

**FÄLT och LABORATORIEFÖRSÖK av LATERAL BELASTADE
SKIVOR av K/C PELARE**

Razvan Ignat

Stockholm, 2015

INLEDNING

Ett ökande behov av infrastruktur i områden med dåliga markförhållanden har medfört ökat intresse för nya metoder och nya appliceringar av befintliga metoder i avsikt att erbjuda säkra och kostnadseffektiva konstruktioner. En metod som internationellt har använts med goda resultat för djupa schakter i områden där lösa lerlager med stor mäktighet förekommer är jordförstärkning genom djupstabilisering med pelare (oftast cement) i passiv zonen av olika typer av stödkonstruktioner, Tanaka (1993), O'Rourke et al. (1997b), O'Rourke and McGinn (2006), Ou et al. (2008). Detta har visat sig att signifikant minska schakt inducerade deformationer bakom stödkonstruktionen, minska resulterande krafter i stödkonstruktionen samt öka säkerheten mot bottenuppträckning. Även om denna metod har använts med goda resultat internationellt, finns det väldigt få dokumenterade fall i Sverige där metoden använts. På grund av osäkerhet relaterad till materialbeteende och brottmekanismer för kalk-cement pelare som utsätts för lateralt och drag belastning, en väsentlig reduktion av hållfastheten tillämpas för pelare installerade i skjuv- och passiv zon i enlighet med den nuvarande dimensioneringspraxisen, vilket medför att effekten av förstärkning i skjuv och passiv zon blir mycket begränsad.

För att öka metodens tillämpningsområde till att innefatta konstruktioner där kalk-cement pelare är lateral belastade såsom djupa schakter, permanenta slänter där jordförstärkning utförs i skjuv- och passivzon, och höga bankar, en tillförlitlig dimensioneringsmodell för lateralt belastade pelare behöver utvecklas och implementeras.

FORSKNINGSMÅL

Målet med denna forskning projekt är att öka kunskapen och förståelsen kring kalk-cement pelares beteende och verknings sätt i passiv och direkt skjuvzon. I denna studie presenteras resultat av laboratorieförsök utförda med fokus på undersökning av hållfasthet och styvhetsegenskaper av laboratoriestabiliserade prover samt resultat av ett fältförsök (fullskalleförsök) där två stämpade spontkonstruktioner förstärkta med överlappande skivor av kalk-cement pelare först schaktades och sedan belastades till en brottmekanism erhålls i konstruktionerna.

Som en del av förberedelserna inför fullskalleförsöket har finita elementanalyser av ett hypotetiskt fall utförts med fokus på hur väl en 2D-modell kan återspegla det komplexa tredimensionella systemet av en spontkonstruktion förstärkt med överlappande skivor av kalk-cement pelare med hänsyn till uppkommande krafter och deformationer i spontkonstruktionen, spänningsfördelning i den förstärkta jorden, brottmekanismer och belastning vid brott.

För att åstadkomma detta har följande mål fastställts för denna forskningsstudie:

- Genomföra laboratorieförsök på kalk-cement stabiliserade provkroppar med syfte att öka kunskapen och förståelsen för materialbeteendet under tryck och dragbelastning.
- Genom numeriska analyser, förutspå ett förväntat beteende för en stödkonstruktion förstärkt med överlappande skivor av kalk-cement pelare installerade i passiv zon där först schakt och sedan belastning till brott utförs, se Ignat et al. (2015b).
- Genomföra och dokumentera två fullskalleförsök där en spontkonstruktion I samverkan med överlappande skivor av kalk-cement pelare installerade i passiv zon först schaktas och sedan belastas till en brottmekanism erhålls i konstruktionen.
- Genom laboratorieförsök bestämma materialegenskaper för leran vid platsen för fullskaletesten för olika belastningssituationer i syfte att, i nästa del av forskningsprojektet, utföra avancerade numeriska analyser av genomförda fältförsök.

PROVOMRÅDE

Två separata fullskalleförsök utfördes på en fältområde belägen ca 70 km nordväst om Stockholm, i närheten av Enköping. Området är ett oexploaterat markområde med en yta om ca 100x200 m belägen ca 100-120 m norr om Enköpingsån. Området delas av två diken, ca 1.5 m bredda och 0.5 m djupa som genomkorsar området. Området är relativt plan med en marknivå som varierar mellan +5.9 och +6.2 m.

Varje fullskalleförsök utfördes inom ett testområde med dimensioner om ca 20x30m, belägna inom områdets södra del, där jorden bestod av lera med störst mäktighet. Närmast markytan består jorden av 1.2-1.5 m torrskorpelera som överlagrar en mycket lös postglacial lera ovan friktionsjord av silt/sand och morän närmast berg. Den lösa lerans mäktighet varierar mellan 7-9 m och ökar i riktning mot ån belägen söder om området. Lerans översta 2 m klassas som gyttjig och fläckar/skikt av sulfid lera förekommer till 5 m djup. Från 6-7 m djup är leran varvig med horisontella tunna skikt av silt/sand. Lerans odränerade skjuvhållfasthet utvärderad från vingförsök uppgår till 9-13 kPa till 5 m djup och ökar därunder med ca 1 kPa/m. Leran är normal- eller svagt överkonsoliderad och överkonsolideringsgraden, OCR, minskar med djupet från ca 1.5 till ca 1.2. Friktionsjordens mäktighet varierar mellan 3-7 m och bergnivån är belägen 14-22 m under befintlig markyta.

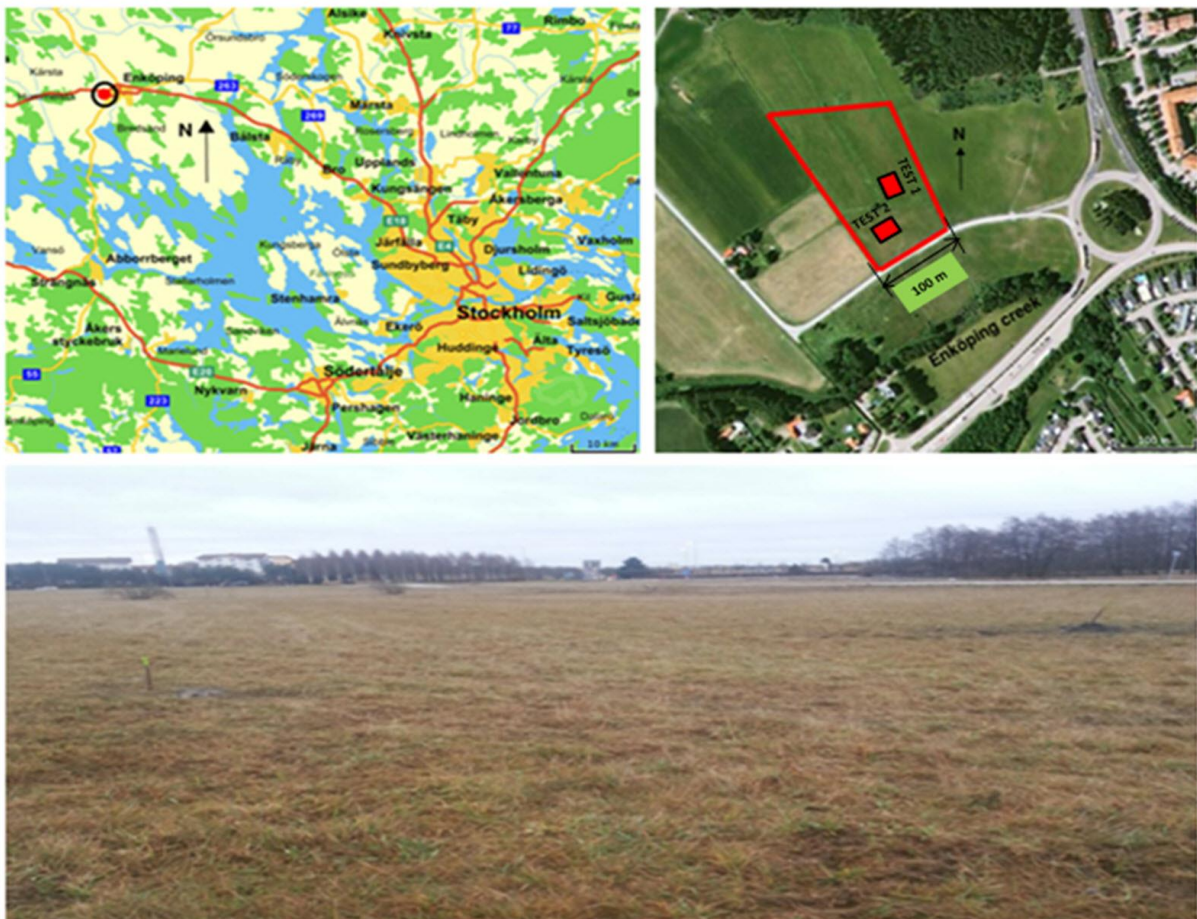


Fig. 1: Lokalisering av provområde

LABORATORIEFÖRSÖK

Endast utvalda resultat presenteras här. För en utförlig beskrivning och kompletta resultat se Ignat (2015a).

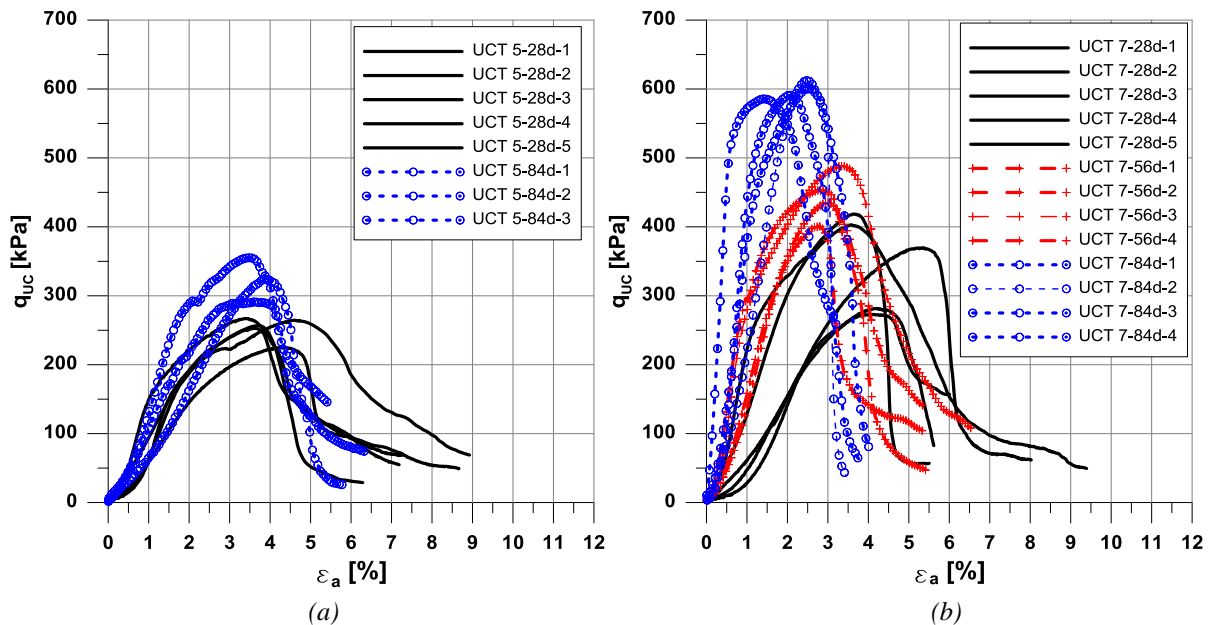
Enaxliga Tryckförsök

I Sverige är Enaxliga tryckförsök standardmetoden som används för att utvärdera hållfasthets och styvhetsegenskaper för laboriestabiliserad jord. För att utvärdera hållfasthetstillväxten med tiden, utförs provning vanligtvis vid tre olika tidsintervall, där 14, 28 och 90 dagar efter blandning är standard, Larsson (2006), men andra tidskonfigurationer används också. I denna studie utfördes enaxliga tryckförsök 28, 56 och 84 dagar efter blandning. Testerna genomfördes vid en töjningshastighet av 1 mm/min tills antingen brott eller en axiell töjning lika med 10 % uppnåddes.

Resultat av utförda enaxliga tryckförsök presenteras i Tabell 1 och Fig. 2.

Tabell 1: Resultat av utförda enaxliga tryckförsök på prover från 5 och 7 m djup

Depth [m]	Curing time [days]	Mean Unconfined Compressive Strength, q_u , [kPa]	Mean Secant Young's Modulus, E_{50} , [MPa]	E_{50}/q_u	Mean Axial Strain at failure, ϵ_a , [%]
5	28	253	13.5	53	3.9
5	84	323	14.7	46	3.6
7	28	349	15.3	44	4.2
7	56	445	29.8	67	3.0
7	84	598	55.1	92	2.1



Figur 2: Enaxlig tryckhållfasthet versus axiell töjning för laboratorieprover härdade 28, 56 and 84 dagar:

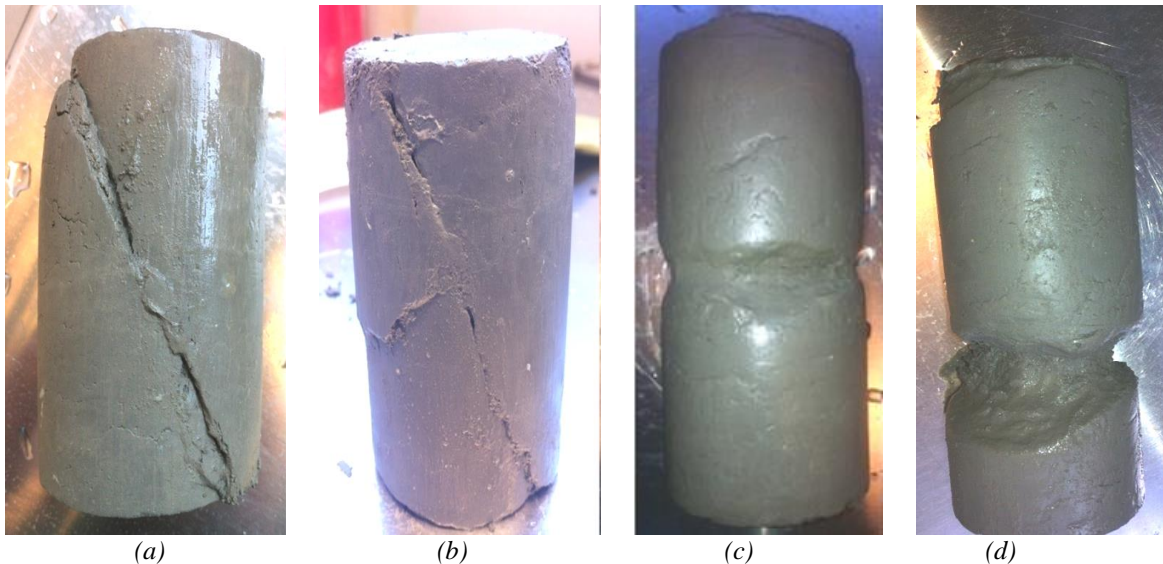
(a) 5 m djup

(b) 7 m djup

Triaxialförsök

För att undersöka materialets hållfasthet och styvhetsegenskaper för förhållanden mer lik in situ förhållanden, två serier av isotrop konsoliderade odränerad aktiva, CIUC och isotrop konsoliderade odränerad passiva triaxial försök, CIUE, utfördes på laboratorieinblandade prover, 28-30 dagar efter inblandning. På samma sätt som för enaxliga tryckförsöken, en serie försök utfördes med prover framställda med lera från 5 m djup medan en andra serie försök genomfördes med prover framställda med lera från 7 m djup. Härdningstid före testning valdes så att det sammanfaller med den tidpunkt vid vilken kalk-cementpelarna i fullskaleförsöket kommer att belastas till brott.

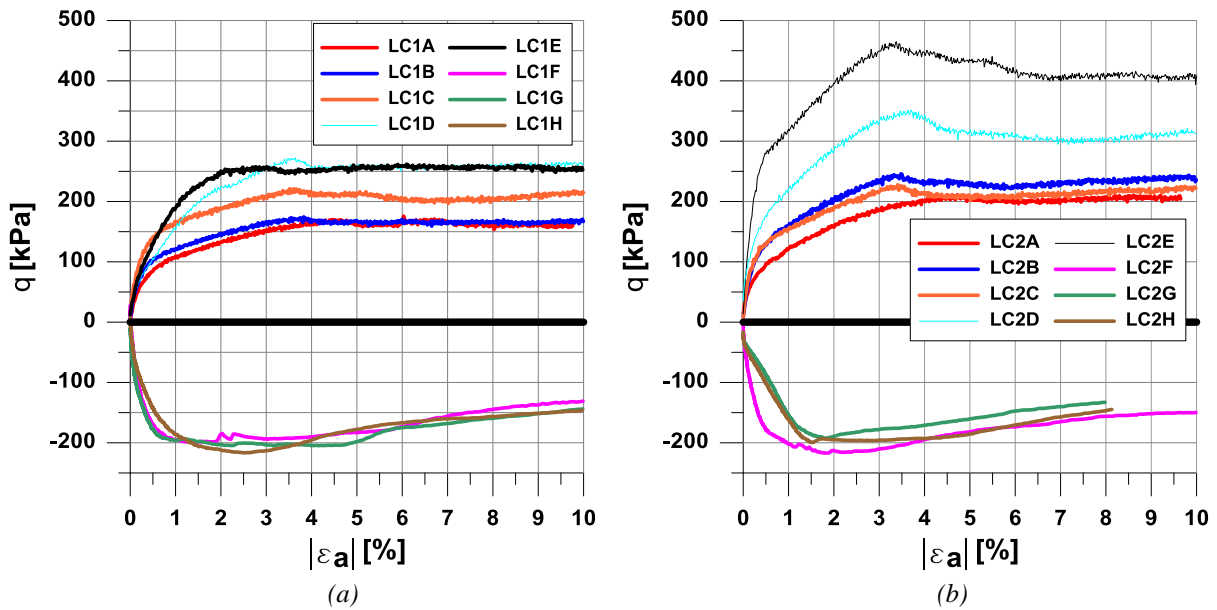
Olika brottmekanismer erhöles för CIUC och CIUE försöken och detta illustreras i Fig. 3. För CIUC försöken ett skjuvbrott var den generella brottmekanismen för prover från både 5 och 7 m djup. Alla CIUE försök resulterade i ett dragbrott där brottet uppstod i en horisontellt plan vinkelrätt mot provets längd. Alltjämnt samma brott erhöles i alla prover, läge för brotten varierade mellan varje prov, vilket indikerar att för dragbelastning brott sker längs svaghetszoner i provet vars läge beror av kvalitet och homogenitet hos varje aktuell prov.



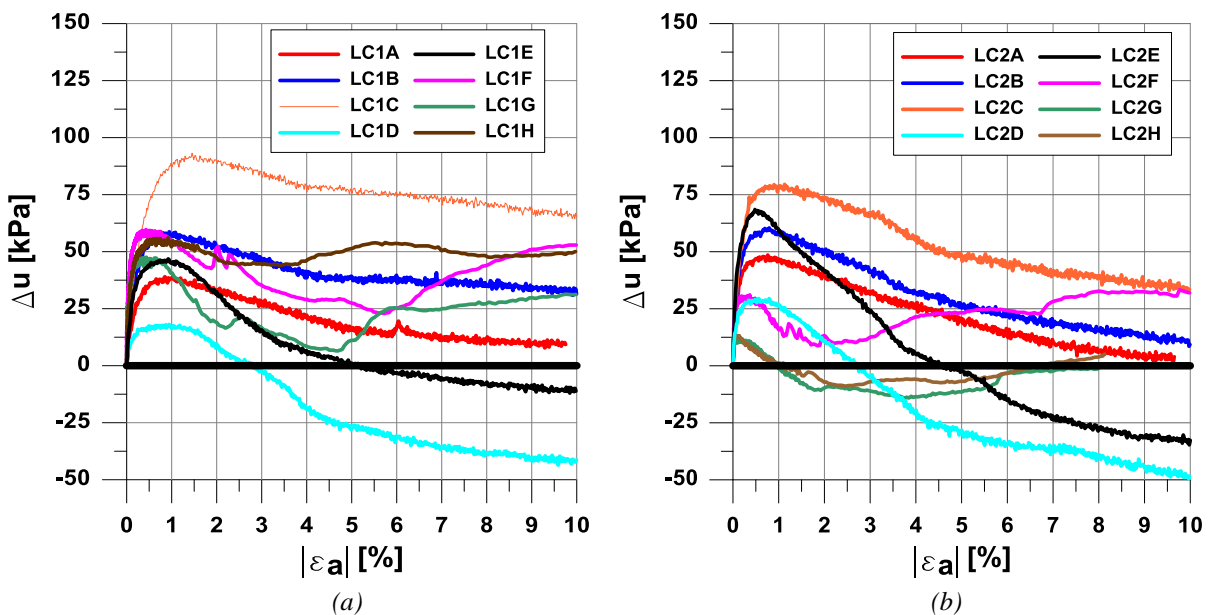
Figur 3: Bilder av brottmekanismer efter triaxialförsök på stabiliserade prover

- (a) Skjuvbrott under aktiv test; prov från 5 m djup
- (b) Skjuvbrott under aktiv test; prov från 7 m djup
- (c) Dragbrott under passiv test; prov från 5 m djup
- (d) Dragbrott under passiv test; prov från 7 m djup

Spännings-töjnings sambandet samt portrycksförändringen mot axial töjningen för både aktiva och passiva testerna presenteras i Fig. 4 och 5.



Figur 4: Resultat av CIUC and CIUE tester; deviator spänning versus axial töjning
 (a) 5 m djup
 (b) 7 m djup



Figur 5: Resultat av CIUC and CIUE tester; portrycksförändring versus axial töjning.
 (a) 5 m djup
 (b) 7 m djup

Den generella beteende för alla utförda försök visar att den stabiliserade jorden beter sig som en överkonsoliderat material där positiv portrycksförändringar genereras vid starten av skjuvningen, följt av, innan den maximala deviatorspänningen uppnås, av en minskning i portrycket. I CIUC försöken som utfördes vid olika konsolideringsspänningar visar resultaten att det finns ett tydligt samband mellan portrycksförändringen och konsolideringsspänningen, där högre portryck genereras i början av testet för prov konsoliderade för en högre konsolideringsspänning. I prover med högre hållfasthet konsoliderade vid låga konsolideringsspänningar negativa portryck utvecklas på grund av dilatation före brott vilket indikerar att dessa prover är starkt överkonsoliderade.

FULLSKALLEFÖRSÖK

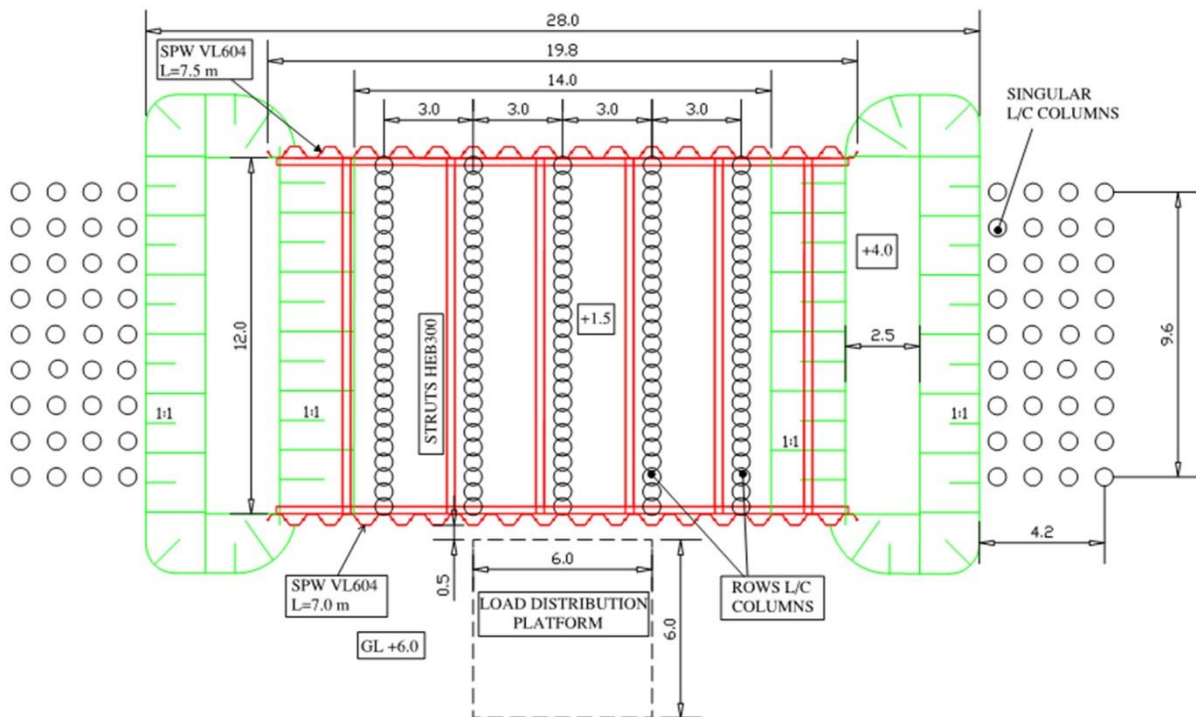
Endast en översiktlig beskrivning av utförda fältförsök och utvalda resultat presenteras här. För en utförlig beskrivning och kompletta resultat se Ignat (2015a).

Test Set Up

Den geometriska layouten valdes identisk för båda försöken med undantag av centrumavstånden mellan pelarskivorna. För den första testen; Test 1, valdes avståndet mellan pelarskivorna till 3.0 m respektive 1.5 m i den andra testen, Test 2. Avståndet mellan test områdena uppgick till 40 m.

Den geometriska layouten för Test 1 presenteras i Fig. 6. I varje testområde installerades två parallella sponter med en krönlängd om ca 20 m med ett avstånd mellan spontväggarna om 12 m. Sponten installerades till en djup av 7 m under befintlig mark yta och längden valdes så att ett stabilitetsbrott ska vara den förväntade brottmekanismen. Spontkonstruktionen stämpades 1 m under befintlig markyta med stålbalkar, HEB 300, och c/c 3-3.5 m. Avschaktning utfördes till en djup om 4.5 m innan stegvis belastning påfördes bakom sponten.

Installation av kalk-cement pelarna utfördes genom den torra metoden och bindemedel, 120 kg/m^3 , bestod av 50 % kalk, QL 0-0.1 KÖ, och 50 % Portland cement, CEM II/A-LL 42.5 R. För Test 1, 5 skivor av överlappande pelare installerades, c/c=3.0 m, medan 9 skivor av överlappande pelare, c/c=1.5 m, installerades för Test 2. Varje skiva bestod av 24 pelare med en diameter om 0.6 m och centrumavstånd mellan pelarna lika med 0.5 m. Pelarna installerades till fast botten, 0.2-0.3 m i friktionsjorden under leran.



Figur 6: Plan över geometrisk layout för Test 1

Testförfarande

Det generella arbetssättet valdes identiska för båda testerna och beskrivs nedan:

1. Avschaktning till ett djup av 2.0 m under befintlig markyta
2. Installation av hammarband och stamp på en nivå 1.0 m under befintlig markyta
3. Avschaktning till ett djup av 4.0 m under befintlig markyta
4. Slutlig avschaktning till ett djup om 4.5 m under befintlig markyta med undantag av en yta inom 0.5 m från installerade mätinstrument
5. Konstruktion av lastdistributionsplattform, 6x6 m, och uppställning av lastcontainer
6. Stegvis belastning, grusmaterial påförs i lastcontainrarna tills en brottmekanism erhålls

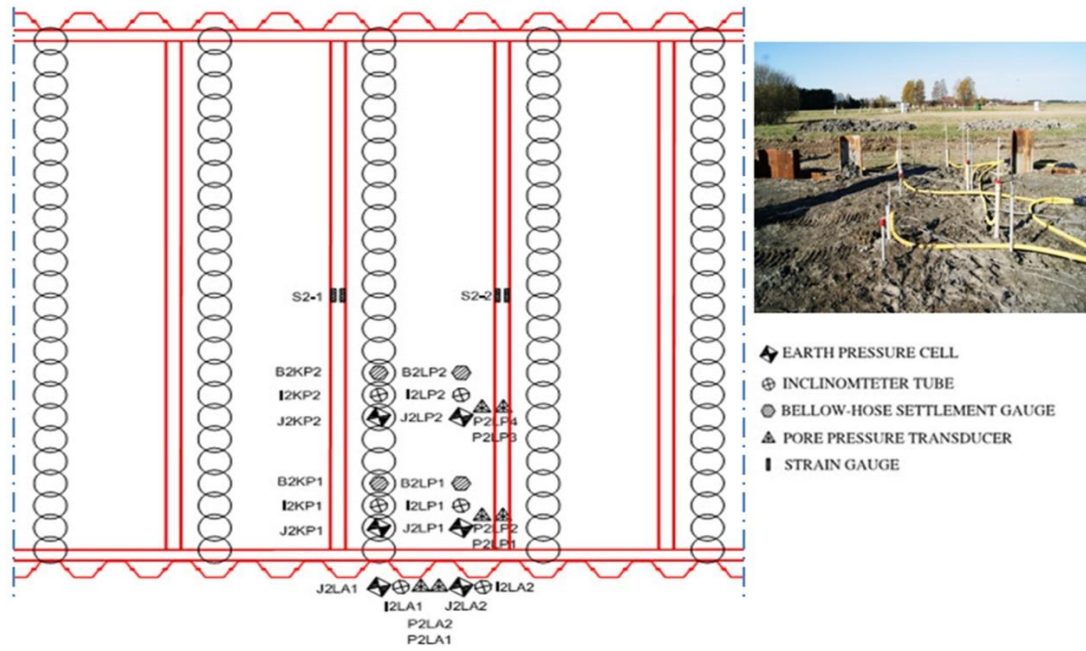
Instrumentering

Totalt 6 inklinometrar installerades i varje testområde, två av dem på aktiv sidan om sponten och fyra på passiv sidan. Två av inklinometrarna på den passiva sidan installerades i centrum av kalk-cement pelarna medan de återstående två inklinometrarna installerades i leran mellan skivorna på ett avstånd av 1.5 och 4.0 m från spontens centrumlinje. På aktiv sidan installerades inklinometrarna 0.5 m från mittlinjen av sponten och placerades framför den instrumenterade pelarskivan och mellan pelarskivorna.

Sex jordtrycksceller med integrerad mätning av portryck installerades i varje testområde. Placering i plan valdes lik den för inklinometrarna, med två celler monterade i kalk-cement pelarna. Alla jordtryckscellerna på passiv sidan installerades på ett djup av 5.5 m som är mellan den planerade schaktbotten och spontens underkant. Jordtryckscellerna på aktiv sidan av sponten installerades på ett djup av 5.5 och 6.5 m. Ytterligare portrycksmätningar utfördes genom portrycksgivare utrustade med BAT MKIII filterspetsar installerade i leran både i aktiv och passiv zon av sponten.

Schakt och last inducerade vertikala deformationer i mark/pelare på passiv sidan av sponten, mättes genom fyra bälgslangar installerade i varje testområde. Två av instrumenten installerades i centrum av pelare och två i leran mellan skivorna på ett avstånd av 2.0 respektive 4.5 m från centrum spont. Stämpkrafter mättes i två av stämpan framför belastning i varje test. Varje stämp var instrumenterad med fyra trådtöjningsgivare fastsvetsade på stämpan. Påförd belastning på aktiv sidan av sponten mättes genom åtta lastceller.

Alla mätningar, med undantag av vertikala deformationer mätningar, samlades automatiskt genom anslutning av mätinstrument till GSM-dataloggrar, vilket möjliggjorde både lagring av data och trådlöst överföring till en server för nära realtid visning.



Figur 7: Instrumenteringsplan och foto av utförd instrumentering för Test 1

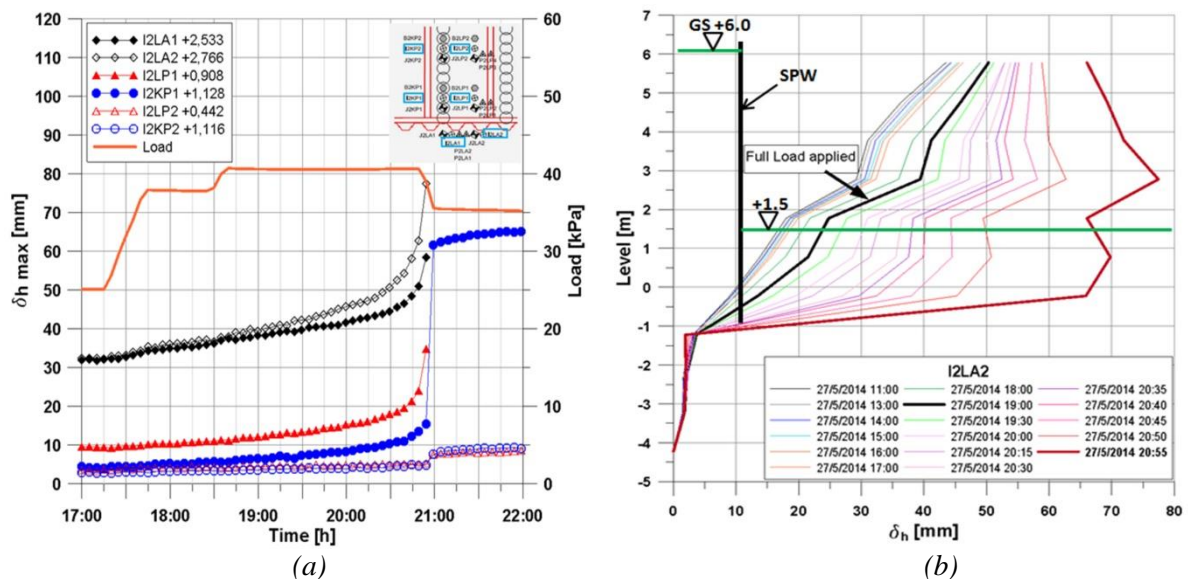
Utvalda resultat

Några utvalda resultat från Test 1 presenteras och diskuteras här. Lastning av Test 1 genomfördes i fem laststeg, från omkring 12:00, och ett misslyckande av strukturen inträffade vid 20:55, ca 2 timmar och 15 minuter efter den senaste lasten steget applicerades, se fig. 8.



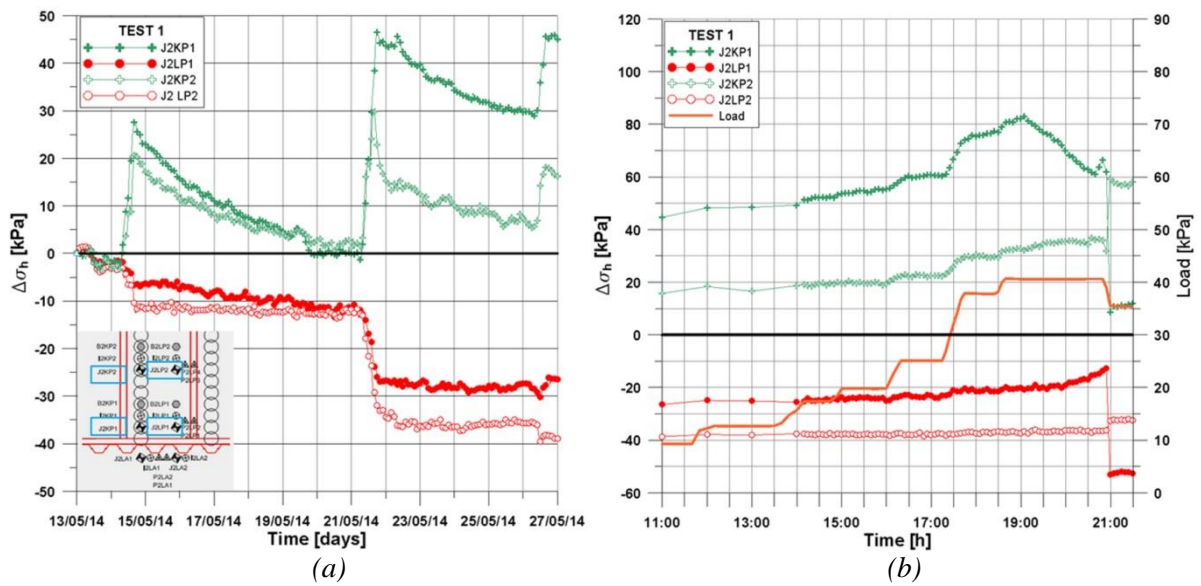
Figur 8: Belastning och brott för Test 1

Avläsningar från inklinometrarna installerade i aktiv zon (I2LA1 och I2LA2), och i passiv zonen 1.5 m från spont (I2LP1 och I2KP1) visade att de horisontella förskjutningarna, δ_h , börjar öka linjärt strax efter belastningssteg 4 applicerades vid 17:20 och fortsatt fram till omkring 20:30, se fig. 9. Precis före brott erhålls, δ_h började accelerera både i aktiv zon och i inklinometrar installerade i passiv zon 1.5 m från spont. Inklinometrarna installerade i passiv zon, 4.0 m från spont (I2LP2 och I2KP2) visade att δ_h , förblev konstant tills brott inträffade vid 20:55. Resultaten indikerar att ett sprött brott med ett mycket snabb förlopp (mindre än 15 minuter) och små deformationer innan brott uppstod. Brottmekanismen var en rotationsstabilitet brott av sponten, vilket resulterar i stora vertikala förskjutningar både på schaktbotten (upplyft) och på markytan på den aktiv sida av sponten (sättningar), se fig. 8. Glidyten som utvecklades vid brott hade en utgångspunkt ca 6 m bakom sponten, strax bakom den pålagda belastningen på aktiv sida, och tån på glidyten låg ca 3-3.5 m från sponten på passiv sida. Den största lutningsförändringen i inklinometrarna i aktiv zon mättes mellan de två givarna närmast spont underkant vilket indikerar att glidyten inträffade strax under underkant spont.



Figur 9: (a) Test 1: Maximal horisontell förskjutning och last vid brott
(b) Test 1: Last inducerad horisontell förskjutning i aktiv zon (0.5 m från spont)

Jordtryckförändringen i pelare och leran mellan skivorna under avschaktning och belastning presenteras i Fig. 10. Under schakt steget erhålls det en stor spänningsökning i pelarna medan de horisontella spänningarna i leran minskar. Spänningsökningen är större i pelarna närmast spont medan spänningsminskningen i leran är större på 3.0 m avstånd än 1.0 m avstånd från sponten. Resultaten visar att överföringen av den schaktinducerade lastökningen sker huvudsakligen till pelarskivorna, även vid ett centrumavstånd så stor som 3.0 m mellan pelarskivorna. Under lastskedet skedde största spänningsökningen som förväntat i pelare närmast sponten. Omkring 19:00, ca 20 minuter efter den sista belastningscykel anbringas, började den horisontella spänningen i pelaren 1.0 m från spont sjunka vilket indikerar begynnande plasticering av pelarna. En accelererande ökning av horisontell spänningen i leran 1.0 m från sponten kan observeras från ca 20:00 och till brott inträffade, vilket tyder på en belastningsöverföring till leran på grund av plasticering i kalk-cement pelarna.



Figur 10: (a) Test1: Jordtrycksförändring under schaktskede
(b) Test 1: Jordtrycksförändring under belastningsskede

SLUSATSER

De viktigaste upptäckterna och slutsatser från denna studie är:

- Beteendet hos dragbelastad kalk-cement stabiliserad lera är mycket lik den för ett överkonsoliderat material.
- Materialbrott under dragbelastning sker i lokala svaga zoner, d.v.s. materialets hållfasthet bestäms av den svagaste länken.
- Fält försök visar att kalk-cement pelarstabilisering utförd som överlappande skivor i passiv zon av en spontkonstruktion signifikant ökar konstruktionens kapacitet mot brott och minskar schakt och last inducerade deformationer i jorden både inom aktiv och passiv sida om sponten.
- Schakt och last inducerade tillskottsspänningar överförs till största del till pelarskivorna som fungerar som stämp under schaktbotten.
- En minskat centrum avstånd mellan pelarskivorna ökar samverkan mellan den stabiliserade jorden och leran mellan skivorna.
- För fallet men ett centrumavstånd av 3.0 m mellan pelarskivorna skedde brottet endast i leran mellan skivorna och resulterade i ett mycket spröd brott förlopp.

REFERENCER

- Ignat R., 2015a. Field and Laboratory Tests of laterally Loaded Rows of Lime.Cement Columns. Licentiate thesis, Stockholm: KTH Royale Institute of Technology
- Ignat R., Baker S., Larsson S., Liedberg S., 2015b. Two- and three-dimensional analyses of excavation support with rows of dry deep mixing columns. *Computers and Geotechnics*, 66, 16-30. DOI.org/10.1016/j.compgeo.2015.01.011
- Larsson R., 2006. Deep Mixing – Guidelines, Report 17, Swedish Deep Stabilization Research Centre, Linköping. (In Swedish)
- O'Rourke T.D., O'Donnell C.J., 1997. Field behavior of excavation stabilized by deep soil mixing. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*; Vol.123(6); p.516-524.
- O'Rourke T.D., McGinn A.J., 2006. Lessons learned for ground movements and soil stabilization from the Boston central artery, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*; Vol.131; p. 966-989.
- Ou C.Y., Teng F.C., Wang I.W., 2008. Analysis and design of partial ground improvement in deep excavations. *Computers and Geotechnics*; Vol. 35(4); p.576-584.
- Tanaka H., 1993. Behaviour of braced excavations stabilized by deep mixing method. *Soils and Foundations*; Vol. 33(2):105-115.