



Svensk Djupstabilisering
Swedish Deep Stabilization Research Centre

Rapport 15

Provbankar

Riksväg 45/Nordlänken

Bankar på kalkcementpelarförstärkt jord
– Beräkningsmodell för sättningar

Claes Alén

Göran Sällfors

Per-Evert Bengtsson

Sadek Baker

Svensk Djupstabilisering

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

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

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

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

Swedish Deep Stabilization Research Centre

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

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

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

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



Svensk Djupstabilisering
Swedish Deep Stabilization Research Centre

Rapport 15

Provbankar

Riksväg 45/Nordlänken

Bankar på kalkcementpelarförstärkt jord
– Beräkningsmodell för sättningar

Claes Alén
Göran Sällfors
Per-Evert Bengtsson
Sadek Baker

Förord

Svensk Djupstabiliserings (SD) verksamhet, som baseras på en FoU-plan med fem delområden, genomförs bl a som projekt i anslutning till infrastrukturprojekt. Denna rapport redovisar ett sådant projekt inom delområdet "Förstärkningars funktionssätt". Projektet syftar till att ta fram en förbättrad beräkningsmodell för beräkningar av sättningar hos kalk-cementpelarförstärkta bankar.

Linköping i juni 2006

Göran Holm
Projektledare för SD

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
ISRN

I 402-2036
SD-R--06/15--SE

Förord

Forskningsprojektet Provbankar Riksväg 45/Nordlänken är ett samarbetsprojekt mellan avdelning GEO, Chalmers och Statens geotekniska institut. Syftet har varit att utveckla och pröva en förbättrad beräkningsmodell för sättningsberäkningar av kalkcementpelarförstärkta bankar. Projektet har finansierats av Banverket, Vägverket och Svensk Djupstabilisering samt av ovan nämnda forskningsutförare. Föreliggande rapport utgör slutrapportering av projektet. Provbankarna, vilka utnyttjats i utvecklingsarbetet med beräkningsmodellen är utförda som ett delprojekt i upprättandet av arbetsplan för riksväg 45 och järnvägsplan för Norge/Vänerbanan. Det här redovisade projektet utgör alltså endast ett delprojekt i ett större projekterings- och utvecklingsarbete. För de olika delprojekten bildades en sammansatt arbetsgrupp bestående av Jan Ekström, Vägverket, Anders Hallingberg, Banverket, Torbjörn Edstam, WSP, Göran Sällfors, Chalmers, Claes Alén, Chalmers (SGI under stor del av projekttiden), Sadek Baker, Skanska (Chalmers under projekttiden) samt Per-Evert Bengtsson, SGI. Victoria Svahn, SGI & Chalmers har ersatt Sadek Baker i arbetsgruppen efter att denne övergått till Skanska. Till utvecklingsprojektet knöts en referensgrupp i vilka förutom medlemmarna i arbetsgruppen även Lovisa Moritz, Vägverket, Magnus Karlsson, Banverket och Göran Holm, SD, ingått.

Projektet har tidigare redovisats i:

- Delrapport 1: Redovisning av instrumentering och geometri, samt sammanställning av resultat från mätningarna under första upplastningen för respektive provbank tom april 2003, daterad 2003-05-21.
- Rapport verksamhetsåret 2003: Redovisning av avslutande mätningar för första upplastningen. Kompletterande instrumentering inför andra upplastningen, samt inledande mätningar för denna.
- Tre stycken artiklar till konferensen Deep Mixing '05 i Stockholm, maj 2005:
 - Test Embankments on Lime/Cement Stabilized Clay.
 - Deformation properties of lime/cement columns. Evaluation from in-situ full scale stabilised clay.
 - Lime/Cement Column Stabilised Soil - A new model for Settlement Calculation.

Projektet har även redovisats fortlöpande till ovan nämnda arbets- resp. referensgrupp. Delar av projektet har även beskrivits i två examensarbeten vid avdelning GEO på Chalmers:

- Sättningar hos kalk/cement pelarförstärkt lera, Razvav Ignat, Examensarbete 2002:2. Avser första upplastningen.
- Sättningar i kalk-cementpelarförstärkt jord, Zainab Al-Hashimi och Björn Österberg, Examensarbete 2004:17. Avser andra upplastningen.

Göteborg juni 2006

Claes Alén, Göran Sällfors,
Chalmers

Per-Evert Bengtsson
Statens geotekniska institut

Sadek Baker
Skanska

Sammanfattning

I rapporten beskrivs en ny beräkningsmodell för bestämning av sättningar för bankar på kalkcementpelarförstärkt jord.

Målsättningen har varit att utveckla en beräkningsmodell som på ett någorlunda realistiskt och relevant sätt beskriver uppträdet av kalkcementpelarförstärkningen. Beräkningsmodellen kan ses som en vidareutveckling av Limeset, men hänsyn tas till senare års erfarenhet och forskning. En stor del av utvecklingsarbetet har inriktats på att beskriva kalkcementpelarförstärkning med svävande pelare

Beräkningsmodellen är utvecklad från hypotesen att deformationsegenskaperna hos såväl oförstärkt som stabiliserad lera kan beskrivas med konventionella metoder.

Utvecklingsarbetet har därför till stor del handlat om att beskriva samverkan mellan dessa två delar på ett enkelt men ändå realistiskt sätt. Speciellt har arbete lagts ner på att åstadkomma en enkel och funktionell beskrivning av lastspridningen i jorden. Dessutom diskuteras hur lastöverföring/sättning mellan bank och kalkcementpelarförstärkt jord respektive lastöverföring till och sättning i jorden under kalkcementpelarförstärkningen sker. Slutligen beskrivs hur långtidssättningar med hänsyn till såväl klassisk konsolidering som krypning kan behandlas.

Innehåll

Förord	3
Sammanfattning.....	4
1 Inledning.....	7
1.1 Ny modell för sättningsberäkningar.....	7
1.2 Provbankar; uppfyllnad i två steg; mätning av deformationer och portryck.....	7
1.3 Projektskeden	8
1.4 Modell för samverkan VV, BV, Konsult, Chalmers och SGI.....	9
2 Beskrivning av beräkningsmodellen.....	10
2.1 Allmänt	10
2.2 Kalkcementpelare.....	10
2.3 Lastspridning.....	12
2.3.1 Inverkan av lastens utbredning.....	12
2.3.2 Inverkan av begränsat djup till fast botten	14
2.3.3 Inverkan av kalkcementpelarblockets styvhet.....	15
2.3.4 Sammanfattning lastspridning.....	19
2.4 Övergångszon mellan kalkcementpelarblock och bank	20
2.5 Kalkcementpelarblock	21
2.5.1 Spänningstillskott	21
2.5.2 Långtidssättningar	22
2.5.3 Tidsberoende sättningar	22
2.6 Ostabiliserad lera.....	28
3 Provbankar.....	31
3.1 Försökslokaler.....	31
3.2 Utvidgning av mätprogram för utveckling av sättningsberäkningsmetod	31
3.3 Utvärdering av provbankar allmänt	32
3.4 Överföringszon.....	32
3.5 Nödinge.....	36
3.5.1 Allmänt.....	36
3.5.2 Materialparametrar	37
3.5.3 Beräkning av sättningar för provbank	39
3.5.4 Kommentar beräkningsresultat.....	44
3.6 Stora Viken	45
3.6.1 Allmänt.....	45
3.6.2 Materialparametrar	46
3.6.3 Beräkning av sättningar för provbank	48
3.6.4 Kommentar beräkningsresultat.....	52
3.7 Surte	53
3.7.1 Allmänt.....	53
3.7.2 Materialparametrar	54
3.7.3 Beräkning av sättningar för provbank	56
3.7.4 Kommentar beräkning.....	60

Bilaga A – Beräkningsgång.....	64
Beräkningsordning.....	64
Representativa medelvärden	65
Exempel Nödinge.....	68
Långtidssättningar mht krypning	83
Bilaga B – Mätning provbankar	85
Mätutrustning	85
Nödinge.....	87
Ettapp 1	87
Ettapp 2.....	94
Porövertryck ettapp 1 och 2	101
Stora viken Norra	105
Ettapp1	105
Ettapp 2.....	112
Porövertryck ettapp 1 och 2	119
Surte.....	121
Ettapp 1	121
Ettapp 2.....	128
Porövertryck ettapp 1 och 2	135

1 Inledning

1.1 NY MODELL FÖR SÄTTNINGSBERÄKNINGAR

Ett av de viktigaste användningsområdena för kalkcementpelare är att reducera sättningar under väg- eller järnvägsbankar på lös undergrund. Nuvarande beräkningspraxis baseras på en förenklad modell som ursprungligen presenterades i början av åttiotalet (Broms, 1984). Efter en viss vidareutveckling under åttiotalet (Åhnberg och Holm, 1986) inarbetades modellen i ett beräkningsprogram, Limeset (Carlsten, 1989). De senaste femton till tjugo åren har kalkcementpelare utnyttjats i allt större utsträckning vid infrastrukturutbyggnad. Den erfarenhet som erhållits har medfört ett behov att vidareutveckla beräkningsmodellen från åttiotalet. Detta gäller speciellt kalkcement-pelarförstärkningar vilka inte når ner till fast botten och för vilka resultat erhållna med Limeset upplevs som onödigt konservativa.

Den nya beräkningsmodellen bör således betraktas som en vidareutveckling av Limeset. Målsättningen har varit att ta vara på de senaste årens erfarenheter vid användning av kalkcementpelare. Erfarenhetsmässigt är det speciellt på tre områden som den gamla förenklade beräkningsmodellen ofta avviker från senare års erfarenhet:

- lastspridningen såväl inom som under kalkcementpelarblocket
- sättningshastigheten inom kalkcementpelarblocket
- deformationer inom de översta metrarna av den förstärkta jorden

Den nya beräkningsmodellen är utvecklad från hypotesen att deformationsegenskaperna hos såväl oförstärkt som stabiliserad lera kan beskrivas med konventionella metoder. Utvecklingsarbetet har därför till stor del handlat om att beskriva samverkan mellan dessa två delar på ett enkelt men ändå realistiskt sätt. Speciellt har arbete lagts ner på att åstadkomma en enkel och funktionell beskrivning av lastspridningen i jorden. Dessutom diskuteras inom projektets ram ett förenklat sätt att beräkna krypdeformationerna i jorden. För att verifiera modellen har den analyserats och jämförts med mätningar från fullskaleförsök vid tre provbankar.

1.2 PROVBANKAR; UPPFYLLNAD I TVÅ STEG; MÄTNING AV DEFORMATIONER OCH PORTRYCK

Inför utbyggnaden av riksväg 45 och järnvägen Nordlänken genom Götaälvdalen har arbetsplan respektive järnvägsplan tagits fram för sträckningen i Ale Kommun. Grundförhållandena är komplicerade med omväxlande djupa lager med lera och fastmark. Omfattande grundförstärkningar kommer att krävas. Fyra stycken kalkcementpelarförstärkta provbankar utfördes som komplement till projekteringen med syfte att utröna i vilken utsträckning kalkcementpelare kan utnyttjas för att begränsa sättningarna till en acceptabel nivå. Tre av provbankarna har utnyttjats i det aktuella projektet.

Avsikten med projektet har varit att genom kompletterande mätningar och fördjupad analys av de aktuella provbankarna kunna dra generella slutsatser och därmed möjliggöra utvecklandet av en ny sättningsberäkningsmodell för kalkcementpelarförstärkt jord.

Provbankarna återfinns på tre platser längs den planerade väg- och järnvägssträckningen. Provbankarna har en krönlängd på 26 meter och en krönbredd på 13 m och har lastats i två steg till mellan 2,5 – 3 m höjd inklusive arbetsbädd för pelarinstallationen. Släntlutningen är cirka 1:1,5. Pelarlängder är i två fall en kombination av 12 och 20 m långa pelare med totalt 153 pelare i varje område. I det tredje fallet är samtliga pelare 15 m. Sättningar och portryck har mätts under cirka tre års tid för att dokumentera bankarnas beteende. Målsättningen är kunna mäta provbankarna fortlöpande så länge provbankarna tillåts ligga kvar. Detta ligger dock utanför det här rapporterade projektet.

För de tre provbankarna har upplastningen utförts i två steg. Lasten i det första steget valdes så att pelarnas ”kryplast”- egentligen pelarnas långtidshållfasthet - inte skulle överskridas. I det andra laststeget valdes att lasteffekten skulle vara så hög att pelarnas ”kryplast” gott och väl överskreds, åtminstone i pelarnas övre delar och utan att stabiliteten för fyllningen äventyrades. Liggtiden för första laststeget bestämdes utifrån hur sättningar och portryck utvecklades med tiden och då mer av intresse för utbyggnaden av Rv45/Nordlänken än utifrån ett generellt perspektiv. Hur länge de andra laststegen får ligga kvar är beroende av när byggnationen av vägen/järnvägen kommer att starta. Förmodligen kommer provbankarna att få ligga kvar åtminstone t.o.m. utgången av 2006. Därmed ges en viss möjlighet att även delvis följa krypningen. För den fjärde provbanken gjordes upplastningen till full höjd i ett laststeg. Denna fjärde provbank, Stora Viken södra, ingår inte i forskningsprojektet varför resultaten av dessa mätningar inte redovisas i rapporten. Resultaten avviker dock inte på något avgörande sätt från de tre andra provbankarna.

1.3 PROJEKTSKEDEN

Projektet kan schematiskt delas upp i följande åtta skeden:

1. Instrumentering av provbankar. Utfört 2001
2. Upplastning av provbankar till brukslast – laststeg 1. Utfört 2001
3. Fältmätning och analys av laststeg 1. Utfört 2001 – 2003
4. Komplettering av instrumentering. Utfört 2003
5. Upplastning provbankar över brukslast – laststeg 2. Utfört 2003
6. Fältmätning och analys laststeg 2. Utfört 2003 – 2004
7. Fördjupad analys, metodutveckling. Utfört 2004 – 2005
8. Slutrapportering. Utfört 2005 – 2006.

Under 2003 har även provbelastning och permeabilitetsförsök utförts på enskilda provpelare utanför bankområdet intill provbanken Stora Viken norra.

1.4 MODELL FÖR SAMVERKAN VV, BV, KONSULT, CHALMERS OCH SGI

Det aktuella projektet är speciellt till sin uppläggning då det utgör ett av tre projekt, vilka innehållsmässigt överlappat varandra. De tre projekten är:

1. Arbetsplan och järnvägsplan för riksväg 45/Nordlänken

Detta projekt har varit ett rent projekteringsuppdrag, vilket finansieras av Vägverket Region Väst och Västra Banregionen. I projekteringsuppdraget har ingått att föreslå lämpliga förstärkningsåtgärder för väg- resp järnvägsbankar grundlagda på lera till stort djup längs Göta älv. I projekteringsuppdraget har även ingått grundundersökningar och dokumentation av lerans egenskaper. Arbetet avslutades i stort sett under 2001. Geoprojektör har varit WSP och Bohusgeo.

2. Byggprojekt Provbankar

Provbankprojektet omfattade tillverkning av kalkcementpelare, uppfyllnad av bankar i två etapper, deformations- och porttrycksmätningar av bankarna samt viss analys av erhållna resultat. För mät- och analysarbetet i detta projekt anlätades avdelning GEO vid Chalmers av Vägverket Region Väst och Västra Banregionen, vilka finansierade projektet.

3. Utveckling av beräkningsmodell för sättningar

Projektet omfattade kompletterande instrumentering, utökad mätning och analys samt modellutveckling. Projektet har varit ett flerårsprojekt där utsträckningen i tid delvis styrts av tidplanen för utbyggnaden av väg respektive järnväg eftersom provbankarna ligger i den blivande linjesträckningen. Projektet har drivits gemensamt av avdelning GEO vid Chalmers och SGI. Finansiärer har varit Vägverkets och Banverkets huvudkontor, Svensk Djupstabilisering samt SGI och Chalmers.

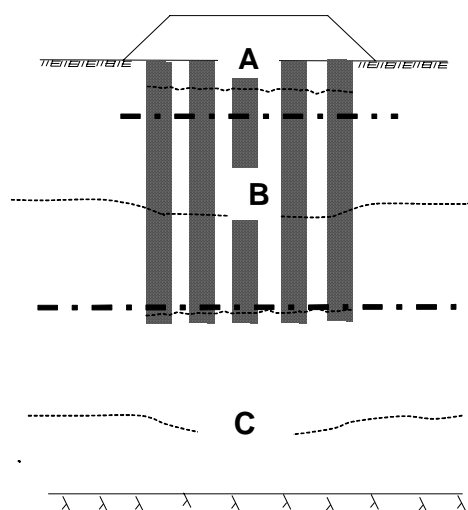
Provbankarna Rv45/Nordlänken har som synes både innehållsmässigt som organisatoriskt varit ett relativt komplext projekt. Kostnaderna för provbankar, instrumentering och mätningar har till större delen finansierats genom byggprojekt Provbankar. Den sammanlagda projektsumman för det utvecklingsarbete som bedrivits inom de tre delprojekten är inte helt klarlagd. Speciellt svårt är det att ange hur stor andel av projekteringen av arbets- och järnvägsplan som kommit provbankarna till del. En uppskattning här är att den sammanlagda projektsumman är 8 – 9 Mkr, varav cirka 20 – 25 % härrör från det rapporterade utvecklingsprojektet.

2 Beskrivning av beräkningsmodellen

2.1 ALLMÄNT

Beräkningsmodellen bygger på uppträddandet inom tre olika zoner i jorden enligt figur 1:

- A Övergångszon mellan bank och kalkcementpelarblock
- B Kalkcementpelarblock
- C Oförstärkt lera under kalkcementpelarblock



Figur 1. Zonindelning av kalkcementpelarförstärkning.

Vid modellutvecklingen har strävats efter att finna en balans mellan följande aspekter:

Enkel men relevant beskrivning av problemställningen

Förbättrad noggrannhet jämfört med nuvarande praxis

Koppling till empiri

Acceptans hos byggherrar

Anpassning till normer

Möjlighet till vidareutveckling

Den föreslagna beräkningsmodellen kan sammanfattas i följande punkter

- Lastspridningsmodellen utgår från Boussinesqs lösning för en oändlig, homogen halvsfär. Hänsyn tas till inverkan av begränsat djup till fast botten samt spänningskoncentration orsakad av den stabiliserade leran
- Kalkcementpelarna och mellanliggande lera betraktas som ett kompositmaterial.
- Leran under pelarna är opåverkad av pelarinstallationen. Sättningarna inom denna del kan således beräknas på konventionellt sätt för lera.

2.2 KALKCEMENTPELARE

Kalkcementpelarförstärkt lera kan normalt liknas vid en starkt överkonsoliderad lera alternativt betong av låg kvalitet. Båda betraktelsesätten innebär att det är dränerade parametrar som beskriver pelarnas materialegenskaper. För tryckhållfasthet föreslås en analogi baserad på aktiva triaxialförsök. Om horisontalspänningsändringar orsakade av vertikalspänningstillskott betraktas, kan tryckhållfastheten utifrån Mohr-Coulombs brotthypotes tecknas:

$$f'_{LCC} = \frac{2 \cdot \cos \phi'}{(1 - \sin \phi')} \cdot c' + \frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')} \cdot \sigma'_h \quad (1)$$

där c' och ϕ' är pelarnas inre hållfasthetsparametrar. Om pelarinstallationen inte påverkar spänningssituationen kan horisontalspänningarna i det pelarförstärkta området uttryckas som:

$$\sigma'_h = \sigma'_{h,0} + \Delta\sigma'^{soil}_h = \sigma'_{h,0} + k \cdot \Delta\sigma'^{soil}_v \quad (2)$$

där Δ betecknar spänningstillskott i jorden orsakat av banklasten och med $k = 0,5$ som ett konservativt värde. Hänsyn till långtidsaspekter på sättningarna kan göras med en reduktionsfaktor, μ , på samma sätt som man i dagens praxis tar hänsyn till ”kryplasten”. Med dränerade parametrar bör reduktionsfaktorn vara av storleksordningen 0,9 – 1,0. Detta kan jämföras med det i dag vanligen använda värdet 0,65 för odränerad analys

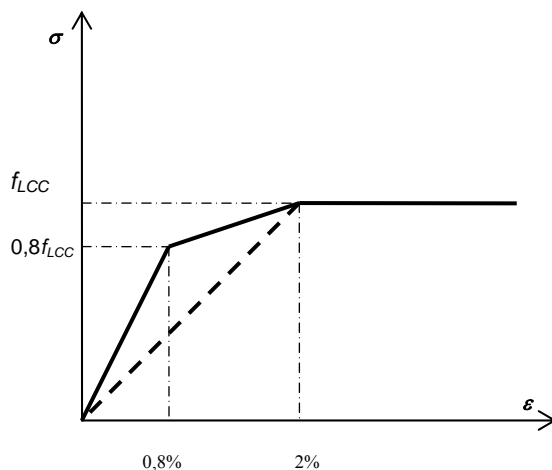
Hållfastheten för långtidslast¹ kan därmed skrivas som:

$$f'_{LCC,\infty} = \mu \cdot f'_{LCC} \quad (3)$$

och det maximala vertikala spänningstillskottet på pelarna:

$$\Delta\sigma'_{LCC} = f'_{LCC,\infty} - \sigma'_{v,0} \quad (4)$$

För att beskriva spännings-töjnings sambandet upp till brott kan normalt ett bi-linjärt förhållande användas. Typiska värden för en sådan beskrivning ges i figur 2. Man kan notera att sekantmodulen, som ges av den streckade linjen, endast är 50 % av modulen för spänningar upp till 80 % av brotthållfastheten. Mätningar av modulen visar ofta på stor spridning varför en försiktig beskrivning med en sekantmodul kan vara ett rimligt alternativ. Figuren baseras dessutom på korttidsprovningar, varför ytterligare reduktion för långtidförhållanden kan behöva göras. Slutligen så är figuren inte representativ för alla typer av kalkcementpelarförstärkt lera. En lera med ett högt organiskt innehåll kan till exempel inte förväntas ge lika styva pelare.



Figur 2. Principiell beskrivning av spännings/töjningsförhållandet för en kalkcementpelare.

Kalkcementpelare är ett två- eller trefasmaterial. Det innebär att ett porövertryck uppstår i pelarna vid belastning, som minskar successivt med tiden. Pelarnas permeabilitet är därför en

¹ Man bör undvika att använda det missvisandebegreppet ”kryphållfasthet”, se även 2.5.2

viktig materialegenskap för att beskriva sättningarnas tidsutveckling. Vid permeabilitetsmätningar i full skala vid ett av provområdena vid Stora Viken erhöles en permeabilitet som var 5 till 50 gånger större än för oförstärkt lera. Detta är en betydligt lägre permeabilitet än de värden som används i dagens beräkningspraxis, men överrensstämmer med de värden som presenterats av Sadek Baker (2000). En mer detaljerad diskussion om kalkcementpelares permeabilitet görs i avsnitt 2.5.3.

2.3 LASTSPRIDNING

I detta avsnitt presenteras och diskuteras en förenklad modell för lastspridning. Den är framtagen genom jämförelse med ett stort antal FEM-beräkningar för olika geometrier och styvhetsfördelningar.

2.3.1 Inverkan av lastens utbredning

Lastspridningen baseras på Boussinesqs lösning för en oändlig halvrymd. För en oändligt lång bank med bredden B kan spänningsintensiteten skrivas med en influensfaktor (Alén, 1997):

$$I(B, x, z) = \frac{1}{\pi} \cdot \left[2z \cdot \frac{B+2x}{4z^2 + (B+2x)^2} + \operatorname{atan}\left(\frac{B+2x}{2z}\right) + 2z \cdot \frac{B-2x}{4z^2 + (B-2x)^2} + \operatorname{atan}\left(\frac{B-2x}{2z}\right) \right] \quad (5)$$

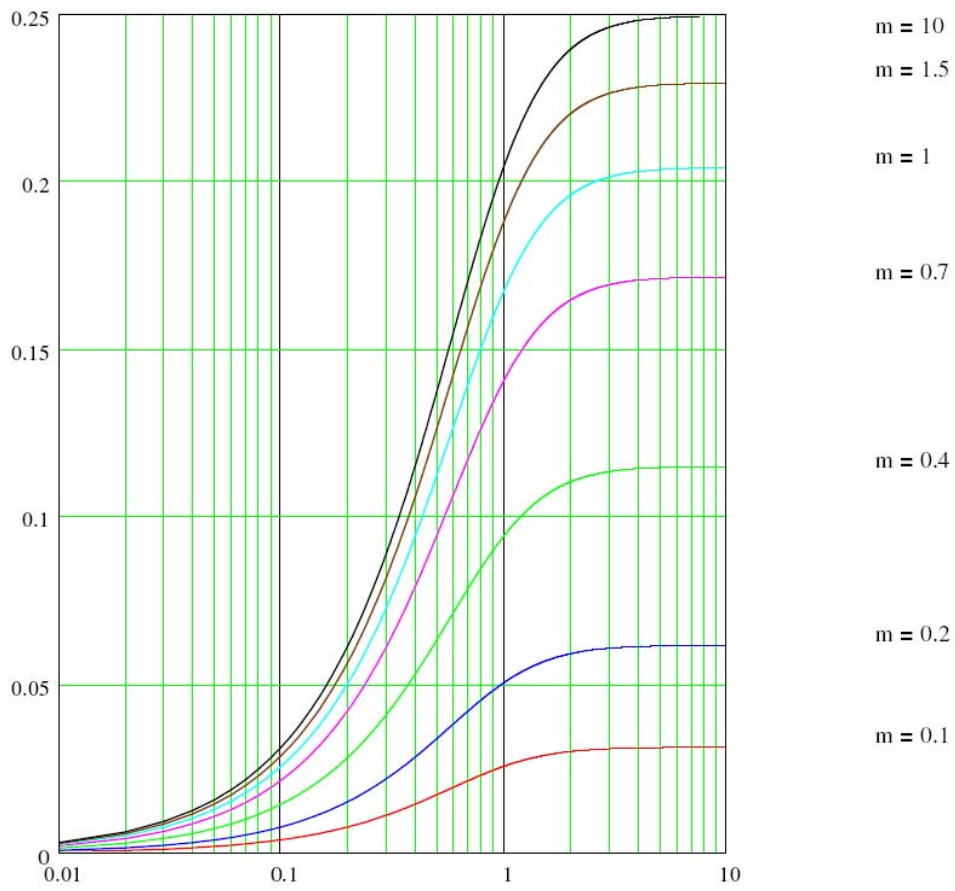
där x är avstånd från lastmitt i horisontalled vinkelrät banken och z djupet under lasten. För en ytlast q kan då lastspridningen tecknas:

$$\sigma(q, B, x, z) = q \cdot I(B, x, z) \quad (6)$$

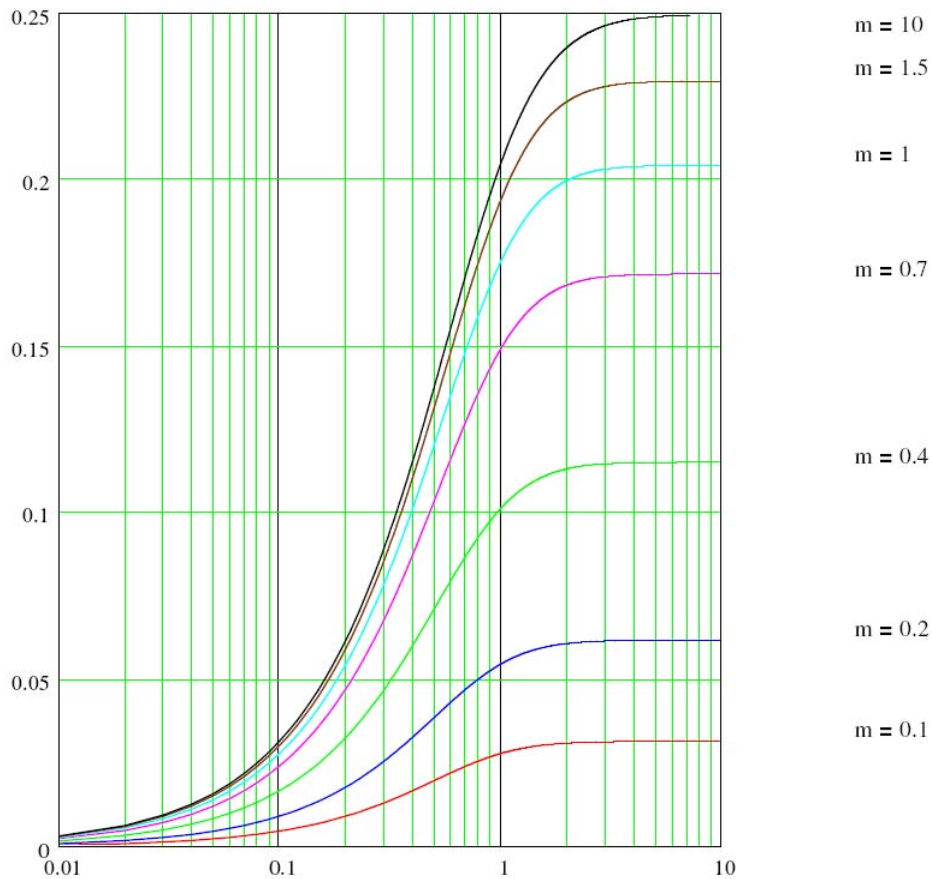
För en ändligt lång bank kan som en god approximation lastspridningen tecknas som:

$$\sigma_{3D}(q, B, L, x, y, z) = q \cdot I(B, x, z) \cdot I(L, y, z) \quad (7)$$

där L är bankens längd och y är avstånd från lastmitt i horisontalled längs banken, se figur 3a. Motsvarande korrekta lösning enligt Boussinesq visas i figur 3b.



Figur 3a. Lastspridning för bank. Intensitet för $1/4$ av lasten.- $B/2-L/2$ -under ett hörn.
 Approximativ beskrivning enligt ekv 7, $m = B/z$, Horisontell axel $n = L/z$.



Figur 3b. Lastspridning för bank. Intensitet för $1/4$ av lasten.- $B/2 \cdot L/2$ -under ett hörn.
"Exakt" lösning enligt Boussinesq, $m=B/z$, Horisontell axel $n=L/z$.

2.3.2 Inverkan av begränsat djup till fast botten

Lastspridningen enligt ovan gäller för en isotrop, "halvoändlig" jordvolym. Fast botten på ett begränsat djup H kommer att medföra en spänningskoncentration mot mitten. Ett enkelt sätt att ta hänsyn till detta är att beräkna spänningarna för ett reducerat djup. Om man inför en djupreduktionsfaktor μ_z , ersätts ekvation 6 med:

$$\sigma_{Fb}(q, B, x, z) = \sigma(q, B, x, \mu_z(B, H) \cdot z) \quad (8)$$

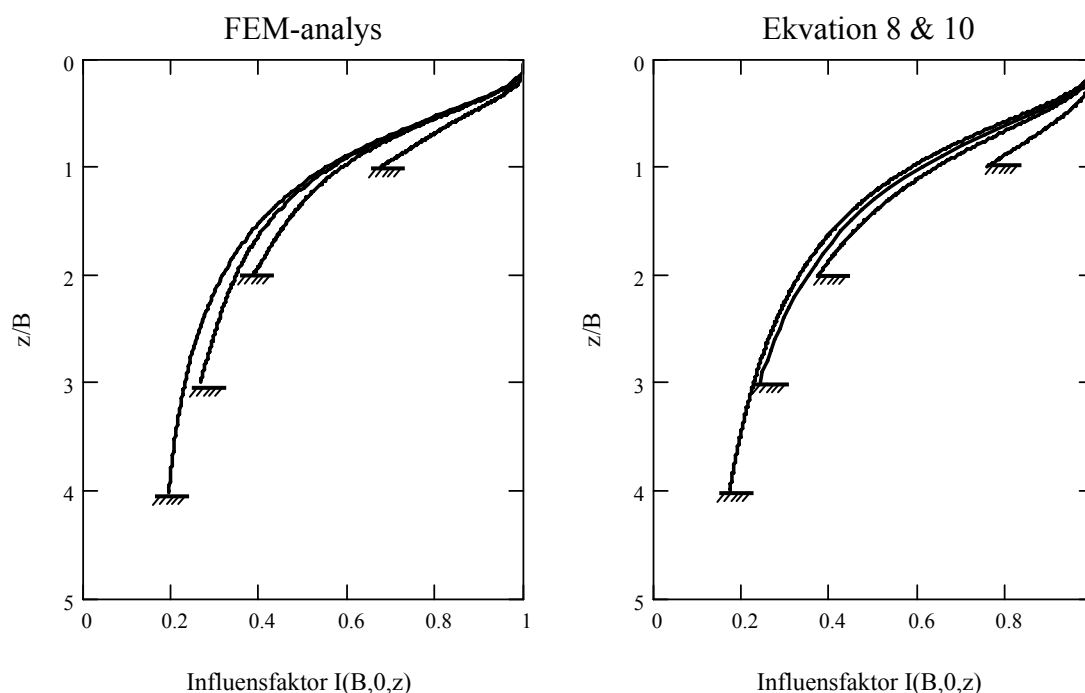
och på motsvarande sätt för ekvation 7:

$$\sigma_{Fb,3D}(q, B, L, x, y, z) = q \cdot I[B, x, \mu_z(B, H) \cdot z] \cdot I[L, y, \mu_z(L, H) \cdot z] \quad (9)$$

Modellen med djupreduktionsfaktor har provats genom jämförelse med ett stort antal FEM-beräkningar med en elastisk jordmodell. I figur 4 visas resultatet av ett antal sådana beräkningar där djupreduktionsfaktorn ges som:

$$\mu_z(B, H) = 1 - 0,4 \cdot B/H; \quad \mu_z(B, H) \geq 0 \quad (10)$$

Poissons tal, som visar sig ha liten påverkan på resultatet, har antagits till 0,33.



Figur 4. Inverkan av fast botten på lastspridningen. Jämförelse mellan finita elementanalyser och ekvation 8 samt 10.

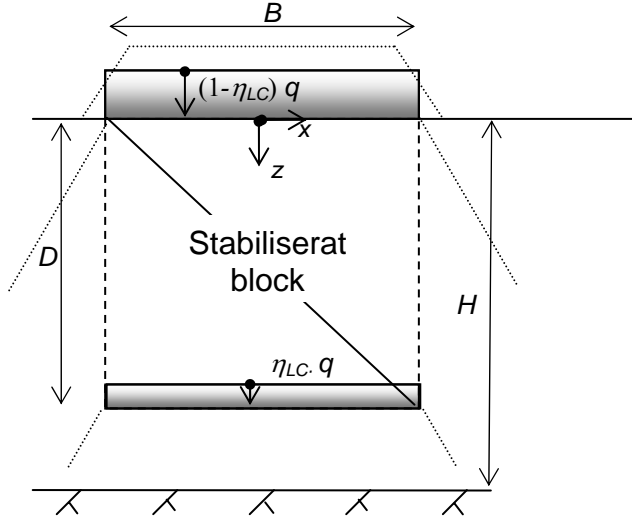
2.3.3 Inverkan av kalkcementpelarblockets styvhet

I Limeset används en konservativ modell som utgår från antagandet att man inom kalkcementpelarblocket inte har någon lastöverföring till omgivande jord. Detta bör utgöra ett ytterlighetsfall och då en övre gräns för ökningen i vertikalspänning inom blocket.

Resultat av ett antal FEM-beräkningar ger att:

- en förstyvning av typen grundförstärkning med kalkcementpelare ger en spänningskoncentration in mot centrum
- en 'flytande' grundförstärkning (pelare med begränsat djup relativt hela jordlagerföljden) ger lastöverföring i princip direkt från markytan och sedan en successiv överföring av lasten till omgivande jord
- en 'flytande' grundläggning kommer i verkningsätt att motsvara en pålgrundläggning, dvs man får en lastöverföring till omgivande jord inom den del som pålarna 'omfattar'
- vertikalspänningsändringen kommer att ligga mellan fallet 'Boussinesq' (med hänsyn tagen till fast botten) och den konservativa modellen enligt befintlig beräkningsmodell. Normalt ligger vertikalspänningsändringen betydligt närmare 'Boussinesq'.

Sammanfattningsvis kan konstateras att i Limeset bortses från lastspridningen från kalkcement-pelarblocket till intilliggande jord i horisontalled. Detta är ett rimligt antagande för pelare som går till fast botten, men det är klart konservativt för flytande pelare. I en mer realistisk lastspridningsmodell bör hänsyn tas till skjuvspänningar längs blockets sidor. I den nedan förslagna modellen görs detta genom en enkel lastuppdelningsmodell. För en del av lasten, $\eta_{LC}q$, antas ingen lastspridning ske inom blocket medan för resten av lasten, $(1-\eta_{LC})q$, antas lastspridning ske från överkant kalkcementpelarblock enligt figur 5.



Figur 5. Lastuppdelningsmodell.

Genom att kombinera den tidigare beskrivna lastspridningen med lastuppdelningsmodellen i figur 5 erhålls spänningsfördelningen under en lång kalkcementpelarbank som:

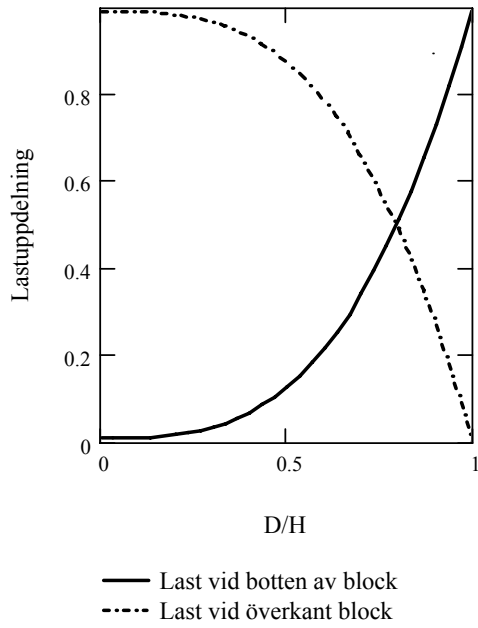
$$\Delta\sigma_{LC}(x, z) = (1 - \eta_{LC}) \cdot \sigma(q, x, \mu_z \cdot z) + \begin{cases} \eta_{LC} \cdot q & ; \text{ för } z < D \text{ och } x < B/2 \\ 0 & ; \text{ för } z < D \text{ och } x > B/2 \\ \eta_{LC} \cdot \sigma(q, x, \mu_z \cdot (z - D)) & ; \text{ för } z > D \end{cases} \quad (11)$$

För begränsade bankar i längsled tas hänsyn till 3D-effekten på motsvarande sätt som i ekvation 7 och 9. Återstår att beskriva lastdelningsfaktorn, η_{LC} . Uppenbart bör den bl.a. vara en funktion av styvheten hos blocket jämfört med den ostabiliserade leran. Två ytterlighetsvärden är givna; ett oändligt styvt block med $\eta_{LC} = 1$ och ett block med samma styvhet som omgivande jord, dvs. utan pelare, med $\eta_{LC} = 0$. Lastdelningsfaktorn beror även av blockets djup (D) jämfört med jorddjupet (H), dvs. kvoten D/H , med +kan lämplig storlek bestämmas genom kalibrering gentemot resultat av ett antal FEM-analyser. Ovanstående resonemang har resulterat i följande förslag för att beskriva lastdelningsfaktorn:

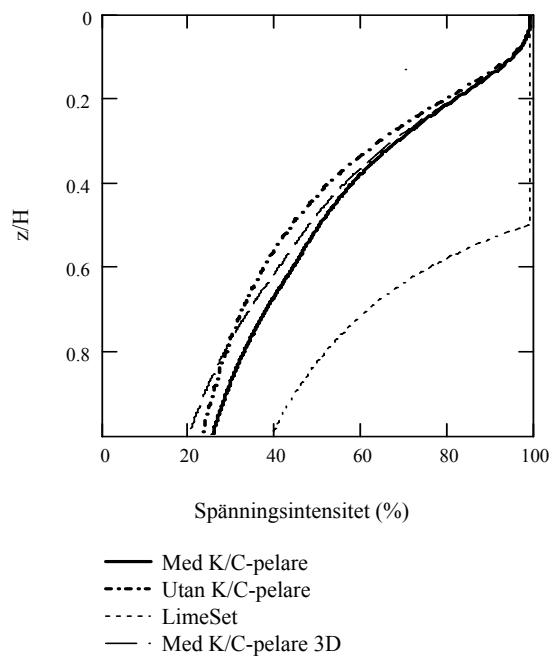
$$\eta_{LC} = \left(\frac{D}{H}\right)^\beta \quad \text{med} \quad \beta = \frac{1}{(M_{block}/M_{soil})^a - (M_{soil}/M_{block})^a} \quad (12)$$

M_{block} är deformationsmodulen för kalkcementpelarblocket betraktat som ett kompositmaterial, se avsnitt 2.5.1, och M_{soil} är kompressionsmodulen för den ostabiliserade jorden mellan pelarna. Båda modulerna bör väljas som representativa medelvärden inom blocket. Genom att variera storleken av den inre spänningsexponenten a kan lastuppdelningsmodellen göras mer eller mindre konservativ. För $a = 0$ erhålls lastspridning från markytan, dvs. ingen inverkan av kalkcementpelarblocket. FEM-analyser ger att a bör väljas i storleksordningen 0,05 – 0,2, med $a = 0,1$ som ett rimligt normalvärde. Man skulle också kunna tänka sig att lastuppdelningsmodellen skall bero av bankbredden B . Hänsyn till denna tas dock redan genom djupreduktionsfaktorn μ_z , varför inverkan av bredden har utlämnats för att inte komplicera lastuppdelningsmodellen alltför mycket.

I figur 6 ges typiska värden för lastuppdelningsmodellen och i figur 7 visas resulterande spänningsfördelning mot djupet. Som jämförelse i denna figur visas också spänningsfördelningen för ett ostabiliserat block respektive spänningsfördelning enligt Limeset. Lastuppdelningsmodellen är uppenbart endast en approximation av en komplex verklighet. Den möjliggör en relativt enkel beräkning av spänningsfördelningen i jorden utan att vara uppenbart konservativ som Limeset är i detta avseende. För mer komplexa jordlagerföljder, t.ex. lager med mycket varierande styvhet bör modellens rimlighet kontrolleras genom jämförelse med FEM-analyser.



Figur 6. Lastuppdelning enligt ekvation 11, $M_{block}/M_{soil} = 5$, $a = 0,1$.



Figur 7. Jämförelse mellan lastspridning för en stabiliserad resp ostabiliserad jordprofil i lastmitt. $D/H = 0,5$, $B/H = 1/3$, $M_{block}/M_{soil} = 5$ och $L/H = 1$ i 3D-fallet, $a = 0,1$.

2.3.4 Sammanfattning lastspridning

Lastspridningsmodellen innehåller tre delar:

- lastspridning p.g.a. begränsad utbredning av last
- inverkan av begränsat djup till fast botten
- inverkan av kalkcementpelarblockets styvhet

Hänsyn till lastens utbredning föreslås göras enligt Boussinesq. Man kan även tänka sig att använda den enklare 2:1-metoden i likhet med Limeset. De andra två delarna, inverkan av fast botten och kalkcementpelarblockets styvhet är inte beroende av detta. Lastspridningen direkt under lasten blir större med 2:1-metoden – jämfört med FEM-beräkningar alltför stor. En fördel med den angivna modellen är att valet av beräkningspunkt kan väljas fritt utifrån avsikten med beräkningen. För att kunna jämföra de två modellerna bör man komma ihåg att 2:1-metoden brukar anses vara en approximation för spänningen under den karakteristiska punkten. Följaktligen är det spänningen under denna punkt man bör jämföra mellan de två modellerna.

Att ta hänsyn till inverkan av fast botten innebär minskad lastspridning. Detta innebär att den föreslagna lastspridningsmodellen i detta avseende är mer försiktig än om ingen hänsyn till inverkan av fast botten görs.

I lastspridningsmodellen förs inte all last ner till botten av kalkcementpelarblocket. I de fall pelarna inte når fast botten är det konservativt att föra ner all last till botten av blocket. I detta avseende är därför den föreslagna lastspridningsmodellen mindre konservativ än Limesets modell.

Den föreslagna lastspridningsmodellen är i princip en approximativ elastisk modell. Detta innebär att jordens skjuvhållfasthet inte ingår explicit i modellen. För stora banklaster innebär detta att man även måste kontrollera att lastspridningen inte medför att jordens skjuvhållfasthet överskrids vid övergången mellan kalkcementpelarblocket och intilliggande jord.

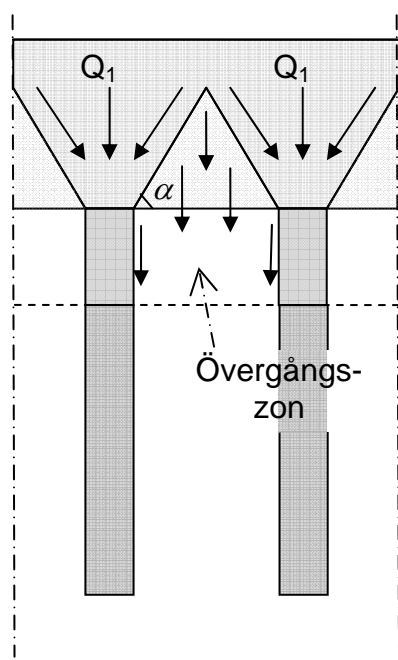
Sammanfattningsvis föreslås en mer nyanserad lastspridningsmodell än den som idag vanligen används. Ett huvudsyfte har varit att ta fram en enkel men realistisk modell som kan utnyttjas vid såväl pelare till fast botten som svävande pelare. Huruvida den föreslagna modellen kommer att ge större eller mindre lastspridning än den mindre nyanserade modellen i Limeset beror på geometrin och styvhetsförhållanden i det aktuella fallet. För svävande pelare bör lastspridningen normalt, men inte alltid, bli större med den föreslagna modellen. För fall med bred last och begränsat jorddjup under kalkcementpelarblocket kan förhållandet bli det omvända. En fördel med den föreslagna modellen jämfört med modellen i Limeset är möjligheten att kunna ta hänsyn till varierande spänningsökning i plan, dvs. för långsträckta bankar vinkelrät banken.

2.4 ÖVERGÅNGSZON MELLAN KALKCEMENTPELARBLOCK OCH BANK

Relativt stor andel av sättningarna uppstår ofta i övergångszonen mellan bank och kalkcementpelarblock tillsammans med sättningsskillnader mellan pelare och mellanliggande jord i denna del av jorden. För de aktuella provbankarna är under mätperioden sättningarna ned till två meters djup 50 mm – 150 mm, vilket utgör ungefär en tredjedel av de totalt uppmätta sättningarna under mätperioden. Av denna orsak är det rimligt att behandla övergångszonen separat. Storleken på övergångszonen beror huvudsakligen på tre faktorer:

- Lastspridningen från banken till blocket
- Tryckhållfastheten i pelarnas övre del
- Varierande produktionskvalitet på pelarna.

De två senare faktorerna är starkt kopplade. Hänsyn till dessa faktorer kan göras på ett enkelt sätt enligt den modell som visas schematiskt i figur 8.



Figur 8. Lastspridning från bank till pelare. Principfigur.

Lastspridning från banken styrs av valvverkan i banken. Det innebär att maximalt pelaravstånd ökar med bankhöjden. Samtidigt ökar lasteffekten i pelarna med bankhöjden varför pelarnas tryckhållfasthet maximerar pelaravståndet för en given bankhöjd. Slutligen visar erfarenhet att pelarkvaliteten ofta, men långt ifrån alltid, är låg i den översta delen, 0,5 m till 1 à 2 m. Detta är speciellt allvarligt i de fall kraven på begränsade sättningar är hårda och det inte finns någon torrskorpelera som kan kompensera för låg pelarkvalitet.

Tjockleken av övergångszonen kan beräknas genom en enkel jämviktsbetraktelse enligt den lastspridningsmodell som visas i figur 8.

- En del av banklasten Q_1 tas upp genom valvverkan. Denna kan beräknas på i princip samma sätt som tillämpas vid bankpålning. Vinkeln α väljs förslagsvis till 60° . Pelarnas tryckhållfasthet kan begränsa Q_1 ytterligare.
- Resterande banklast tas genom skjivspänningar längs pelarnas omkrets, vilket styr zonens utsträckning med djupet.
- Slutligen kontrolleras att pelarnas tryckhållfasthet inte heller överskrider i underkant övergångszon. Låg kvalitet på pelartopparna kan alltså medföra ytterligare ökad tjocklek på övergångszonen

Den föreslagna beräkningsprincipen för att beräkna övergångszonens storlek är medvetet enkel med hänsyn till att svårigheten främst är att bestämma relevanta indata. Speciellt viktigt är det med uppföljande kontroll där projekterad pelarkvalitet jämförs med verklig pelarkvalitet inom zonen. Dessutom bör övervägas alternativa produktionsmetoder för att förbättra pelarkvaliteten i denna zon. Användande av jordarmering kan teoretiskt utnyttjas för att kompensera för otillräcklig valvverkan men inte otillräcklig pelarkvalitet. Slutligen kan konstateras att sättningarna i övergångszonen normalt bör uppträda ganska tidigt efter belastningen, vilket innebär att förbelastning kan vara fördelaktigt. Å andra sidan innebär förbelastning en risk att pelartopparna spräcks av överbelastning, vilket är en nackdel i de fall pelarna inte har ett segt brottbeteende.

2.5 KALKCEMENTPELARBLOCK

2.5.1 Spänningstillskott

Som nämnts tidigare föreslås att kalkcementpelarna och leran betraktas som ett kompositmaterial. En approximativ modul för att beräkna deformationen för kompositmaterialet kan då beräknas som:

$$M_{block} = \alpha \cdot E_{col} + (1 - \alpha) \cdot M_{soil} \quad (13)$$

där α är pelarandelen, E_{col} pelarnas elasticitetsmodul och M_{soil} kompressionsmodulen för leran. Ekvationen är en förenkling av en mer detaljerad analys presenterad av Baker (2000). Den förenklade formuleringen torde ge ett fel som i normalfallet är mindre än 5 – 10 %. Om man antar att plana tvärsnitt förblir plana i en pelare och omgivande lera kan spänningstillskott i pelare respektive lera beräknas som:

$$\Delta\sigma'_{col}(x, z) = \frac{E_{col}}{M_{block}} \cdot \Delta\sigma'_{LC}(x, z) \quad (14)$$

respektive

$$\Delta\sigma'_{soil}(x, z) = \frac{M_{soil}}{M_{block}} \cdot \Delta\sigma'_{LC}(x, z) \quad (15)$$

där $\Delta\sigma'_{LC}(x, z)$ ges av ekvation 11 eller dess motsvarighet för ett 3D-fall. De ovan givna sambanden gäller under förutsättning att pelarens långtidshållfasthet inte överskrider. Om så är fallet ges spänningstillskottet i pelaren av ekvation 4 och resten av lasteffekten tas av jorden.

2.5.2 Långtidssättningar

Spänningstillskotten enligt ekvation 14 och 15 är långtidstillskott, dvs. tillskott i effektivspänningar efter utjämning av porövertryck. Långtidssättningar kan därför beräknas genom att integrera töjningstillskotten över blocket på konventionellt sätt:

$$s = \int_D \varepsilon dz = \int_D \Delta\sigma_{col}'/E_{col}' dz \quad \text{eller} \quad \int_D \Delta\sigma_{soil}'/M_{soil}' dz \quad (16)$$

Förutom ovan beräknade sättningar tillkommer krypdeformationer. Osäkerheten kring kalkcementpelares krypegenskaper måste betraktas som stora eftersom de egentligen aldrig är särskilt undersökta. Ett rimligt antagande är att krypdeformationerna kan uppgå till samma storleksordning som de elastisk/plastiska deformationerna. Detta är baserat på en analogi med i Sverige använd praxis för att bestämma krypdeformationer för betongkonstruktioner i mark (Betonghandboken, 1990). Det bör här påpekas att termen krypdeformationer här används för att beteckna tidsberoende deformationer under konstant spänning vilka utvecklas under lång tid. Krypning i detta sammanhang bör inte förväxlas med samma term som används för att beteckna deformationer i betydligt kortvarigare provbelastningsförsök och ej heller med termen ”kryplasten”, som ofta används för kalkcementpelare men som avser långtidshållfastheten.

2.5.3 Tidsberoende sättningar

I Limeset beräknas konsolideringssättningar med en metod som ursprungligen utvecklades för vertikaldräner, dvs. pelarna betraktas som dräner. Förutsättningen för denna modell är att vertikaldränernas styvhet har marginell inverkan på konsolideringsförloppet med hänsyn till deras ringa utbredning i plan och begränsade horisontalstöd. För kalkcementpelare råder det motsatta förhållandet. Det huvudsakliga skälet till att kalkcementpelare används för att begränsa sättningar är att de har betydligt större styvhet än den omgivande leran. Detta innebär att om man antar att det porövertryck man har i leran innan konsolidering är lika stort som det slutgiltiga effektivspänningstillskottet i leran enligt ekvation 14 så underskattar man porövertrycket och därmed även sättningshastigheten avsevärt. Detta beror på att initieellt så tar leran en avsevärt större andel av det totala lasttillskottet. Portrycken är då mycket höga, men allteftersom konsolidering sker förs alltmer last över till pelarna, som är mycket styva. Denna lastöverföring från lera till pelare är en naturlig följd av konsolideringen, dvs. porövertryckets gradvisa omvandling till effektivspänningar, se även figur 10. För att inte underskatta sättningshastigheten vid applicering av vertikaldränmodellen på kalkcementpelarförstärkning rekommenderas i Limeset att använda ett förstorat, fiktivt värde på pelarnas permeabilitet. Denna rekommendation är baserad på jämförelse med uppmätta värden på sättningshastigheten och med god överensstämmelse åtminstone vid 80 – 90 % av de beräknade slutsättningarna.

Konsolideringsmodellen enligt Limeset fungerar erfarenhetsmässigt bra för att prognostisera sättningshastigheten. Den bygger emellertid på en fiktiv beskrivning av styvhetsförhållandet i kalkcementpelarblocket eftersom endast lerans styvhet beaktas¹. Den ovan nämnda korrigeringen av permeabiliteten måste därför göras för att kompensera för detta. En modell med realistiska materialparametrar och där hänsyn tas till pelarstyvheten på ett realistiskt sätt är att föredra ur utvecklingssynpunkt. En sådan modell kan formuleras på olika sätt. Mest korrekt borde vara att ta hänsyn till flerdimensionell konsolidering med strömning såväl horisontellt som vertikalt genom leran. En sådan modell torde dock ha nackdelen att den inte utmärks av den enkelhet som eftersträvas i det aktuella utvecklingsarbetet. Normal praxis vid beräkning av konsolideringssättningar i lera är att endast ta hänsyn till endimensionell

¹ Totalsättningen beräknas i Limeset separat från konsolideringen. Beräkningen av totalsättningen baseras på en korrekt styvhetsbeskrivning (dock utan hänsyn till ev krypning).

konsolidering. Den noggrannhet som därvid uppnås i beräkningarna är i allmänhet tillräcklig. Det finns därför anledning att förmoda att även konsolidering av kalkcementpelarförstärkt jord med tillräcklig noggrannhet skall kunna beskrivas med en modell av motsvarande enkelhet. Även vertikaldräneringsmodellen, dvs. den modell som används i Limeset kan ses som en endimensionell modell. Geometriskt behandlar den visserligen strömning i tre dimensioner, två dimensioner vid strömning i horisontalplanet i leran och en dimension vertikalt genom pelarna. Den matematiska beskrivningen kan dock betraktas som endimensionell. För en enstaka vattendroppe är strömningsvägen given oberoende av indata i modellen, dvs. strömning radiellt genom leran och vertikalt i pelaren.

Målsättningen med att beskriva konsolideringen kan alltså sägas vara att basera den på realistiska/verkliga materialparametrar utan att öka komplexiteten. Detta går att åstadkomma på två olika sätt. A) Genom att utnyttja modellen för vertikaldränering men att använda sig av kalkcementpelarblockets resulterande modul, dvs. enligt ekvation 13. Lerans horisontella permeabilitet och pelarnas vertikala permeabilitet ges med ”korrekta värden”. Konsolideringsgraden U för kalkcementpelarblocket kan då skrivas som:

$$U = 1 - \exp\left(\frac{2 \cdot c_{vh,block} \cdot t}{R^2 \cdot f(n, L_D, k_{lera}/k_{pel})}\right) \quad (17)$$

att jämföras med konsolideringsgraden enligt Limeset:

$$U = 1 - \exp\left(\frac{2 \cdot c_{vh,lera} \cdot t}{R^2 \cdot f(n, L_D, k_{lera}/k_{pel,fiktiv})}\right) \quad (18)$$

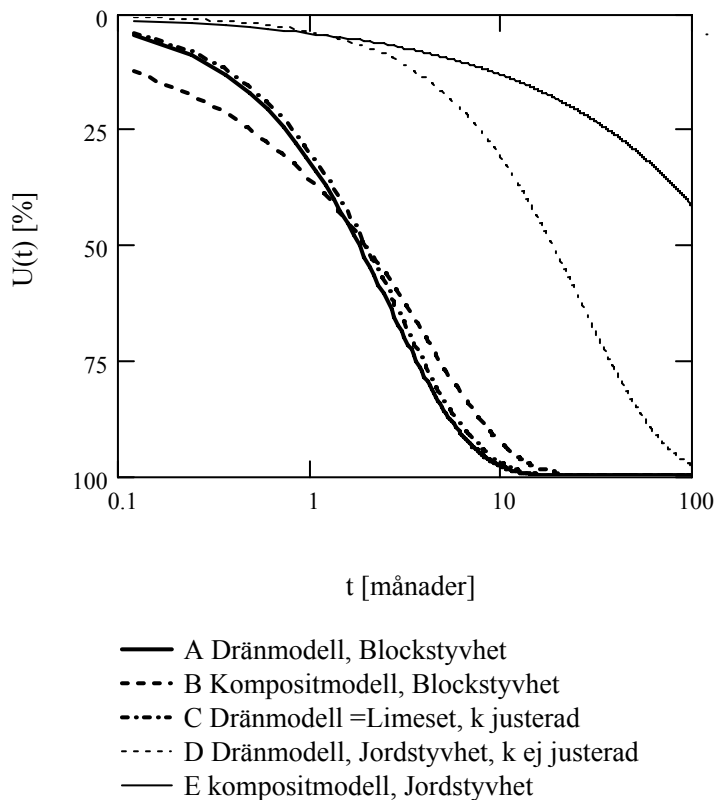
B) Genom att använda kompositmodellen även för att beskriva permeabiliteten, dvs. kalkcementpelarblockets permeabilitet bestäms på motsvarande sätt som blockets modul, jfr ekvation 13:

$$k_{block} = \alpha \cdot k_{col} + (1 - \alpha) \cdot k_{soil} \quad (19)$$

Konsolideringen för blocket, enligt modell B, kan sedan beräknas med klassisk konsolideringsteori och med indata enligt kompositmodellen.

I figur 9 redovisas en jämförelse mellan de två olika metoderna. Förutom de två alternativa metoderna redovisas resultaten av ytterligare tre beräkningar, dvs. totalt fem modeller. Modell C) är en beräkning enligt Limeset med en antagen förhöjning av pelarnas permeabilitet 10 gånger, modell D) en beräkning med dränmodell, i princip enligt Limeset, men med ”korrekt” permeabilitet i pelarna och modell E) en beräkning med dränmodell, som för ett homogent block, men med materialvärden för blocket som för oförstärkt lera¹. Material parametrarna i det valda exemplet är avsedda att vara relevanta för ett fall där spänningstillskotten i leran mellan pelarna ligger under förkonsolideringstrycket. Detta bygger på antagandet att lerans egenskaper mellan pelarna, till exempel överkonsolideringsgraden inte påverkas av installationsprocessen. Erfarenheten från mätningar på provbankarna bekräftar detta antagande. Om detta är specifikt för de aktuella fallen eller en generell omständighet kan emellertid behöva verifieras genom kontroll efter installation, speciellt vid projektering av bankar där antagandet är en förutsättning för ett valt utförande.

¹ De två sista fallen är ej avsedda att beskriva ett realistiskt konsolideringsförlopp utan endast medtagna för att illustrera inverkan av pelarnas styvhet på konsolideringsförloppet.



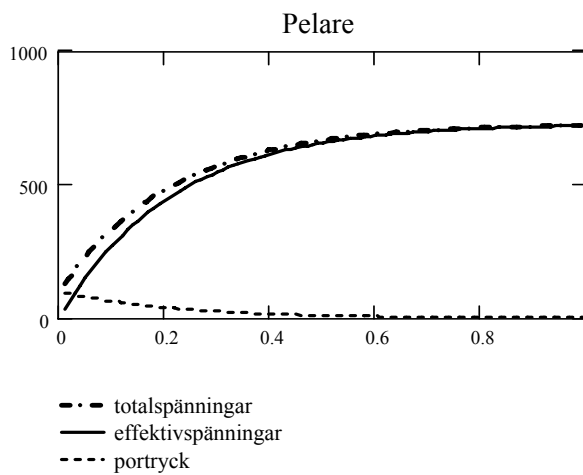
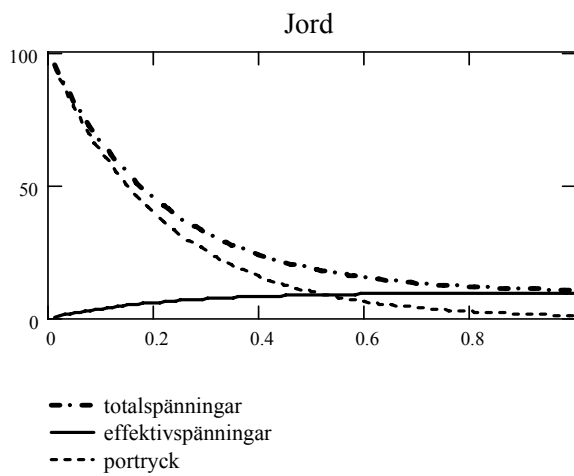
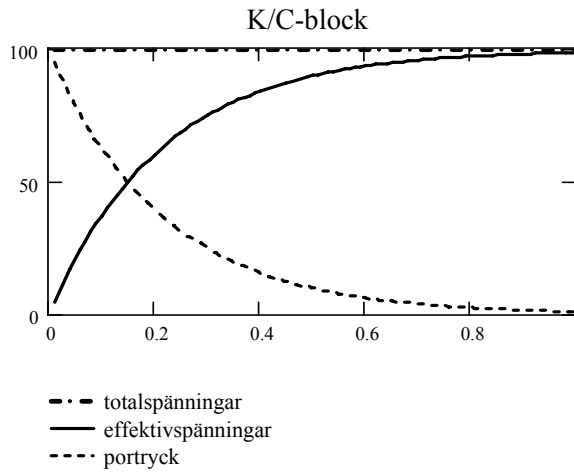
Figur 9. Konsolideringsgraden för fem alternativa beräkningsmodeller. $M_{soil} = 2 \text{ MPa}$, $E_{col} = 150 \text{ MPa}$, $k_{soil} = 10^{-9} \text{ m/s}$, $k_{col} = 50 k_{soil}$, Kalkcementpelare $\phi 600$, centrumavstånd pelare = 1,5 m, Pelarlängd = 20 m, enkelsidig dränering.

Resultaten i figur 9 illustrerar alltså fem stycken olika koncept vilka kan sammanfattas enligt nedan

- A: Pelarna betraktas som dräner. Konsolideringsgraden baseras på kalkcementpelarblockets styvhet, dvs. realistiska deformationer. Fallet kännetecknas av approximationen att ingen strömning antas ske vertikalt i leran.
- B. Kalkcementpelarblocket betraktas som ett kompositblock. Konsolideringsgraden baseras på kalkcementpelarblockets styvhet dvs. realistiska deformationer. Däremot tas ingen hänsyn till motstånd mot strömning horisontellt i leran, vilket kan vara en rimlig approximation vid relativt små pelaravstånd..
- C. Enligt Limeset. Pelarna betraktas som dräner. Konsolideringsgraden baseras på lerans styvhet, dvs. mycket överskattade deformationer. Som kompensation ansetts en i motsvarande grad förhöjd permeabilitet på pelarna. Fallet kännetecknas dessutom av samma approximation som i fall A, dvs. att ingen strömning antas ske vertikalt i leran.
- D. Pelarna betraktas som dräner. Konsolideringsgraden baseras på lerans styvhet, dvs. mycket överskattade deformationer eftersom ingen hänsyn tas till kalkcementpelarnas styvhet. Även detta fall kännetecknas av approximationen att ingen strömning antas ske vertikalt i leran..
- E. Kalkcementpelarblocket betraktas som ett kompositblock. Däremot baseras konsolideringsgraden på lerans styvhet, dvs. mycket överskattade deformationer. Fallet kännetecknas dessutom i likhet med fall B att ingen hänsyn tas till motstånd mot horisontell strömning i leran.

Som framgår av figur 9 visar alternativ A-C god överensstämmelse. Att alternativ A och B visar god överensstämmelse kan tyckas överraskande. I metod A styr ju lerans permeabilitet i horisontalled beräkningarna i hög grad medan man i alternativ B helt bortser från densamma. Detta kan emellertid sägas vara två olika sidor av samma mynt, dvs. att motståndet mot strömning horisontellt i leran är liten jämfört med strömning vertikalt. Därutöver bygger de båda metoderna på realistiska materialparametrar. Även alternativ C baseras på det första antagande samtidigt som "konsolideringskoefficienten" enligt $k \cdot M / \gamma_w$ kan betraktas som realistisk även om de enskilda faktorerna inte är det. De två konceptuellt felaktiga alternativen, D och E, visar som förväntat på en alltför låg konsolideringsgrad, eftersom de bygger på en alltför låg styvhet och därmed även en för låg "konsolideringskoefficient".

Ofta framförs påståendet om kalkcementpelare att man får en lastöverföring från leran till pelarna under konsolideringsfasen. Detta är korrekt om man baserar analysen på en beskrivning av totalspänningar. "Lastöverföringen" är en konsekvens av att portrycket minskar samtidigt som effektivtrycken ökar. Det senare gäller för såväl pelarna som leran. Utifrån en effektivspänningsanalys kan man därför beskriva konsolideringsförloppet som att portrycket minskar och successivt övergår i effektivspänningar. Förloppet visas i figur 10. I figuren redovisas utvecklingen av totalspänningar, effektivspänningar och portryck för såväl kalkcementpelarblocket som ett kompositmaterial, som för leran och pelarna. Det visade exemplet är samma som redovisas i figur 9 och avser beräkning enligt modell A. Konsolideringstrycket, dvs. initieellt porövertryck till följd av upplastning är satt till index 100.



Figur 10. Spänningsförändringar med tiden i 1) kalkcementpelarblocket i genomsnitt, 2) mellanliggande jord och 3) kalkcementpelare

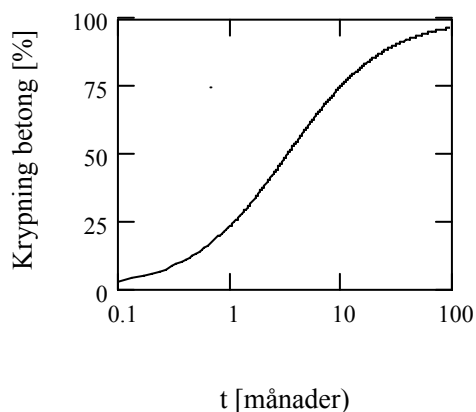
Figuren visar 1) att konsolideringsgrad i betydelsen hur stor andel av det initiala porövertrycket som övergått i effektivspänningar bara är meningsfull på kompositnivå, dvs. som andel av en konstant storhet och 2) att effektivspänningsutvecklingen i pelarna respektive leran baserad på effektivspänningsanalys visar ”normalt” konsolideringsförlopp, dvs. ökade effektivspänningar med tiden.

Utifrån sammanställningen ovan föreslås att konsolideringen för en kalkcementpelarförstärkt bank beräknas enligt modell A eller B. Modell A har fördelen att den är en direkt vidareutveckling av modellen i Limeset och därför ansluter bättre till nuvarandes beräkningspraxis. Modell B har fördelen att konsolideringen kan beräknas enligt klassisk konsolideringsteori för jord. Alltifrån Terzaghis diagrammetod till datorprogram för endimensionell konsolidering kan då utnyttjas.

Till konsolideringssättningarna orsakade av portrycksutjämning skall läggas krypsättningar. Detta gäller såväl lera som kalkcementpelare. För leran kan i princip etablerade beräkningsmodeller användas, vilket diskuteras nedan i samband med sättnings i leran under kalkcementpelarblocket. För pelarna är det svårare att ange beräkningsmodell eftersom mycket få, om ens några resultat är rapporterade för långtidskrypsättningar. Uppföljningarna av provbankarna har pågått under alltför kort tid för att ge någon vägledning. Om kalkcementpelarna antas ha likartade egenskaper som betong, se avsnitt 2.5.2, kan utvecklingen av krypdeformationer kanske ges av följande enkla ekvation (Bygg 2, 1968):

$$\varepsilon_{cr} = \frac{t}{t_{50\%} + t} \quad (20)$$

där $t_{50\%}$ är den tid när halva krypdeformationen har utvecklats. I figur 11 visas ett typiskt exempel för betong.



Figur 11. Exempel på krypning för betong. $t_{50\%} = 3$ månader.

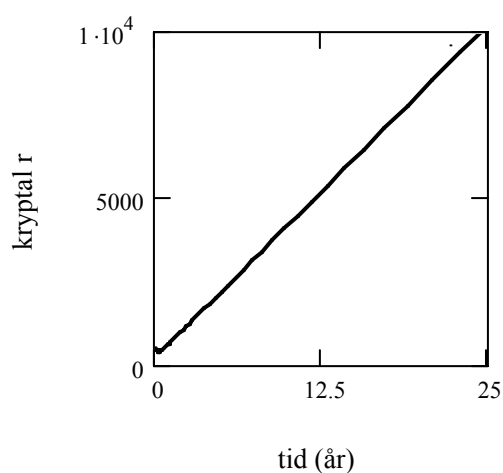
För lera brukar antas att kryphastigheten är konstant i logaritmisk tid:

$$\frac{\partial \varepsilon_{cr}}{\partial \ln t} = \frac{1}{r} \quad (21a)$$

eller ekvivalent

$$\frac{\partial \varepsilon_{cr}}{\partial \log t} = \alpha_s \quad (21b)$$

Derivatans av ekvation 20, dvs. kryphastigheten i logaritmisk tid enligt ekvation 21, visar att krypmotståndet ökar med tiden, se figur 12.

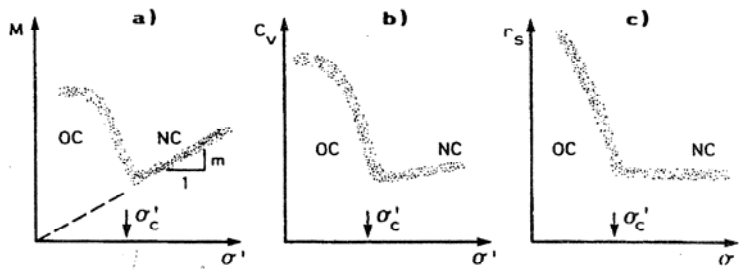


Figur 12. Principiell utveckling av krypmotståndet med tiden för krypmodell enligt ekvation 17. $t_{50\%} = 3$ månader, $\varepsilon_c = 1\%$.

En svårighet med att ta hänsyn till krypsättningar är att de inte kan separeras från konsolideringsförloppet. Uppdelningen i primär och sekundär konsolidering är bara relevant i laborieförsök, där i princip porövertrycket utjämnas under det första dygnet. Under mer realistiska förhållanden med avsevärt längre dräneringsvägar tar den här processen betydligt längre tid. De krypsättningar som utvecklas under konsolideringsfasen kommer då att resultera i en fiktiv minskning av kompressionsmodulen, dvs. en långsammare konsolideringsgrad. Hänsyn till detta måste tas vid beräkning av konsolideringen enligt något av alternativen enligt ovan. Kompositmodellen erbjuder här fördelen att hänsyn till krypdeformationer kan göras på samma sätt som för ostabiliserad jord.

2.6 OSTABILISERAD LERA

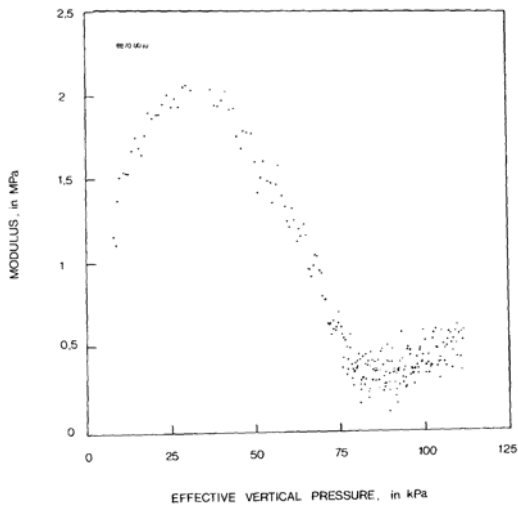
Som tidigare nämnts antas att lerans egenskaper inte påverkas av pelarinstallationen. Detta gäller såväl leran mellan pelarna som under blocket. I synnerhet för leran under blocket torde detta vara ett helt korrekt antagande. Detta innebär att sättningarna i denna del av leran kan beräknas med traditionella metoder för långtidssättningar i lera. Lastspridningen från blocket kan beräknas med modellen i avsnitt 2.3 och materialparametrar från konventionella fält- och laborieförsök. En svårighet är emellertid att en optimerad dimensionering i de flesta fall troligen kommer att resultera i effektivspänningar i leran i närheten av förkonsolideringsstrycket. Detta innebär att man måste kunna beskriva lerans egenskaper med hög noggrannhet i detta spänningsområde. I figur 13 visas det principiella beteendet av lerans deformationsegenskaper i detta område.



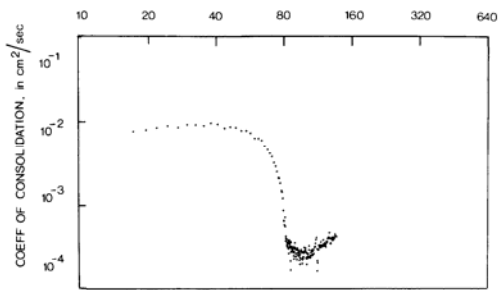
Figur 13. Egenskaper för lera som funktion av effektivspänningen a) kompressionsmodul b) konsolideringskoefficient c) krytial. Från (Janbu, 1989)

De i figur 13 visade materialegenskaperna överensstämmer med dokumenterad erfarenhet från svenska förhållanden, se figur 14 a–c. Sammanfattningsvis innebär det att värdet av aktuella materialparametrar avtar för måttliga effektivspänningsökningar men växer vid ytterligare spänningsökning. Brytpunkten betecknas enligt norsk praxis som förkonsolideringstrycket. Motsvarande punkt enligt svenska beteckningar kan antas ligga någonstans mellan σ'_c och σ'_L . Det i sammanhanget avgörande är att det i tekniska tillämpningar är materialegenskaperna till vänster om denna brytpunkt som enligt ovan ofta är dimensionerade, samtidigt som erfarenhetsmässigt det är detta område som är behäftat med störst osäkerhet vad avser bestämning av såväl moduler som krypegenskaper. Det betyder sammanfattningsvis att ett principiellt enkelt fall resulterar lätt i en mycket komplex beräkningssituation. Å andra sidan kommer sättningar i denna del av jordprofilen i de flesta fall att utjämnas längs med banken och spelar därmed mindre roll i de fall som det är sättningsdifferenser som är avgörande. I de flesta fall borde en relativt enkel beräkningsmodell vara tillfyllest. Förslagsvis väljs materialegenskaperna som ett representativt medelvärde i det aktuella spänningsintervallet, se även beräkningar för provbankar i kapitel 3. För att beräkna sättningarna i den underliggande leran är det viktigare att hantera lerans varierande egenskaper i det aktuella spänningsintervallet än att tillämpa en mer sofistikerad beräkningsmodell utan hänsyn till variationer.

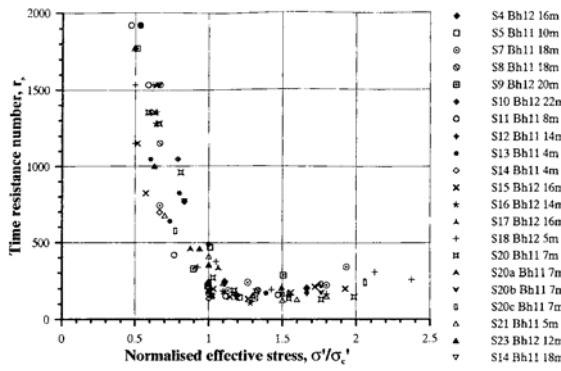
För krypsättningarna kan en analytisk modell enligt Alén (1998) användas. Den förutsätter att materialegenskaperna beskrivs som konstanter i form av representativa värden. Ingångsparametrar är därvid två dimensionslösa parametrar, 1) tidsfaktorn enligt klassisk konsolideringsteori, $T_v = (k \cdot M / \gamma_w) \cdot t / H^2$ och en töjningshastighetsfaktor, $\Psi = M / (r \cdot q)$. En fördel med modellen är att tjockleken av jordprofilen och dräneringslängden separeras i beräkningarna. Detta innebär att kalkcementpelarblockets fördröjning av konsolideringen i den underliggande leran kan modelleras genom att ansätta en längre, fiktiv, dräneringsväg.



a)



b)



c)

Figur 14. Lerans deformationsegenskaper a) modul (Sällfors, 1975), b) konsolideringskoefficient (Sällfors, 1975) och c) kryptal (Claesson, 2003).

3 Provbankar

3.1 FÖRSÖKSLOKALER

Provbankarna är belägna i Surte, Stora Viken och Nödinge i Ale kommun. Leran är till lite olika grad något överkonsoliderad i de olika lokalerna. I stort är förhållandena i lokalerna enligt följande.

Provbank Surte

Lermäktigheten är upp till ca 40 m. Pelarna, som är 0,6 m i diameter, har satts i ett kvadratisk mönster med ett c/c avstånd på 1,5 m varvid varannan pelare gjorts 12 m och varannan 20 m långa. Pelarna är således inte nedförda till fast botten. Provpelare har installerats och sonderingar genomförts efter 7, 14 och 28 dygn. Utvärderad karakteristisk skjuvhållfasthet efter 30 dygn är 120–160 kPa utom för de översta två metrarna.

Provbank Nödinge

Leran i Nödinge skiljer sig från leran i Surte genom att den är något mindre överkonsoliderad. Pelarna har satts i samma mönster och till samma djup som i Surte. Utvärderad karakteristisk skjuvhållfasthet efter 30 dygn är ca 160 kPa, vilket i genomsnitt är något större än för Surte.

Provbank Stora Viken Norra

Vid den tredje provbanken återfinns ett drygt två meter mäktigt fast friktionsjordslager på ca 15 m djup. Därunder finns ytterligare 10–20 m lera. Pelarna har installerats så att lasten förs från pelarna direkt över till lagret av friktionsjord. Det innebär att pelarna är ca 16 m långa. I övrigt är c/c avstånd och diameter samma som för de andra provbankarna. Den utvärderade karakteristiska skjuvhållfastheten är ca 80 kPa efter 30 dygn, vilket är mindre än för de två andra lokalerna.

3.2 UTVIDGNING AV MÄTPROGRAM FÖR UTVECKLING AV SÄTTNINGSBERÄKNINGSMETOD

För att genomföra en fördjupad analys har instrumenteringen av provbankarna kompletterats med ytterligare ett antal bälgslangar och porttrycksmätare. Bälgslangarna har behövts för att följa sättningutvecklingen såväl inom som närmast utanför uppfyllnaden. Porttrycksmätare har installerats för att följa porttrycksutvecklingen i pelare respektive jord, såväl mellan som under pelare och intill fyllningen. En mer detaljerad bild av instrumenteringen återfinns i bilaga B för respektive provlokal.

För att dokumentera pelarnas deformationsegenskaper i fält har provbelastning och permeabilitetsförsök utförts på ett antal provpelare bredvid provbanken i Stora Viken Norra. Provbelastning har utförts på fem pelare. För tre av pelarna gjordes provbelastningen som omvänd pelarsondering (MOPS), dvs. med en ankarplatta i botten av pelaren förbunden med en vajer som löper i pelarens centrum upp till markytan. Resterande två pelare var vanliga svävande pelare, vilka belastas i överkant. Provbelastningarna genomfördes genom stegvis pålastning. Vid varje belastningsförsök registrerades deformationerna för varje laststeg efter 1, 2, 4, 8 och 16 minuter.

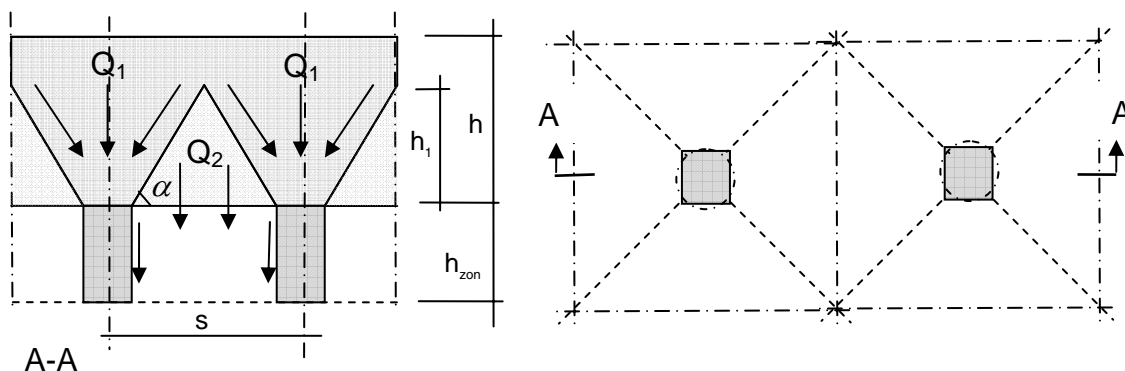
Permeabilitetsförsök genomfördes på två pelare. I den första pelaren utfördes permeabilitetsförsök på 2, 3 och 4 meters djup och i den andra pelaren på 3,25 och 4 meters djup.

MOPS-försöken och permeabilitetsförsöken genomfördes under sommaren 2003, knappt två år efter installationen. De övriga två provbelastningarna genomfördes i slutet av september samma år. Försöken har redovisats i en artikel till konferensen Deep Mixing '05 (Baker et al, 2005).

3.3 UTVÄRDERING AV PROVBANKAR ALLMÄNT

De tre provbankarna Nödinge, Stora Viken norra och Surte har utvärderats med den beskrivna beräkningsmodellen. Detaljer i den valda beräkningsgången, utöver vad som beskrivits tidigare, redovisas kortfattat i bilaga A. Resultaten av beräkningarna redovisas i avsnitt 3.5–3.7. Dessutom har överföringszonens teoretiska utsträckning mot djupet beräknats. Samtliga redovisade beräkningar är av typen 'klass A', dvs. ingen justering har gjorts för att anpassa resultatet till uppmätta värden. Däremot redovisas, förutom grundvärden, vissa justerade beräkningsresultat.

3.4 ÖVERFÖRINGSZON



Figur 15. Princip för beräkning av överföringszon m.h.t. valvverkan.

Överföringszon (i etapp 2) har beräknats med följande indata:

Geometri						Lera	K/C-pelare	
s [m]	h [m]	K/C-pelare [mm]	d_{ekv} [mm] ¹	γ [kN/m ³]	α [°]	c_u [kPa]	c' [kPa]	ϕ' [°]
1,5	2,5	600	530	19	60	12	75 ²	35
In-situ förhållanden i jord (data från provbank Nödinge)								
Densitet [kN/m ³]			Portryck [kPa]			K_o		
14,5+0,06·z			10·(1+0,03)·z-0,8			0,7		

1: Kvadratisk pelare med samma tvärsnittsytta som den cirkulära kalkcementpelaren. Används för att beräkna Q_1 och Q_2 enligt figur 15.

Värdet är baserat på resultat av provbelastningen intill provbank Stora Viken norra, se avsnitt 3.2

Resultat av beräkning av överföringszon m.h.t. valvverkan:

Q_{tot} [kN] ¹	h_1 [m] ²	Q_2 [kN] ³	Q_1 [kN] ⁴	$\sigma_{v, pel}$ [kPa] ⁵	h_{zon} [m] ⁶
107	0,83	11	96	340	0,5

- 1: Total banklast för en kalkcementpelare 2: Höjd av nedfallande ”pyramid”
 3: Tyngd av nedfallande ”pyramid” 5 Direkt lasteffekt pelare
 5: Effektivspänning av Q_1 6: Överföringslängd för Q_2

Resultatet, h_{zon} endast 0,5 m, visar att otillräcklig valvverkan knappast är dimensionerande

Beräkning av överföringszon m.h.t. pelarhållfasthet enligt ekvation 1-4

Enligt ekvation 1 och med $\Delta\sigma_v^{soil} = 0$, erhålles pelarnas korttidsbrottlast som:

$$P_{brott} = f'_{LCC} \cdot A_{pel} = \left[\frac{2 \cdot \cos \phi'}{(1 - \sin \phi')} \cdot c' + \frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')} \cdot K_0 \cdot \sigma'_{v,0} \right] \cdot \pi \cdot \frac{0,6^2}{4} \quad (22)$$

Djup [m]	0	2	4	6	8	10
P_{brott} [kN]	84	91	98	104	111	119

Resultat är i paritet med erhållna resultat för provbelastningarna intill provbank Stora Viken norra, se avsnitt 3.2.

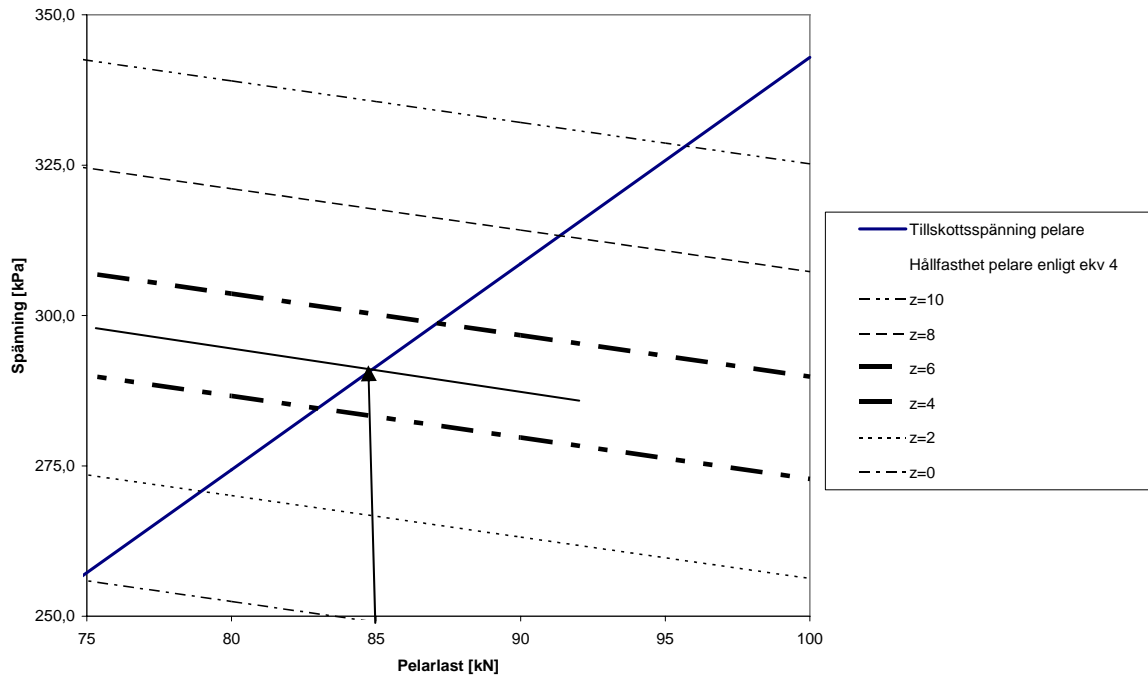
För totallasten $Q_{tot} = 107$ kN och jordtryckskoefficienten $k = 0,5$ för tillskottsspänningar kan pelarnas hållfasthet beräknas enligt ekvation 1–4 som funktion av djupet:

$$f'_{LCC, \infty} = \mu \cdot f'_{LCC} = 0,9 \cdot \left[\frac{2 \cdot \cos \phi'}{(1 - \sin \phi')} \cdot c' + \frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')} \cdot \sigma'_h \right] \quad (23)$$

$$\text{med } \sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_{v,0} + 0,5 \cdot \frac{Q_2}{s^2 - \pi \cdot 0,6^2 / 4}$$

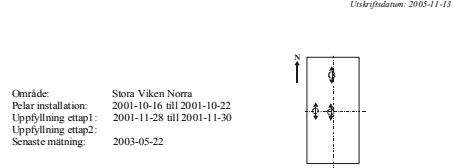
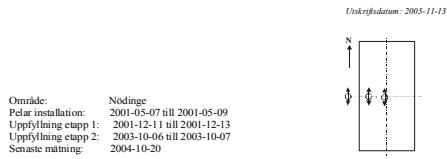
vilket i sin tur ger pelarnas maximala spänningstillskott, $\Delta\sigma_{LCC} = f'_{LCC, \infty} - \sigma'_{v,0}$.

Figur 16 visar en jämförelse mellan tillskottsspänningar av pelarlast, lasteffekten $\sigma_{v, pel}$ och pelarnas maximala spänningstillskott, bärförmågan $\Delta\sigma_{LCC}$.

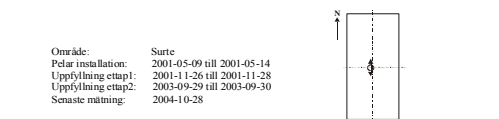
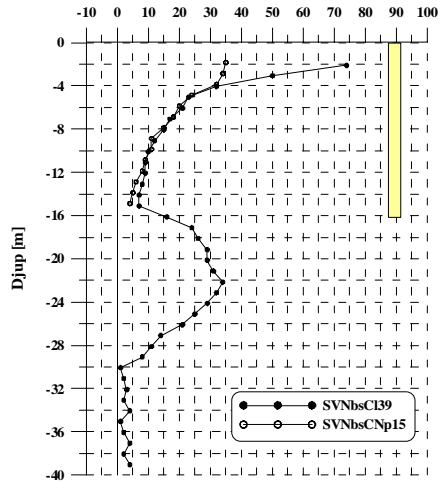
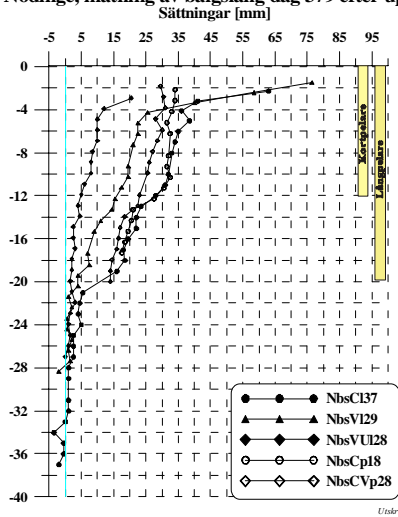


Figur 16. Jämförelse lasteffekt och bärförmåga i pelare.

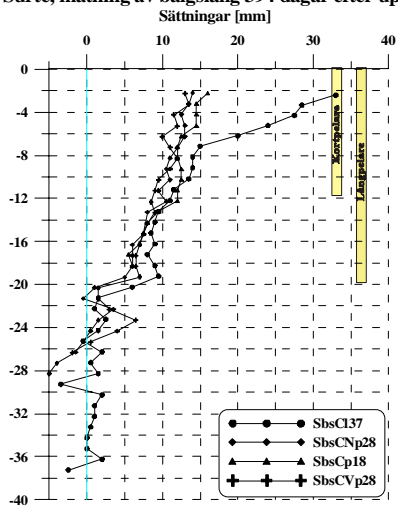
Figur 16 visar att överföringzonen för en pelarlast på 85 kN, dvs. cirka 80% av den totala lasten, blir cirka 5 m. Resultatet överrensstämmer med uppmätta värden för de tre provbankarna, se figur 17. Beräkningen bygger på antagandet att pelarnas kvalitet är OK och inte har klart sämre egenskaper än omgivande jord inom dessa delar. Förekomst av t.ex. torrskorpa inom det aktuella djupet kan ha stor inverkan på denna 'överföringslängd'.



Nödinge, mätning av bälgslang dag 379 efter uppfyllning 2 Stora Viken Norra, mätning av bälgslang, 538 dagar efter uppfyllning

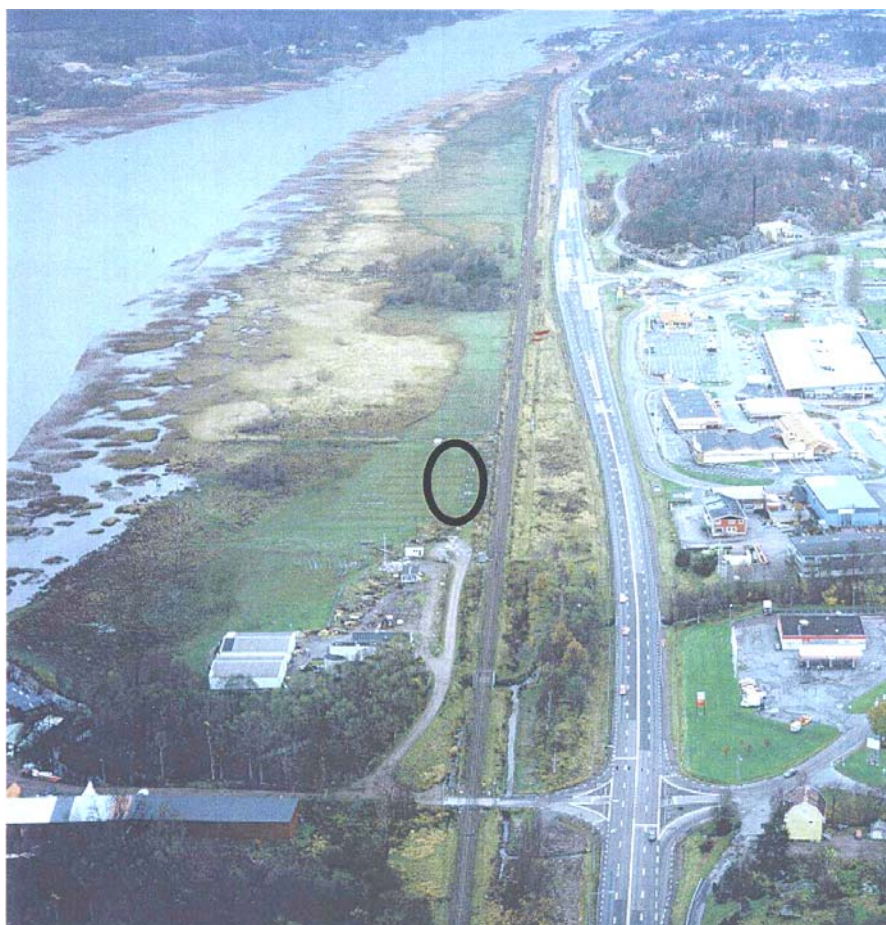


Surte, mätning av bälgslang 394 dagar efter uppfyllning 2



Figur 17. Jämförelse mellan uppmätta sättningar i kalkcementpelare och mellanliggande lera i etapp 2.

3.5 NÖDINGE



3.5.1 Allmänt

Området ligger väster om nuvarande Rv45 omedelbart norr om reningsverket i Nödinge, cirka 100 meter från älven. Jordlagren består av en mycket tunn och svagt utbildad torrskorpa och därunder av lera som överlagrar ett tunt friktions jordlager på berg. Lerlagrets mäktighet i området är cirka 30 – 35 meter.

Laboratorieundersökningarna på upptagna prover visar en naturlig vattenkvot på cirka 100 % i lerans överkant som avtar till cirka 60 % vid 30 m djup. CRS-försök visar att leran är svagt överkonsoliderad, OCR cirka 1,2, för rådande portrycksförhållanden. Ödometermodulen M_L ökar från 150 kPa vid mark ytan till 750 kPa på 30 m djup.

Lerans korrigerade odränerade skjuvhållfasthet utvärderad genom vingsondering är i genomsnitt cirka 8 kPa i lerans överkant och ökar med djupet med cirka 0,9 kPa/m ned till 25 m djup. Grundvattenytan ligger knappt en meter under befintlig markyta och portrycket är svagt artesiskt.

Pelarna i området installerades i maj 2001, ca 7 månader före den första uppfyllnaden i december 2001. I den första etappen var provbankens höjd drygt 1,5 m inklusive arbetsbädd. I en andra etapp i oktober 2003 höjdes provbanken till ca 2,8 m.

3.5.2 Materialparametrar

I figur 18–22, ges en sammanställning av företagna fält- och laboratorieundersökningar. Med stöd av detta geotekniska underlag, framtaget främst för arbetsplan och järnvägsplan, har en approximation av geotekniska egenskaper gjorts enligt nedan. De antagna egenskaperna redovisas i figureerna.

$$\rho = 1,45 + 0,006 \cdot z \quad \left[\text{ton} / \text{m}^3 \right]; \quad z < 15 \text{m}$$

$$\rho = 1,54 + 0,007 \cdot z \quad \left[\text{ton} / \text{m}^3 \right]; \quad z \geq 15 \text{m}$$

$$\text{Referensportryck} \quad u = 10 \cdot (1 + 0,03) \cdot (z - 0,8) \quad [\text{kPa}]$$

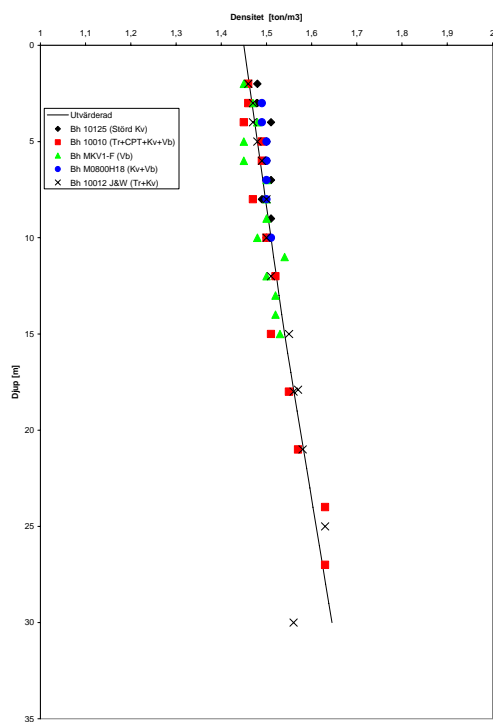
$$\sigma'_c = \text{OCR} \cdot \sigma'_0, \quad \text{dock minst } \sigma'_{c,\min} = 25 \text{ kPa}$$

$$\text{OCR} = 1,2$$

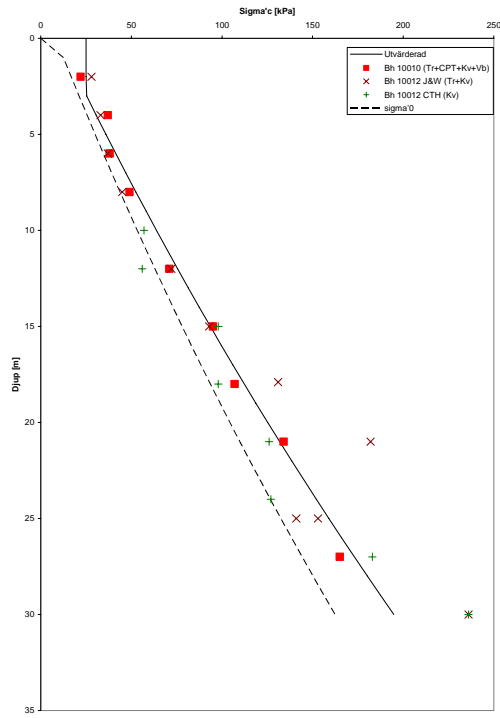
$$\sigma'_L = 1,3 \cdot \sigma'_c$$

$$M_0 = 50 \cdot \sigma'_c$$

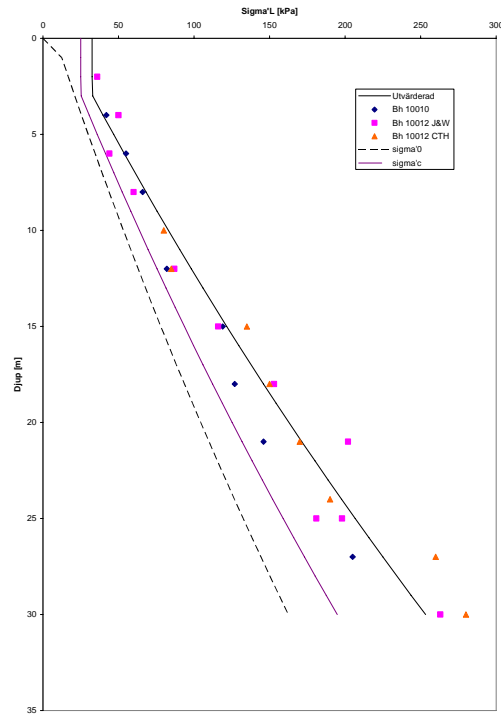
$$M_L = 4 \cdot \sigma'_c, \quad \text{dock minst } 6 \cdot \sigma'_{c,\min}$$



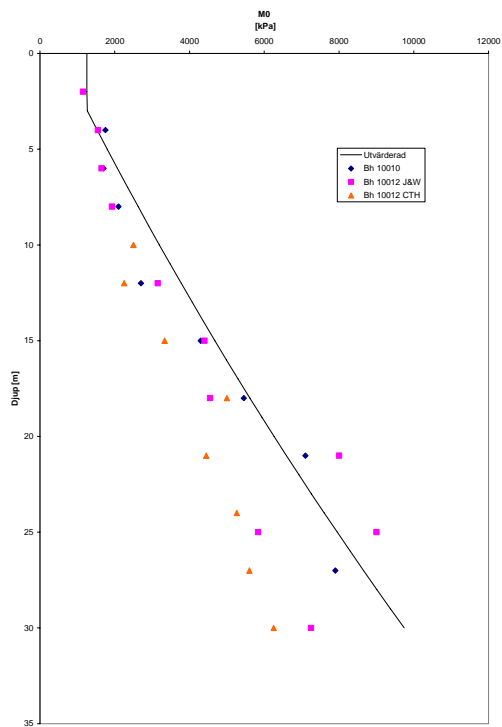
Figur 18. Densitet, Nödinge.



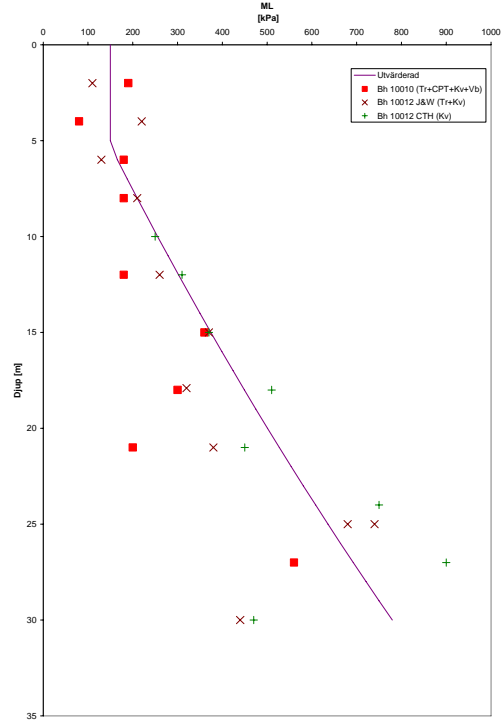
Figur 19. Förkonsolideringstryck.



Figur 20. σ'_L .



Figur 21. M_0 .



Figur 22. M_L .

3.5.3 Beräkning av sättningar för provbank

Sättningarna för provbanken har beräknats för de två olika laststegen, dels för kalkcementpelarblocket, dels för underliggande lera. Vid beräkning för kalkcementpelarblocket har ej de två översta metrarna i överföringszonen medräknats. Blocket har beräknats som enkelsidigt dränerat till markytan. Vid beräkning av leran under blocket har antagits dubbelsidig dränering

Indata – profil

Tjocklek jordprofil [m]	Höjd K/C-block [m]	Pelarlängder [m]	Dräneringslängd block [m]	Dräneringslängd lera[m] ⁴
35	20	50 % 12 50 % 20	20	10

Indata – kalkcementpelare

E_{pel} [MPa]	k_{pel} [m/s]	Pelarandel α_1 (övre del)	Pelarandel α_2 (under del)
150	$50 k_{jord}$	13%	6,5%

Kalkcementpelarblock – laststeg 1

Indata					Resultat		
Karakteristiska medelvärden					= Indata laststeg 2		
Upplastning q [kPa]	$\Delta\sigma_{block}$ [kPa]	M_{block} [MPa]	k_{block} [m/s]	Krytpal ⁵ r	U_{cr}	$\Delta\sigma_{rest}$ [kPa]	R [dagar] ⁶
25	17,1	12,9	$4,5 \cdot 10^{-9}$	3500	42%	9,9	215

Lera djup 20-35 m – laststeg 1

Indata					Resultat		
Karakteristiska medelvärden					= Indata laststeg 2		
Upplastning q [kPa]	$\Delta\sigma_{lera}$ [kPa]	M_{lera} [MPa]	k_{lera} [m/s]	Krytpal ² r	U_{cr}	$\Delta\sigma_{rest}$ [kPa]	R [dagar] ³
25	7,3	7,8	$8,6 \cdot 10^{-10}$	470	9%	6,6	2

⁴ Antagen fiktiv förlängning m.h.t. till kalkcementpelarblocket = 2,5m.

⁵ Krytpal – Mått på lerans krypegenskaper.

Alternativ till sekundära konsolideringskoefficienten α_s , $r = \ln 10 / \alpha_s$, se även bilaga A.

⁶ Tidsmotstånd - Mått på kryphastighet inför upplastning 2.

Kalkcementpelarblock – laststeg 2

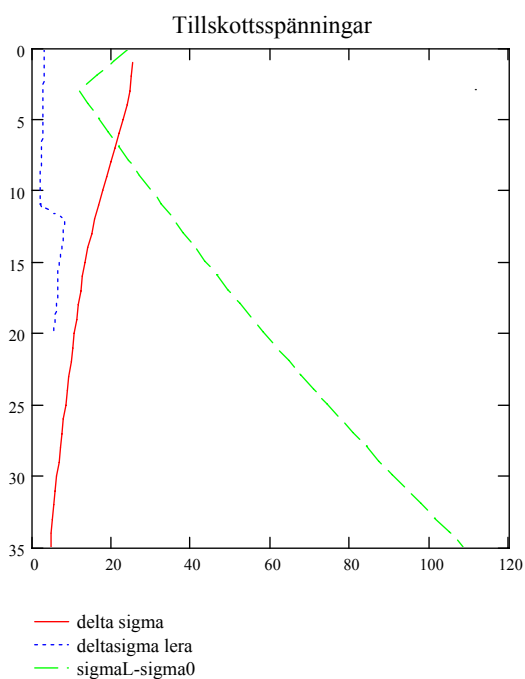
Indata				
Karaktteristiska medelvärden				
Upplastning q [kPa]	$\Delta\sigma_{\text{block}}$ [kPa]	M_{block} [MPa]	k_{block} [m/s]	r
20	13,7+9,9	12,2	$4,4 \cdot 10^{-9}$	3500

Lera 20-35 m – laststeg 2

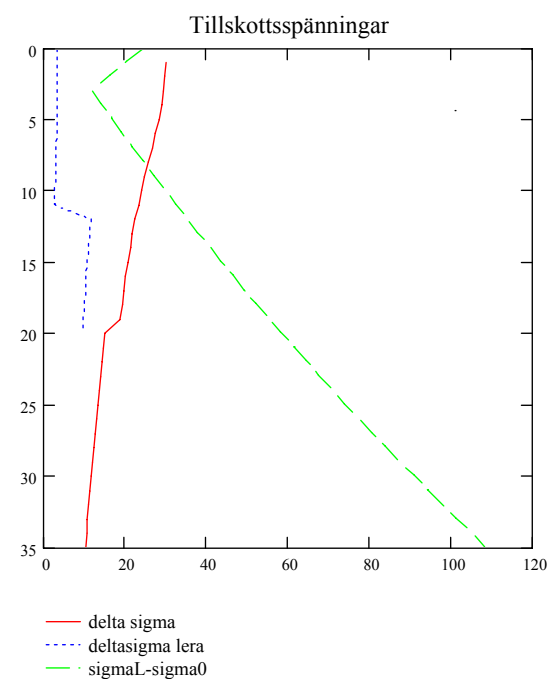
Indata				
Karaktteristiska medelvärden				
Upplastning q [kPa]	$\Delta\sigma_{\text{lera}}$ [kPa]	M_{lera} [MPa]	k_{lera} [m/s]	r
20	5,8+6,6	7,6	$8,4 \cdot 10^{-10}$	380

Resultat laststeg 2

	Efter 2,8 år (= sista mätning)			Efter 25 år		
	U_{cr}	$\Delta\sigma_{\text{rest}}$ [kPa]	R [dagar]	U_{cr}	$\Delta\sigma_{\text{rest}}$ [kPa]	R [år]
Block	38 %	14,6	375	100 %	–	22,5
Lera	9 %	11,3	3	18 %	10,1	1,6



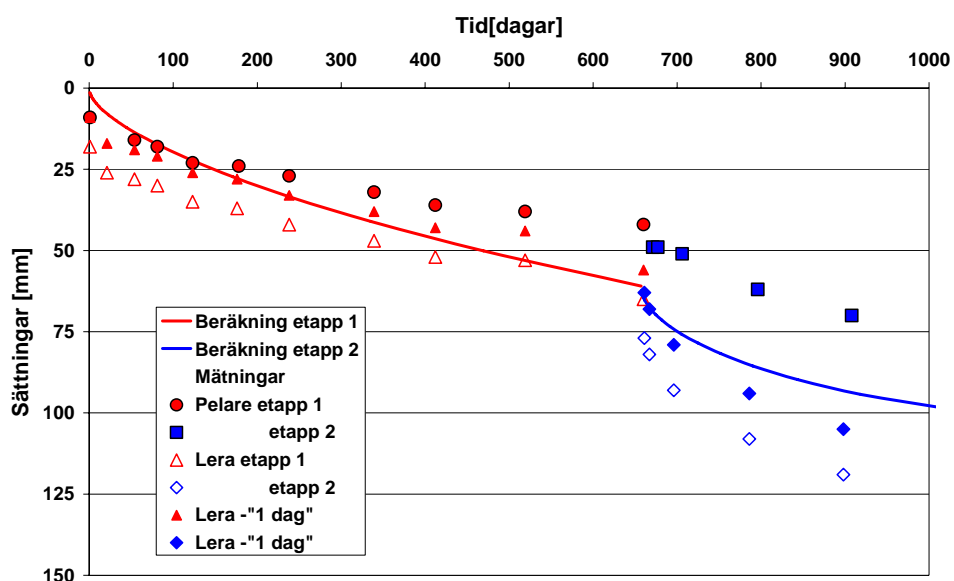
Figur 23. Beräknade tillskottsspänningar laststeg 1.



Figur 24. Beräknade tillskottsspänningar laststeg 2 inkl. restspänning från laststeg 1.

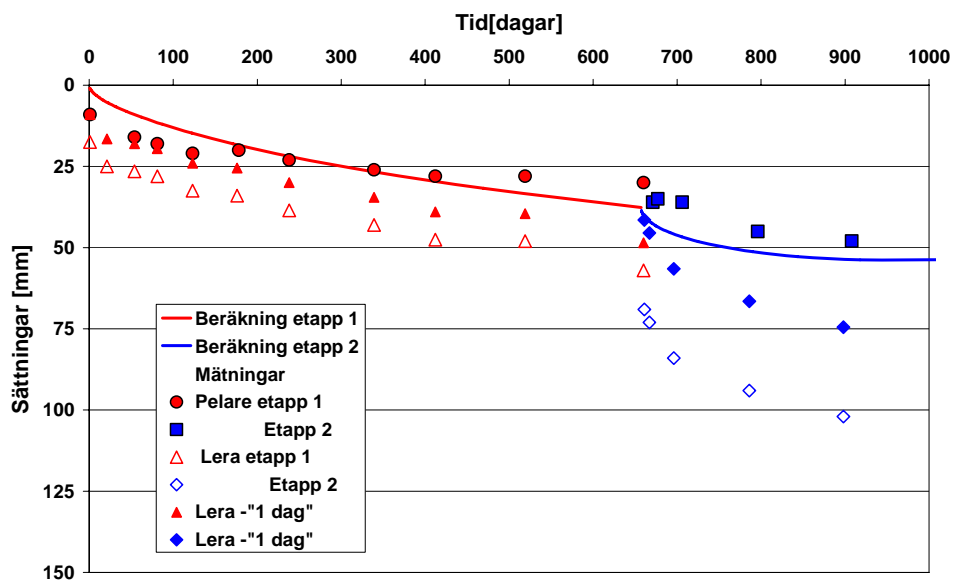
Sammanställning sättningar

Sättningar Nödinge - totalt



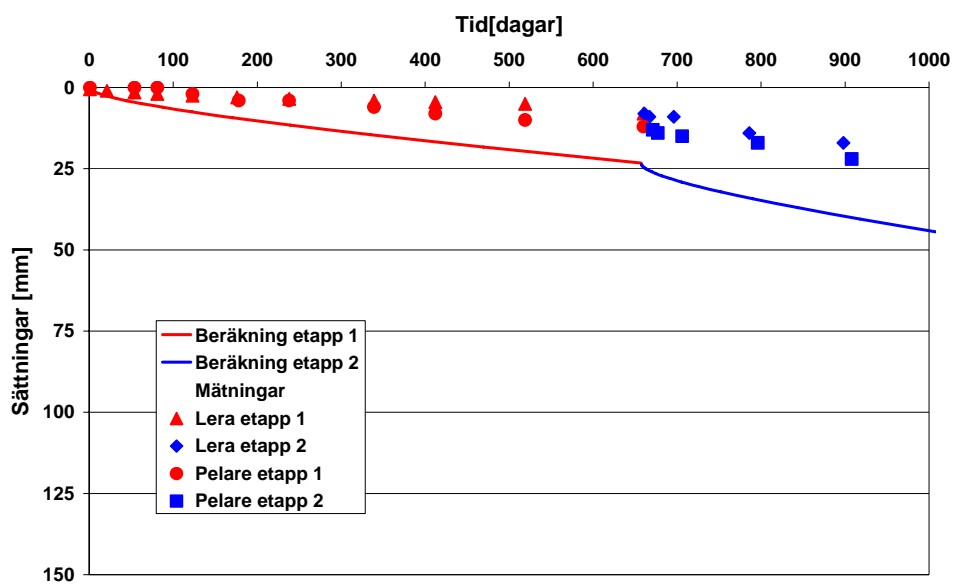
Figur 25. Beräknade och uppmätta sättningar för provbanken i Nödinge. Fyllda ringar och fyrkanter – bälgslang i pelare, NbsCp18, Ofyllda trianglar och romber – bälgslang i lera, NbsCl37. Fyllda trianglar och romber – bälgslang i lera, NbsCl37, minskad med sättningsskillnad mellan pelare och lera under första dygnet efter upplastning.

Sättningar Nödinge - K/C-block



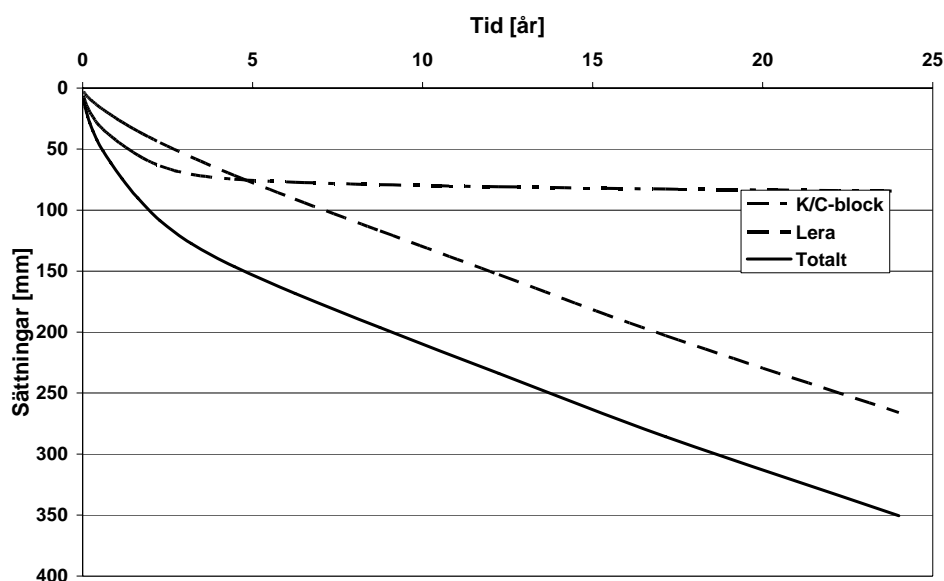
Figur 26. Sättningar i kalkcementpelarförstärkt block. Kommentar, se figur 25.

Sättningar Nödinge - under block



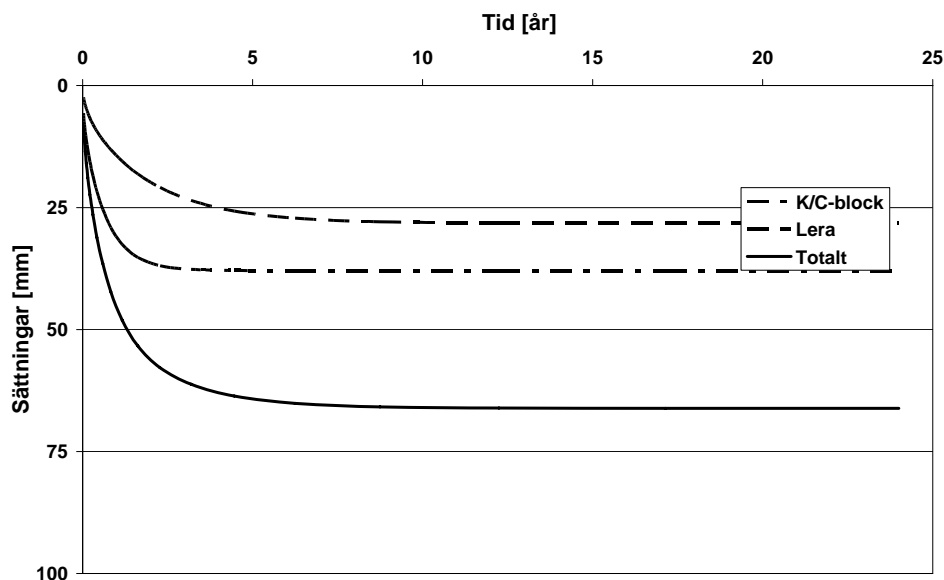
Figur 27. Sättningar i lera under kalkcementpelarförstärkt block.

Sättningar Nödinge



Figur 28. Beräknade sättningar för provbanken i Nödinge efter 25 år från 2m djup. Inkl. beräknade krypsättningar i pelare och lera.

Sättningar Nödinge - exkl krypning



Figur 29. Beräknade sättningar för provbanken i Nödinge efter 25 år från 2m djup. Beräkningar utan hänsyn till krypning.

De i figur 28 och 29 redovisade sättningarna är för enkelhets skull beräknade för upplastning i ett enda laststeg. Detta innebär att den knyck i sättningskurvan som uppkommer vid etappvis upplastning inte visas. Däremot påverkar förfarandet endast marginellt långtidssättningarna.

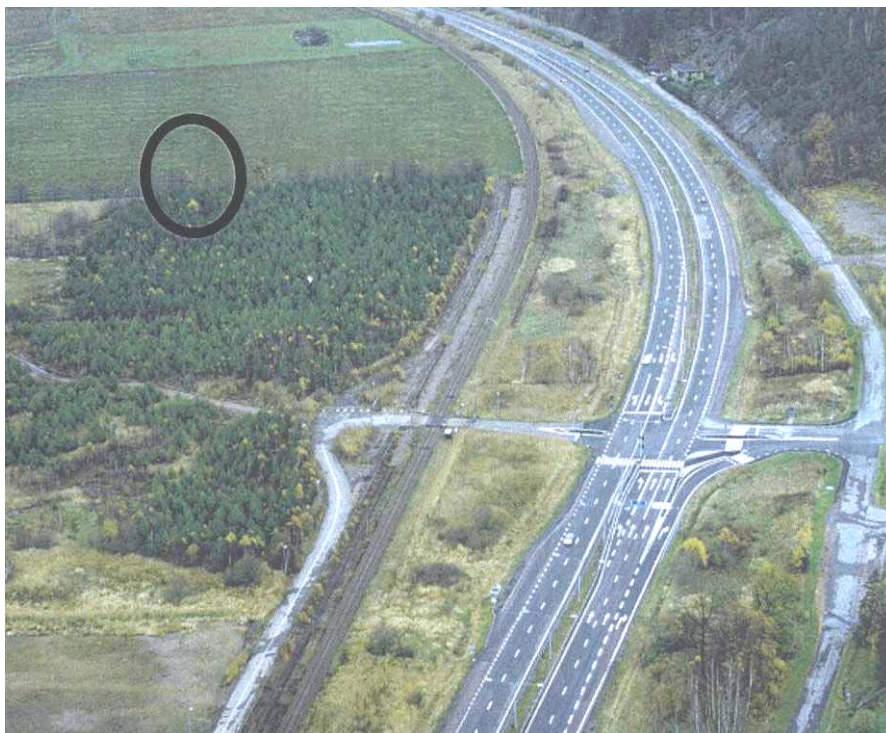
3.5.4 Kommentar beräkningsresultat

Som nämnts ovan är beräkningarna av typen 'klass A', dvs. beräkningarna är baserade på en bästa uppskattning av indata. Inga försök har gjorts i efterhand att anpassa indata för att få bästa överrensstämmelse med uppmätta värden.

Resultaten av den föreslagna beräkningsmodellen ger en bra bild av mönstret för sättningsutvecklingen med tiden i såväl kalkcementpelarblocket som underliggande lera. För kalkcementpelarblocket gäller dock att kompositmodellen inte kan fånga den sättningsskillnad som uppkommer mellan pelarna och leran i den övre delen av blocket. Större delen av denna sättning uppkommer dock direkt vid upplastningen.

För såväl kalkcementpelarblocket som leran är storleken av sättningarna mycket starkt beroende av vilka antaganden som görs om kalkcementpelarnas och lerans krypegenskaper. Sättningsutvecklingen enligt figur 27 tyder på att lerans krypdeformationer överskattas i beräkningarna, se vidare diskussion i kapitel 4. Det är därför rimligt att anta att sättningsutvecklingen enligt figur 28 överskattar sättningarna i den underliggande leran. Som jämförelse redovisas därför i figur 29 även en beräkning utan hänsyn till krypning. Av jämförelsen framgår att vid höga krav på precision i beräkning av sättningar är modelleringen av krypningen av avgörande betydelse.

3.6 STORA VIKEN



3.6.1 Allmänt

Provpelarmrådet i Stora Viken finns i den blivande järnvägens linjesträckning i km 58/400, mitt emellan samhällena Surte och Nödinge. Redovisningen nedan avser den i projektet ingående provbanken, Stora Viken Norra. I området finns även den fjärde provbanken, Stora Viken Södra.

Jordlagren utgörs huvudsakligen av lera med en mäktighet upp till 40 m. Leran underlagras av upp till 20 m mäktiga friktionsjordlager. Leran är i regel något gyttjig ner till 3 – 5 m djup och har en svagt utbildad torrskorpa som är cirka 0,5 m tjock. Vattenkvoten är mellan 80 – 90 % ner till 5 m djup för att sedan minska till mellan 45 – 50 % på 35 – 37 m djup. Inbäddat i lerlagret på cirka 15 m djup finns en 1 – 2 m tjock skikt av friktionsjord. Utförda borringar visar också att ett 0,5 m tjockt skikt av friktionsjord finns på 30 m djup.

Leran är något mer överkonsoliderad än i Nödinge och Surte, OCR cirka 1,6 – 1,7. Ödometermodulen M_L ökar från 230 kPa på 2 m djup till 1300 kPa på 35 m djup.

Lerans korrigerade odränerade skjuvhållfasthet utvärderad genom vingsondering i fält är i genomsnitt cirka 10 kPa i lerans överkant och ökar med djupet med cirka 0,8 kPa/m ned till friktionslagret på 15 m djup. Därunder är ökningen cirka 1,5 kPa/m. Markytan ligger på nivån +0,7m och portrycksmätningar i området visar på ett artesiskt tryck, gradient cirka 0,15, och med en grundvattenyta nära markytan.

Pelarna i området installerades i oktober 2001, en månad före den första uppfyllnaden i november 2001. I denna etapp var provbankens höjd knappt 1,5 m inkl arbetsbädd. En andra uppfyllning till cirka 2,7 m gjordes i oktober 2003.

3.6.2 Materialparametrar

I figur 30 – 33, ges en sammanställning av företagna fält- och laboratorieundersökningar. Med stöd av detta geotekniska underlag, framtaget främst för arbetsplan och järnvägsplan, har en approximation av geotekniska egenskaper gjorts enligt nedan. De antagna egenskaperna redovisas i figureerna.

$$\rho = 1,5 + 0,005 \cdot z \quad [\text{ton} / \text{m}^3]; \quad z < 15\text{m}$$

$$\rho = 1,575 + 0,008 \cdot z \quad [\text{ton} / \text{m}^3]; \quad z \geq 15\text{m}$$

$$\text{Referensportryck} \quad u = 10 \cdot (1 + 0,115) \cdot z^{0,975} \quad [\text{kPa}]$$

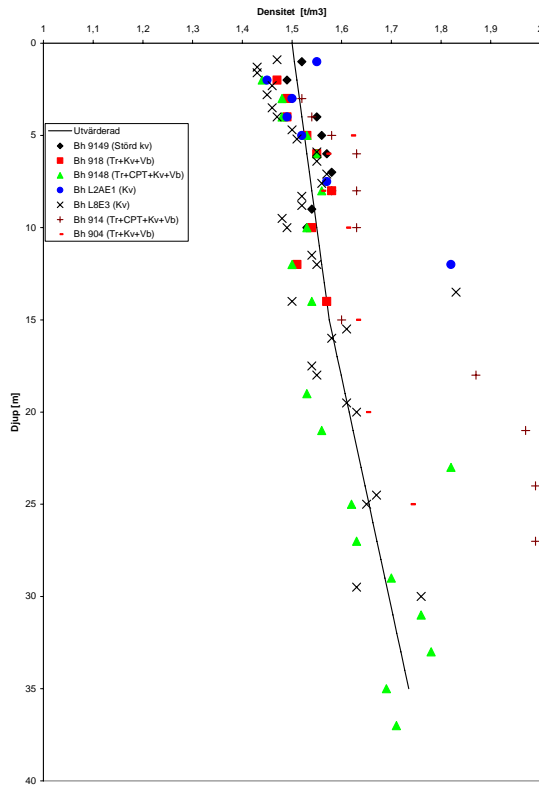
$$\sigma'_c = \sigma'_{c,\min}; \text{OCR} \cdot \sigma'_0, \quad \text{dock minst } \sigma'_{c,\min} = 40 \text{ kPa}$$

$$\text{OCR} = 1,65$$

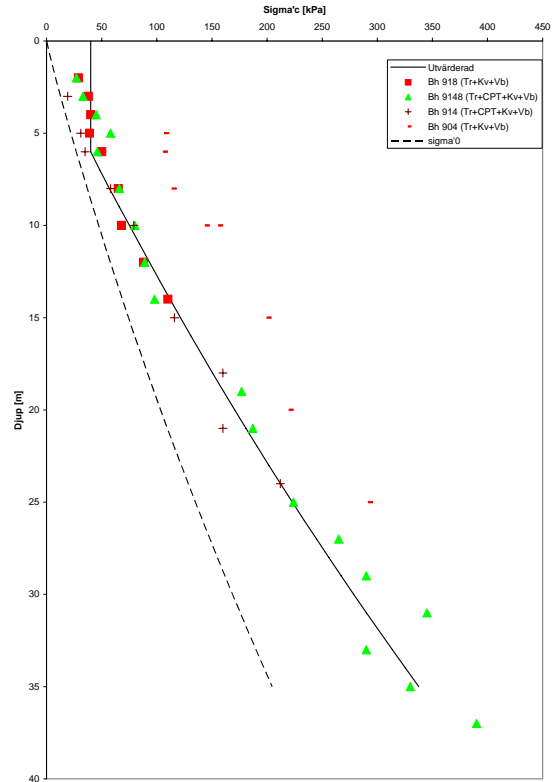
$$\sigma'_L = 1,3 \cdot \sigma'_c$$

$$M_0 = 50 \cdot \sigma'_c$$

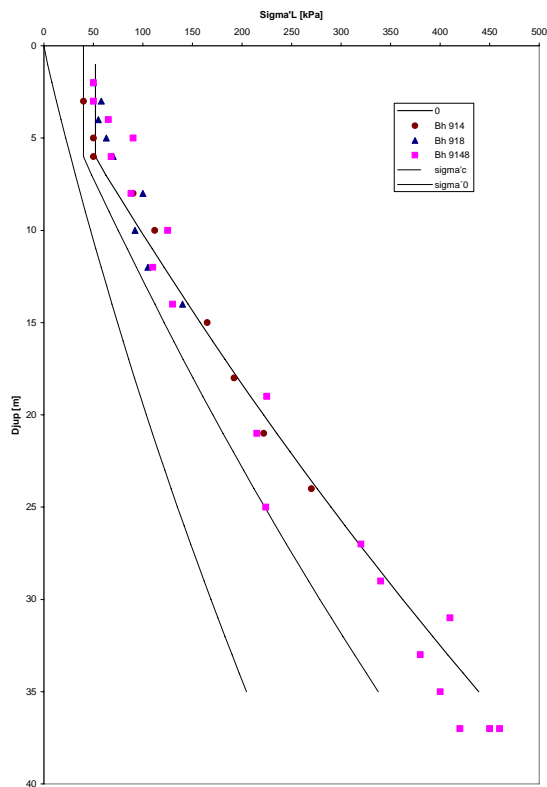
$$M_L = 4 \cdot \sigma'_c, \quad \text{dock minst } 6 \cdot \sigma'_{c,\min}$$



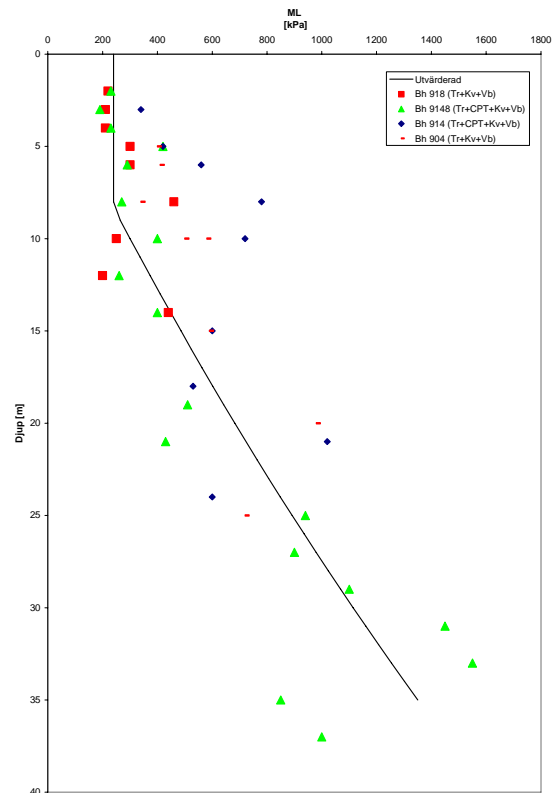
Figur 30. Densitet, St Viken norra.



Figur 31. Förkonsolideringstryck.



Figur 32. σ'_L .



Figur 33. M_0 .

3.6.3 Beräkning av sättningar för provbank

Sättningarna för provbanken har beräknats för de två olika laststegen, dels för kalkcementpelarblocket, dels för underliggande lera. Vid beräkning för kalkcementpelarblocket har ej de två översta metrarna i överföringszonen medräknats. Blocket har beräknats som enkelsidigt dränerat till markytan⁷. Vid beräkning av leran under blocket har antagits dubbelsidig dränering

Indata – profil

Tjocklek jordprofil [m]	Höjd K/C-block [m]	Pelarlängder [m]	Dräneringslängd block [m]	Dräneringslängd lera[m] ⁸
35	20	15	15	12

Indata – kalkcementpelare

E_{pel} [MPa]	k_{pel} [m/s]	Pelarandel α
150	$50 k_{jord}$	13%

Kalkcementpelarblock – laststeg 1

Indata					Resultat		
Karakteristiska medelvärden					= Indata laststeg 2		
Upplastning q [kPa]	$\Delta\sigma_{block}$ [kPa]	M_{block} [MPa]	k_{block} [m/s]	Krytpal ⁹ r	U_{cr}	$\Delta\sigma_{rest}$ [kPa]	R [dagar] ₁₀
25	18,6	13,9	$6,6 \cdot 10^{-9}$	4000	93 %	1,3	550

Lera 15-35 m – laststeg 1

Indata					Resultat		
Karakteristiska medelvärden					= Indata laststeg 2		
Upplastning q [kPa]	$\Delta\sigma_{lera}$ [kPa]	M_{lera} [MPa]	k_{lera} [m/s]	Krytpal ³ r	U_{cr}	$\Delta\sigma_{rest}$ [kPa]	R [dagar] ⁴
25	5,8	10,2	$9 \cdot 10^{-10}$	1290	14 %	5	2,5

⁷ I beräkningen har friktionslagret på 20 m djup inte antagits dränerande. Huruvida detta är korrekt är inte klarlagt.

⁸ Antagen fiktiv förlängning m.h.t. till kalkcementpelarblocket = 2,5m.

⁹ Krytpal – Mått på lerans krypegenskaper.

Alternativ till sekundära konsolideringskoefficienten α_s , $r = \ln 10 / \alpha_s$, se även bilaga A.

¹⁰ Tidsmotstånd – Mått på kryphastighet inför upplastning 2.

Kalkcementpelarblock – laststeg 2

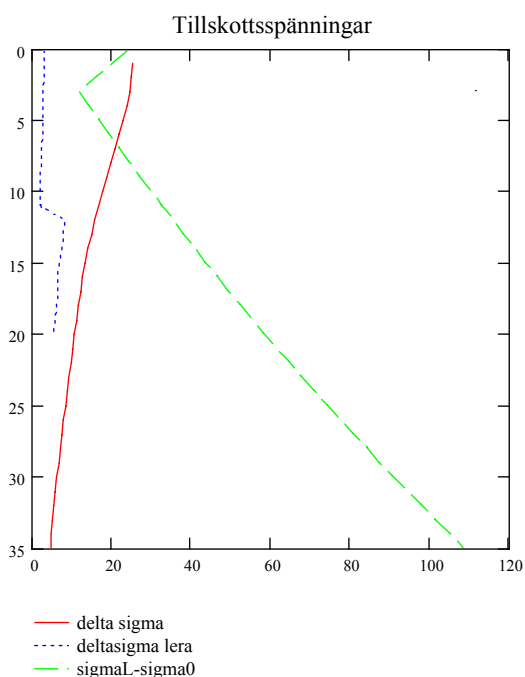
Indata				
Karakteristiska medelvärden				
Upplastning q [kPa]	$\Delta\sigma_{\text{block}}$ [kPa]	M_{block} [MPa]	k_{block} [m/s]	r
20	14,9+1,3	14,1	$5,8 \cdot 10^{-9}$	4000

Lera 15 -35 m – laststeg 2

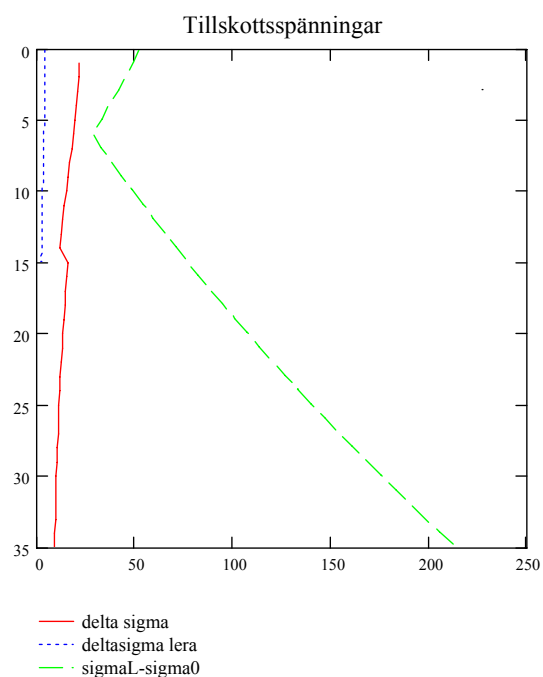
Indata				
Karakteristiska medelvärden				
Upplastning q [kPa]	$\Delta\sigma_{\text{lera}}$ [kPa]	M_{lera} [MPa]	k_{lera} [m/s]	r
20	4,6+5,0	10,3	$9 \cdot 10^{-10}$	1280

Resultat last

	Efter 2,8 år (= sista mätning)			Efter 25 år		
	U_{cr}	$\Delta\sigma_{\text{rest}}$ [kPa]	R [dagar]	U_{cr}	$\Delta\sigma_{\text{rest}}$ [kPa]	R [år]
Block	52 %	7,8	210	100 %	–	22,8
Lera	14 %	8,2	6	55 %	4,3	14,1

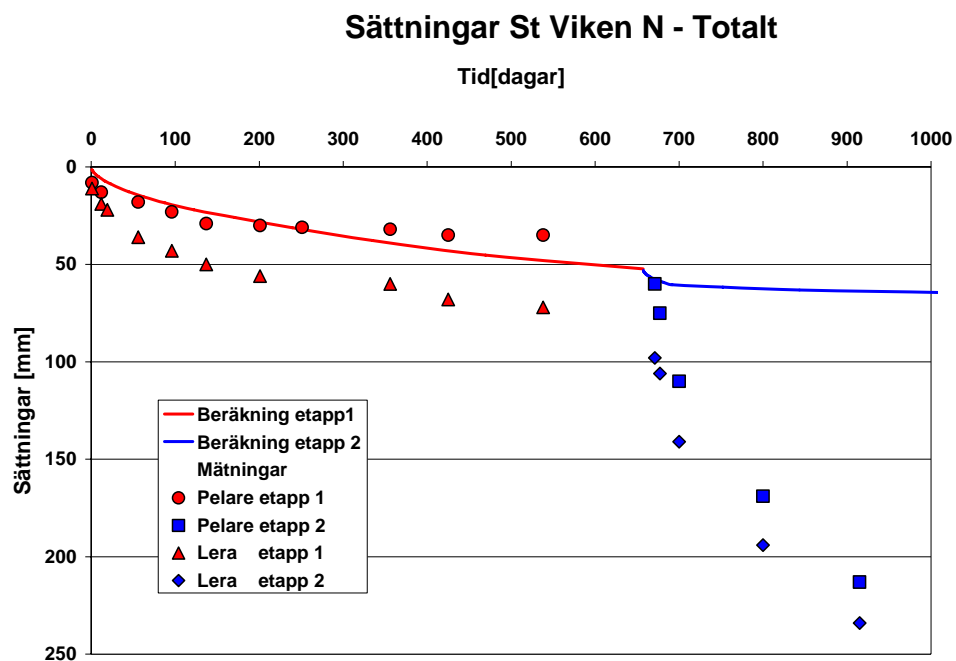


Figur 34. Beräknade tillskottsspänningar laststeg 1.

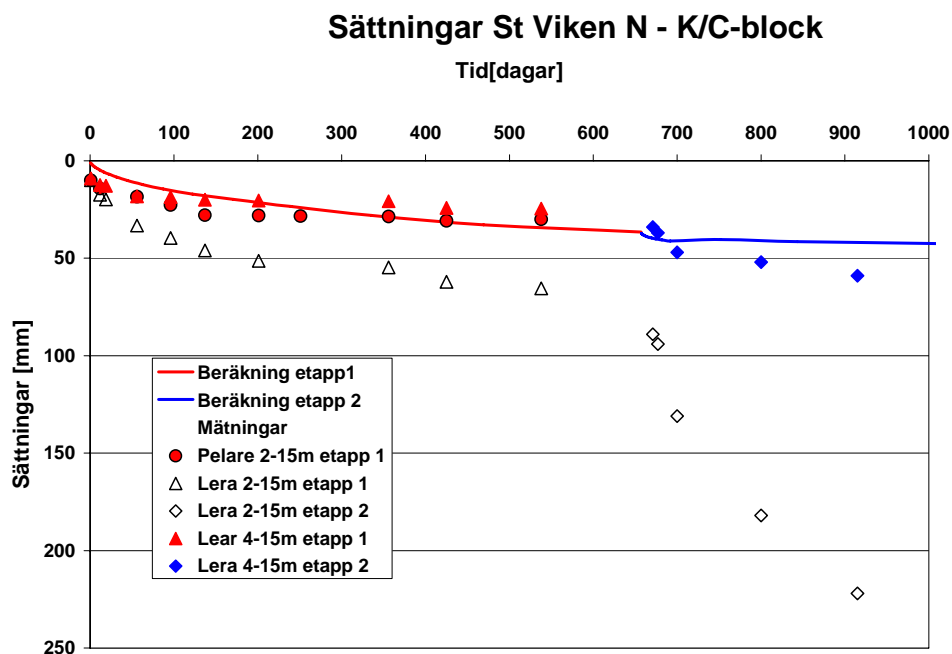


Figur 35. Beräknade tillskottsspänningar laststeg 2 inkl restspänning från laststeg 1.

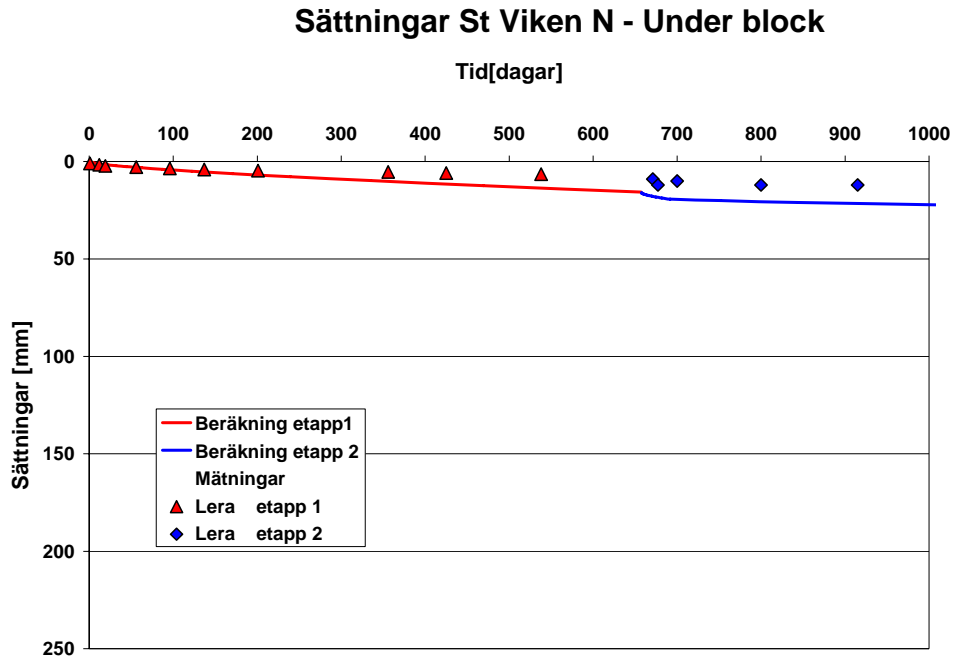
Sammanställning sättningar



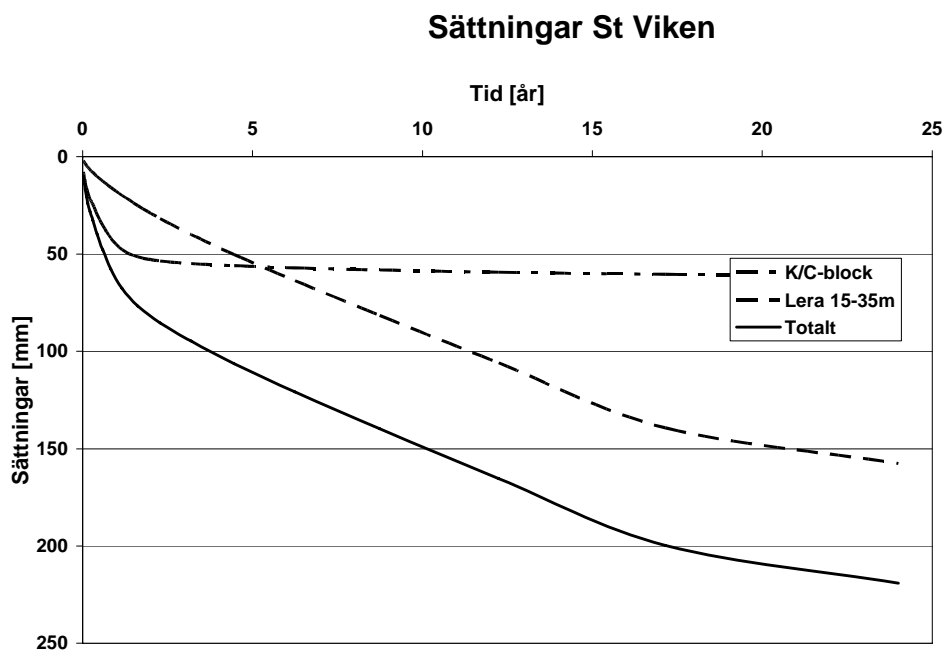
Figur 36. Jämförelse mellan beräknade och uppmätta sättningar för provbanken i St Viken norra.
Runda ringar och fyrkanter – bälgslang i pelare, SVNbsCNp15,
Trianglar och romber – bälgslang i lera, SVNbsCl39.



Figur 37. Sättningar i kalkcementpelarförstärkt block. Se även figur 36.

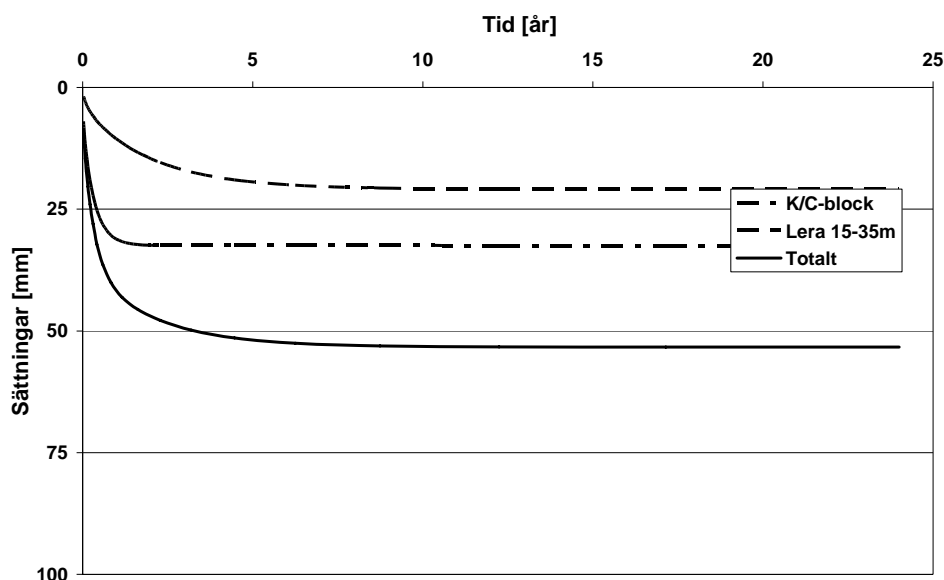


Figur 38. Sättningar i lera under kalkcementpelarförstärkt block.



Figur 39. Beräknade sättningar för provbanken i St Viken norra efter 25 år från 2 m djup. Inkl. beräknade krypsättningar i pelare och lera.

Sättningar St Viken - exkl krypning



Figur 40. Beräknade sättningar för provbanken i St Viken norra efter 25 år från 2m djup. Beräkningar utan hänsyn till krypning.

De i figur 39 och 40 redovisade sättningarna är för enkelhets skull beräknade för upplastning i ett enda laststeg. Detta innebär att den knyck i sättningskurvan som uppkommer vid etappvis upplastning inte visas. Däremot påverkar förfarandet endast marginellt långtidssättningarna.

3.6.4 Kommentar beräkningsresultat

Som nämnts ovan är beräkningarna av typen 'klass A', dvs beräkningarna är baserade på en bästa uppskattning av indata. Inga försök har gjorts i efterhand att anpassa indata för att få bästa överrensstämmelse med uppmätta värden.

Resultaten av den föreslagna beräkningsmodellen ger en bra bild av mönstret för sättningsutvecklingen med tiden i såväl kalkcementpelarblocket som underliggande lera, med undantag för sättningsutvecklingen i blockets övre del. Ett år efter den andra upplastningen är uppmätta sättningar mellan 2 – 4 m djup cirka 200 mm. Denna sättning är av samma storleksordning som man skulle ha förväntat utan kalkpelarförstärkning och med en permeabilitet i leran på cirka 10^{-8} m/s.

För såväl kalkcementpelarblocket som leran är storleken av sättningarna mycket starkt beroende av vilka antaganden som görs om kalkcementpelarnas och lerans krypegenskaper. Sättningsutvecklingen enligt figur 38 tyder på att lerans krypdeformationer överskattas i beräkningarna¹¹, se vidare diskussion i kapitel 4. Det är därför rimligt att anta att sättningsutvecklingen enligt figur 39 överskattar sättningarna i den underliggande leran. Som jämförelse redovisas därför i figur 40 även en beräkning utan hänsyn till krypning. Av jämförelsen framgår att vid höga krav på precision i beräkning av sättningar är modelleringen av krypningen av avgörande betydelse.

¹¹ De uppkomna sättningar är dock så små, ca 10–20 mm på tre år, att det kan diskuteras huruvida man kan dra några slutsatser om tendenser eller resultaten ligger inom flemarginalen.

3.7 SURTE



3.7.1 Allmänt

Provbanken finns i ett område mellan befintlig järnväg och lokalväg i km 63/000. Geotekniska undersökningar utförda i detta område visar att under cirka 1 m tjockt fyllningslager finns ett lerlager med en mäktighet av 30 – 35 m. Lerlagret är gyttjigt ner till cirka 8 m djup, med vattenkvoter inom detta skikt på 80 – 100 %. Vattenkvoten minskar sedan till 70 % på 15 – 20 m djup.

Leran är något överkonsoliderad för rådande portryck, OCR cirka 1,4. Ödometermodulen M_L ökar från 230 kPa på 1 m djup till 1200 kPa på 30 m djup.

Den korrigerade odränerade skjuvhållfastheten utvärderad från fallkonförsök ökar från drygt 10 kPa på 2 m djup till cirka 30 kPa på 30 m djup. Grundvattenytan är beläget cirka 1 m under markytan och utförda portrycksmätningar i området visar att portrycket är artesiskt med en gradient på cirka 0,1.

Pelarna i området installerades i maj 2001 och den första uppfyllnaden gjordes i november 2001. Även i detta område var den första uppfyllnaden cirka 1,5 m inkl. arbetsbädd. Den andra uppfyllnaden gjordes i slutet av september 2003 till cirka 2,7 m höjd.

3.7.2 Materialparametrar

I figur 41 – 44, ges en sammanställning av företagna fält- och laboratorieundersökningar. Med stöd av detta geotekniska underlag, framtaget främst för arbetsplan och järnvägsplan, har en approximation av geotekniska egenskaper gjorts enligt nedan. De antagna egenskaperna redovisas i figurerna.

$$\rho = 1,47 + 0,008 \cdot z \quad [\text{ton} / \text{m}^3]$$

$$\text{Referensportryck} \quad u = 10 \cdot (1 + 0,11) \cdot (z - 1,1) \quad [\text{kPa}]$$

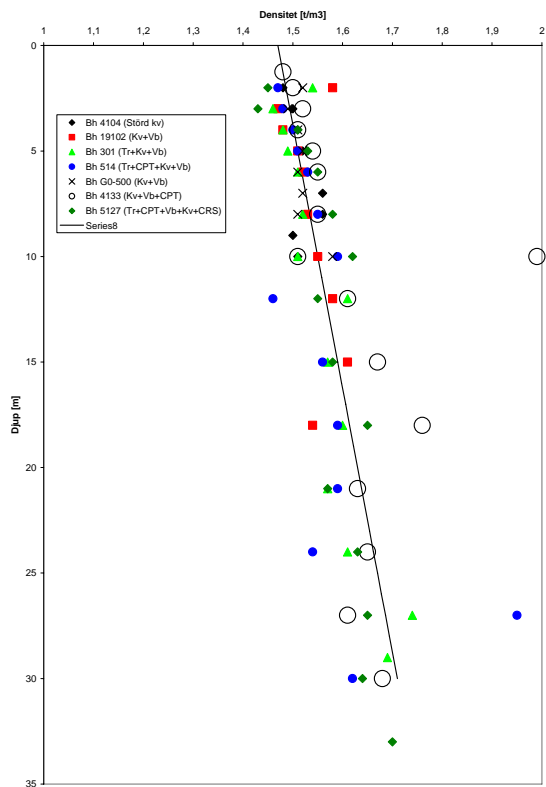
$$\sigma'_c = OCR \cdot \sigma'_0, \quad \text{dock minst } \sigma'_{c,\min} = 35 \text{ kPa}$$

$$OCR = 1,4$$

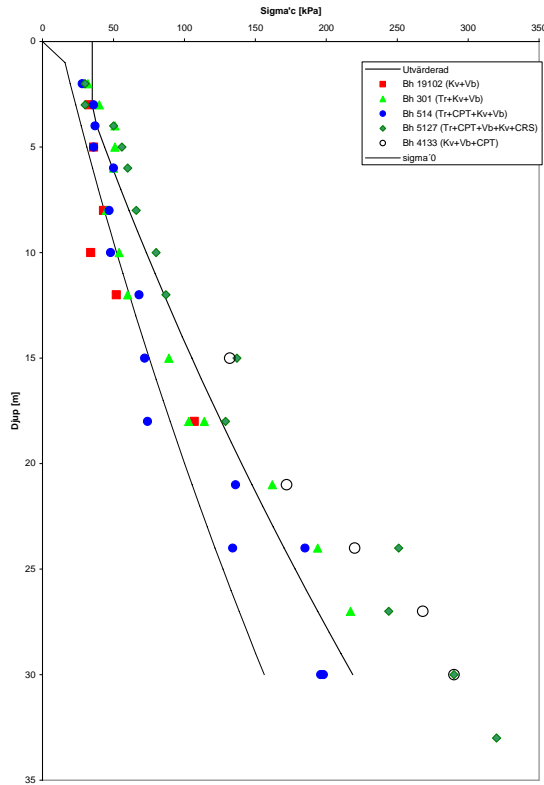
$$\sigma'_L = 1,4 \cdot \sigma'_c$$

$$M_0 = 50 \cdot \sigma'_c$$

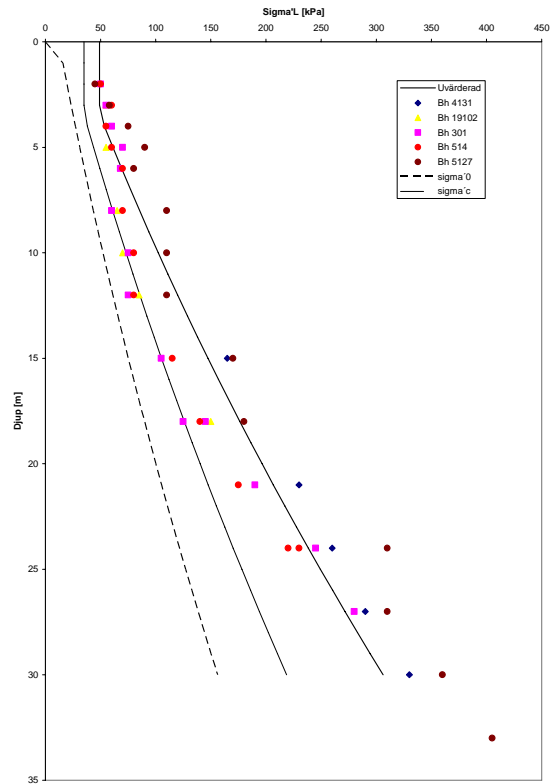
$$M_L = 6 \cdot \sigma'_c$$



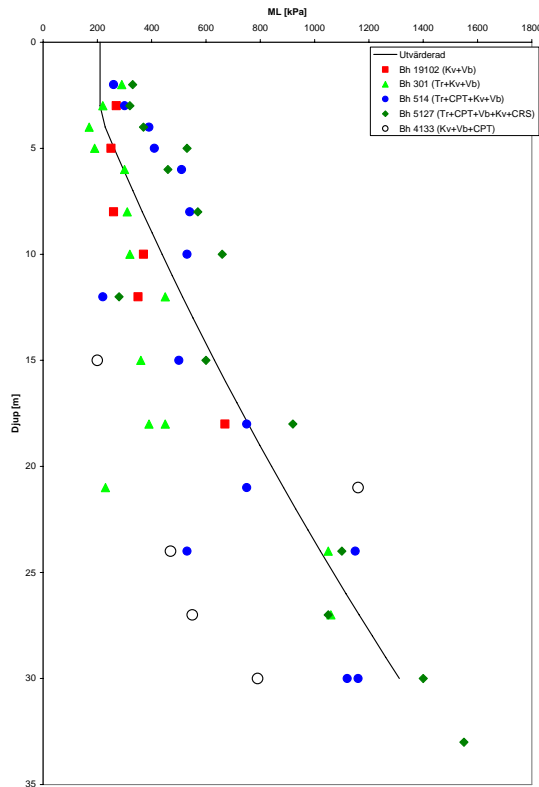
Figur 41. Densitet, Surte.



Figur 42. Förkonsolideringstryck.



Figur 43. σ'_L .



Figur 44. M_L .

3.7.3 Beräkning av sättningar för provbank

Sättningarna för provbanken har beräknats för de två olika laststegen, dels för kalkcementpelarblocket, dels för underliggande lera. Vid beräkning för kalkcementpelarblocket har ej de två översta metrarna i överföringszonen medräknats. Blocket har beräknats som enkelsidigt dränerat till markytan. Vid beräkning av leran under blocket har antagits dubbelsidig dränering

Indata – profil

Tjocklek jordprofil [m]	Höjd K/C-block [m]	Pelarlängder [m]	Dräneringslängd block [m]	Dräneringslängd lera[m] ¹
35	20	50 % 12 50 % 20	20	10

Indata - kalkcementpelare

E_{pel} [MPa]	k_{pel} [m/s]	Pelarandel α_1 (övre del)	Pelarandel α_2 (under del)
150	$50 k_{jord}$	13 %	6,5 %

Kalkcementpelarblock – laststeg 1

Indata					Resultat		
Karakteristiska medelvärden					= Indata laststeg 2		
Upplastning q [kPa]	$\Delta\sigma_{block}$ [kPa]	M_{block} [MPa]	k_{block} [m/s]	Kryptal ² r	U_{cr}	$\Delta\sigma_{rest}$ [kPa]	R [dagar] ³
25	17,1	16,8	$5,2 \cdot 10^{-9}$	3500	44 %	9,6	310

Lera 20-35 m– laststeg 1

Indata					Resultat		
Karakteristiska medelvärden					= Indata laststeg 2		
Upplastning q [kPa]	$\Delta\sigma_{lera}$ [kPa]	M_{lera} [MPa]	k_{lera} [m/s]	Kryptal ² r	U_{cr}	$\Delta\sigma_{rest}$ [kPa]	R [dagar] ³
25	7,3	9,0	$8,8 \cdot 10^{-10}$	800	14 %	6,3	2,6

¹ Antagen fiktiv förlängning mht till kalkcementpelarblocket = 2,5m.

² Kryptal – Mått på lerans krypegenskaper.

Alternativ till sekundära konsolideringskoefficienten α_s , $r = \ln 10 / \alpha_s$, se även bilaga A

³ Tidsmotstånd – Mått på kryphastighet inför upplastning 2

Kalkcementpelarblock – laststeg 2

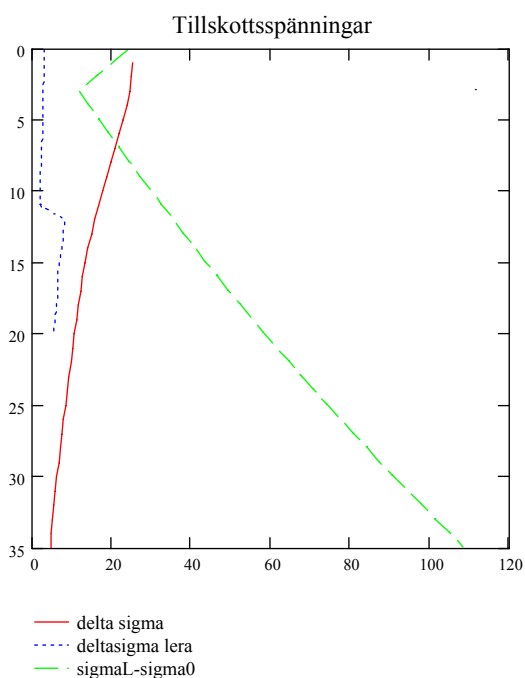
Indata				
Karakteristiska medelvärden				
Upplastning q [kPa]	$\Delta\sigma_{\text{block}}$ [kPa]	M_{block} [MPa]	k_{block} [m/s]	r
20	13,7+9,6	16,4	$5,2 \cdot 10^{-9}$	3500

Lera 20-25 m – laststeg 2

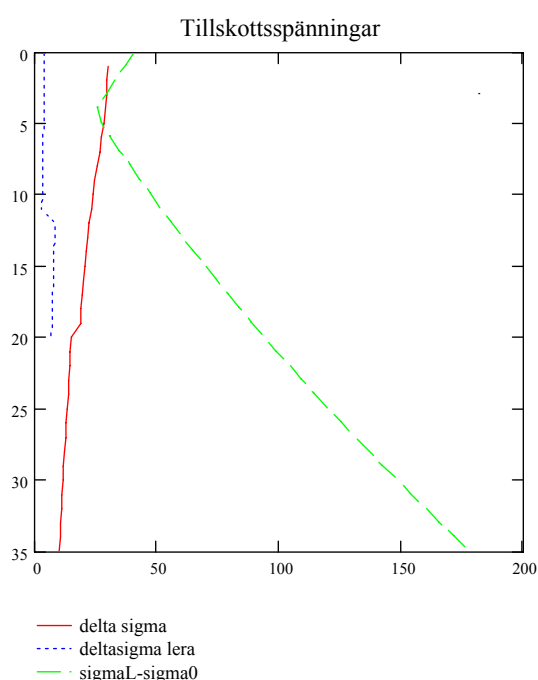
Indata				
Karakteristiska medelvärden				
Upplastning q [kPa]	$\Delta\sigma_{\text{lera}}$ [kPa]	M_{lera} [MPa]	k_{lera} [m/s]	r
20	5,9 + 6,3	8,8	$8,7 \cdot 10^{-10}$	665

Resultat laststeg 2

	Efter 2,8 år (= sista mätning)			Efter 25 år		
	U_{cr}	$\Delta\sigma_{\text{rest}}$ [kPa]	R [dagar]	U_{cr}	$\Delta\sigma_{\text{rest}}$ [kPa]	R [år]
Block	41 %	13,7	255	100 %	–	22,6
Lera	13 %	10,1	6	41 %	7,2	13,1



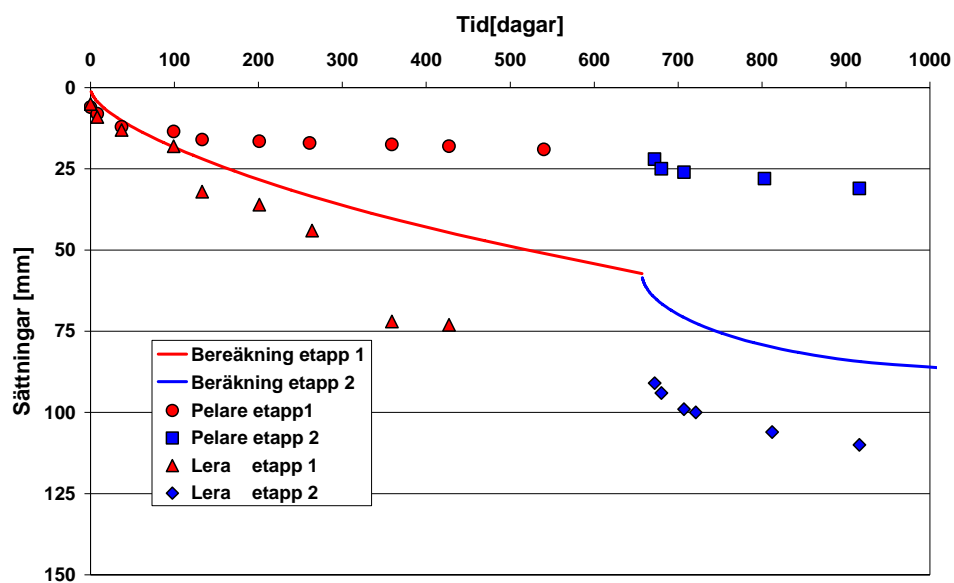
Figur 45. Beräknade tillskottsspänningar laststeg 1.



Figur 46. Beräknade tillskottsspänningar laststeg 2 inkl restspänning från laststeg 1.

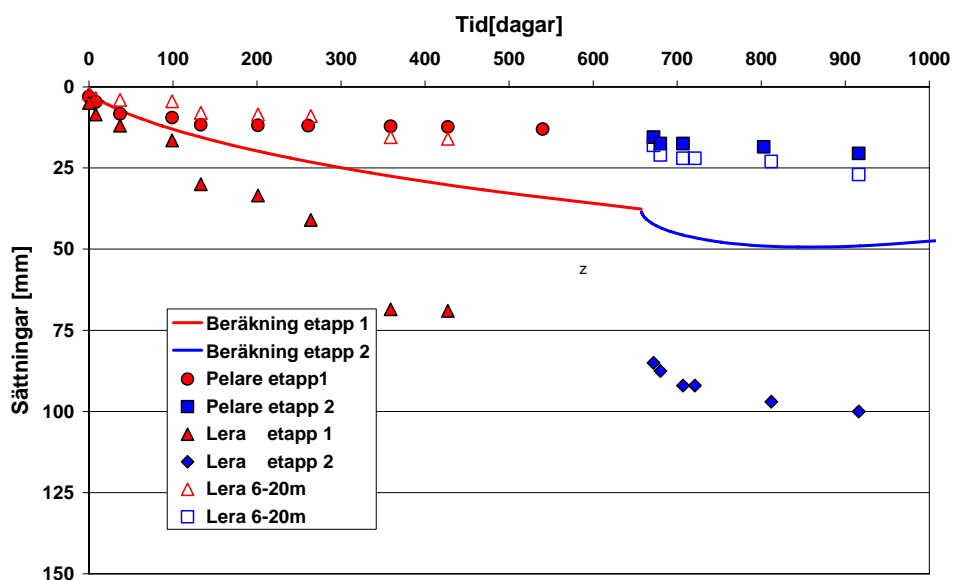
Sammanställning sättningar

Sättningar Surte - Totalt



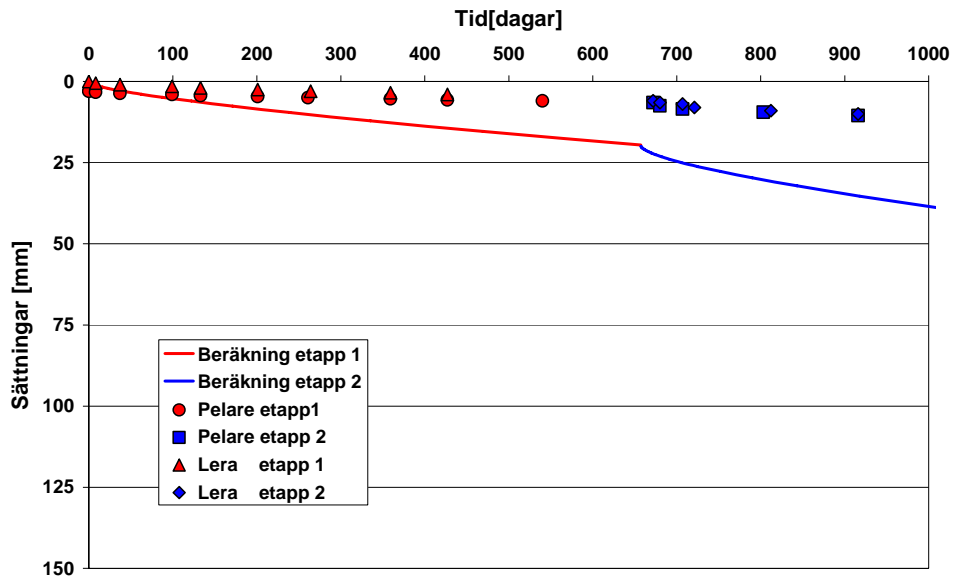
Figur 47. Jämförelse mellan beräknade och uppmätta sättningar för provbanken i Surte. Runda ringar och fyrkanter – bälgslang i pelare, SbsCp18, Fyllda trianglar och romber – bälgslang i lera, SbsCl37.

Sättningar Surte - K/C-block



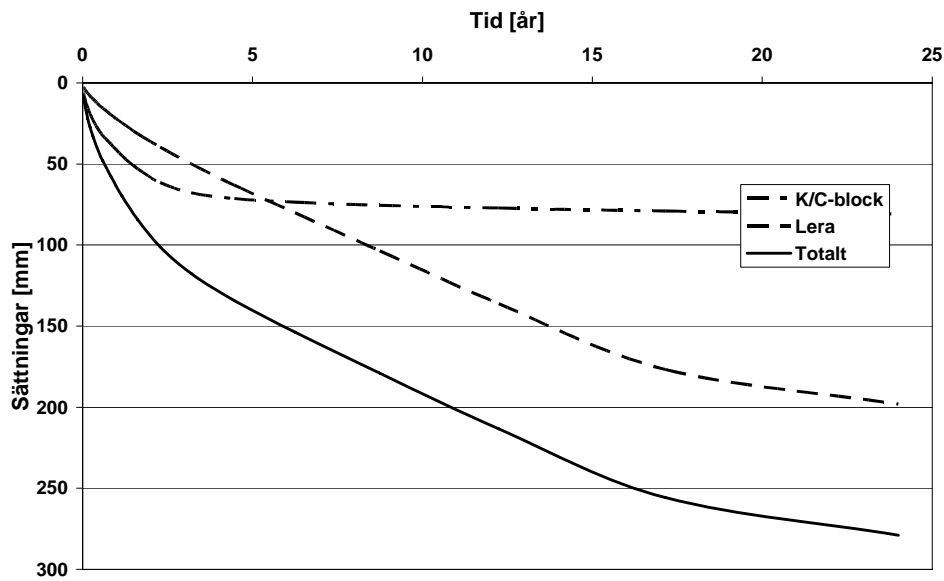
Figur 48. Sättningar i kalkcementpelarförstärkt block. Se även figur 45.

Sättningar Surte - Under block



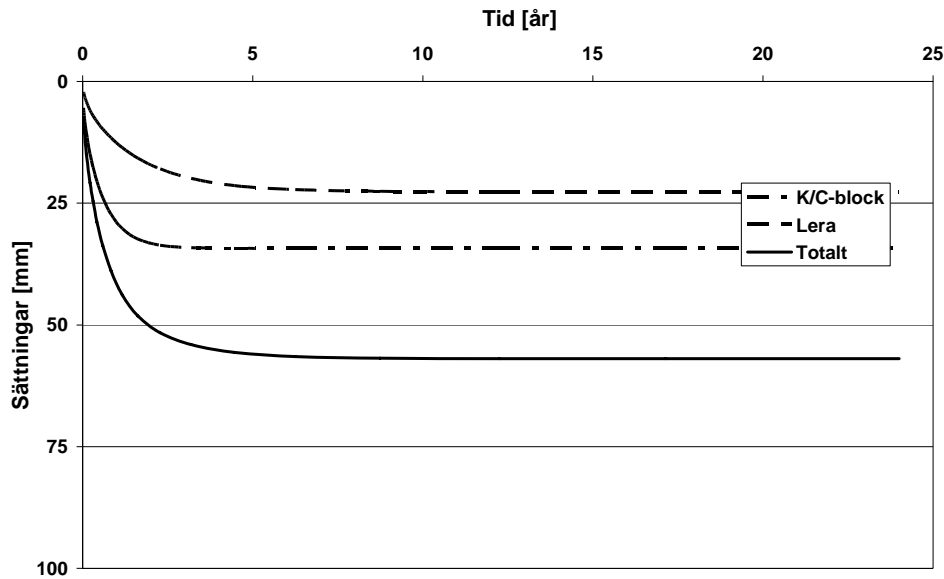
Figur 49. Sättningar i lera under kalkcementpelarförstärkt block.

Sättningar Surte



Figur 50. Beräknade sättningar för provbanken i Surte efter 25 år från 2m djup. Inkl beräknade krypsättningar i pelare och lera.

Sättningar Surte - exkl krypning



Figur 51. Beräknade sättningar för provbanken i Surte efter 25 år från 2m djup. Beräkningar utan hänsyn till krypning.

De i figur 50 och 51 redovisade sättningarna är för enkelhets skull beräknade för upplastning i ett enda laststeg. Detta innebär att den knyck i sättningskurvan som uppkommer vid etappvis upplastning inte visas. Däremot påverkar förfarandet endast marginellt långtidssättningarna.

3.7.4 Kommentar beräkning

Som nämnts ovan är beräkningarna av typen 'klass A', dvs beräkningarna är baserade på en bästa uppskattning av indata. Inga försök har gjorts i efterhand att anpassa indata för att få bästa överensstämmelse med uppmätta värden.

Resultaten av den föreslagna beräkningsmodellen ger en bra bild av mönstret för sättningsutvecklingen med tiden i såväl kalkcementpelarblocket som underliggande lera. En sättningsskillnad på cirka 75 mm mellan lera och pelare har dock uppkommit för 2 – 6 m djup, vilket inte fångas med den använda kompositmodellen. Denna sättningsskillnad har utvecklats successivt under hela mätperioden.

För såväl kalkcementpelarblocket som leran är storleken av sättningarna mycket starkt beroende av vilka antaganden som görs om kalkcementpelarnas och lerans krypegenskaper. Sättningsutvecklingen enligt figur 49 tyder på att lerans krypdeformationer överskattas i beräkningarna, se vidare diskussion i kapitel 4. Det är därför rimligt att anta att sättningsutvecklingen enligt figur 50 överskattar sättningarna i den underliggande leran. Som jämförelse redovisas därför i figur 51 även en beräkning utan hänsyn till krypning. Av jämförelsen framgår att vid höga krav på precision i beräkning av sättningar är modelleringen av krypningen av avgörande betydelse.

4 Diskussion

Den beräkningsmodell för sättningar av bankar på kalkcementpelarförstärkt jord som presenteras i denna rapport kan ses som en beräkningsmodell i två steg:

Det första och övergripande steget är en konceptuell modellering. Den förstärkta jordprofilen indelas därvid i tre huvuddelar, 1) en övergångszon mellan banken och förstärkt jord, 2) kalkcementpelarblocket, dvs. den förstärkta delen av jorden samt 3) av underliggande oförstärkt jord. Den senare delen är naturligtvis bara aktuell vid svävande pelare. En del av den konceptuella modelleringen är även att beskriva de aspekter som bör ingå i en beräkningsmodell för att på ett relevant sätt beskriva den aktuella problemställningen. En strävan har därvid varit att finna en balans mellan komplexiteten i de olika delarna jämfört med helheten.

Det andra och mer detaljerade steget är att ge förslag på verktyg för att kunna hantera de olika delarna av den konceptuella modellen. Denna ”verktygslåda” innehåller verktyg av tre olika slag; 1) befintliga, allmänt accepterade beräkningsverktyg, 2) för den aktuella problemställningen, i projektet specifikt utvecklade verktyg och 3) verktyg ”lånade” från annan pågående forskningsverksamhet. Den föreslagna beräkningsmodellen är att betrakta som en utveckling av Limeset, varför verktygen ur den första kategorin till stor del är hämtade från denna ”verktygslåda”. Av de två senare kategorierna är det strikt endast den mellersta gruppen som kan sägas utgöra en integrerad del av beräkningsmodellen. Den sista kategorin behandlar aspekter vilka behövs för helhetssynen, men för vilka dagens kunskapsnivå är otillräcklig samtidigt som utvecklingsarbetet ligger utanför ramarna för det aktuella projektet. De två viktigaste, identifierade aspekterna i detta avseende är kalkcementpelares deformationsegenskaper på lång sikt och en noggrann beskrivning av ostabiliserad leras deformationsegenskaper för spänningstillskott under och omkring förkonsolideringstrycket.

Lastspredningsmodellen som presenteras är för svävande pelare betydligt mer nyanserad än den lastspredningsmodell som idag används i Limeset. Den mest avgörande skillnaden är att hänsyn tas till lastspredning från blocket till omgivande jord. Modellen baseras på Boussinesq's spänningsmodell för en oändlig halvsfär men med hänsyn tagen till inverkan av fast botten. Det går inte att generellt säga vilken modell som är mest konservativ. Att som i Limeset inte ta hänsyn till lastspredning från blocket innebär ett konservativt antagande, men för små jorddjup och stor lastutbredning kan förhållandet bli det motsatta.

I beräkningsmodellen föreslås två olika modeller för att beräkna konsolideringssättningar inom kalkcementpelarblocket, 1) en modell där blocket betraktas som ett kompositmaterial och 2) en modell där kalkcementpelarna i likhet med Limeset betraktas som dräner, men baserad på ”korrekta” materialparametrar¹. Båda de föreslagna modellerna kan ses som specialfall av en mer generell modell med 3D flöde och 1D vertikal deformation. Båda specialfallen har sina fördelar. Kompositmodellen torde bättre beskriva konsolideringsförloppet för pelare med låg permeabilitet, dvs. hög kvalitet. Vidare är den betydligt enklare att applicera för fall med svävande pelare eftersom blocket och underliggande lera kan hanteras i en konventionell beräkning som två skikt med olika permeabilitet (och styvhet). Dränmodellen har naturligtvis den fördelen att den bättre ansluter till dagens praxis enligt Limeset.

För övergångszonen presenteras en konceptuell modell för att kunna beräkna dess utbredning. Jämförelser mellan mätningarna för de tre provbankarna visar dock att spridningen av över-

¹ Genom att sätta konsolideringsgraden enligt ekvation 17 och 18 lika kan man bestämma ett fiktivt värde på k_{pel} för vilket Limeset ger samma resultat som den föreslagna dränmodellen. Man finner att $k_{pel, fikt} \approx (E_{block} / M_{lera}) \cdot k_{pel}$, speciellt för långa kalkcementpelare.

gångszonen storlek är stor även i fall med relativt likartade förutsättningar. Detta torde bero på svårigheter att producera kalkcementpelare av god kvalitet de översta metrarna. För att hantera de fall där detta är viktigt kan det föreligga ett behov av utvecklingsarbete av produktionsmetoder. Att bedöma hur stort ett sådant behov är ligger utanför arbetet med denna rapport. I den mån förbättrade produktionsmetoder innebär betydligt dyrare installationskostnader är det kanske inte ekonomiskt försvarbart. För det aktuella projektet gäller dock bedömningen att så länge variationen i pelarkvalitet förefaller slumpmässig i detta avseende är det inte möjligt att utveckla en beräkningsmodell med hög precision för pelartopparna. Däremot är det relativt enkelt att i fält kontrollera huruvida man uppnått avsedd kvalitet. I den föreliggande framställningen är redovisat hur övergångszonen kan beräknas mellan bank och pelare. Idag används ofta pelare med olika längd. I sådana fall kan man behöva analysera även en inre övergångszon. I detta fall finns inte samma svårighet att producera pelare av god kvalitet.

Ovan har konstaterats att lerans deformationsegenskaper under och omkring förkonsolideringstrycket är avgörande för de beräknade sättningarnas storlek. Samtidigt är det i detta spänningsintervall vår okunskap om lerans egenskaper är störst. I de redovisade exemplen har använts en modell för att beräkna sättningar i leran under kalkcementpelarblocket i vilken krypsättningar beaktats. De beräknade sättningarnas storlek förefaller dock jämfört med mätningarna och erfarenhet alltför stora. Lerans krypegenskaper har inte undersökts specifikt i det aktuella projektet utan beräkningarna är baserade på undersökningar för västsvenska förhållanden presenterade av Claesson (2003). Hans resultat har visat god överrensstämmelse med uppföljda banker men för något högre tillskottsspänningar än de nu aktuella. Hur krypsättningar utvecklas i det aktuella spänningsintervallet är dock fortfarande ett område för vilket det inte finns någon allmänt accepterad modell och inom vilket det finns ett stort behov av ytterligare forskning.

Den föreslagna beräkningsmodellen är avsedd att kunna användas i såväl överslagsberäkningar som vid slutgiltig dimensionering, samt som jämförelse vid uppföljning av befintliga banker. Ett huvudsyfte har varit att föreslå en beräkningsmodell som är enkel men samtidigt på ett realistiskt sätt beskriver den aktuella problemställningen. Den är medvetet utvecklad på en nivå så att den lätt skall kunna implementeras i t.ex. Excel. Den är avsedd att vara ett komplement till och inte en ersättning för FEM-modeller. För de senare gäller att man ofta på ett mer detaljerat sätt kan modellera delar av problemet, men kanske inte alltid helhetsbilden. En väsentlig aspekt att ta hänsyn till vid beräkning av sättningar för en kalkcementpelarförstärkning i ett projekteringsskede att man behöver ansätta egenskaper för de styrande konstruktionselementen, kalkcementpelarna, vilka ännu inte existerar. Dimensioneringssituationen skiljer sig därvid från den traditionell geoteknisk dimensionering där jordens egenskaper är givna, men där problemställningen till stor del handlar om i vilken omfattning man behöver göra fält- och labundersökningar för att egenskaperna även skall bli kända. Vid kalkcementpelarförstärkning är istället situationen i likhet med annan byggnadskonstruktionsverksamhet, vilka egenskaper man skall våga ansätta på de ännu inte tillverkade elementen/pelarna. Visserligen finns goda möjligheter att kontrollera avsedd kvalitet i samband med produktionen, men då kan det vara för sent. Överkvalitet på pelarna kan man normalt inte utnyttja och för låg kvalitet blir ofta kostsam att ersätta. En fördel med den föreslagna modellen är att det är relativt enkelt att göra känslighetsberäkningar och därmed kunna ta hänsyn till osäkerheter i indata. Till exempel kan Monte Carlo-simulering genomföras som för en kalkylbladsberäkning.

5 Referenser

- Alén, C. (1997).** Spännings- och sättningsberäkningar vid platt- och pålgrundläggning, Rapport B 1997:6, Institutionen för geoteknik, Chalmers tekniska högskola. Göteborg.
- Alén, C (1998).** On probability in geotechnics, Doktorsavhandling, Volym 2, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.
- Alén, C., Baker, S., Bengtsson, P-E., Sällfors, G. (2005).** Lime/Cement Column Stabilised Soil – A New Model for Settlement Calculation, Proc, Deep Mixing '05, Stockholm.
- Alén, C., Baker, S., Ekström, J., Hallingberg, A., Svahn, V., Sällfors, G. (2005).** Test Embankments on Lime/cement Stabilised Clay, Proc, Deep Mixing '05, Stockholm.
- Al-Hashimi, Z. & Österberg, B. (2004).** Sättningar i kalk-cementpelarförstärkt jord, Examensarbete 2004:17, Avd GEO, Chalmers tekniska högskola. Göteborg.
- Baker, S. (2000).** Deformation Behaviour of Lime/Cement Column Stabilized Clay, Doktorsavhandling, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.
- Baker, S., Sällfors, G., Alén, C. (2005).** Deformation properties of lime/cement columns, Evaluation from in-situ full scale tests of stabilized clay, Proc, Deep Mixing '05, Stockholm.
- Broms, B. (1984).** Stabilization of soil with lime columns, Design Handbook, 3rd edition, Lime column AB.
- Bygg (1968).** Huvudel 2, Materiallära, kap 241), AB Byggmästarens förlag, Stockholm.
- Carlsten, P. (2000).** Hand book for lime and lime/cement columns (Kalk- och kalkcementpelare, Vägledning för projektering, utförande och kontroll), SGF /Rapport 2:2000, Linköping 2000 (in Swedish).
- Carlsten, P (1989).** Manual to Limeset, SGI Varia 248, Linköping (in Swedish).
- Claesson, P (2003).** Long term settlements in soft clays, Doktorsavhandling, Chalmers tekniska högskola.
- Edstam, T. (2005).** Analys av provbank Nödinge, del av projektering Rv45/NVB, WSP.
- Ignat, R. (2002).** Sättningar hos kalk/cement pelarförstärkt lera, Examensarbete 2002:2, Avd GEO, Chalmers tekniska högskola. Göteborg.
- Janbu, N. (1989).** Design analyses in geotechnical engineering. Opublicerat koncept, Geotechnical Division, NTNU, Trondheim.
- Sällfors, G. (1975).** Preconsolidation Pressure of Soft, High-Plastic Clays, Doktorsavhandling. Institutionen för geoteknik, Chalmers tekniska högskola.
- Åhnberg, H. & Holm, G. (1986).** Kalkpelarmetoden) SGI Rapport 31, Linköping.
- Östlund, L. (1990).** Betonghandbok, Konstruktion utgåva 2, kapitel 2, Svensk Byggtjänst.

Bilaga A – Beräkningsgång

För var och en av de tre provbankarna har en beräkning genomförts baserat på den i rapporten beskrivna beräkningsmodellen. Nedan ges en sammanfattning av den beräkningsgång som använts. Beskrivningen behandlar fallet med två olika pelarlängder. Alla beräkningar är utförda för centrumpunkten av provbankarna, dvs. $x = 0$ och $y = 0$.

Några speciella omständigheter som måste tas hänsyn till och som inte är helt trivialt med hänsyn till dagens praxis:

1. Upplastningen är gjord i två etapper
2. Tillskottsspänningarna i leran ligger i området kring förkonsolideringstrycket, varför lerans egenskaper i detta spänningsintervall måste ges en relevant beskrivning.
3. Hänsyn till krypning i såväl kalkcementpelarblock som underliggande lera.

Beräkningarna är uppdelade i dels etapp 1 och 2, dels för kalkcementpelarblocket och underliggande lera, vilket innebär fyra stycken beräkningar. I vart och ett av dessa fall är beräkningen baserad på indata i form av representativa medelvärden för det aktuella beräkningsfallet, dvs. samma beräkningsprincip som utnyttjas i klassisk konsolideringsteori med diagrammetoden.

Beräkningsordning

1. Utvärdering av aktuella materialparametrar för leran ur R-Geo och empiri
 2. Utvärdering av portrycksprofil i aktuellt område utifrån referensmätningar
- Ettapp 1*
3. Beräkning av tillskottsspänningar i etapp 1
 4. Bestämning av representativa medelvärden för dels kalkcementpelarblocket, dels underliggande lera¹
 5. Beräkning av sättningar i kalkcementpelarblocket m.h.t. till konsolidering inkl. krypning
 6. Beräkning av sättningar i underliggande lera m.h.t. till konsolidering inkl. krypning
 7. Bestämning av kvarstående konsolideringsspänning och kryphastighet från etapp 1 vid upplastning av etapp 2
- Ettapp 2*
8. Beräkning av tillskottsspänningar i etapp 2
 9. Bestämning av representativa medelvärden för dels kalkcementpelarblocket, dels underliggande lera².
 10. Beräkning av sättningar i kalkcementpelarblocket m.h.t. till konsolidering inkl. krypning
 11. Beräkning av sättningar i underliggande lera m.h.t. till konsolidering inkl. krypning under etapp 2
- Ettapp 1 + 2*
12. Summering av sättningar i etapp1 och 2

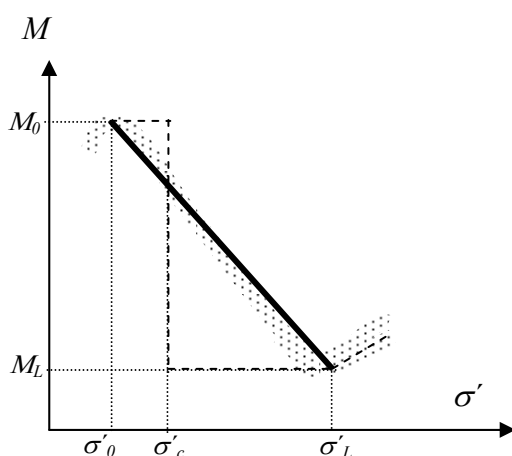
¹ Steg 3 och 4 kan behöva göras iterativt eftersom tillskottsspänningarna är beroende av kalkcementpelarblockets styvhet.

² Steg 8 och 9 kan behöva göras iterativt, se steg 4 ovan

Representativa medelvärden

Kalkcementpelarnas modul är satt till 150 MPa^1 . Kalkcementpelarnas permeabilitet är antagen till 50 ggr omgivande leras permeabilitet.

Densitet, σ'_c , σ'_L , M_0 , M_L och permeabilitet är utvärderade från R-Geo och med hänsyn till empiriska samband. Krypenskaperna är baserade på värden presenterade i Claesson (2003) för försökslokalen Änggården. Tillskottsspänningarna infaller i intervallet $\sigma'_0 - \sigma'_L$, dvs. i ett spänningsintervall för vilket lerans egenskaper varierar med effektivspänningen. För att kunna bestämma t.ex. modulen för en given spänningsnivå har den förenklade principen enligt figur A nedan använts. Den streckade linjen i figuren visar val av modul enligt svensk praxis medan den heldragna linjen visar det val som gjorts i de aktuella beräkningarna. Motsvarande förfarande har även tillämpats för permeabiliteten, k , och kryptalet, r .



Figur A1. Modulen som funktion av effektivspänningen i intervallet $\sigma'_0 - \sigma'_L$. Jfr figur 14a.

Principen enligt figur ovan innebär att de aktuella materialparametrarna kan ges som funktioner:

$$M = f_M(z, \Delta\sigma'); \quad k = f_k(z, \Delta\sigma') \quad \text{resp} \quad r = f_r(z, \Delta\sigma')$$

Baserade på dessa samband har sedan representativa medelvärden bestämts för kalkcementpelarblocket respektive underliggande lera. För kalkcementpelarblocket har gjorts en uppdelning i en övre och undre del, vilket ger de tre intervallen:

- A) Övre delen av kalkcementpelarblocket, $z = 2 \text{ m} - 12 \text{ m}$; Alla kalkcementpelare nedtill 12 m djup,
De övre 2 m har räknats som överföringszon²
- B) Undre delen av kalkcementpelarblocket, $z = 12 \text{ m} - 20 \text{ m}$,
Varannan kalkcementpelare nedtill 20 m djup
- C) Underliggande lera, $z = 20 \text{ m} - 35 \text{ m}$

¹ Värdet är baserat på resultatet av provbelastningarna intill provbank Stora Viken norra. Det är ett betydligt högre värde än vad som normalt används vid sättningsberäkningar.

² Överföringszonen är i beräkningarna satt till 2 m. För de aktuella bankarna varierar den mellan 3 m – 6 m enligt utförda mätningar.

Konsolideringstryck, dvs. initialt porövertryck orsakat av upplastningen

Konsolideringstrycket bestäms som det aritmetiska medelvärdet av tillskottsspänningarna enligt ekvation 11:

$$q_{block} = \int_2^{20} \frac{\Delta\sigma_{LC}(z)}{18} dz \quad \text{resp}$$
$$q_{lera} = \int_{20}^{35} \frac{\Delta\sigma_{LC}(z)}{15} dz$$

Tillskottsspänningarna är beroende av kvoten mellan kalkcementpelarblockets och lerans moduler enligt ekvation 11 och 12, varför beräkningen kan behöva göras iterativt. Resultatet är dock inte särskilt känsligt för en mindre variation i kvoten, M_{block}/M_{soil} .

Moduler

För att bestämma ett representativt värde på modulen bestäms först slutsättningarna utan hänsyn till krypning¹:

$$s_{block} = \int_2^{20} \frac{\Delta\sigma'_{soil}(z)}{f_M(z, \Delta\sigma'_{soil}(z)/2)} dz \quad \text{resp}$$
$$s_{lera} = \int_{20}^{35} \frac{\Delta\sigma'_{soil}(z)}{f_M(z, \Delta\sigma'_{soil}(z)/2)} dz$$

Ett representativt värde på modulen bestäms sedan som den modul som ger samma sättning för konsolideringstrycket, dvs.

$$M_{block} = \frac{q_{block} \cdot 18}{s_{block}} \quad \text{resp} \quad M_{lera} = \frac{q_{lera} \cdot 15}{s_{lera}}$$

Permeabilitet

Permeabiliteten för blocket beräknas i två steg. Permeabiliteten för leran i blocket:

$$k_{lera(block)} = \int_2^{20} \frac{f_k(z, \Delta\sigma'/2)}{18} dz$$

Därefter för blocket som kompositmaterial utifrån ekvation 19:

$$k_{block} = \frac{10 \cdot [\alpha \cdot 50 + (1 - \alpha)] + 8 \cdot \left[\frac{\alpha}{2} \cdot 50 + (1 - \frac{\alpha}{2}) \right]}{18} \cdot k_{lera(block)}$$

¹ I förenklade syfte är beräkningen baserad på modulen för halva tillskottsspänningen. Mer korrekt hade varit att integrera i såväl spänningsled som djupled.

För den underliggande leran är ett beräkningssteg tillfyllest:

$$k_{lera} = \int_{20}^{35} \frac{f_k(z, \Delta\sigma'/2)}{15} dz$$

Kryptal

För kalkcementpelarnas krypegenskaper saknas underlag, jfr avsnitt 2.5. Kalkcementpelarblockets kryptal som kompositmaterial är antaget som 3500 för provbankarna i Nödinge och Surte samt 4000 för provbanken Stora Viken norra.

För den underliggande leran är kryptalet bestämt på motsvarande sätt som för permeabiliteten:

$$r_{lera} = \int_{20}^{35} \frac{f_r(z, \Delta\sigma'/2)}{15} dz$$

Kommentar

Beskrivningen ovan baseras på numerisk integration för att bestämma materialparametrarna. Det aritmetiska medelvärdet, vilket blir resultatet av denna integration, utgör inte ett teoretiskt ”korrekt” värde på de aktuella parametrarna utan ett ingenjörsmässigt förfarande för att erhålla ett rimligt värde på en storhet som varierar såväl med spänningstillskott som med djupet. Vid praktisk beräkning kan naturligtvis detta göras genom uppdelning i ett lämpligt antal delskikt och summering av aktuella parametrar för respektive skikt. Ett alternativt förfarande, som ger i stort sett likvärdigt resultat, är ”grafisk” bestämning, dvs. uppritning i diagramform av aktuella parametrars variation med djupet och utifrån grafen subjektiv bestämning av de representativa medelvärdena. Även i fallet numerisk integration är det lämpligt att göra denna uppritning som en visuell kontroll av beräkningarna.

Exempel Nödinge

Nedan visas beräkningen enligt ovan i detalj för provbanken i Nödinge, se avsnitt 3.5. För enkelhets skull är redovisningen begränsad till fallet upplastning i ett steg, dvs de fall som redovisas i figur 28 och 29. I dessa fall är endast steg 1-6 i beräkningsordningen aktuella.

1. Utvärdering av aktuella materialparametrar för leran ur R-Geo och empiri

Se avsnitt 3.5.2

$$\rho = 1,45 + 0,006 \cdot z \quad \left[\text{ton} / \text{m}^3 \right]; \quad z < 15 \text{m}$$

$$\rho = 1,54 + 0,007 \cdot z \quad \left[\text{ton} / \text{m}^3 \right]; \quad z \geq 15 \text{m}$$

$$\sigma'_c = OCR \cdot \sigma'_0, \quad \text{dock minst } \sigma'_{c,\min} = 25 \text{ kPa}$$

$$OCR = 1,2$$

$$\sigma'_L = 1,3 \cdot \sigma'_c$$

$$M_0 = 50 \cdot \sigma'_c$$

$$M_L = 4 \cdot \sigma'_c, \quad \text{dock minst } 6 \cdot \sigma'_{c,\min}$$

Permeabilitet - Utvärdering ur CRS-försök

$$\varepsilon = 0\% ; k_f = 10^{-9} \text{ m/s}$$

$$\varepsilon = 150\% ; k = 0,3 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$$

ger

$$\beta_k = -\Delta \log k / \Delta \varepsilon = -[\log(10^{-9}) - \log(0,3 \cdot 10^{-9})] / 0,15 - 0 = 10 / 3$$

och

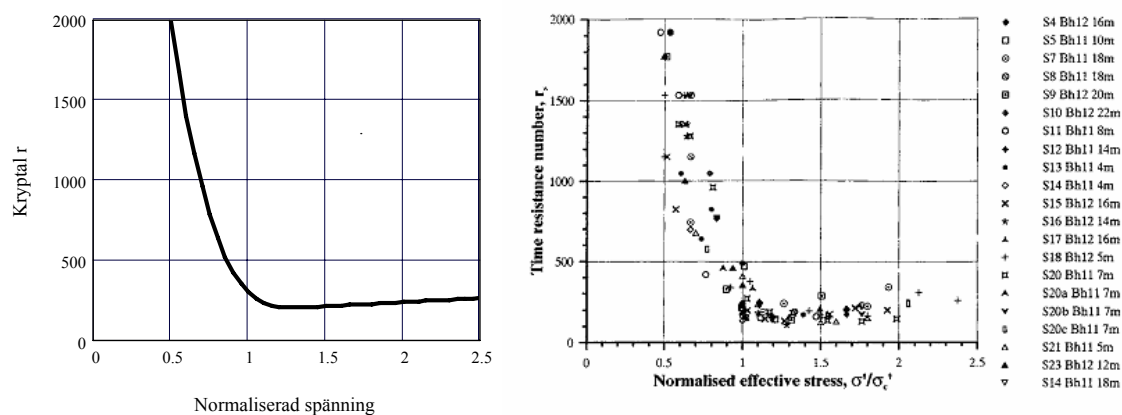
$$\log(k_\varepsilon) = \log(10^{-9}) - 10 \cdot \varepsilon / 3 = -(9 + 10 \cdot \varepsilon / 3)$$

$$k_\varepsilon = 10^{-(9 + 10 \cdot \varepsilon / 3)}$$

Kryptal

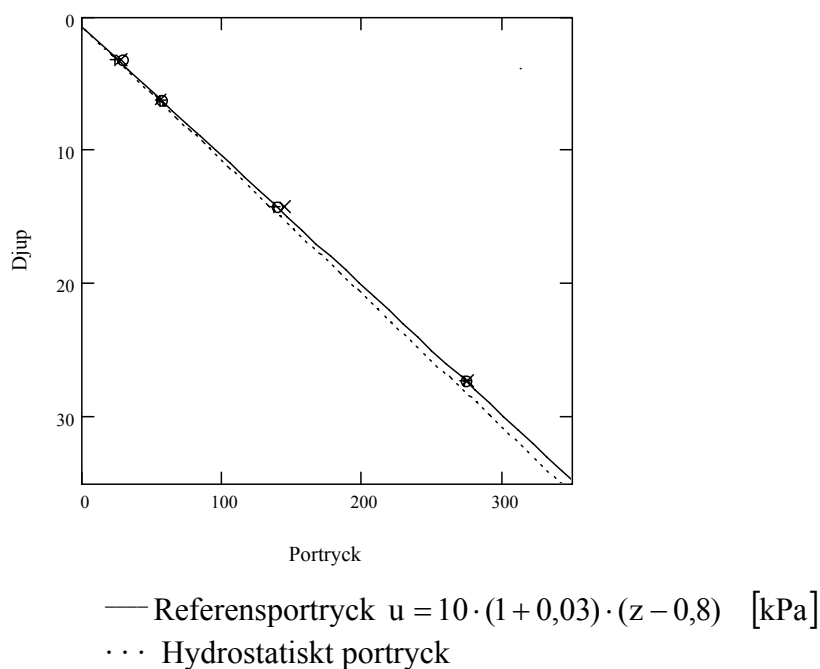
För att utvärdera lerans krypegenskaper krävs utförande av stegvisa ödometerförsök. Några sådana har inte ingått i det aktuella projektet eller i arbetet med arbetsplan- järnvägsplan Rv45/Nordlänken. För beräkningarna har istället använts den utvärdering av krypegenskaper som gjorts av Claesson (2003), se figur 14c. Kryptalet har tecknats som:

$$r = \begin{cases} 3500 \cdot (1,3 - \sigma' / \sigma'_c)^3 + 200 & ; \sigma' / \sigma'_c < 1,3 \\ 200 + 50 \cdot (\sigma' / \sigma'_c - 1,3) & ; \sigma' / \sigma'_c > 1,3 \end{cases}$$



Figur A2. Kryptal r som funktion normaliserad spänning σ' / σ'_c .

2. Utvärdering av portrycksprofil i aktuellt område utifrån referensmätningar



Figur A3. Portryck som funktion av djupet.

3. Beräkning av tillskottsspänningar

Tillskottsspänningarna beräknas i princip enligt ekvation 11 men i detta fall med 3D-effekter eftersom bankens inte kan betraktas som oändligt lång:

$$\Delta\sigma_{LC}(x, y, z) = (1 - \eta_{LC}) \cdot q \cdot I(x, \mu_{zB} \cdot z) \cdot I(y, \mu_{zL} \cdot z) + \left. \begin{array}{l} \eta_{LC} \cdot q \quad ; \quad \text{för } z < D \quad \text{och} \quad x < B/2 \quad \text{och} \quad y < L/2 \\ 0 \quad ; \quad \text{för } z < D \quad \text{och} \quad x > B/2 \quad \text{och/eller} \quad y > L/2 \\ \eta_{LC} \cdot q \cdot I(x, \mu_{zB} \cdot (z - D)) \cdot I(y, \mu_{zL} \cdot (z - D)) \quad ; \quad z > D \end{array} \right\}$$

Djupreduktionsfaktorn μ_z blir tvärs banken:

$$\mu_{zB} = 1 - 0,4 \cdot B / H = 1 - 0,4 \cdot 12 / 35 = 0,86$$

och längs banken:

$$\mu_{zL} = 1 - 0,4 \cdot L / H = 1 - 0,4 \cdot 24 / 35 = 0,73$$

Lastuppdelningsfaktorn är beroende av kvoten mellan K/C-blockets styvhet och lerans styvhet enligt ekvation 12:

$$\eta_{LC} = \left(\frac{D}{H} \right)^\beta \quad \text{med} \quad \beta = \frac{1}{(M_{block} / M_{soil})^a - (M_{soil} / M_{block})^a}$$

Eftersom lerans (och förmodligen även pelarnas) styvhet varierar med spänningsnivån måste lastspridningen, i princip, beräknas iterativt. Ansätt $M_{block} / M_{soil} = 5$, vilket med $a=0,1$ ger

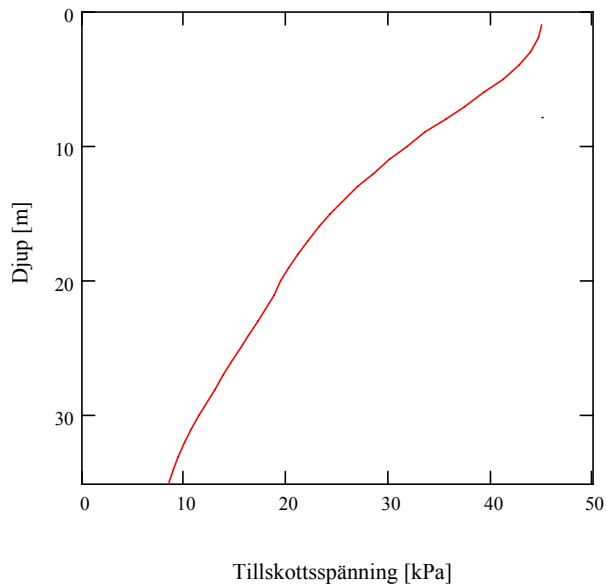
$$\beta = \frac{1}{(5)^{0,1} - (1/5)^{0,1}} = 3,1 \quad \text{och} \quad \eta_{LC} = \left(\frac{20}{35} \right)^{3,1} = 0,18$$

Mitt under banken erhålls då för ytlasten 45 kPa tillskottsspänningarna

$$\Delta\sigma_{LC}(z) = 0,82 \cdot 45 \cdot I_B(0,86 \cdot z) \cdot I_L(0,73 \cdot z) + \left. \begin{array}{l} 0,18 \cdot 45 \quad ; \quad \text{för } z < 20 \\ 0,18 \cdot 45 \cdot I_B(0,86 \cdot (z - 20)) \cdot I_L(0,73 \cdot (z - 20)) \quad ; \quad z > 20 \end{array} \right\}$$

Ekvation 5 ger, med aktuella värden insatta efter förenkling, spänningsintensiteten:

$$I_B(z) = \frac{2}{\pi} \cdot \left[\frac{6 \cdot z}{z^2 + 36} + \text{atan}\left(\frac{6}{z}\right) \right] \quad \text{och} \quad I_L(z) = \frac{2}{\pi} \cdot \left[\frac{12 \cdot z}{z^2 + 144} + \text{atan}\left(\frac{12}{z}\right) \right]$$



Figur A4. Tillskottsspänningen $\Delta\sigma_{LC}(z)$ som funktion av djupet.

Tillskottsspänningar i pelare respektive lera beräknas utifrån styvhetsfördelningen mellan pelare och lera. Eftersom två pelarlängder används kommer pelarandelen att variera i kalkcementpelarblocket. Om pelarnas styvhet ansatt till $E_{pel}=150$ MPa och lerans styvhet som medelvärde av M_0 dvs.

$$M_{lera1} = \int_2^{12} M_0 dz = \int_2^{12} 50 \cdot \sigma'_c dz = 2,37 \text{ MPa}$$

respektive

$$M_{lera2} = \int_{12}^{20} M_0 dz = \int_{12}^{20} 50 \cdot \sigma'_c dz = 5,0 \text{ MPa}$$

för nivåerna med olika pelarandel. Blockstyvheten beräknas därefter enligt ekvation 13 som¹:

$$M_{block1} = 0,13 \cdot 150 + 0,87 \cdot 2,37 = 21,5 \text{ MPa}$$

respektive

$$M_{block2} = 0,065 \cdot 150 + 0,935 \cdot 5,0 = 14,4 \text{ MPa}$$

Ekvation 15 ger tillskottsspänningen i lera:

$$\Delta\sigma'_{lera1}(z) = \frac{M_{lera1}}{M_{block2}} \cdot \Delta\sigma_{LC}(z) = 0,11 \cdot \Delta\sigma_{LC}(z)$$

¹ I beräkningen har lerans styvhet ansatts till M_0 . Mer korrekt hade varit det representativa medelvärdet ($\approx 0,9 M_0$ enl Figur A7). Felet är dock marginellt jämfört med osäkerheten i värdet då pelarnas styvhet, $E_{pel} = 150$ Mpa.

respektive

$$\Delta\sigma'_{lera2}(z) = \frac{M_{lera2}}{M_{block2}} \cdot \Delta\sigma_{LC}(z) = 0,35 \cdot \Delta\sigma_{LC}(z)$$

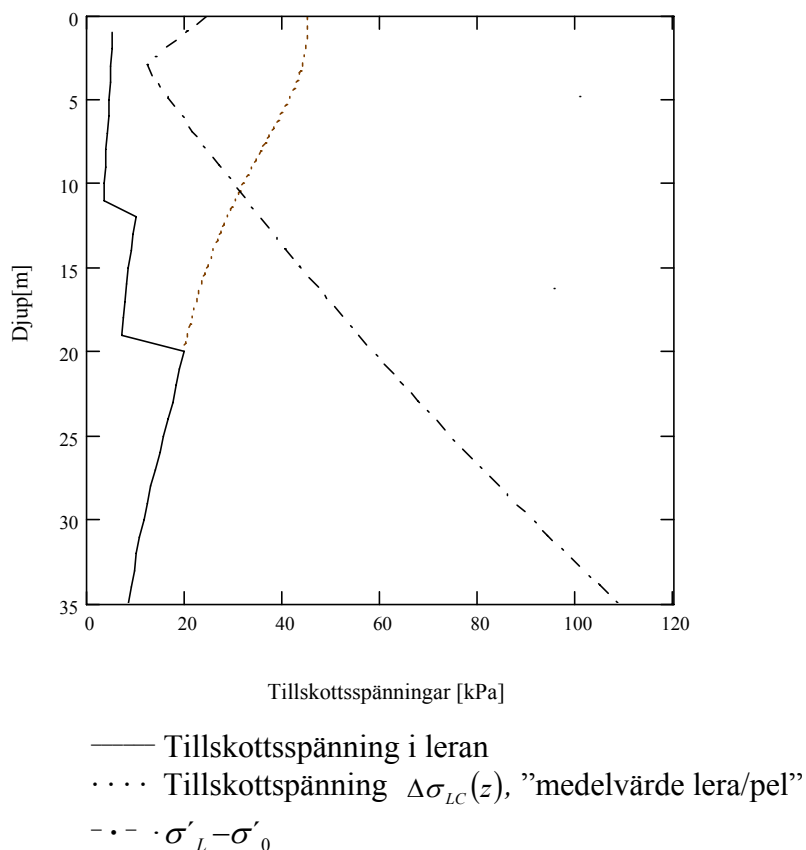
I figur A5 visas de aktuella tillskottsspänningarna. Som jämförelse visas också differensen $\sigma'_L - \sigma'_0$, dvs. det spänningsintervall inom vilket lerans materialparametrar antagits avtagande.

Antagandet $M_{block}/M_{soil} = 5$ kontrolleras genom att beräkna viktade medelvärden för blocket respektive lerans styvhet inom blocket:

$$M_{soil} = \frac{10 \cdot M_{lera1} + 8 \cdot M_{lera2}}{18} = 3,54 \text{ MPa} \text{ och}$$

$$M_{block} = \frac{10 \cdot M_{block1} + 8 \cdot M_{block2}}{18} = 18,35 \text{ MPa}$$

dvs. $M_{block}/M_{soil} = 5,2$, vilket kan anses tillfyllest m.h.t. till de osäkerheter som finns i antagna värden på såväl pelarnas som lerans moduler.

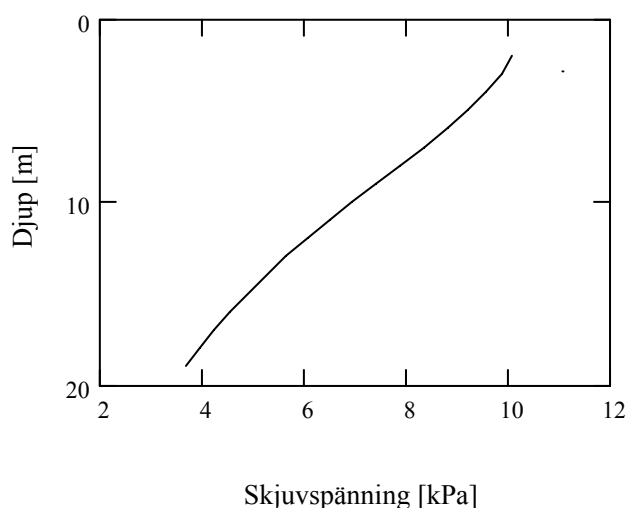


Figur A5. Sammanfattning tillskottsspänningar.

För höga banklaster kan finnas behov att kontrollera att den beräknade lastspridningen inte medför att lerans skjuvhållfasthet överskrider i den vertikala övergången mellan kalkcementpelarblock och lera.

Skjuvspänningen kan mittför lasten, $y=0$, tecknas som:

$$\tau_{xz} = -\frac{\partial}{\partial z} \left(\int_0^{B/2} \Delta\sigma_{LC}(x,0,z) dx \right) \approx \int_0^{B/2} \Delta\sigma_{LC}(x,0,z-1) dx - (x,0,z) dx$$



Figur A6. Skjuvspänning mellan kalkcementpelarblock och omgivande lera.

Av Figur A6 framgår att skjuvspänningen avtar snabbt med djupet, samtidigt som skjuvhållfastheten normalt ökar med djupet. Risken för ”övertramp” är alltså störst närmast under banken.

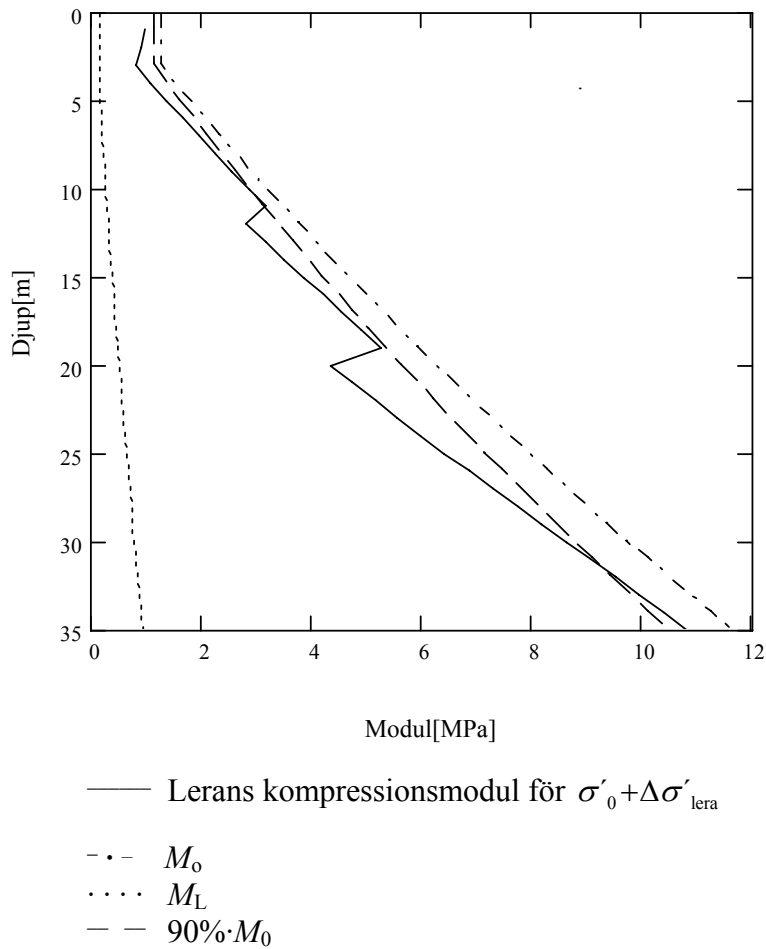
4. Bestämning av representativa medelvärden för dels kalkcementpelarblocket, dels underliggande lera.

4.1 Representativ modul

Lerans modul tecknas enligt principen i figur A1 som:

$$M(z, \Delta\sigma'_{lera}) = \frac{[\sigma'_L - (\sigma'_0 + \Delta\sigma'_{lera})] M_0(z) + \Delta\sigma'_{lera} \cdot M_L(z)}{\sigma'_L - \sigma'_0}$$

I figur A7 visas modulen enligt ovan jämfört med M_0 och M_L .

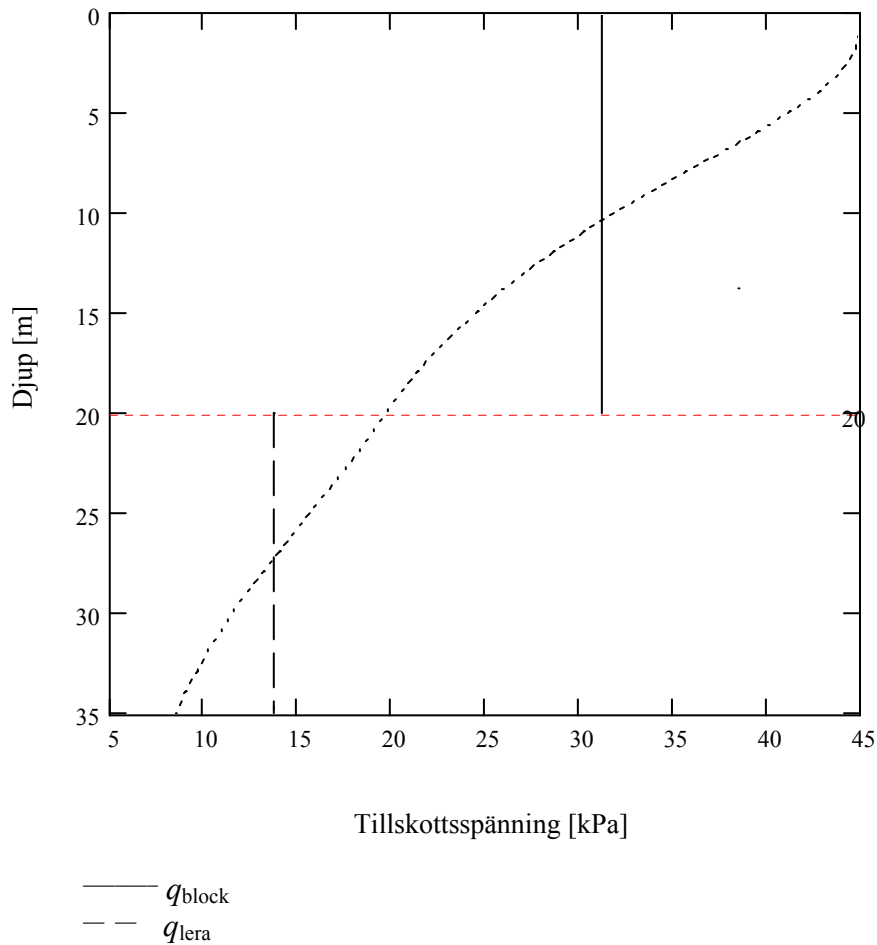


Figur A7. Lerans kompressionsmodul som funktion av djupet.

Ur figur A7 framgår att ett representativt medelvärde på modulen på leran för det aktuella spänningstillskottet cirka 90% av M_0 . En mer formell beräkning av detta kan göras enligt nedan.

Konsolideringstrycket, dvs. det initiella porövertrycket bestäms för blocket respektive underliggande lera som det aritmetiska medelvärdet

$$q_{block} = \int_2^{20} \frac{\Delta\sigma_{LC}(z)}{18} dz = 31,2 \text{ MPa} \quad \text{resp} \quad q_{lera} = \int_{20}^{35} \frac{\Delta\sigma_{LC}(z)}{15} dz = 13,7 \text{ MPa}$$



Figur A8. Medelvärden tillskottsspänningar i block respektive lera.

Slutsättningarna utan hänsyn till krypning, dvs. elastiska/plastiska sättningar beräknas, utgående från antagandet att plana tvärsnitt förblir plana, för blocket som:

$$s_{block} = \int_2^{20} \frac{\Delta\sigma'_{lera}(z)}{M(z, \Delta\sigma'_{lera})} dz = 0,038 m$$

och för underliggande lera, där $\Delta\sigma_{LC} = \Delta\sigma'_{lera}$:

$$s_{lera} = \int_{20}^{35} \frac{\Delta\sigma_{LC}(z)}{M(z, \Delta\sigma_{LC})} dz = 0,028 m$$

Representativa medelvärden för block respektive lera kan då beräknas för blocket:

$$M_{block} = \frac{q_{block}}{s_{block}} \cdot (D - 2m) = \frac{31,2}{0,038} \cdot 18 = 14,8 MPa$$

och för leran

$$M_{lera} = \frac{q_{lera}}{s_{lera}} \cdot (H - D) = \frac{13,7}{0,028} \cdot (35 - 20) = 7,3 \text{ MPa}$$

4.2 Representativ permeabilitet

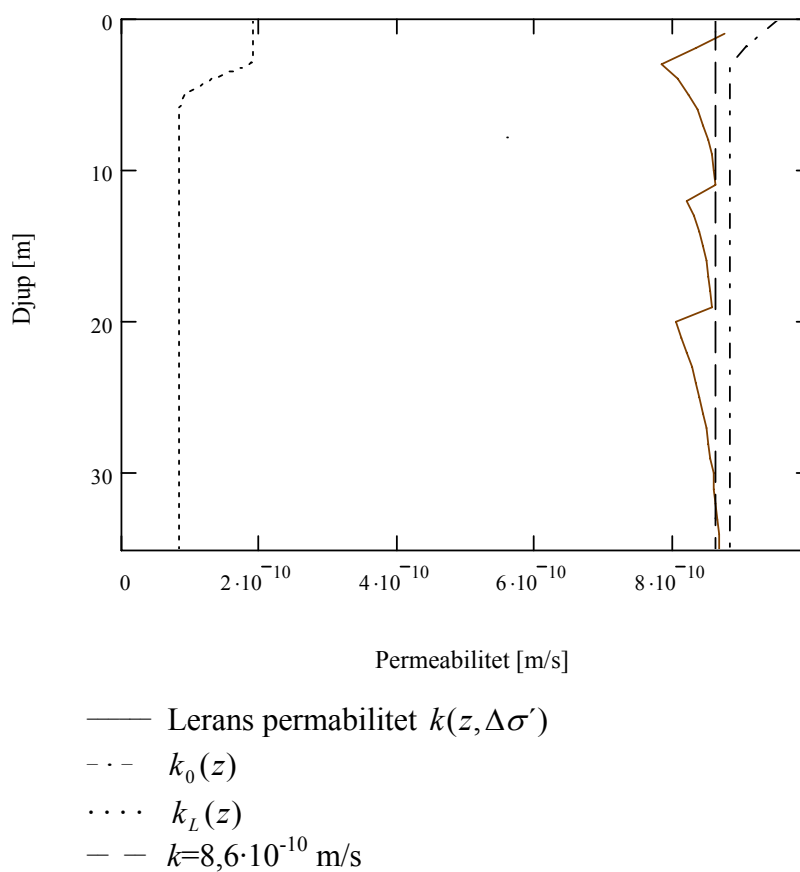
Permeabiliteten i leran som funktion av töjningen är enligt steg 1 ovan:

$$k_{\varepsilon}(\varepsilon) = 10^{-(9+10 \cdot \varepsilon / 3)}$$

Översatt som funktion av spänningen erhålls¹:

$$k(z, \Delta\sigma') = 10^{-c} \quad \text{där} \quad c = 9 + \frac{10}{3} \cdot \frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{M(z, \Delta\sigma')} \quad \text{med}$$

$$k_0(z) = k(z, 0) \quad \text{samt} \quad k_L(z) = k(z, \sigma'_L - \sigma'_0).$$



Figur A9. Permeabilitet i leran m.h.t. tillskottsspänningar.

¹ Härvid försakas inverkan av kryptöjningar på permeabiliteten.

En representativ permeabilitet för lerans permeabilitet i blocket och leran under blocket beräknas genom integration:

$$k_{lera(block)} = \int_2^{20} \frac{k(z, \Delta\sigma'/2)}{18} dz \quad \text{respektive} \quad k_{lera} = \int_{20}^{35} \frac{k(z, \Delta\sigma'/2)}{15} dz$$

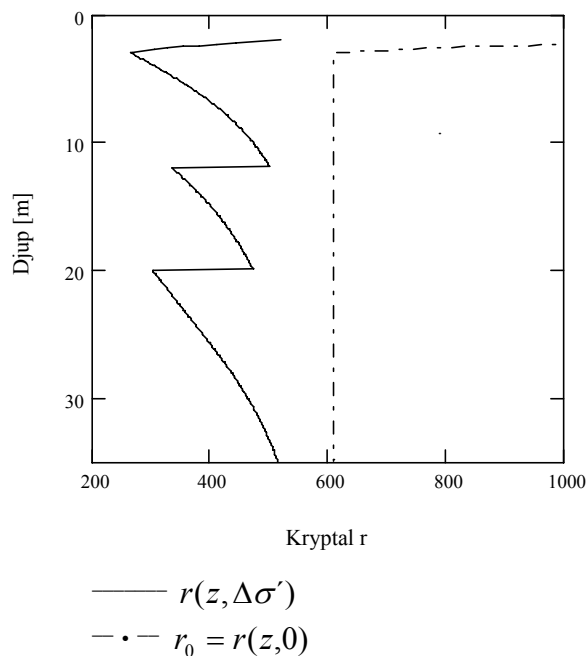
vilka båda ger resultatet $k=8,6 \cdot 10^{-10}$ m/s. För blocket som kompositmaterial beräknas slutligen permeabiliteten enligt ekvation 19 och genom viktning med pelarandelen på olika nivåer. För antagandet att $k_{pel}/k_{lera}=50$ erhålls:

$$\begin{aligned} k_{block} &= \frac{10 \left[\alpha \cdot 50 + (1 - \alpha) \right] + 8 \left[\frac{\alpha}{2} \cdot 50 + (1 - \frac{\alpha}{2}) \right]}{18} \cdot k_{lera(block)} = \\ &= \frac{10 [0,13 \cdot 50 + 0,87] + 8 [0,065 \cdot 50 + (0,935)]}{18} \cdot 8,6 \cdot 10^{-10} = 5,1 \cdot 10^{-9} \text{ m/s} \end{aligned}$$

4.3 Representativt kryptal

Kryptalet för leran är starkt beroende av spänningsnivån. Enligt den ansats som redovisats i figur A2, kan kryptalet ges som funktion av djupet för de beräknade tilläggsspänningarna:

$$r(z, \Delta\sigma') = 3500 \cdot (1,3 - (\sigma'_0 + \Delta\sigma') / \sigma'_c)^3 + 200$$



Figur A10. Lerans kryptal r som funktion av djupet.

För underliggande lera kan ett representativt värde beräknas som¹:

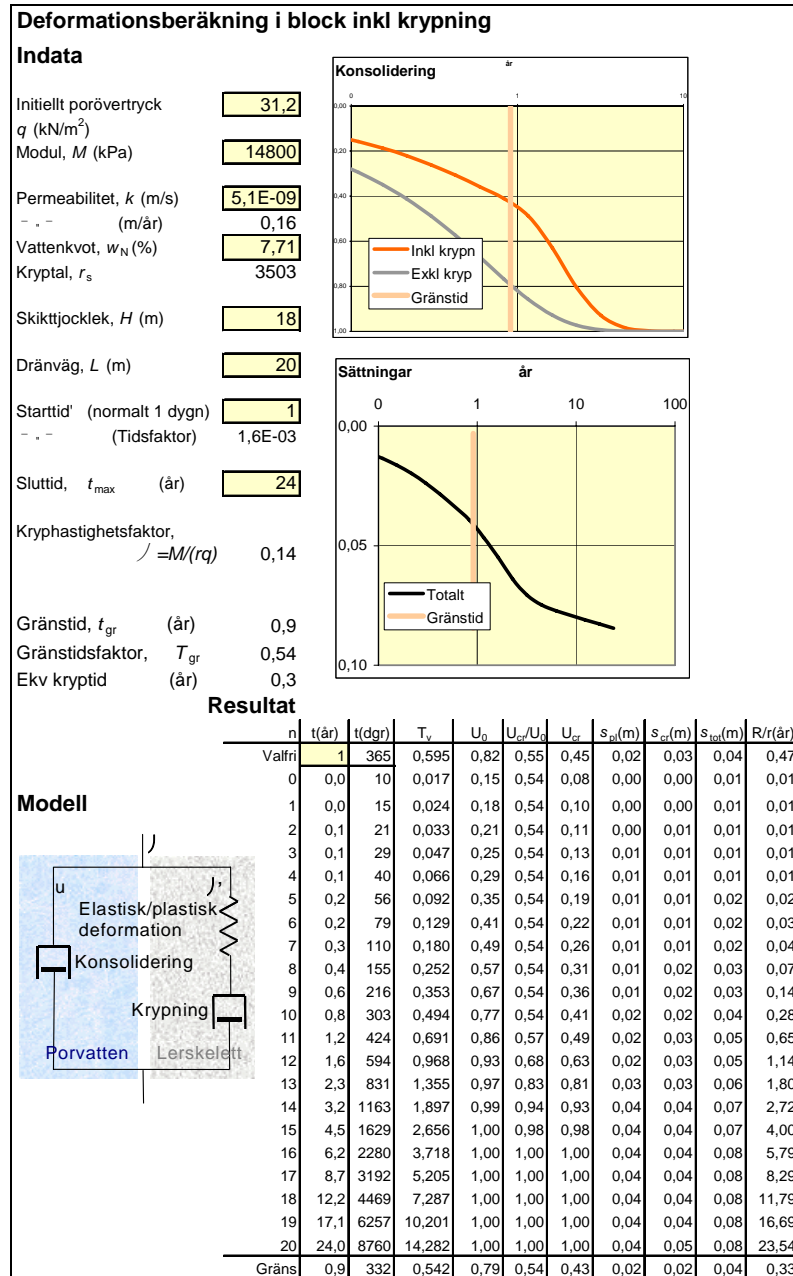
$$r_{lera} = \int_{20}^{35} \frac{r(z, \Delta\sigma'/2)}{15} dz = 470$$

Motsvarande beräkning för lera i blocket är inte meningsfull eftersom motsvarande kunskap om pelarnas krypegenskaper är utforskad.

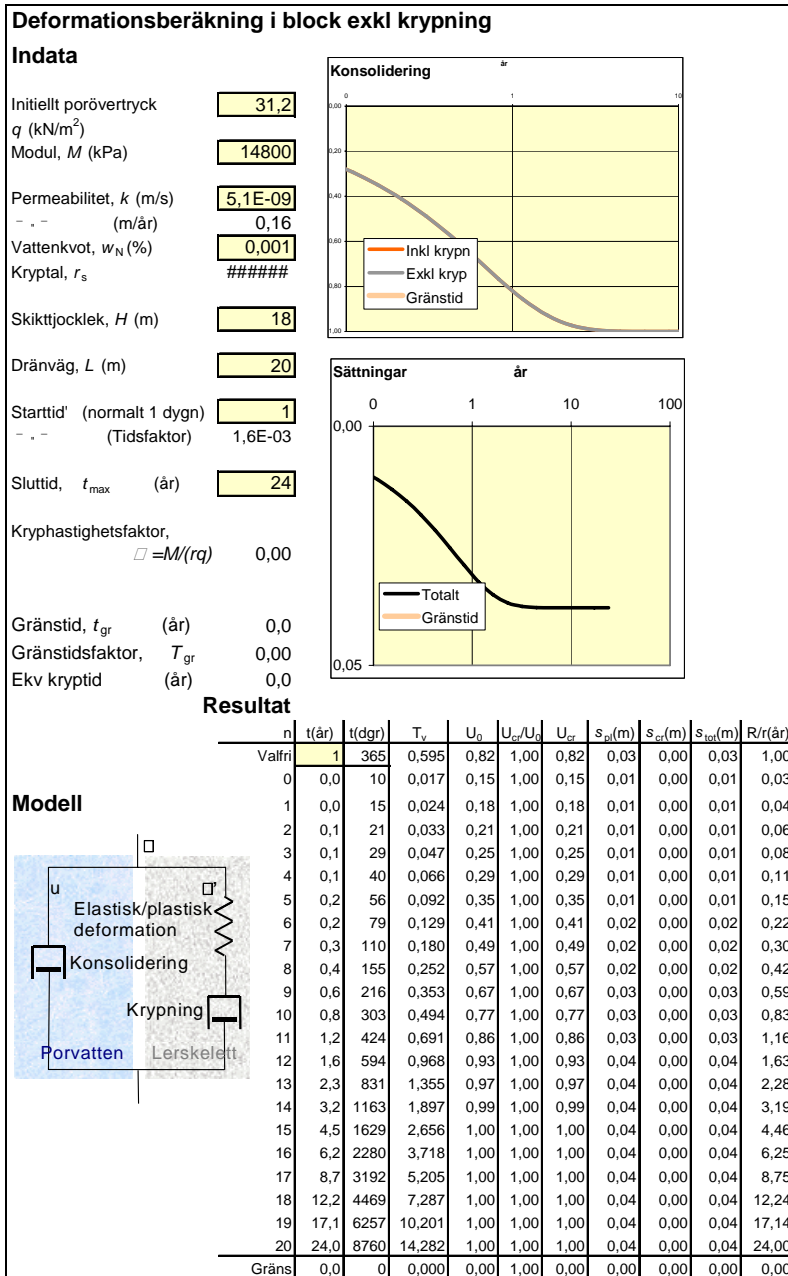
¹ Motsvarande beräkning för lera i blocket är inte meningsfull eftersom motsvarande kunskap om pelarnas krypegenskaper inte finns.

5. Beräkning av sättningar i kalkcementpelarblocket m.h.t. till konsolidering inkl. krypning

Utifrån ovan utvärderade materialparametrarna har sättningarna i kalkcementpelarblocket beräknats, dels med och dels utan hänsyn till krypning. För att ta hänsyn till krypdeformationerna har utnyttjats en förenklad metod presenterad i (Alén, 1998). En kort sammanfattning av metoden ges i slutet av detta Appendix. För beräkningen utan hänsyn till krypning sammanfaller tidsförloppet med Therzaghis diagrammetod.



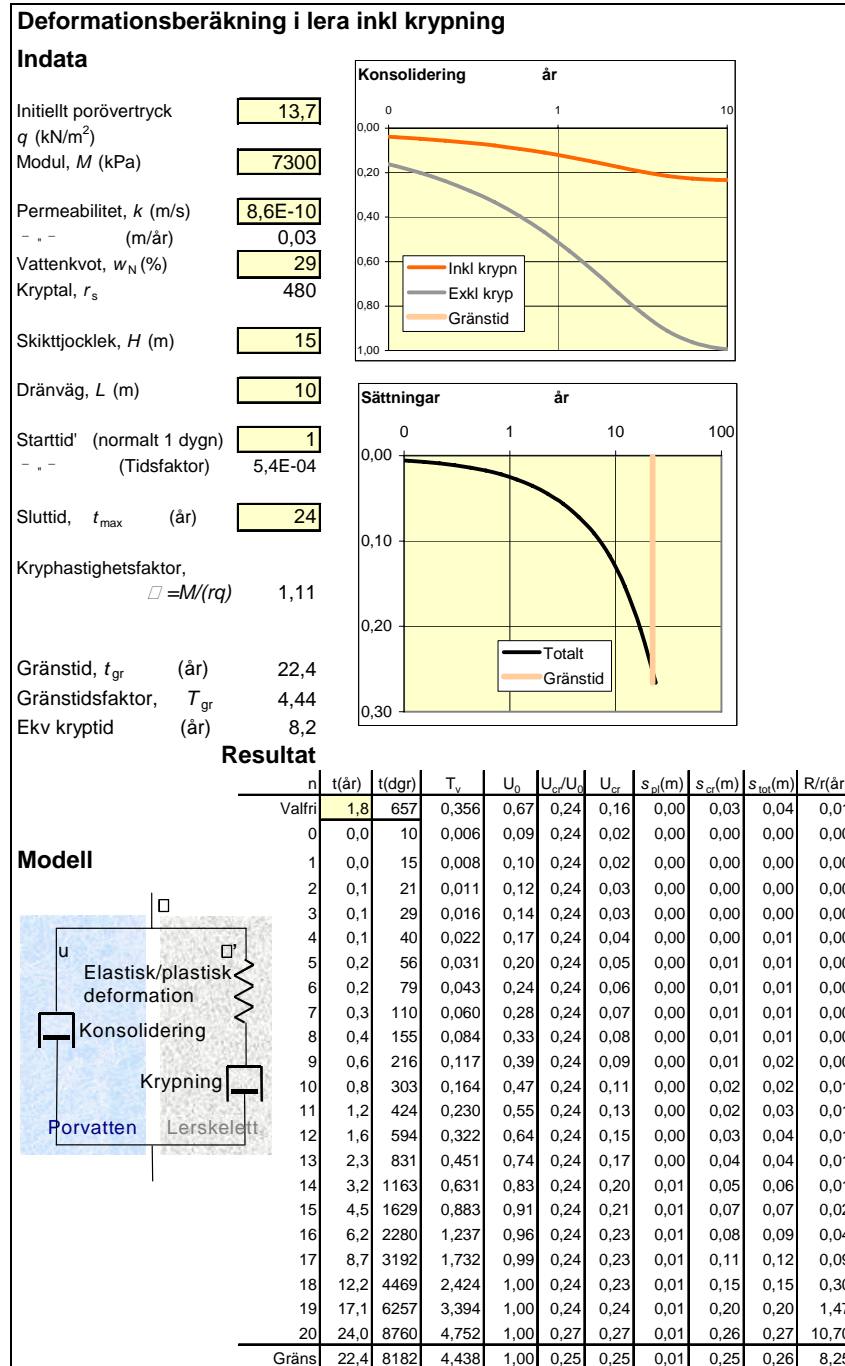
Figur A11. Beräknade sättningar i kalkcementpelarblock inkl krypning.



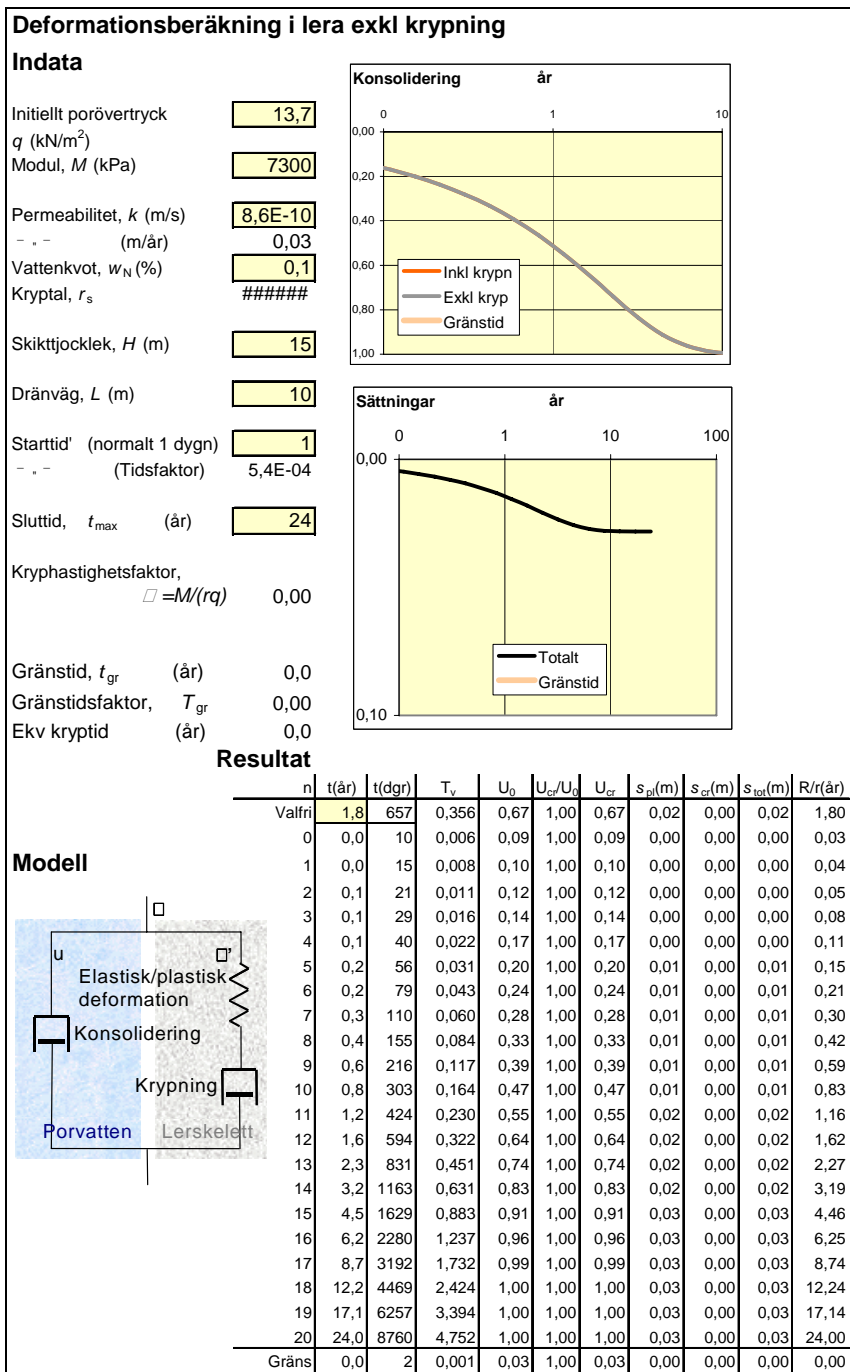
Figur A12. Beräknade sättningar i kalkcementpelarblock inkl krypning.

6. Beräkning av sättningar i underliggande lera m.h.t. till konsolidering inkl krypning

På samma sätt som för kalkcementpelarblocket har sättningarna i den underliggande leran beräknats. Leran har därvid antagits dubbelsidigt dränerad men med ett fiktivt tillägg på dräneringslängden för att ta hänsyn till det hydrauliska motståndet i kalkcementpelarblocket.



Figur A13. Beräknade sättningar i lera under kalkcementpelarblock inkl krypning.



Figur A14. Beräknade sättningar i lera under kalkcementpelarblock exkl krypning.

Långtidssättningar med hänsyn till krypning

Nedan ges en kort sammanfattning av den beräkningsmodell som använts för att bestämma krypsättningar. En mer utförlig beskrivning ges i (Alén, 1998). För beräkningen erfordras följande indata

Konsolideringstryck q

Modul M

Lagertjocklek H

Dräneringslängd L

Permabilitet k ,

Kryptal r , modelleras i de aktuella beräkningarna med en fiktiv vattenkvot samt

Kryphastighet vid beräkningens början i form av en referenstid t_r

För dräneringslängden gäller på sedvanligt sätt ; enkelsidig dränering $L=H$; dubbelsidig dränering $L=H/2$. Modellen medger också möjlighet att ansätta andra dräneringslängder för att ingenjörsmässigt beskriva även andra dräneringsförhållanden.

Kryphastigheten kan tecknas:

$$\frac{\partial \varepsilon_{cr}}{\partial t} = \frac{1}{R} = \frac{1}{r \cdot t} \quad \text{med } R = R_r \cdot \exp(\varepsilon_{cr} \cdot r)$$

Sambandet ger att kryphastigheten för $\varepsilon_{cr} = 0$ blir $1/R_r$. För leror som inte utsatts för ny belastning på lång tid sätts $R_r = r \cdot 1 \text{ dygn}^1$. För leror som utsatts för en belastning för vilka kryphastigheten fortfarande är betydande kan en relevant begynnelsekrypning bestämmas utifrån relationen ovan som:

$$t_r = \frac{R}{r} = \frac{R_r}{r} \cdot \exp(\varepsilon_{cr} \cdot r)$$

vilket förutsätter att man har bestämt de krypdeformationer som lera genomgått för den aktuella belastningssituationen. Detta samband har utnyttjats i beräkningarna för att bestämma pågående kryphastighet inför upplastningen i etapp 2.

¹ Ansatsen bygger på hypotesen att kryptalet bestämt med stegvisa ödometerförsök är relevant för kryphastigheten efter 1 dygns belastning. Förfarandet har visat god överensstämmelse för normalt konsoliderad lera. För lera belastad under förkonsolideringstrycket är osäkerheten större.

Beräkningsgång

a) Två dimensionslösa parametrar

$$\text{Tidsfaktorn } T = \frac{k \cdot M}{\gamma_w \cdot L^2} \cdot t \text{ och en kryphastighetsfaktor } \Psi = \frac{M}{r \cdot q}$$

b) Konsolideringsgraden mht krypning, dvs hur stor andel av de elastisk/plastiska slutdeformationerna som utvecklats

$$U_{cr}(T) = \eta_{cr}(T, \Psi) \cdot U_0(T)$$

där $U_0(T)$ är den klassiska konsolideringsgraden och funktionen $\eta_{cr}(T, \Psi)$ är ett mått på den fördröjning av porövertrycksutjämnningen som krypningen orsakar.

c) De elastisk plastiska deformationerna beräknas som ”vanligt”, dvs. som

$$\varepsilon_{pl} = U_{cr} \cdot \frac{q}{M} \text{ och}$$

d) krypdeformationerna som

$$\varepsilon_{cr}(T) = \begin{cases} \frac{T}{4 \cdot \Psi} \cdot \left[\frac{1}{r} \cdot \left(\ln \left(\frac{4 \cdot \Psi}{T_r} \right) - 1 \right) \right] + \frac{U_0(T) - U_{cr}(T)}{\Psi \cdot r} \cdot \left(1 - \frac{T}{4 \cdot \Psi} \right) & \text{för } T < 4 \cdot \Psi \\ \frac{1}{r} \cdot \left[1 - \frac{T}{4 \cdot \Psi} \right] \cdot \ln \left(\frac{T - 4 \cdot \Psi}{T_r} \right) + \frac{T}{4 \cdot \Psi} \cdot \ln \left(\frac{T}{T_r} \right) - 1 & \text{för } T > 4 \cdot \Psi \end{cases}$$

samt slutligen

$$e) \quad s_{tot}(T) = \left[\varepsilon_{pl}(T) + \varepsilon_{cr}(T) \right] \cdot H$$

Bilaga B – Mätning provbankar

Mätutrustning

Bälgsättningsmätningar

Den första mätningen för varje provbank genomfördes innan provbanken hade byggts upp och kallas därför 0-mätning. Nästa mätning utfördes direkt efter uppfyllning av provbanken för att kunna se hur stora de momentana sättningarna skulle bli.

Röret ovanför markytan som bälgslangen är fäst till borrhades ner i leran till cirka 2 m djup. Därför mäts endast sättningarna i bälgslangarna längs med jord- och pelarprofilen upp till cirka 2 m under befintlig markyta.

Slangsättningsmätningar

I varje provbank har installerats 2+2 stycken slangar. Normalt mäts bara den ena av de två slangarna. Den andra finns i reserv i fall någon missöde, t.ex. täppning av mätslangen, skulle ske. Ett antal mätningar har genomförts och resultat från dessa redovisas för vart och ett av områdena.

Portrycksmätare

Portrycksmätare har installerats till olika djup i leran både i och utanför provbankarna. Detta har skett för att kunna få ett övergripande bild av portrycksförändringarna genom hela jordprofilen.

På grund av grundvattenytans variationer med årstiderna och provbankarnas närhet till Göta Älv fås en ständig förändring av portrycket i marken. En annan faktor som påverkar portrycket är installeringen av kalkcementpelarna. För att få en klar bild över dessa variationer har mätningar av portrycken startat långt före installering av kalkcementpelarna och uppbyggnad av provbanken.

Mätningen av portrycksförändring under belastning utfördes på så sätt att en första mätning genomfördes innan banken byggdes, och en andra mätning genomfördes direkt efter uppfyllning för att se förändringen i portrycket på olika djup i och strax utanför provbankarna.

Inklinometer

En inklinometer vid släntfot har installerats för att mäta horisontal deformationer i samband med upplastningen.

Beteckningar för mätare

I syfte att underlätta redovisningen av alla mätdata har ett beteckningssystem införts. Det innebär att varje mätare kodats enligt följande

Lokal / typ av mätare / placering / pelare eller lera / djup

Lokal:

S: Surte

N: Nödinge

SVN: Stora Viken Norra

SVS: Stora Viken Södra

Typ av mätare:

pp: porttrycksmätare

bs: Bälgsättningsmätare

sl: Slangsättningsmätare

inkl: Inklinometer

Placering:

C: Centrum

CN: Centrum norr

CV: Centrum väst

N: Norr inom provbanken

V: Väst inom provbanken

VU: Väst utanför provbanken

O: Öst inom provbanken

OU: Öst utanför provbanken

S: Söder inom provbanken

För slangättningsmätare används väderstreck enligt följande:

Versaler: mätslangens ände m.h.t. hur mätningen utförts

Gemener: slangens läge

Pelare eller lera

p: pelare

l: lera

Exempel:

NbsCI37 - Bälgsättningsmätare centralt i provbank Nödinge placerad i lera mellan pelare till 37m djup

SVNslSv – Slangsättningsmätare i Stora viken Norra, mätning av västra (längsgående slang) från söder

NÖDINGE

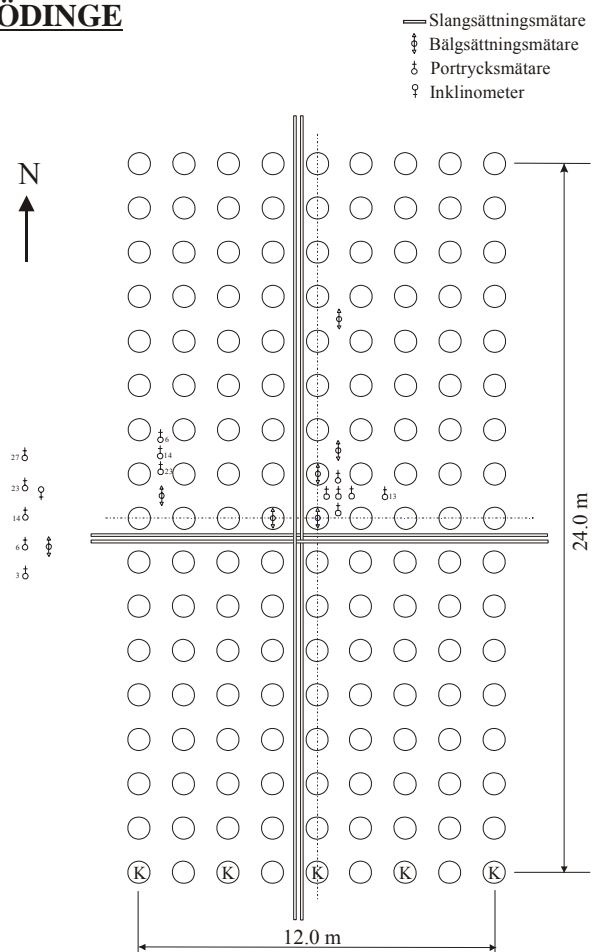
Etapp 1

Mätutrustning

Provbanken i Nödinge har instrumenteras med följande mätutrustning:

- 7 stycken bälgslangar utav vilka en installerats i leran mellan pelare och går till fast botten, två installerats i leran mellan pelarna men når inte till fast botten och en installerats i leran väster om provbanken. Vidare installerades en bälgslang i en kort pelare och är cirka 20 m lång samt två bälgslangar i långa pelare och är cirka 30 m långa
- 6 stycken porttrycksmätare i leran mellan pelarna mitt i provbanken för att studera porttrycksförändringen under belastning från provbanken
- 3 stycken porttrycksmätare i leran väster i provbanken
- 5 stycken porttrycksmätare i leran väster om provbanken
- 4 stycken slangar för slangställningsmätning, utav vilka 2 stycken längs med provbanken och 2 stycken tvärs provbanken.
- En inklinometer väster om provbanken för att mäta horisontella rörelser i leran

NÖDINGE



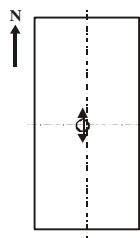
Placering av mätutrustning i provbank Nödinge.

Resultat av fältmätningar

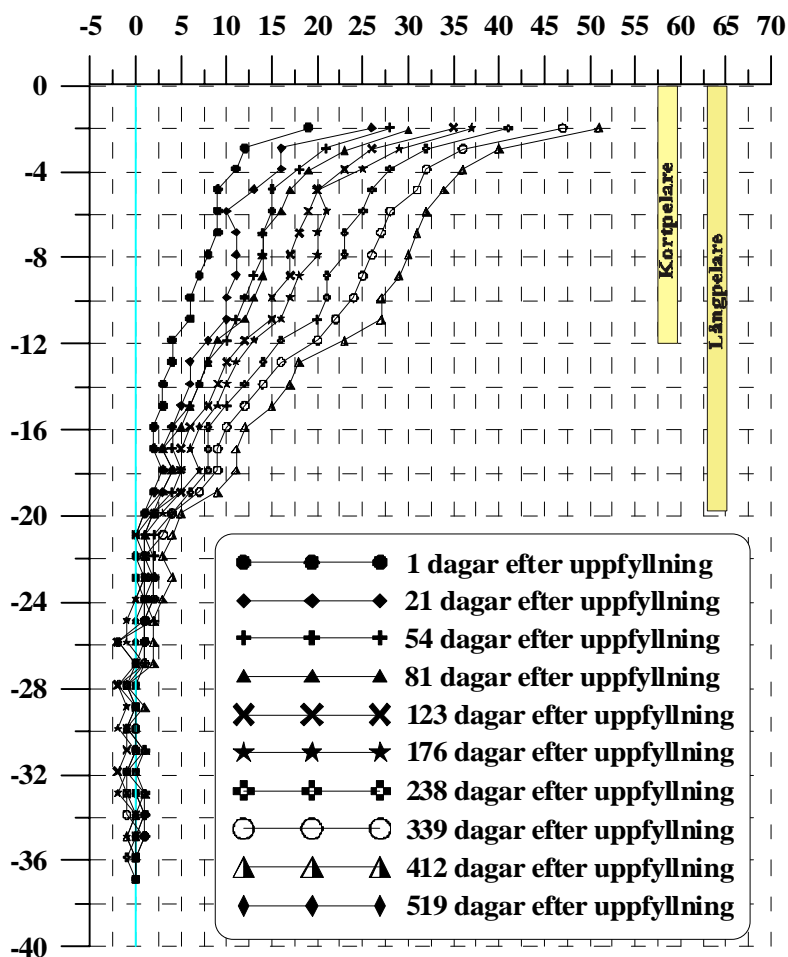
Ett urval av resultaten erhållna från mätningarna i Nödinge presenteras nedan. Mätningar har utförts direkt efter uppfyllning av provbanken, samt vid ytterligare åtta tillfällen 21, 54, 81, 123, 176, 238, 339 and 412 dagar efter uppfyllning. Redovisade resultat är i förhållande till 0-mätningen som är utförd före uppfyllningen

Utskriftsdatum: 2005-11-13

Område: Nödinge
 Bälgslangsmätare: NbsCl37
 Pelar installation: 2001-05-07 till 2001-05-09
 Uppfyllning ettap1: 2001-12-11 till 2001-12-13
 Uppfyllning ettap2:
 Senaste mätning: 2003-05-16

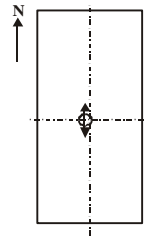


Nödinge, mätning av bälgslang NbsCl37 Sättningar [mm]

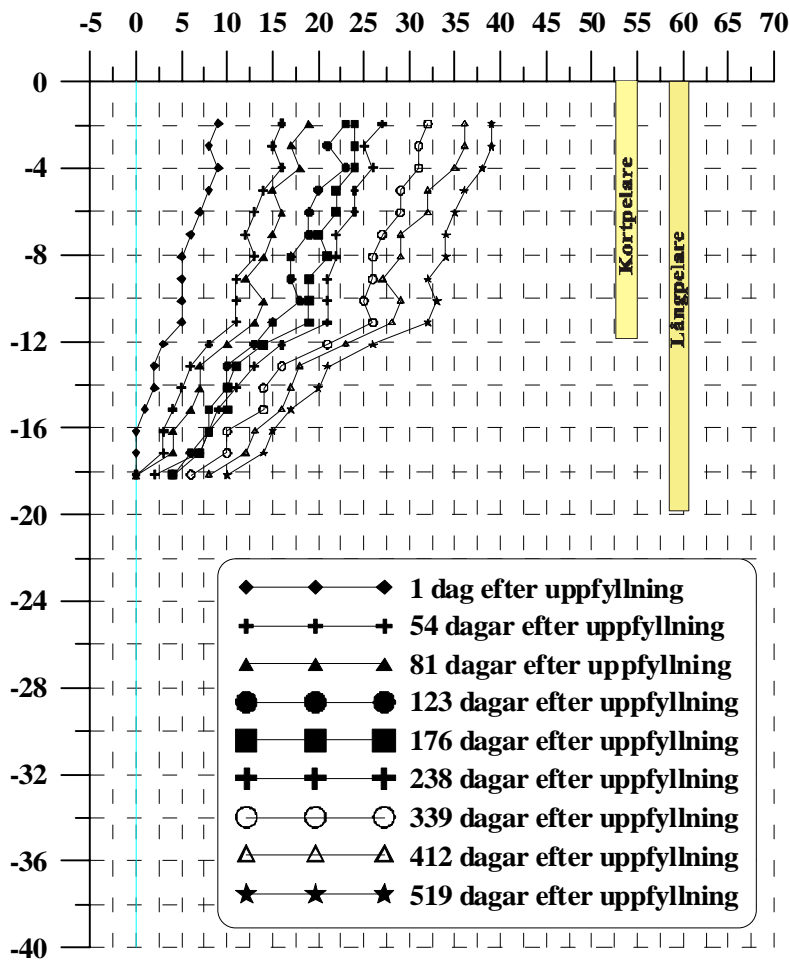


Bälgslangsmätning i lera mellan pelare.

Område: Nödinge
 Bälgslangsmätare: NbsCp18
 Pelar installation: 2001-05-07 till 2001-05-09
 Uppfyllning ettap1: 2001-12-11 till 2001-12-13
 Uppfyllning ettap2:
 Senaste mätning: 2003-05-16



Nödinge, mätning av bälgslang NbsCp18 Sättningar [mm]



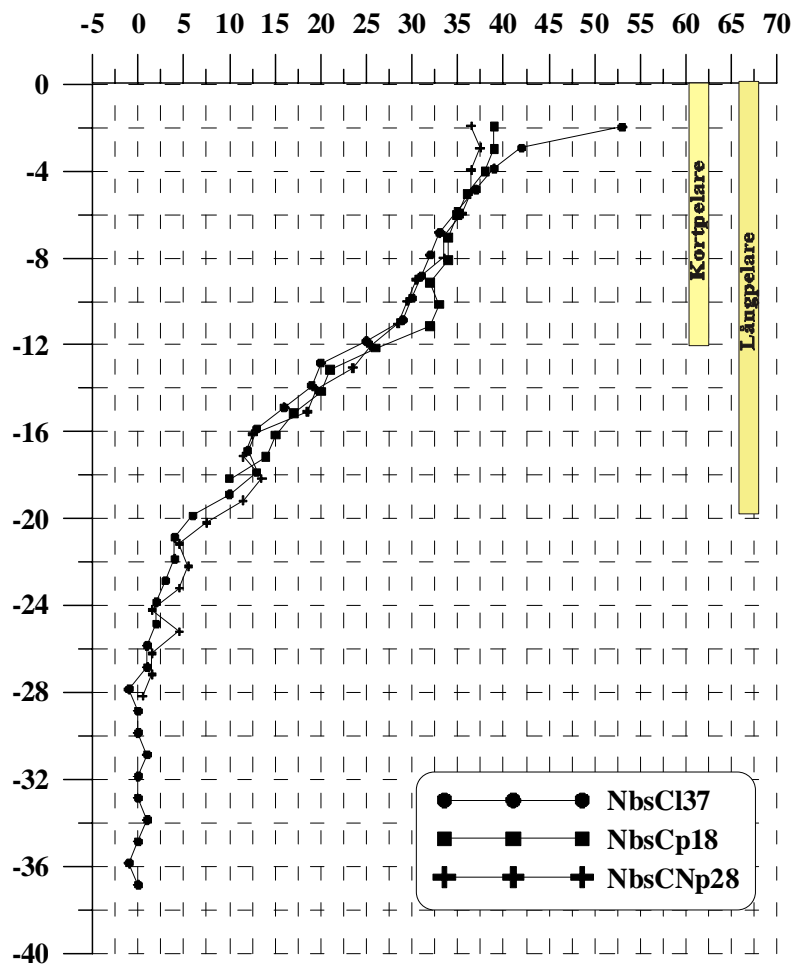
Bälgslangsmätning i pelare.

Område: Nödinge
 Pelar installation: 2001-05-07 till 2001-05-09
 Uppfyllning ettap1: 2001-12-11 till 2001-12-13
 Uppfyllning ettap2:
 Senaste mätning: 2003-05-16



Nödinge, mätning av bälgslang dag 519 efter uppfyllning

Sättningar [mm]

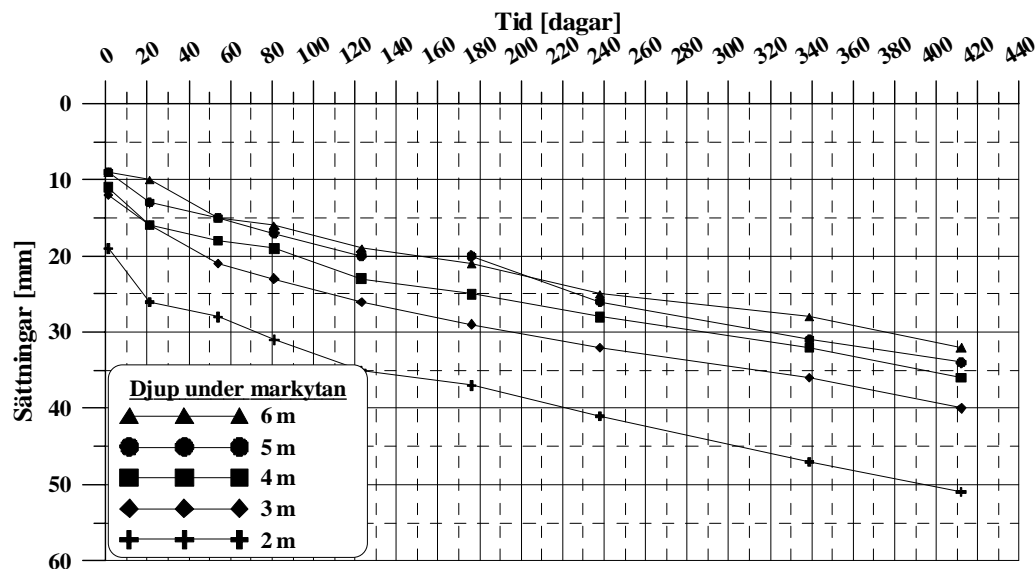


Sammanställning bälgslangsmätningar 519 dagar efter uppfyllning.

Område: Nödinge
 Bälgslangsmätare: NbsCl37
 Pelar installation: 2001-05-07 till 2001-05-09
 Uppfyllning etapp1: 2001-12-11 till 2001-12-13
 Uppfyllning etapp2:
 Senaste mätning: 2003-01-29

Utskriftsdatum: 2003-04-15

Nödinge, Sättning mot tid för bälgslang NbsCl37 vid olika djup

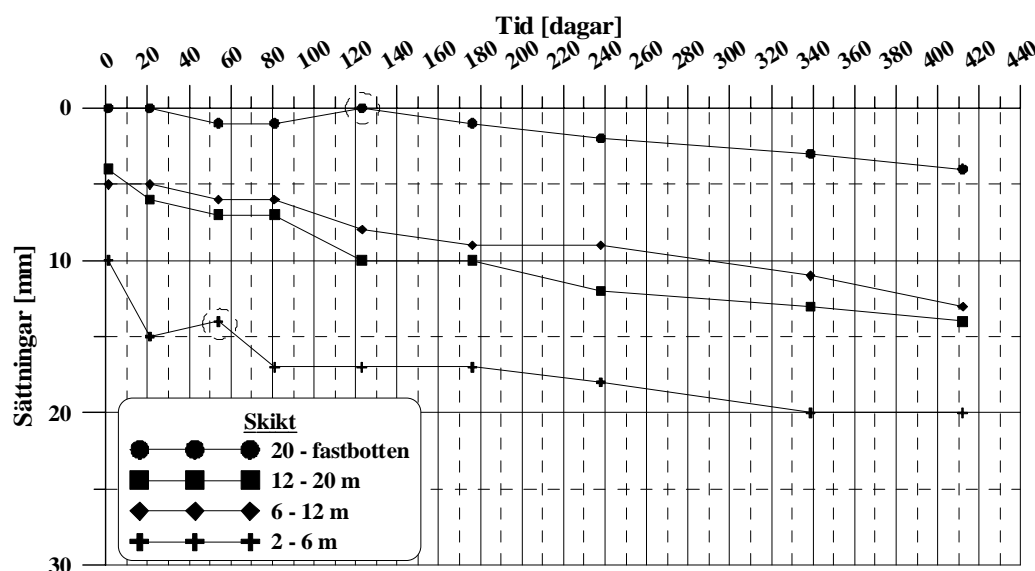


Sättningsutveckling med tiden för bälgslang i lera mellan pelare.

Område: Nödinge
 Bälgslangsmätare: NbsCl37
 Pelar installation: 2001-05-07 till 2001-05-09
 Uppfyllning etapp1: 2001-12-11 till 2001-12-13
 Uppfyllning etapp2:
 Senaste mätning: 2003-01-29

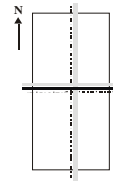
Utskriftsdatum: 2003-04-15

Nödinge, Sättning mot tid för bälgslang NbsCl37 vid olika skikt

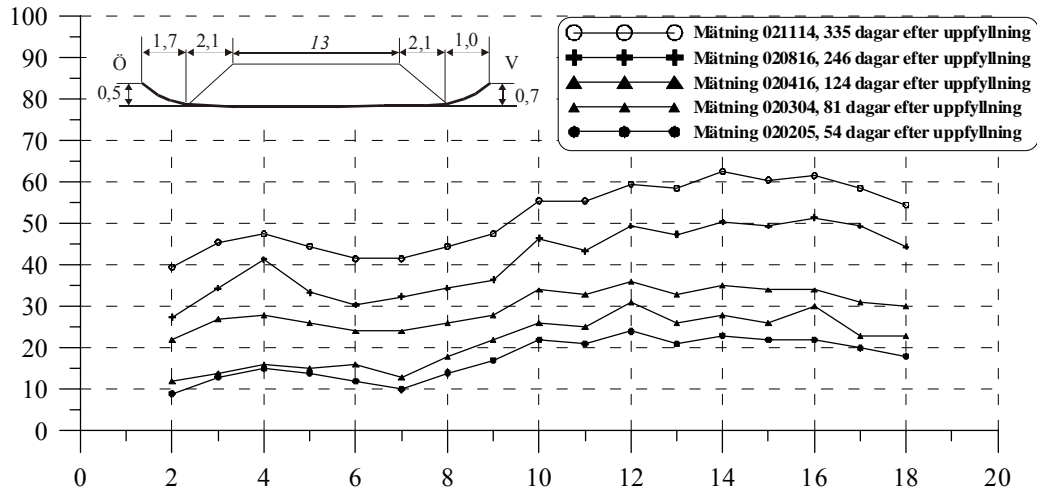


Sättningsutveckling med tiden för olika delskikt, bälgslang i lera mellan pelare.

Område: Nödinge
 Slangsättningsmätare: NslOs
 Pelar installation: 2001-05-07 till 2001-05-09
 Uppfyllning ettap1: 2001-12-11 till 2001-12-13
 Uppfyllning ettap2:
 Senaste mätning: 2002-11-14

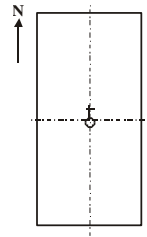


Nödinge, slangsettningsmätare tvärs provbanken.

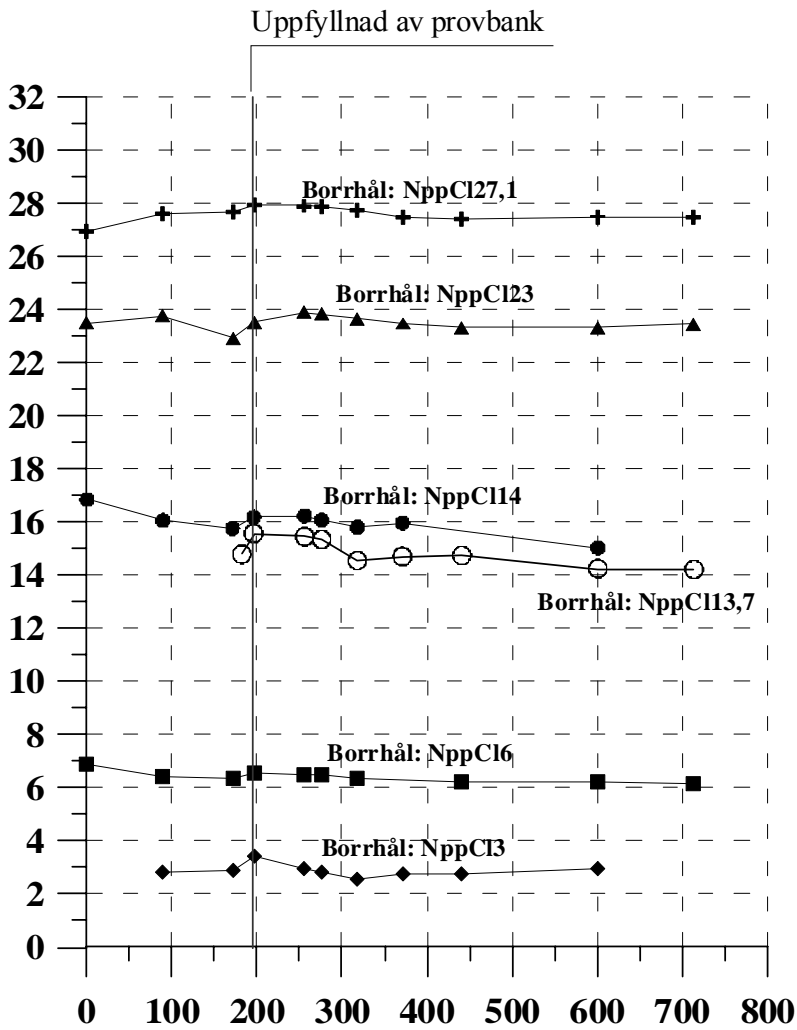


Sättningsprofil tvärs provbanken 54 – 335 dagar efter uppfyllnad.

Område: Nödinge
 Pelar installation: 2001-05-07 till 2001-05-09
 Uppfyllning ettap1: 2001-12-11 till 2001-12-13
 Uppfyllning ettap2:
 Senaste mätning: 2003-05-16



Nödinge, porvattentryck mitt i provbanken



Portrycksförändringar med tiden centralt i provbank.

En utförligare redovisning av portrycksutvecklingen under etapp 1 och 2 återfinns under redovisningen för etapp 2.

Etapp 2

Kompletterande instrumentering av mätutrustning

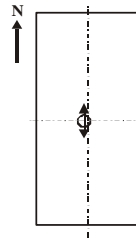
I början av september 2003 utfördes kontrollarbete på all instrumentering i samband med den planerade upplastningen av laststeg 2. Extra instrumentering installerades innan uppfyllning enligt:

- 2 st portryckmätare
- 1 st inklinometer

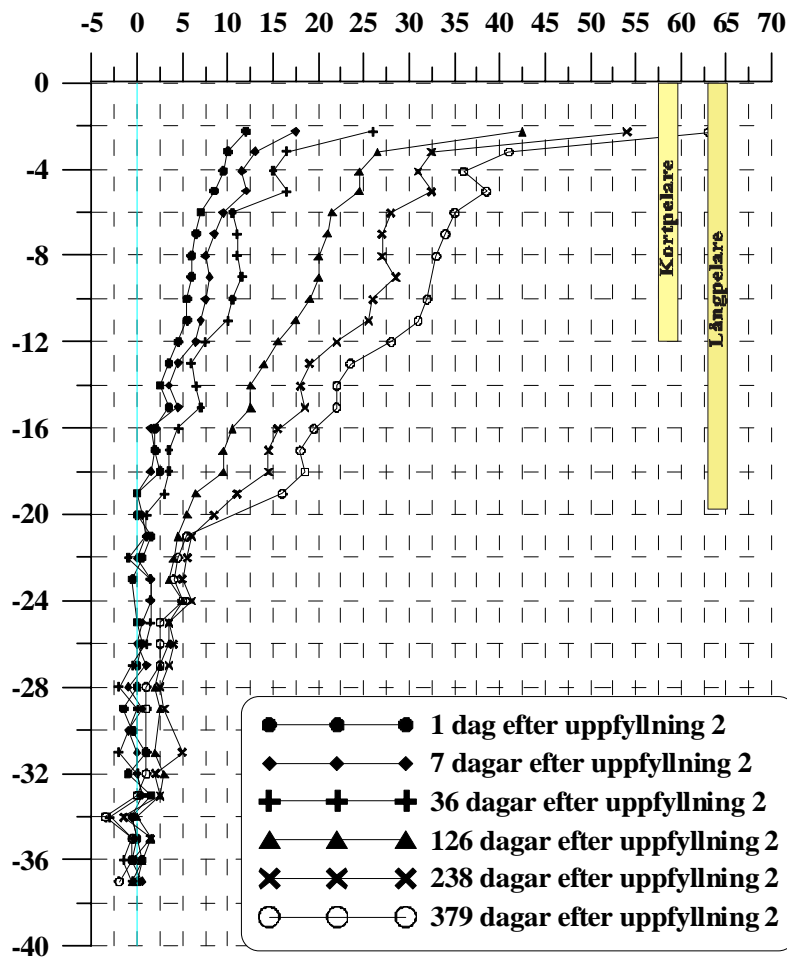
Resultat av fältmätningar

Ett urval av resultat av de första fältmätningarna i etapp 2 i Nödinge presenteras nedan:

Område: Nödinge
 Bälgslangsmätare: NbsCI37
 Pelar installation: 2001-05-07 till 2001-05-09
 Uppfyllning etapp 1: 2001-12-11 till 2001-12-13
 Uppfyllning etapp 2: 2003-10-06 till 2003-10-07
 Senaste mätning: 2004-10-20

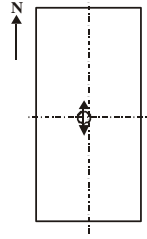


Nödinge, mätning av bälgslang NbsCI37 Sättningar [mm]

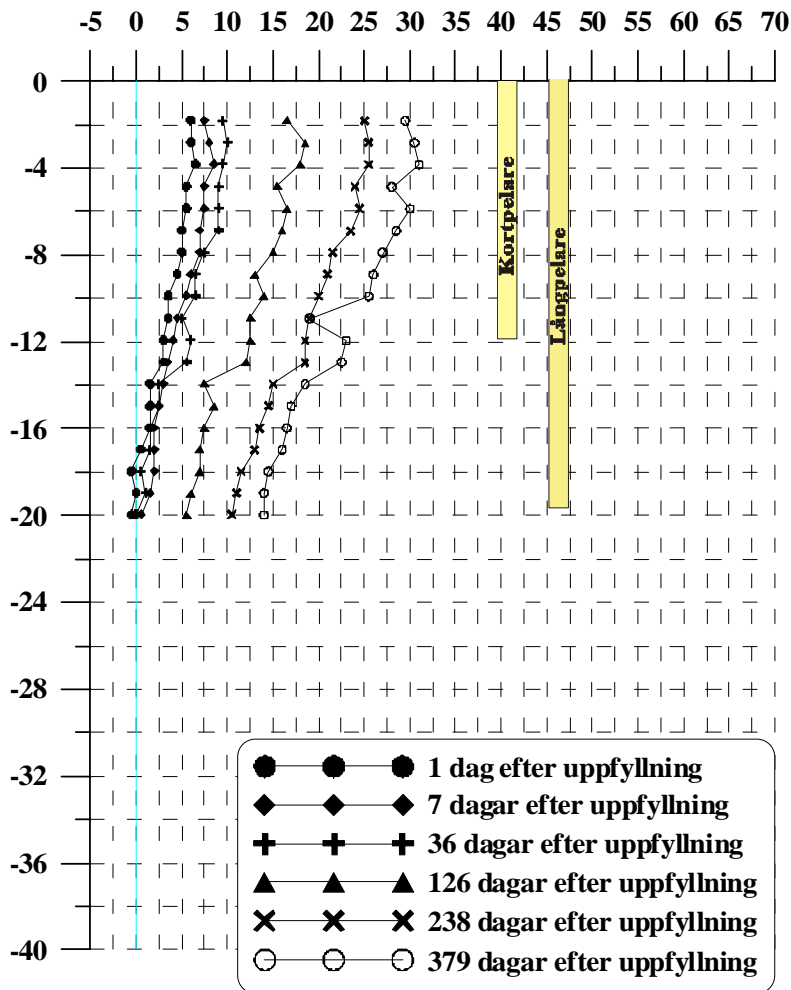


Bälgslangsmätning i lera mellan pelare.

Område: Nödinge
 Bälgslangsmätare: NbsCvp28
 Pelar installation: 2001-05-07 till 2001-05-09
 Uppfyllning ettap1: 2001-12-11 till 2001-12-13
 Uppfyllning ettap2: 2003-10-06 till 2003-10-07
 Senaste mätning: 2004-10-20

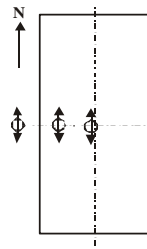


Nödinge, mätning av bälgslang NbsCvp28 Sättningar [mm]



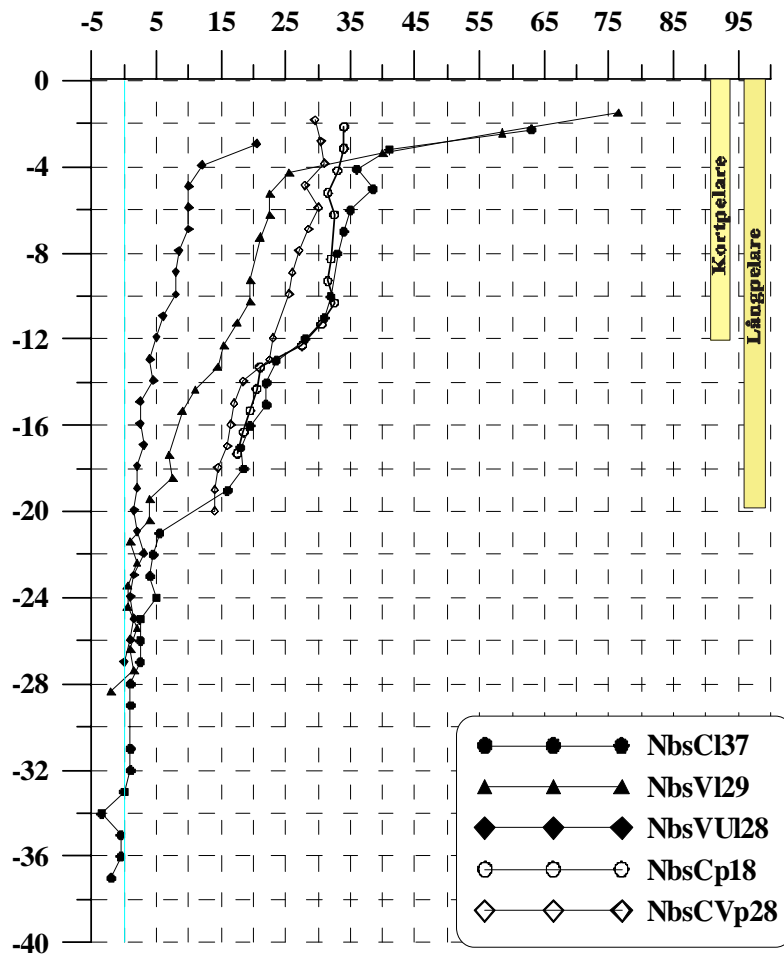
Bälgslangsmätning i pelare.
 NbsCvp28 endast mätt till 20 m djup.

Område: Nödinge
 Pelar installation: 2001-05-07 till 2001-05-09
 Uppfyllning etapp 1: 2001-12-11 till 2001-12-13
 Uppfyllning etapp 2: 2003-10-06 till 2003-10-07
 Senaste mätning: 2004-10-20



Nödinge, mätning av bälgslang dag 379 efter uppfyllning 2

Sättningar [mm]

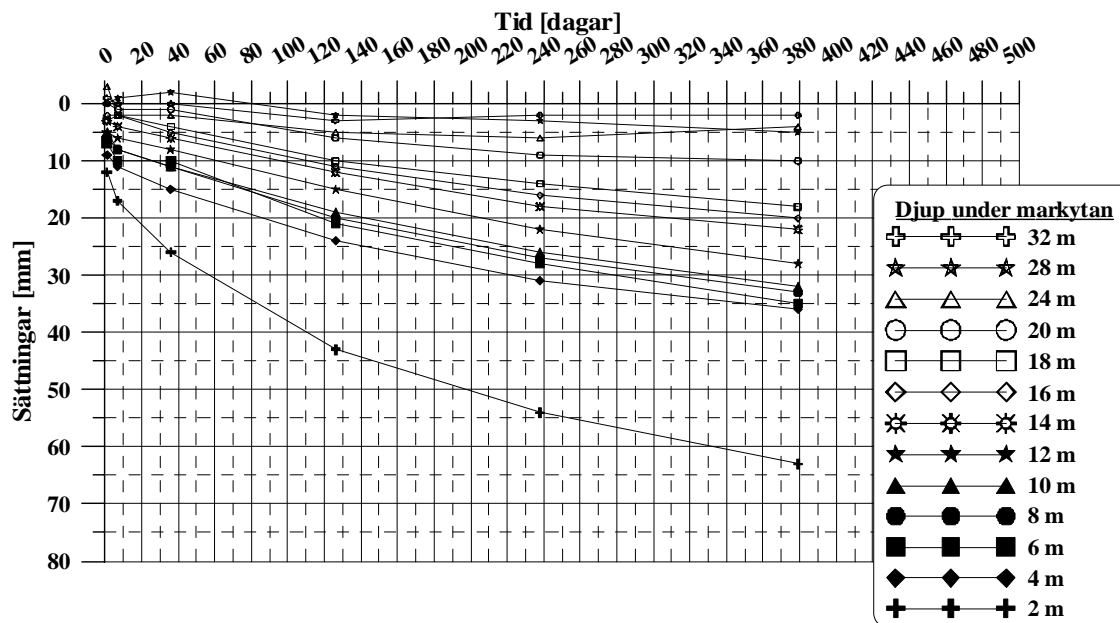


Sammanställning bälgslangmätningar 519 dagar efter uppfyllning.
 NbsCVp28 endast mätt till 20 m djup.

Område: Nödinge
 Bälgslangsmätare: NbsCl37
 Pelar installation: 2001-05-07 till 2001-05-09
 Uppfyllning etapp 1: 2001-12-11 till 2001-12-13
 Uppfyllning etapp 2: 2003-10-06 till 2003-10-07
 Senaste mätning: 2004-10-20

Uskriftsdatum: 2005-11-13

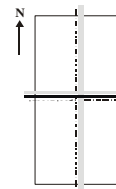
Nödinge, Sättning mot tid för bälgslang NbsCl37 vid olika djup



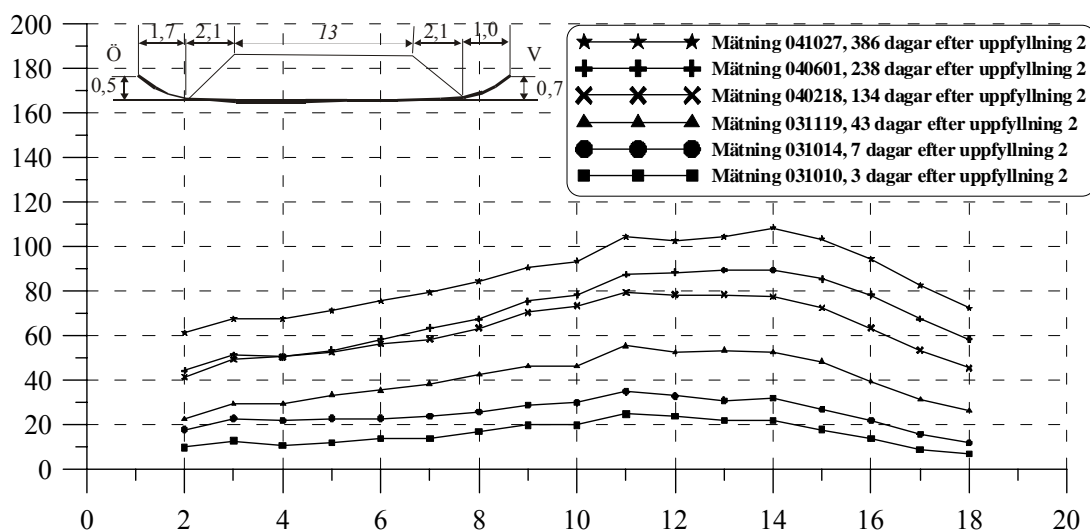
Sättningsutveckling med tiden för bälgslang i lera mellan pelare.

Uskriftsdatum: 2004-06-17

Område: Nödinge
 Slangsettningsmätare: NsIOS
 Pelar installation: 2001-05-09 till 2001-05-14
 Uppfyllning etapp1: 2001-11-26 till 2001-11-28
 Uppfyllning etapp2: 2002-10-06 till 2003-10-07
 Senaste mätning: 2004-10-27



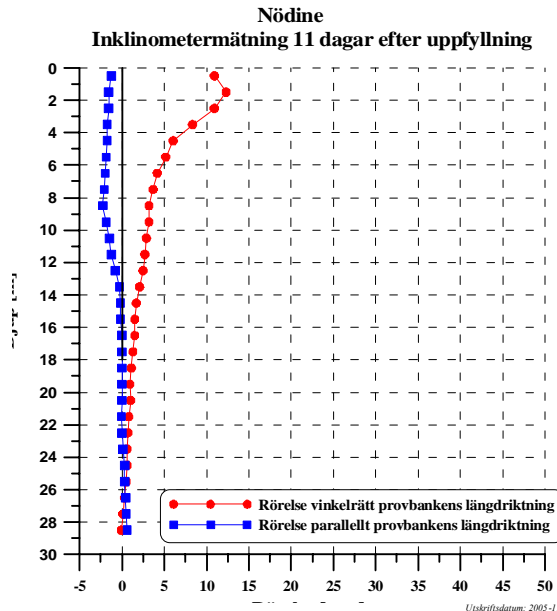
Nödinge, slangsettningsmätare tvärs provbanken



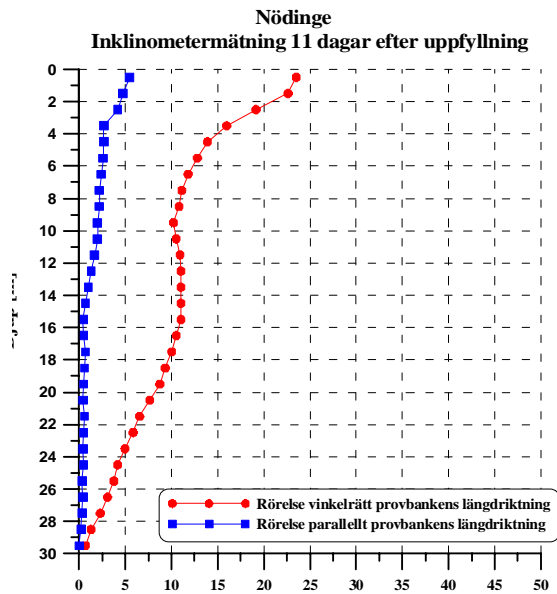
Sättningsprofil tvärs provbanken 3 – 386 dagar efter uppfyllning 2.

Utskriftsdatum: 2003-12-15

Område: Nödine
Stängsättningsmätare: NinkNNU
Pelar installation: 2001-05-07 till 2001-05-09
Uppfyllning etapp1: 2001-12-11 till 2001-12-13
Uppfyllning etapp2: 2003-10-06 till 2003-10-07
Senaste mätning: 2003-10-18

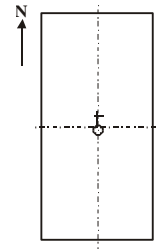


Område: Nödinge
Stängsättningsmätare: NinkVU0
Pelar installation: 2001-05-07 till 2001-05-09
Uppfyllning etapp1: 2001-12-11 till 2001-12-13
Uppfyllning etapp2: 2003-10-06 till 2003-10-07
Senaste mätning: 2003-10-18

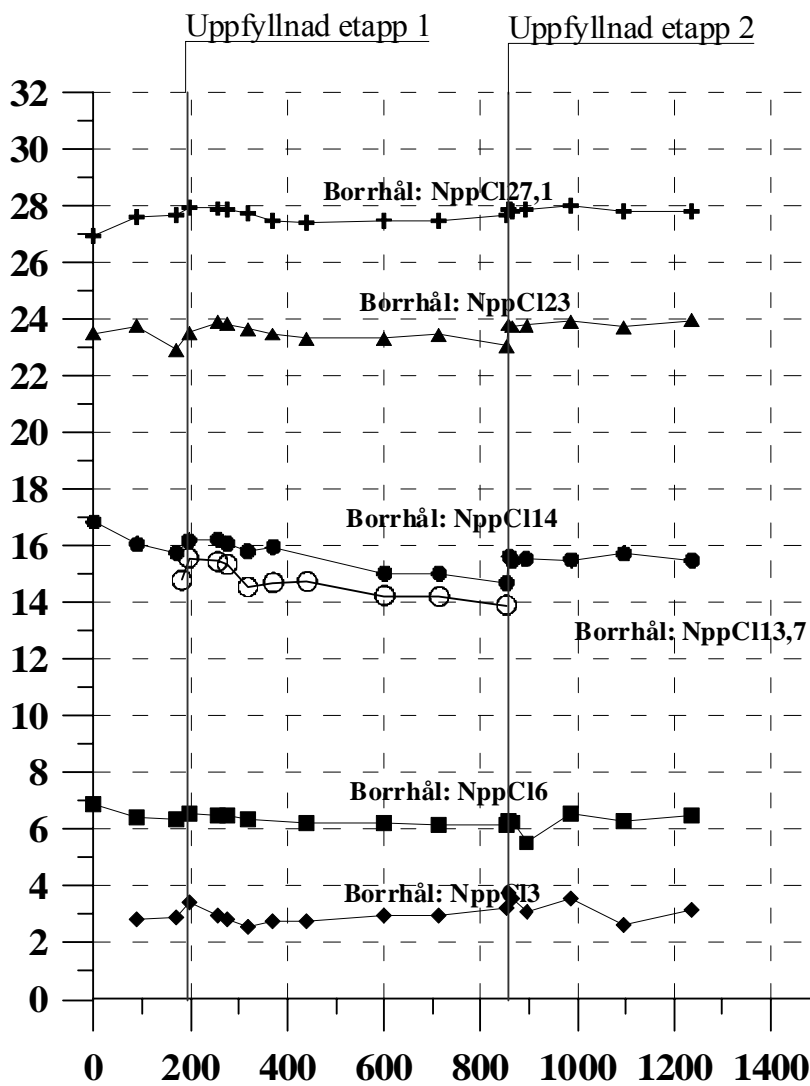


Horisontaldeformationer.

Område: Nödinge
 Pelar installation: 2001-05-07 till 2001-05-09
 Uppfyllning etapp1: 2001-12-11 till 2001-12-13
 Uppfyllning etapp2: 2003-10-06 till 2003-10-07
 Senaste mätning: 2004-10-20



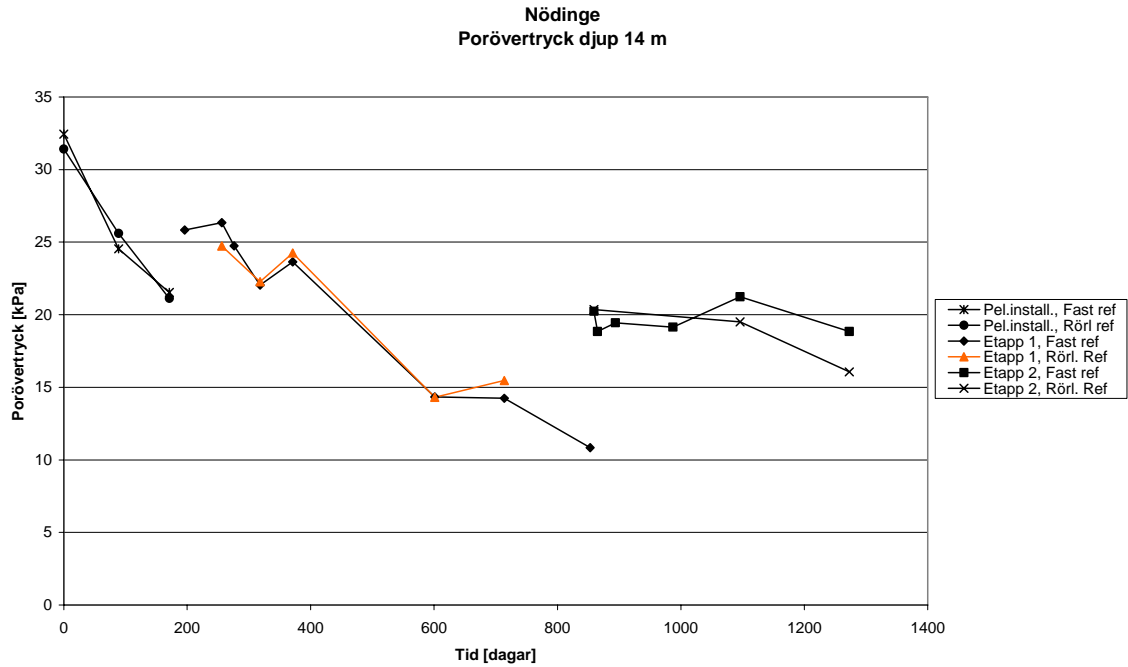
Nödinge, porvattentryck mitt i provbanken



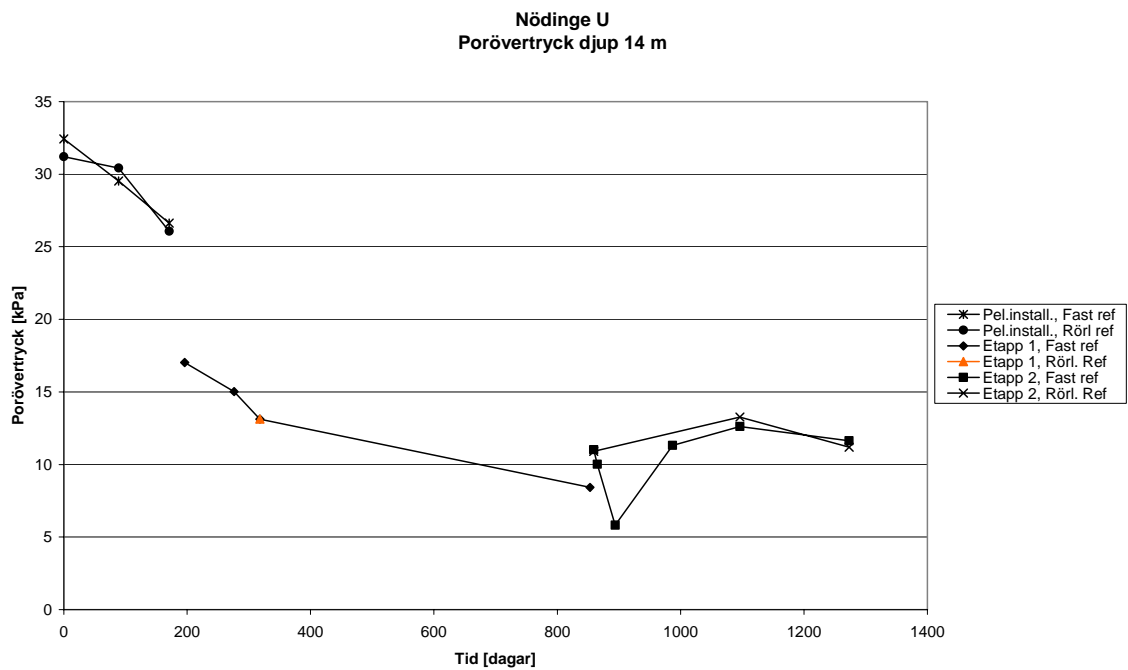
Portrycksförändringar med tiden centralt i provbank.

Porövertryck etapp 1 och 2

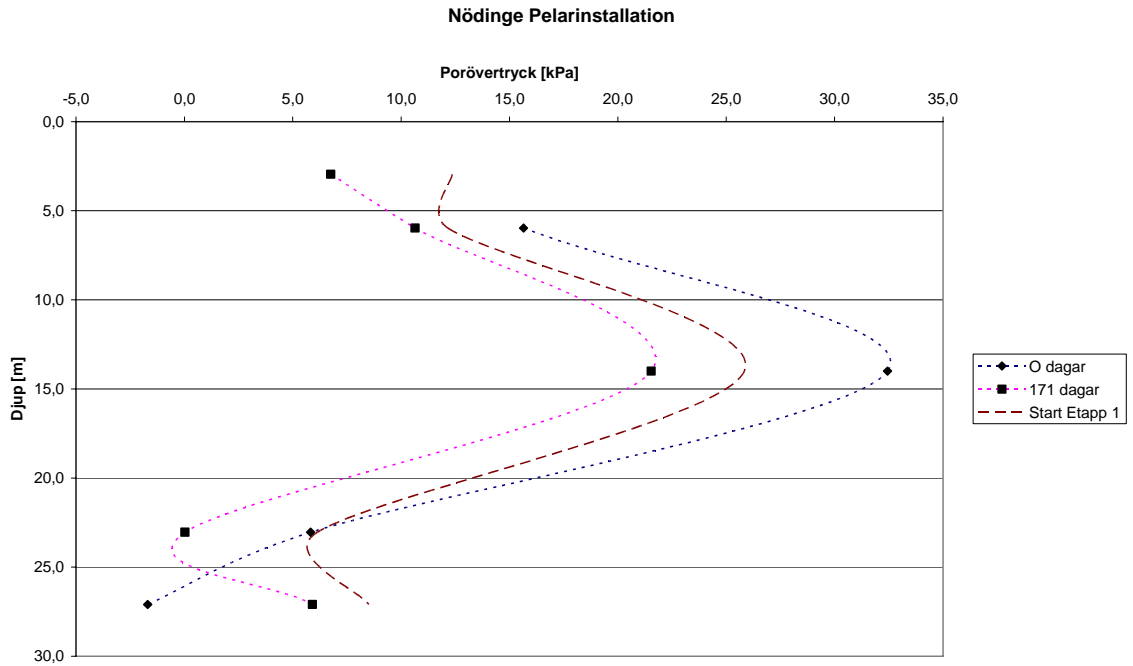
Nedan visas en sammanställning av porövertrycket i åtta grafer. Porövertrycket är redovisat som skillnaden mellan uppmätt portryck och utvärderat portryck enligt referensmätningar, se avsnitt 3.5.2



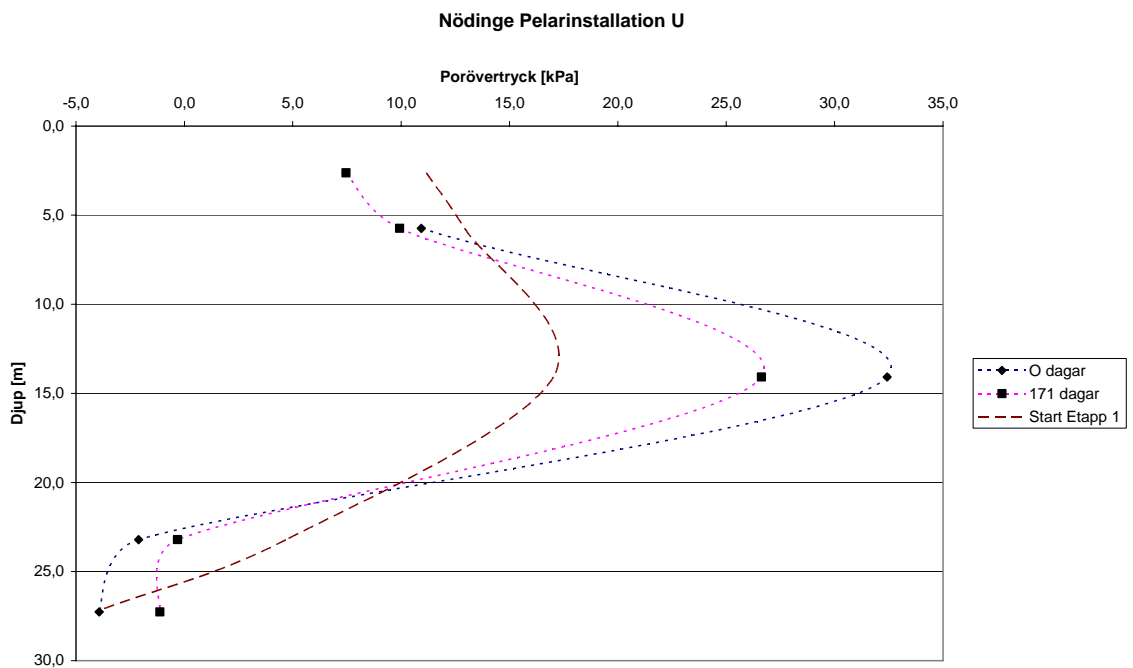
Porövertryck centralt i bank med tiden. Nivå 14 m.



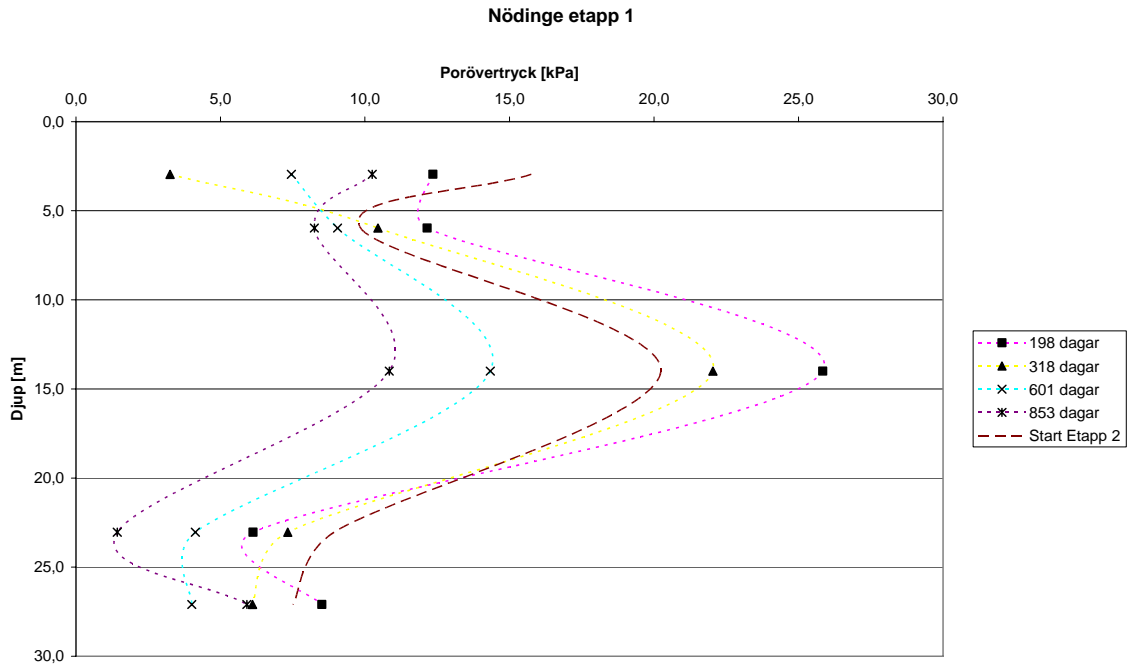
Porövertryck intill bank med tiden. Nivå 14 m.



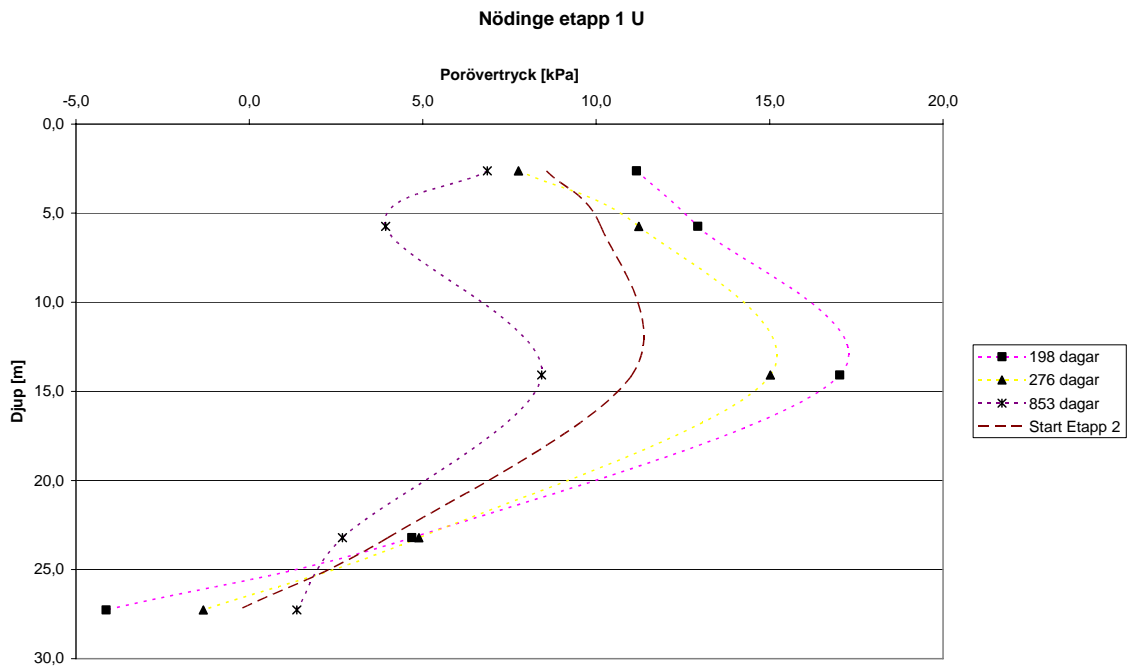
Porövertryck av pelarinstallation. Centralt i bank mot djupet.



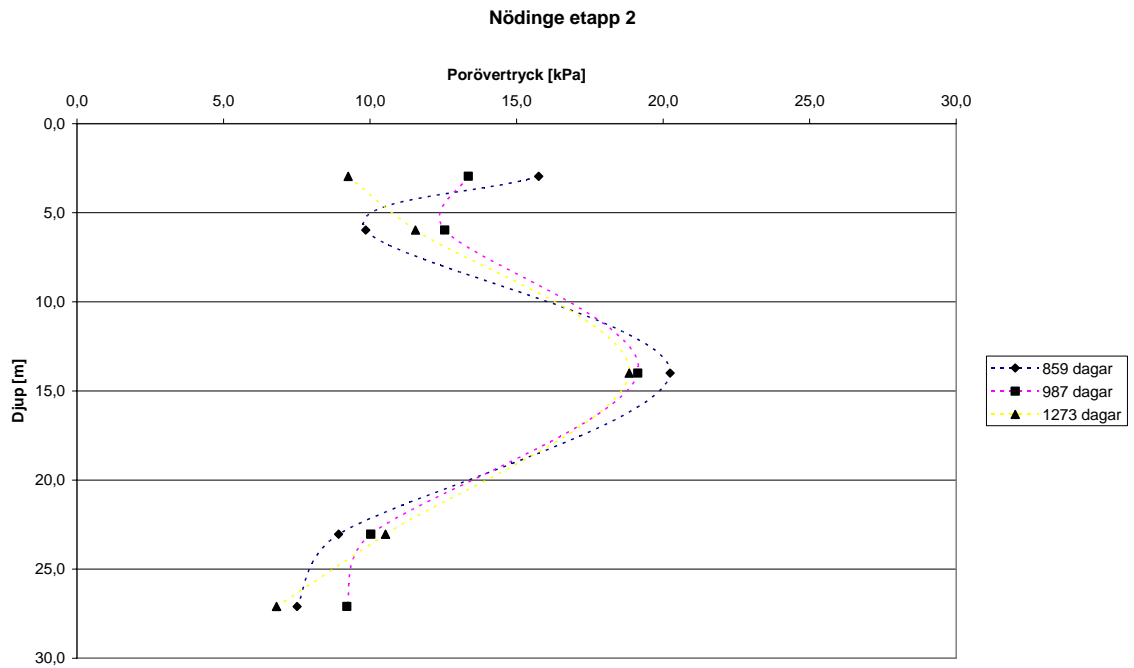
Porövertryck av pelarinstallation. Intill bank mot djupet.



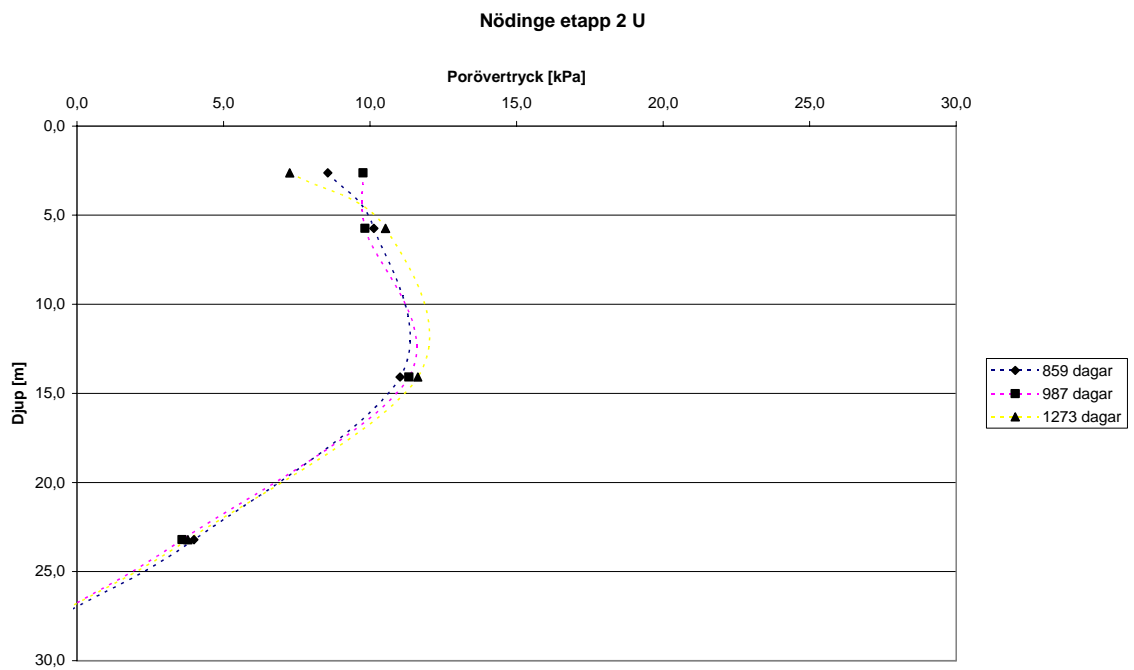
Porövertryck under etapp 1. Centralt i bank mot djupet.



Porövertryck under etapp 1. Intill bank mot djupet.



Porövertryck under etapp 2. Centralt i bank mot djupet.



Porövertryck under etapp 2. Intill bank mot djupet.

Stora viken Norra

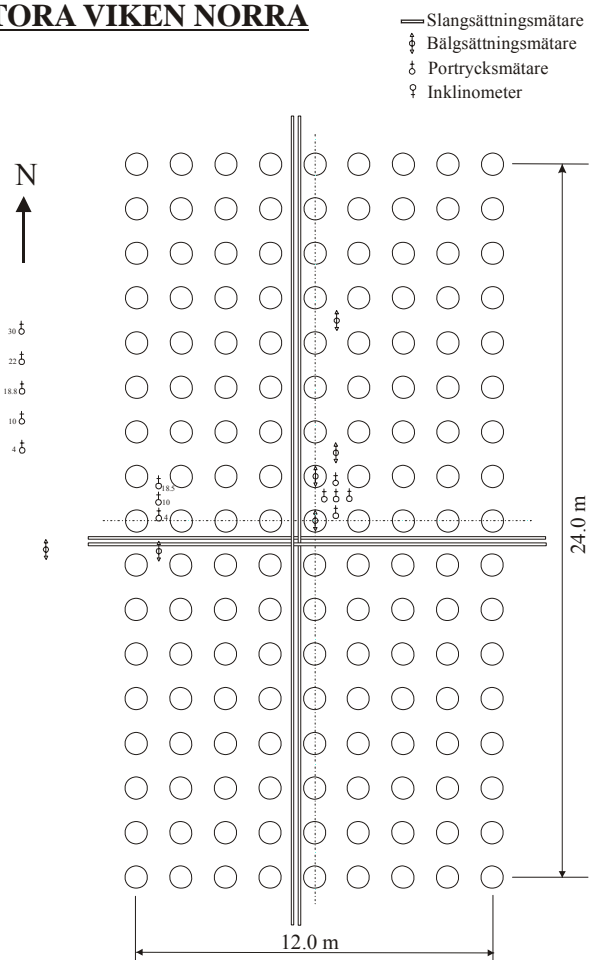
Etapp1

Mätutrustning

Följande mätutrustning har installerats i Stora Viken Norra:

- 6 stycken bälgslangar av vilka en installerats i leran mellan pelare och går till fast botten, två andra som installerats i lera mellan pelarna men som inte når fast botten, en som installerats i leran väster om provbanken samt två stycken som installerats i pelare och är cirka 15m långa
- 5 stycken portrycksmätare i leran mellan pelarna mitt i provbanken för att studera portrycksförändringen under belastning från provbanken
- 3 stycken portrycksmätare i leran mellan pelarna väster i provbanken
- 5 stycken portrycksmätare i leran väster om provbanken
- 4 stycken slangar för slangställningsmätning av vilka 2 stycken längs med provbanken och 2 stycken tvärs provbanken.

STORA VIKEN NORRA



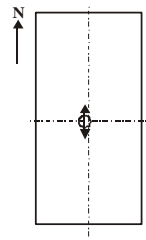
Placering av mätutrustning i provbank Stora Viken Norra.

Resultat av fältmätningar

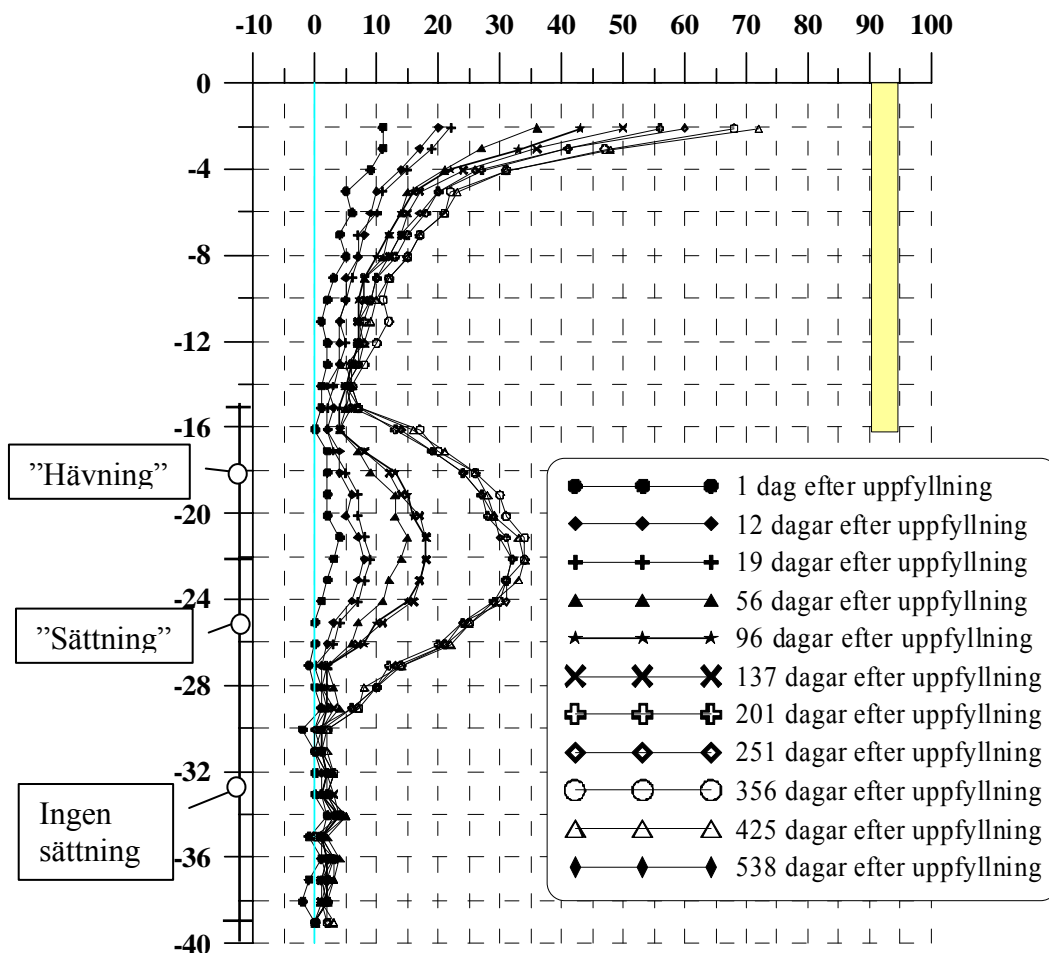
Ett urval resultat erhållna från mätningarna i Stora Viken Norra presenteras nedan. Mätningar har utförts direkt efter uppfyllning av provbanken, samt vid ytterligare nio tillfällen, 12, 19, 56, 96, 137, 201, 251, 356 and 425 dagar efter uppfyllning. Redovisade resultat är i förhållande till 0-mätningen som är utförd före uppfyllningen.

Utskriftsdatum: 2005-11-13

Område: Stora Viken Norra
 Bälgslangmätare: SVNbsC139
 Pelar installation: 2001-10-16 till 2001-10-22
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-28 till 2001-11-30
 Uppfyllning ettap2:
 Senaste mätning: 2003-05-22



Stora Viken Norra, mätning av bälgslang SVNbsC139 Sättningar [mm]

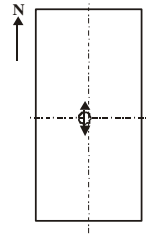


Kommentar:

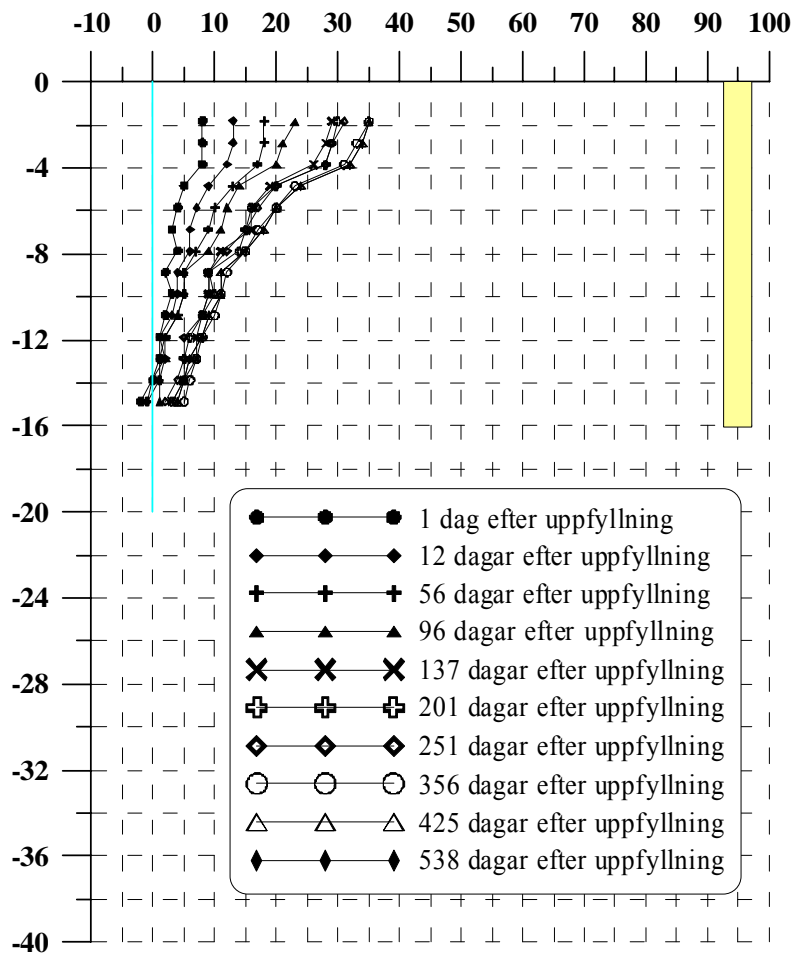
Den uppmätta sättningsutvecklingen under uk pelare enligt vidstående figur, dvs hävning med tiden mellan 16 och 22 m djup är svår att förklara fysikaliskt och torde vara en artefakt i mätsystemet. Inför uppfyllning två sattes en kompletterande bälgslang. Jfr etapp 2

Bälgslangmätning i lera mellan pelare.

Område: Stora Viken Norra
 Bälgslangmätare: SVNbsCNp15
 Pelar installation: 2001-10-16 till 2001-10-22
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-28 till 2001-11-30
 Uppfyllning ettap2:
 Senaste mätning: 2003-05-22

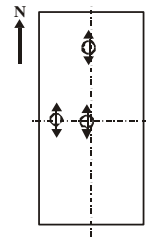


Stora Viken Norra, mätning av bälgslang SVNbsCNp15 Sättningar [mm]

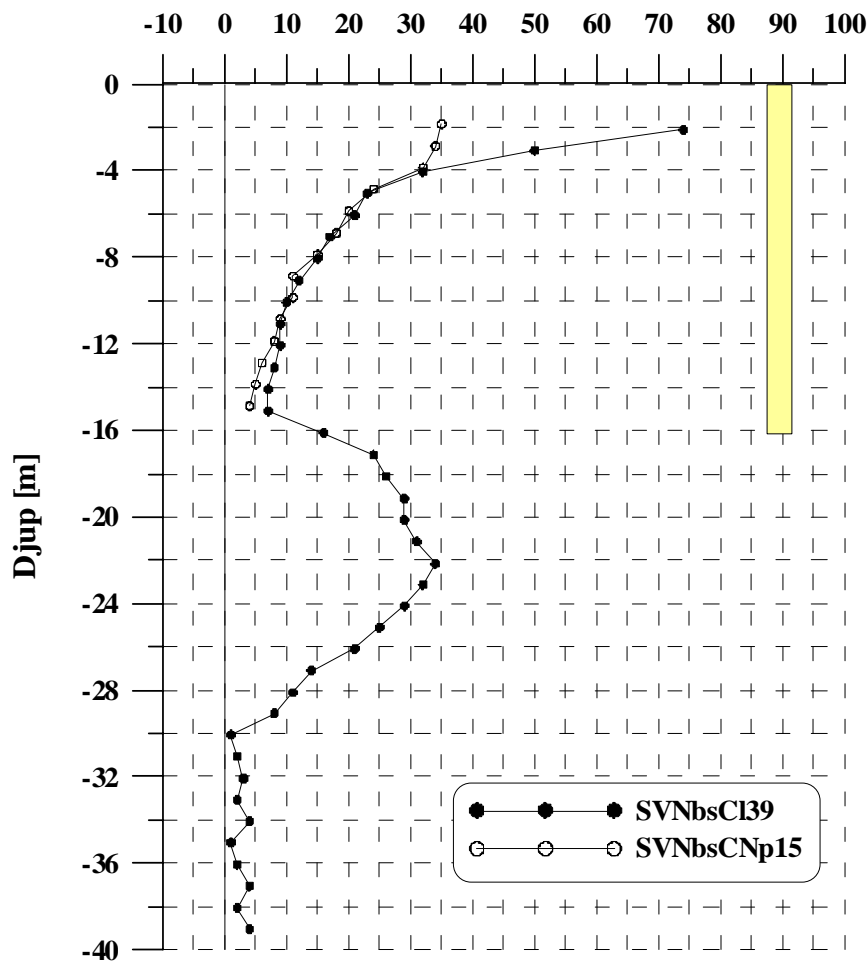


Bälgslangsmätning i pelare.

Område: Stora Viken Norra
 Pelar installation: 2001-10-16 till 2001-10-22
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-28 till 2001-11-30
 Uppfyllning ettap2:
 Senaste mätning: 2003-05-22



Stora Viken Norra, mätning av bälgslang, 538 dagar efter uppfyllning
Sättningar [mm]

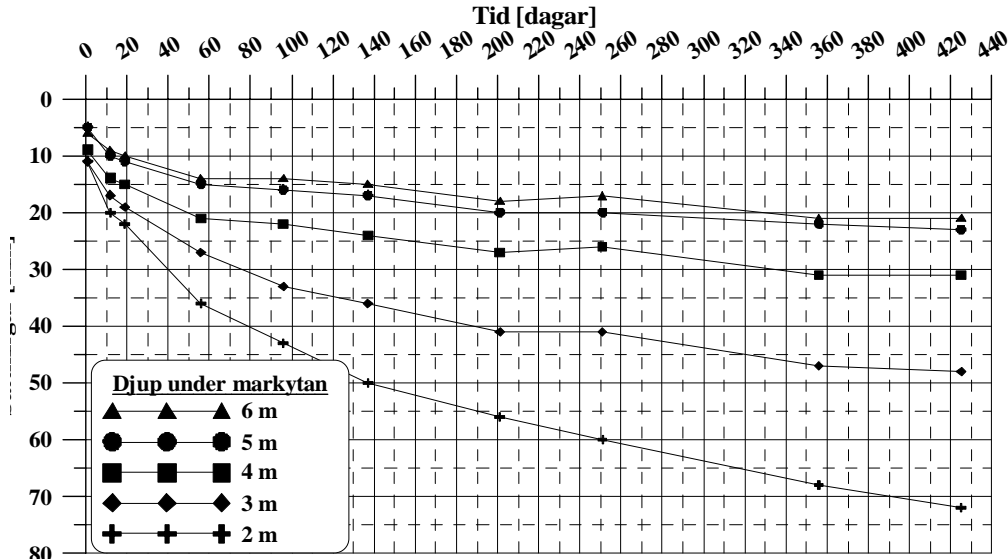


Sammanställning bälgslangmätningar 538 dagar efter uppfyllning.

Område: Stora Viken Norra
 Bälgslangmätare: SVNbsCI39
 Pelar installation: 2001-10-16 till 2001-10-22
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-28 till 2001-11-30
 Uppfyllning ettap2:
 Senaste mätning: 2003-01-29

Utskriftsdatum: 2003-04-23

Stora Viken Norra, Sättning mot tid för bälgslang SVNbsCI39 vid olika djup

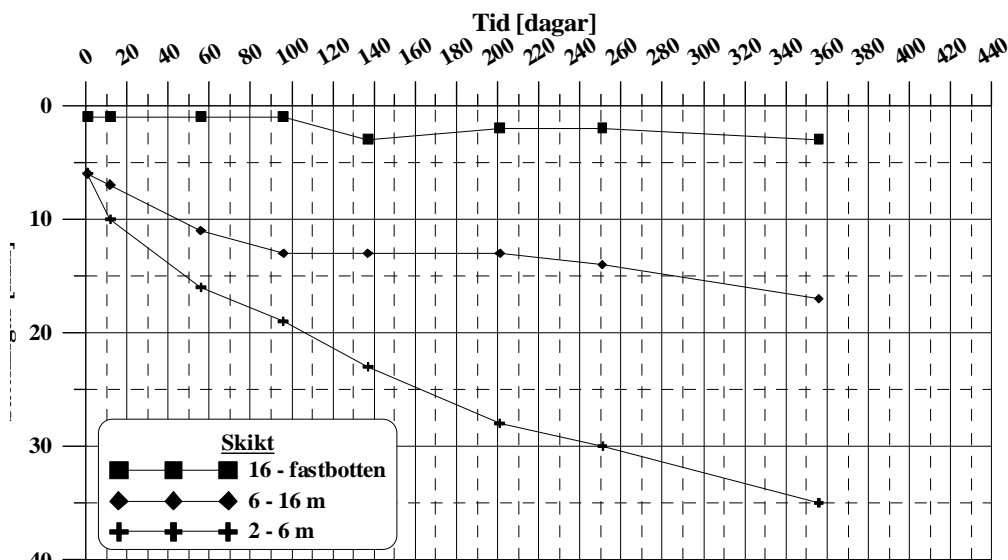


Sättningsutveckling med tiden för bälgslang i lera mellan pelare.

Område: Stora Viken Norra
 Bälgslangmätare: SVNbsVI25
 Pelar installation: 2001-10-16 till 2001-10-22
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-28 till 2001-11-30
 Uppfyllning ettap2:
 Senaste mätning: 2002-11-17

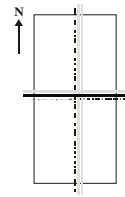
Utskriftsdatum: 2003-04-23

Stora Viken Norra, Sättning mot tid för bälgslang SVNbsVI25 vid olika skikt

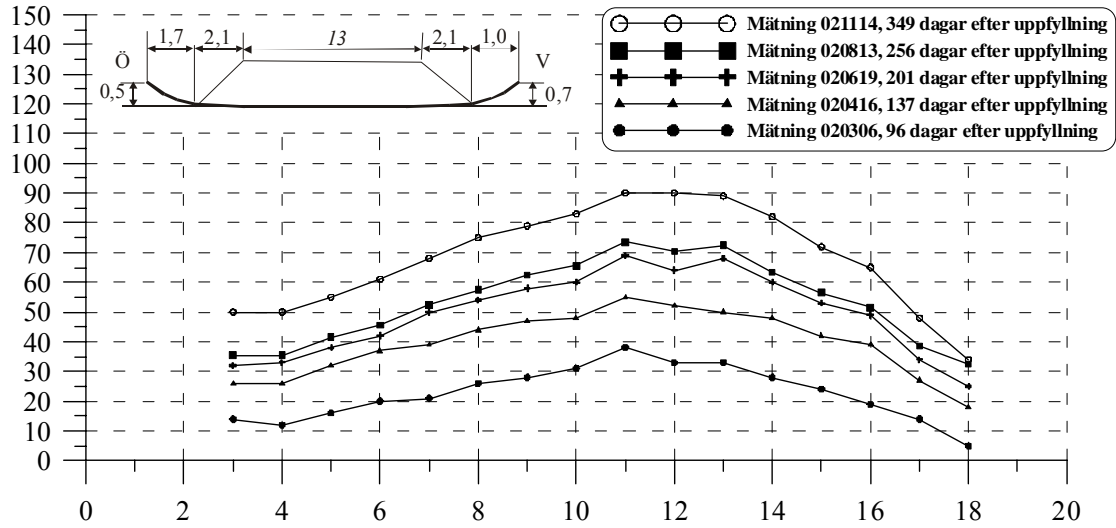


Sättningsutveckling med tiden för olika delskikt, bälgslang i lera mellan pelare.

Område: Stora Viken Norra
 Slangställningsmätare: SVNslOs
 Pelar installation: 2001-10-16 till 2001-10-22
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-28 till 2001-11-30
 Uppfyllning ettap2:
 Senaste mätning: 2002-11-14

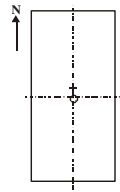


Stora Viken Norra, slangställningsmätare tvärs provbanken.

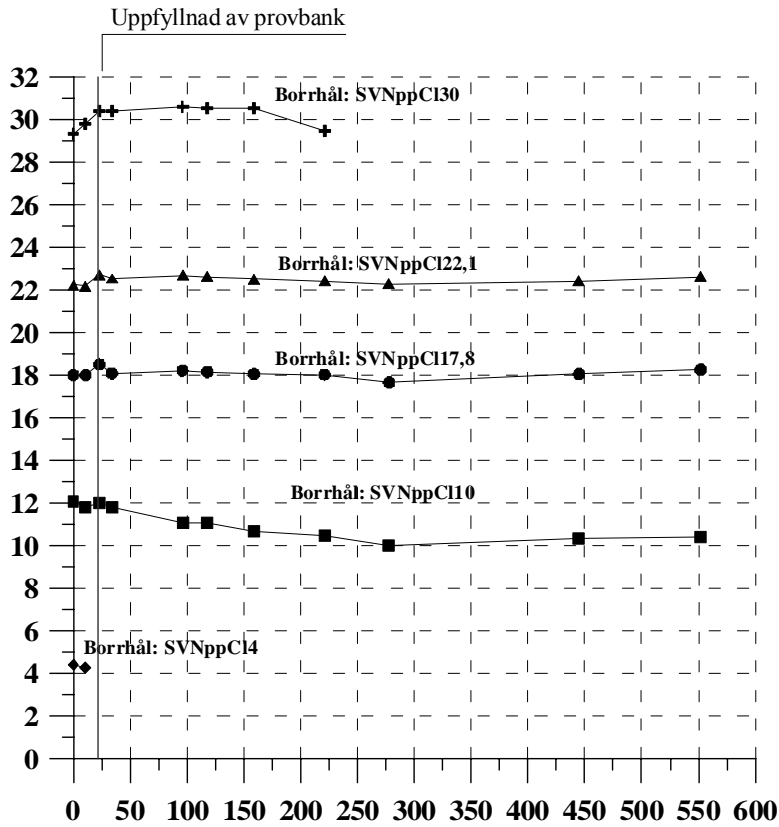


Sättningsprofil tvärs provbanken 56 – 349 dagar efter uppfyllnad.

Område: Stora Viken Norra
 Pelar installation: 2001-10-16 till 2001-10-22
 Uppfyllning etapp1: 2001-11-28 till 2001-11-30
 Uppfyllning etapp2:
 Senaste mätning: 2003-05-14



Stora Viken Norra, porvattentryck mitt i provbanken



Portrycksförändringar med tiden centralt i provbank.

En utförligare redovisning av portrycksutvecklingen under etapp 1 och 2 återfinns under redovisningen för etapp 2.

Etapp 2

Kompletterande instrumentering av mätutrustning

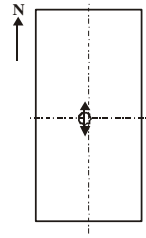
I början av september 2003 utfördes kontrollarbete på all instrumentering i samband med den planerade upplastningen av laststeg 2. Extra instrumentering installerades innan uppfyllning enligt:

- 2 st bälgslangmätare
- 4 st portryckmätare
- 1 st inklinometer

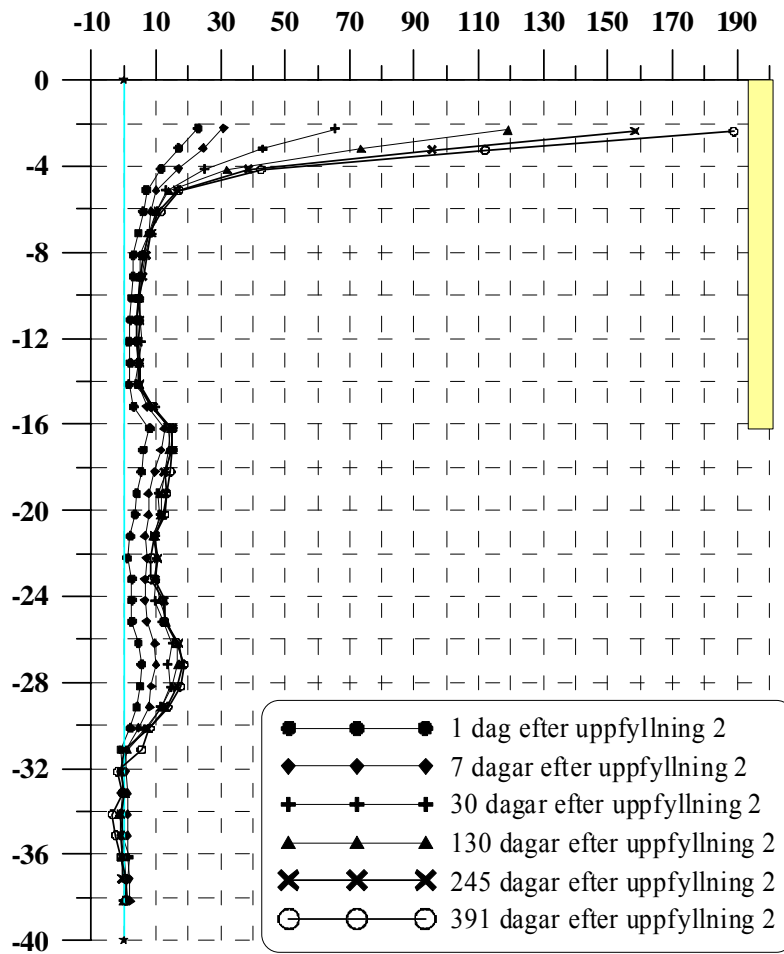
Resultat av fältmätningar

Ett urval av resultat av de första fältmätningarna i etapp 2 i Stora Viken Norra presenteras nedan:

Område: Stora Viken Norra
 Bälgslangmätare: SVNbsCl39g
 Pelar installation: 2001-10-16 till 2001-10-22
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-28 till 2001-11-30
 Uppfyllning ettap2: 2003-10-01 till 2003-10-02
 Senaste mätning: 2004-10-27

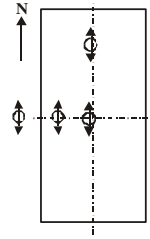


Stora Viken Norra, mätning av bälgslang SVNbsCl39g Sättningar [mm]



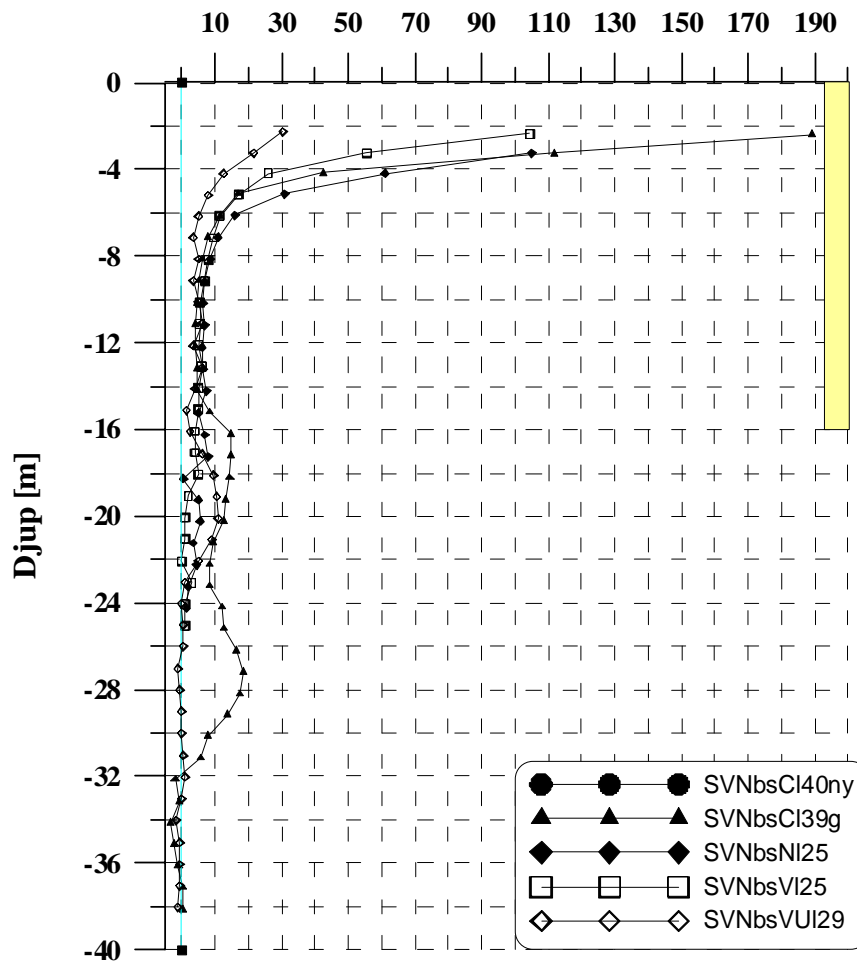
Bälgslangsmätning i lera mellan pelare – "Gammal bälgslang".

Område: Stora Viken Norra
 Pelar installation: 2001-10-16 till 2001-10-22
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-28 till 2001-11-30
 Uppfyllning ettap2: 2003-10-01 till 2003-10-02
 Senaste mätning: 2004-10-27



Stora Viken Norra, mätning av bälgslang, 391 dagar efter uppfyllning 2

Sättningar [mm]

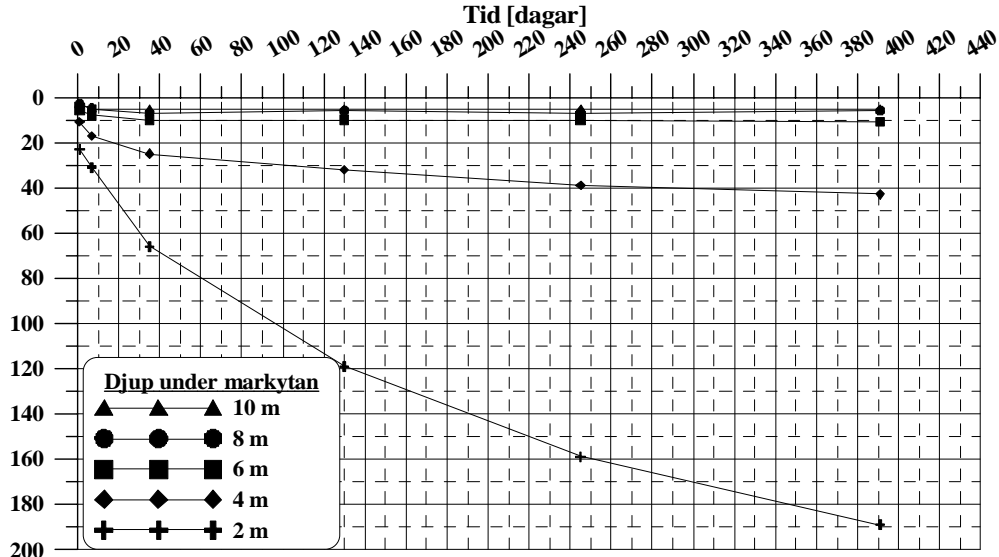


Sammanställning bälgslangmätningar 391 dagar efter uppfyllning 2.

Område: Stora Viken Norra
 Bälgslangmätare: SVNbsCI39g
 Pelar installation: 2001-10-16 till 2001-10-22
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-28 till 2001-11-30
 Uppfyllning ettap2: 2003-10-01 till 2003-10-02
 Senaste mätning: 2004-10-27

Utskriftsdatum: 2005-11-13

Stora Viken Norra, Sättning mot tid för bälgslang SVNbsCI39g vid olika djup

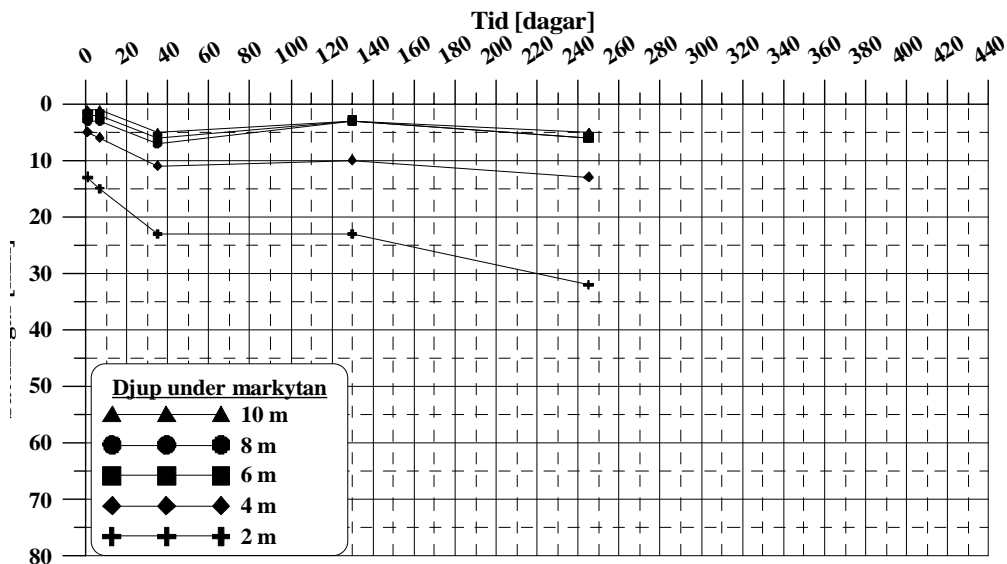


Sättningsutveckling med tiden för bälgslang i lera mellan pelare.

Område: Stora Viken Norra
 Bälgslangmätare: SVNbsCI40ny
 Pelar installation: 2001-10-16 till 2001-10-22
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-28 till 2001-11-30
 Uppfyllning ettap2: 2003-10-01 till 2003-10-02
 Senaste mätning: 2004-06-03

Utskriftsdatum: 2005-11-13

Stora Viken Norra, Sättning mot tid för bälgslang SVNbsCI40ny vid olika djup

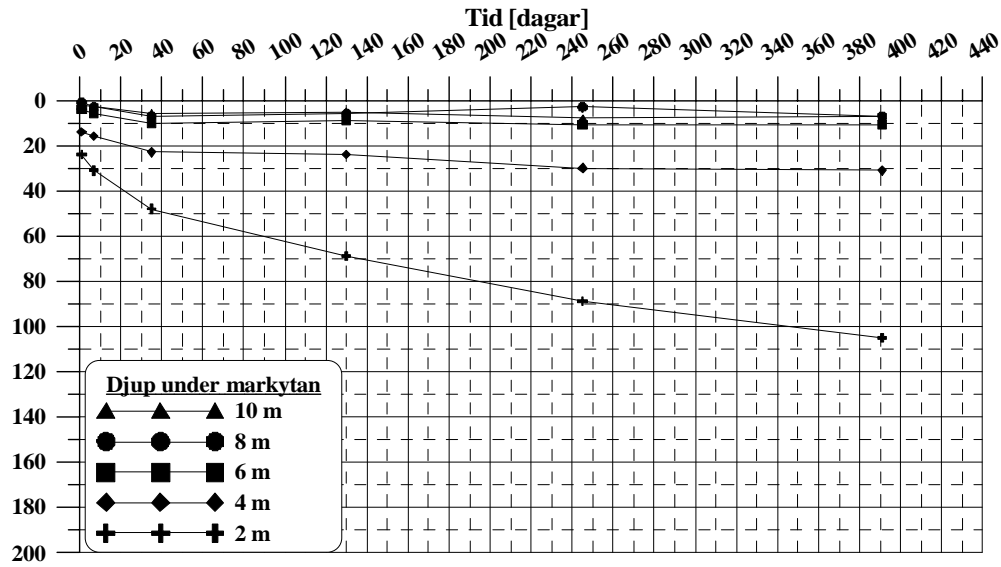


Sättningsutveckling med tiden för bälgslang i lera mellan pelare.

Område: Stora Viken Norra
Bälgslangmätare: SVNbsN125
Pelar installation: 2001-10-16 till 2001-10-22
Uppfyllning ettap1: 2001-11-28 till 2001-11-30
Uppfyllning ettap2: 2003-10-01 till 2003-10-02
Senaste mätning: 2004-10-27

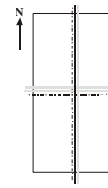
Utskriftsdatum: 2005-11-13

Stora Viken Norra, Sättning mot tid för bälgslang SVNbsN125 vid olika djup

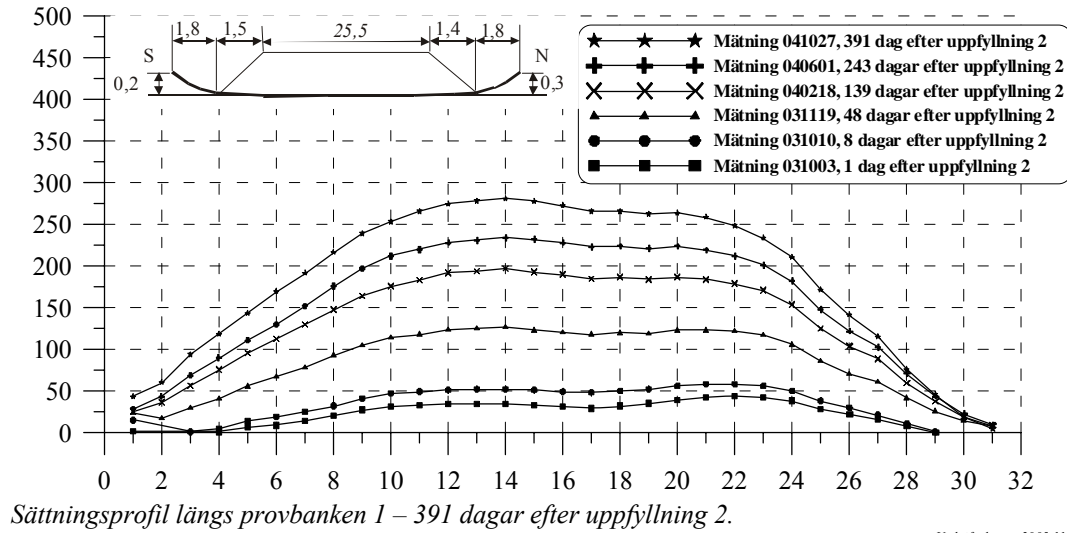


Sättningsutveckling med tiden för bälgslang i lera mellan pelare.

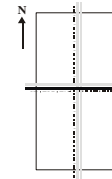
Område: Stora Viken Norra
 Slangsättningsmätare: SVNsiSV
 Pelar installation: 2001-10-16 till 2001-10-22
 Uppfyllning etapp1: 2001-11-28 till 2001-11-30
 Uppfyllning etapp2: 2003-10-01 till 2003-10-02
 Senaste mätning: 2004-10-27



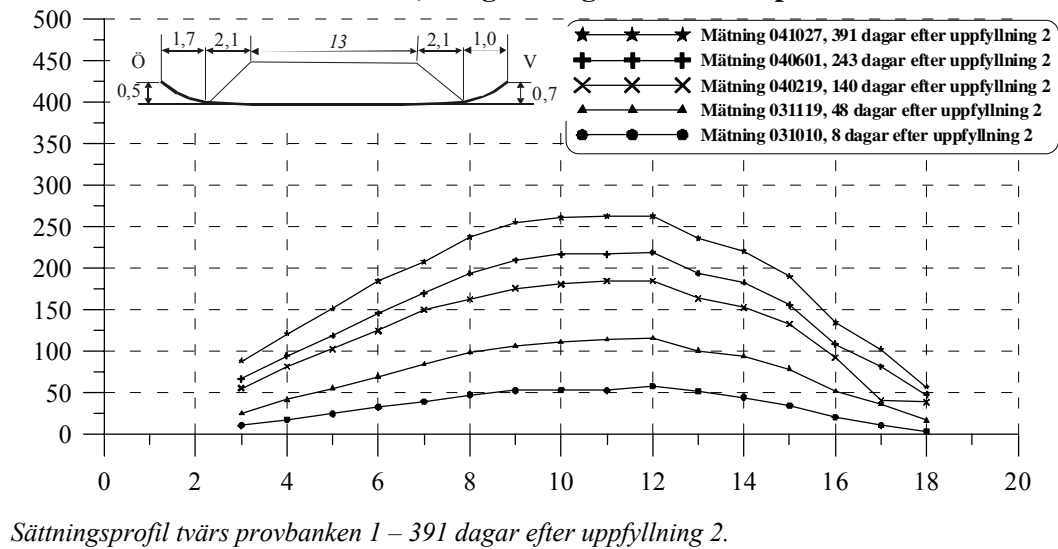
Stora Viken Norra, slangsättningsmätare längs provbanken.



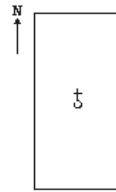
Område: Stora Viken Norra
 Slangsättningsmätare: SVNsiOS
 Pelar installation: 2001-10-16 till 2001-10-22
 Uppfyllning etapp1: 2001-11-28 till 2001-11-30
 Uppfyllning etapp2: 2003-10-01 till 2003-10-02
 Senaste mätning: 2004-10-27



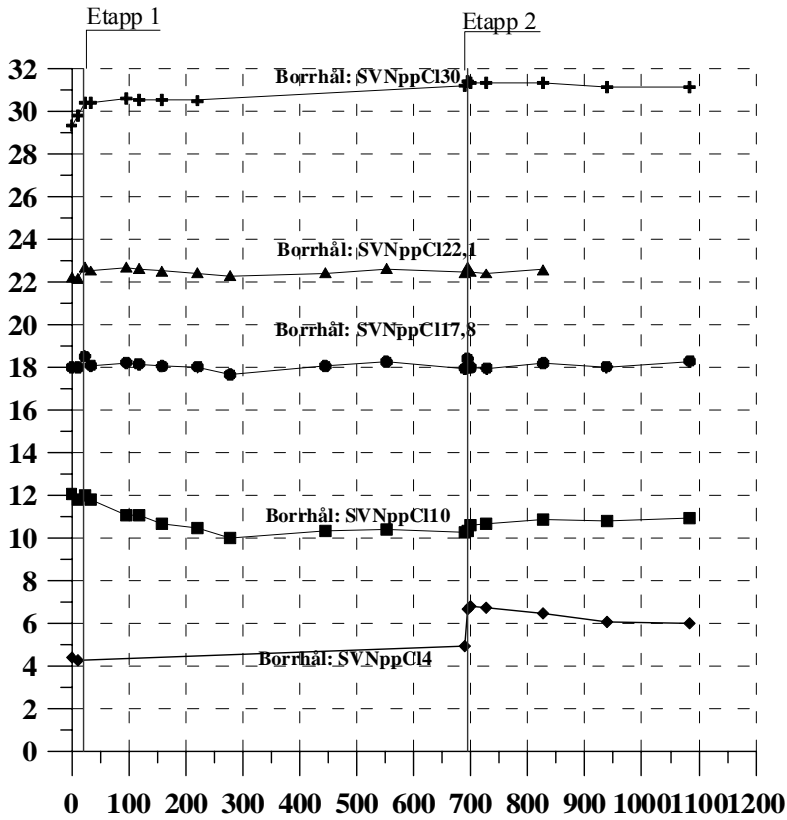
Stora Viken Norra, slangsättningsmätare tvärs provbanken.



Område: Stora Viken Norra
 Pelar installation: 2001-10-16 till 2001-10-22
 Uppfyllning etapp1: 2001-11-28 till 2001-11-30
 Uppfyllning etapp2: 2003-10-01 till 2003-10-02
 Senaste mätning: 2004-10-27



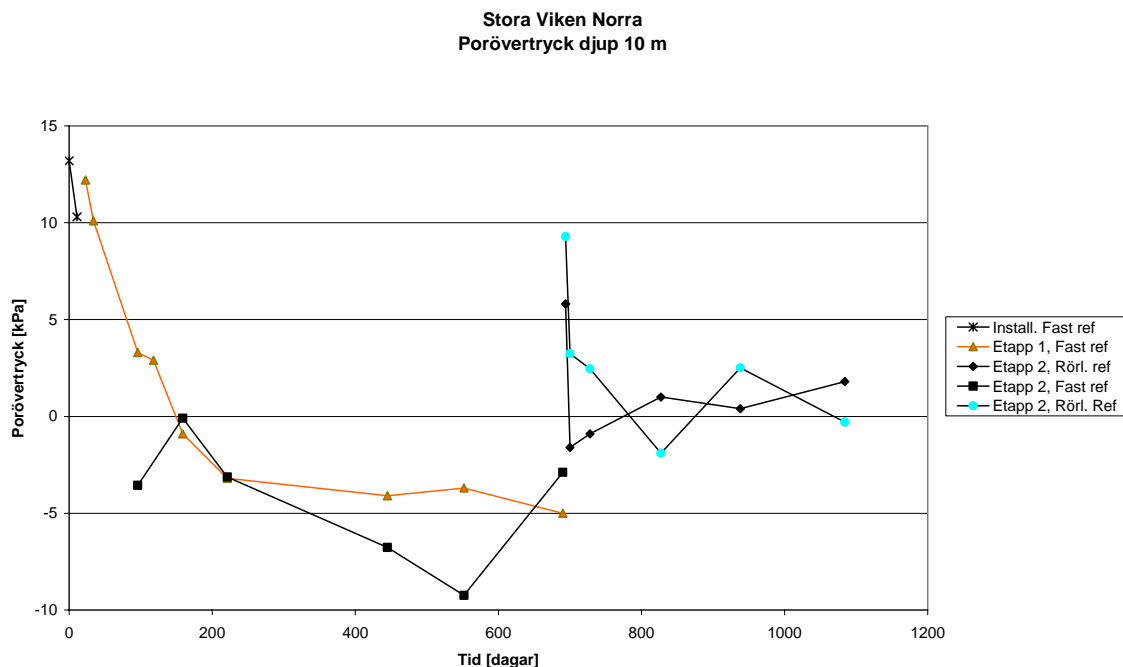
Stora Viken Norra, porvattentryck mitt i provbanken



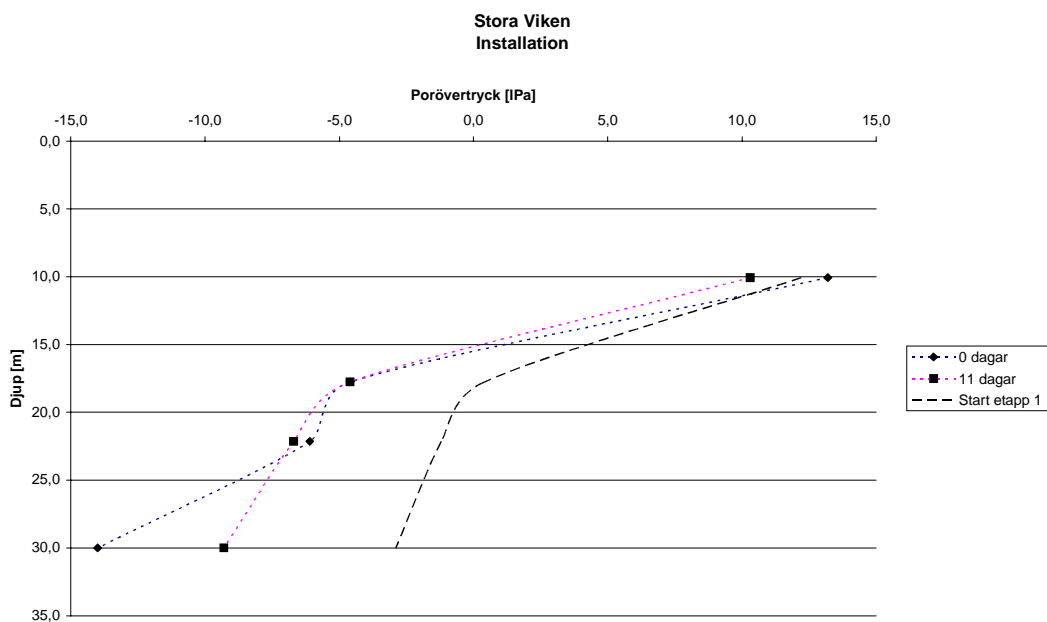
Portrycksförändringar med tiden centralt i provbank.

Porövertryck etapp 1 och 2

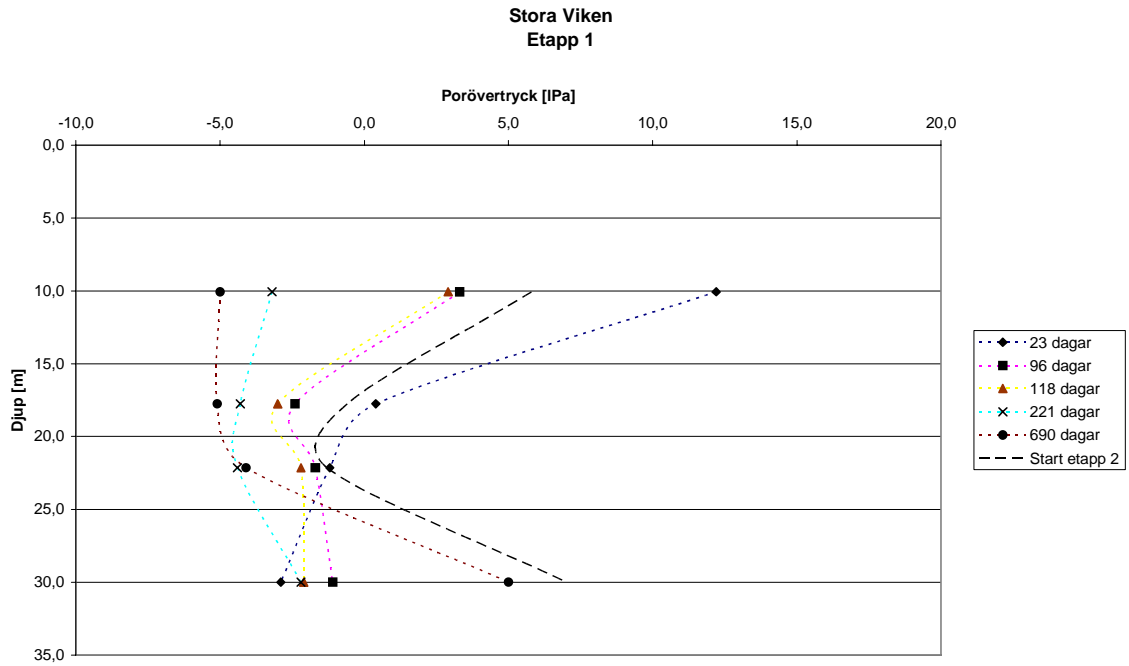
Nedan visas en sammanställning av porövertrycket i fyra grafer. Porövertrycket är redovisat som skillnaden mellan uppmätt portryck och utvärderat portryck enligt referensmätningar, se avsnitt 3.6.2.



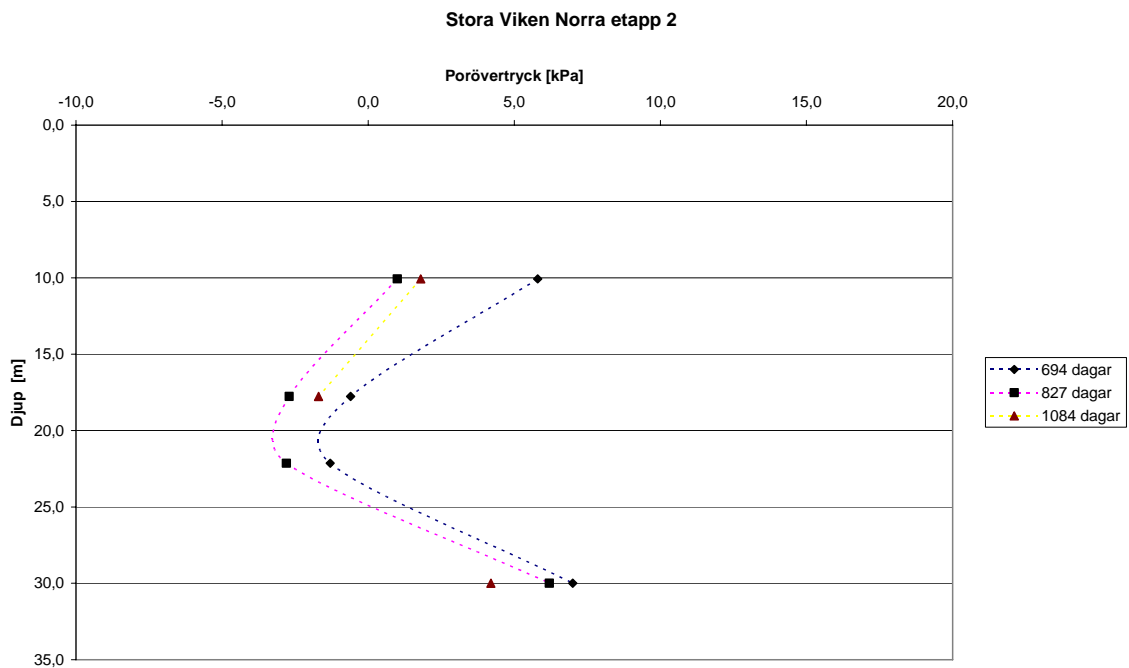
Porövertryck centralt i bank med tiden. Nivå 10 m.



Porövertryck av pelarinstallation. Centralt i bank mot djupet.



Porövertryck under ettapp 1. Centralt i bank mot djupet.



Porövertryck under ettapp 2. Centralt i bank mot djupet.

SURTE

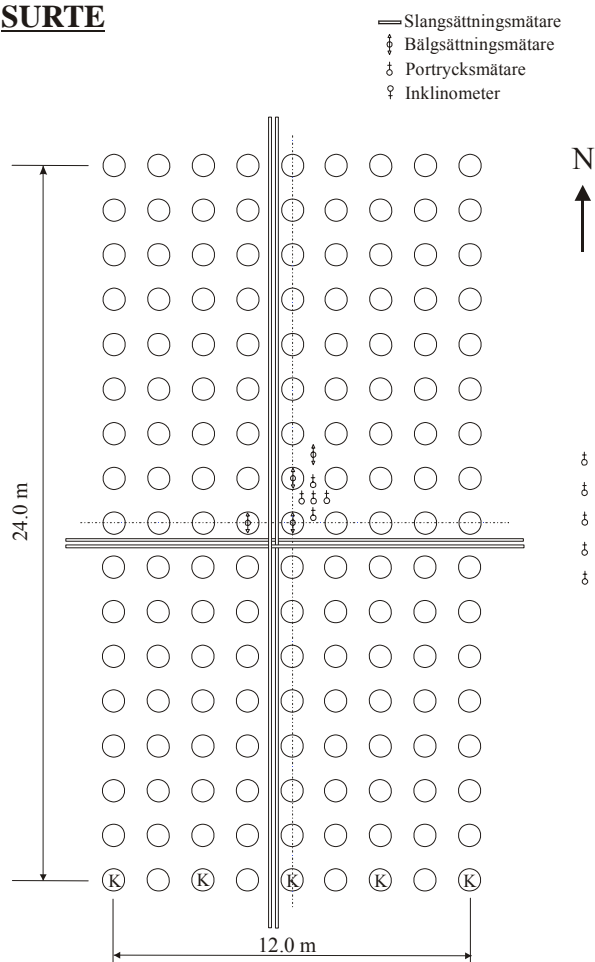
Etapp 1

Mätutrustning

Provbanken i Surte har instrumenterats med följande mätutrustning:

- 4 stycken bälgslangar av vilka en installerats i leran mellan pelare och går till fast botten, en installerats i en kort kalkcementpelare och är cirka 20m lång och de andra två installerats i långa kalkcementpelare och är cirka 28m långa
- 5 stycken portrycksmätare i leran mellan pelarna mitt i provbanken för att studera portrycksförändringen under belastning från provbanken
- 5 stycken portrycksmätare i leran öster om provbanken för att studera lastens inverkan utanför provbanken
- 4 stycken slangförslagsmätare utav vilka 2 stycken längs med provbanken och 2 stycken tvärs provbanken.

SURTE



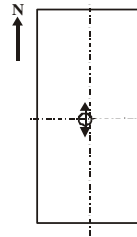
Placering av mätutrustning i provbank Surte.

Resultat av fältmätningar

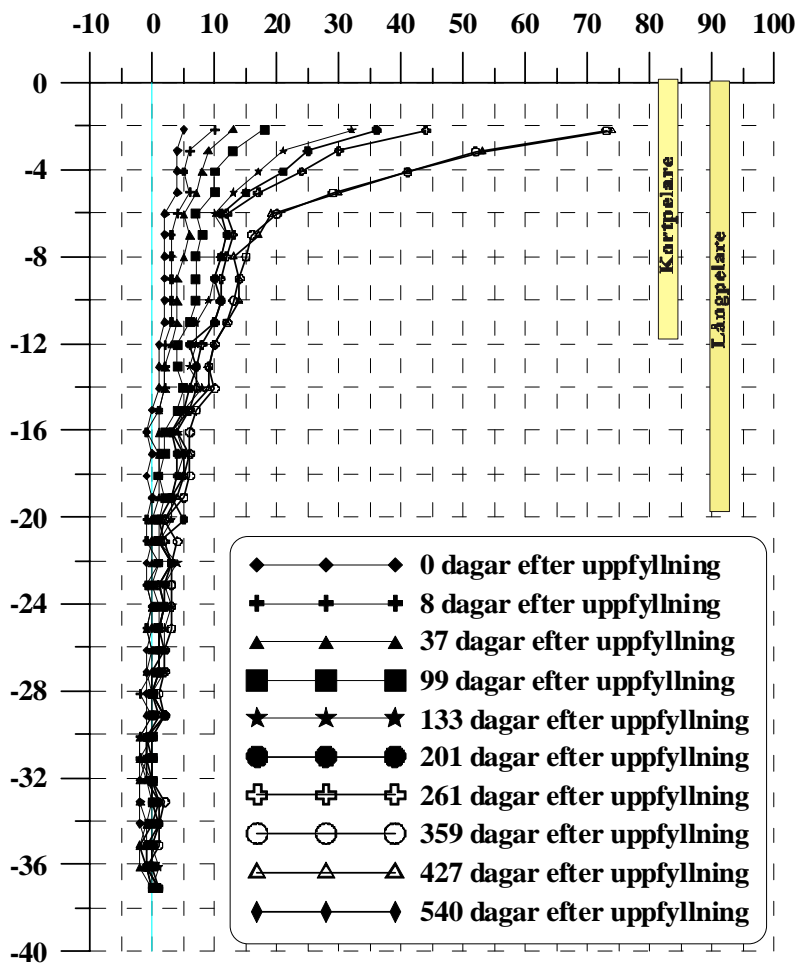
Ett urval resultaten erhållna från mätningarna i Surte presenteras nedan. Mätningar har utförts direkt efter uppfyllning av provbanken, samt vid nio ytterligare tillfällen 12, 19, 56, 96, 137, 201, 251, 356 and 425 dagar efter uppfyllning.

Redovisade resultat relativt 0-mätningen utförd före uppfyllningen:

Område: Surte
 Bälgslangsmätare: SbsCI37
 Pelar installation: 2001-05-09 till 2001-05-14
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-26 till 2001-11-28
 Uppfyllning ettap2:
 Senaste mätning: 2003-05-22

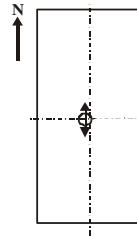


Surte, mätning av bälgslang SbsCI37 Sättningar [mm]

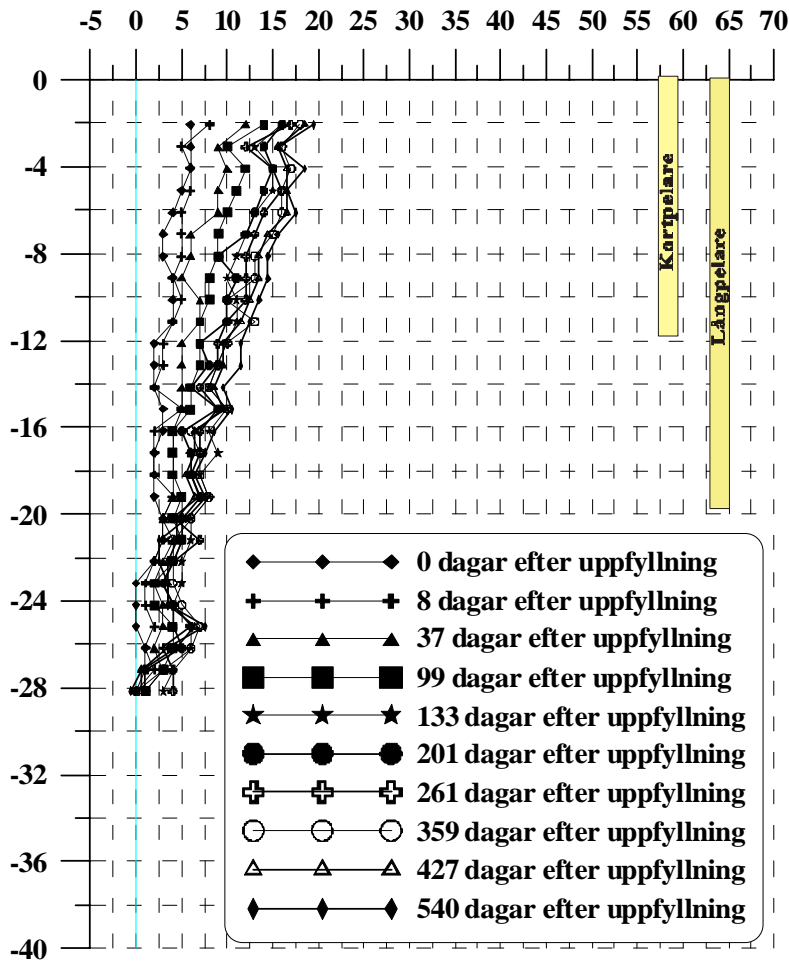


Bälgslangsmätning i lera mellan pelare.

Område: Surte
 Bälgslangsmätare: SbsCnp28
 Pelar installation: 2001-05-09 till 2001-05-14
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-26 till 2001-11-28
 Uppfyllning ettap2:
 Senaste mätning: 2003-05-22

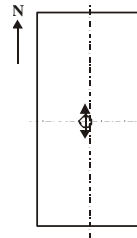


Surte, mätning av bälgslang SbsCnp28 Sättningar [mm]

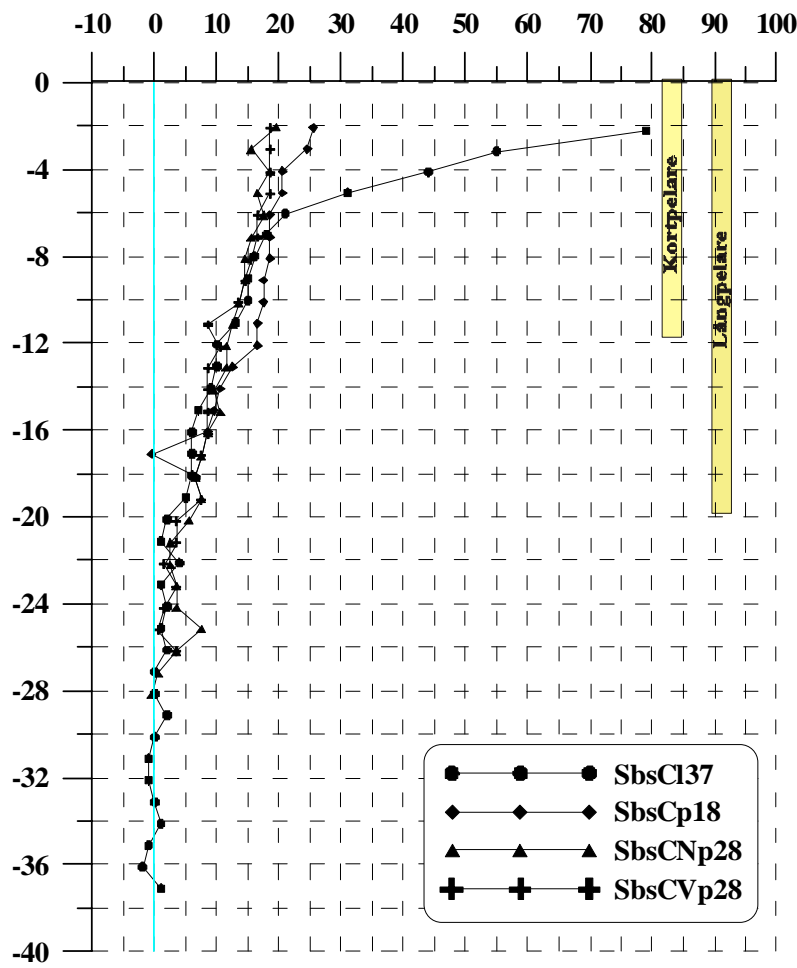


Bälgslangsmätning i pelare.

Område: Surte
 Pelar installation: 2001-05-09 till 2001-05-14
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-26 till 2001-11-28
 Uppfyllning ettap2:
 Senaste mätning: 2003-05-22



Surte, mätning av bälgslang 540 dagar efter uppfyllning Sättningar [mm]

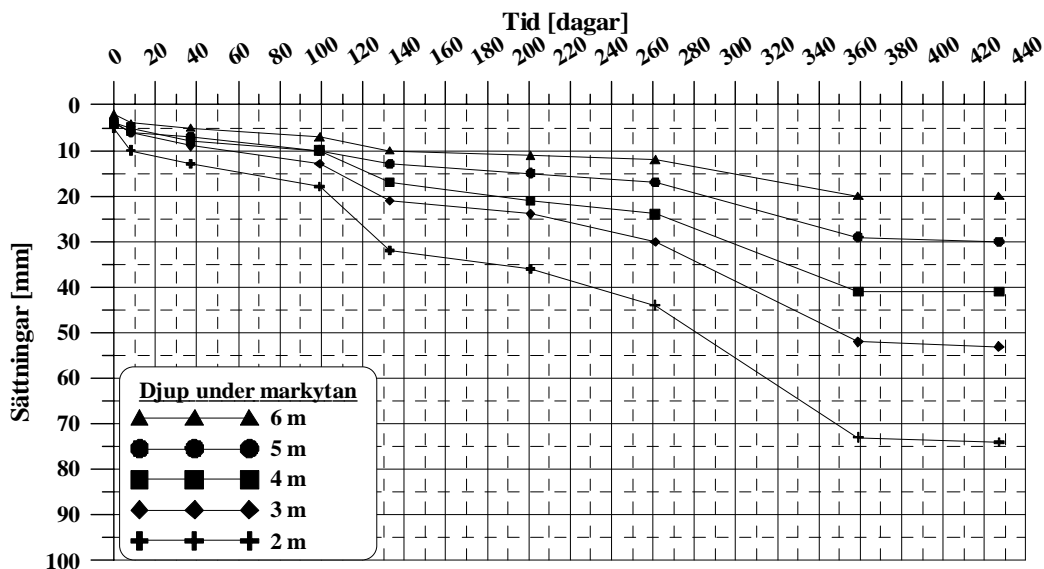


Sammanställning bälgslangmätningar 540 dagar efter uppfyllning.

Område: Surte
 Bälgslangsmätare: SbsCl37
 Pelar installation: 2001-05-09 till 2001-05-14
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-26 till 2001-11-28
 Uppfyllning ettap2:
 Senaste mätning: 2003-01-29

Utskriftsdatum: 2003-04-23

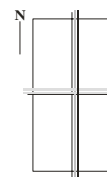
Surte, Sättning mot tid för bälgslang SbsCl37 vid olika djup



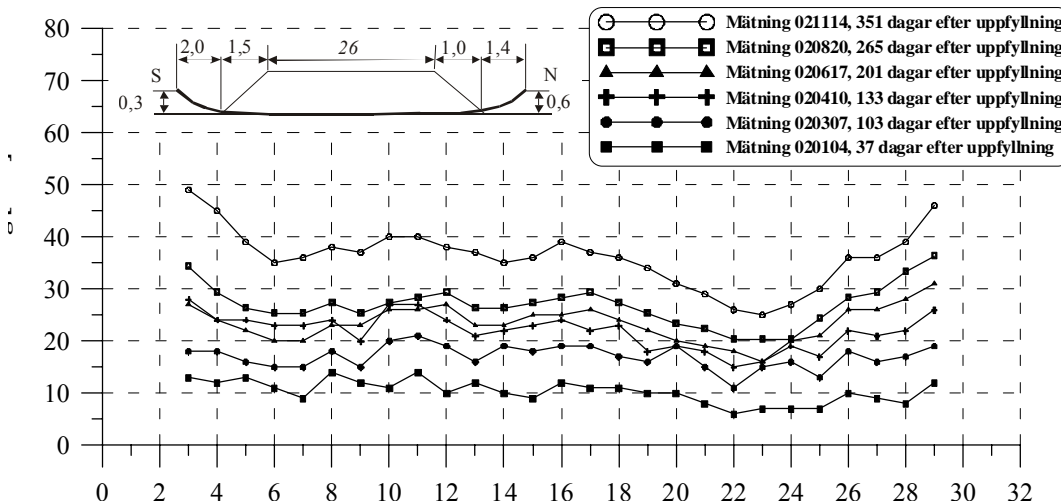
Sättningsutveckling med tiden för bälgslang i lera mellan pelare.

Utskriftsdatum: 2003-04-23

Område: Surte
 Slang-sättningsmätare: SslSo
 Pelar installation: 2001-05-09 till 2001-05-14
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-26 till 2001-11-28
 Uppfyllning ettap2:
 Senaste mätning: 2002-11-14

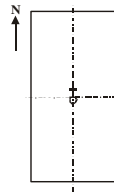


Surte, slang-sättningsmätare längs provbanken.

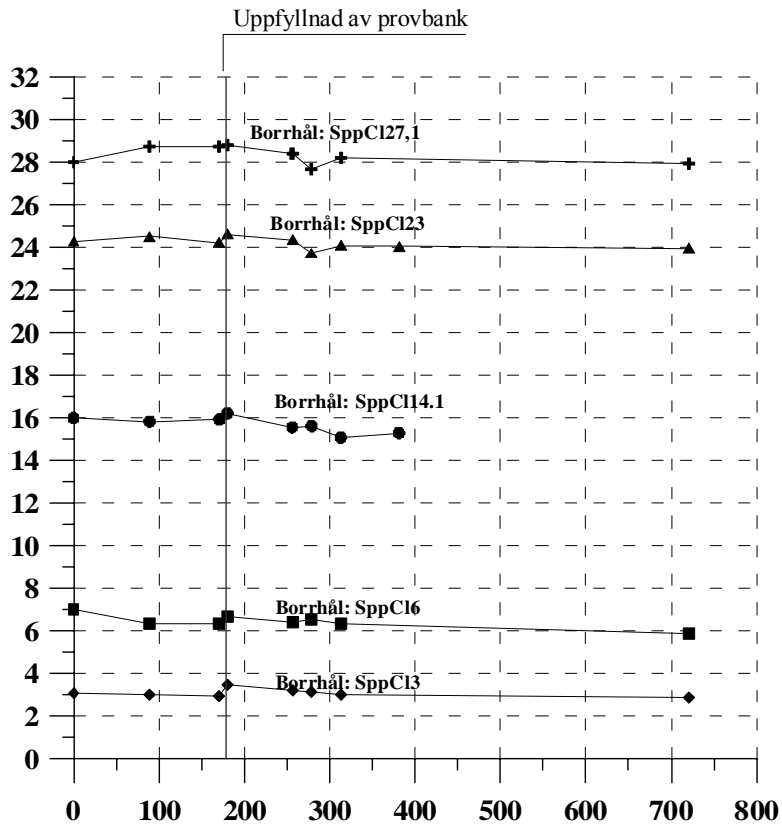


Sättningsprofil längs provbanken 37 – 351 dagar efter uppfyllnad.

Område: Surte
 Pelar installation: 2001-05-09 till 2001-05-14
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-26 till 2001-11-28
 Uppfyllning ettap2:
 Senaste mätning: 2003-05-22



Surte, porvattentryck mitt i provbanken



Portrycksförändringar med tiden centralt i provbank.

En utförligare redovisning av portrycksutvecklingen under etapp 1 och 2 återfinns under redovisningen för etapp 2.

Etapp 2

Komplettering instrumentering av mätutrustning

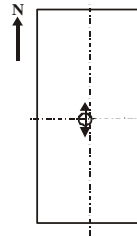
I början av september 2003 utfördes kontrollarbete på all instrumentering i samband med den planerade upplastningen av laststeg 2. Extra instrumentering installerades innan uppfyllning enligt:

- 2 st porttrycksmätare

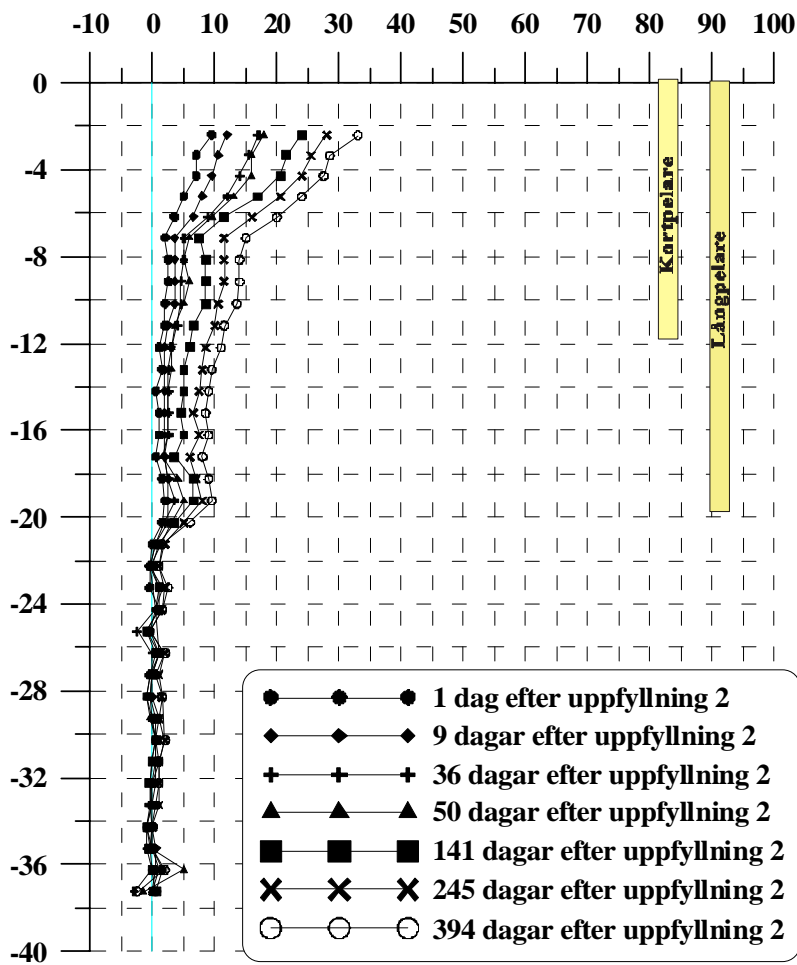
Resultat av fältmätningar

Ett urval av resultat av de första fältmätningarna i etapp 2 i Surte presenteras nedan.

Område: Surte
 Bälgslangsmätare: SbsCI37
 Pelar installation: 2001-05-09 till 2001-05-14
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-26 till 2001-11-28
 Uppfyllning ettap2: 2003-09-30
 Senaste mätning: 2004-10-28

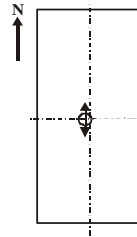


Surte, mätning av bälgslang SbsCI37 Sättningar [mm]

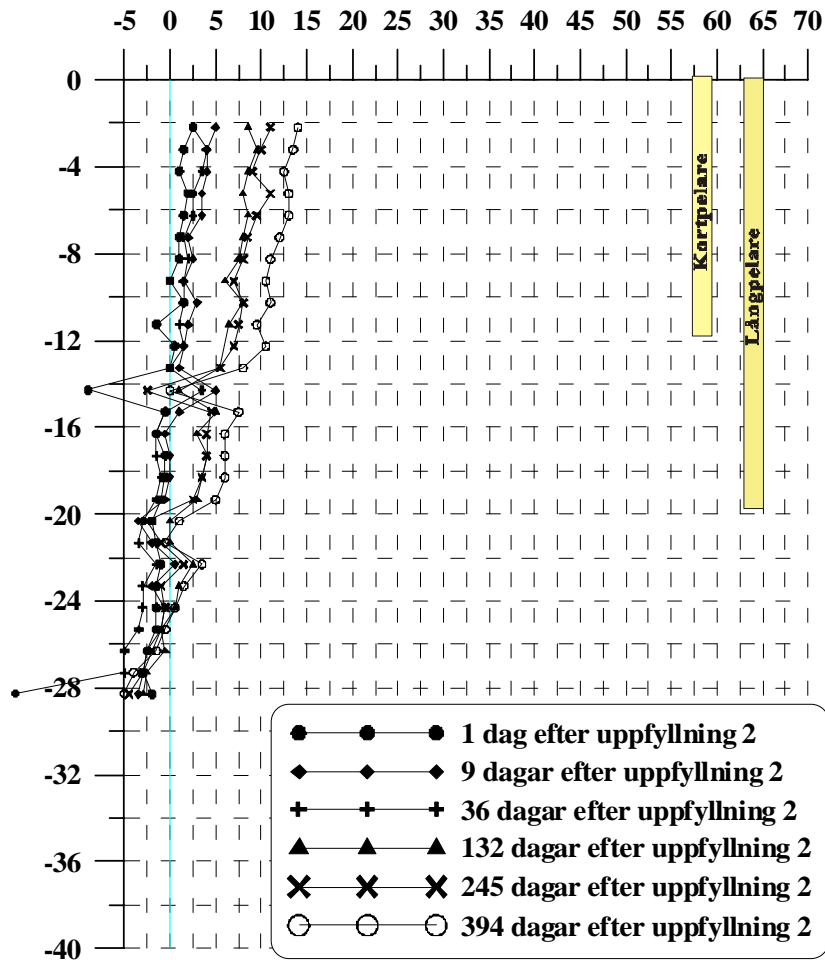


Bälgslangsmätning i lera mellan pelare.

Område: Surte
 Bälgslangsmätare: SbsCnp28
 Pelar installation: 2001-05-09 till 2001-05-14
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-26 till 2001-11-28
 Uppfyllning ettap2: 2003-09-30
 Senaste mätning: 2004-10-28

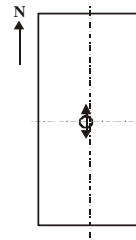


Surte, mätning av bälgslang SbsCnp28 Sättningar [mm]



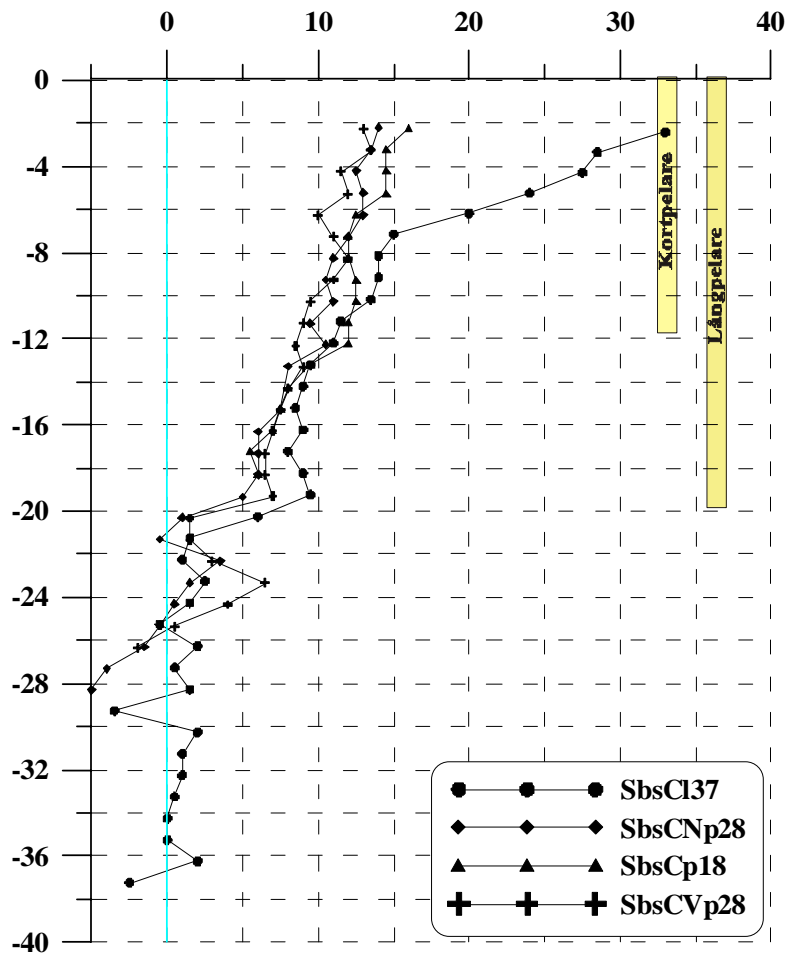
Bälgslangsmätning i pelare.

Område: Surte
 Pelar installation: 2001-05-09 till 2001-05-14
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-26 till 2001-11-28
 Uppfyllning ettap2: 2003-09-29 till 2003-09-30
 Senaste mätning: 2004-10-28



Surte, mätning av bälgslang 394 dagar efter uppfyllning 2

Sättningar [mm]

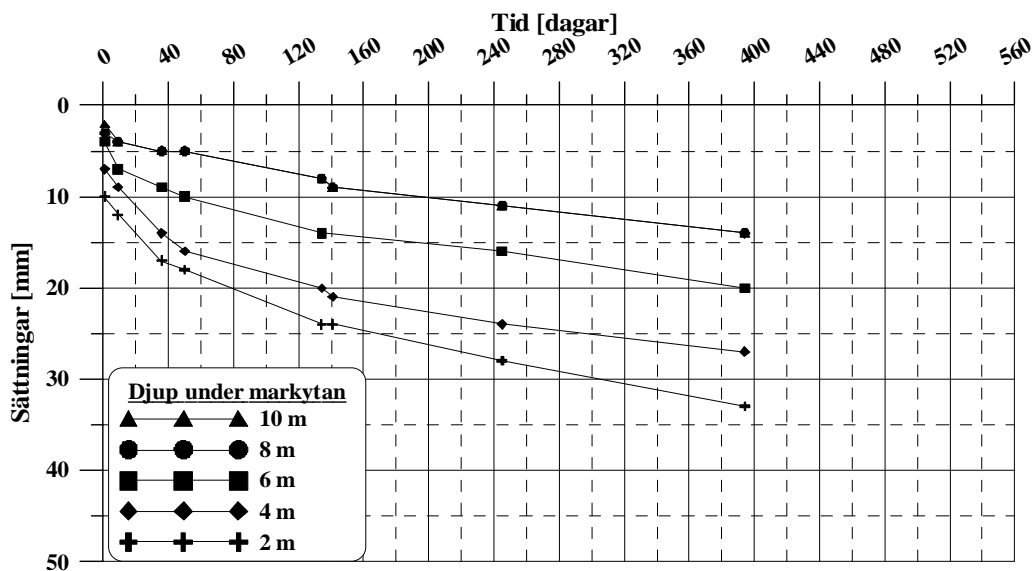


Sammanställning bälgslangmätningar 394 dagar efter uppfyllning.

Område: Surte
 Bälgslangsmätare: SbsCl37
 Pelar installation: 2001-05-09 till 2001-05-14
 Uppfyllning etapp1: 2001-11-26 till 2001-11-28
 Uppfyllning etapp2: 2003-09-30
 Senaste mätning: 2004-10-28

Utskriftdatum: 2005-11-13

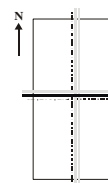
Surte, Sättning mot tid för bälgslang SbsCl37 vid olika djup



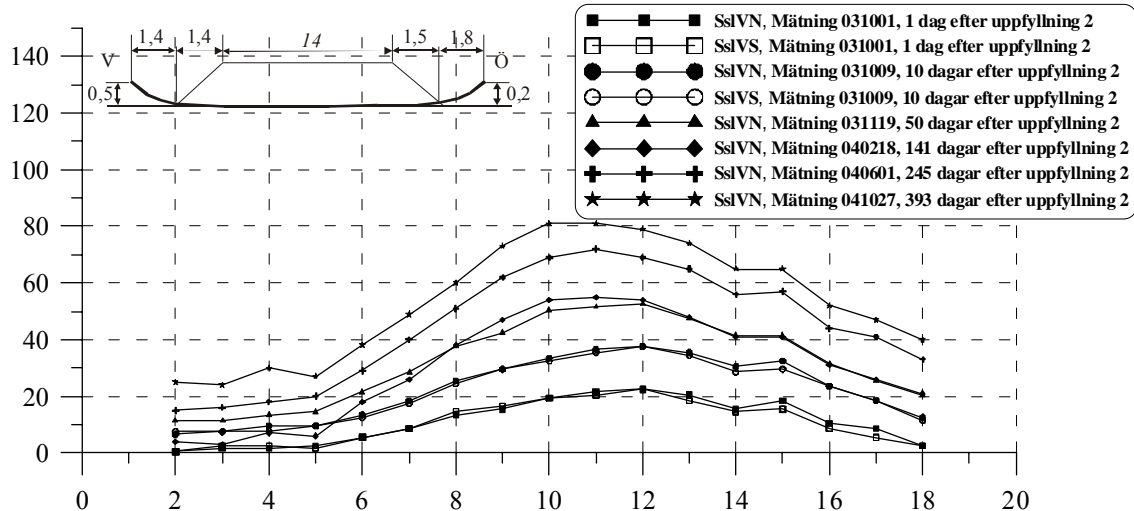
Sättningsutveckling med tiden för bälgslang i lera mellan pelare.

Utskriftdatum: 2004-06-17

Område: Surte
 Slangstättningsmätare: SslVSVN
 Pelar installation: 2001-05-09 till 2001-05-14
 Uppfyllning etapp1: 2001-11-26 till 2001-11-28
 Uppfyllning etapp2: 2003-09-29 till 2003-09-30
 Senaste mätning: 2004-10-27

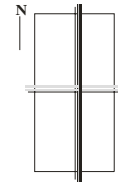


Surte, slangstättningsmätare tvärs provbanken.

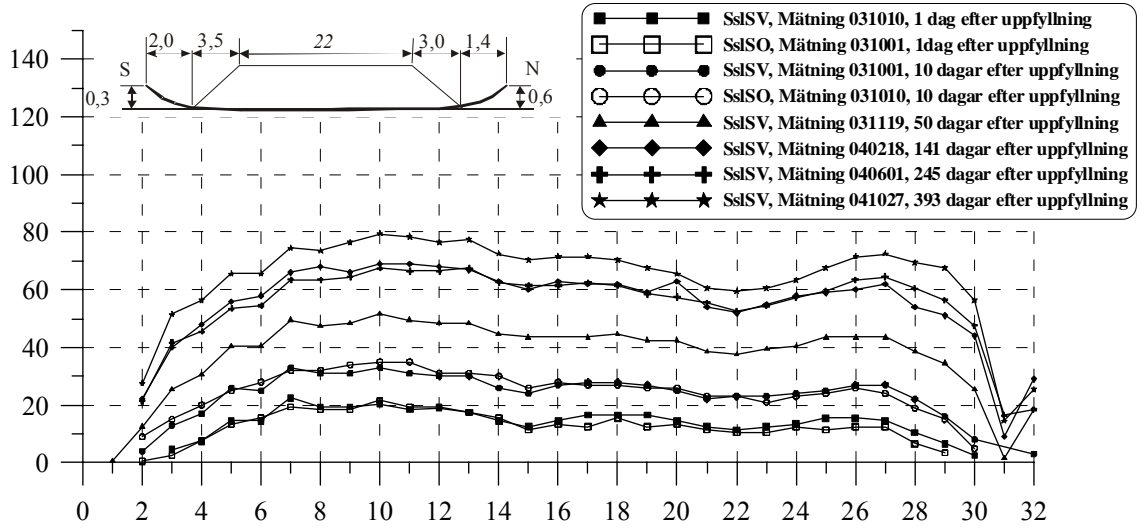


Sättningsprofil tvärs provbanken 1 – 393 dagar efter uppfyllning 2.

Område: Surte
 Slangställningsmätare: SslSO, SslSV
 Pelar installation: 2001-05-09 till 2001-05-14
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-26 till 2001-11-28
 Uppfyllning ettap2: 2003-09-29 till 2003-09-30
 Senaste mätning: 2004-10-27

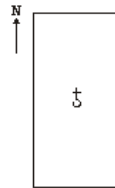


Surte, slangställningsmätare längs provbanken.

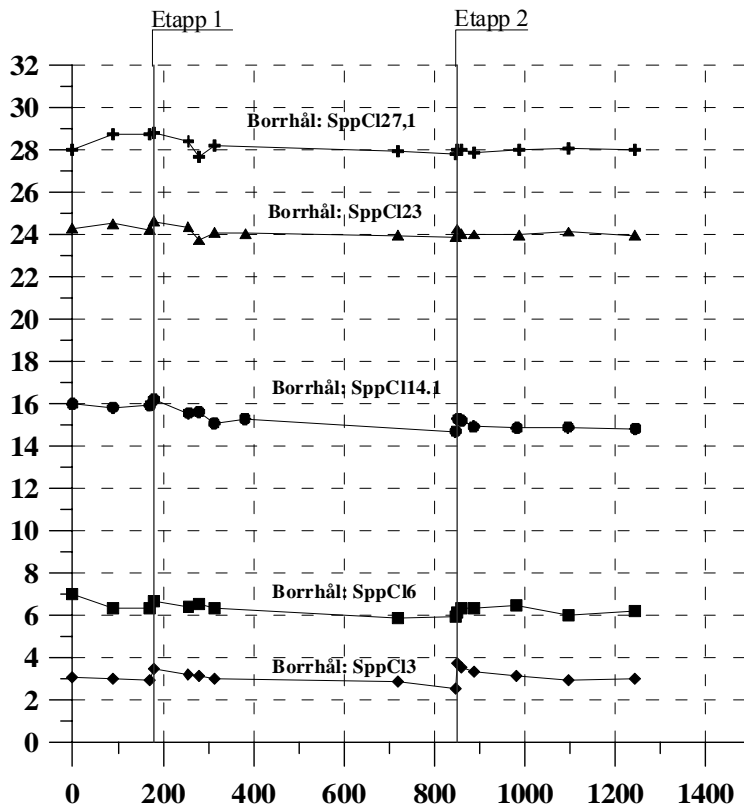


Sättningsprofil längs provbanken 1 – 393 dagar efter uppfyllning 2.

Område: Surte
 Pelar installation: 2001-05-09 till 2001-05-14
 Uppfyllning ettap1: 2001-11-26 till 2001-11-28
 Uppfyllning ettap2: 2003-09-29 till 2003-09-30
 Senaste mätning: 2004-10-28



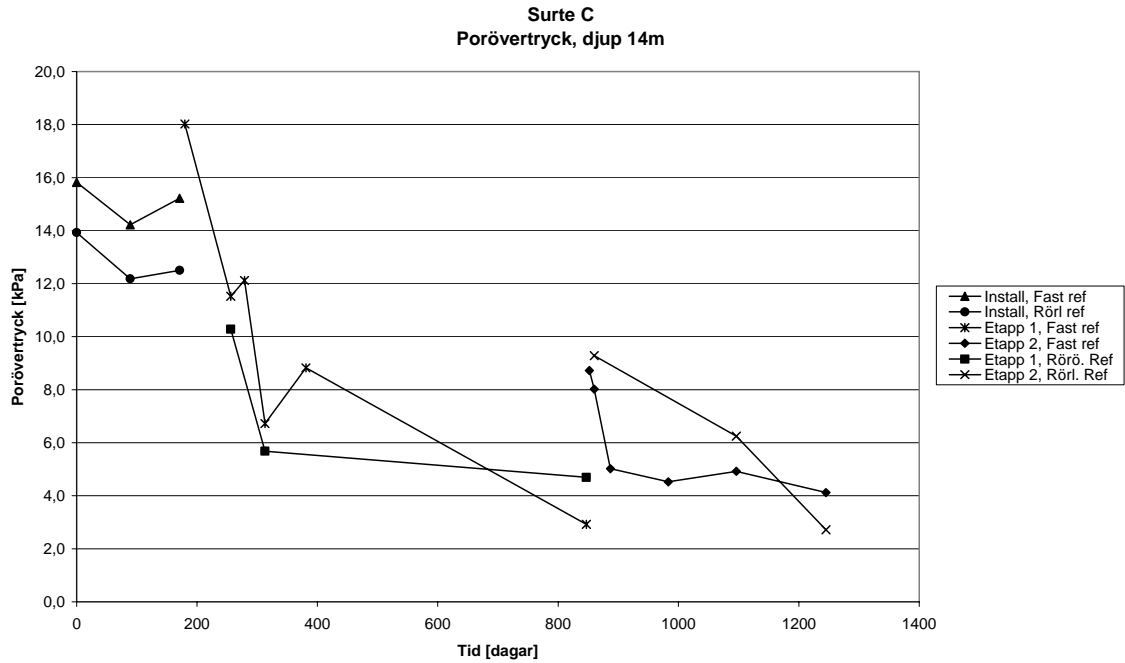
Surte, porvattentryck mitt i provbanken



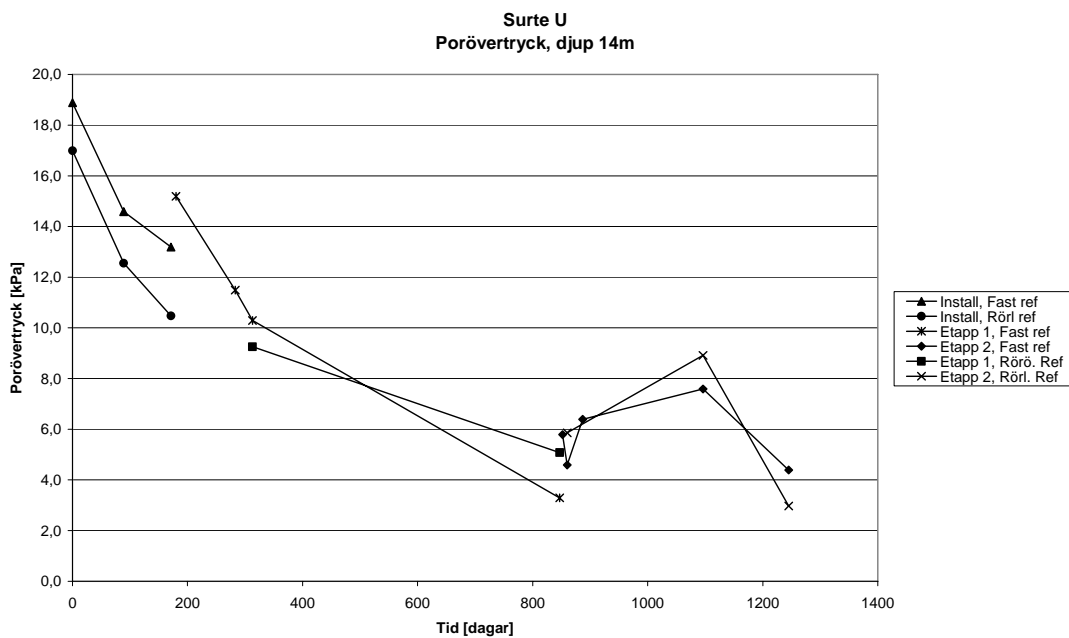
Portrycksförändringar med tiden centralt i provbank.

Porövertryck etapp 1 och 2

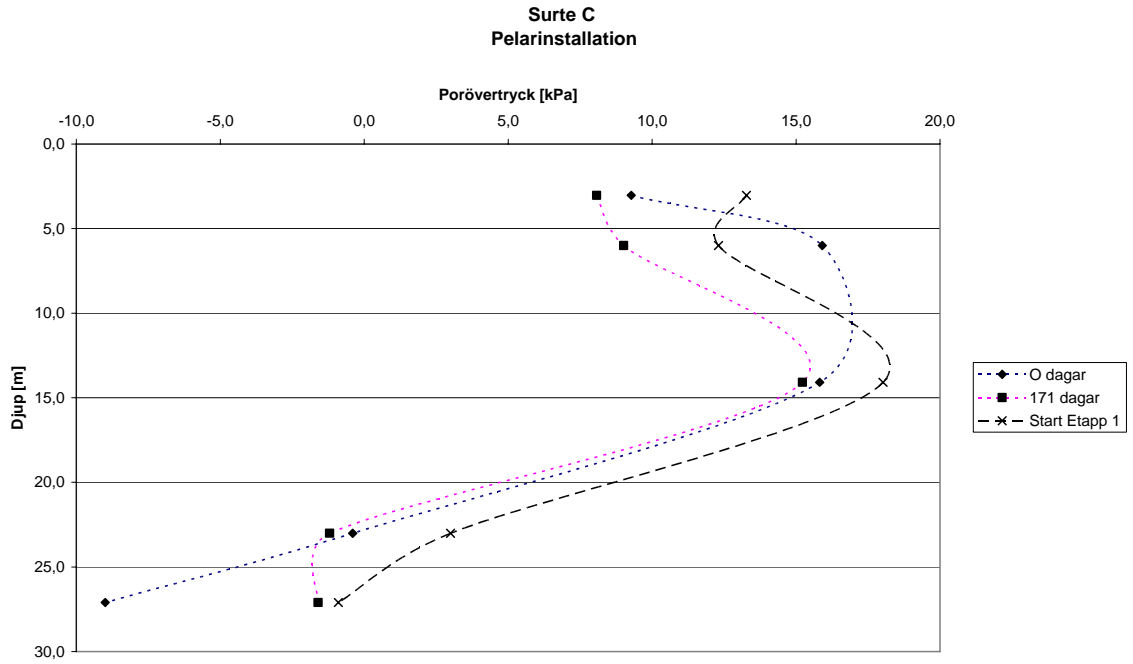
Nedan visas en sammanställning av porövertrycket i åtta grafer. Porövertrycket är redovisat som skillnaden mellan uppmätt portryck och utvärderat portryck enligt referensmätningar, se avsnitt 3.7.2



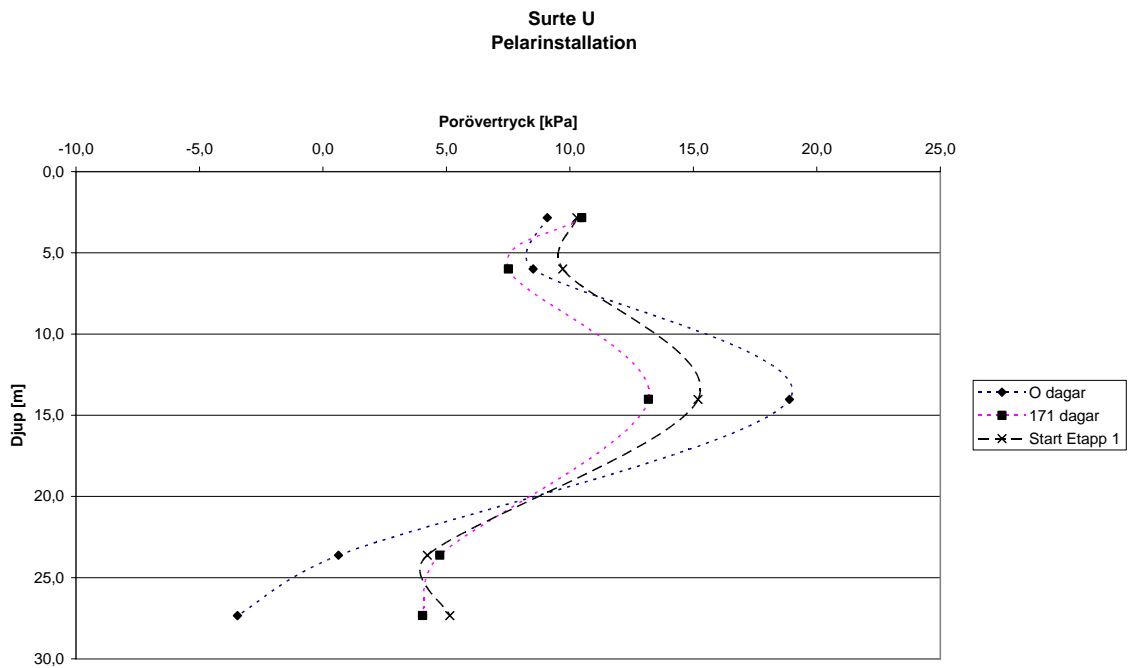
Porövertryck centralt i bank med tiden. Nivå 14 m.



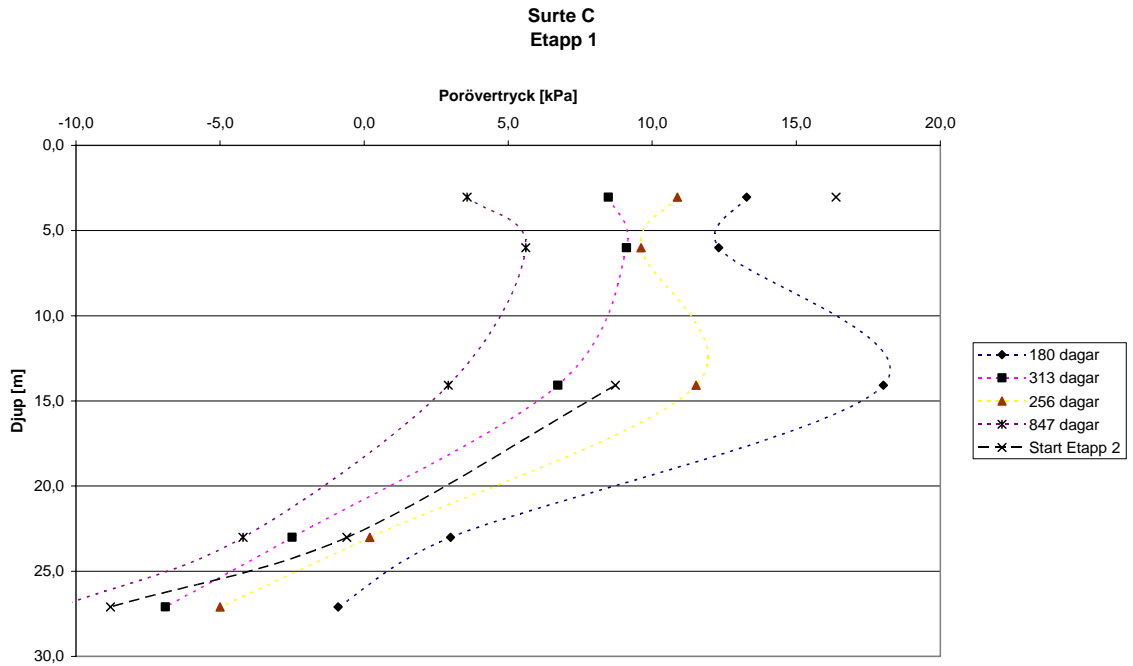
Porövertryck intill bank med tiden. Nivå 14 m.



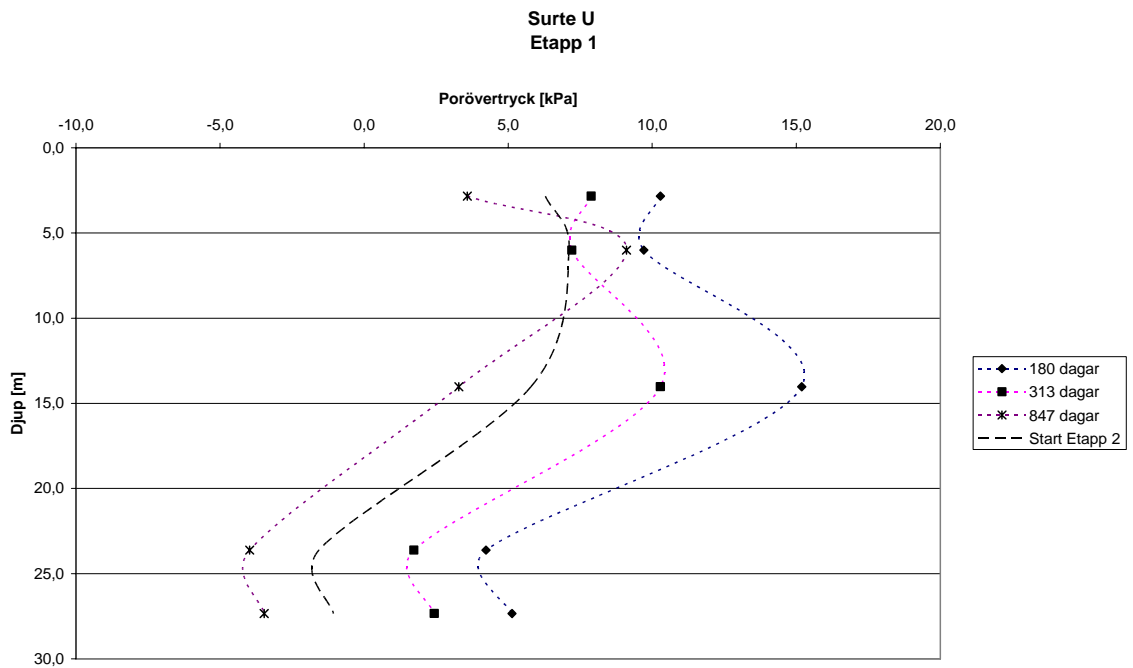
Porövertryck av pelarinstallation. Centralt i bank mot djupet.



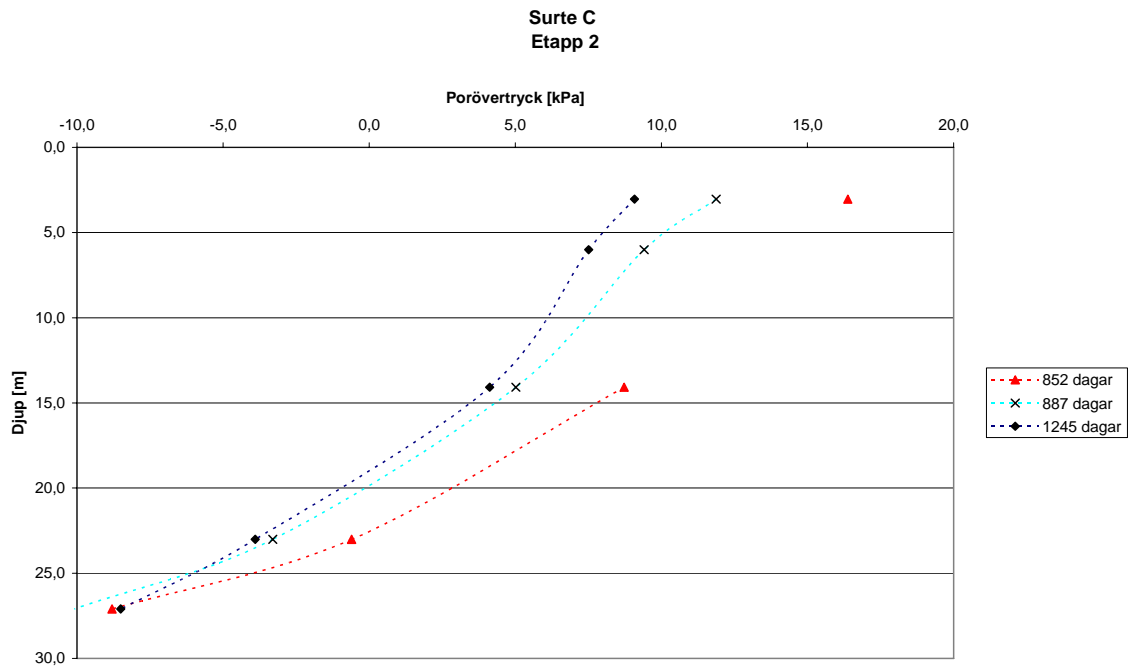
Porövertryck av pelarinstallation. Intill bank mot djupet.



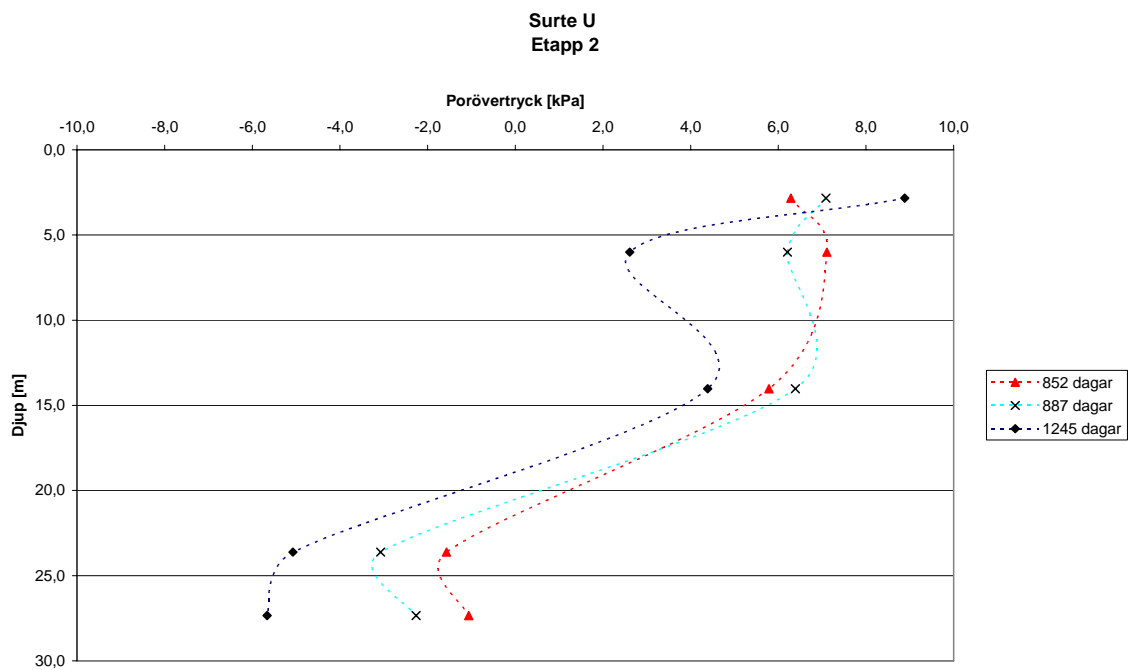
Porövertryck under ettapp 1. Centralt i bank mot djupet.



Porövertryck under ettapp 1. Intill bank mot djupet.



Porövertryck under ettapp 2. Centralt i bank mot djupet.



Porövertryck under ettapp 2. Intill bank mot djupet.

Publikationer utgivna av Svensk Djupstabilisering

Arbetsrapport

- 1. Arlandabanan, Norra Böjen. Sättningar hos järnvägsbank på kc-pelare (1998)**
Ulf Stjerngren
- 2. KC-förstärkning för schakt inom spont, Filipstad Brygge, Oslo (1998)**
Phung Doc Long & Håkan Bredenberg
- 3. Inblandningsmekanismer vid djupstabilisering med kalk-, kalk/cementpelare och cementpelare (1998)**
Stefan Larsson
- 4. Undersökning av KC-pelare med avseende på dess "homogenitet" (1998)**
Roland Tränk
- 5. Bestämning av egenskaper i cellstabiliserad torv (1998)**
Nenad Jelusic, Torbjörn Edstam & Yvonne Rogbeck
- 6. Rörelser och portryck vid kalkpelarinstallation Redovisning av mätresultat (1998)**
Åke Johansson
- 7. Masstabilisering av väg 590, Askersund (1998)**
Yvonne Rogbeck
- 8. KC-pelarförstärkning av instabil slänt. E4, delen Nyland – Ullånger, Västernorrlands län. Åtgärder och mätningar (1998)**
Leiv Viberg, Bertil Eriksson & Stefan Johansson
- 9. Grunnförstärkning med kalkcementpelar (1999)**
Stein Christensen, Arnstein Watn, Steinar Nordal, Arnfinn Emdal, Torbjörn Lund & Thomas Kristiansen
- 10. Dimensioneringsvägledning för djupstabilisering (1999)**
Översättning av Finska Vägverkets klarlägganden 18/1997
- 11. Historik och svenska erfarenheter av kalkstabilisering av vägterrasser (1999)**
Stefan Gustafsson
- 12. Undersökning i fält av stabiliseringseffekt i organisk jord och lera (2000)**
Tobias Hansson, Yvonne Rogbeck & Leif Säfström
- 13. Utvärdering av verksamheten inom Svensk Djupstabilisering. Vetenskaplig uppläggning. Måluppfyllelse av FoU-plan (2000)**
- 14. Stabilisering av torv i laboratoriemiljö – utveckling av referensmetod (2000)**
Fredrik Larsson & Stefan Mårtensson
- 15. Djupstabilisering med kalk-cementpelare – Provfält (2000)**
Lars O Johansson
- 16. Laboratorieinblandning för stabilisering av lera – Referensmetod (2000)**
Torbjörn Edstam
- 17. Kalkcementpelarförstärkning för bro – Funktionsuppföljning. Västkustbanan, delen Sätinge – Lekarekulle. Bro över väg N359U (km 35/603) (2000)**
Marius Tremblay
- 18. Kalk- och kalkcementpelare – Jämförelse mellan laboriestabilisering och pelarinstallation (2001)**
Erika Haglund & Evelina Nilsson
- 19. Kalkcementpelare i skivor – Modelförsök (2001)**
Jan Honkanen & Johan Olofsson
- 20. Stabilisering av torv. Referensmetod för laboratorieinblandning. Steg 1 – Insamling av erfarenheter (2001)**
Ronny Andersson, Arvid Jacobsson & Karin Axelsson
- 21. Erfarenhetsbank – Etapp 2: Erfarenhetsåterföring (2002)**
Magnus Karlsson, Göran Holm & Leif Säfström
- 22. International Workshop on Deep Mixing Technology for Infrastructure Development – Current Practice & Research Needs (2002)**
Göran Holm
- 23. Studie av inverkan av faktorer i blandningsprocessen vid djupstabilisering med kalkcementpelare – Fältförsök i Håby (2002)**
Stefan Larsson, Marcus Dahlström & Bengt Nilsson
- 24. Peptisering vid djupstabilisering (2002)**
Matilda Hoffstedt & Sven-Erik Johansson
- 25. Stabilisering/solidifiering av förorenad jord – en förstudie (2003)**
Göran Holm
- 26. Gränsson (2003)**
Sven-Erik Johansson
- 27. A complementary field study on the uniformity of lime-cement columns – Field tests at Strängnäs (2003)**
Stefan Larsson, Marcus Dahlström & Bengt Nilsson
- 28. Stabilisering av torv – ringtest av referensmetod för tillverkning av laboratorieprov (2003)**
Kerstin Pousette
- 29. Hållfasthetsfördelning i kalkcementpelare – Fältförsök i Strängnäs (2003)**
Per Hedman & Mari Kuokkanen
- 30. Stabiliserad jords egenskaper. Delprojekt 5. Påverkan på miljö (2003)**
Karsten Håkansson
- 31. A laboratory study of the boundary layer around lime/cement-, and cement columns in kaolin clay (2003)**
Mirja Kosche
- 32. Kalkcementpelare som jordförstärkning – hur kan vi åstadkomma rätt funktion? Projektering, utförande och kontroll. Workshop, Göteborg 3 december 2002 och Stockholm 24 april 2003**
Niklas Dannewitz & Bengt Rydell
- 33. Stabilisering av sulfidjord. En litteratur- och laboratoriestudie (2004)**
Mattias Andersson & Tomas Norrman
- 34. Långtidsegenskaper hos kalkcementpelare – en studie av 10 år gamla kalkcementpelarförstärkningar (2005)**
Hjördis Löfroth
- 35. Seismisk kontrollmetod för KC-pelare (2005)**
Niklas Dannewitz, Håkan Eriksson, Håkan Mattsson, Rolf Larsson & Göran Holm
- 36. Beständighet hos djupstabiliserad jord (2005)**
Sven-Erik Johansson, Helen Åhnberg & Håkan Pihl
- 37. Vetenskaplig utvärdering av verksamheten inom Svensk Djupstabilisering (2005)**
Bengt Åkesson & Göran Fagerlund

Rapport

- 1. Erfarenhetsbank för kalk-cementpelare (1997)**
Torbjörn Edstam
- 2. Kalktypens inverkan på stabiliseringsresultatet. En förstudie (1997)**
Helen Åhnberg & Håkan Pihl
- 3. Stabilisering av organisk jord med cement- och puzzolanreaktioner (2000)**
Karin Axelsson, Sven-Erik Johansson & Ronny Andersson
- 4. Provbank på kalk/cementpelarförstärkt gyttja och sulfidhaltig lera i Norrala (1999)**
Rolf Larsson
- 5. Masstabilisering (2000)**
Nenad Jelusic
- 6. Blandningsmekanismer och blandningsprocesser – med tillämpning på pelarstabilisering (2000)**
Stefan Larsson
- 7. Deformation Behaviour of Lime/Cement Column Stabilized Clay (2000)**
Sadek Baker
- 8. Djupstabilisering med kalkcementpelare – metoder för produktionsmässig kvalitetskontroll i fält (2001)**
Morgan Axelsson
- 9. Olika bindemedels funktion vid djupstabilisering (2001)**
Mårten Janz & Sven-Erik Johansson
- 10. Mitigation of track and ground vibrations by high speed trains at Ledsgård, Sweden (2002)**
Göran Holm, Bo Andréasson, Per-Evert Bengtsson, Anders Bodare & Håkan Eriksson
- 11. Miljöeffektbedömning (LCA) för markstabilisering (2003)**
Tomas Rydberg & Ronny Andersson
- 12. Mixing Processes for Ground Improvement by Deep Mixing (2004)**
Stefan Larsson
- 13. Proceedings of the International Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances, Deep Mixing '05**
Stockholm, May 23 – 25, 2005
- 14. Stabilisering av torv i laboratorium – Metodbeskrivning – Underlagsrapport**
Martin Holmén



Svensk Djupstabilisering

**c/o SGI, 581 93 Linköping
Tel: 013-20 18 61, Fax: 013- 20 19 14
<http://www.swedgeo.se/sd>**