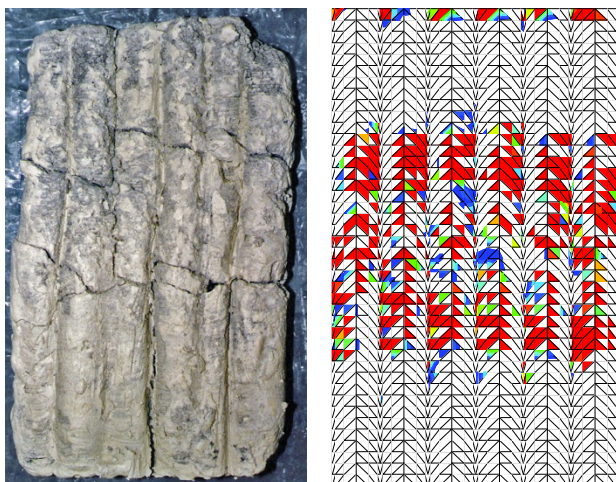
Richard Malm

Anders Ansell



**KTH Arkitektur
och samhällsbyggnad**

SKANSKA



SBUF Projekt 121 25

Förord

I detta projekt har en numerisk modellering utförts med en materialmodell för att simulera sprickor i betong använts för att studera lateralt belastade kalkcementpelare, den vanligaste metoden i Sverige för att förstärka lösa leror främst i samband med infrastrukturprojekt. Projektet är ett exempel på hur avancerad teknik som utvecklats inom ett område kan användas inom ett annat med lyckat resultat. I föreliggande fall ett avancerat beräkningsverktyg utvecklat inom betongbyggnad som nu använts inom jordmekaniken.

Projekt är ett samarbete mellan Skanska Sverige AB, Region Grundläggning (Stefan Larsson), Avd. jord- och bergmekanik på KTH (Stefan Larsson och Benjamin Charbit) och Avd. för betongbyggnad på KTH (Richard Malm och Anders Ansell).

Projektet har samfinansierats av SBUF, Skanska Sverige AB och KTH.

Stockholm 2011

Stefan Larsson
projektledare

Innehållsförteckning

Sammanfattning	3
Inledning.....	4
Bakgrund	4
Syfte	5
Genomförande och redovisning	5
Modellförsök	6
Kaolin	6
Kalkcementpelare.....	7
Skjuvförsöken.....	7
Finita element analys.....	8
Resultat och diskussion	9
Slutsatser	13
Fortsatt arbete.....	14
Referenser	14

Sammanfattning

Jordförstärkning med kalkcementpelare är idag den mest använda metoden i Sverige för att öka stabiliteten och reducera sättningar för främst väg- och järnvägsbankar. Forskning har dock visat att kalkcementpelare har begränsad verkan då de belastas lateralt. Detta kompenseras genom att installera pelare i skivor för att på så sätt förbättra samverkan mellan pelarna och den omgivande lösa jorden. Det saknas dock idag en användbar beräkningsmetod för denna typ av förstärkning. Denna studie visar att en numerisk modellering med en materialmodell utvecklad för uppsprucken betong kan användas även för att simulera beteendet för lateralt belastade kalkcementpelare. Modellen har i denna studie använts för att simulera utförda modellförsök där kalkcementpelare installerats med olika centrumavstånd och sedan utsatts för lateral belastning via skjuvboxförsök. Resultaten från de numeriska simuleringarna visar på mycket god överensstämmelse med modellförsöken även vid stora deformationer. Med simuleringarna kan man studera de uppkomna komplexa brottmekanismerna och hur pelarna spricker upp. Försöksresultaten och de numeriska simuleringarna illustrerar vikten av att pelarna är installerade med överlapp eftersom böjmotståndet hos enskilda pelare är lågt. Resultaten visa att simuleringsverktyget är mycket värdefullt för fortsatta studier av brottmekanismer för fullskaliga konstruktioner och utveckling av en förenklad analytisk modell.

Inledning

Bakgrund

I mitten av 1970-talet utfördes det första projektet i Sverige där kalkpelare användes. Sedan 1980-talet har sedan metoden, som nu går under namnet kalkcementpelare, utvecklats till att vara den mest använda jordförstärkningsmetoden för att förbättra stabiliteten och reducera sättningar för främst väg- och järnvägsbanker. Metoden har fått god genomslagskraft i andra länder där ett stort antal liknande metoder utvecklats och går nu under det gemensamma namnet Deep Mixing.

Stabilitetsberäkningar enligt svensk praxis (TK Geo 2009) baseras på antagandet att den stabiliserade jorden, pelarna och den omgivande ostabiliserade jorden beter sig som ett kompositmaterial där stabilitetsbrott antas ske längs glidytor som skär genom pelarna och omgivande jord. Skjuvmotståndet som kan mobiliseras beräknas genom att vikta skjuvhållfastheten för den stabiliserade jorden med skjuvhållfastheten för den ostabiliserade jorden. Ingen hänsyn tas till skillnader i materialens brottdeformation utan full samverkan över hela deformationsförloppet antas. Man tar inte heller hänsyn till att olika typer av brottmekanismer kan förekomma. För att på ett bättre sätt uppfylla antagandet om samverkan mellan de två materialen installeras ett flertal pelare med överlappning så att stabiliserande skivor bildas.

Matti Kivelö presenterade 1998 en doktorsavhandling där han föreslog att pelare snarare beter sig som pålar vid lateral belastning (Kivelö 1998). I en direkt skjuvzon, där pelarna är lateralt belastade, föreslås t.ex. att den mest sannolika brottmekanismen är att pelarna beter sig som dymlingar där momentkapaciteten i pelarna är dimensionerande. Också när pelare är installerade i skivor föreslås ett antal olika möjliga brottmekanismer av Broms (1999a). Broms (1999b) påtalar också att ett antal skred har inträffat där det är möjligt att stabiliteten har övervärderats då den viktade skjuvhållfastheten används vid design. Det råder således osäkerhet hur mycket pelarna bidrar till en stabilisering när de belastas lateralt (horisontellt). Av olika orsaker har inte arbetena av Kivelö och Brom beaktats vid utformning av anvisningar för design. En orsak är att modellerna som föreslagits medför att pelarnas bidrag till skjuvmotståndet signifikant minskar. Vid slutet av 1990-talet var det väldigt få försök som kunde validera modellerna. Pelarnas stabilitetshöjande förmåga när de belastas lateralt har också ifrågasatts av forskare i andra länder där djupstabilisering används (värt att nämna är Karastanev et al. 1997, Adams et al. 2009, Kitazume et al. 2000, Kitazume & Maruyama 2006, 2007). Det är stor sannolikhet att pelare bidrar mindre till stabiliseringen än vad som antas enligt gällande praxis i Sverige.

Stabiliseringseffekten då pelare belastas lateralt studeras helst av allt genom fältförsök. Att studera brottmekanismer i fält är dock extremt komplicerat och mycket kostsamt och det är dessutom tveksamt om de ger resultat som går att använda eftersom risken för att något går snett är påtaglig. Inom geotekniken ligger därför i inledande skeden ofta modellförsök till

grund för ökad förståelse. I ett projekt utfört inom Svensk Djupstabilisering har ett stort antal modellförsök utförts där pelare installerade i olika formationer utsatts för lateral belastning via skjuvboxförsök. Kalkcementpelare med diameter 50 mm (ungefär skala 1:10) installerades i laboratoriepreparerad jord. Endast de inledande försöken är publicerade (Larsson 1999, Larsson & Broms 2000) och försöksresultaten var inte ordentligt analyserade i de korta uppsatserna. Merparten av försöken är opublicerade. Försöksresultaten visar dock att dimensionering enligt svensk praxis påtagligt kan överskatta en konstruktions säkerhet.

Syfte

Huvudsyftet med pilotprojektet var att studera huruvida en avancerad numerisk modellering i tre dimensioner kan användas för att simulera brottmekanismer i lateralt belastade kalkcementpelare. Sådana analyser kan då ligga till stöd för utveckling av förenklad beräkningsmetodik. En mycket enkel metodik har föreslagits av Broms (1999a) men denna modell har inte testats mot försök. Modellen går i enkelhet ut på att skjuvkrafter i huvudsak tas upp av pelarskovornas sidor. En numerisk modellering, som beaktar materialens icke-linjära egenskaper, ansågs nödvändig för att man ska kunna studera kraftspelet mellan kalkcementpelare och omgivande jord när jorden belastar pelare lateralt.

Syftet med studien var att studera huruvida det går att simulera kalkcementpelare med en modell som utvecklats för att simulera uppsprickning i betong. Båda materialen tillhör gruppen kvasi-spröda material så det ansågs vara rimligt att kunna simulera även kalkcementpelare med en sådan modell.

Analyserna förväntas kunna bidra till en utvecklad beräkningsmetodik som verkligen beskriver pelarstabiliseringens bidrag till en förbättrad stabilitet. Den numeriska analysen av de utförda modellförsöken kommer att ligga till grund för vidare analys av verkliga, komplexa konstruktioner. Kunskapen ska stärka kompetensen inom SBUF's medlemskrets avseende dimensionering av geotekniska konstruktioner.

Genomförande och redovisning

Arbetet i projektet har utförts två faser.

- 1) Skapandet av en modell i finita elementprogrammet ABAQUS. Detta arbete utfördes som ett examensarbete på KTH av Benjamin Charbit (2009). Benjamin simulerade två stycken av de skjuvboxförsök som redovisats av Larsson (1999). Dels simulerades skjuvning av oförstärkt lera (kaolin) med en enkel Mohr-Coulomb modell och dels simulerades lera förstärkt med singulärt installerade pelare där pelarna simulerades med en modell avsedd för betong (concrete damage plasticity model). Försöken beskrivs översiktligt under "Modellförsök" nedan. Arbetet var framgångsrikt och Benjamin vann Svenska geotekniska föreningens pris för "Bästa examensarbete 2009". (<http://www.sgf.net/web/page.aspx?pageid=81618>). Benjamin skrev också en konferensartikel (Charbit, 2010), som presenterades på 20th European Young Geotechnical Engineers Conference i Brno, Tjeckoslovakien.

- 2) Studien utökades till att omfatta simulering av ett antal skjuvboxförsök där leran förstärkts med pelare installerade i skivor. I den serie av försök som simulerades har cc-avståndet mellan pelarna i skivorna varierats. Överlappningen mellan pelare i en skiva förväntades ha en inverkan på det totala skjuvmotståndet. Denna modellering utfördes av Richard Malm på KTH och det är resultaten från dessa analyser som översiktligt presenteras i denna rapport. Resultaten är också sammanställda i en artikel som skickats till internationellt vetenskaplig tidskrift (Larsson et al. 2011).

Modellförsök

Kaolin

För tillverkning av jordmaterialet användes en kaolinlera. Det är framförallt kaolinleror som använts vid modellförsök inom geotekniken. Kaolin är relativt billigt och är lätt att få tag på. Kaolinleror går dessutom att preparera så att dess egenskaper är liknande naturliga jordars. För föreliggande studie används en kaolinlera, "China Clay" från Cornwall, England. Torrt pulver av kaolin blandades först med vatten till en vattenkvot på ca 90%. Den lösa kaolinvällingen hälldes ner i skjuvboxen med diameter 0,5m (Figur 1a).



a



b

Figur 1 (a) Skjuvboxen med betongblandaren i bakgrunden; (b) Skjuvboxen under konsolideringsförloppet.

För att konsolidera leran så användes lufttryck som applicerades över kaolinvällingen i övre delen av boxen (Figur 1b). Leran konsoliderades för ett tryck motsvarande 60kN/m^2 till en

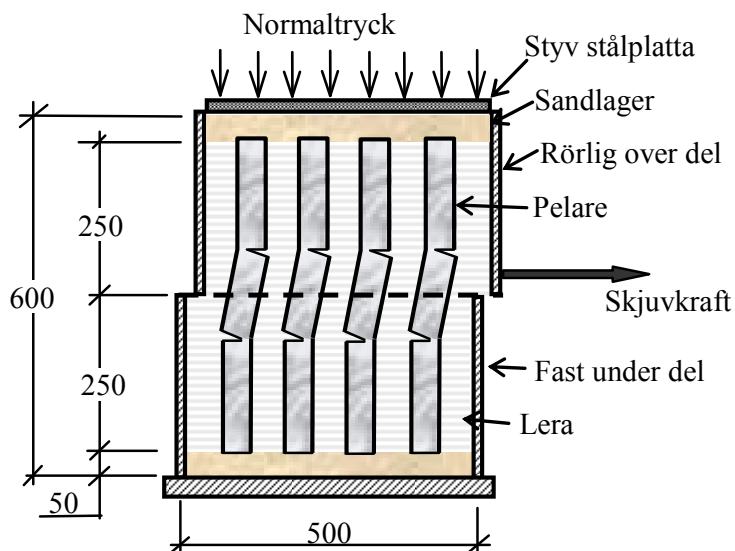
konsolideringsgrad på ca 90%. Dräneringen skedde en-dimensionellt i botten av boxen. När konsolideringen var utförd så togs den övre delen på 0,3 m av.

Kalkcementpelare

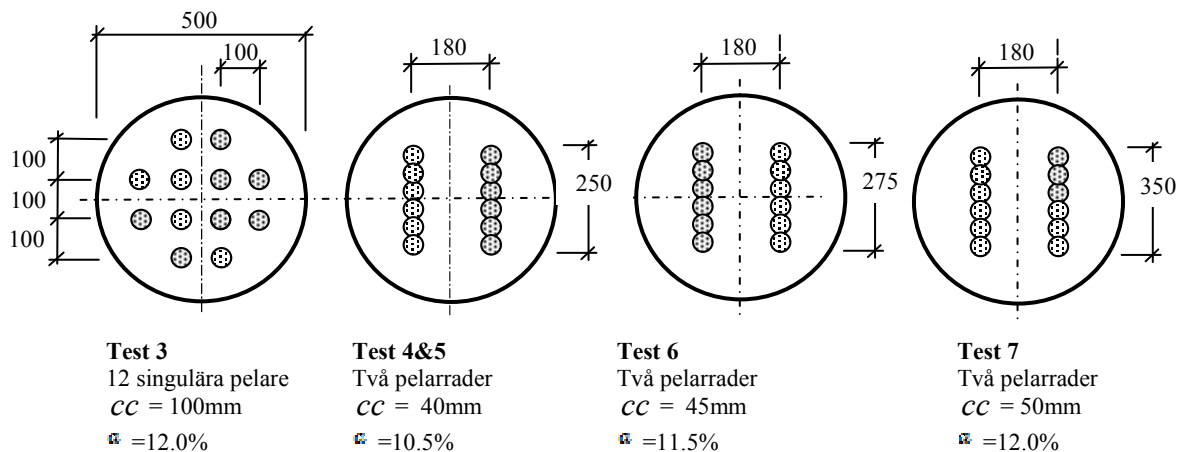
En metod för installation/tillverkning av pelarna utvecklades. Torr cement och kalk placerades i två vertikala hål excentriskt mot pelarcentrum. Detta gjordes genom att först driva ner ett kopparrör i jorden som var pluggad i botten. Sedan togs pluggen bort och röret fylldes med bindemedel för 10 cm pelare. Röret lyftes sedan upp samtidigt som en ståltråd användes för att säkerställa att bindemedlet lämnade röret i botten. Denna procedur fortsatte tills bindemedel för en hel pelare kommit ut i jorden. Därefter roterades ett blandningsverktyg ner i jorden. Verktöget blandade jorden på vägen upp med en stighastighet på 2 m/min och en rotationshastighet på 320 varv/min. Blandningen upprepades tre gånger för varje pelare. Efter att alla pelare var installerade togs den 5 cm översta delen av leras bort och ersattes med ett sandlager. En last med vikter lades på sanden, motsvarande 15 kN/m^2 . Två veckor efter installationen utfördes skjuvförsöken.

Skjuvförsöken

Skjuvboxen visas schematiskt i **Figur 2**. Sidorna och botten är styva medans den övre plattan kunde röras. Skjuvspänningen ökades i steg om 0.64 kPa upp till 4 kPa. Därefter ökades skjuvspänningen i steg med 0.32 kPa. Tiden mellan laststegen var ca en minut och deformationen uppmättes efter 5, 30 och 60 sekunder.



Figur 2 Schematisk bild av skjuvboxförsöken.



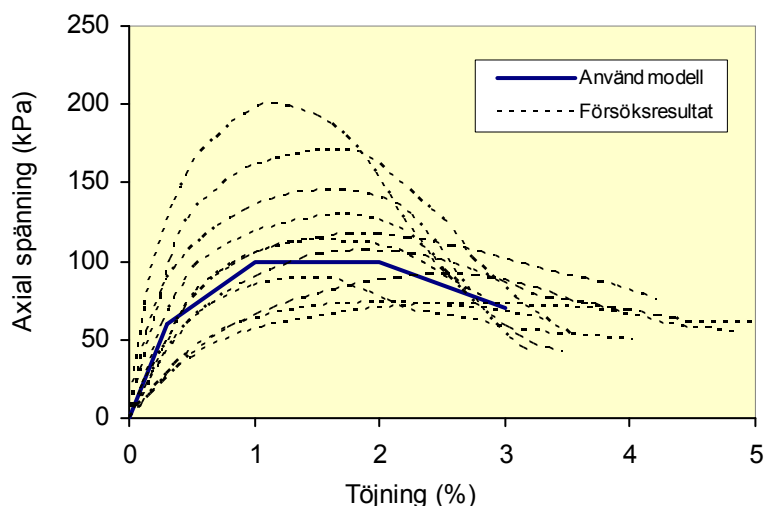
Figur 3 Försöken med pelarplaceringen i skjuvboxen

Provserien som behandlades i denna studie bestod av 7 modellförsök. Försök 1 och 2 utfördes på oförstärkt lera. De andra försöken var utförda med 12 stycken pelare enligt [Figur 3](#). Försök 3 utfördes med singulära pelare med $cc = 100$ mm. Försök 4 till 7 utfördes med $cc = 40$ mm, 45 mm och 50 mm, där $cc = 50$ mm betyder att pelarna är installerade utan överlapp.

Finita element analys

Den numeriska simuleringen innehåller en rad icke-linjära överväganden avseende materialegenskaper, randvillkor, geometrier och laster. Det mekaniska systemet med de lateralt belastade pelarna är ett tredimensionellt problem där skjuvkrafter kan appliceras mot fronten av pelarskivorna och längs sidorna. I denna studie modellerades leran med en ”Drucker-Prager” modell och pelarna med en ”Concrete damage plasticity model” (CPD modell). Skjuvboxen modellerades som mycket styv, d.v.s. den modellerades med randvillkor. Modellen var partitionerad där den övre delen var rörlig och den undre fast. Elementen som användes var 4-nodes tetraedriska element typ C3D4 med längden 0,01 m i pelarna och 0,02 m i leran. Analyserna med pelarskivor utfördes med explicit tidsintegration med Abaqus/Explicit 6.8. Programmet är utvecklat för snabba dynamiska förlopp men kan användas för statistiska analyser om pålastningen sker mycket sakta.

Orsaken att använda en CPD modell var att sprickmönstret vid utförda modellförsök liknar uppsprickning av betong. Precis som för betong är draghållfastheten i pelarna mycket låg i jämförelse med tryckhållfastheten. Uppsprickning reducerar styvheten och modellen beaktar nedbrytningen av hållfasthets- och deformationsegenskaperna. Precis som för betong utsätts pelarna för oåterkalliga plastiska och skadliga deformationer (sprickbildning och krossning) vilket kan simuleras med modellen. Mer information om modellen återfinns i manualen för Abaqus (Abaqus 2008) och i Malm & Ansell (2001) samt Malm (2009).



Figur 4 Spänning-töjning samband från enaxliga tryckförsök på prover från pelarna tillsammans med den använda modellen i de numeriska analyserna.

Materialegenskaperna för leran som användes för simuleringen anpassades utifrån skjuvförsöken på oförstärkt lera, Försök 1 & 2. Materialegenskaperna för pelarna anpassades utifrån enaxliga tryckförsök som utfördes på provkroppar som togs från pelarna. Denna anpassning visas i **Figur 4**. Detaljerad information om materialegenskaperna som användes i analyserna återfinns i Charbit (2009) och i Larsson et al. (2011).

Resultat och diskussion

Denna rapport redovisar ett urval av resultat från modellförsöken och de numeriska analyserna. Skjuvmotståndet är utvärderat som skjuvkraften, enligt **Figur 2** dividerat med arean på skjuvboxen. **Figur 5** redovisar resultaten från skjuvboxförsöken.

Som en intressant jämförelse så beräknas den viktade skjuvhållfastheten τ_f enligt Svensk praxis för ett skjuvbrott såsom (Tk Geo 2009)

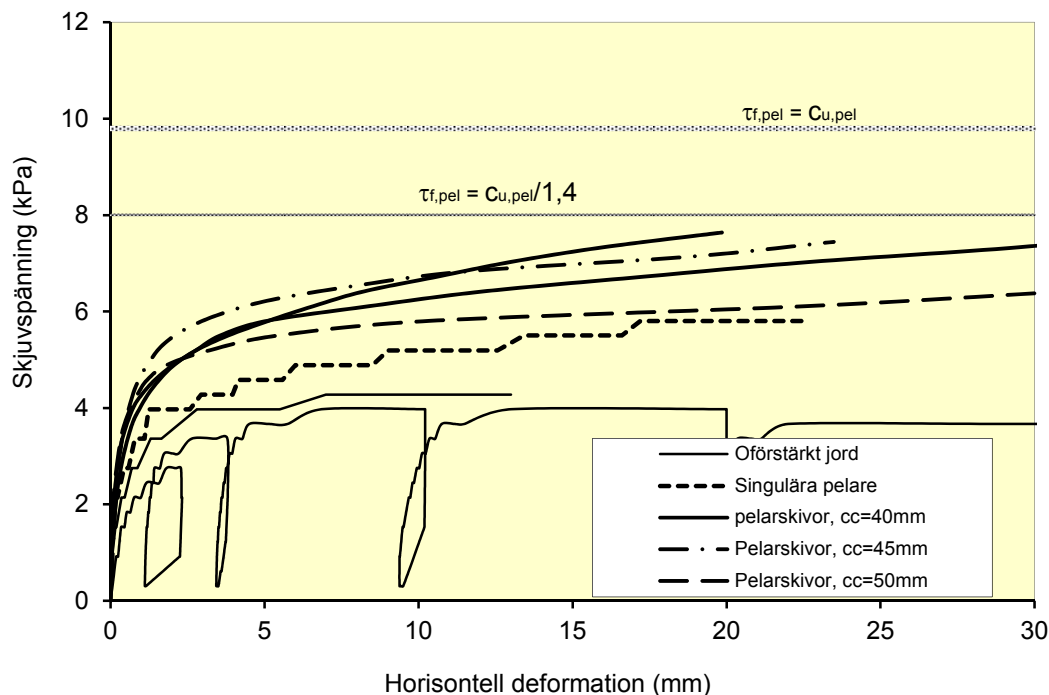
$$\tau_f = a \cdot \tau_{f, pel} + (1 - a) \cdot \tau_{f, jord}$$

där a är täckningsgraden, $\tau_{f, jord}$ är den odränerade skjuvhållfastheten i den oförstärkta jorden och $\tau_{f, pel}$ är den karaktäristiska skjuvhållfastheten i pelarna. Enligt en rekommendation i ett appendix till Tk Geo (2009) så ska den uppmätta skjuvhållfastheten $c_{u, pel}$ i medel i pelare vara lika med $1,4\tau_{f, pel}$. Denna reduktion av den uppmätta skjuvhållfastheten är ny för Tk Geo (2009) och har inte använts i tidigare anvisningar. I föreliggande fall är $\tau_{f, jord}$ utvärderad till ca 4 kPa, $a = 12,5\%$ (utan hänsyn till överlappning mellan pelarna) och den uppmätta tryck-

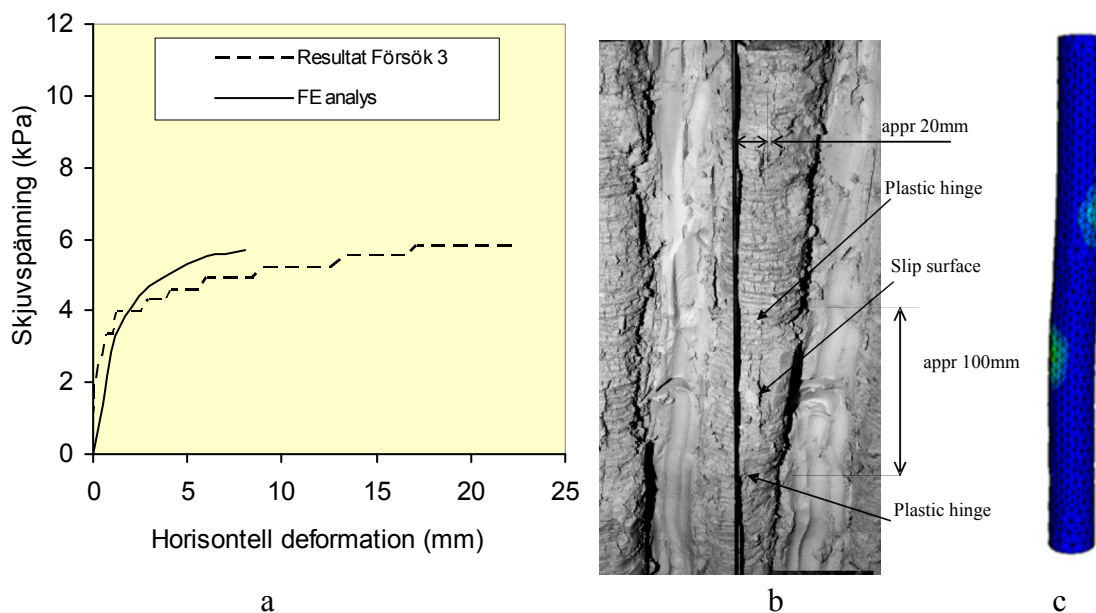
hållfastheten i pelarna är i medeltal 100 kPa. Dessa värden medför att $\tau_f = 8,0$ kPa, att jämföra med resultaten från modellförsöken och den numeriska analysen. Om inte reduktionen görs erhålls $\tau_f = 9,8$ kPa. Dessa värden är inlagda i **Figur 4**. Om man tar hänsyn till att täckningsgraden minskar då pelarna installeras i skivor, d.v.s. a minskar, så erhålls $\tau_f = 7,8$ kPa (för $\tau_{f,pel} = c_{u,pel}/1,4$).

Då man studerar resultaten från skjuvförsöken enligt **Figur 5** kan man se att de singulära pelarna inte bidrar till skjuvmotståndet så mycket som ett skjuvbrott förutsätter. Skjuvmotståndet för pelarskivor då cc-avståndet är 40 mm och 45 mm är i närheten av det skjuvmotstånd som beräknats enligt Tk Geo (2009) om man reducerat den uppmätta skjuvhållfastheten med en faktor 1,4. Om den reduktionen inte görs så överskattas således skjuvmotståndet i pelarna med ca 40%.

Figur 6a visar sambandet skjuvspänning- deformation från skjuvboxförsöket och den numeriska modelleringen av Försök 3, singulära pelare. Även om styvheten är något underskattad i början av försöket är överensstämmelsen god. I **Figur 6b** visas pelare som frilagts efter skjuvförsöket. Figuren visar de plastiska leder som uppstått och att brottmekanismen är ett tydligt böjbrott i pelarna. Också FE analysen visar de plastiska lederna som uppstått på ungefär samma avstånd från varandra som skjuvförsöket. Resultaten visar tydligt att brottmekanismen med böjbrott inträffar under gällande förutsättningen såsom förutspått av Kivelö (1998). En viktig slutsats av försöket och analysen är att kalkcementpelare inte ska installeras som singulära pelare om de belastas lateralt.

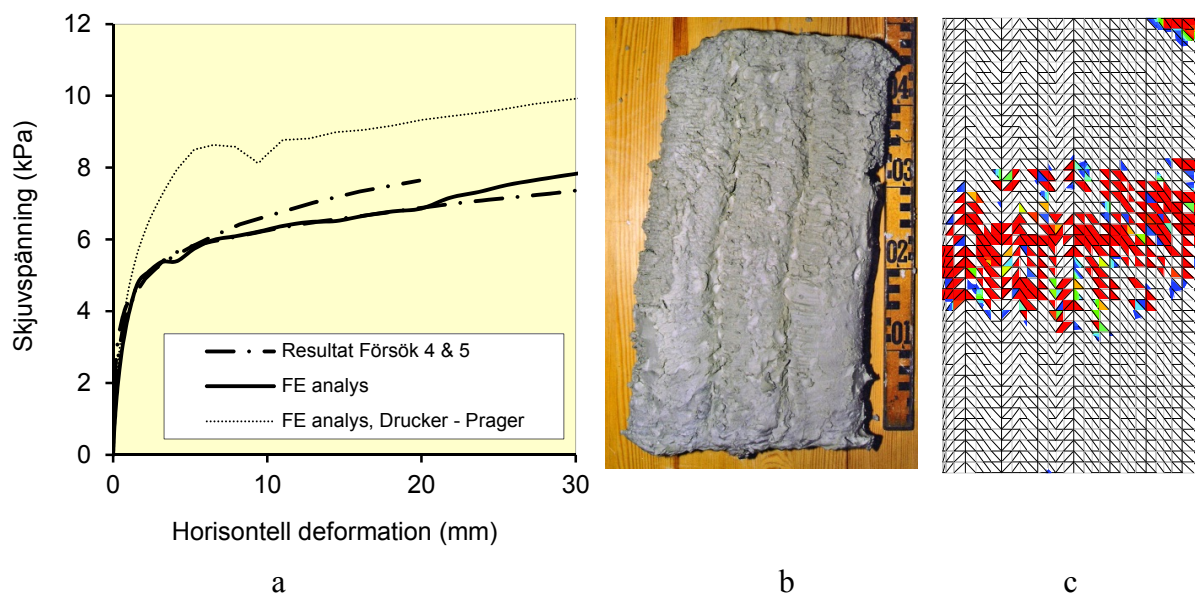


Figur 5. Skjuvspänning – deformationssamband för skjuvboxförsöken.



Figur 6. (a) Spänning-deformationssambandet från skjuvboxförsöket och den numeriska analysen från Försök 3, singulära pelare. (b) Plastiska leder uppkomna i försöket och (c) plastiska leder uppkomna i den numeriska analysen.

I **Figur 7a** presenteras resultaten från skjuvboxförsöken, Försök 4 & 5 där $cc = 40$ mm, tillsammans med resultat från den numeriska analysen. Båda skjuvförsöken gav mycket lika resultat vilket visar på god reproducerbarhet i försöken. Skjuvmotståndet var i storleksordningen 7,5 till 8,0 kPa. Överensstämmelsen med den numeriska analysen är mycket god upp till en horisontell deformation på ca 8 mm (1,6% horisontell deformation) och därefter är överensstämmelsen god. **Figur 7b** visar en frilagd pelarskiva efter Försök 5 och **Figur 7c** visar de uppsruckna delarna vid 30 mm deformation.



Figur 7. (a) Spänning-deformationssambandet från skjuvboxförsöken och den numeriska analysen från Försök 4 & 5, pelarskivor med $cc=40$ mm. (b) Frilagda pelare efter Försök 5. (c) Sprickmönster efter simulering av Försök 4 & 5.

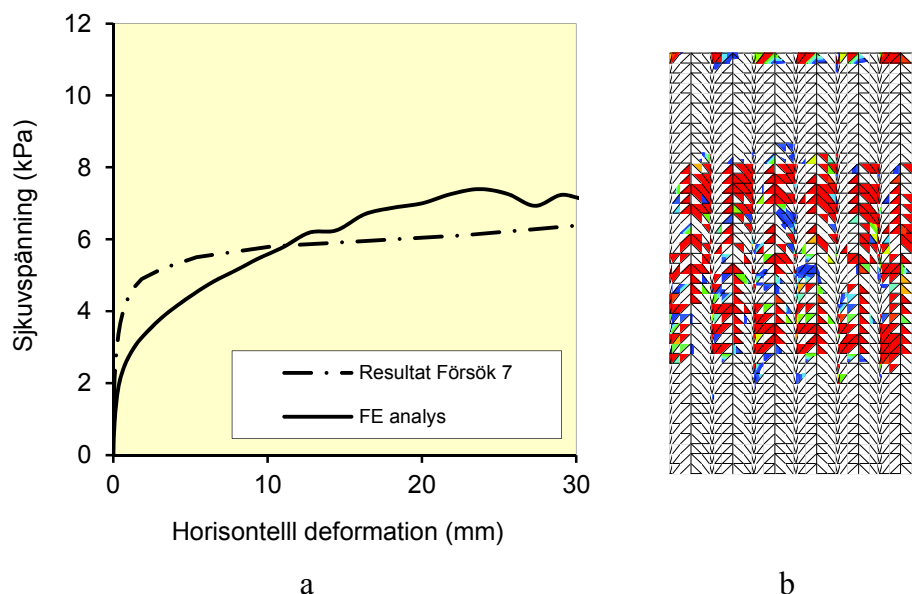
Broms (1999) förslog ett brottförlopp för motsvarande belastningssituation som föreliggande försök. Enligt denna modell så mobiliseras friktionskrafter längs pelarskivans sidor redan vid små deformationer, d.v.s. den lösa jorden mellan skivorna drar i pelarskivans sidor. Enligt denna modell, lite förenklat, så går pelarskivan till brott först med ett vertikalt skjuvbrott i överlappningszonen mellan pelarna i skivan och sedan sker momentbrott i pelarna. Resultaten från föreliggande studie tyder dock på att brottförloppet är mer komplext. Analys av friktionskrafter längs pelarskivorna i den numeriska analysen visade att friktionskrafterna var relativt små och att den dominerande kraften på skivorna var det jordtryck som verkar på den första pelaren i skivan. Rörelserna i den lösa jorden är således progressiva och jorden rör sig inte som en stel kropp. Vidare så propagerade de vertikala skjuvspänningarna i överlappningszonen mellan pelarna upp från glidytan. Vid större rörelse så utvecklades också antydning till plastiska leder men också ett tydligt horisontellt skjuvbrott. Sammanfattningsvis så är brottförloppet relativt komplext och kan inte beskrivas med den enkla modell som Broms (1999) föreslog. Det är dock intressant att studera om den analytiska modell som Kitazume & Maruyama (2007) föreslagit stämmer bättre. Detta har dock inte ingått i denna studie.

Betydelsen av att ansätta en rimlig draghållfasthet som är betydligt lägre än tryckhållfastheten illustreras i **Figur 7a**. I analysen som namngetts ”FE analys, Drucker-Prager” har ett brottkriterium motsvarande ett Mohr-Coulomb brottkriterium med tryckhållfastheten ansatt även på dragsidan använts. Resultatet visar tydligt att ett sådant antagande medför att skjuvmotståndet överskattas. Vid analyser av pelarstabiliseringar är det således viktigt att ansätta rimliga värden på draghållfastheten. Den använda modellen i övriga analyser ”Concrete damage plasticity model”, anses kunna fånga de huvudsakliga brottmekanismerna på ett bra sätt och modellen anses vara ett värdefullt verktyg i fortsatta studier av fullskaliga konstruktioner.

En numerisk analys utfördes också där en försvagad överlappningszon simulerades mellan pelarna i skivorna. Draghållfastheten reducerades till en tredjedel av draghållfastheten i övriga delar i pelarna. Resultatet från denna analys visade att skjuvmotståndet vid stora deformationer var i samma storleksordning men att pelarna separerade redan vid små deformationer p.g.a. den försvagade överlappningszonen. Vid större deformation, ca 15 mm horisontell rörelse, utvecklades plastiska leder vilket visar att pelarnas böjmotstånd överskridits.

I **Figur 8a** presenteras resultaten från skjuvboxförsöken, Försök 7 där $cc = 50$ mm, tillsammans med resultat från den numeriska analysen. I detta försök är pelarna installerade utan överlappning. Skjuvmotstånd – deformationssambandet stämmer inte ihop även om det totala skjuvmotståndet är relativt lika. Resultatet från skjuvboxförsöket liknade resultaten från de andra försöken där pelare installerats med överlappning medan FE analysen mer liknade resultatet från analysen med svag överlappningszon. FE analysen påvisade en betydligt lägre initialstyvhet. Orsaken till denna skillnad i resultaten ligger sannolikt i det faktum att pelarna

kan ha växt samman p.g.a. migration av kalciumjoner som orsakar en hård zon utanför pelarna. Detta fenomen är undersökt och redovisat av Larsson et. al (2009). Den hårdnande zonen var ca 7 mm efter 14 dygn i föreliggande fall och det räcker för att pelarna ska växa samman och orsaka ett styvare beteende. Resultaten visar dock tydligt betydelsen av att pelarna installeras med en överlappning. I FE analysen utvecklades tydligt plastiska leder vilket visas i **Figur 8b**.



Figur 8. (a) Spänning-deformationssambandet från skjuvboxförsöken och den numeriska analysen från Försök 7, pelarskivor med cc=50 mm. (b) Sprickmönster efter simulering av Försök 7.

Slutsatser

De numeriska analyserna visade på god överensstämmelse med resultaten från skjuvboxförsöken både vad gäller skjuvmotstånd-deformationssambandet och den uppkomna sprickbildningen. Analysen och försöket på singularärt installerade pelare visade tydligt att brottmekanismen är ett böjbrott och att pelarna inte bidrar mycket till skjuvmotståndet. Resultatet överensstämmer mycket väl med den brottmekanism som föreslogs av Kivelö (1998). Resultaten visar tydligt att kalkcementpelare inte ska installeras i singularärt mönster då de är placerade i direkt skjuvzon.

Analyserna med varierande överlappningszon mellan pelare i skivorna och simuleringen av en försvagad överlappningszon illustrerar vikten av att pelarna är installerade med överlapp. Pelare installerade i skivor ökade skjuvmotståndet signifikant i jämförelse med pelare installerade singularärt. En försvagad zon mellan pelare i skivorna medför dock att styvheten i skivan reduceras signifikant.

Brottmekanismerna vid lateral belastning var enligt analyserna mycket komplexa med en kombination av skjuvbrott och böjbrott. Resultaten från denna studie tyder på att det inte går att beräkna skjuvmotståndet i pelarskivor på ett så enkelt sätt som Broms (1999) föreslog. Överensstämmelsen mellan modellförsöken och den numeriska simuleringen är dock så bra att en fortsatt studie av brottmekanismerna föreslås och att numeriska modelleringar kan användas för att öka förståelsen för brottmekanismer och för att utveckla en förenklad analytisk modell.

Fortsatt arbete

Utveckling av en förenklad beräkningsmodell för kalkcementpelare installerad i skivor. Pilotprojektets lyckade resultat visar att den numeriska modelleringen kan stödja en sådan utveckling av ett analytiskt beräkningsverktyg.

Simulering av ytterligare utförda modellförsök där andra konfigurationer av pelare testats, bla pelarbågar och armerad pelarskiva. Sådana simuleringar kan leda till en positiv utveckling av metoden där pelare kan utnyttjas bättre och på så sätt reducera kostnader i projekt.

Simulering av verkliga konstruktioner med jämförelser med dagens beräkningspraxis och med en utvecklad förenklad analytisk beräkningsmodell.

Referenser (markerade med * är ett direkt resultat av denna studie)

Abaqus 6.8. Theory Manual, online manual, Simulia Providence, RI; 2008, 1176 pp.

Adams, T., Filz, G.M., Navin, M.P. 2009. Stability of embankments and levees on deep-mixed foundations. *Proc. of the Int. Symp. on Deep Mixing and Admixture Stabilization*, Okinawa, Paper DI-1, 6 p.

* Charbit, B. 2009. *Numerical analysis of laterally loaded lime/cement columns*. Master Thesis 09/05, Div. Soil- and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology, Stockholm.

* Charbit, B. 2010. Numerical analysis of laterally loaded lime/cement columns. *Proc. 20th European Young Geotechnical Engineers Conference*, Brno.

Broms, B.B. 1999a. Keynote lecture: Design of lime, lime/cement and cement columns. *Proc. Int. Conf. on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization*. Stockholm, pp. 125-153.

Broms, B.B. 1999b. Progressive failure of lime, lime/cement and cement columns. *Proc. Int. Conf. on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization*. Stockholm, pp. 177-184.

Larsson, S. 1999. Shear box apparatus for modelling chemical stabilised soil – introductory tests. *Proc. Int. Conf. on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization*. Stockholm, pp. 115-121.

Larsson S., Broms, B.B. 2000. Shear box model tests with lime/cement columns - some observations of failure mechanisms. *Proc. GeoEng 2000*, CD, 6 p.

Karastanev, D., Kitazume, M., Miyajima, S., Ikeda, T.. 1997. Bearing capacity of shallow foundation on column type DMM improved soil. *Proc. 14th ICSMFE*, Vol. 3, pp. 1621-1624.

Kitazume, M., Maruyama, K. 2006. External stability of group column type deep mixing improved ground under embankment loading. *Soils and Foundations*, Vol. 46, No. 3, pp. 323-340.

Kitazume, M., Maruyama, K. 2007. Internal Stability of Group Column Type Deep Mixing Improved Ground under Embankment Loading. *Soils and Foundations*, Vol. 47, No. 3, pp. 437-455.

Kitazume, M., Okano, K., S. 2000. Centrifuge model tests on failure envelope of column type DMM improved ground. *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 4, pp. 43-55.

* Larsson, S., Charbit, B., Malm, R and Ansell, A. 2011. Finite element modelling of laterally loaded lime-cement columns using a damage plasticity model. To be submitted.

Larsson, S., Rothhämel, M., Jacks, G. 2009. A laboratory study on strength loss in kaolin surrounding lime-cement columns. *Applied Clay Science*, Vol. 44, No. 1-2, pp. 116-126.

Malm, R. 2009. *Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method*. Bulletin 97, Department of Civil and Architectural Engineering, KTH, Stockholm, 43 pp.

Malm, R, Ansell, A. 2011. Cracking of a Concrete Buttress Dam Due to Seasonal Temperature Variation. *ACI Structural Journal*, Vol. 108, No. 1, pp. 13-22.

TK Geo. 2009. *Teknisk beskrivning som anger Vägverkets och Banverkets krav och råd vid nybyggnad och förbättring av geokonstruktioner*. Trafikverket Publikation 2009:46, Borlänge.