

GRUNDLÄGGNINGS-DAGEN 15 MARS 2018

SGF - Svenska Geotekniska Föreningen

GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2018

Stött och blött

SGF - Svenska Geotekniska Föreningen

© 2018 Svenska Geotekniska Föreningen samt respektive författare

Sättning: Omnium AB – www.omnium.se

FÖRORD

Stött och blött är temat för den 39:e Grundläggningsdagen som arrangeras den 15 mars på Stockholmsmässan, Älvsjö. I år kanske de flesta av er läser detta förord i GD-appen eller i den digitala versionen på GD-stickan. Men det är samma intressanta och varierade program, som finns summerat i artiklar och inlägg i denna GD-publikation som du just nu läser.

Vad döljer sig då bakom temat Stött och blött som GD-kommittén valt för årets Grundläggningsdag? Formatet för Grundläggningsdagen är samma som de senaste åren och du har GD-appen som hjälp för att hitta rätt bland programpunkterna. Den inledande sessionen om **Hög på vatten**, är inte bara blöt utan ställer även frågan om grundvattnet är ditt eller grannens problem om juristen får säga sitt. Två **parallella sessioner** där FoU sessionerna går parallellt med sessionerna som har temat Ung i branschen respektive Begränsad frihet!?. Avslutningsvis så blickar vi upp mot takåsarna och ner i schakterna, under temat **Höga berg och djupa dalar.** Det blir en dag där sannolikhet, stött lera, hydrogeologisk information, massundanträngning, geofysik, grundvatten o portryck, temperatur, stabilisering, omtyckta koder, stabilitet, nya forskningsrön blandas med praktiska erfarenheter från verkligheten. Ett program där det finns intressanta idéer för alla.

Att vi har många framtida kunniga kollegor visar det imponerande startfält som presenteras när vinnaren av Bästa examensarbete ska utses. Förhoppningsvis lyckas vi även i år kora en vinnare bland de nominerade bidragen. Under morgonpasset kommer vi få veta vem som får både SGFs pris för **Bästa examensarbete** och Svensk Grundläggnings och Pålkommissionens **Guldpåle**. Utdelningen av **Sven Hansbos pris** blir i år utan vår glada professor, men vi hoppas se en pristagare på scen som uppfyller kriterierna och går i Svens fotspår. Framåt kvällen denna dag, så kommer även **SGFs Pris** att delas ut. Det är med stor glädje vi på detta sätt kan uppmärksamma några av de många kompetenta kollegor som berikar branschen. Fast det är svårt för det är så många som är värda ett pris!

Vad vore väl GD utan en **utställning**? Den vore…fruktansvärt tråkig. Det är här vi minglar bland montrar, träffar kollegor, tittar på nyheter och diskuterar med representanter från de olika företagen. **Dagen-innan-GD** med mini-kurser, är kanske även det numera en tradition. En dag där du får möjlighet att få nyheter/kunskap serverat i lagom portioner, följt av mingel, föredrag från våra examensarbetare och möjlighet att påverka SGF vid föreningsstämman. Vem vet, kanske ser SGF helt annorlunda ut denna Grundläggningsdag, kanske blev det ett SGF i ny skepnad vid stämman.

SGF vill tacka alla föredragshållare, medförfattare och utställare för ert engagemang och bidrag till att göra GD 2018 till en höjdpunkt för Geoteknikbranschen.



Till sist, men inte minst, riktar vi ett stort tack till GD-kommittén och Omnium för ett mycket gott arbete och ert stora engagemang, som ännu en gång skapat förutsättningar för en väl genomförd Grundläggningsdag.

Svenska Geotekniska Föreningen
Gunilla Franzén, ordförande

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

PROGRAM GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2018 6

TALARE GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2018 10

GD KOMMITTÉN. 15

VATTENFRÅGOR VID SCHAKT I STADSMILJÖ. 17
Christina Jenkins och Therese Wallin, Ramböll Sverige AB

ATT PASSERA SALTSJÖ-MÄLARSNITTET MED TUNNEL
– EN NY UTMANING. 33
Curt Wichmann, Bergboken AB

VÄRLDENS SÄMSTA GÖTEBORGSLERA
- FÖRSTÄRKNING MED MASSTABILISERING 41
Johannes Tornborg och Sven Liedberg, Skanska Sverige AB
Mats Christiansson, Trafikverket

SANNOLIKHETSBASERAD DESIGN I GEOTEKNIK 55
Tommy Pap, Norconsult AB

”GEOGRUPPEN”, ETT UNIKT SAMARBETE KRING
MASSUNDANTRÄNGNING I CENTRALA GÖTEBORG 69
Carine Bouzas, Ramböll Sverige AB

GEOFYSIK SOM KOMPLEMENT TILL KONVENTIONELLA
GEOTEKNISKA METODER VID PROJEKTERING AV JÄRNVÄG . . 93
Jakob Johansson, MRM

STORSKALIG KARTERING AV SKREDBENÄGENHET I
VÄSTRA GÖTALAND MED ARTIFICIELL INTELLIGENS 107
Abbas Abbaszadeh Shahri, Islamic Azad University, Tehran, Iran/ KTH, Johan Spross, Fredrik Johansson och Stefan Larsson, KTH

PORTRYCKSVARIATIONER I DE ÖVERSTA
METRARNA AV LERSLÄNTER 115
Hanna Blomén, Statens geotekniska institut

GROUNDWATER RECHARGE, GROUNDWATER LEVELS,
AND LAND-SUBSIDENCE IN GOTHENBURG
– FROM A HYDROGEOLOGICAL PERSPECTIVE 129
Roland Barthel, Anna Albertsson, Johanna Ljungdahl, Hannah Berg, Johanna Elam och Johanna Engelbrektsson

TRÅNGT OCH STRESSIGT I SLUSSEN 131
Ola Lidehorn och Anders Beijer Lundberg, ELU Konsult

HUR STÖTTAS KUNGSBACKALERAN? 143
Robert Oskarsson, Skanska Sverige AB

EUROKOD – ETT VERKTYG DU BÖR TYCKA OM 159
Gunilla Franzén, GeoVerkstan

WILL TEMPERATURE CHANGE TRIGGER CREEP
IN SENSITIVE CLAY? 173
Yanling Li, Jelke Dijkstra, Mats Karlsson & Minna Karstunen,
Chalmers University of Technology

TERRASSTABILISERING I NORDISKT KLIMAT 183
Mirja Rothhämel, Prof. Jan Laue, LTU Dr.-Ing. Matthias Rosenberg, TU Braunschweig

VAD ÄR VÄRDET AV HYDROGEOLOGISK INFORMATION? 199
Jonas Sundell, Chalmers / COWI, Lars Rosén, Chalmers

KARLATORNET, NORDENS HÖGSTA BYGGNAD
GRUNDLÄGGS PÅ LÖS LERA? 219
Bengt Askmar, Norconsult AB

BANK ÖVER ÖRABÄCKEN, STORA HELVETET, STORLIEN 235
Magnus Ruin, ÅF Infrastructure AB, Per-Evert Bengtsson, PEB Geoteknik AB
Sven-Olof Bergqvist, Trafikverket

TREHUNDRATUSEN METER PÅLAR I DIKET 247
Johnny Wallgren, Michael Sabattini, Peab Anläggningsteknik

MODELLING SPATIAL UNCERTAINTY IN GEOTECHNICS:
BENCHMARKING ON PERNIÖ TEST EMBANKMENT 259
Tommy Pap, ***Chalmers Tekniska Högskola***

EMPIRICAL CORRELATION BETWEEN UNDRAINED SHEAR STRENGTH
AND PRECONSOLIDATION PRESSURE IN SWEDISH SOFT CLAYS . . . 261
Erik Persson, ***Kungliga Tekniska Högskolan***

FREQUENCY ANALYSIS OF ACCELEROMETER
MEASUREMENTS ON TRAINS 263
Jonas Majala, ***Luleå Tekniska Universitet***

GRUNDVATTENSÄNKNING VID SCHAKTER OCH BYGGNADSVERK
- EN JÄMFÖRELSE AV OLIKA BERÄKNINGSMETODER 267
Philip Håkansson, Lunds Tekniska Högskola

PROGRAM GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2018

08:00 REGISTRERING & KAFFE
- utställningen öppnar

09:00 INLEDNING - GD-kommittén

09:10 PASS 1: (STORA SALEN)
HÖG PÅ VATTEN

Grundvattensänkning i staden
Christina Jenkins och Therese Wallin, Ramböll Sverige AB

Att passera Saltsjö-Mälarsnittet med tunnel – En ny utmaning
Curt Wichmann, Bergboken AB

Världens sämsta Göteborgslera - förstärkning med masstabilisering
Johannes Tornborg och Sven Liedberg, Skanska Sverige AB
Mats Christiansson, Trafikverket



10:10 TRE PRISUTDELNINGAR

- **SGFs pris för bästa examensarbete 2018**
  SGFs ordförande delar ut priset

- **GULDPÅLEN 2017 till ÅRETS GRUNDLÄGGARE**
  Svensk Grundläggning och Pålkommissionen delar traditionsenligt ut priset

- **Sven Hansbos pris**
  SGFs ordförande delar ut priset

10:30 KAFFEPAUS
samt tid att besöka utställningen och knyta kontakter



11:10 **PASS 2A:** (STORA SALEN)
UNG I BRANSCHEN 2.0

Sannolikhetsbaserad design i geoteknik
Tommy Pap, Norconsult AB

Geogruppen, ett unikt samarbete kring massundanträngning i centrala Göteborg
Carine Bouzas, Ramböll Sverige AB

Geofysiska undersöknings-metoder som komplement till konventionella geotekniska metoder vid projektering av ny järnväg
Jakob Johansson, MRM

PASS 2B: (LILLA SALEN)
FOU

Landslide hazards
Abbas Abbaszadeh Shahri, KTH

Portrycksvariationer i de översta metrarna av lerslänter
Hanna Blomén, SGI

Groundwater recharge, groundwater levels, and land-subsidence in Gothenburg – from a hydrogeological perspective
Roland Barthel, GU

12:15 **LUNCHPAUS**
samt tid att besöka utställningen och knyta kontakter **>>**

>>



13:25 **PASS 3A:** (STORA SALEN)
BEGRÄNSAD FRIHET!?

Med Slussen in i framtiden
Ola Lidehorn och Anders Beijer Lundberg, ELU Konsult

Hur stöttas Kungsbackaleran?
Robert Oskarsson, Skanska Sverige AB

Eurokod nytt
Gunilla Franzén, SGF / Geoverkstan

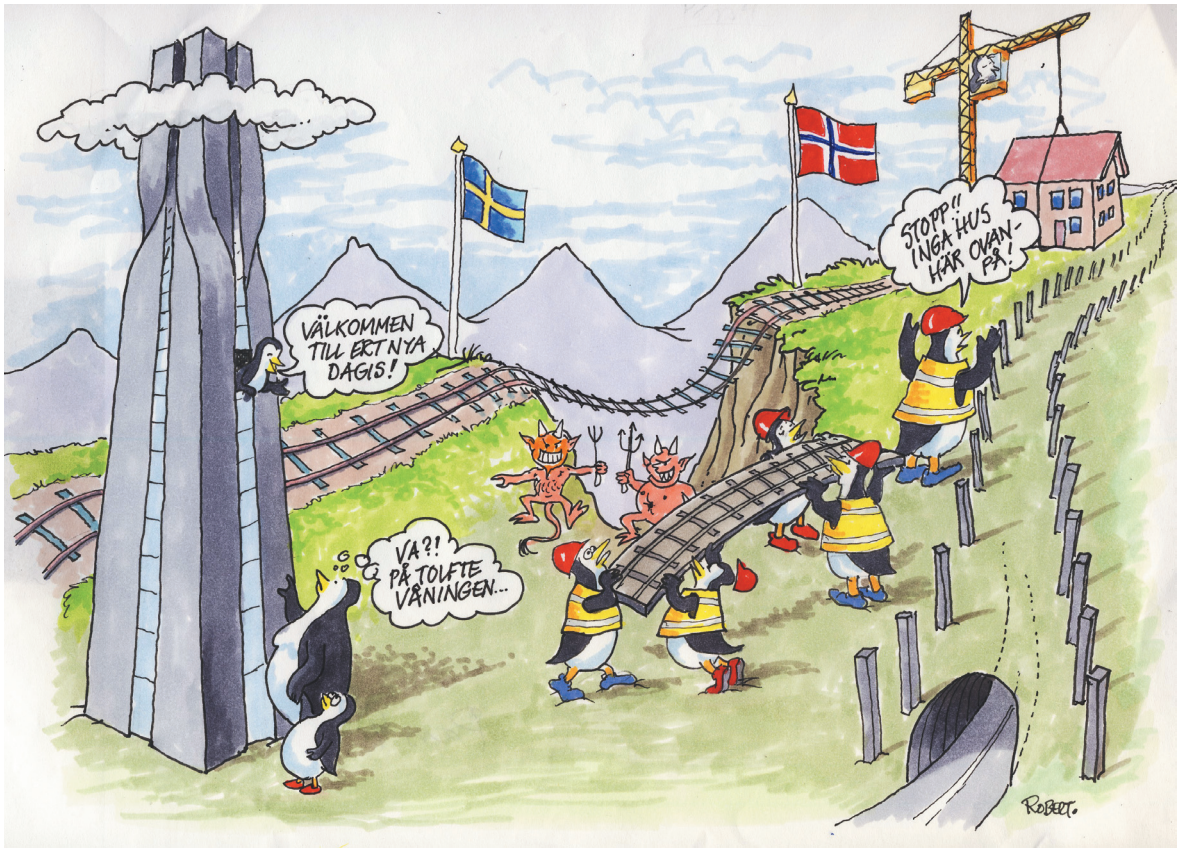
PASS 3B: (LILLA SALEN)
FOU

Will temperature change trigger creep in sensitive clay?
Yanling Li, CTH

Terrasstabilisering i nordiskt klimat
Mirja Rothhämel, LTU

Vad är värdet av hydrogeologisk information?
Jonas Sundell, CTH

14:30 **KAFFEPAUS**
samt tid att besöka utställningen och knyta kontakter



15:15 PASS 4: (STORA SALEN)
HÖGA BERG OCH DJUPA DALAR

Karlatornet, Nordens högsta byggnad grundläggs på lös lera?
Bengt Askmar, Norconsult AB / Serneke

Bank över Örabäcken, Stora Helvetet, Storlien
Magnus Ruin, ÅF

Trehundratusen meter pålar i diket
Michael Sabbatini och Johnny Wallgren, PEAB Anläggningsteknik

16:25 AVSLUTNING
SGFs ordförande

19:00 GD-MIDDAG
Middag med underhållning på Grand Hôtel i Stockholm
(föranmälan krävs)

TALARE GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2018



PASS 1: HÖG PÅ VATTEN

Christina Jenkins
Ramböll Sverige AB
christina.jenkins@ramboll.se



PASS 1: HÖG PÅ VATTEN

Therese Wallin
Ramböll Sverige AB
Therese.Wallin@ramboll.se



PASS 1: HÖG PÅ VATTEN

Curt Wichmann
Bergboken AB
curt.bergboken@telia.com



PASS 1: HÖG PÅ VATTEN

Johannes Tornborg
Skanska Sverige AB
johannes.tornborg@skanska.se



PASS 1: HÖG PÅ VATTEN

Sven Liedberg
Skanska Sverige AB
sven.liedberg@skanska.se



PASS 1: HÖG PÅ VATTEN

Mats Christiansson
Trafikverket
mats.christiansson@trafikverket.se



PASS 2A: UNG I BRANSCHEN 2.0

Tommy Pap
Norconsult AB
tommy.pap@norconsult.com



PASS 2A: UNG I BRANSCHEN 2.0

Carine Bouzas
Ramböll Sverige AB
carine.bouzas@ramboll.se



PASS 2A: UNG I BRANSCHEN 2.0

Jakob Johansson
MRM
jakob.johansson@mrm.se



PASS 2B: FOU

Abbas Abbaszadeh Shahri
KTH
abbas4646@yahoo.com



PASS 2B: FOU

Hanna Blomén
SGI
hanna.blomen@swedgeo.se



PASS 2B: FOU

Roland Barthel
GU
roland.barthel@gvc.gu.se

>>

>>



PASS 3A: BEGRÄNSAD FRIHET!?

Ola Lidehorn
ELU Konsult
ola.lidehorn@elu.se



PASS 3A: BEGRÄNSAD FRIHET!?

Anders Beijer Lundberg
ELU Konsult
anders.beijer@elu.se



PASS 3A: BEGRÄNSAD FRIHET!?

Robert Oskarsson
Skanska Sverige AB
robert.oskarsson@skanska.se



PASS 3A: BEGRÄNSAD FRIHET!?

Gunilla Franzén
GeoVerkstan
gunilla.franzen@geoverkstan.se



PASS 3B: FOU

Yanling Li
CTH
yanling.li@chalmers.se



PASS 3B: FOU

Mirja Rothhämel
LTU
mirja.rothhamel@ltu.se



PASS 3B: FOU

Jonas Sundell
CTH
jonas.sundell@chalmers.se



PASS 4: HÖGA BERG OCH DJUPA DALAR

Bengt Askmar
Norconsult AB
bengt.askmar@norconsult.com



PASS 4: HÖGA BERG OCH DJUPA DALAR

Magnus Ruin
ÅF
magnus.ruin@afconsult.com



PASS 4: HÖGA BERG OCH DJUPA DALAR

Johnny Wallgren
PEAB Anläggningsteknik
johnny.wallgren@peab.se



PASS 4: HÖGA BERG OCH DJUPA DALAR

Michael Sabbatini
PEAB Anläggningsteknik
michael.sabattini@peab.se

GD-KOMMITTÉN 2017/2018

GD-kommittén inom SGF har som uppgift att planera och genomföra GD årligen. Nu genomförd 39 gånger sedan 1978.



Anders Prästings
KTH / Tyréns
+46 (0)73 061 33 90
anders.prastings@tyrens.se



Pia Larch
Skanska
+46 (0)70 774 40 55
pia.larch@skanska.se



Lenita Tornéus
Trafikverket
+46 (0)72 142 11 36
lenita.torneus@trafikverket.se



Anders Kullingsjö
Skanska
+46 (0)10 448 42 25
anders.kullingsjo@skanska.se

VATTENFRÅGOR VID SCHAKT I STADSMILJÖ

Christina Jenkins och Therese Wallin,
Ramböll Sverige AB

Sammanfattning

Grundvattensänkning kan ske både för att länshålla schakt och för att motverka bottenupptryckning och utgör en tillståndspliktig vattenverksamhet enligt 11 kapitlet, miljöbalken. Hur frågan hanteras varierar mellan olika delar av landet, olika tillsynsmyndigheter och olika verksamhetsutövare. I Skåne åberopas ofta en undantagsregel varför tillstånd inte söks för temporära grundvattensänkningar. Tillvägagångssättet ställer höga krav på verksamhetsutövaren och det hela kompliceras ytterligare av att avledning av vatten hanteras i ett annat kapitel i miljöbalken (9 kapitlet) och således även av andra myndigheter.

Innan en grundvattensänkning inleds är det viktigt att utförligt bedöma omgivningspåverkan av arbetena. Samtliga känsliga objekt inom influensområdet bör identifieras och risken för skada bedömas. Även i de fall där tillstånd ej söks är det viktigt att ha ett väl genomarbetat kontrollprogram med mätningar som startar i god tid innan arbetena inleds. På så sätt kan exempelvis påverkan från externa aktörer klargöras och risken för skadeanspråk minskas.

Provtagning av vatten ingår ofta i ett kontrollprogram. Vilka riktvärden som ska användas beror bland annat på recipientens känslighet och vem som handlägger ärendet. Även provtagningsfrekvens och omfattning av analyser kan variera. Här har konsulten ett stort ansvar att föra dialog med ansvarig myndighet för att balansera rimlighet i omfattningen mot kostnaderna för reningsanläggningar, analyser och konsulttid.

Ofta är kunskapen om grundvattensänkningar begränsad hos de entreprenörer som ska utföra arbetena och hydrogeologerna är ofta inte bekanta med om hur byggnation faktiskt sker och tillämpas i verkligheten. Som en följd kan en mängd problem uppstå under byggtiden och det ställs höga krav på tydlighet och kommunikation från båda håll för att undvika problem och översvämmade schakter. Vidare bör allt större hänsyn tas till klimatförändringarna och de höjda havs- och grundvattennivåer som detta innebär vid planering av grundvattensänkningar.

Summary

Lowering of the groundwater table can be conducted either to drain water or to reduce the risk of uplifting and the works require permits according to the Swedish Environmental Code, chapter 11. How the question is handled varies though, between different parts of Sweden, different authorities and different contractors. In accordance with an exception rule in the law, many times temporary works are conducted without permits in Skåne which set high demands on the contractors. The release of groundwater to a recipient is regulated in chapter 9 of the Environmental Code, and therefore by different authorities, which complicates the matter even more.

Before starting a groundwater lowering it is important to thoroughly assess the influence on the surroundings and the risk of harm on sensitive objects. A detailed control program is important and measurements should be started already before the groundwater lowering starts. In that way effects from other operators can be clarified and the risk of economic claims minimized.

Sampling of water is often included in a control program but threshold values, frequency of sampling and the extent of analyses can vary depending on authorities. Here the consultant has a large responsibility, in dialog with the authorities, to find the right balance between environmental risks and project costs.

The knowledge of groundwater lowering is often low among contractors and the hydrogeologists often lack awareness on how construction works are carried out. As a result multiple problems can occur and clarity and communication is very important in order to minimize the risk of flooded shafts. This will be even more important in the future depending on the effects of climate change.

1 INLEDNING

Grundvattensänkning utgör en tillståndspliktig vattenverksamhet enligt 11 kapitlet, miljöbalken. Hur frågan hanteras varierar dock mellan olika delar av landet, olika tillsynsmyndigheter och olika verksamhetsutövare. I Skåne åberopas ofta en undantagsregel varför tillstånd inte söks för temporära grundvattensänkningar. Tillvägagångssättet ställer höga krav på bedömningar av omgivningspåverkan, kontakter med berörda och kontrollprogram.

Frågorna hopar sig. Vem är ansvarig om skador uppstår? Vilka riktvärden ska gälla för utsläpp och hur hanteras eventuella överskridanden av dessa? Havsnivåhöjningar och missförstånd mellan entreprenör och konsult

komplicerar saken ytterligare. Genom ett antal praktiska exempel kommer frågeställningarna och fallgroparna avseende vattenfrågor vid schakt belysas i följande artikel.

2 GRUNDVATTENHANTERING VID BYGGNATION

Beroende på bland annat platsens geologiska förutsättningar, omfattning och storlek på grundvattensänkningen och närheten till hav eller annat öppet vatten behöver en rad olika faktorer vägas in vid grundvattenhantering i ett projekt. Ju bättre kännedom om förutsättningarna man har innan byggstart desto enklare/bättre/och kanske även billigare kan man lösa frågan.

Hantering av vatten i berg kan skilja sig från hantering av vatten från jordlagren. Länshållning av eller grundvattensänkning i schakt i jord medför ofta andra utmaningar än pumpning i berg. I realiteten utförs ofta pumpning i berg för att minska trycket i ovanliggande jordmassor.

2.1 Länshållning i schakt

Länshållning i schakt görs av flera anledningar. Man vill hålla schaktbotten torr både för framkomlighet på arbetsplatsen och för att enklare kunna utföra de arbeten som ska göras. Man kan också behöva sänka av grundvattenytan för att förhindra bottenupptryckning.

Inflödet av grundvatten till ett öppet schakt styrs främst av jordens vattenförande egenskaper. Beroende på om och i så fall vilken typ av spont som används kan också grundvatteninflödet och därmed påverkansområdet begränsas.

Vid stora schakter är det hanteringen av dagvattnet som styr dimensioneringen av länshållningsinsatsen. Det dagvatten som bildas inom schaktområdet vid kraftiga regn kan ofta vara flera hundra gånger större än grundvatteninflödet till schaktet.

Vid schakt i jord är länshållningsvattnet oftast grumligt och beroende på vart vattnet avleds kan olika reningsåtgärder krävas innan vattnet släpps i ledning eller till vattendrag/annan recipient. Vid schakt i stadsmiljö är det dessutom vanligt att marken är mer eller mindre förorenad. Beroende på typ av förorening kan olika typer av rening av vattnet bli aktuella.



Figur 1: Schakt innanför spont med mindre vattensamling efter nederbörd längs spontkanten (foto: Jalmar Sternheden)

Sedimentation i container eller bassäng gör att finpartiklar faller till botten och halten suspenderat material (turbiditeten) minskar. Är det halter av metall-föroreningar som ska reduceras kan även dessa minska vid sedimentation då dessa föroreningar ofta är partikelbundna. Vid förekomst av andra föroreningar kan det bli aktuellt med oljeavskiljning, barkfilter, kolfilter, luftning, flockning mm. I övre bilden i Figur 2 visas exempel på reningsanläggning och sedimentationscontainrar vid byggnation på Malmö Nya Sjukhusområde respektive på kv Tyfonen i Malmö.



Figur 2: I den övre bilden ses reningsanläggning och sedimentationscontainrar vid byggnation på MalmöNya Sjukhusområde. I den undre bilden ses till höger i bild reningsanläggning och sedimentationscontainrar vid byggnation på kv Tyfonen i Malmö

2.2 Grundvattensänkning i berg/bottenupptryckning

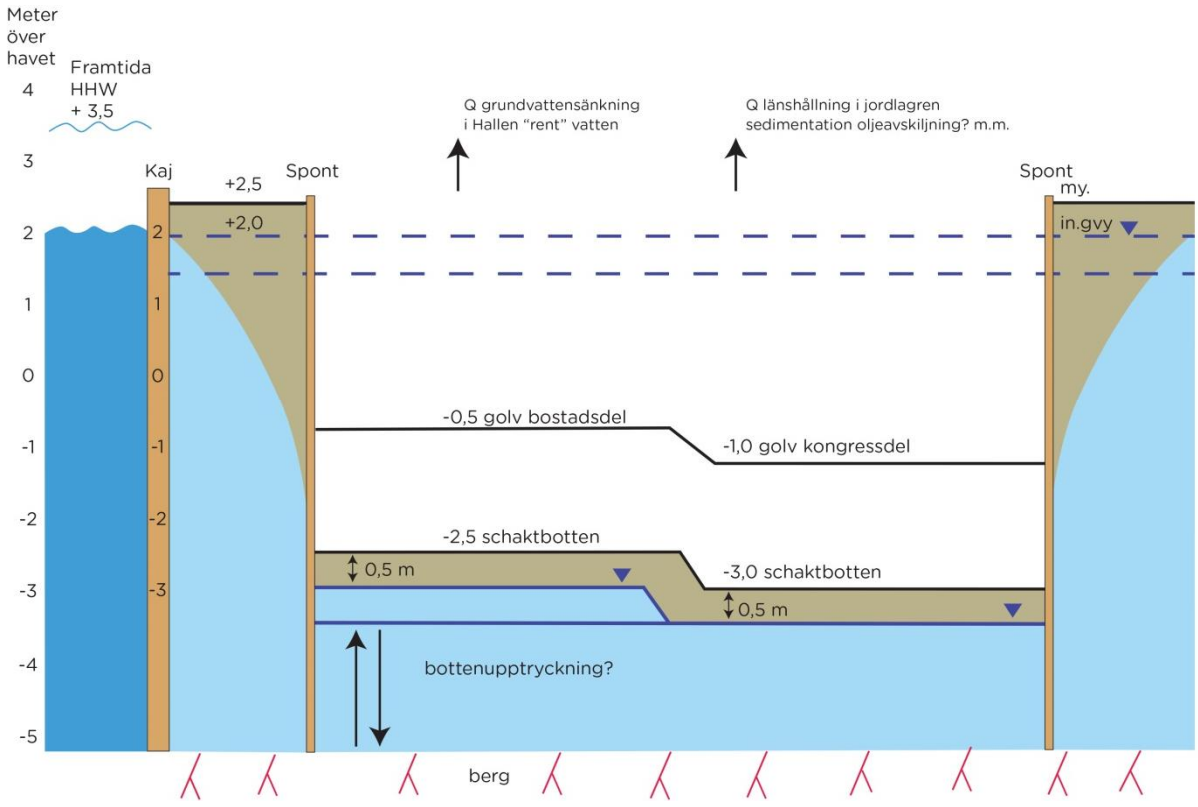
Grundvattensänkning i berg eller slutna akvifärer i jord utförs oftast för att undvika bottenupptryckning. Risk för bottenupptryckning föreligger då grundvattentrycket i underliggande berg eller jordmassor ligger nära schaktbotten. Då man schaktar bort massor kan tyngden av kvarvarande jordmassor bli så liten att den uppåtriktade kraften från grundvattnet i

underliggande berg orsakar bottenupptryckning och schaktbotten kan brista och förstöras.

För att kontrollera situationen och motverka risken för schaktbotten-upptryckning installeras oftast brunnar genom jordlagren ner i berg så att sänkning av grundvattentrycket i berg kan ske genom pumpning. En annan lösning är installation av blödarrör som möjliggör avtappning av systemet utan pumpning. Då drivs flödet av tryckskillnaden mellan schakt och aktuell underliggande akvifär.

Vid pumpning av vatten från bergbrunnar är vattenkvaliteten ofta god nog att man utan rening, men efter överenskommelse med ledningsägare och/eller tillsynsmyndighet, kan släppa uppumpat vatten till dagvattenledning eller recipient. Provtagning bör alltid utföras för att säkerställa vattenkvaliteten innan utsläpp.

I Figur 3 visas en principskiss av hur det kan se ut vid schakt inom spont i anslutning till en hamnbassäng med tät kajkant.



Figur 3: Principskiss av schakt inom spont i anslutning till hamnbassäng (bild från projekt i Helsingborg)

3 LAGSTIFTNING

Grundvattensänkning är tillståndspliktigt enligt 11 kapitlet, miljöbalken och frågorna hanteras i mark- och miljödomstolen. För en ansökan krävs omfattande underlag för att bedöma vattenverksamhetens påverkan på omgivningen och domstolen har långa handläggningstider varvid processen är både kostnads- och tidskrävande. Av denna anledning åberopas i Skåne ofta undantagsregeln (11 kap, § 12) för tillfälliga avsänkningar vid projekt i stadsmiljö. Undantagsregeln fastställer att tillstånd inte behöver sökas ”… om det är uppenbart att varken allmänna eller enskilda intressen skadas genom vattenverksamhetens inverkan på vattenförhållandena”.

Åberopande av undantagsregeln sätter höga krav på verksamhetsutövaren eftersom det då är denne som har bevisbördan om skadeanspråk framkommer. Även undantagsregeln förutsätter således att verksamhetsutövaren har god kunskap om de geologiska/hydrogeologiska förhållandena och eventuella närliggande känsliga objekt som kan påverkas av grundvattensänkningen, se vidare kapitel ”Omgivningspåverkan” nedan.

Om verksamhetsutövaren bedömer att inga skador kommer att uppstå till följd av grundvattensänkningen och tillstånd inte behövs bör trots allt samråd hållas med länsstyrelsen. På så sätt har länsstyrelsen, som är tillsynsmyndighet för grundvattensänkningar, möjlighet att inkomma med ytterligare information om exempelvis känsliga objekt och andra verksamhetsutövare som utför eller avser att utföra grundvattensänkningar inom influensområdet. Samtidigt får verksamhetsutövaren möjlighet att informera om planerade arbeten och de utredningar som utförts.

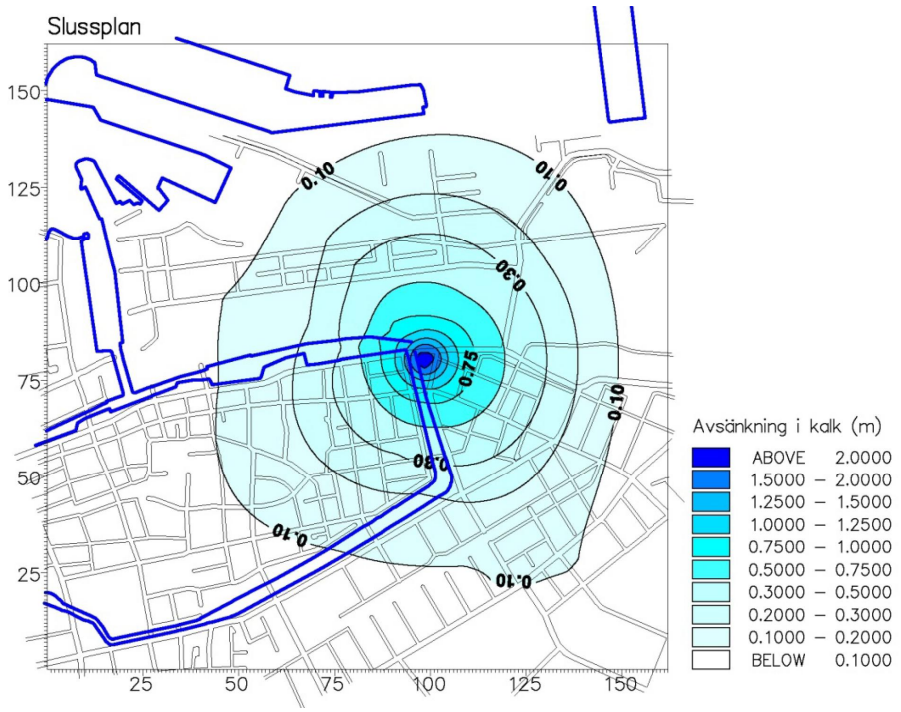
Att inte söka tillstånd kompliceras av det faktum att avledning av (förorenat) vatten hanteras i kap 9 om miljöfarlig verksamhet i miljöbalken. Således är det miljöförvaltningen, och inte länsstyrelsen, som hanterar frågor om kontroller och riktvärden för avlett länshållningsvatten och uppumpat grundvatten avseende recipient. Till följd av detta kan det variera stort, både mellan olika kommuner och olika handläggare, vilka villkor och riktvärden som erhålls. Detta ställer stora krav på verksamhetsutövaren och konsulter både avseende framförhållning och erfarenhet av rimlighet i krav.

I de fall avlett vatten leds till dagvatten- eller spillvattennätet krävs tillstånd även från ledningsägaren varvid krav från ytterligare en aktör ska samordnas i processen.

4 OMGIVNINGSPÅVERKAN

Innan arbeten med grundvattensänkning inleds är det viktigt att genomföra en så utförlig bedömning som möjligt av den omgivningspåverkan som kan förväntas av arbetena. I det fall som en tillståndsansökan för vattenverksamhet inte har lämnats in och man således inte har vattendom/tillstånd för vattenuttaget så ligger bevisbördan på verksamhetsutövaren. Det betyder att det är upp till verksamhetsutövaren att samla in data och övrig kunskap så att man, om klagomål inkommer, kan bevisa att verksamheten inte har orsakat skada hos tredje man.

Upprättandet av en grundvattenmodell kan vara ett bra verktyg i arbetet med att utreda influensområdet för grundvattensänkningen. Modellen kalibreras lämpligen mot utförd provpumpning inom området. Ett exempel på ett sådant modelleringsresultat från programvaran MIKE SHE visas i Figur 4. Här har sänkningen i kalkberg modellerats inför byggnation av bostadshus på Slussplan i Malmö.

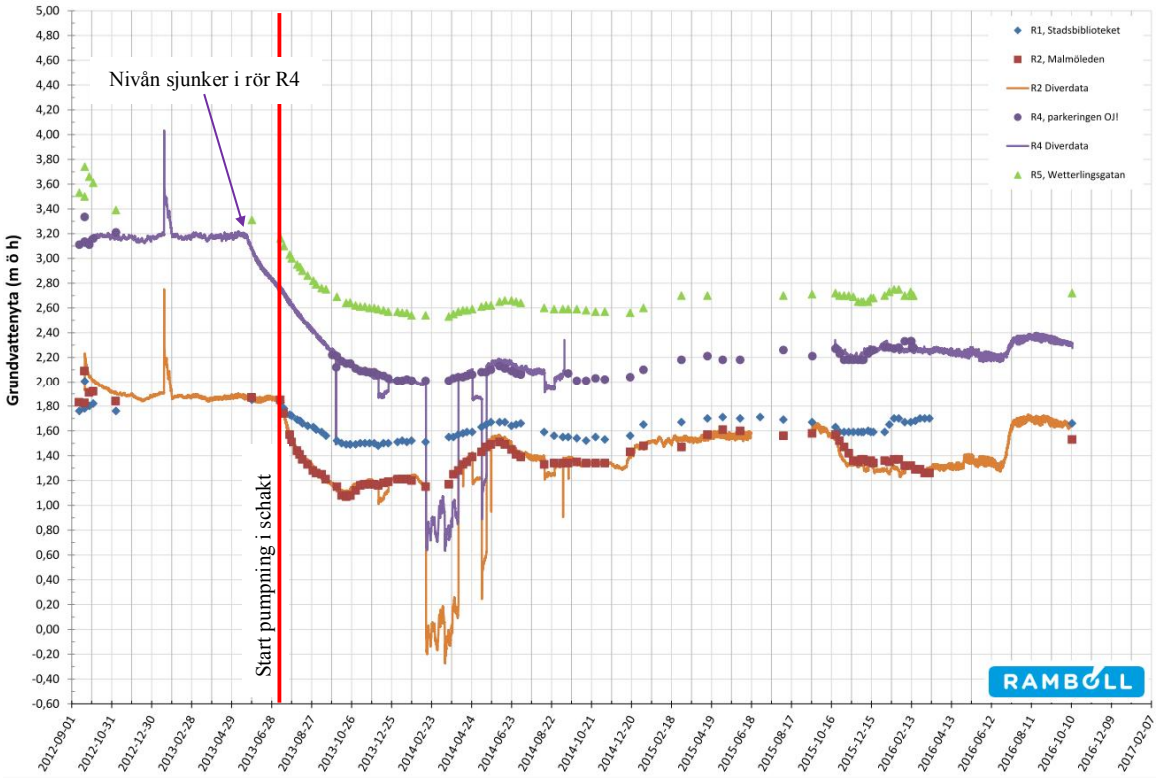


Figur 4: Modellerat influensområde i berg (MIKE SHE) inför byggnation av bostadshus på Slussplan i Malmö

När influensområdet fastställts bör samtliga känsliga objekt inom detta område identifieras och risken för skada bedömas. Det kan bland annat röra sig om sättningskänsliga byggnader, känsliga natur- eller vattenområden, förorenade fastigheter, uttagsbrunnar eller andra tillfälliga grundvattensänkningar för byggnation.

I de fall där tillstånd ej söks är det extra viktigt att ha ett väl genomarbetat kontrollprogram med mätningar som startar i god tid innan arbeten med grundvattensänkning inleds. Kontroll av grundvattennivåer bör omfatta mätningar under en längre tid innan pumpstart då sådana mätningar kan klargöra lokala fenomen och även påverkan från yttre faktorer, vilket inte är ovanligt i stadsmiljö där många arbeten med grundvattenpåverkan kan vara igång samtidigt.

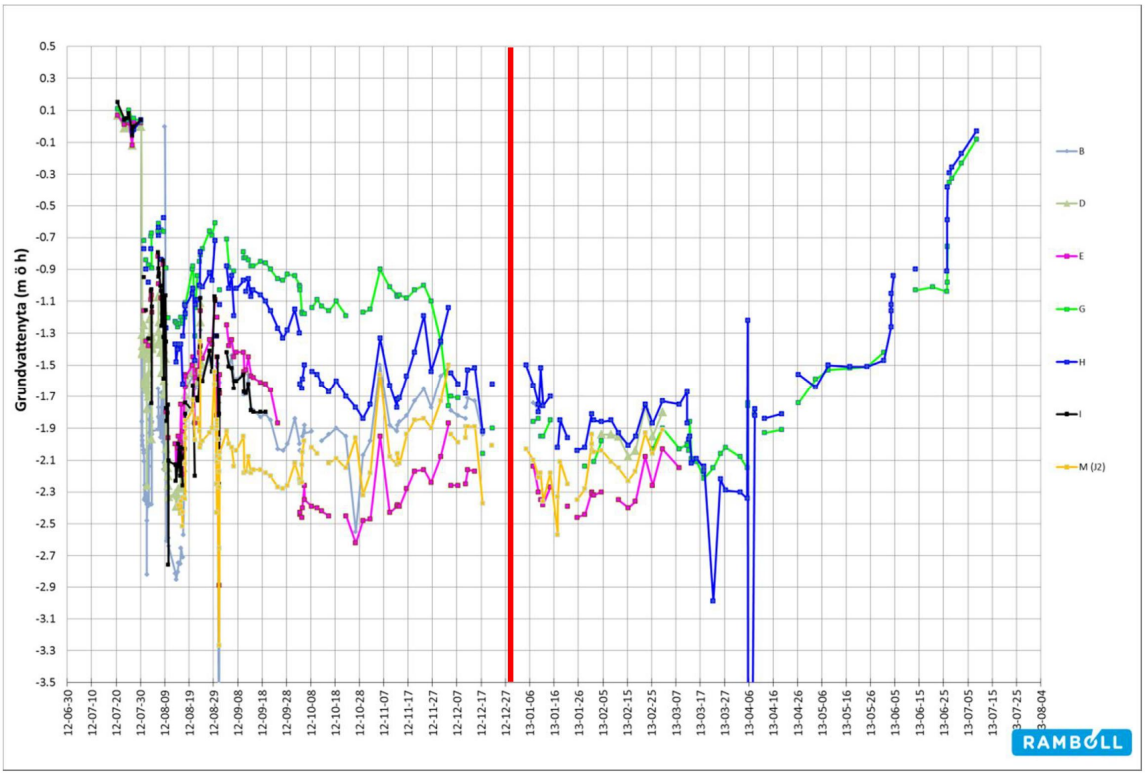
Ett exempel på detta visas i Figur 5 nedan, där ett av kontrollrören i ett kontrollprogram för grundvatten började sjunka en tid innan grundvattensänkningen i det aktuella arbetsområdet inleddes. Detta kunde efter lite efterforskningar förklaras av en vattenläcka på en ledning. Läckaget hade lett till förhöjda nivåer i området vid det aktuella mätröret och då läckan tätades så sjönk nivåerna tillbaka till sin ursprungliga nivå. Det var detta som i diagrammet framstod som en tydlig sänkning av grundvattennivån innan pumpning i schaktgropen inleddes.



Figur 5: Uppmätta grundvattennivåer i ett kontrollprogram vid grundvattensänkning. Schakt utförs i jord (sand/finsand) och området är avgränsat av spont (Berlinerspont). Pumpning startar vid det lodräta strecket, men redan en månad tidigare startar avsänkning i rör R4 (markerat med pil i grafen), på ca 200 m avstånd från aktuellt arbetsområde

Grundvattensänkningar kan leda till problem för närliggande byggnader, anläggningar och infrastruktur. Eventuell förekomst av sättningskänsliga jordar bör utredas och att investera i både sättningsmätningar och inventeringar av byggnader före byggstart är värdefullt.

Det kan ibland vara svårt att klargöra vem som är ansvarig för en uppmätt grundvattensänkning. Man kan behöva fråga sig om det är rimligt att härleda en uppmätt påverkan på grundvattennivåerna till en pågående grundvatten-sänkning. Kan arbeten i närheten ha orsakat uppmätta förändringar i grundvattennivå? Ett exempel på detta syns i kontrollprogrammet vid byggnation av Malmö Live, se Figur 6, där en annan närliggande aktör påbörjade en grundvattensänkning en bit in på kontrollprogrammet vilket tydligt avspeglade sig i grundvattennivåerna (se rött streck). Eftersom det i närheten fanns en sättningskänslig byggnad innebar detta långtgående diskussioner mellan aktörerna och utan kontrollprogrammet hade det aldrig gått att avgöra vem som var skyldig till vad om skada hade uppstått.



Figur 6: Kontrollprogram för grundvattensänkning inom Malmö Live i Malmö 2012-2013. Lodrätt streck visar tidpunkt för start av grundvattensänkning av annan aktör

Vid utsläpp av länshållningsvatten till ledning eller recipient är det viktigt att känna till vattnets kemiska sammansättning. Provtagning av vatten ingår ofta i ett kontrollprogram. Vilka riktvärden som ska användas beror bland annat på recipientens känslighet men kan även variera beroende på vem på aktuell myndighet som handlägger ärendet. Detsamma gäller provtagningsfrekvens och omfattning av analyser. Gällande både analysomfattning och provtagningsfrekvens så har konsulten ett stort ansvar att föra dialog med ansvarig myndighet för att balansera rimlighet i omfattningen mot kostnaderna för reningsanläggningar, analyser och konsulttid. Speciellt vid byggnation inom förorenade områden är denna fråga central och kontroller kan omfatta allt från enstaka fältmätningar av grumlighet till omfattande kontrollprogram avseende ex olja, PAH, metaller och klorerade kolväten. Det senare gäller bland annat vid grundvattensänkning inom Nya Sjukhusområdet Malmö (NSM) där avlett vatten provtas både före och efter rening med sedimentation samt barkfilter.

4.1 Klorerade kolväten - exempel Nya sjukhusområdet i Malmö

I närheten av sjukhusområdet i Malmö finns en f.d. kemtvätt som lett till en känd förorening av klorerade kolväten. Föroreningen medför att allt länshållningsvatten före rening uppvisar halter av klorerade kolväten över de överenskomna riktvärdena. Länshållningsvattnet uppvisar även förhöjda halter av metallföroreningar samt turbiditet. Då projektet inleddes gick man in med att klorerade kolväten inte skulle påvisas alls i länshållningsvattnet efter rening innan utsläpp till recipienten Malmö kanal.

Då arbetena var igång visade det sig svårt att med de befintliga reningsstegen, sedimentation och barkfilter, få ner halterna av klorerade kolväten under rapporteringsnivå.

Som underlag för diskussioner med stadens miljöförvaltning gällande rimligheten i beslutade riktvärden tog Ramböll fram en konsekvensanalys gällande utsläpp av länshållningsvatten till Malmö kanal.

Analyser av uppumpat grundvatten före rening jämfördes med miljökvalitetsnormer, MKN för grundvatten för att få en uppfattning om hur situationen ser ut. Då klorerade lösningsmedel är en stor grupp ämnen och svenska MKN inte finns framtagna för samtliga påvisade ämnen gjordes även jämförelser med danska och holländska riktvärden. I ***Tabell 1*** nedan visas de riktvärden som använts för jämförelse av uppumpat, obehandlat grundvatten.

Halterna klorerade kolväten i utgående vatten från reningsanläggningen jämfördes sedan mot MKN för ytvatten men även mot holländska och kanadensiska riktvärden för ytvatten.

Tabell 1: Sammanställning av de riktvärden som använts för jämförelse av grundvatten

Sammanställning av riktvärden, klorerade lösningmedel		NSM medel IN	Svenska MKN		Danska riktvärden	Holländska riktvärden	
			Trend [1]	Riktvärde [2]	Riktvärde [3]	Riktvärde [4]	Riktvärde [5]
Trikloreten	µg/l	3,7	-	-	1	24	500
Tetrakloreten	µg/l	0,4	-	-	1	0,01	40
Trikloreten + tetrakloreten	µg/l	4,0	2	10	-	-	-
1,2-dikloretan	µg/l	<1	0,5	3	-	-	-
triklormetan	µg/l	<0,3	50	100	-	-	-
1,1-dikloreten	µg/l	0,1	-	-	1	0,01	10
1,2-dikloreten	µg/l	12,8	-	-	1	0,01	20
Vinylklorid	µg/l	<1,0	-	-	0,2	0,01	5
triklormetan	µg/l	<0,3	50	100	-	-	-

* **Utgångspunkt för att vända trend**	MKN, SGU-FS 2016:1
[2] **Riktvärde för grundvatten**	MKN, SGU-FS 2016:1
[3] **Danska kvalitetskriterier för grundvatten**	Liste over kvalitetskriterier i relation til forurenet jord og kvalitetskriterier for drikkevand, 2015
[4] **Holländska målnivåer**	Target values: Vrom, Dutch target and intervention values, soil remidiation circular, 2009
[5] **Holländska aktionsnivåer**	Intervention values: Vrom, Dutch target and intervention values, soil remidiation circular, 2009

Kanalens nuvarande biologiska status och genomströmningen i kanalen studerades så att länshållningsvattnets flöde kunde jämföras med medelflödet i kanalen.

Slutsatsen av undersökningen var att tillskottet av länshållningsvatten efter utspädning medför resulterande halter i kanalen som för samtliga parametrar underskrider fastställda MKN för ytvatten. Samtliga klorerade kolväten är flyktiga vilket leder till att halterna kommer att fortsätta att sjunka när utsläppet når kanalen. Sammantaget bedömdes risken för negativ påverkan på kanalen till följd av utsläpp av länshållningsvatten som liten.

Utredningen användes som underlag i diskussioner med miljöförvaltningen och resulterade i att projektet fick nya gränsvärden för totalhalt trikloreten + tetrakloreten på 3,5 µg/l istället för att som i tidigare beslut vara under rapporteringsnivå.

5 PROJEKTGENOMFÖRANDE

Ofta är kunskapen om hydrogeologi och grundvattensänkningar förhållandevis låg hos de entreprenörer som ska utföra arbetena. Samtidigt är hydrogeologerna

minst lika okunniga om hur byggnationer faktiskt sker. Som en följd kan en mängd problem uppstå under byggnationens gång. Detta är särskilt påtagligt i de fall då grundvattensänkning utförs för att motverka bottenupptryckning och avsänkning således inte utförts ned under schaktbotten. Här ställs stora krav på tydlighet och kommunikation både från entreprenör och från konsult för att undvika problem i form av uppläckande grundvatten vid arbeten som punkterar det tätande skiktet, exempelvis borrningar av stag eller kapning av foderrör för installation av bergenergibrunnar. Detta i sin tur kan leda till stora mängder vatten i schakten som sedan måste hanteras och eventuellt renas innan det kan släppas till recipient. Vidare leder problematiken naturligtvis till att schaktbotten riskerar att förstöras och att entreprenören drabbas av stillestånd.

I Figur 7 visas ett foto över arbetsområdet inom kv Trollhättan i Malmö där Skanska för närvarande uppför nya byggnader. Källaren till vänster i bild översvämmades delvis just vid stagborrning under hösten 2017 vilket bland annat krävde installation av ny pumpbrunn för att hantera vattnet.



Figur 7: Foto över arbetsområdet inom kv Trollhättan i Malmö där källaren till vänster i bild översvämmades vid stagborrning

6 KLIMATFÖRÄNDRINGAR

Byggnation nära hav och vattendrag ställer redan idag extra stora krav på kunskap vid grundvattensänkningar eftersom förhöjda vattennivåer både kan orsaka problem att hålla nere nivåerna under byggskedet samt bedöma dimensionerande grundvattennivå. Eftersom extremväder förväntas öka i framtiden till följd av klimatförändringar kommer denna problematik bli än viktigare att belysa. Marginal måste finnas i de nivåer som sätts upp och vid byggnation måste goda larm- och pumpsystem finnas installerade för att hantera extremvädersituationer.

Vid byggnation inom Malmö Live 2012-2013 höjdes havsnivån på grund av väderförhållandena kraftigt på kort tid vilket resulterade i att även Malmö kanalsystem översvämmades och hela schakten översvämmades. I Figur 8 visas ett foto över kanalen intill arbetsområdet vid normalvattenstånd. Här var det alltså inte grundvattnet utan ytvattnet som ställde till problem och översvämningen uppstod eftersom stadens kanaler inte är dimensionerade för dessa extremväder och inte på grund av arbetssätt inom verksamheten. Det bör dock diskuteras i vilken grad man vid byggnation nära vatten ska förlita sig på de skyddssystem som finns och när det är relevant att skapa ytterligare säkerhetssystem för att hantera extrema väderhändelser.

Det är viktigt att ta hänsyn till effekterna av framtida klimatförändringar i all projektering. Framförallt i kustnära områden kan stigande grundvattennivåer till följd av stigande havsnivåer och ökad nederbörd ge oönskade effekter bland annat i form av ökad risk för upplyftning av byggnader eller minskad infiltrationskapacitet med ökad risk för översvämning som följd. För bland annat projekt Nya Sjukhusområdet i Malmö har Ramböll tagit fram dimensionerande grundvattennivåer för beräkning av grundläggning för planerad nybyggnation.



Figur 8: Foto över Malmö kanalsystem intill arbetsområdet för Malmö Live

7 SLUTORD

Det finns många aspekter att ta hänsyn till när det gäller vattenfrågor vid anläggningsarbeten. Det är viktigt att arbeta för att skapa samsyn gällande vattenfrågorna och för att hitta bästa vägen framåt gäller det att konsulter, entreprenörer och myndigheter jobbar tillsammans.

Att vattenfrågorna angrips olika i olika projekt beror till stora delar på att förutsättningarna varierar mycket över landet främst med avseende på geologi och vattenförhållanden men även beroende på hur olika myndigheter har för vana att hantera frågorna och i viss mån även beroende på vilka personer som ligger bakom beslut och liknande.

Då tillståndsansökningar för vattenverksamhet vid exempelvis grundvatten-sänkningar är processer som vanligtvis tar över ett år är det viktigt att få in vattenfrågorna tidigt i projekten, det kan spara både tid och pengar.

ATT PASSERA SALTSJÖ-MÄLARSNITTET MED TUNNEL - EN NY UTMANING

Curt Wichmann, Bergboken AB

Sammanfattning

Det har länge varit känt att Strömmen är djup. Detta kan tolks som ett stort vattendjup och att det är långt till berg. Det har också varit känt att bergkvaliten är dålig och därför ett svårforserat område med bergtunnel. Passage av Salsjö-Mälarsnittet i berg har dock blivit möjlig att utreda tack vare ny teknik för undersökning av berg och nya metoder för tunneldrivning. Minst sju projekt planerar för tillfället att passera snittet. Bästa metoden för att undersöka berggrunden är genom sonderings- och kärnborrning. Passage av snittet kan antingen ske som pålgrundlagd sänktunnel, tunnel helt i berg eller som tunnel i gränssnittet jord/berg i kombination med frysning. Zonen i berg karaktäriseras av en ca 50 meter brett parti bestående av uppsprucket, krossat och leromvandlat berg. Drivning i berg kräver successiv drivning med rörpålar och stödjande gitterbågar samt med en slutlig platsgjuten betonglining. Konstruktionerna har också att ta hänsyn till pågående rörelser i zonen.

Summary

It has long been said that “Strömmen” is deep. This could mean water-depth and distance to bedrock. It has also been known that the rock quality is bad and therefore difficult to get penetrate by tunnels. The crossing of the “Saltsjö-Mälarsnitt” in rock has whoever been possible to investigate thanks to new technology for ground investigations and tunnelling under bad rock conditions. Seven projects are planned at the moment for the crossing. Best methods to investigate conditions of the rock are by sonar and core drilling. Crossing the zone could either by done by submerged tunnelling on pillars in soil, tunnel completely in rock or open tunnel in the border between rock and soil in combination by freezing. The bad rock zone in rock consists of a 50 meters wide part with crossed, altered and clayish material and classified as “very poor rock”. Tunneling in these zones demands short rounds in combination with fore poling and lattice arcs and a final grouted concrete lining. Constructions also have to take account for ground movements.

1 INLEDNING

Inga passager av Saltsjö-Mälarsnittet med tunnel i berg har skett fram till nu. Endast en mindre ledningstunnel har tidigare passerat snittet och för ca 70 år sedan. Denna tunnel går dock inte i berg utan som sänktunnel grundlagd på en grusbädd.

I takt med att staden växer krävs utvecklad infrastruktur som innebär behov av fler passager genom Saltsjö-Mälarsnittet. Därmed skapas bättre försörjning och redundanta system. Tekniken för geologiska och geotekniska undersökningar har utvecklats samt tekniken för att lösa tekniska svårigheter vid drivning i förväntat dåligt berg. Skandinaviens berggrund förutsatts normalt vara mycket väl anpassat för utnyttjande för distribution av infrastruktur under jord och i bergtunnlar. Tunneldrivning genom Saltsjö-Mälarsnittet antogs dock tidigare vara ett ”svårforcerat” område.

I och med alternativ planering för Förbifarten utan broar öppnades möjligheten för att utreda en tunnelpassage genom zonen i berg eftersom brolösningar inte tilläts. I dag planeras minst 7 projekt som avser att passera Saltsjö-Mälarsnittet under mark.

2 PLANERADE PROJEKT

Nedan framgår en sammanställning av befintliga och planerade projekt, vilka passerar Saltsjö-Mälarsnittet.

Tabell 1: Befintliga och planerade projekt för passage Saltsjö-Mälarsnittet

Objekt	**Passage i**	**Metod**
Östlig Förbindelse	berg	Sprängda tunnlar med lining
Förbifarten	berg	Sprängda tunnlar
Citytunneln	jord	Sänktunnel på pålar
Telia	jord	Sänktunnel på Bank/pålar
Tb Nackagrenen	berg	Sprängda tunnlar med lining
Kraftledningstunnel	berg	TBM med linning
VA-tunnel	berg	Sprängd tunnel med lining
Slussen	jord	Pålgrundläggning med friktionspålar
Tb Älvsjö-Fridhemsplan	Berg/jord	Sprängda tunnlar med lining, frysning

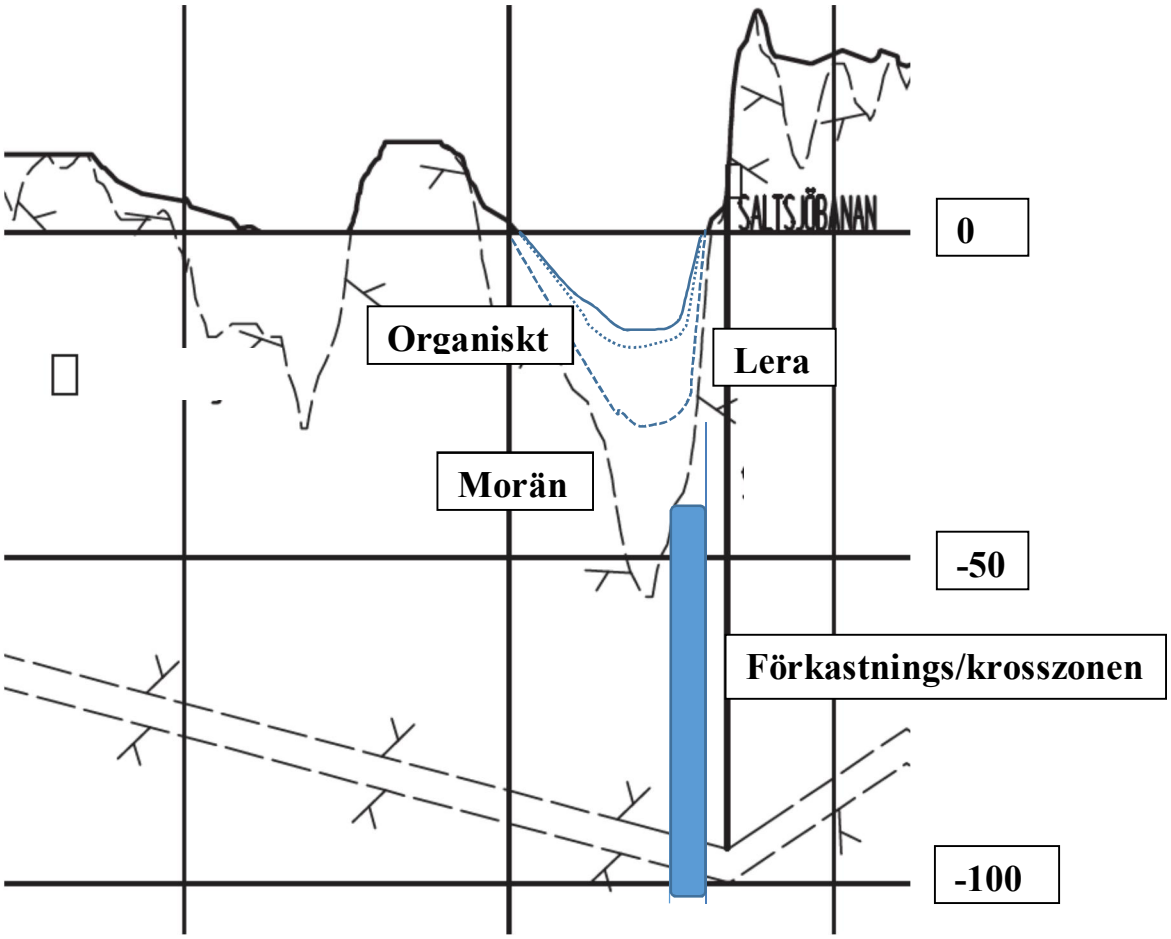


Figur 1: Planerade och befintliga passager under mark i Saltsjö-Mälarsnittet

3 GEOLOGISKA FÖRUTSÄTTNINGAR

Saltsjö-Mälarsnittet är en del av ett större förkastningssystem som sträcker sig i öst-västlig riktning från Finska viken till Kilsbergen. Zonen möter ett nord-sydligt förkastningssystem som bland annat ingår i Vättersänkan. Den vertikala förkastningen bedöms vara ca 1000 meter och är resultatet av kontinental-förskjutningar. Zonen bedöms vara ca 1 miljard år gammal. Genom mätningar kan man dock kostatera att zonen fortfarande är i rörelse.

I Stockholms närområde har man genom borrningar på flera ställen funnit att det är ca 70 meter ner till berg i vattenpassagen. I en unik punkt mitt i Mälaren har man dock borrat 1000 meter utan att nå till den prekabriska berggrunden. Jordlagerföljden består nerifrån av en eller flera bottenmoräner från flera istider. Över den förekommer glaciala och postglaciala sediment. Inom Stockholms stad uppträder över detta historiska sediment från stadens renhållning. Dessa sediment innehåller gas. Vattendjupet varierar mellan 20-30 meter inom det aktuella området.



Figur 2: Tvärsnitt över Strömmen

Berggrunden består av äldre graniter och gnejser, vilka i den aktuella zonen har spruckit upp i flera omgångar. Efter uppsprickning har de läkt ihop till breccior, vilka sedan har spruckit upp igen och skjuvats varefter berget omvandlats grus och lera. Området består av en eller flera zoner och är normalt totalt 50-70 meter brett. Parallellt har också berggrunden lokalt utsatts för kemisk vittring (hydrotemal omvandling).

Med andra ord består utmaningen i att driva tunnel på stort djup (100 meter) under havsytan under stort vattentryck och i dåligt berg.

4 UNDERSÖKNINGSMETODIK

Normalt önskar man inleda undersökningar med geofysiska metoder som tex seismik eller resistivitetsmätning. På grund av det ytligt gaslagret i bottensedimenten studsar inom vissa områden de seismiska vågorna mot detta skikt och klarar inte av att nå djupare ner till bergöverytan. Resistivitetsmätningar kräver stora utlägg på båda landsidorna för att kunna komma åt det stora djupet till berg. Enda metoden för att vara säkerställa profilen är därför att utnyttja sonderingsborrning. Detta kräver tunga

sonderingsmaskiner med registrerande utrustning. Här uppstår dock ett tolkningsproblem då berget på flera ställen utefter undersökningslinjen är dåligt och likvärdigt med en tät och välpackad bottenmorän.

Bergkvaliteten bestäms genom kärnborrning. I några av projekten har används avlänkad borrning. Men för att spara tid och pengar har med fördel i stället används flacka och raka borrhål och borrning från båda stränderna för att skapa en 3D bild av bergets uppträdande och egenskaper.

5 TEKNISKA FÖRUTSÄTTNINGAR

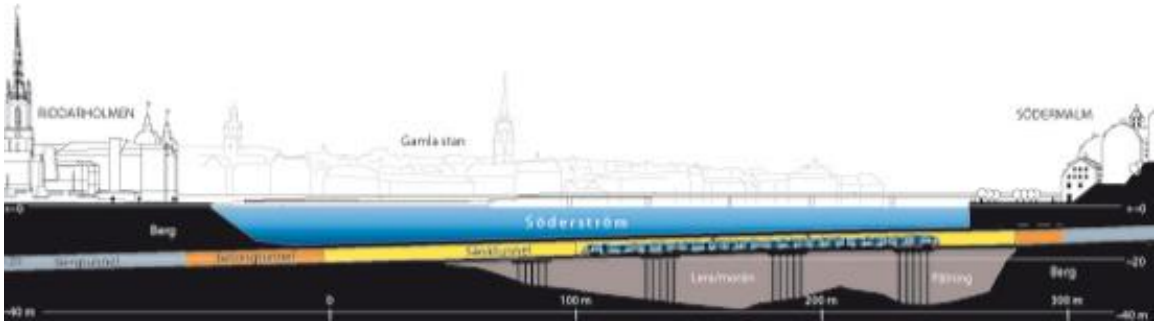
Stratigrafin för jordlagren består ungefär av 1-5 meter organisk recent lera, 10-20 meter leror samt ca 30 meter morän. Jordlagren är normalt täta. Vid borrning i Strömmen uppstod ofta fontäner av artesiskt vatten som härstammade från grundvatten under Södermalm. Detta tolkas som att jordlagren över bergöverytan är täta och svårgenomsläppliga.

I zonen förekommer krossat och hopläkt berg (breccia), krossat berg samt helt eller delvis leromvandlat berg. Zonen kan bestå av en eller flera parallella zoner men den totala berörda zonen är ca 50 meter bred.

Sammantaget bedöms berget vara av kvaliteten ”very poor rock”, vilket kräver omfattande förstärkningsåtgärder. Tillsammans med risken för vattengenombrott till det öppna vattnet har detta skapat förutsättningarna för val av tunneldrivningsmetod och förstärkningsåtgärder i tunnlarna. Konstruktioner ska motverka såväl berg- som vattentryck.

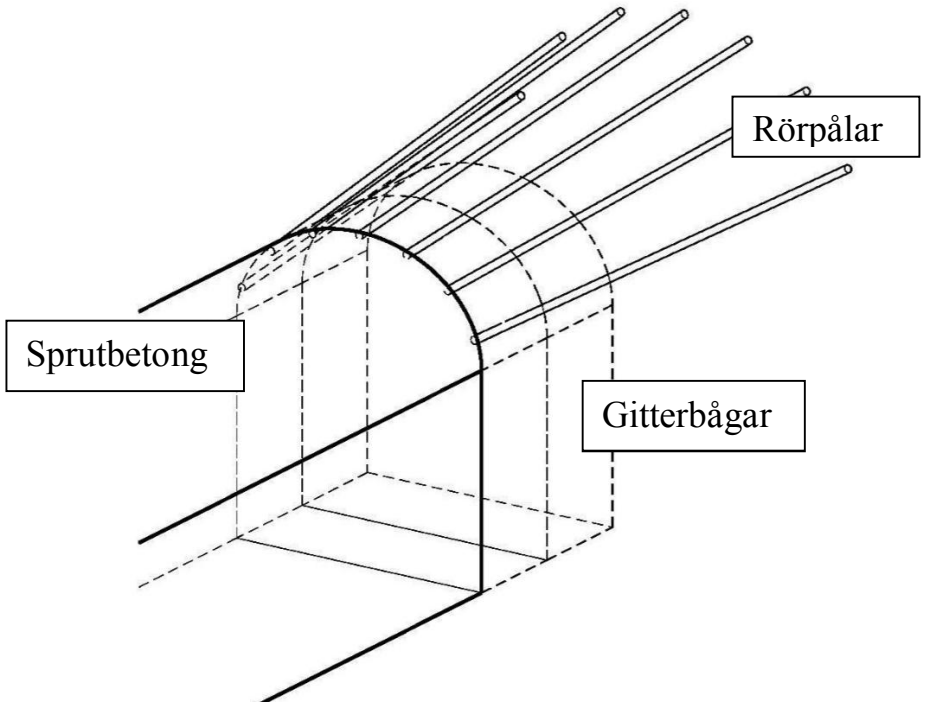
6 TEKNISKA LÖSNINGAR

För **sänktunnlar** placerade i eller ovanpå jordlagren gäller både att förhindra att betongröret flyter upp samt att konstruktionen inte kollapsar om fartyg skulle sjunka på betongtunneln. Sänktunnlarna behöver därför grävas ner för att klara vattendjupet i passagen, pålgrundläggas för att motverka sättningar, täckas för att motverka lyftning samt motverka risken för sjunkande fartyg. För sänktunnlarna behöver också tas hänsyn till den horisontella rörelsen som sker i området.



Figur 3: Söderströmstunneln för Citybanan

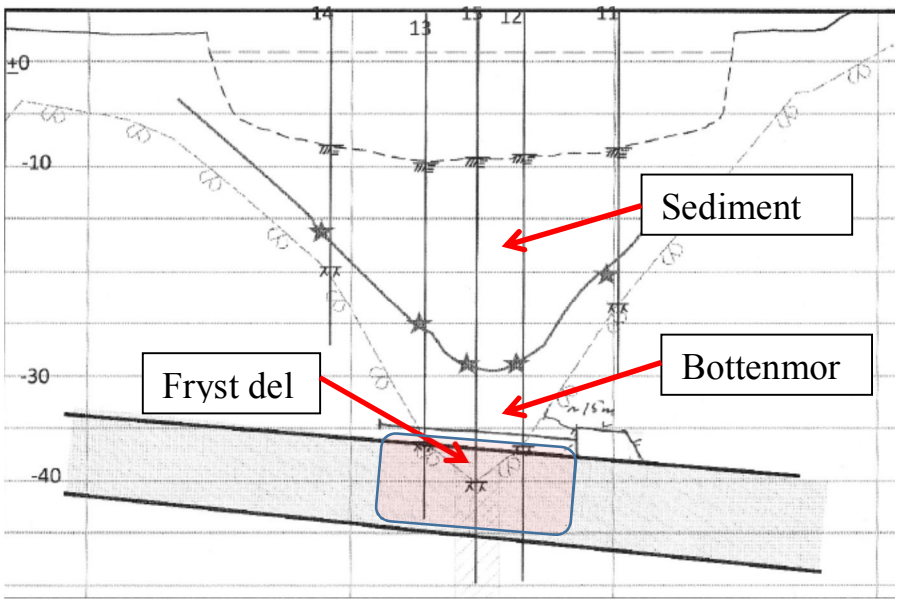
För passage **helt i berg** med dåliga tekniska egenskaper krävs tekniska lösningar som dels motstår risken för kollaps i berget, men också risken för att konstruktionen får kontakt med vattenytan ovanför. Åtgärder i zonen krävs i god tid innan övriga tunnlar anländer till området. I flera projekt anläggs därför en anslutande arbetstunnel till området, alternativt schakt. Från arbetstunneln eller schaktet drivs i den framtida tunnelns linje en tunnel fram till svaghetszonen. I zonen drivs rörpålar (spiling) i takkalotten framför tunnelfronten. Normalt 10-20 meter långa. Rörpålarna fylls med betong varefter ett upplag skapas i bakkanten med hjälp av gitterbågar. Konstruktionen sprutas in med betong. Därefter drivs en salva in i zonen ca 1-2 meter, varefter proceduren upprepas.



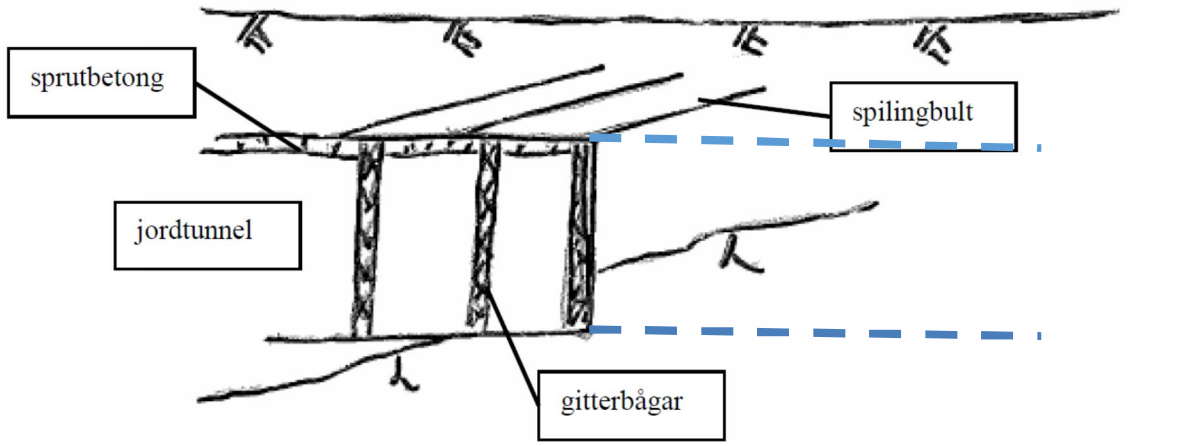
Figur 4: Tunneldrivning igenom svaghetszonen

Den slutliga förstärkningen utförs med hjälp av helt platsgjuten betonglining av sektionen.

Det förekommer också i vissa projekt **passage i gränsskiktet jord/berg**. Här krävs att berget är tätt och något sånär stabilt samt att jorden inte faller in och skapar kanaler till vattenytan. Passagen föregås av att området fryses ca 6 månader innan huvudtunnlarna passerar området. Tillvägagångssättet påminner i huvudsak om sättet för passage helt i berg. Ett problem är dock att åstadkomma gjutning mot berget som är kraftigt nedkylt. Därför behövs isolering mot berget innan gjutning kan ske.



Figur 5: Passage av tunnelbanan vid Liljeholmen



Figur 6: Passage av tunnelbanan vid Liljeholmen. Detalj

Slutligen krävs i alla konstruktioner lösningar för att ta upp de rörelser som kontinuerligt sker utefter zonen under ca 100 års dimensionerande livslängd. Detta var en stor utmaning vid projektering av Söderströmstunneln. På motsvarande sätt måste framtida projektörer ta hänsyn till denna förutsättning för kommande tunnlar i Saltsjö-Mälarsnittet.

7 SLUTSATS

Staden växer och kräver att undermarken bättre utnyttjas för infrastruktur och försörjning. Den sk getingmidjan är hårt belastad och utgör en svag länk mellan norra och södra Stockholm. Ny teknik har gjort det möjligt att passera en sedan länge känd svaghetszon. Metoder för att undersöka de geologiska förutsättningarna samt att rätt definiera de tekniska förhållandena har utvecklats. Metoder har utvecklats i andra länder och gör det nu möjligt att säkerställa drivningen under rådande tekniska förutsättningar genom Saltsjö-Mälarsnittet. Den stora utmaningen är att dimensionera konstruktionerna för de rörelser som kontinuerligt förekommer i zonen.

VÄRLDENS SÄMSTA GÖTEBORGSLERA - FÖRSTÄRKNING MED MASSTABILISERING

Johannes Tornborg, Skanska Sverige AB

Sven Liedberg, Skanska Sverige AB

Mats Christiansson, Trafikverket

Sammanfattning

På uppdrag av Trafikverket bygger Skanska om Sisjömotet i Göteborg. I projektet ingår även utbyggnad av befintlig anslutande motorväg, Söderleden, med så kallade additionskörfält. Vid schakt- och fyllnadsarbeten för additionskörfälten påträffades ett område med extremt låg, näst intill obefintlig, hållfasthet. För att ringa in de avvikande förhållandena i plan och djup samt att försöka identifiera orsaken till lerans låga hållfasthet utfördes en kompletterande geoteknisk undersökning. Vid undersökningarna påträffades friktionsjord på ca 10 m djup, vilket var på en grundare nivå än förväntat. Det artesiska porvattentrycket i friktionsjorden under leran/gyttjan motsvarade en fri grundvattenyta belägen ca 5 m ovan markytan.

I samverkan med Trafikverket har Skanska utarbetat en plan för fortsatta arbeten och förstärkningsåtgärder. I huvuddrag går denna ut på att förstärka leran/gyttjan i det aktuella området genom masstabilisering ned till ett bedömt erforderligt djup av ca 5 m i läget för additionskörfälten. Inledningsvis utfördes inblandningsförsök i laboratorium följt av stabilisering av två provytor i fält.

Några av erfarenheterna så här långt är (produktions- och sättningsuppföljning pågår under våren 2018):

- Exceptionella (ovanliga) markförhållanden fordrar aktiv design.
- Ett bra samarbete mellan beställare och entreprenör har resulterat i konsensus i metodval samt en grundlig inventering av risker associerade med vald metod i relation till risker med alternativa lösningar.
- Trots artesiska porvattentryck fungerade stabilisering väl.

Den aktuella problemställningen belyser de ibland extrema och oförutsedda förhållanden som en geotekniker kan ställas inför. Vidare belyses hur man i samverkan mellan entreprenör, beställare och underentreprenör kan lösa dessa problem med grundförstärkning och väl avvägd aktiv design.

Summary

Skanska is up-grading a highway junction, Sisjömotet, in Gothenburg for the client, "Trafikverket", Swedish Transport Administration. The project also comprises widening of the highway, Söderleden, with additional traffic lanes. During excavation and filling works for the additional lanes an area with extremely low, close to non-existing, shear strength, was discovered. A supplementary geotechnical site investigation was carried out to delimit the geographical extent of the area. The purpose with the investigation was also to to determine the geotechnical reason for the low bearing capacity. Investigations showed that the clay layer was laying on top of a frictional material present from ca 10 m depth below ground surface, this was shallower than expected. Also, the pore water pressure level in the frictional material below the clay corresponded to a level approximately 5 meters above ground surface level, i.e artesian ground water pressure.

In collaboration with Trafikverket, Skanska has worked out a strategy for future works including ground improvement measures. Essentially, the strategy entails soil improvement by means of mass stabilization of the extremely soft clay in the specific area down to 5 meters depth underneath the additional traffic lanes. Stabilization test were carried out in laboratory, followed by stabilizing within two test areas at the site.

Some of the experiences so far are (stabilizing works and monitoring of ground movements are on-going during spring 2018):

- Extraordinary (unusual) ground conditions requires active design, i.e. design by using the observational method.
- A good collaboration between client and contractor have resulted in consensus on the selected method for ground improvement, as well as a thorough review of the associated risks with the selected method as well as for the alternative solutions.
- The selected stabilization technique worked as planned although artesian ground water conditions at site.

The situation faced with in this project illustrates the extreme and unforeseen conditions that geotechnical engineers sometimes must deal with. The situation also shows how it in good collaboration between client, contractor and sub-contractor, is possible to solve the challenges faced with using ground improvement methods and incorporating active design procedures.

1 INLEDNING

På uppdrag av Trafikverket bygger Skanska om Sisjömotet i Göteborg. I projektet ingår även utbyggnad av befintlig anslutande motorväg, Söderleden, med så kallade additionskörfält med ett nytt körfält i respektive körriktning. Totalt breddas motorvägen utmed en sträcka av ca 2,5 km. Projektet genomförs som en totalentreprenad. Vid schakt- och fyllnadsarbeten för additionskörfältet norr om Söderleden påträffades i mars 2017 ett område med extremt låg, näst intill obefintlig, hållfasthet. En översiktsbild visas i Figur 1. I denna artikel beskrivs händelser och beslutsprocesser efter det att området påträffades. Vidare diskuteras resultaten av de kompletterande geotekniska undersökningarna, vald teknisk lösning samt resultaten av förprovningen i form av inblandningsförsök och ”pilotförsök”.



Figur 1. Översikt visande om- och tillbyggnad av Sisjömotet och befintlig motorväg.

2 PROJEKTFÖRUTSÄTTNINGAR

2.1 Jordlagerförhållanden

Sisjömotet (se Figur 1) är i huvudsak beläget inom ett område bestående av isälvssediment. Innan motet byggdes i mitten av 1970-talet nyttjades området som grustäkt och återfylldes därefter med diverse fyllnadsmassor. Väster och öster om Sisjömotet utgörs jordlagren av sättningskänslig gyttja och lera med varierande mäktighet. Från Sisjömotet och österut till Holmekullen, se Figur 1, uppgår lermäktigheten till generellt ca 10 m och förekomsten av gyttja är begränsad. Öster om Holmekullen ökar gyttjemäktigheten och därunder även

lermäktigheten till (på vad som var känt på förhand) stort och delvis okänt djup. Gyttjans mäktighet är som störst där Söderleden passerar Stora ån, se Figur 1, underkant gyttja kan där skattas till ca 12 meter under markytan. Gyttjans och lerans odränerade skjuvhållfasthet uppgår generellt till ca 8-10 kPa ökande med ca 1 kPa/m mot djupet.

2.2 Historik

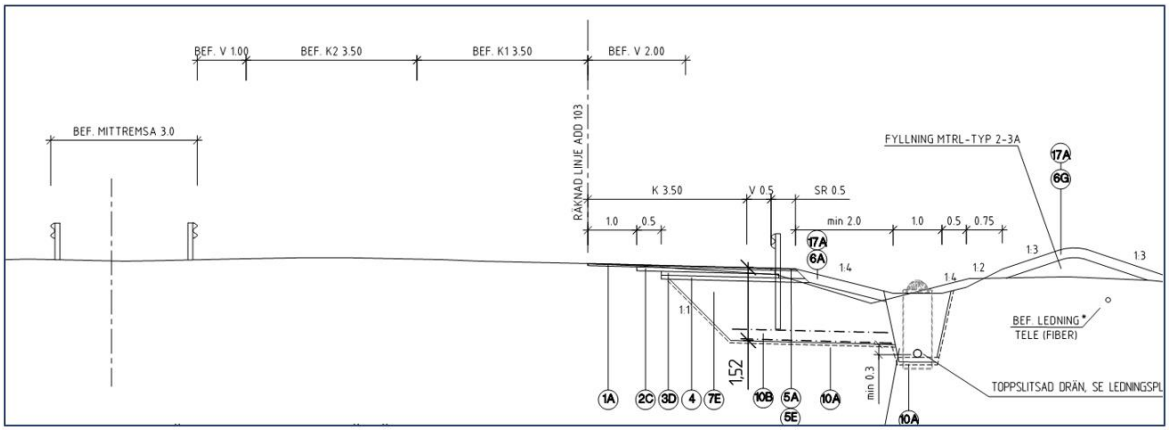
Sisjömotet och Söderleden byggdes i mitten av 1970-talet. Med ledning av tillgängliga bygghandlingar och nu utförda markinmätningar har utbildade marksättningar kunnat uppskattas. Sättningarna varierar utmed sträckan och uppgår som mest till ca 0,8 m. För att ”komma tillrätta” med de pågående sättningarna har beläggningsarbeten utförts med jämna mellanrum under årens lopp, varvid beläggningslagren utmed delar av sträckan uppgår till ca 0,5 m. Inom stora delar av området pågår fortfarande (kryp)sättningar orsakade av utbyggnaden för motorvägen på 1970-talet.

Det bör nämnas att det underlag som funnits att tillgå avseende befintliga förstärkningar avser bygghandlingar (dvs relationshandlingar saknas). I detta underlag redovisas förstärkning med lättklinker (tjocklek varierande i huvudsak mellan ca 0,3-0,6 m) utmed delar av Söderleden. Denna förstärkning gjordes troligen som en sättningsreducerande åtgärd med anledning av risken att vägen skulle kunna översvämmas vid stora flöden i den å som rinner genom området.

2.3 Ursprunglig teknisk lösning för additionskörfält

Med hänsyn till den varierande pågående sättningshastigheten utmed Söderleden har en stor del av de geotekniska utmaningarna i projektet bestått i att minimera framtida differenssättningar mellan de befintliga och planerade nya delarna i väganläggningen. På grund av att befintlig väg sätter sig mer i vägmitt jämfört vägren, och uppfyllnaden för breddningsdelarna utmed vissa delsträckor är begränsad, har en stor utmaning bestått i att välja förstärkningsåtgärd så att negativ tvärfallsutveckling undviks. Detta kan beskrivas som att tvärfallet (i aktuellt fall avvattning ut från vägen) på sikt riskerar att övergå till ”bakfall” in mot vägmitt.

I Figur 2 visas en normalsektion för ett additionskörfält samt en bild från de inledande schaktarbetena (utanför ”problemområdet”). Schaktarbetena bedrevs etappvis med succesiv återfyllning av förstärkningslager, se Figur 3. I samband med schaktarbetena påträffades ett område med avvikande hållfasthet/bärighet jämfört övriga sträckor. Detta beskrivs i avsnitt 3.



Figur 2. Utdrag ur normalsektion för additionskörfält



Figur 3. Foto från de inledande schaktarbetena för ett av additionskörfälten.

3 PROBLEMBESKRIVNING

3.1 Schaktarbeten

I samband med schaktning för additionskörfältet norr om Söderleden påträffades i mars år 2017 ett område med extremt låg, näst intill obefintlig, hållfasthet. Vid schaktning ”flöt” jorden igen efter skoptag. Arbetsplatsen avbröt schaktarbetena och kontaktade Skanskas geotekniker. Vid ett platsbesök visade det sig att det gick att, för hand, trycka ned och dra upp en ca 4 m lång träplanka, se Figur 4, och marken ”gungade” betydligt då grävmaskin utförde provbelastning med skopan. Båda fenomenen dokumenterades på film.



Figur 4. Utdrag ur film från platsbesök; det var möjligt att med handkraft trycka ned och dra upp en 4 m lång träplanka i området med avvikande förhållanden.

Vid platsbesöket inringades området grovt med ledning av resultat erhållna från en så kallad ”fickvingborr”. Området spärrades av och försågs med livboj på grund av risken att sjunka ner i leran.

3.2 Kompletterande geotekniska undersökningar

Det beslutades omgående att inledningsvis utföra en översiktlig kompletterande geoteknisk undersökning i form av CPT-sonderingar (inklusive registrering av porvattentryck vid sonderingsstopp) med cc-avstånd ca 20 m utmed Söderleden. Syftet var främst att ringa in de avvikande förhållandena i plan och djup samt att försöka identifiera orsaken till lerans låga hållfasthet.
Vid undersökningarna påträffades friktionsjord på ca 10 m djup, vilket var grundare än förväntat. Porvattentryckets tryknivå i friktionsjorden under leran/gyttjan motsvarade en fri grundvattenyta belägen ca 5 m ovan markytan (artesiskt tryck). Det uppmätta vattentrycket innebär att den vertikala effektivspänningen i friktionsjorden och leran strax därovan är nära noll samt att urlakning av leran troligen varit påtaglig pga den uppåtriktade flödesgradienten. Detta är troligen en förklaring till den extremt lösa leran/gyttjan och återspeglas även i den från CPT-sonderingar utvärderade odränerade skjuvhållfastheten som lokalt varierade mellan 2-4 kPa från markytan ned till ca 10 m djup under markytan.

I samråd med Trafikverket beslutades att utföra en utökad kompletterande undersökning, vilken även inkluderade additionskörfältet på motstående sida

av Söderleden. Den kompletterande undersökningen bestod bland annat i ytterligare CPT-sonderingar, installation av portrycksmätare, vingförsök, upptagning av störda och ostörda prover (där det lät sig göras med hänsyn till lerans hållfasthet). Den utökade undersökningen gav att även den södra sidan uppvisade avvikande förhållanden jämfört med övriga sträckor. I samband med undersökningarna upptogs i ett antal punkter större volymer lera/gyttja i syfte att kunna utföra eventuella inblandningsförsök med bindemedel i laboratorium.

Värt att notera från undersökningarna är att ett antal av borrhålen krävde efterföljande pluggning på grund av läckande grundvatten. Denna risk identifierades innan undersökningarna påbörjades, varför samtliga borrhål markerats med stakkäppar och det var på så vis möjligt att hitta läckagevägen/borrhålet som tätades genom neddrivning av stockar, vilka tidigare beretts till platsen.

3.3 Diskuterade alternativa tekniska lösningar

Efter utvärdering av de kompletterande undersökningarna insågs att den ursprungligen tänkta tekniska lösningen ej var genomförbar. I samverkan mellan Trafikverket och Skanska diskuterades därför ett antal alternativa lösningar, vilka listats nedan.

a) Kalkcementpelare
b) Pålning (bankpålar alternativt påldäck)
c) Rustbädd (korslagda stockmattor på terrassnivån)
d) Masstabilisering

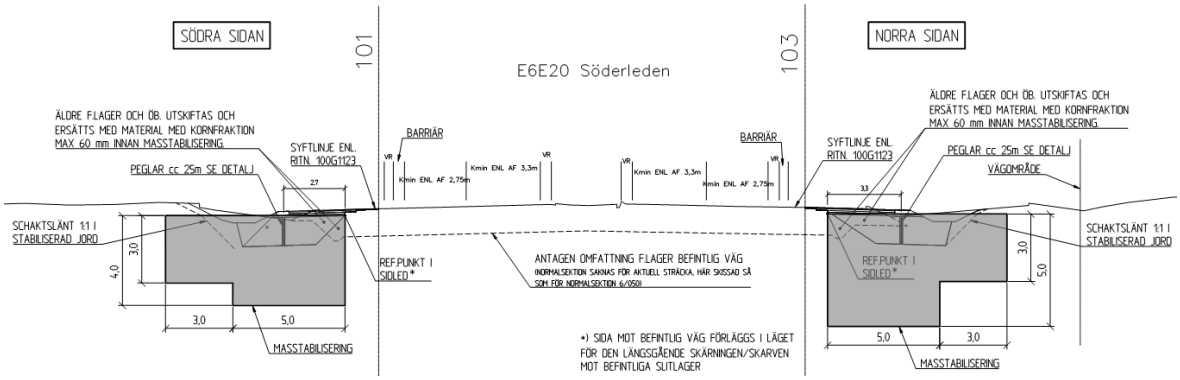
Åtgärder så som pålning eller kalkcementpelare ansågs inte lämpligt bland annat med hänsyn till risken för punktering av leran/gyttjan med en sättningsdrivande grundvattensänkning som möjlig konsekvens. Vidare bedömdes arbetsmiljöriskerna, relaterade till uppställning av pålkran i ett område med extremt låg/obefintlig bärighet, att vara alltför stora. En pålad konstruktion skulle även medföra ett styvare beteende än övriga befintliga delar av väganläggningen, vilket skulle leda till besvärande differenssättningar.

Ett förslag som bedömdes som fullt möjligt med hänsyn till driftskedet var grundläggning av vägens förstärkningslager under grundvattenytan på en ”rustbädd” bestående av t.ex. korslagda stockmattor. Metoden krävde dock en besvärande schakt invid befintlig väg samt mot extremt lösa jordlager för övrigt, varför denna metod lades på hyllan tills vidare i det fall den slutligen valda metoden inte skulle fungera.

Det framkom relativt snart att förstärkning genom masstabilisering ned till ca 5 m djup kunde ha flera fördelar jämfört övriga alternativ så som t.ex. att maskinen successivt kan ta sig fram på stabiliserade celler, risk för punktering av lerlagret undviks, det temporära schaktskedet möjliggörs utan t.ex. schakt inom en temporär spont samt förstärkningsmetoden förväntas vara gynnsammare (jfr t.ex. pålning) med hänsyn till risken för framtida differenssättningar mellan befintliga och nya körfält.

4 VALD TEKNISK LÖSNING OCH HYPOTESPRÖVNING

I samverkan med Trafikverket har Skanska utarbetat en plan för fortsatta arbeten och förstärkningsåtgärder. I huvuddrag går denna ut på att förstärka leran/gyttjan i det aktuella området genom masstabilisering ned till bedömt erforderligt djup av ca 4 och 5 m djup i läget för det södra respektive norra additionskörfältet. I Figur 5 redovisas en typsektion där cellerna för masstabiliseringen framgår i grå färg. Cellerna har förlängts vinkelrät vägen för att möjliggöra schaktning för additionskörfältets förstärkningslager och makadamdike (se normalsektion i Figur 2) i stabiliserad jord.



Figur 5. Typsektion visande masstabilisering (grå färg).

Efter stabilisering utförs sättningsuppföljning som stöd för beslut om ytterligare förstärkning krävs, t.ex. genom lastkompensation med lättfyllning, alternativt om slutliga beläggningsarbeten kan utföras. Den valda tekniska lösningen inkluderar således övervakning för att hantera ett eventuellt avvikande beteende i den valda tekniska lösningen (dvs vald slutlig lösning grundar sig delvis på aktiv design).

I samråd med underentreprenören för utförande av masstabiliseringen (Keller Grundläggning AB) diskuterades aspekter kring utförandet för att på bästa sätt åstadkomma önskat resultat, dvs ett homogent förstärkt block som uppför sig ungefär så som befintlig väg. Stort fokus lades på val av lämpliga

inblandningsmedel och inblandningsmängder. Keller har härvid kommit med värdefulla praktiska erfarenheter för att kunna erhålla en bra teknisk lösning som gör det möjligt att genomföra temporära schaktskeden för bland annat förstärkningslager och vägdränering såväl som att optimera det produktionstekniska utförandet av masstabiliseringen. Ett önskemål i denna del av studien var att hållfasthetstillväxten i det masstabiliserade blocket (cellen) skulle uppnå en tillräckligt hög hållfasthet och därmed bärförmåga så att maskinen så snart möjligt kunde stå på den förstärkta cellen, gärna inom ett dygn.

4.1 Hypotesprövning

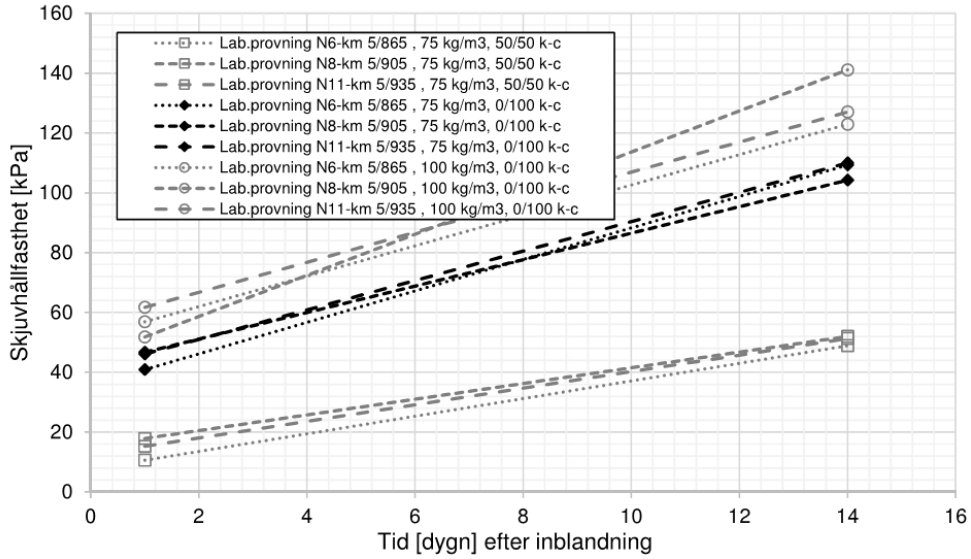
För att verifiera att stabilisering av de aktuella jordlagren kunde förväntas att fungera med stöd från tidigare erfarenheter, t.ex. Larsson (2006) eller Åhnberg et al. (1995), utfördes inblandningsförsök i laboratorium följt av stabilisering av två provytor i fält. Metodiken för hypotesprövning liknar den som beskrivs i Carlsten & Olsson (2004). Målbilden var att med stabiliseringen åstadkomma en lera med egenskaper minst liknande en ”torrskorpelera”.

4.1.1 Inblandningsförsök i laboratorium

Inblandningsförsök utfördes med

a) 75 kg/m^3 50/50 kalk-cement
b) 75 kg/m^3 0/100 kalk-cement (dvs bara cement)
c) 100 kg/m^3 0/100 kalk-cement (dvs bara cement)

Inblandningsförsöken utfördes under maj-juni 2017 och resultaten redovisas i Figur 6.



Figur 6. Resultat av inblandningsförsök utförda i laboratorium.

Med stöd av de fördelaktiga försöksresultaten med 75 kg/m^3 cement (motsvarande ca 5 % av jordlagrens densitet) så valdes det att gå vidare med denna inblandningsmängd för fältprovningen i form av två pilotförsök. Valet gjordes främst av produktionstekniska skäl, då det med stöd av t.ex. Larsson (2006) och resultaten från inblandningsförsöken förväntades en minskad härdningstid med cement (jfr kalk-cement). Detta innebär att maskinen relativt snart efter utförd stabilisering kan gå fram för att utföra nästa cell och således ej behöver förflyttas för att utföra stabilisering inom en annan del av området. Möjligen kunde en mindre inblandningsmängd väljas, men praktiskt begränsas inblandningsmängden i fält till ca 75 kg/m^3 då det med mindre mängder är svårt att kvalitetssäkra blockets homogenitet (på grund av risk för ojämn utmatningshastighet). Det övervägdes även att blanda in ett ballastmaterial (t.ex. sand), men detta uteslöts då en låg permeabilitet var önskvärd i det stabiliserade blocket samt att inblandning av sand innebär ökat maskinslitage.

4.1.2 Provytor i fält

Den 30:e till 31:e augusti 2017 utfördes två stycken provytor lokaliserade norr respektive söder om befintlig motorväg, se Figur 7. Syftet var att verifiera det stabiliserade blockets homogenitet och hållfasthetstillväxt i fält. Provningen utfördes med kalkcementpelarsond. Resultaten avseende de stabiliserade cellernas hållfasthetstillväxt jämfört med erfarenheterna från inblandningsförsöken i laboratorium var som förväntade, eller något bättre.

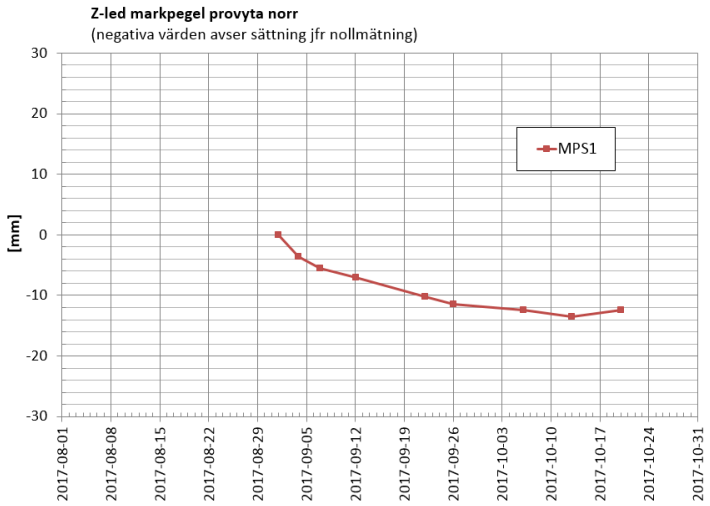


Figur 7. Utförande av provyta norr om Söderleden, foto taget 2017-08-30, samt detaljfoto på aktuellt inblandningsverktyg.

Inför pilotförsöken utarbetades ett kontrollprogram omfattande:

- Mätning av grundvattnets trycknivå i underliggande friktionsjord.
- Hållfasthet och hållfasthetstillväxt i den stabiliserade leran.
- Sättningar efter schaktning och utläggning av förstärkningslager.
- Omgivningspåverkan i form av deformations- och sättningsmätningar på närbelägna befintligheter (vägar, rörledningar, kraftlednings-fundament).

Ett viktigt beslutsunderlag inför fortsättningen var således även att inga nämnvärda sättningar uppstod i befintlig väg, ej heller påverkades grundvattensystemets tryckprofil i samband med utförandet av provytorna. Efter stabilisering utfördes schaktning och utläggning av förstärkningslager inklusive installation av markpeglar för sättningsuppföljning, se resultat i Figur 8.



Figur 8. Sättningsuppföljning efter stabilisering och utläggning av förstärkningslager inom den norra provytan.

Positivt att notera var att sättningsuppföljningen inom provytorna påvisade ett förväntat avstannande sättningsförlopp, vilket ca 1-2 månader efter utläggningen av förstärkningslagret avstannat helt.

4.2 Beslut

Baserat på resultaten från de kompletterande geotekniska undersökningarna, inklusive inblandningsförsöken i laboratorium, samt genom verifiering av hållfasthetstillväxt och omgivningspåverkan vid utförande av provytorna i fält beslutades det att ta fram arbetshandlingar för den fullskaliga förstärkningen. Arbetshandlingarna har upprättats baserat på kontinuerlig dialog och identifiering av risker på arbetsmöten. Risker som värderats är t.ex. att metoden

med masstabilisering medför risk för att hinder i befintlig väg kan påverka möjligheten att förstärka leran hela vägen in mot befintlig vägbank för att på så vis erhålla optimal samverkan i den breddade vägens tvärled. Denna risk grundas delvis på avsaknaden av relationshandlingar för befintlig väg.

Vidare värderades risken för påverkan på 3:e man med hänsyn till bland annat stabiliteten mot den befintliga Söderleden med full trafikbelastning i omedelbar anslutning till masstabiliseringsarbetena (se Figur 7).

Ett annat fokusområde var säkerheten för berörd personal med hänsyn till bland annat stabilitet för maskin och skyttel med bindemedel samt det faktum att det finns risk för utblåsning av cement i luften under utförandet. Den sistnämnda risken hanterades genom restriktioner för masstabiliseringen i djupled så att inblandning av cement nära markytan undveks.

Upprättade handlingar innefattar bland annat allmänna föreskrifter för bindemedel m.m., arbetsordning, planritning med litterering av celler, cellernas geometri i plan och sektion inklusive utspetsning i längdled vid övergången mot oförstärkt undergrund samt anvisningar för maskinbelastningar, kontrollprogram för markrörelser, etc.

5 UTFÖRANDE OCH UPPFÖLJNING

Av produktionstekniska skäl indelades masstabiliseringen i celler om 5 m i längdled. Detta med hänsyn till bland annat maskinens räckvidd samt stabilitetsförhållanden mot befintlig väg i samband med stabilisering/omrörning. Geometrin gör det också möjligt att utföra en cell och efter relativt kort härdningstid (baserad på resultat från provning) flytta fram maskinen och utföra nästa cell. Innan masstabiliseringsmaskinen går fram på tidigare stabiliserade yta utförs dock i följande ordning; avtagning av ostabiliserade ytliga jordlager, utläggning av stockmattor, följt av provbelastning med grävmaskin.

Vid utförandet utförs produktionskontroll och resultatkontroll. Produktions-kontrollen innefattar bland annat registrering av inblandningsmängd, inblandningsarbetet, m.m. Resultatkontrollen innefattar bland annat provning av hållfastheten i ett förutbestämt antal celler, uppföljning av sättningar, m.m.

Den typ av avvikande förhållanden som påträffats i det aktuella projektet och som beskrivits i denna artikel innebär en stor förändring av projektförutsättningarna. Många byggprojekt, inklusive det aktuella, har av

olika anledningar ofta ansträngda tidplaner och full utnyttjandegrad på arbetsledningen inom ordinarie delar i projektet. Eventuella avvikelser kräver ytterligare fokus av såväl arbetsledningen/entreprenören som beställaren och det kan vara svårt att få tid och resurser att räcka till. Således är stora avvikelser ofta en utmaning och en prövning för både entreprenör och beställare. Särskilt vid arbeten inom sådana extrema förhållanden som i det aktuella fallet krävs att en arbetsordning är utarbetad och att platsledningen arbetsbereder utifrån levererade arbetshandlingar med tillhörande arbetsordning.

Platsledningens resurser i det aktuella projektet fick hösten 2017 lokaliseras till ”ordinarie” delar av projektet varför den fullskaliga produktionen av masstabiliseringen påbörjades först i januari 2018.

Sättningsuppföljning kommer att pågå under våren 2018 innan beslut fattas om eventuella kompletterande förstärkningsåtgärder samt när vägen kan förses med slitlager.

6 SLUTSATSER

I det följande listas (utan rangordning) några av erfarenheterna så här långt (produktions- och sättningsuppföljning pågår under våren 2018):

- Exceptionella (ovanliga) markförhållanden fordrar aktiv design.
- Ett bra samarbete mellan beställare och entreprenör har resulterat i konsensus i metodval samt en grundlig inventering av risker associerade med vald metod i relation till risker med alternativa lösningar.
- Snabbare hållfasthetstillväxt har uppnåtts i fältförsök jämfört med laboratorieförsök.
- Trots artesiska porvattentryck fungerade stabilisering väl.
- Även i övergångszonerna/ränderna med odränerad skjuvhållfasthet ca 10 kPa förefaller metoden med masstabilisering fungera relativt väl.
- Vid utförandet av provytorna registrerades ingen nämnvärd omgivningspåverkan.

Den aktuella problemställningen belyser de ibland extrema och oförutsedda förhållanden som en geotekniker kan ställas inför. Vidare belyses hur man i samverkan mellan entreprenör, beställare och underentreprenör kan lösa dessa problem med grundförstärkning och väl avvägd aktiv design (sättningsuppföljning innan slutliga beläggningsarbeten).

Problemställningen visar även att det sällan är lätt att ”bygga till” och ansluta mot konstruktioner med pågående sättningar.

7 REFERENSER

Carlsten, P. & Olsson, M., 2004. *Masstabilisering av torv på riksväg 44*. NGM 2004, XIV Nordic Geotechnical Meeting, Proceedings Volume 1, pp. D89–D102.

Larsson, R., 2006. *Djupstabilisering med bindemedelsstabiliserade pelare och masstabilisering – en vägledning.* Svensk Djupstabilisering, Rapport 17, Linköping.

Åhnberg, H., Johansson, S.-E., Retelius, A., Ljungkrantz, C., Holmkvist, L. och Holm, G., 1995. *Cement och kalk för djupstabilisering av jord – en kemisk/fysikalisk studie av stabiliseringseffekter*. SGI, Rapport 48, Linköping.

SANNOLIKHETSBASERAD DESIGN I GEOTEKNIK

Tommy Pap, Norconsult AB

Sammanfattning

I Sverige används sannolikhetsbaserade modeller för geoteknisk design i för liten utsträckning. I regelverket EN 1997 (”Eurokod 7”) anges att sannolikhetsbaserade beräkningar kan användas vid design av geotekniska konstruktioner. Genom denna metodik kan variationer i jordmaterial beaktas och dess utslag i uträkningarna kvantifieras. Idag utövas deterministiska beräkningar i största grad, där osäkerheter behandlas med partialkoefficienter. En tämligen förenklad metod som ger en ouppskattad andel osäkerhet i dimensioneringen. Några av anledningarna till denna förenkling har tidigare varit filosofi, tradition och beräkningskapacitet. Detta föredrag ämnar till att belysa möjligheterna, men även dagens begräsningar, i användandet av denna metodik. Därtill beskrivs praktiskt utförande i några samtida studier.

Summary

In Sweden, reliability-based models for geotechnical design are used to a limited extent. The regulation EN 1997 ("Eurocode 7") states that probabilistic calculations can be used for geotechnical design. With this methodology, variations in soil material and its effects on the results can be estimated. Today, deterministic calculations are practiced in a high degree, where uncertainties are treated with partial coefficients. This is a rather simplified method, which provides no estimate of the uncertainty in the results. Some of the reasons for this simplification have previously been philosophy, tradition and computational capacity. This paper aims to highlight the possibilities, but also today's limitations, in using probabilistic methods. In addition, practical implementation is described in some contemporary studies.

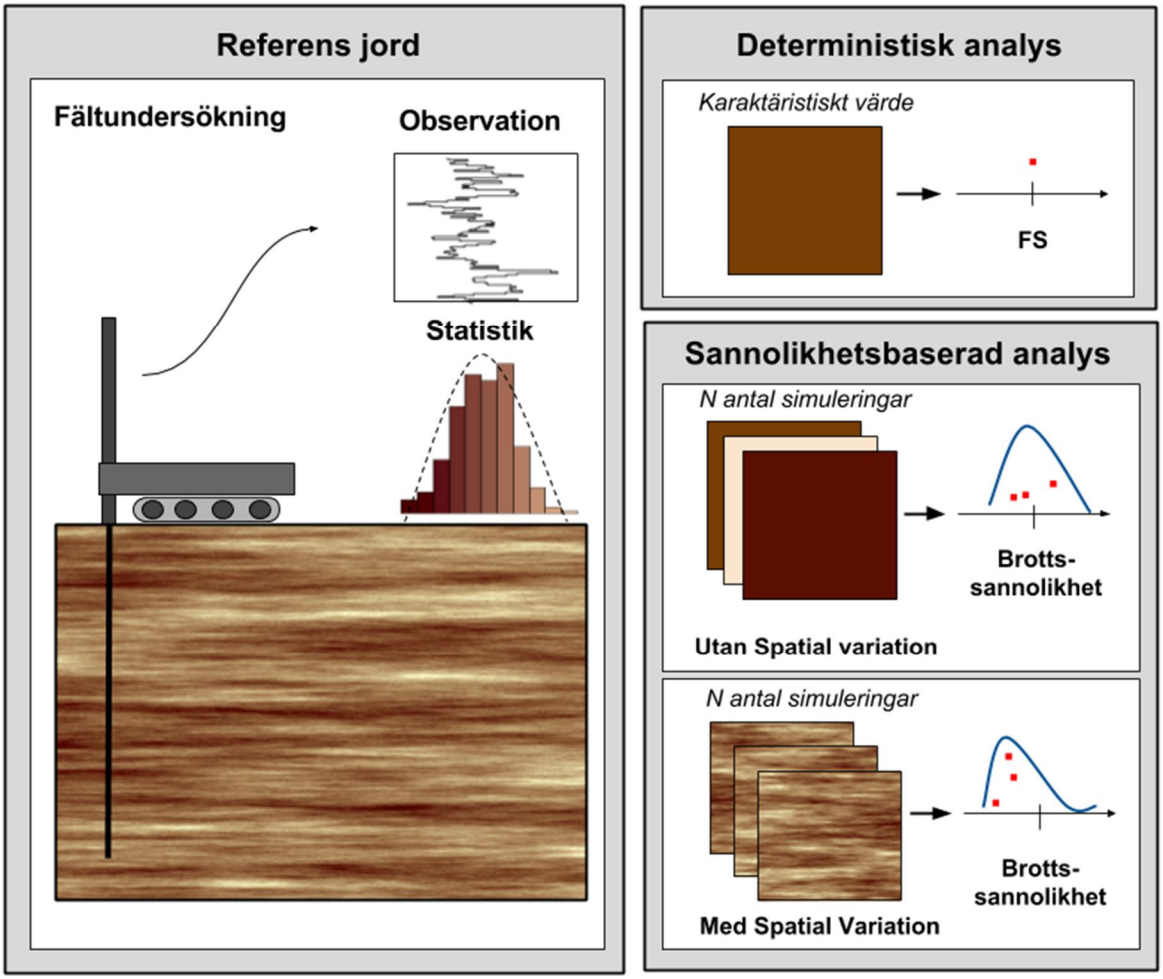
1 INLEDNING OCH BAKGRUND

Jorden, är ett naturligt varierande material vilket ger upphov till flera faktorer av osäkerhet vid geotekniska beräkningar. Några exempel på jordens varierande egenskaper är värdet på jordens hållfasthetsparametrar, lagrets mäktighet samt dräneringsförhållande. I enlighet med gällande lagstiftning för geoteknik, Eurocode 7 (EC7), ska variationen av dessa faktorer beaktas vid beräkning av *brott*- och *brukgränstillstånd* (ULS/SLS).

Traditionellt tillämpas deterministiska metoder vid geotekniska beräkningar. Denna metodik tillämpas karaktäristiska värden av jordens egenskaper där osäkerheten i material och beräkningsmodell behandlas genom partialkoefficienter. Beräkningen i ULS resulterar i en säkerhetsfaktor (SF). Där ett SF-värde större än ett, SF > 1, innebär att konstruktionen är godtyckligt säker. Vid variation av jordegenskaper kan värdet på SF bero till stor del på det valda karaktäristiskt värdet. Vanligtvis tillämpas då sensitivitetsanalyser, där resonabla extremvärden (maximum och minimum) väljs av den osäkra parametern. Detta ger en övre och undre gräns i utslag på beräknat resultat, men reflekterar inte utslagets sannolikhet. Ett alternativ, som ger sannolikheten i efterfrågat resultat, är att bruka en modell av probabilistisk eller sannolikhetsteoretisk metodik.

En *sannolikhetsteoretisk*- eller *probabilistisk metod*, ger ett värde på osäkerheten i beräkningsresultatet. Detta genom att beskriva variabler av osäkra jordegenskaper med statistiska fördelningar. Därtill kan ytterligare informationsvärden tillföras, som spatial variation och kors-korrelation. *Spatial variation* är sannolikheten av en egenskap mellan två geografiska punkter och betecknas genom *fluktuationsavstånd* θ; och *kors-korrelationen* C, är sannolikheten av två egenskaper i samma punkt. Vid beräkning av ULS, ofta genom en Monte-Carlo analys, beräknas flera möjliga resultat. Där den godtyckliga säkerheten bedöms utifrån brottssannolikheten p_f, se Figur 1.

I föreliggande artikel beskrivs kortfattat implementation och användandet av sannolikhetsbaserade metoder i några praktiska fall. Syftet är att belysa möjligheterna av metodiken i praktiskt utövande genom exempel från samtida studier. Därtill kommer för- och nackdelar av metodiken att presenteras, tillsammans en diskussion om dess kompatibilitet med EC7.



Figur 1: en jämförelse mellan deterministisk och sannolikhetsbaserad beräkningsanalys av ett parametervärde (Pap, 2017).

2 TEORI: SÄKERHETSFILOSFI

Detta avsnitt ämnar ge en teoretisk bakgrund till säkerhetsfilosofi i EC7 samt statistiska definitioner som ingår i denna artikel. Är läsaren redan bekant med terminologin går det att hoppa över detta avsnitt.

2.1 Osäkerheter i geotekniska beräkningar

Det finns flera källor av osäkerhet i de antaganden som geotekniker utför. Osäkerheter kommer sig av att jorden är ett material skapat av naturen och en sådan skapelse är alltid komplex (Terzagi, 1936). Några exempel av osäkerhetskällor i geoteknik är som bekant följande:

- Jordlagrens geometri, t.ex: lagermäktighet, släntlutning
- Jordlagrets strukturella egenskaper, t.ex: hållfasthet, anisotropi.
- Grundvattenförhållande t.ex: dräneringsvägar, grundvattennivå.

Men även lastverkan på jorden kan vara osäker, som variabla laster, eller osäkerheter i lastspridning på grund av interaktionen mellan jord och strukturer som till exempel vid rötangripna pålar.

2.2 Säkerhetssfilosfi enligt EC7

Enligt den fundamentala säkerhetsteorin i EC7 anges en bärverkande struktur säker om den samlade dimensionerande lastverkande effekten (E_d) är mindre än strukturens dimensionerande bärförmåga (R_d). Detta utryck kan beskrivs enligt

$$E_d < R_d \tag{2.1}$$

Från uttrycket ges en tydlig definition med avseende på bärverkets säkerhet mot brott. Den generella gränsvärdesfunktionen är definierad enligt

$$G = R_d - E_d \tag{2.2}$$

Där sannolikheten för brott P_f i andra ord är sannolikheten av negativt värde av trovärdighetsfunktionen eller där pådrivande krafter är större än mothållande enligt

$$P_f = P(Z \leq 0) = P(E_d \geq R_d) \tag{2.3}$$

Sannolikheten att strukturen är godtyckligt säker ges då enligt

$$P(Z > 0) = 1 - P_f \tag{2.4}$$

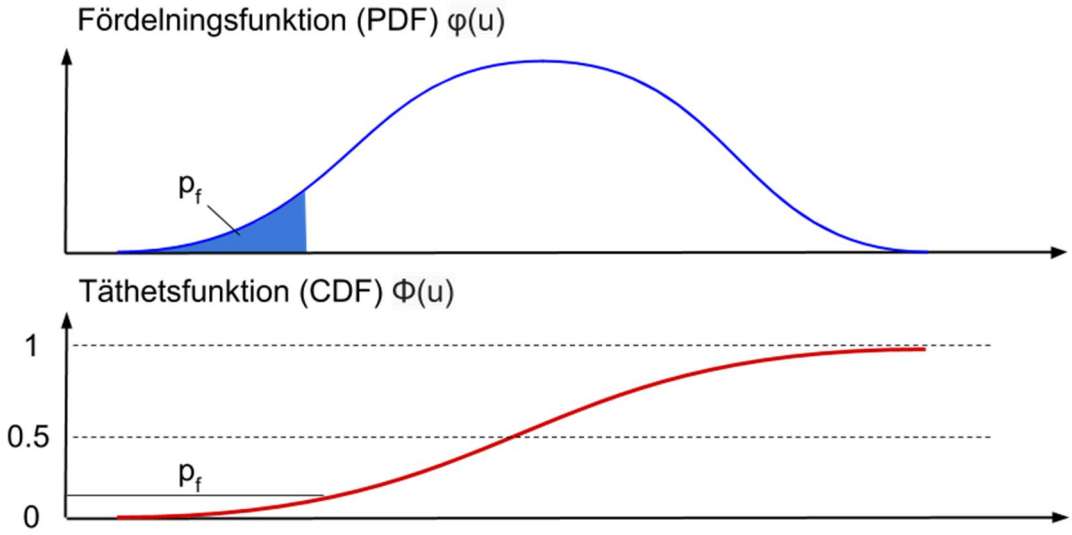
Enligt EC7, ska säkerhet mot brott av sannolikhetsteoretiska metoder jämföras med angivarna toleransnivå som kallas säkerhetsindex, betecknat β.

2.1 Säkerhetssindex

Säkerhetsindex β är en funktion av brottssannolikheten p_f genom dess täthetsfunktion Φ som representerar en standardiserad normalfördelning enligt:

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f) \tag{2.5}$$

I Figur 2 framgår fördelningsfunktionen (PDF) och täthetsfunktionen (CDF) av ett utfall, där brottssannolikheten är arean i PDF:n.



Figur 2: brottslasten i en normalfördelad fördelnings- och täthetsfunktion.

Säkerhetsindex är en funktion av sannolikhet och risk, dvs. vilken konsekvens ett brott utger. I EC7 så tillämpas *Säkerhetsklass* (SK) som en term av konsekvens.

I Tabell 1 visas säkerhetsindex mot SK enligt SS-EN 1990. En högre riskklass motsvarar även en högre konsekvens vid brott. Detta återspelas i en högre tolerans av Säkerhetsindex β. Utförligare beskrivningar av säkerhetsfilosofi av EC7 finns bl.a. i (Holický, 2009). På nederländska finns CUR 190, del 1 samt 2 från 1997, som ger en bra överblick av säkerhetsindex med teori samt flera exempel och rekommendationer av praktiskt utövande. Något som saknas i samlingen av svenska tillämpningsdokument.

Tabell 1: Säkerhetsklass samt motsvarande säkerhetsindex enligt SS-EN 1990.

Säkerhetsklass (SK)	Konsekvens av brott	säkerhetsindex β	
		1 år	50 år
SK3 – Hög	Hög	5,2	4,3
SK2 – Normal	Medel	4,7	3,8
SK1 - Låg	Låg	4,2	3,3

3 DIMENSIONERINGSMETODER ENLIGT EC7

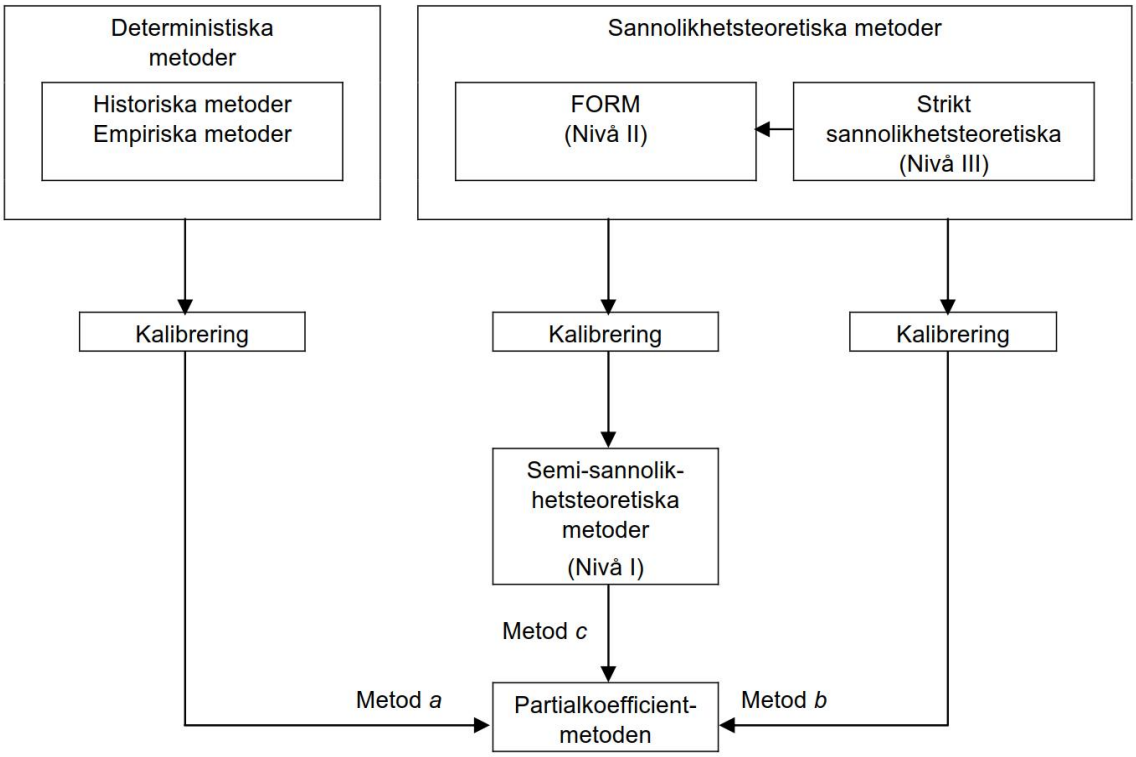
En central del av EC7 är de olika dimensioneringsmetoderna. I Figur 3 anges enligt SS-EN 1990 tre olika nivåer av dimensioneringsmetoder.

Nivå I: anger ingen sannolikhet av precision i beräkningen. Dessa metoder innefattar de deterministiska metoderna. Osäkerheten behandlas genom att

tillämpa nationella säkerhetskoefficienter, som en marginal för de pådrivande och mothållande karaktäristiska värden.

Nivå II: dessa metoder beräknar precisionen och därigenom tillförlitligheten av konstruktionen. Gränsvärdesfunktionen är approximerad till en linjär funktion där varje variabel ansätts en representativ normalfördelning

Nivå III: dessa metoder beräknar precisionen genom att ta hänsyn till alla variablers sanna fördelning. Att beskriva en sådan fördelning krävs även tillsyn på skevhet vilket innebär att mer än två statistiska moment krävs. Gränsvärdesfunktionen är direkt kopplat till beräkningens precision.



Figur 3: En översikt av tillförlitlighetsmetoder, från Appendix C i SS-EN 1990.

De vanligaste metoderna som används för beräkning av ULS/SLS idag är de deterministiska metoderna (Nivå I). FORM *First Order Reliability Methods*, Nivå II, har studerats och använts av flera, eftersom det är en godtycklig kompromiss mellan funktionalitet och komplexitet. Nivå III eller den strikt sannolikhetsteoretiska metoden som den även kallas, kräver en stor mängd data för att bestämma alla variablers fördelningar. Detta innebär att den praktiskt inte tillämpas i geotekniska dimensioneringar.

FORM analyser kräver två värden av varje parameter som varierar, ett medelvärde μ av in situ värdet, samt parameterns variationskoefficient (COV). Där $COV = \mu/\sigma$ som anger spridningen av variabeln. Därefter beräknas värdet iterativt där sensitivitesfaktorn α kalibrerar gränsvärdefunktionen. En fullständig teoretisk förklaring av metoderna ryms inte i denna artikel. I nästa sektion kommenteras istället några exempel av tillämpningar.

4 TILLÄMPNINGAR OCH UTFÖRANDE

Probabilistiska metoder, lämpar sig då en osäker variabel ger stort utslag i det förväntade beräkningsresultatet beroende på valt karaktäristiskt värde. Beroende på problemet samt tillgång på data lämpar sig olika typer av analyser.

4.1 FORM i analytiska beräkningar

FORM har traditionellt använts för problem med en enkel analytisk lösning som uppfyller villkoret att den kan skrivas som en gränsvärdesfunktion. Denna metod har applicerats av flera, för bland annat: kalkcementpelares hållfasthet, pålgruppers bärförmåga, spontkonstruktioner m.m.

FORM kan därför teoretisk appliceras på alla redan existerande ”excelsnurror” av partialkoefficientmetoden (Nivå I). Det som ytterligare krävs är en tillbyggnad av en iterativ FORM beräkningsprocess. Något som relativt enkelt kan tillprogrameras genom VBA. Helt nya beräkningsprogram kan självklart också utvecklas genom vanliga program som redan använts i industrin idag. Några exempel på program med iterativa lösningsfunktioner är: Excel, genom funktionen *Solver*; Mathcad, genom funktionen *Find* samt mer avancerade alternativ med högnivåspråk som MATLAB och Python.

Därmed, i enighet med slutsatserna i Low and Phoon (2015), kan användandet av enklare FORM analyser ses som ett kompletterande hjälpmedel till deterministiska analyser till design i EC7. För den intresserade så finns artiklar och Excel filer med beskrivningar tillgängliga på B.K Lows hemsida http://www.ntu.edu.sg/home/cbklow/.

En nackdel med FORM av analytiska lösningar, är begränsningen av den ursprungliga metodens antaganden. Numeriska metoder har en klar fördel i vissa typer av beräkningar som SLS samt ULS.

4.2 Probabilistiska numeriska beräkningar och Remote scripting

Det vanligaste programmet för geotekniska numeriska beräkningar i Sverige är idag Plaxis. I februari 2017 släpptes ett redskap till att koppla upp deterministiska FEM modeller till att bli probabilistiska genom redskapet

PROBANA (Plaxis, 2017). Mjukvaran har sedan testats på flera olika typer av geotekniska konstruktioner av Manoj 2017. Dock ger programmet användaren en begränsad kontroll att styra enskilda parametrar vid utförda FORM och Monte Carlo beräkningar. Dessutom ingår inte denna mjukvara i en standardlicens utan måste köpas separat. En alternativ lösning är därför att styra Plaxis genom externa Python kommandon, som ger full kontroll på beräkningen, så kallad remote scripting.

Remote scripting innebär styrning av ett program från skript. Detta skiljer sig från normal användande, då program styrs genom manuella klickningar i ett *Grafiskt Interface* (GUI). Dessa klickningar i GUI skapar kommandon i bakgrunden av programmet. Allt som kan skapas med klickningar kan också skapas med skript. För probabilistiska metoder innebär remote scriptning att det är möjligt att Monte Carlo simulera effekten av en variabel i ett numeriskt program som Plaxis.

Ett exempel på tillämpning av remote scripting, är om ett jordlagers mäktighet antags osäkert. Av ett definierat jordlager i antal nodpunkter (x_i, y_i), där y är värdet för nodens djup, kan en probabilistisk modell av djupet skapas genom att ansätta djupet (y) med en normalfördelning, så att $(x_i, y_i = N(\mu, \sigma)$. Därefter utför n antal Monte Carlo simuleringar, där jordlagrets mäktighet slumpmässigt anges av den angivna fördelningen. Utfallet ger n antal resultat som bildar en fördelning med ett medelvärde, samt spridning. Medelvärdet motsvarar beräknings väntevärde och spridningen av resultatet motsvarar osäkerheten av resultatet med avseende på mäktigheten.

Genom skript kan dessutom monotona klickningar dessutom automatiseras. Flera olika program som t.ex: AutoCad, QGIS samt Plaxis tillåter styrning genom remote scripting, där kodningen sker genom högnivåspråket Python. Detta möjliggör en sammankoppling av arbetsprocesser mellan olika program och på så vis skapa smarta automatiska arbetsstrukturer. Därtill har Python egna bibliotek (eng. moduler) av funktioner, som t.ex. Numpy, Tkinter, Mathplotlib, m.m. Detta ger användares möjligheten att t.ex. skapa egna GUI av sin Python-script. Därav kan Python sedan några år tillbaka mäta sig med Matlab i funktionalitet med avseende på numerisk simulering och databehandling. Men även utföra egna applikationer och t.ex. textgeneration i Word format. En mångsidighet som inte Matlab kan mäta sig med. För den som vill läras sig programmera i Python rekommenderas två websidor som är fria för användning. Dessa är: https://www.codecademy.com och https://www.datacamp.com/

En studie som undersökte effekten av jordlagrets tjocklek är Jacobse et al. (2013). Där studerades differenssättningar av ett brofundament orsakat av ett underliggande lerlager av osäker mäktighet. Först beräknades problemet med en deterministisk 3D-Fem modell. Därefter, bedömdes precisionen av en sannolikhetsteoretisk modell genom att en fackverksmodell tillämpades på brofundamentet för att uppskatta sannolikheten av rotationsvinkeln. Styvheten på fjädrarna sattes som en normalfördelning utifrån en separat geospatial undersökning.

Det är inget krav i att vara en kodknäckande expert för att använda ett program som tillåter sannolikhetsbaserad design, många är familjära med är Geostudio SLOPE där det går att ansätta probabilistiska värden av indata och utföra Monte Carlo simulering. Dock ingår inte FORM analys, och således ges inget svar på sensitivitesfakten α så en partialkoefficenten γ kan kalibreras i enighet med EC7. Dock lämpar sig metoden för att ge en ingenjörsmässig mer transparant känslighetsanalys. En sak som å andra sidan ingår i SLOPE-beräkningen, är effekten av spatial variation, som definieras genom fluktuationsavstånd θ.

4.3 Spatial variation och fluktuationsavstånd

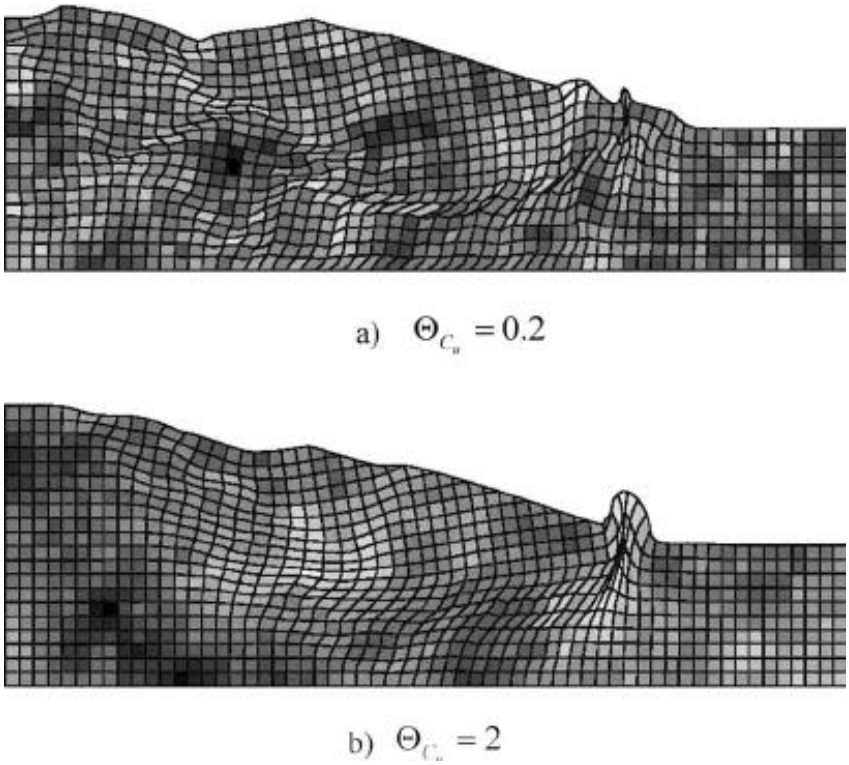
Fluktuationsavstånd θ är avståndet vilket en egenskap visar korrelation. Till exempel: Två prover av skjuvhållfasthet tags från en plats, det är då mer sannolikt att värdena av dessa är mer korrelerade ju närmare varandra proverna är tagna. Det geografiska avstånd som prover bedöms inneha en statistisk korrelation med varandra motsvarar alltså θ. Avståndet behöver inte vara lika stort i alla riktningar, vilket tyder på en anisotropisk variation. Det räcker dock inte med bara två punkter för att avgöra θ, utan många fler för att bilda sig en korrekt uppfattning. Få riktvärden för θ värdet finns för olika jord, så värdet brukar antags. Att räkna med spatial variation skapar en mer realistisk modell, eftersom extremvärden inte hamnar bredvid varandra, vilket är praktiskt osannolikt. El-Ranly et al. (2002) påstår till och med att ignorera spatial variation, "... can be erroneous and misleading".

Spatial variation kan simuleras med Kriging interpolation eller som det också kallas ett stochastiska fält. En metod som är under utveckling är att projektera ett stochastisk fält på en FEM mesh och sedan beräkna utfallet genom en Monte Carlo simulering. Denna typ av metod kallas RFEM.

4.4 RFEM

RFEM står för *Random Finite Element Method* (Fenton and Griffiths, 2008). Egenskapen av en variabel är definierade med ett medelvärde och en standardavvikelse i varje geografisk punkt från ett stockastiskt fält. I (Griffiths,

et al. 2009) har man undersökt den spatiala effekten av skjuvhållfasthet c_u i en FEM modell för olika fluktuationsavstånd, se Figur 4.



Figur 4: Effekten av fluktuationsavstånd på c_u på släntbrott (Griffiths, et al. 2009)

RFEM möjliggör att modellera spatial variation vilket kan vara användbart vid parameterosäkerheter orsakat av t.ex. anisotropi eller tidigare lasteffekter som påverkar leras hållfasthet. I Pap (2017) studerades effekten av osäkerheten gällande förkonsolideringstryck på en testbank i Perniö, Finland. Metoden visade att även en grov RFEM modell kan ge lovande resultat.

5 DISKUSSION OCH SLUTSATSER

Sannolikhetsbaserad design inkluderar beräkningen precision. Detta kan vara till fördel där variabler som, geometri, grundvattennivåer eller parameteregenskaper varierar. Dock krävs antaganden av en passande fördelningsfunktion för denna variabel som anger spridningen. Detta i sin tur ställer höga krav på dess kännedom. Internationellt finns flera olika databaser som sammanställer variabler statistiska moment, t.ex. medelvärde och standardavvikelse. Men få sådana sammanställningar finns på en nationell eller regional nivå i Sverige, likt det nederländska nationella regelverket NEN9997-1 som ger COV och riktlinjer utifrån ca 9000 sammanställda och utförda triaxialförsök. Bättre riktlinjer på nationell och regional nivå, där exempel på tillämpningar i enighet med EC7 krävs för ett utökat användande.

Sannolikhetsbaserad design tar inte hänsyn till den mänskliga faktorn som många gånger är en orsak till skada.

Skillnaden mellan strukturell konstruktion och geoteknik är att materialet innehar en mycket större variationskoefficient som inte går att kvantifieras genom en förenklad formel.

Skada kan fortfarande ske genom svaghetszoner som gått oupptäckt på grund av bristfällig geoteknisk utredning.

Fördelningar som förklarar parameteregenskaper som inte är begränsas av ett övre och lägre värde anses olämpliga då extremvärden i fördelningen representerar värdet av störda prover eller orimligt höga värden.

Jordtester från det lokala området bedöms aldrig ge tillräckligt med statistisk data för en sannolikhetsbaserad analys utan vissa antaganden. Därmed kan sällan en ren sannolikhetsteoretisk modell av Nivå III enligt SS-EN 1990 tillämpas i praktiken.

Ett föredömes land är Nederländerna som har en lång tradition av sannolikhetsbaserad analys. Dels genom världsledande forskning i Delft TU samt redan utformade nationella regelverk och riktlinjer (CUR samt NEN99971) som finns och tillämpas i praktiken idag.

En relativt låg programmeringsvana krävs för att utföra FORM beräkningar på analytiska problem. Vilket kan med fördel användas som ett komplement till deterministiska analyser.

Man kan i dagsläget med lite mer avancerad programmering styra numeriska beräkningsprogram som Plaxis. Dock finns i nuläget få hjälpmedel att tillgå om man vill lära sig detta. Enligt författaren är ett steg i utvecklingen att högskolor i Sverige satsar mer på programmering och byter ut Matlab till Python som första programmeringsspråk. Detta då programmet är open-source (gratis) och kan tillämpas på många fler typer av problem. Där bland kan man skriva script för att automatisera Microsoft Autocad, Q-gis samt Plaxis. Utöver detta så finns det många olika ”paket” som ger användaren tillgång till olika funktioner som kan kombineras med ovannämnda mjukvaror. Exempel på dessa paket ger funktioner som exporterar data direkt till Wordfiler eller statistiska funktioner som OpenTurns som även driver Plaxis beräkningsvertyg PROBANA.

Den tekniska framgången går snabbt framåt, låt oss inte glömma att FEM inte för så länge sedan var ett redskap enbart för forskning. Det som öppnade för användandet var ett verktyg, en användarvänlig mjukvara, där Plaxis har spelat en stor roll i denna utveckling. Användandet av FEM hade inte varit lika utbrett idag annars. Utveckling av beräkningsprogram krävs för att öka användandet.

För att Sverige ska ta full nytta av digitaliseringen, vara ett föredömsland och inte falla bakom i utvecklingen krävs det att den unga generationen av ingenjörer driver utvecklingsarbetet vidare framåt. Vi unga, är trotts allt del av den informationstekniska generationen där kodning spelar en allt viktigare roll i vårt samhälle. Därför är detta ett arbete som måste ske på alla nivåer: i högskolan, industrin och på individnivå.

6 REFERENSER

CUR 190, *Probabilities in Civil Engineering, part 1: probabilistic designing in theory* (in Dutch), CUR 190, Gouda 1997.

El-Ramly, H., Morgenstern, N.R. and Cruden, D.M. (2002). *Probabilistic Slope Stability Analysis for Practice, Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 39, No. 3, pp. 665-683.

EN 1990:2002. *Basis of structural design*, CEN.

EN 1997. *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules*, CEN.

Fenton, G.A. and Griffiths D.V., (2008) *Risk Assessment in Geotechnical Engineering*, John Wiley & Sons, Inc. Hoboken, NJ

Griffiths D. V., Huang J and Fenton, G.A., (2009), *Influence of Spatial Variability on Slope Reliability Using 2-D Random Fields*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 135(10).

Holický, M., 2009, *Reliability analysis for structural design*, Stellenbosch.

Jacobse, J.A., Nehal, R.S., Rijneveld, B. and Bouwmeester, D., 2013. *Probabilistic Settlement Analysis For The Botlek Lifting Bridge Design,* Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris. Page 1295-1300.

Li, Y., 2017. *Reliability of long heterogeneous slopes in 3d: Model performance and conditional simulation*, Phd Thesis. Delft TU. Nederländerna.

Low, B.K. and Phoon, K.K., 2015. *Reliability-based design and its complementary role to Eurocode 7 design approach.* Computers and Geotechnics. 60(2015):30-44.

Manoj, N.R, 2017. *Reliability based Ultimate Limit State Design in Finite Elements and compliance with Eurocode 7*, Delft TU, Nederländerna.

NEN 9997:12016, *Geotechnisch ontwerp van constructies - Deel 1: Algemene regels*. (På nederländska)

Pap, T., 2017. *Modelling Spatial Uncertainty in Geotechnics: Benchmarking on Perniö Test Embankment*, Chalmers

Plaxis., 2017. Probabilistic analysis, edited by Laera. A. and Brinkgreve, R,B,J.

Phoon, K.K and Retief. J.V., 2016. *Reliability of Geotechnical Structures in ISO2394* Taylor and Francis, London, UK.

GEO-SLOPE International Ltd, *Probability and Sensitivity* Calgary, Alberta, Canada,

SS-EN 1990:2002 – Grundläggande dimensioneringsregler, CEN.

Terzagi, K., (1936) The presidential address.

”GEOGRUPPEN”, ETT UNIKT SAMARBETE KRING MASSUNDANTRÄNGNING I CENTRALA GÖTEBORG

Carine Bouzas, Ramböll Sverige AB

Sammanfattning

Centrala Göteborg håller på att förändras kraftigt och flera projekt håller på att byggas samtidigt, alla i tät närhet med varandra. Geotekniska förhållanden med lera till stora djup leder till stora utmaningar kring omgivningspåverkan från pålningsarbetena då större del av pålarna är massundanträngande.

Närliggande konstruktioner, såsom Götaälvbron, blir påverkade. Götaälvbron är speciellt känsligt för rörelser och ska vara i funktion under hela byggnadstiden.

För att skydda Götaälvbron under byggtiden har Trafikkontoret sett ett stort behov av samordning och bildat Geogruppen, som samlat geotekniker från närliggande projekt, brospecialister och mätspecialister. Geogruppen har jobbat kontinuerligt sedan februari 2017 med frågor kring analys av mätningar, utförande av gemensam prognos och tidplan samt utförande av flera skyddande åtgärder.

Summary

Central Gothenburg is changing extensively and several projects are being built simultaneously, in close proximity to each other. The geotechnical conditions, with clay to a large depth, lead to major challenges with regards to the impact of piling work on the surroundings, as the majority of the piles are displacement piles.

The surrounding structures, such as the Götaälv bridge, are affected. The Götaälv bridge is particularly sensitive to ground movements and needs to be operational throughout the construction period.

To protect the Götaälv bridge during the construction period, the Traffic Office has identified a requirement for coordination, and to this end has created “Geogruppen”. Geogruppen comprises specialists from a number of disciplines, as geotechnics, bridge engineering, monitoring, from the several projects. The group has been working continuously since February 2017 with issues regarding analysis of monitoring data, prediction of ground movements

and a common time schedule, together with the implementation of several mitigating remedial measures.

1 INDELNING

1.1 Bakgrund

Göteborg står inför sitt största utvecklingssprång i modern historia, staden ska växa med nära en tredjedel till 2035. Det centrala området är en del av de många utvecklingsområden i Göteborg. I närheten av befintlig Götaälvbron pågår byggnation av flera projekt, alla i tät närhet till varandra. De geotekniska förhållandena i området med lera till stora djup leder till stora utmaningar, dels för val av grundläggningsmetod för varje projekt, men även för omgivningspåverkan vid pålningsarbetena då större delen av pålarna är massundanträngande.

Stora pålmängder och långa pållängder ger stora utmaningar gällande massundanträngning och påverkar närliggande konstruktioner såsom Götaälvbron som behöver upprätthålla sin funktion under hela byggnadstiden tills den nya bron över älven byggts färdig (Hisingsbron). Dess konstruktion, med en rörlig klaff, samt brons ålder med sprött stål gör att den är särskilt känslig för rörelser.

För att kunna skydda bron mot massundanträngning har man tidigt insett att samarbete mellan intilliggande projekt krävs för att tillsammans hålla koll och förstå hur rörelser utvecklas i leran samt kunna vidta effektiva skyddande åtgärder.

1.2 Götaälvbron

Götaälvbron är en klaffbro som byggdes år 1939 och som förbinder de centrala delarna av Göteborg med stadsdelarna på Hisingen (se Figur 1). Total brolängd uppgår till ca 950 meter. Bron indelas i tre delar: södra viadukten, bro över älven samt norra viadukten (se Figur 3) och är grundlagd på pålar, för de flesta av stöden på kohesionspålar.

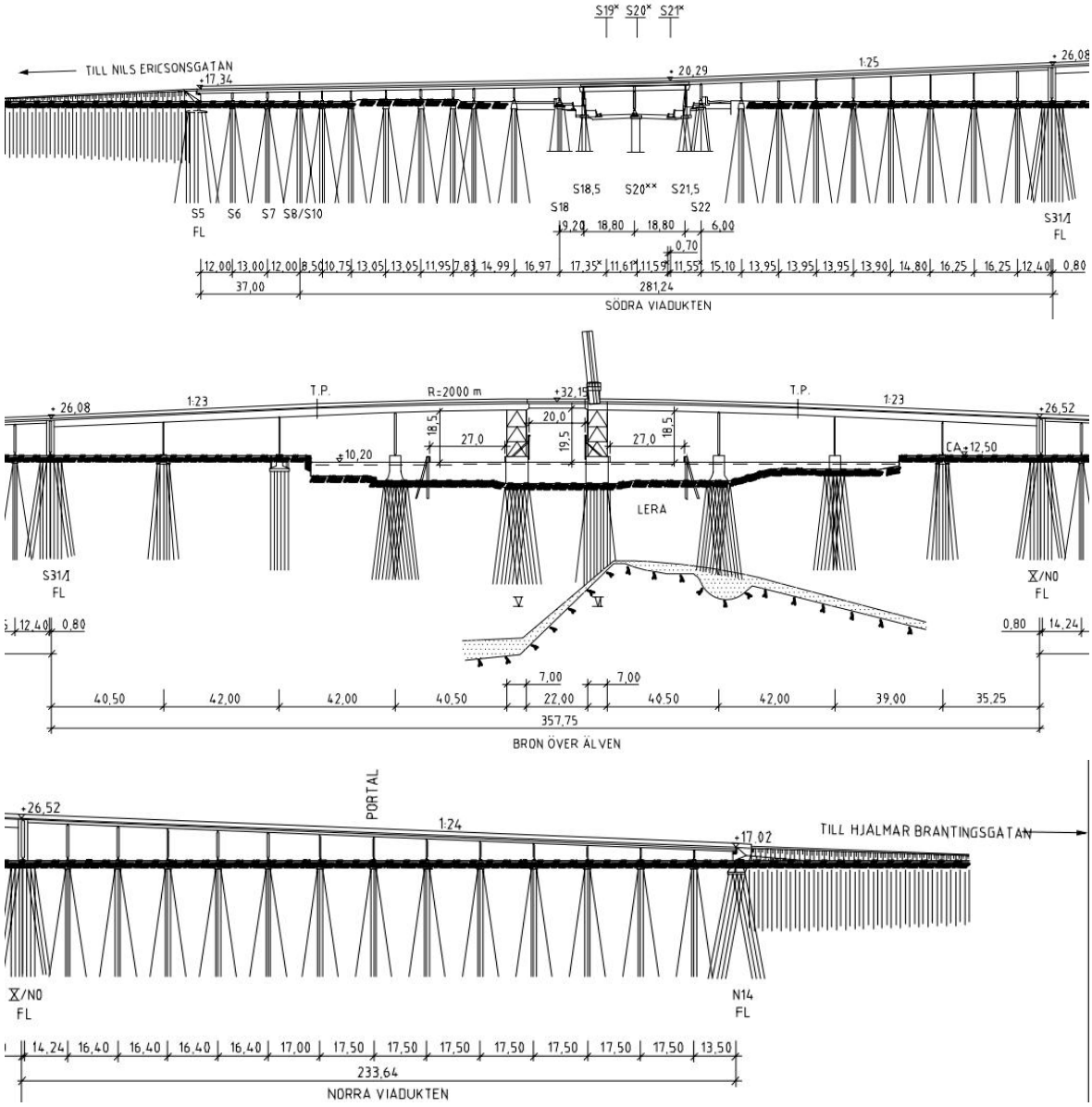
Den ursprungliga broöverbyggnaden med en fri brobredd mellan räcken på cirka 20 m består av en farbaneplatta i betong på stålbalkar, vilka huvudsakligen uppbärs av pendelpelare i stål. Farbaneplattan vid klaffen är dock av stål. Denna ursprungliga del av bron trafikeras idag av fordonstrafik samt av kollektivtrafik. År 1958 breddades bron med tillbyggnad av gångbanor på ömse sidor. Även dessa består av betongplatta på stålbalkar med bärande underbyggnad lika som för stöden för körbanorna.



Figur 1: Översiktbild över Götaälvbron och närområdet

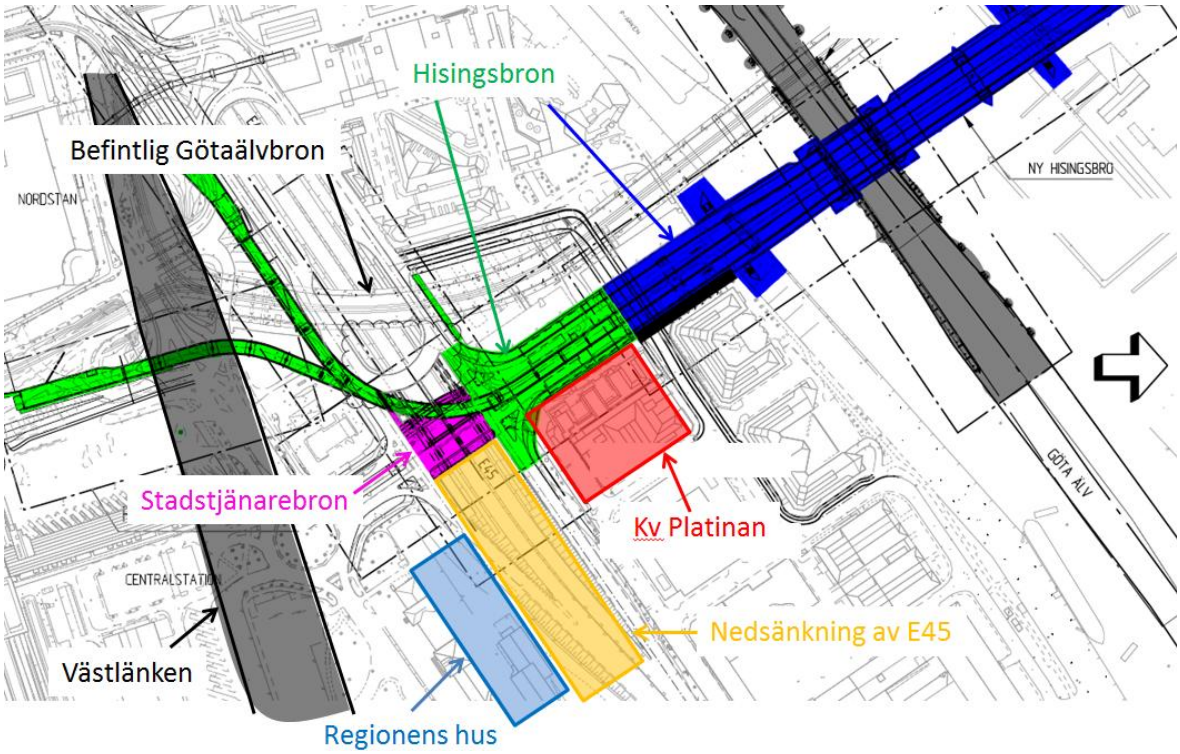


Figur 2: Götaälvbron med öppen klaff



Figur 3: Längdprofil Götaälvbron

1.2 Intilliggande projekt



Figur 4: Översiktbild över intilliggande projekt

Hisingsbron
Hisingsbron är den nya bron över Göta älv som kommer ersätta Götaälvbron från och med år 2020 för bil-, buss- och GC-trafik samt från och med år 2021 för spårvagnstrafik. Bron byggs ca 40 m uppströms Götaälvbron och består av tre delar: norra brorampen (syns inte i Figur 4), Arpeggio som är brodelen över Göta älv (svart del i Figur 4) och kollektivtrafikbron som är södra brodelen (grå del i Figur 4).
I Hisingsbronsprojektet ingår även rivning av befintlig Stadstjänarebron över E45 och byggnation av en ny bro, i samma läge.

Kv Platinan
Inom kvarteret Platinan som ligger strax intill Hisingsbron byggs ca 60 000 kvm kontor, hotell och mötesplatser. Byggnaden kommer att ha 16 våningar ovan mark samt källarplan och blir 72 m hög.

Nedsänkning av E45
Ombyggnaden av E45, Lilla Bommen-Marieholm innebär en nedsänkning av E45 inne i centrala Göteborg, från Stadstjänaregatan och österut. Vägen sänks ca 6 m längs en sträcka på ca 800 m. Sträckan närmast Stadsjänarebron (den

som syns i Figur 4) kommer även att överdäckas för att möjliggöra bebyggelse ovan tunneltaket.

Regionens hus
Ett nytt Regionens hus byggs för att samla alla Västra Götalandsregionens administrativa verksamheter i Göteborg. Regionens Hus består av en låghusdel med fem våningar och en höghusdel med 15 våningar.

Västlänken
Västlänken blir en dubbelspårig järnväg för pendel- och regiontåg i tunnel under centrala Göteborg, med tre nya underjordiska stationer. Station centralen sträcker sig söder om E45 och Regionens hus (se Figur 4). En mindre del av Hisingsbron kommer att grundläggas på tunneltaket.

2 BEHOV AV SAMORDNING

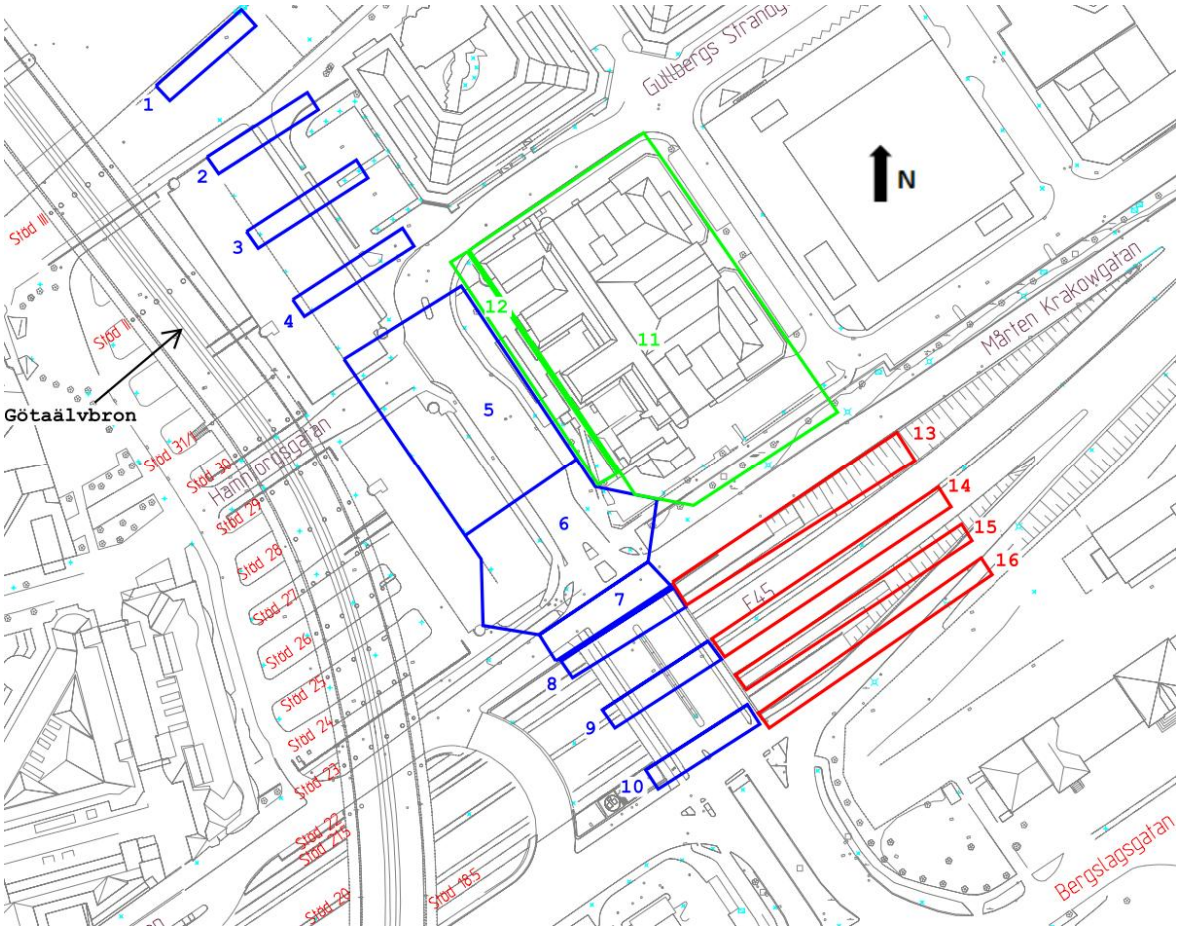
Trafikkontoret insåg tidigt att det fanns ett stort behov av samordning mellan de olika projekten för att kunna skydda Götaälvbron på bästa sätt från markrörelser som pålningsarbeten skapar då det är flera olika aktörer som pålar samtidigt. Trafikkontoret tog därför initiativen att bilda ”Geogruppen” och ”Brogruppen”.

Geogruppen består av Trafikkontorets samordnande geotekniker och geoansvariga från respektive byggprojekt (både beställarnas och entreprenörers geotekniker). Brogruppen består av Trafikkontorets och Hisingsbrons brospecialister. Grupperna startades under februari 2017 och träffas veckovis. Brospecialister och mätspecialister deltar även vid samtliga geomötena för att kunna samla både geo-, bro- och mätkunskaper och skapa bästa förutsättningar för skydd av Götaälvbron.

Under kommande avsnitt beskrivs det arbete som geogruppen har utfört sedan februari 2017. Arbetet kommer att pågå även under år 2018.

3 PÅLNINGSOMRÅDEN

Området söder om Göta älv har delats i flera delområden (Figur 5) för att kunna identifiera pålningsområdena och kunna följa upp tidplaner för dessa. En viktig uppgift för geogruppen har varit att skapa en gemensam tidplan, som kontinuerlig uppdateras vid geomötena, för att kunna ha koll på vilka arbeten som pågår och bättre kunna analysera markrörelserna vid bron (se avsnitt 3.5).



Figur 5: Översiktsbild över pålningsområden

3.1 Hisingsbron

Hisingsbronsprojektet består av flera pålningsområden som redovisas i Tabell 1 nedan (se även Figur 5). Samtliga pålar är kohesionspålar.

Tabell 1: Hisingsbron övriga pålningsområde, påltyp och pållängd.

	Område	**Påltyp**	**Dimension**	**Längd**
Stöd 14	1	Slagna stålrörspålar	ϕ 400mm	91-101m
Stöd 13,5 (provisoriskt)	2	Betongpålar	270x270mm	52m
Stöd 13	3	Slagna stålrörspålar	ϕ 400mm	96m
Stöd 12,5 (provisoriskt)	4	Betongpålar	270x270mm	52m
Ramp/tråg SÄS	5	Vibrerade stålrörspålar	ϕ 323mm	84-90m
Påldäck etapp 2	6	Vibrerade stålrörspålar	ϕ 323mm	78m
Påldäck etapp 1	7	Betongpålar	270x270mm	65m
Stadstjänarebron stöd 3	8	Slagna grova stålrörspålar	ϕ 600mm	52-60m
Stadstjänarebron stöd 2	9	Betongpålar	270x270mm	52m
Stadstjänarebron stöd 1	10	Slagna grova stålrörspålar	ϕ 600mm	52-60m

Hisingsbron påbörjade pålningsarbeten på södra sidan av älven under september 2017 men var med i geogruppen från början och delade med sig av

sina erfarenheter från pålningsarbetena som skedde på norra sidan av älven under vår/sommar 2017.

3.2 Platinan

Platinan består av område 11 och 12. Pålning sker i olika etapper, med en blandning av betongpålar (275x275mm) och slagna stålrörspålar (ϕ 323mm) som är 78m långa.

Platinans pålningsarbete började i april 2017. Område 11 planeras vara färdigpålat i mars-april 2018. Område 12 planeras att utföras under år 2021 då Platinan har tillgång till marken (när Hisingsbrons har byggts färdigt).

3.3 Nedsänkning E45

E45:s projekt består av ett antal parallella flera lastlinjer (område 13, 14, 15, 16, se Figur 5). Samtliga pålar är betongpålar (275x275mm) som är 65 m långa.

Pålningsarbetena började under år 2016. Område 15 och 16 var färdigpålade när geogruppen bildades. Område 14 pålades under våren 2017 och område 13 pålas under december 2017 och januari 2018.

3.4 Regionens hus och Västlänken

Regionens hus pålades samtidigt som E45:s område 16, under år 2016. Samordning mellan projekten skedde och erfarenheter avseende markrörelserna togs med i de diskussioner som geogruppen har haft.

Västlänken har inte börjat med mark- och pålningsarbetena, men planeras att påbörjas under år 2018 (oklart när än).

3.5 Gemensam tidplan

Med tanke på de många olika pålningsområdena som finns kring Götaälvbron har en gemesam tidplan upprättats av geogruppen, vilken stäms av och uppdateras veckovis när Geogruppen samlas. Exempel på tidplan (datum 2017-12-20) visas i Figur 6 nedan.

År 2017

	Nr	v36	v37	v38	v39	v40	v41	v42	v43	v44	v45	v46	v47	v48	v49	v50	v51	v52
Stöd 12,5	4		1,25 km															
Stöd 13	3						3 km slagna stålrörspålar											
Stöd 13,5	2																	
Ramp SÄS	5																	
Tråg SÄS	6																	
Hisingsbrons påldäck mot E45 + triangel mot Platinan	7						4,1 km pålar											
Platinan etapp 1 mot E45	11																	
Platinan etapp 1 centralt + etapp 2 öster	11																	
Platinan etapp 2 norr/söder	11																	
Platinan etapp 2 öst	11																	
E45 lastlinje 2	13													12km pålar				
Stadstjänarebron stöd 3 (norr)	8																	

År 2018

	Nr	v1	v2	v3	v4	v5	v6	v7	v8	v9	v10	v11	v12	v13	v14	v15	v16	v17	v18	v19
Stöd 12,5	4																			
Stöd 13	3																			
Stöd 13,5	2				1,25 km															
Ramp SÄS	5																			
Tråg SÄS	6																			
Hisingsbrons påldäck mot E45 + triangel mot Platinan	7																			
Platinan etapp 1 mot E45	11																			
Platinan etapp 1 centralt + etapp 2 öster	11																			
Platinan etapp 2 norr/söder	11																			
Platinan etapp 2 öst	11																			
E45 lastlinje 2	13																			
Stadstjänarebron stöd 3 (norr)	8																			

Figur 6: Gemensam tidplan, 2017-12-20

4 MÄTNINGAR PÅ GÖTAÄLVBRON

4.1 Kontrollprogram

Inom ramen av projekt Hisingsbron upprättade Trafikkontoret ett kontrollprogram för Götaälvbron där gränsvärden för rörelser i horisontal- och höjdled för varje enskild brostöd fastställdes (”Hisingsbron–Kontrollprogram för Götaälvbron”, Dnr 625/10, daterad 2016-02-15). Som grund för kontrollprogrammet låg omfattande mätningar av brons rörelser från det att bron byggdes. Detta har legat till grund för Geogruppens arbete.

I Tabell 2 nedan redovisas gränsvärdena för stöden S18 till stöd II (södra sidan av älven fram till E45, se Figur 5 för placering av stöd). Stöd S18,5, S20, S21,5 och S31/I är de känsligaste stöden (skivstöd), varför gränsvärdena är lägre för dessa stöd. Stöd S31/I påverkar direkt klafföppningen vid rörelse mot Hisingen, därför är kravet på rörelser mot Hisingen vid detta stöd hårdare. Övriga stöd (pendelpelare) är mindre känsliga och tål mer rörelser.

Mätningarna utförs vid två punkter på varje stödfundament: en punkt vid östra änden och den andra punkten vid västra änden. Ett medelvärde mellan resultat från mätningar från dessa två punkter kopplas sedan till gränsvärdena.

Tabell 2: Gränsvärden för rörelser på stöd S18-SIII (Götaälvbron)

	Påverkan i höjdled på enskilt stöd (differensskillnad)		Påverkan i horisontalled på enskilt stöd	
Stödnummer	Varnings-gränsvärde	Stopp-gränsvärde	Varningsgränsvärde	Stoppgränsvärde
Stöd S18	5 mm	10 mm	10 mm	20 mm
Stöd S18,5	5 mm	10 mm	5 mm	10 mm
Stöd S20	2 mm	4 mm	5 mm	10 mm
Stöd S21	-	-	-	-
Stöd S21,5	5 mm	10 mm	5 mm	10 mm
Stöd S22	5 mm	10 mm	10 mm	20 mm
Stöd S23	5 mm	10 mm	10 mm	20 mm
Stöd S24	5 mm	10 mm	10 mm	20 mm
Stöd S25	5 mm	10 mm	10 mm	20 mm
Stöd S26	5 mm	10 mm	10 mm	20 mm
Stöd S27	5 mm	10 mm	10 mm	20 mm
Stöd S28	5 mm	10 mm	10 mm	20 mm
Stöd S29	5 mm	10 mm	10 mm	20 mm
Stöd S30	5 mm	10 mm	10 mm	20 mm
Stöd S31/I	5 mm	10 mm	Förskjutning mot Hisingen: 3mm Övrig förskjutning: 5mm	Förskjutning mot Hisingen: 4mm Övrig förskjutning: 10mm
Stöd II	10 mm	20 mm	10 mm	20 mm
Stöd III	10 mm	20 mm	10 mm	20 mm

4.2 Mätningar och nollvärden

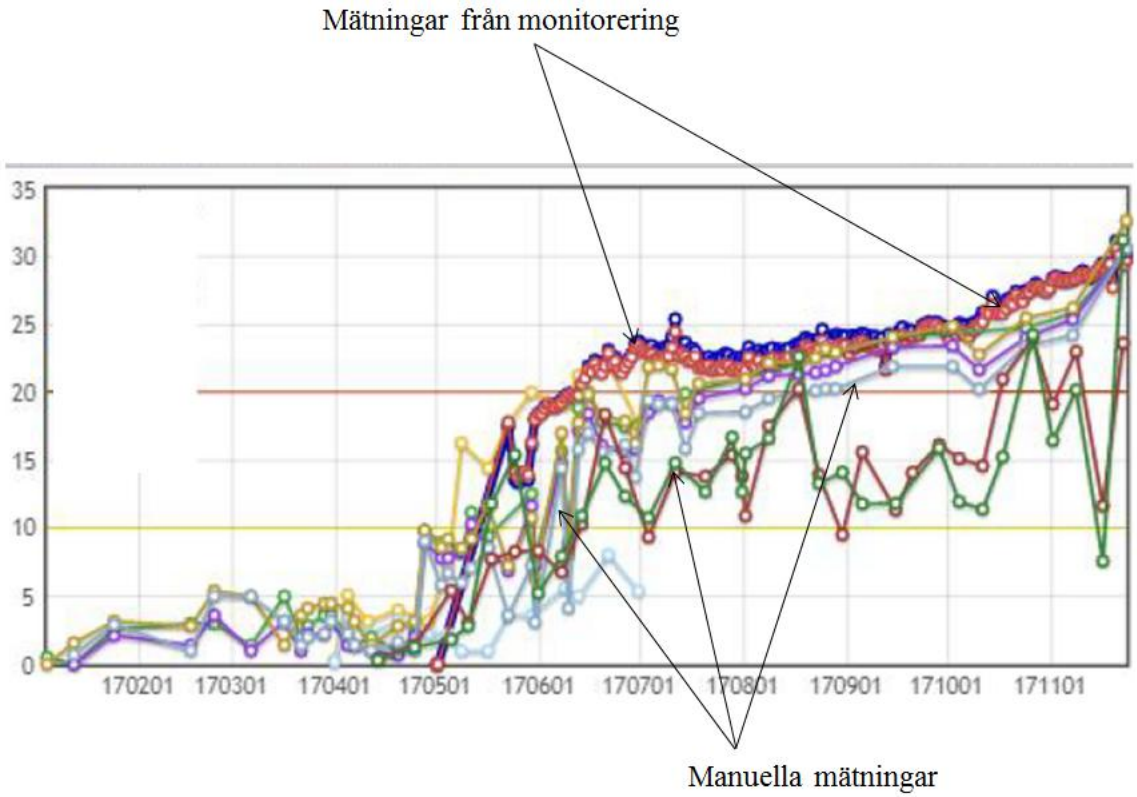
Mätningar

2016 insåg Trafikkontoret att automatisering av mätningar via monitorering skulle vara nödvändigt för att underlätta och förbättra kvaliteten av mätningarna på bron. Installation av monitoreringssystemet tog dock längre tid än planerat och systemet kom inte igång förrän maj 2017.

Fram till dess utförde varje projekt samt Trafikkontoret manuella mätningar på brostöden. Noggrannheten för manuella mätningar var svår att upprätthålla och mätningarna var oftast svåra att tolka. Mätningarna påverkades av flera faktorer såsom problem med prismor (olika typ av prismor, dålig sikt till prismor), otillräcklig uppdatering av referensnät, mänskliga faktorer och resursbrist. Därför var monitorering ett måste för att kunna lita på mätningarna och därefter kunna vidta rätta åtgärder för att skydda bron.

Monitoreringen mäter på samtliga stöd var 20:e minut och redovisning sker som ett dygnsmedelvärde. I Figur 7 nedan visas resultat från mätningar som

utfördes på samma punkt, dels genom monitorering (dagligt medelvärdet), dels genom manuella mätningar (daglig eller veckovis). Det syns hur stor spridningen var på resultat vid manuella mätningar.



Figur 7: Jämförelse mellan manuella mätningar och mätningar från monitorering

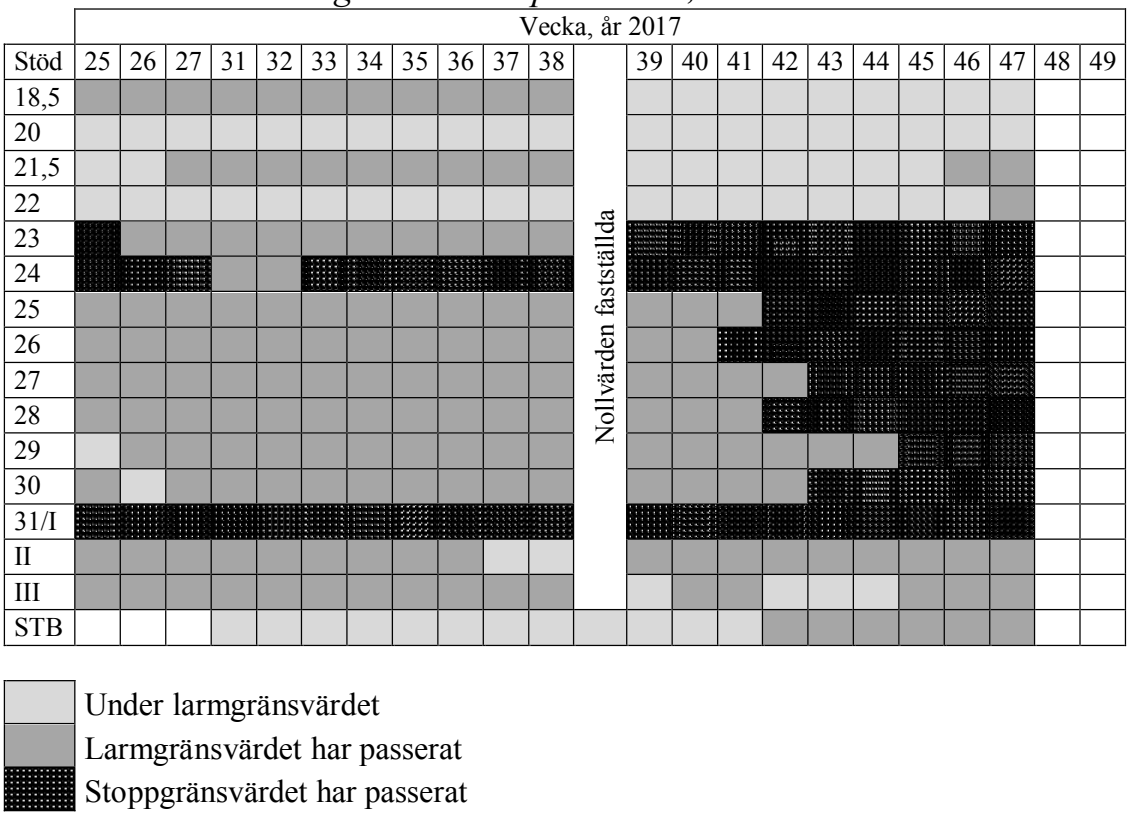
Framtagning av nollvärden

Trafikkontoret startade projektanpassade manuella mätningar vid olika tidpunkter för olika stödområden och större delen av mätningarna startades efter att pålningsarbetena påbörjats. Endast relativa nollvärden kunde därför tas fram. Varje projekt etablerade sina ”egna” nollvärden innan de startade sina respektive markarbeten och mätte på de stöd som befann sig inom sina respektive påverkansområden.

Analys av mätningar och kopplingen till kontrollprogrammets gränsvärden var därför svår att göra. Osäkerheter i mätningarna var också ett stort problem för att kunna definiera när gränsvärden passerades. Under hela våren och sommaren 2017 togs Trafikkontorets mätningar som utgångspunkt för varje stöds definition av när gränsvärden passerades (med olika datum på nollvärdena då mätningar inte startades samtidigt).

När monitorering drog igång och mätningarna blev mer pålitliga utfördes ett omfattande jobb för att fastställa nollvärden genom att för varje enskilt stöd göra en noga avvägd bedömning av uppmätta rörelser som skett i stödet under hela perioden då manuella mätningar utförts efter det att Kontrollprogrammet började gälla. Detta arbete utfördes av Trafikkontorets brospecialist i samarbete med mätspecialist och nollvärdena blev fastställda under oktober 2017. I Tabell 3 nedan redovisas hur gränsvärdena passerats före och efter att nollvärdena fastställdes.

Tabell 3: Passerande gränsvärden på stöd 18,5 till III



4.3 Gemensam databas för mätresultat

För att kunna följa upp mätresultat används en gemensam databas där alla resultat av utförda mätningar (från samtliga projekt) på samtliga brostöd samt närliggande mätpunkter lyfts in. Databasen är tillgänglig för alla projekt och en mätrapport över mätningarna upprätts utifrån databasen veckovis. Mätrapporten redovisar plan- och vertikala rörelser på samtliga brostöd samt sammanställning över passerande gränsvärden (se Tabell 3, utdrag från mätrapport v47).

5 PROGNOSER AV MARKRÖRELSER

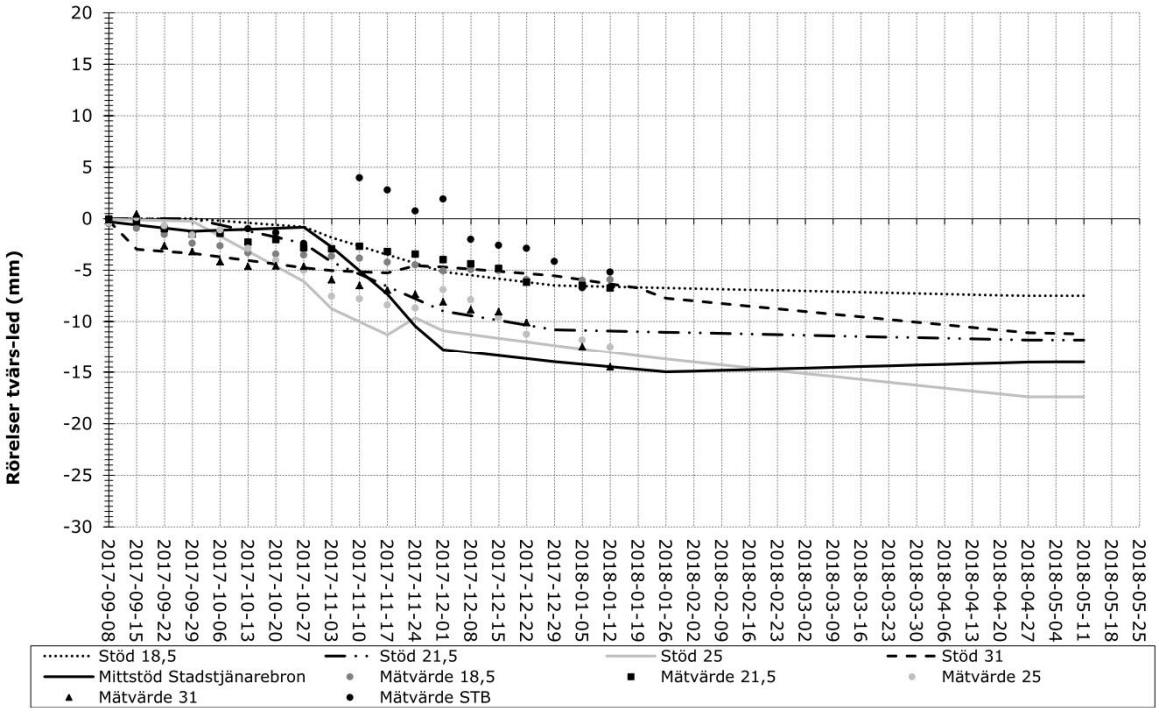
Från början insåg Geogruppen att en gemensam prognos av markrörelser skulle vara av stort intresse för att följa upp prognostiserade rörelser mot uppmätta rörelser men framför allt för att få en bättre bild av vilka rörelser som kunde förväntas vid brostöden och när i tiden dessa skulle ske. Detta för att bättre kunna planera eventuella åtgärder.

Prognosen upprättades för fem kritiska brostöd:

- Stöd 18,5, höga krav på tillåtna rörelser (skivstöd)
- Stöd 21,5, höga krav på tillåtna rörelser (skivstöd)
- Stöd 25, pendelpelare i direkt närhet av pålningsarbetena (E45, Hisingsbron och Platinan).
- Stöd 31/I, höga krav på tillåtna rörelser (skivstöd), påverkar direkt klafföppningen.
- Mittstöd (stöd 2) Stadstjänarebron, ligger närmare pålningsområdena än Götaälvbron.

Varje projekt tog fram prognoser av rörelser vid dessa fem stöd, som sedan sattes ihop och kopplades med den gemensamma tidplanen (se avsnitt 3.5), se Figur 8 som visar såväl prognoser som uppmätta rörelser tvärs bron.

Prognoserna togs fram på olika sätt och tog generellt inte hänsyn till angränsande markarbeten. En del prognoser utfördes genom beräkningar i Plaxis medan andra utfördes utifrån mätresultat från tidigare pålning. Framtagning av den sammantagna prognosen utfördes genom att summera rörelsevektorer i plan från samtliga prognoser.



Figur 8: Exempel på upprättad gemensam prognos och uppmätta rörelser i brons tvärriktning från september 2017.

6 SKYDDANDE ÅTGÄRDER

En av Geogruppens viktigaste uppgift är att utifrån analys av mätningarna diskutera och ta fram förslag på geotekniska åtgärder med syftet att minska påverkan på Götaälvbron. Diskussion kring åtgärder började direkt när Geogruppen bildades och sker kontinuerligt vid veckomötena.

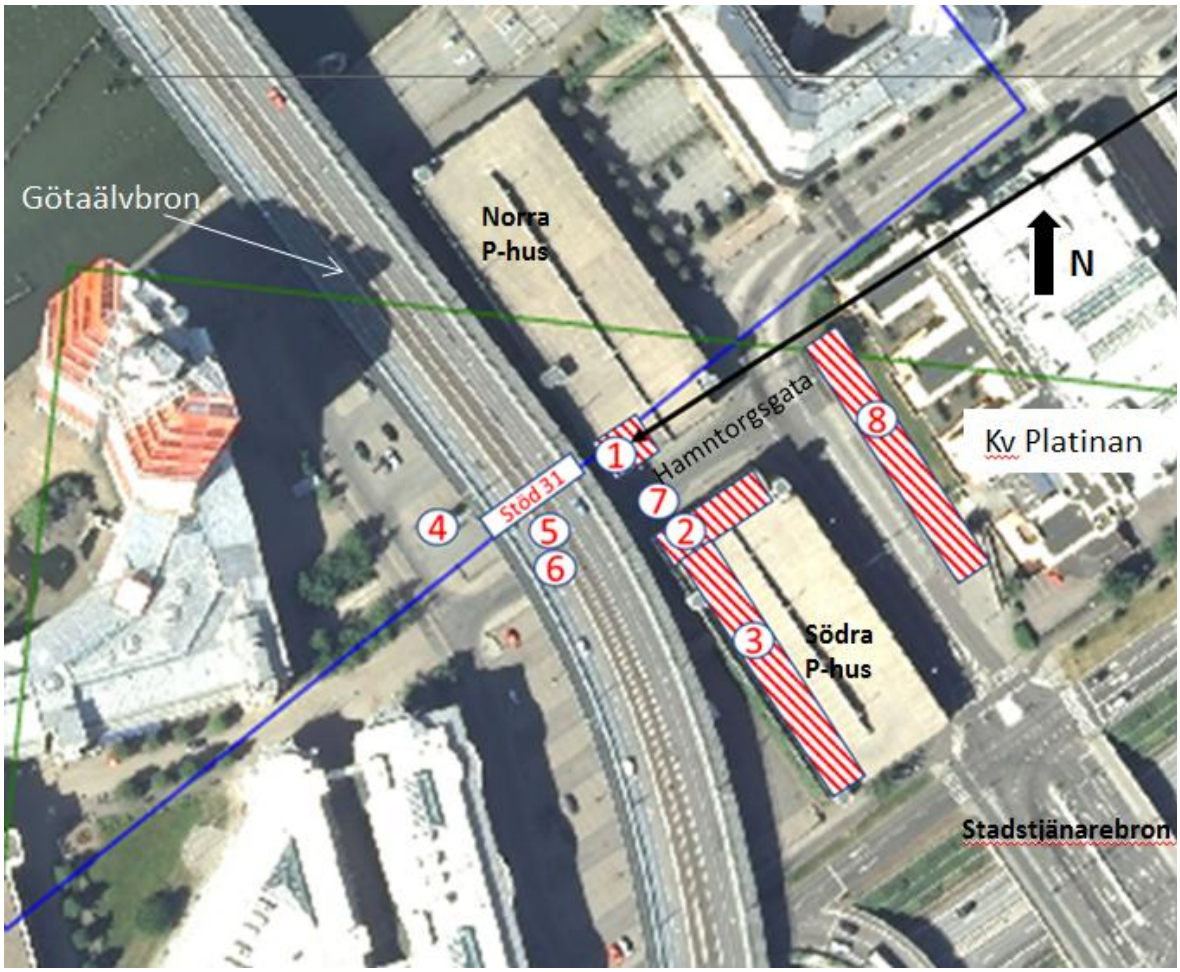
När rörelserna började bli oroväckande för Götaälvbron ansåg man att en ny grupp behövde skapas, för att utifrån Geogruppens förslag ta fram en aktivitetsplan och kunna genomföra åtgärder och ta hand om det praktiska kring utförandet (ledningar i marken, marktillträde, tillgång till maskinerna m.fl.). Den nya gruppen bildades och kallas för ”Aktionsgruppen”.

Aktionsgruppen tog fram mer specifikt vilka ytor som fanns tillgängliga och vilka åtgärder som kunde vara aktuella. De olika ytorna markeras på kartan (se *Figur 9*) enligt numrering nedan:

- Nr 1: proppdragning i södra delen av norra P-huset, efter rivning av P-huset
- Nr 2 och 3: proppdragning i norra och västra delen av södra P-huset, efter rivning av P-huset
- Nr 4: motpålning vid stöd 31/I. Denna åtgärd ligger med i aktionsplanen men Geogruppen är tveksam om den ska utföras eller

inte då det finns risk att befintliga pålar ”lossnar” från stödet eller att skarvarna i befintliga pålar lossnar på grund av för stora vertikalrörelser.

- Nr 5 och 6: proppdragning under bron strax söder om stöd S31/I
- Nr 7: proppdragning i trottoaren/Hamntorgsgatan mellan P-husen
- Nr 8: proppdragning i gräsytan strax väster om Platinans arbetsområde



Figur 9: Lokalisering av ytorna för geotekniska åtgärder

Under våren 2017 blev rörelserna vid stöd S31/I för stora och ledde till att Trafikkontoret skickade ett ”stoppbrev” till samtliga projekt där man informerade om att fortsatt pålningsarbete kunde påverka stödet med innebörden att brons funktion om att öppna klaffen kunde skadas. Varje projekt tog fram egna åtgärder och Geogruppen och Aktionsgruppen fokuserade på åtgärdena kring stöd S31/I. Flera åtgärder för att skydda stöd S31/I utfördes mellan juli och september 2017. Dessa beskrivs under avsnitt 6.1 och 6.2.

6.1 Proppdragning söder om stöd S31/I (område 5 och 6)

En möjlig yta, fri från ledningar, fanns tillgänglig under bron, strax söder om stöd S31/I (område 5 och 6 i *Figur 9*). Att man befinner sig under bron begränsade möjligheten att dra djupa proppar och man kunde bara dra proppar till 9 m djup. Proppdragning utfördes i två etapper:

- Etapp 1, 11-12 juli 2017: 11st skruvborrningar, c/c 2m, ϕ 0,3m och ned till 9 m djup.
- Etapp 2, 11-12 september 2017. Rensning av de tidigare skruvborrhålen samt utförande av 8 nya hål parallellt med de gamla hålen.



Figur 10: Lerproppdragning under bron (bild Ulf Lundgren)



Figur 11: Lerproppdragning under bron (bild Arne Adrian)

Vid de kompletterande skruvborrningarna (etapp 2) kunde konstateras att de flesta hålen fortfarande stod öppna i den övre delen, och att de var fyllda med vatten. I samband med rensning av de tidigare utförda hålen kunde också konstateras att man inte fick upp särskilt mycket massor, vilket även detta indikerade att hålen inte "slagit igen".

Rent teoretiskt skall hål i den aktuella jorden kunna stå öppna ner till drygt 5 m djup, djupet avgörs dock i stor utsträckning av hur stora horisontaltrycken i jorden var, vilket var osäkert till följd av pålning i närområdet. I det fall hålen dessutom var vattenfyllda så kan de stå öppna till ännu större djup.

Mätningar indikerade att stödet rörde sig någon millimeter söderut i samband med skruvborrningarna, vilket var logiskt då proppdragningen utfördes strax söder om stödet och pålningen tidigare förskjutit stödet åt norr. Man kunde dock även konstatera att redan efter några dagar hade rörelserna "gått tillbaka", vilket var svårt att förklara i juli eftersom ingen pålning skedde under denna tid.

6.2 Proppdragning norr om det södra P-huset (område 7)

I trottoaren längs Hamntorgsgatan (område 7 i *Figur 9*) fanns en möjlig yta där djupare proppar kunde tas. Lerproppdragning utfördes i trottoaren längs det södra P-huset, den 25-26 september 2017. Det utfördes 17st skruvborrningar, c/c 1,5 á 2 m, med ϕ 0,4 och ned till 20 m djup. Plaströr installerades i hålens övre del (ner till ca 1m djup) för att reducera lokala sättningar och bärighetsproblem till följd av propptagningen.



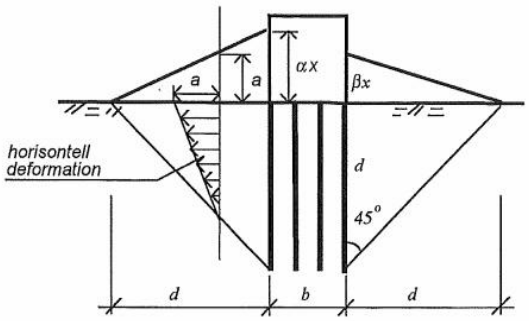
Figur 12: Utseende efter lerproppdragning (bild Arne Adrian)

En översiktlig studie av vilken effekt propptagningen skulle kunna få i form av rörelser utfördes med hjälp av den förenklade metod för massundanträngning som återfinns i Pålgrundläggningshandboken och i Pålkommissionens rapport 95 (*Figur 13*). Följande antaganden gjordes:

- Antal skruvborrningar: 17st
- Djup: 20 m
- Diameter: 0,4 m
- "Verkningsgrad": 1,0 (dvs. hålet går igen helt)

Med dessa antaganden erhölls en maximal hävning/sidorörelse på ca 40 mm närmast propptagningsområdet. I det fall hålen delvis stod öppna, vilket var troligt, så skulle rörelserna minska i samma omfattning. Det troliga var vidare att hålen stod öppna i den övre delen men gick ihop i den nedre. Enligt metoden kommer marken att påverkas inom ett område ut till ett avstånd motsvarande pål/propp-längden, dvs. 20 m.

Erfarenheterna beträffande rörelser till följd av pålslagning i området tyder på att effekt fås upp till ca 1,5 ggr pållängden, dvs. ca 30 m, (därmed inte sagt att detta automatiskt även gäller effekt av proppdragning). I Figur 14 markerades därför avstånden 20 m och 30 m från proppdragningsområdets nordvästra hörn. Man fann då att den förväntade rörelsen hos stöd S31/I skulle bli mycket liten. Däremot borde man se en påverkan på stöd S30.



Figur 13: Horisontella deformationer vid slagning av pålar i lera (handboken ”Pålgrundläggning”, Olsson&Holm, 1993)



Figur 14: Avstånden 20 och 30 m ut från proppdragningsområdet (motsvarande 1,0 och 1,5 ggr propplängden)

De mätningar av rörelser hos Götaälvbron som utförts gav emellertid ingen tydlig indikation på att de närmaste brostöden skulle ha rört sig till följd av propptagningen. Det är således svårt att säga att propptagningen gav någon tydlig rörelse hos de två närliggande stöden S30 och S31/I. Det är dock rimligt att tro att slitsen kunde ha en dämpande effekt vid efterföljande pålning.

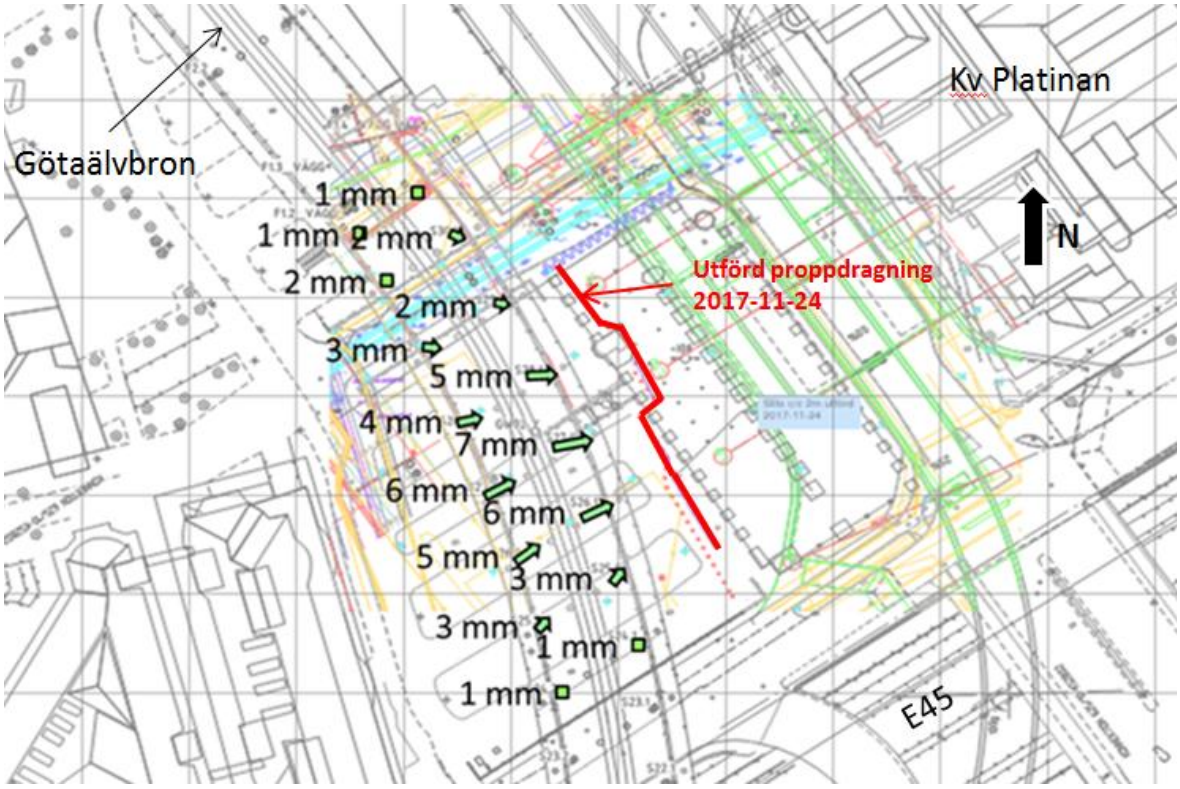
6.3 Proppdragning längs Götaälvbron utmed södra P-huset västra fasad (område 2-3)

Ackumulerade rörelser i brons tvärled på stöd S23 till S31/I blev oroväckande för Götaälvbron under hösten 2017. Geogruppen och Aktionsgruppen jobbade med åtgärder för att avlasta brostöden i brons tvärled genom att utföra lerproppdragning i en linje parallellt med Götaälvbron.

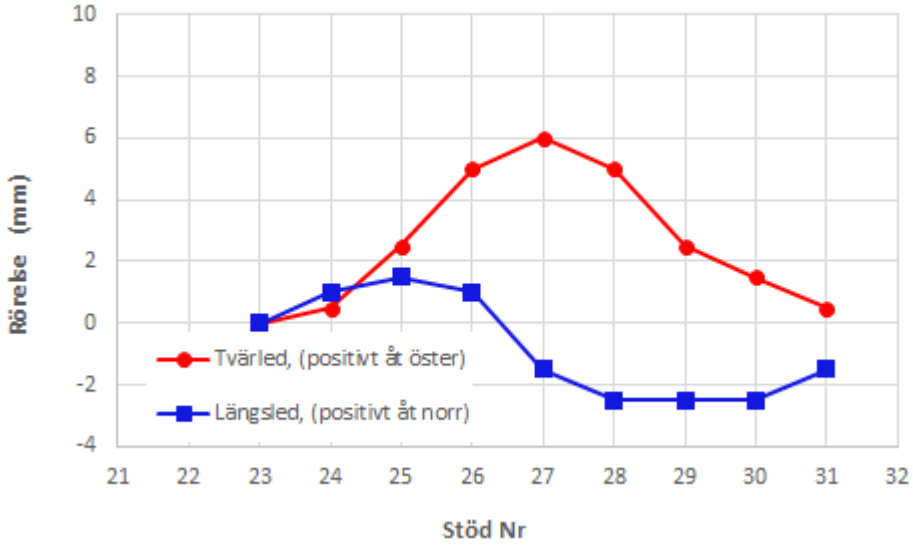
Proppdragning utfördes längs linjen som visas i Figur 15. Borrningarna genomfördes den 24 november 2017. Totalt utfördes 50 skruvborrningar, cc 1,5 á 2,0 m, ϕ 0,4m och ned till 20 m djup. Ett plaströr installerades i den övre delen av hålen, på samma sätt som vid borrningar norr om det södra P-huset.

Denna mer omfattande skruvborrning gav en omedelbar effekt på brostödens rörelser (stöden S25 till S30), framförallt i brons tvärled, vilket kunde förväntas, se Figur 15 och Figur 16.

Beträffande rörelserna i längsled kunde man även notera en skillnad för stödens östra respektive västra ända, där den östra delen rörde sig mer än den västra vilket var logiskt då proppdragningen utfördes öster om stöden. Detta innebar en mindre rotation av stöden.



Figur 15: Effekt från proppdragningen utförd 171114 (rörelsepilar visar differensen mellan mätvärde 23/11 och 26/11), bild Anders Kullingsjö



Figur 16: Rörelser på stöd S23 till S31 till följd av proppdragning utförd 171124 (bild Leif Jendeby).

6.4 Ytterligare geotekniska åtgärder

Ovanstående skruvborrningen (avsnitt 6.3) kunde inte utföras längre norrut på grund av ledningar som finns i och norr om Hamntorgsgatan. Inom en snar framtid kommer ledningarna att läggas om och lämna ytan fri för flera proppdragningar. Planen är att förlänga raden av lerproppar (linjen i Figur 15) upp mot norr förbi stöd S31/I.

Även om denna proppdragning har gett tydlig och positiv effekt på brostöden är rörelserna orsakade av pålningen för stora för att kunna upprätthålla Götaälvbrons funktion och ytterligare åtgärd kommer att behövas. Att komplettera raden med ytterligare proppar (tätare proppar) och/eller att utföra en ny rad parallellt med den redan utförd linje (avsnitt 6.3 och Figur 15) är något som planeras utföras under januari 2018.

6.5 Projektens egna åtgärder och erfarenhetsutbyte

Utöver de gemensamma åtgärderna som Geogruppen och Aktionsgruppen tar fram och utför, jobbar varje projekt med egna åtgärder såsom lerproppdragning i samband med pålningen (av olika omfattning), ändring av pålslagningsordning, ändring av påltyp, reducering av pålningstakt m.fl.

Geogruppen är också en plattform för erfarenhetsutbyte där man diskuterar och byter synpunkter och erfarenheter kring massundanträngning och markrörelser vid pålningsarbeten. Ett exempel på detta var då flera projekt utförde provpålning med öppna stålrörspålar för att studera proppbildningen i pålen vid pålning.

Vid användning av öppna stålrörspålar kommer jorden att tränga in i pålen. Om jorden är mycket lös och pålen har tillräckligt stor diameter kommer jordöverytan inne i pålen att ha samma nivå efter neddrivningen som dessförinnan. Pålen fungerar som en stor kolvborr. Under andra betingelser kan en propp bildas och pålen bli då väsentligt mer massundanträngande. (Pålkommissionen, Rapport 90).

Provpålning utfördes med syftet att definiera omfattning på proppbildning vid slagning vs vibrering av stålrörspålar och på det sättet kunna prognostisera reducering av massundanträngning vid byte av betongpåle till stålrörspåle. Huruvida man slår eller vibrerar ner pålarna påverkar också skarvtyp och tidsåtgången.

Slagning stålrörspålar (3st provpålning)
Installation av 3 slagna provpålar till nivå ca -81 utfördes under juli 2017. Stålrörspåle hade en diameter på 323 mm och tjocklek på 12,5 mm, med ihopslagna skarvar. En mindre inne-rör (tjocklek ca 10 mm) installerades i botten av pålen för att minska friktionen mellan lera och påle i röret.
Det visade sig att djupet till lera i röret uppgick till 20-23 m. Jämförelse med massundanträngande volym vid slagning av en betongpåle 275x275 mm visar att slagning av stålrörspålen medför en reducering av total massundanträngd volym med ca 45 %.

Vibrering stålrörspålar (1st provpålning)
Provpålning genom vibrering av en 84 m lång öppen stålrörspåle utfördes under juli 2017 till ca nivå -82. Stålrörspålen hade en diameter på 323 mm och tjocklek på 12,5 mm, varje pålement var 12 m och hade en gängskarv, se Figur 17. Följande kunde konstateras:

- nästan ingen propp bildades under de första 50 m
- 1,7m propp bildades mellan 50-60 m djup
- 4,2m propp bildades mellan 60-72 m djup
- 11,3m propp bildades mellan 72-84 m djup

Det innebär att byte från betongpåle (275x275 mm) till vibrerade stålrörspåle medför en reducering av total massundanträngd volym med ca 55 %.



Figur 17: Provpålning, vibrering av öppet stålrörspåle (bild Anders Johansson)

7 SLUTORD

Detta arbete har varit och är ett unikt och lyckat samarbete, som tack vare blandning av kunskaper inom geoteknik, broteknik och mätteknik leder till intressanta och genomtänkta skyddande åtgärder för Götaälvbron.

Under arbetets gång har man insett vikten av att ha tillgång till noggranna och tillförlitliga mätningar likaså vikten av samverkan mellan olika kompetensområden, där alla har varit aktiva, involverade, engagerade och behjälpliga.

Utöver att jobba mot ett gemensamt mål (att skydda Götaälvbron under byggtiden) har Geogruppen bidragit till en ökad kunskap om massundanträngning och motåtgärder samt spridit kunskap och erfarenhet till många olika aktörer.

År 2018 kommer att vara lika intensiv som år 2017 och samarbetet har nu kommit till en nivå där alla har hittat sin roll och arbetet ”rullar på”.

Jag vill passa på att säga ett stort tack till alla deltagare i geogruppen, brogruppen och aktionsgruppen som, tack vare deras närvaro och engagemang, medfört till en lyckad samverkan.

8 REFERENSER

Pålkommissionen, 1993. *Rapport 90 - Grova stålrörspålar – anvisningar för dimensionering, utförande och kontroll*. Linköping.

Pålkommissionen, 1997. *Rapport 95 – Omgivningspåverkan vid pål- och spontslagning*. Linköping.

Olsson C., Holm G., 1993. *Pålgrundläggningshandboken*. Stockholm, SGI (Svenska geotekniska institut)

Samordning/intern kommunikation med Leif Jendeby, Anders Kullingsjö, Arne Adrian, Ingvar Larsson, Marcus Dahlström.

Geogruppen består av: Carine Bouzas, Mikael Andersson, Arne Adrian, Ingvar Larsson, Carolina Sellin, Marcus Dahlström, Michael Sabattini, Anders Kullingsjö, Thomas Darholm, Roul Jonsteg, Leif Jendeby, Marius Tremblay, Daniel Hägestrand, Johnny Vestlund, Christer Linne, Anna Berglin, Ingvar Porsholm, Bo Björklund.

GEOFYSIK SOM KOMPLEMENT TILL KONVENTIONELLA GEOTEKNISKA METODER VID PROJEKTERING AV JÄRNVÄG

Jakob Johansson, MRM

Sammanfattning

I projektet dubbelspår Malmbanan mellan Kiruna och Riksgränsen har en kombination av geofysiska och geotekniska undersökningsmetoder använts med goda resultat för framtagande av projekteringsunderlag. Geofysik som komplement till geotekniska undersökningar har en bred användning inom geoteknik. Projektspecifika förutsättningar och ständig vilja att förbättra projekteringsunderlaget innebär större relevans för geofysiska undersökningsmetoder. Malmbanan går genom många miljökänsliga områden med höga naturvärden. Stor del går i så kallat Natura 2000-område där det inte är tillåtet att framföra fordon under barmarkssäsongen. Undersökningar med manuellt framförd georadar är en lämplig metod för översiktlig undersökning av markförhållanden samtidigt som påverkan på naturen är minimal.

Inför framtagande av borrprogram ger georadar bra vägledning. Georadar på spår ger snabbt en indikativ jordmodell till en klart rimlig kostnadsnivå och minskar risken för olyckor med borrvagnar på spår. Slutprodukten blir bättre och säkrare borrprogram för genomförande av konventionell geoteknik vilket ger bättre underlag för fortsatt projektering och byggande.

Summary

A combination of geophysical and geotechnical survey methods has been used in the project “Double track for *Malmbanan* between Kiruna and Riksgränsen” with good results. Geophysics as a complement to conventional geotechnical investigations has a wide range of uses in geotechnology. Project specific conditions and a constant striving to improve the quality of data means greater relevance for geophysical surveys. *Malmbanan* goes thru several environmental sensitive areas like *Natura 2000* where vehicles are not allowed during the bare season. Surveys with manually georadar is therefore a very appropriate method for ground surveying with very low impact on the environment. Railway georadar covers great distance in short time and provides data for an indicative model of soil stratigraphy to an acceptable cost level. Summed this provides better data for projecting and building.

1 INLEDNING

Geofysiska undersökningsmetoder som georadar är effektiva för att undersöka jordlagerföljden och ta fram underlag för planering av konventionella geotekniska metoder. Intressant att lyfta fram inom detta område är hur kombinationen geoteknik/geofysik kan användas, vilka olika typer av metoder det finns och inom vilka tillämpningsområden det är lämpligt. Geotekniska undersökningar ska utföras, och strävas mot att utföras, med bästa möjliga precision och omfattning, samtidigt som uppdragsgivaren/beställaren ska få en så kostnadseffektiv produkt som möjligt.

Geofysik i kombination med geoteknik är i sig inget nytt. Däremot kanske geofysik är en något bortglömd metod som är värd att lyftas fram och belysas på ett annat sätt än tidigare. Nya generationer geotekniker – hur ser kunskapen om geofysik ut? En öppen och erfarenhetsmässig dialog om lärdomar och tillämpningar i genomförda projekt är önskvärt. En yrkesmässig utmaning kan ligga i att användandet av geofysik innebär samarbete med en annan yrkeskategori. Geotekniker kan ibland uttrycka en besvikelse över den onoggrannhet som ingår i geofysikens beskrivning av markförhållanden. Det stämmer förvisso ofta att geofysiken inte tillhandahåller samma precision jämfört med en geoteknisk undersökningspunkt och det är i det som styrkan ligger i att kombinera geofysik med geoteknik.

En projekteringsförutsättning som kan innebära att geofysiska undersökningar får ett högre syfte är markåtkomst. I projekt kan åtkomsten till marken vara begränsad av till exempel naturvärdesklassat område eller markförlagda ledningar. Kan man minska antal sonderingar med hälften halverar man också risken att borra i något man inte ska borra. Georadar ger i princip ingen påverkan på marken.

I projektet dubbelspår för Malmbanan mellan Kiruna och Riksgränsen är åtkomsten till befintlig spårmitt begränsad på grund av trafikbelastningen. Att utföra sonderingar i spårmitt med borrbandvagn är resurskrävande. Därför krävdes alternativa undersökningsmetoder. Som alternativ metod har georadar använts för att undersöka underballastens mäktighet och undergrundens beskaffenhet. Mätningar har utförts med handdragen antenn i linje för planerade nya spår och med spårbunden georadar längs hela den befintliga järnvägen. Undersökningar med georadar kan utföras med minimal påverkan på marken och ger bra underlag, till exempel för bestämning av torvmäktigheter i myrar, för planering och optimering av fältundersökningarna med borrvagn vintertid.

2 VAD ÄR GEOFYSIK?

2.1 Allmänt

Vetenskapen geofysik behandlar de fysikaliska egenskaperna och fenomen hos jorden och dess omgivning. Geofysik innefattar många typer av fysikaliska tillämpningar som till exempel meteorologi, fysiken i atmosfären och jonosfären eller fysiken i jordklotet med mera. Inom geoteknik innebär geofysik användningen av fysikens principer för undersökningar av den översta hinnan av jordskorpan, från markytan ned till något hundratal meters djup. (Triumf, 1992)

Kostnaderna för geoteknisk borrning ökar samtidigt som kraven på kvalité är högt. Brister i underlag vid projektering innebär ofta problem i byggskedet uppstår som följd. Detta kan leda till stillestånd, sämre genomförande och tvister mellan inblandade parter. Underhållskostnaderna kan öka och livslängden reduceras. Här kan geofysik i kombination med geoteknik skapa bättre och mer pålitliga underlag. (Triumf, 1992)

Metoder för geofysiska undersökningar i geoteknisk tillämpning arbetades fram under andra halvan av 1900-talet. Det finns ett stort antal olika geofysiska metoder för olika typer av tillämpningar. Geotekniker över hela landet använder geofysik som ett komplement till konventionella geotekniska undersökningar med borrbandvagn. Mer dialog och information kring metoder kan leda till mer och bättre användning av geofysik.

Vid en geoteknisk undersökning inför, låt säga ett bostadsprojekt, utförs undersökningar i ett antal punkter. Vidare undersöks upptagna prover på ett laboratorium. Även om undersökningsprogrammet är rigoröst går det inte komma ifrån att den provade volymen utgör en liten bråkdel av den totala volym som berörs av bygget. I varje undersökningspunkt kan jordlager-förhållandena beskrivas med hög noggrannhet. Vad som sker mellan respektive undersökningspunkt är dock okänt. För att komplettera punktinformationen i syfte att höja kvalitén på undersökningarna krävs någon information av kontinuerlig karaktär och det är i denna problemställning geofysik kommer in i bilden.

2.2 Geofysiska undesökningsmetoder

Vilken geofysisk undersökningsmetod som är lämplig att använda beror givetvis på vad som ska undersökas. Förenklat kan marken sägas bestå av geologiskt material och vatten som allt har olika fysikaliska egenskaper. Det är dessa skillnader i fysikaliska egenskaper som möjliggör att undergrunden kan

undersökas med geofysik. Exempel på fysikaliska egenskaper som kan bestämmas med geofysiska metoder är: elastiska, elektriska, radioaktiva, magnetiska och densitet. Utifrån dessa egenskaper väljs lämplig metod som kan användas i geotekniska utredningar. (Triumf, 1992)

De konventionella geotekniska undersökningsmetoder som används oftast i Sverige är relativt okända internationellt (frånsett de nordiska länderna). Geofysiska metoder är däremot mer kända och många geotekniker har god kunskap och erfarenheter från tillämpning. Ett exempel på detta är inom stora muddringsprojekt där entreprenörerna är multinationella bolag med verksamhet över hela världen. Där utgör geofysiska undersökningar ofta en självklar del av ett projekteringsunderlag.

Det finns ett stort antal olika geofysiska undersökningsmetoder. De vanligaste metoderna inom geoteknisk tillämpning är: refraktionsseismik, reflektions-seismik, elektisk resistivitetsmätning och georadar.

I tabell 1 redogörs exempel på lämpliga tillämpningsområden för respektive metod för några vanliga geotekniska problemställningar.

Tabell 1: Exempel på olika tillämpningsområden för respektive geofysisk undersökningsmetod och några vanliga geotekniska problemställningar. (Triumf, 1992)

Problemställning	**Exempel på geofysiska metoders tillämpbarhet**			
	Refraktions-seismik	Reflektions-seismik	Elektrisk resistivitets-mätning	Georadar
Jordlagerföljd > 15 m		x		
Jordlagerföljd < 15 m				x
Bestämning av mäktighet av lera			x	
Läge grundvattenyta				x
Djup till berg >15 m	x	x		
Djup till berg <15 m	x			x

3 PROJEKT MALMBANAN

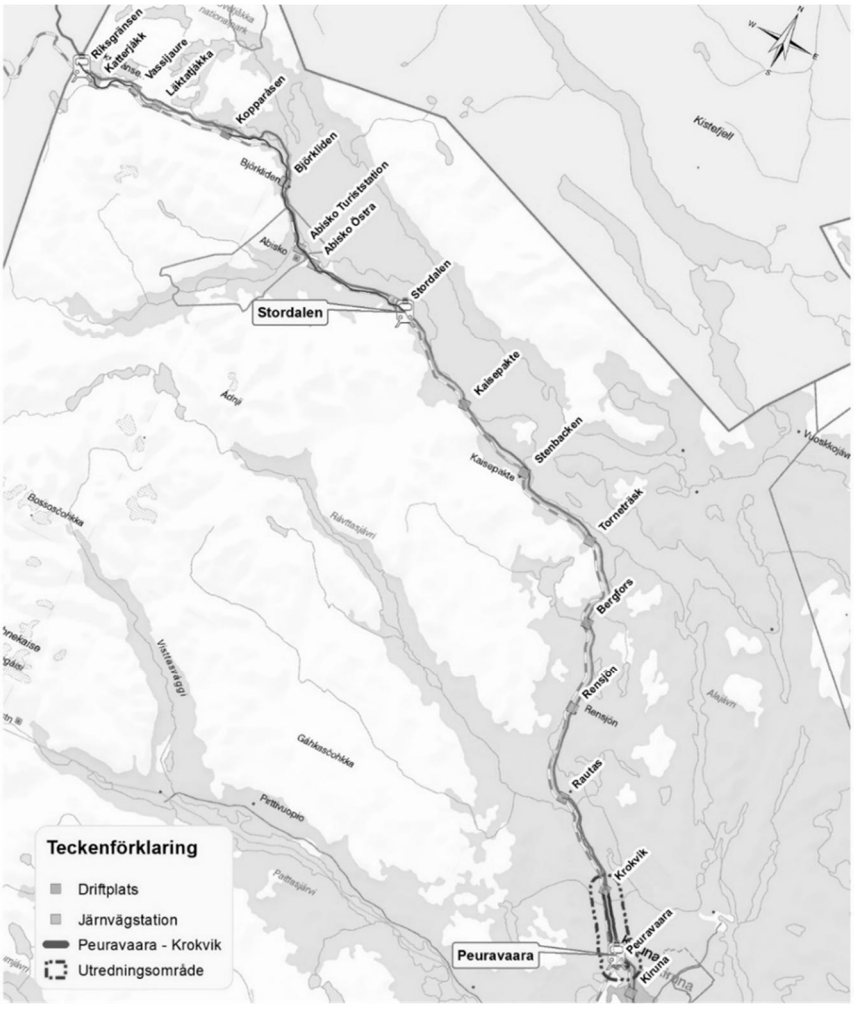
3.1 Bakgrund till projektet

Malmbanan är den tyngst trafikerade järnvägen i Sverige och den enda järnvägen i Sverige som tillåter 30 tons axellast och 8 600 ton tunga tåg.

Malmbanan är en central del i Norrbottens teknologiska megasystem som från slutet av 1800-talet skapades för exploateringen av Malmfälten i Lappland. I begreppet ingår Malmfältens gruvor, Malmbanan, Malmhamnen, Porjus kraftstation och Bodens fästning.

Kapaciteten på Malmbanan är i dag högt utnyttjad och behöver förstärkas samtidigt som punktligheten för gods- och persontåg behöver förbättras. Kapacitetsbehovet är stort. Flera aktörer inom gruvnäring, liksom övrig gods- och persontrafik planerar för ökade transporter vilket kommer öka kapacitetsbehovet ytterligare.

Trafikverket planerar för en etappvis utbyggnad av dubbelspår där utbyggnadstakten kan anpassas utifrån behov. Trafikverket påbörjade under våren 2016 planläggningen för dubbelspår med fem etapper på respektive cirka 10 km mellan Peuravaara - Bergfors samt Kopparåsen-Vassijaure. I figur 1 presenteras en översiktskarta över Malmbanans sträckning.

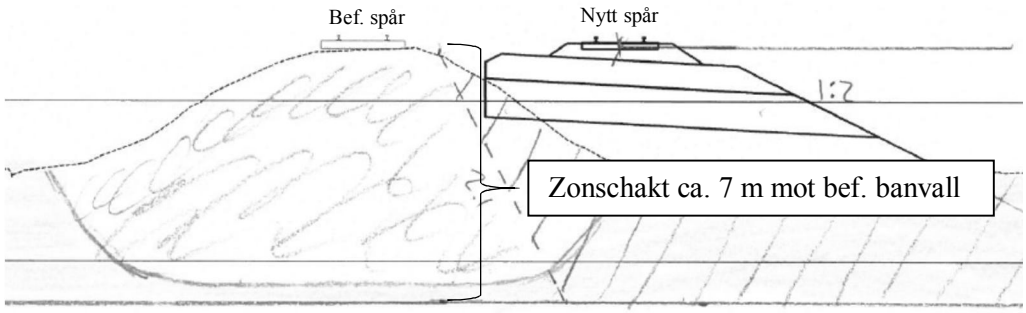


Figur 1: Karta över Malmbanans sträckning från Kiruna till Riksgränsen.

Det finns flera viktiga aspekter att ta hänsyn till i utformningen av det nya dubbelspåret. Förutom järnvägens funktion ställer landskapet och miljön olika krav på hur järnvägsanläggningen kan och bör utformas. Intrång i Natura 2000-områden, är en nyckelfråga. Det är också viktigt att finna bra lösningar för rennäringen och skapa möjligheter för att fortsatt kunna bedriva en rationell verksamhet.

3.2 Geotekniska utmaningar

Den geotekniska problematiken längs den nya sträckan för dubbelspåret bedöms vara relativt okomplicerad. Största geotekniska utmaningarna kommer vara grundläggningen av broar, byggande av ny bank tätt intill befintlig samt passager över myrområden. I figur 2 visas en illustration av byggande av ny bank tätt intill befintligt spår på en myr. Schakt ska utföras till fast jord cirka 7 meter under rälsens underkant.



Figur 2: Illustration byggande av ny bank tätt intill befintligt spår på en myr. Schakt ned till underliggande fast jord utförs som zonschakt med succesiv återfyllning.

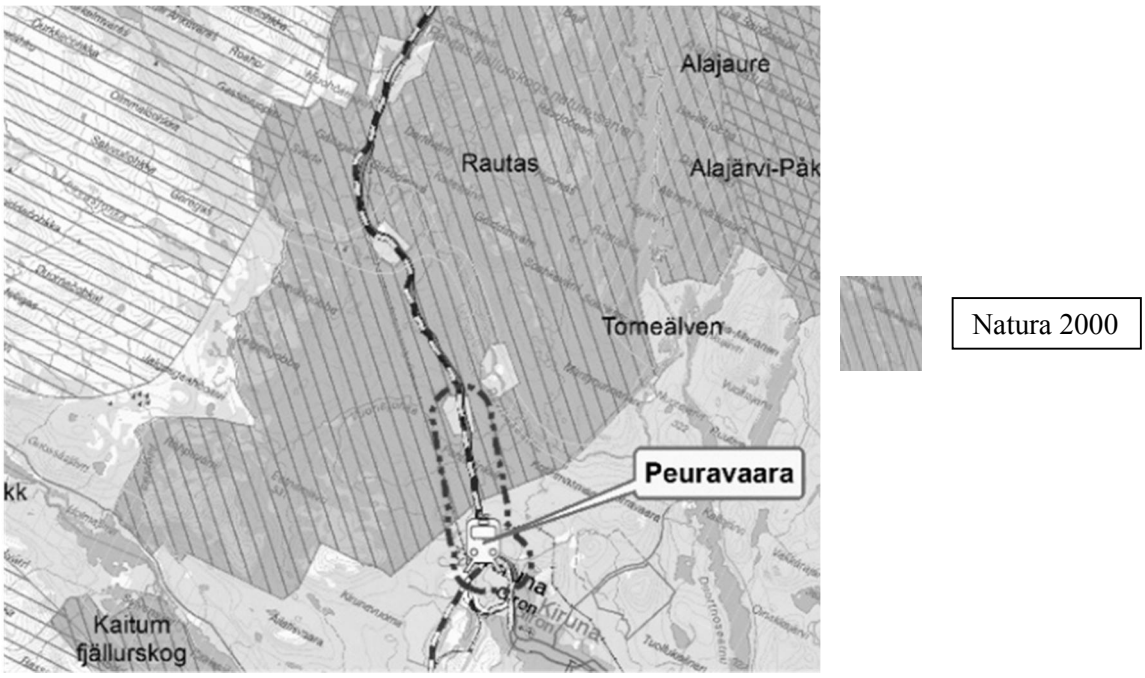
Där järnvägen går i skärning och berg ligger ovan planerad terrass krävs bergschakt vilket är kostsamt. I dessa skärningar är information om nivå och variationen på bergets överyta värdefull. Losstaget berg kan i många infrastrukturprojekt vara en tillgång för projektet så är det dock inte i Kiruna.

Ur ett undersökningstekniskt perspektiv är åtkomsten till befintlig spårmitt högst begränsad. Järnvägen trafikeras hårt vilket innebär att det är ineffektivt att vänta in tillgängliga tider för att utföra borrning. Det är också alltid förenat med en risk att vistas på spår. Utrustning eller maskiner kan fastna i spåret. Det finns en osäkerhet i befintlig banvalls uppbyggnad över passager över myrområden. Traditionellt har rustbädd tillämpats som en flytande konstruktion ovan torven. Torven har under järnvägens livslängd konsoliderat.

Var rustbädd använts och hur mycket torv som kan ligga kvar under järnvägen är okänt.

3.3 Naturmiljörelaterade begränsningar

Stor del av området kring Malmbanans första etapp är klassat som Natura 2000 område, se utklipp från översiktskarta i figur 3.



Figur 3: Utklipp från översiktskarta över Malmbanans sträckning mellan Peuravaara och Rautas genom Natura 2000 område.

Natura 2000 är ett nätverk inom EU som verkar för att skydda och bevara den biologiska mångfalden. Målet med nätverket är att hejda utrotningen av arter och livsmiljöer. I Sverige finns cirka 4 000 Natura 2000-områden. Många av dem är också naturreservat eller nationalpark. Urvalet av Natura 2000-områden är en viktig grund för att bevara ett representativt urval av naturmiljöer i Sverige. Natura 2000 omfattar värdefulla naturområden med arter eller naturtyper som är särskilt skyddsvärda ur ett europeiskt perspektiv (Naturvårdsverket, 2017).

I området kring Malmbanan innebär detta bland annat att fordon likväl som borrbandvagnar inte är tillåtet att framföras under barmarkssäsongen. Vintertid är det emellertid tillåtet att framföra borrbandvagn och snöskoter så länge snötäcket skyddar markytan.

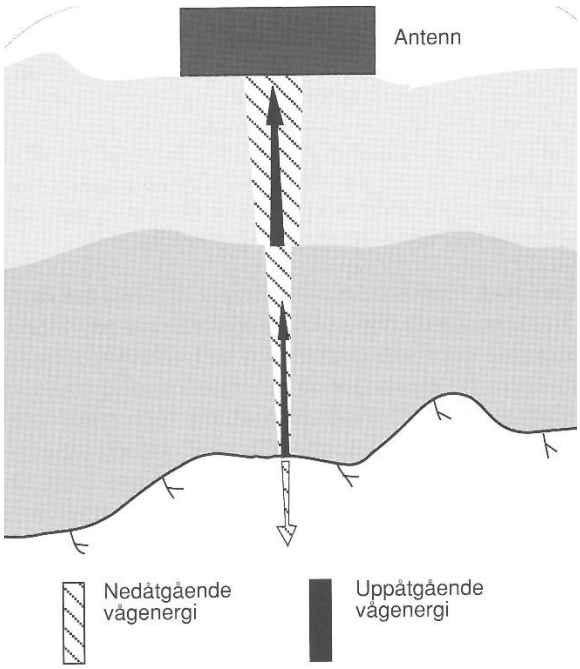
Hänsyn till dessa miljörelaterade förutsättningar var nödvändigt vid planering av de geotekniska undersökningarna. Dessutom låg projektet tidsmässigt till så

att det var nödvändigt att påbörja informationsinhämtningen i fält. Det fanns inte utrymme att invänta snö. Användning av georadar blev en bra metod som komplement till borrningarna som genomfördes under vinterhalvåret. Med georadar gavs också möjlighet att okulärt inventera förhållandena längs sträckan som till exempel myområden, förekomst av berg i dagen, ytblock med mera. Faktorer som är viktiga i utredningsarbetet men svåra att genomföra vintertid.

4 UNDERSÖKNINGAR MED GEORADAR

4.1 Metodbeskrivning

Georadar använder elektromagnetiska vågor med hög frekvens, i storleksordningen 80 MHz – 1 GHz. Principen vid geoteknisk tillämpning är att en nedåtriktad elektromagnetisk våg skickas iväg från en antenn på markytan. Radarvågen kommer fortsätta ned i marken tills den stöter på en elektrisk reflektor som gör att delar av energin reflekteras tillbaka mot markytan där antennen registrerar den återkommande radarvågen. Radarvågen kommer fortsätta ned i marken tills så lite energi finns kvar att den inte längre kan detekteras, se figur 4. (Triumf, 1992)



Figur 4: Illustration över principen för georadar. (Triumf, 1992)

Reflekterande ytor kan till exempel vara grundvattenytan, bergets överyta eller jordlager. Även nedgrävda ledningar eller föremål ger upphov till reflexer.

Georadar är bra för att undersöka jordlagerföljder till inte alltför stora (<15 m) djup, djup till berg, grundvattennivå eller andra tillämpningsområden som snödjup och istjocklek.

4.2 Utförda undersöknigar med georadar

Kompletterande undersökningar med georadar är utfört med två olika metoder. Den ena metoden är manuellt framförd georadar som är utfört i linjer för olika spåralternativ som undersökts i projekteringen. Med denna metod har linjealternativen på ett relativt snabbt och effektivt sätt undersökts. Den andra metoden som använts är en georadar installerad på ett spårbundet fordon. Kontinuerlig mätning längs hela den befintliga järnvägen är utfört. På så sätt har bank och undergrund för befintligt spår undersökts.

4.3 Konventionella borrningar

I valda linjer för nytt spår är borrningar utförda enligt ett principiellt borrprogram indelat i tre olika typlösningar:

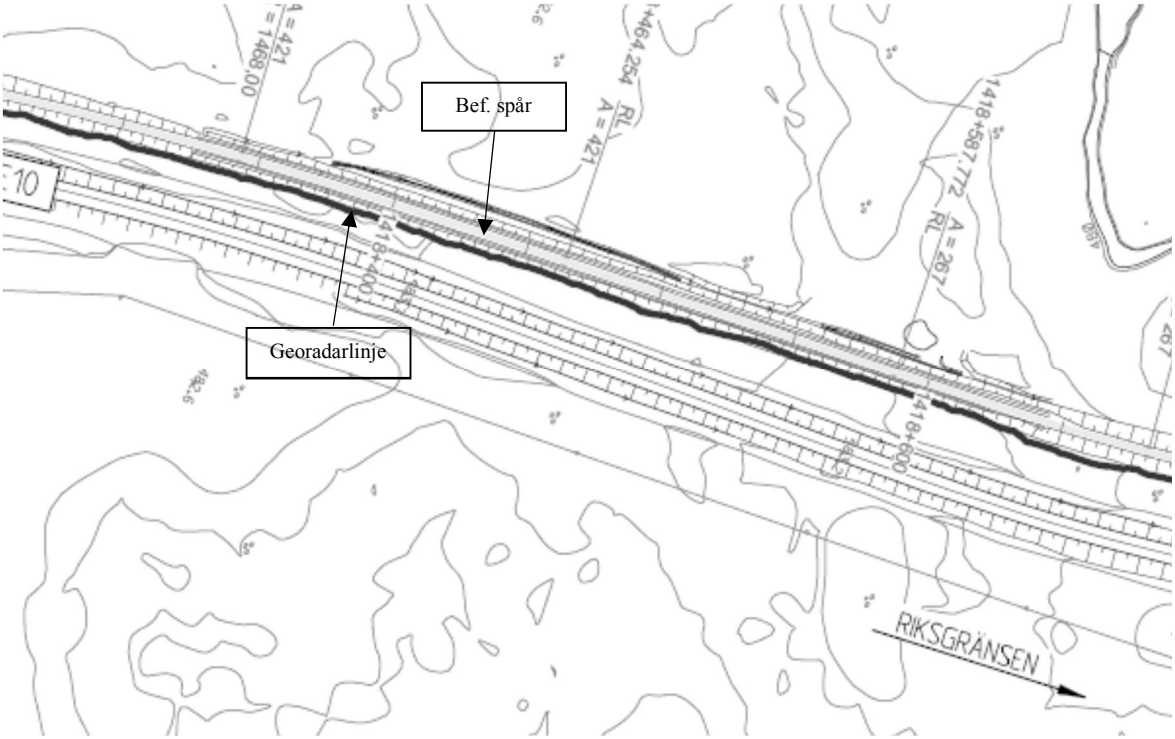
- **A-** om lös mark på bank
  - Vim c/c 50 m + sektion (bestämning av urgrävningsdjup)
  - Skr c/c 50 (bestämning av jordlagerföljd)
  - GV-rör c/c 200 m
- **B-** om fast mark på bank (morän, berg)
  - Skr c/c 50 m (bestämning av jordlagerföljd, tjf-klass)
  - HfA c/c 200 (bestämning av geoparametrar, modul)
- **C-** om fast mark i skärning (morän, berg)
  - Jb-2 c/c 20 (50) m (bergförekomst)
  - Skr c/c 50 m (bestämning av jordlagerföljd)
  - HfA c/c 100 m (bestämning av geoparametrar, modul)
  - GV-rör c/c 100 m

4.4 Manuell georadar

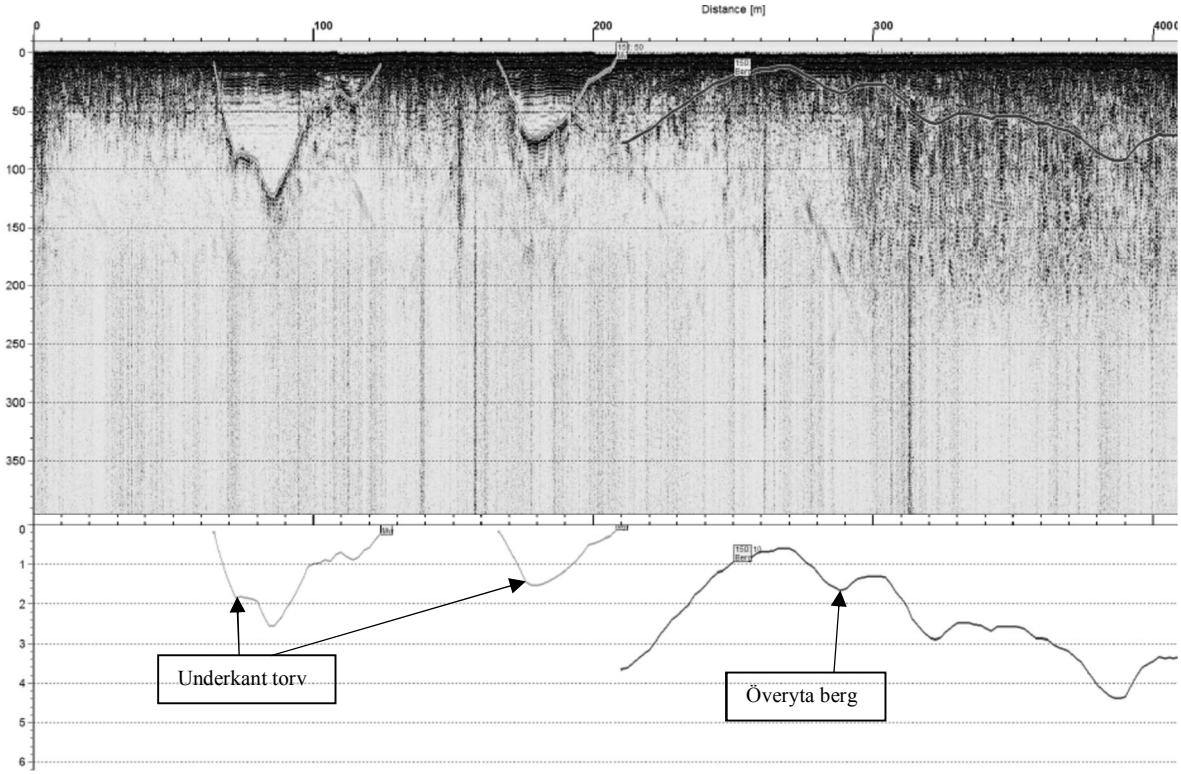
Fältarbetet utfördes i oktober 2016 av geofysiker Nils Sundström, MRM. Mätningarna utfördes med ett manuellt framfört system av typen Ramac från Malå Geoscience med en 200 MHz oskärmad antenn. Utlösningsintervall var tionde centimeter med mättråd (hip chain) och spårning med GPS.

Mätningarna utgick från utstakade linjer enligt av spårprojektör framtagna linjeförslag. Linjerna gick mestadels i eller strax utanför släntfot till befintlig järnväg, se utklipp från planritning i figur 5.

Tolkningen har gjorts med programvaran Geodoktor. Innan tolkning utfördes DC-shift, förstärkning och korrigering av tidsnollan. Längdkorrigering gjordes med avseende på de referenspunkter som stakats ut i terrängen. Två olika jordlagertyper har tolkats in, en för myr (torv), och en för morän. Den för morän är den dominerande för sträckan, med hjälp av referensdata från borrningar har en medelutbredningshastighet i detta medium uppskattats, se exempel på tolkning i figur 6. (Sundström, 2016)



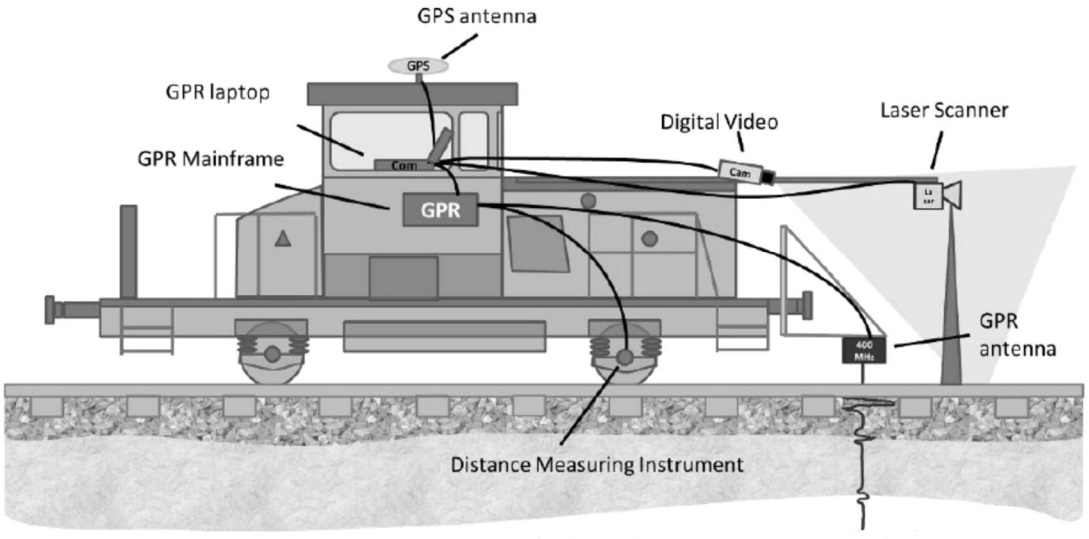
Figur 5: Utklipp från planritning över linje för utförd georadar



Figur 6: Exempel tolkning georadar. Underkant torv och överyta berg.

4.5 Spårbunden georadar

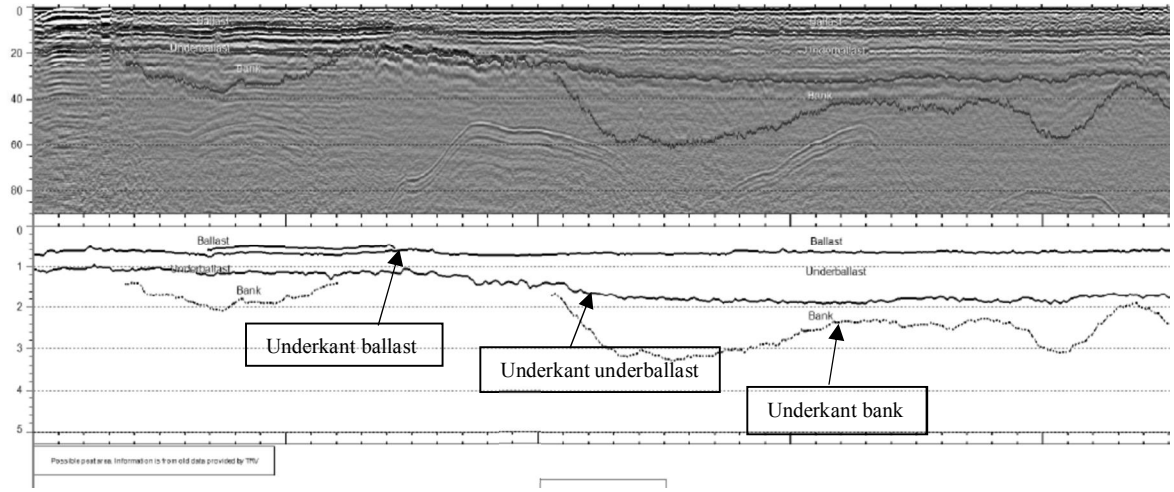
Undersökningar av befintlig järnväg med spårbunden georadar utfördes i november 2016 av företaget Roadscanner. Ett GSSI (Geophysical Survey Systems Inc.) system användes med tre 400 MHz antenner. I figur 7 visas en principskiss över mätsystemet.



Figur 7: Principskiss mätsystem spårbunden georadar. (Silvast, 2017)

Framdriften med det här systemet var omkring 50 km/h. Utöver georadar filmades även hela spåret samt skannades omgivningen närmast spåret med en laserskanner.

Tolkningen av indata har gjorts med Geodoktor och sammanställts i profilritningar längs hela spåret, se exempel i figur 8.



Figur 8: Exempel från georadar i befintligt spår. Begränsningslinjer för underkant ballast, underballast och bank tolkat. (Silvast, 2017)

4.6 Verifiering av resultat

Resultaten från både den manuellt framförda georadarn och georadar på spår har verifierats och justerats med stöd av resultaten från borrningarna. I befintligt spår är borrning utfört i utvalda lägen för spårväxlar och längs sträckan.

Slutsatsen här är att georadarresultaten överensstämde väl med borrningarna.

5 SLUTSATS

Geofysiska undersökningsmetoder erbjuder ett stort antal olika tillämpningsområden. Kunskapen om metoder och tillämpningar finns men användningen inom geoteknik kan öka. Det finns en intressekonflikt i att erbjuda geofysik som ett komplement till borrningar då detta kan minska omfattningen av borrningar. I en bransch med hög press att maximera debitering ställs geotekniker här inför ett dilemma. Utgångspunkt bör dock alltid vara att erbjuda uppdragsgivare och beställare en så hög kvalité som möjligt till en så kostnadseffektiv lösning som det går.

Inför framtagande av borrprogram ger georadar bra vägledning för planering och utförande av konventionella borrningar. Georadar på spår ger snabbt en

indikativ jordmodell (jämför med bilaga E3.09, avs. 5 som ofta finns med i FFU från TRV). Georadar ger indikativa uppgifter om torvdjup och bergnivåer till en klart rimlig kostnadsnivå. Låg påverkan på känsliga miljöer innebär att den får användas inom naturskyddade områden som till exempel Natura 2000. Sammantaget innebär detta bättre och säkrare underlag för fortsatt projektering och genomförande.

Under projekteringen har en omfattande linjestudieanalys utförts för olika linjealternativ. Som en del i linjestudien har alla linjealternativ undersökts med georadar. Alternativt utförande med borrvagn längs samma sträckor skulle inneburit höga kostnader och lång utförandetid.

6 REFERENSER

Triumf, C-A., 1992. *Geofysik för Geotekniker,* Byggforskningsrådet T31:1992, Stockholm.

Naturvårdsverket 2017. *Vad är Natura 2000.* Hämtad 2018-01-15 från: http://www.naturvardsverket.se/Var-natur/Skyddad-natur/Natura-2000/.

Sundström, N., 2016. *Rapport GPR MB1 Peu-Kro,* MRM, Luleå.

Silvast, M., 2017. *Ground penetrating radar survey on railway section between Peuravaara and Bengtfors, Result report: JP 02 – Krokvik-Rautas,* Roadscanner Oy 2017/16, Tampere, Finland.

STORSKALIG KARTERING AV SKREDBENÄGENHET I VÄSTRA GÖTALAND MED ARTIFICIELL INTELLIGENS

Abbas Abbaszadeh Shahri, Islamic Azad University, Tehran, Iran/ KTH Avd. jord- och bergmekanik

Johan Spross, Fredrik Johansson och Stefan Larsson, KTH Avd. jord- och bergmekanik

Sammanfattning

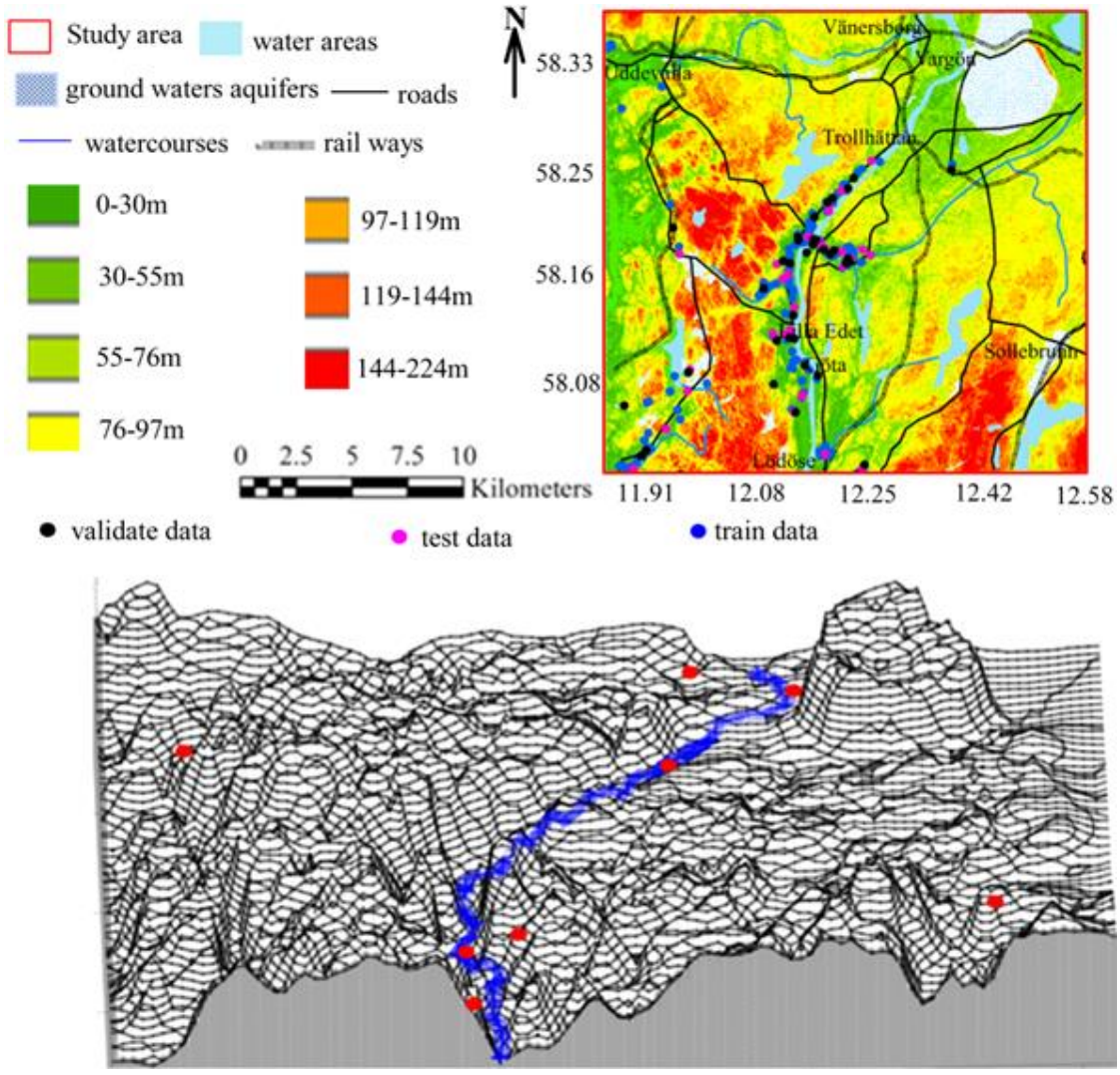
Kostnadseffektiva kartor för kartering av skredbenägenhet är värdefull information för beslutsfattare för att minimera och kontrollera skadeverkningar på befolkning och konstruktioner. Vi har i denna studie använt artificiella neuronnät (ANN) där 14 faktorer beaktats som kan påverka skredbenägenheten för ett stort område kring Göta älv. All data kommer från öppna källor, såsom satellitbilder, jordarter och tidigare skred, samt flygfoton och geologiska kartor. Utmaningen var att kunna hantera den enorma mängd data som beskriver de 14 faktorerna. Ett mycket stort antal ANN-modeller testades och deras fel är utvärderade jämfört med de verkliga förhållandena. Träffsäkerheten i den producerade kartan var hög där tidigare identifierade gamla jordskred i området blev korrekt klassificerade. Vi tror att sådana här storskaliga skredbenägenhetskartor har potential att bli ett stödjande underlag när man beslutar om var mer detaljerade skredriskanalyser ska utföras.

Summary

Providing landslide hazard maps is a useful screening tool for future decision makers to minimize or control the damage to people, properties and constructed structures. In the current study, a practical oriented and economical computer vision method by means of artificial neural network (ANN) was introduced, where 14 causative factors were considered for a large area around the river Göta älv. The landslide inventory map was identified from both official records and interpretation of aerial photographs. The optimized ANN structure was found using constructive technique subjected to various back-propagation training algorithms, different activation transfer functions and output error functions. The high achieved accuracy using different validation criteria showed an appropriate adaptability of ANN in producing the landslide susceptibility map which can be applicable for urban planners to find safer areas for development of cities and municipalities.

1 INLEDNING

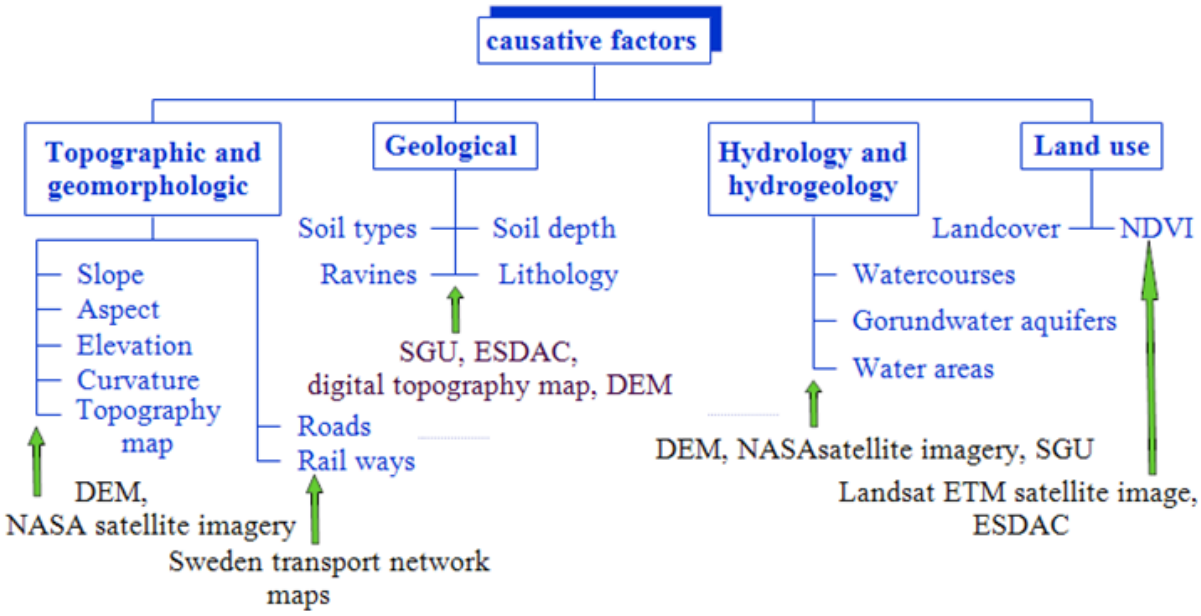
Jordskred brukar i Sverige betraktas som betydande naturkatastrofer (Andersson-Sköld et al. 2014). Så är det också i de flesta delarna av världen. Även om dödstalen relaterade till jordskred ofta är större i utvecklingsländer, så kan ändå de ekonomiska konsekvenserna vara mycket stora i de industrialiserade länderna (Guzzetti et al. 1999). I Sverige har SGU gjort bedömningen att jordskred kostar det svenska samhället i storleksordningen 200 miljoner kronor varje år. Att kunna bedöma skredbenägenheten i ett område är därför av central betydelse vid inom samhällsbyggandet. SGI har exempelvis gjort ett mycket stort arbete för att kartera skredbenägenheten längsmed Göta älv (SGI 2012a, 2012b).



Figur 1. Över: Det studerade området i Västra Götaland, med tidigare skred markerade med prickar. Under: Den använda tredimensionella digitala topografiska modellen över området.

Med den snabba utvecklingen av artificiell intelligens kommer dock nya möjligheter för snabbare och mer kostnadseffektiv kartering av skredbenägenhet. I ett forskningsprojekt på KTH Jord- och bergmekanik har vi därför antagit utmaningen att producera en karta för skredbenägenhet över ett mycket stort område omkring Göta älv i Västra Götaland. Figur 1 visar topografin i det karterade området, som är hela 1760 km^2 stort. I området har det tidigare skett många stora och kostsamma skred, främst i kvicklera. Dessa identifierade skred visas som punkter i figuren.

Med hjälp av artificiella neuronnät (ANN) kan vi beakta hela 14 faktorer som kan påverka skredbenägenheten. Styrkan med ANN är möjligheten att hantera mycket stora mängder data: trots det stora antalet faktorer klarar vi ändå en upplösning i kartan på 10*10 m stora celler. All data kommer från öppna källor, såsom olika offentliga databaser med satellitbilder (t.ex. från NASA), jordarter och tidigare skred, samt flygfoton och geologiska kartor. Datan har förbehandlats i GIS innan kartan för skredbenägenhet togs fram med hjälp av ANN. De beaktade faktorerna och deras källor visas i Figur 2.



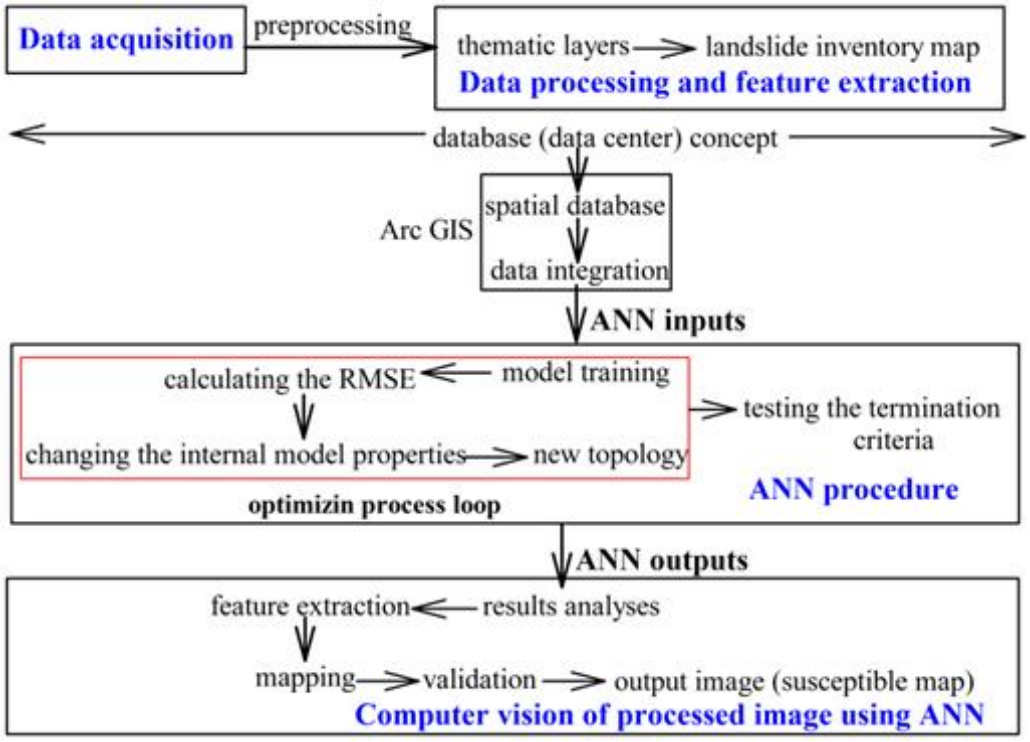
Figur 2. De beaktade möjliga påverkansfaktorerna med sina respektive källor.

2 SÅ PRODUCERADE VI KARTAN

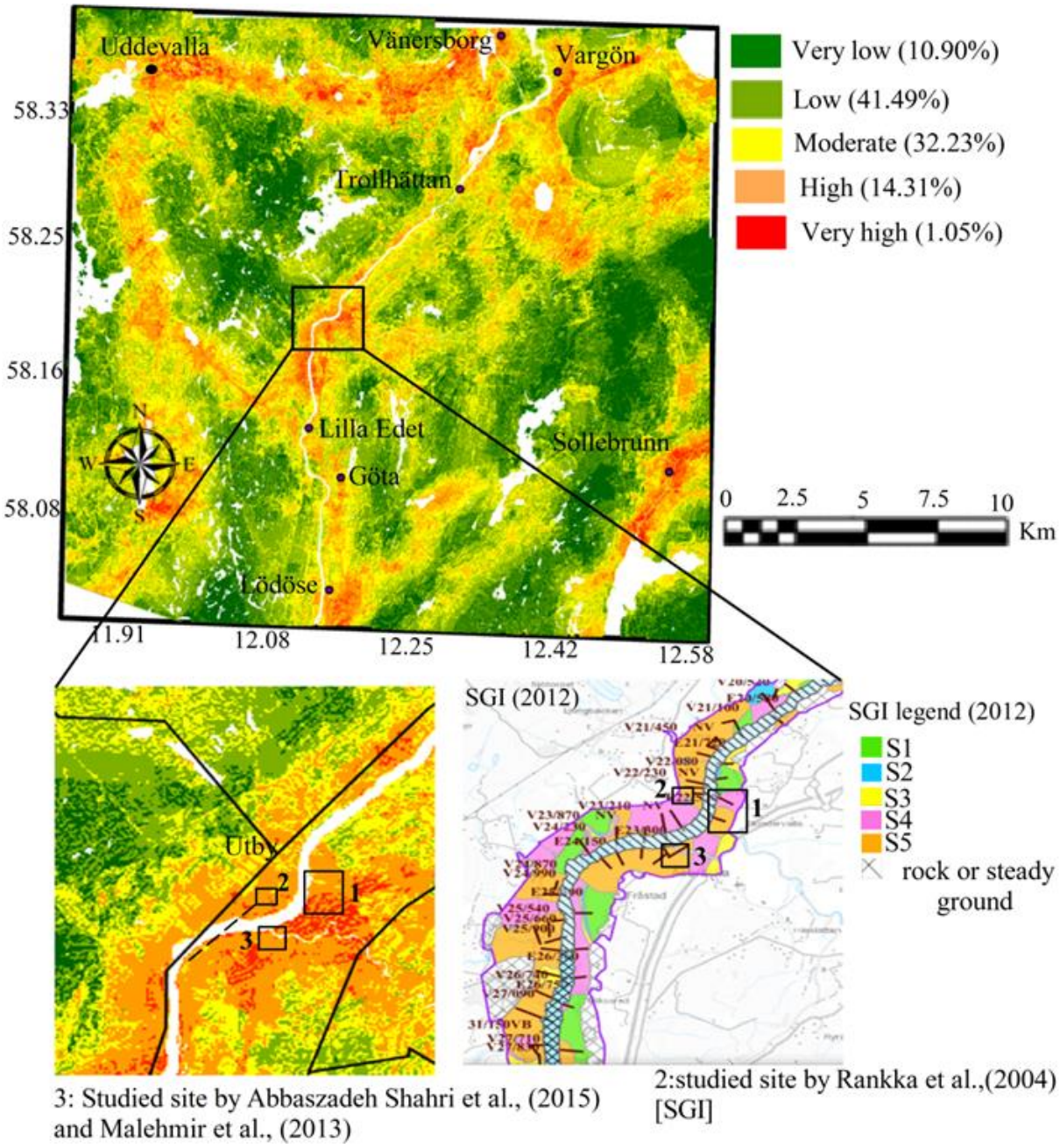
ANN ger möjlighet att använda en grafisk processteknik där varje element bär information om den aktuella skredorsakande faktorn i form av koordinater och pixelfärg. Av 242 tidigare identifierade gamla jordskred använde vi 55% för att träna ANN-modellen, 25% för att testa modellen och 20% för att validera den (se prickarna i Figur 1). Skreden fördelades slumpmässigt i dessa kategorier i enlighet med de angivna storleksordningarna i procent.

Forskningsprojektets stora utmaning låg i att hantera den enorma mängd data som de 14 faktorerna beskrevs av: det blev hela 18,6 miljoner pixlar. Det löstes genom att dela in området i mindre delar, där varje del bestod av upp till 1,05 miljoner pixlar (eftersom detta är det maximala antalet celler i Microsoft Excel). En översikt över tillvägagångssättet visas i Figur 3.

Över 1000 olika ANN-modeller testades och deras fel jämfört med de verkliga förhållandena utvärderades med bl.a. det kvadratiska medelvärdet hos felen (engelska: root mean square error, RMSE). Det visade sig efter felutvärderingen att ANN-strukturen 14-22-2 var den mest optimala. I GIS kunde sedan resultatet behandlas och de 10*10 m stora pixlarna i området tilldelades någon av fem nivåer av skredbenägenhet. Den producerade kartan visas överst i Figur 4.



Figur 3. Översikt över tillvägagångssättet för hur kartan togs fram.



Figur 4. Den framtagna kartan över skredbenägenheten baserat på 14 möjliga påverkansfaktorer. Procenttalen anger hur stor del av kartan som täcks av respektive klass. I nedre delen visas till vänster en förstoring och till höger kartering av motsvarande område som utfördes av SGI (2012a, 2012b).

3 TRÄFFSÄKERHET OCH ROBUSTHET

Träffsäkerheten i den producerade kartan undersöktes med hjälp av de 20% jordskred som sparats i databasen över gamla jordskred i syfte att validera resultatet. Det visade sig att cirka 80% av de uppkomna skreden blev korrekt klassificerade. Träffsäkerheten kontrollerades också med den så kallade AUC-metoden (”Area under curve”) och PSRC-metoden (”Prediction success rate curves”), vilka visade på en hög grad av tillförlitlighet.

Robustheten testades med en sensitivitetsanalys, som visade att de viktigaste faktorerna som styr skredbenägenheten är, föga förvånande, jordart, jorddjup, och släntlutning. Vi jämförde också vår karta med den karta som SGI tog fram för Göta älv 2012 (SGI 2012a, 2012b). Några exempel visas i nedre delen av Figur 4. För Område 1 klassificerades skredbenägenheten som ”hög” till ”mycket hög” av vår ANN-modell, medan SGI klassificerade området i deras två högsta klasser S4 och S5. I Område 2, Utby, har sedan tidigare ett skredärr lokaliserats (Rankka et al. 2004). Även här gav vår ANN-modell klasserna ”hög” till ”mycket hög” och SGI gav S4 och S5. Samma goda överensstämmelse återfinns också i Område 3, där ett skred gick år 1957, vilket tidigare studerats av Malehmir et al. (2013) och Abbaszadeh Shahri et al. (2015). Även om det förekommer vissa skillnader, så överensstämmer kartorna bra på det stora hela. Det ska dock påpekas att vår karta täcker ett betydligt större område än SGI:s och dessutom var betydligt billigare att producera.

4 SLUTORD

Vi har i denna artikel visat hur man på ett kostnadseffektivt sätt kan kartera skredbenägenheten över mycket stora områden, samtidigt som man beaktar ett stort antal möjliga påverkande faktorer – i vårt fall 14 stycken. Vi tror att sådana här storskaliga skredbenägenhetskartor framtagna med artificiella neuronnät har potential att bli ett viktigt stödjande underlag när man beslutar om var mer detaljerade skredriskanalyser ska utföras. På så sätt har vi i samhället större möjlighet att använda våra resurser på ett mer effektivt sätt.

REFERENSER

Abbaszadeh Shahri A, Malehmir A, Julin C (2015) Soil classification analysis based on piezocone penetration test data - a case study from a quick clay landslide site in southwestern Sweden. Engineering Geology, 189, 32–47.

Andersson-Sköld Y, Falemo S, Tremblay M (2014) Development of methodology for quantitative landslide risk assessment- Example Göta river valley. Natural Science, 6(3):130-143.

Guzzetti F, Carrara A, Cardinali M, Reichenbach P (1999) Landslide hazard evaluation: a review of current techniques and their application in a multi-scale study, Central Italy. Geomorphology, 31, 181–216.

Malehmir A, Saleem UM, Bastani M (2013) High-resolution reflection seismic investigations of quick-clay and associated formations at a landslide scar in southwest Sweden. Journal of Applied Geophysics, 92, 84-102.

Rankka K, Andersson-Sköld Y, Hultén C, Larsson R, Leroux V, Dahlin T (2004) Quick clay in Sweden. Report 65, SGI-R-04/65-SE, SGI, Linköping.

SGI (2012a) Skredrisker i Göta älvdalen i ett förändrat klimat. Slutrapport, del 1: Samhällskonsekvenser. Linköping.

SGI (2012b) Skredrisker i Göta älvdalen i ett förändrat klimat. Slutrapport, Del 2 – Kartläggning, GÄU Göta älvutredningen. Linköping.

PORTRYCKSVARIATIONER I DE ÖVERSTA METRARNA AV LERSLÄNTER

Hanna Blomén, Statens geotekniska institut

Sammanfattning

I ett doktorandprojekt har portrycksvariationerna i de övre delarna av slänter med lera i sydvästra Sverige studerats med fokus på naturliga korttidsvariationer. Syftet med projektet var att ta fram underlag och metoder för att kunna göra bättre och mer tillförlitliga bedömningar av portrycksvariationerna och därigenom kunna förbättra släntstabilitetsanalyser. Långtidsmätningar av portryck och nederbörd har utförts på två platser i Göteborgsområdet. Baserat på dessa undersökningar samt litteraturstudier har det kunnat fastslås att portrycket i de flesta fall är hydrostatiskt ner till 5 meters djup under markytan. I artikeln presenteras de fältområden som studerats samt slutsatser och rekommendationer rörande grundvattenytans läge i slänter. Portrycksfördelningen i slänter och kring vattendrag diskuteras samt att en rekommenderad arbetsgång för val av dimensionerande portryck presenteras.

Summary

In a PhD-project the pore pressure situation in the uppermost part of clay slopes in southwestern Sweden has been studied. The focus was on natural short time variations. The aim with the project was to investigate methods to do better and more reliable predictions of the pore pressure variations and thereby improve stability analysis. Pore pressure measurements were conducted at two places in the Gothenburg region. Based on these measurements along with literature studies it could be concluded that the pore pressure in most cases have a hydrostatical distribution from the dry crust to 5 meters' depth below the ground surface. This paper presents the studied field areas along with conclusions and recommendations based on the pore pressure measurements. The pore pressure distribution in slopes and under rivers and lakes are discussed and recommendations for the choice of design pore pressures are presented.

1 INLEDNING

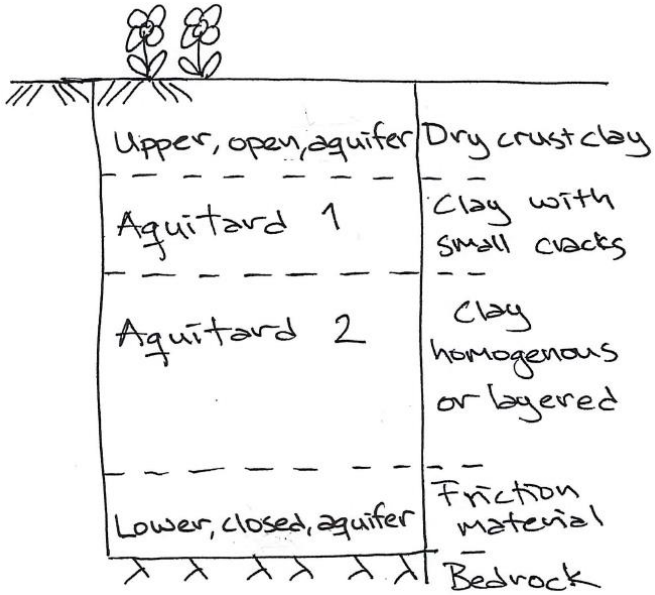
För många slänter i lera där stabiliteten är otillfredsställande är höga portryck i marken en av parametrarna som kan orsaka skred. När det regnar tillförs marken vatten som, när det infiltrerar i jorden medför en ökning av portrycken som i sin tur försämrar den hållfasthet som är avgörande för om slänten är stabil eller inte. I dessa slänter är det ofta relativt grunda glidytor som är dimensionerande och många gånger är då portrycken av avgörande betydelse. Det finns en risk att dåligt underlag och/ eller brist på kunskap medför att konservativa antaganden görs för att vara på säker sida. När en stabilitetsutredning görs för ett område och de förväntade effekterna av kommande klimatförändringar, med ökade regnmängder under delar av året, inkluderas kan dessa konservativa antaganden få stor ekonomisk betydelse.

Denna artikel baseras på ett nyligen avslutat doktorandprojekt (Blomén, 2017). Huvudsyftet med projektet var att studera portryckens förändringar med tid, i de övre delarna av jordprofilen, för olika nederbördsscenarion och för olika geologiska förutsättningar typiska för sydvästra Sverige. I denna del av landet består jorden till största del av lera och ett antagande som där ofta görs vid släntstabilitetsberäkningar är att portrycket är hydrostatiskt, dvs ökar med 10 kPa/meter, de översta 5–10 metrarna i marken. Detta antagande baseras främst på relativt begränsade undersökningar av Berntson (1983). Den tänkta långsiktiga nyttan med projektet var att kunna skapa bättre och mer tillförlitliga prognoser av portrycken i jordprofilen, och därigenom kunna förbättra stabilitetsanalyser. I förlängningen innebär detta att slänter inte klassas som osäkra ”i onödan” och därmed kan kostsamma förstärkningsåtgärder undvikas.

2 GRUNDVATTENZONER

När en portrycksprofil tas fram för en slänt delas den in i grundvattenzoner. De zoner som generellt kan antas finnas i västsvenska leror ses i Figur 1. Den övre öppna akvifären består av torrskorpa med uppsprucken struktur, hög permeabilitet och momentana portrycksförändringar. Den maximala trycknivån i denna zon är markytan. Akvitard 1 består av lera med små vertikala sprickor och rottrådar och det har visat sig att portrycksfördelningen där är hydrostatisk. Den övre akvifären och akvitard 1 har tillsammans en mäktighet på ca 5 meter. Nästa zon kallas Akvitard 2 och den består av homogen eller skiktad lera med låg permeabilitet, detta är ofta det mäktigaste lagret. Portrycksfördelningen kan antas vara linjär mellan trycket i botten av akvitard 1 och toppen av den underliggande slutna akvifären, förutsatt att permeabiliteten är någorlunda konstant. Den slutna akvifären består av

friktionsjorden i botten av profilen. Jorden i denna zon har en hög permeabilitet och snabb portrycksrespons. Portrycksfördelningen i den slutna akvifären är generellt sett hydrostatisk och påverkas av förhållandena i infiltrationsområdena (ränderna).



Figur 1: Indelning av jordprofilen i zoner, efter Berntson (1983).

3 FÄLTOMRÅDEN

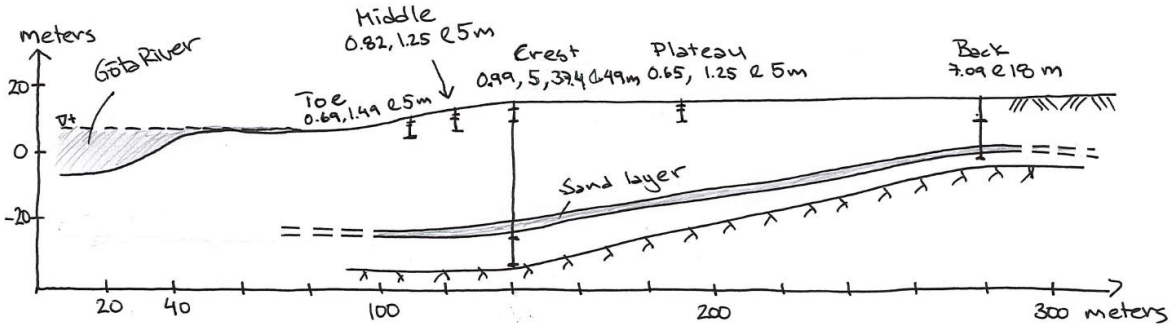
För att inom projektet kunna studera långa tidserier av portrycksmätningar har två områden i närheten av Göteborg valts ut och instrumenterats med flertalet portrycksmätare. Äsperöd ligger strax norr om Lilla Edet, på Göta älvs västra sida och Linnarhult ligger i nordöstra delen av Göteborg i Lärjeåns dalgång. Båda områdena har jordar med tekniska egenskaper som är vanliga i sydvästra Sverige. När platserna valdes var det av vikt att resultatet från slänterna inte skulle vara för specifikt utan att det också skulle kunna gå att dra generella slutsatser för liknande områden.

3.1 Äsperöd, Lilla Edet

Området kring slänten i Äsperöd består av åkermark. Väster om slänten finns ett bergsparti och Göta älv avgränsar i den östra delen. Sluttens totala längd är ca 280 meter, se Figur 2. Markytan är till största del plan men i slänten ner mot älven lutar marken ca 1:6. Jordprofilen består överst av 1–2 meter torrskorpa, följt av lera som är delvis siltig och har en mäktighet av mellan 10 och 45 meter. Det finns ett lager med sand, ca 2–2,5 meter tjockt i den undre delen av leran. Leran är överkonsoliderad med OCR 1,2–2,3. Permeabiliteten varierar mellan $7*10^{-10}$- $2*10^{-9}$ m/s. I den bakre delen av sektionen finns

kvicklera vilket innebär att leran är känslig för störningar och att ett eventuellt skred kan få stor omfattning.

Slänten i Äsperöd var under projektet utrustad med 19 portryckmätare, varav 11 installerades inom detta projekt. Mätningarna pågick från januari 2013 till och med våren 2016 och portrycken registrerades var 4:e timme. Portrycksmätningar har även utförts på platsen periodvis under 2007 till 2010. Göta älv är reglerad med slussar och kraftverk i både Trollhättan och Lilla Edet vilket gör att nivån i älven vid Äsperöd är relativt konstant (+6,9 till +7,1 m ö h).

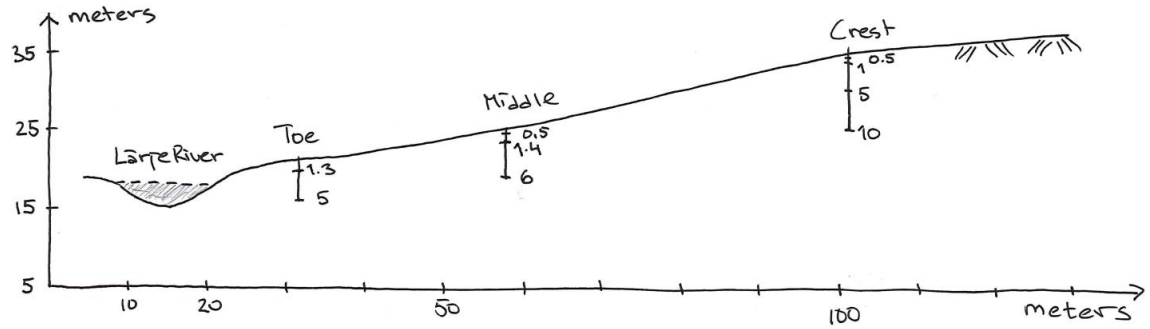


Figur 2: Skiss över sektionen i Äsperöd med position och installationsdjup av portrycksmätare. I stationen vid släntfot är installationsdjupen 0,69, 1,49 och 5 meter. I mitten av slänten är installationsdjupen 0,82, 1,25 och 5 meter. Installationsdjup i släntkrön är 0,99, 5, 37,4 och 49 meter. I stationen bakom släntkrön, kallad Platå, är installationsdjupen 0,65, 1,25 och 5 meter. I stationen längst bak i sektionen är installationsdjupen 7,09 och 18 meter.

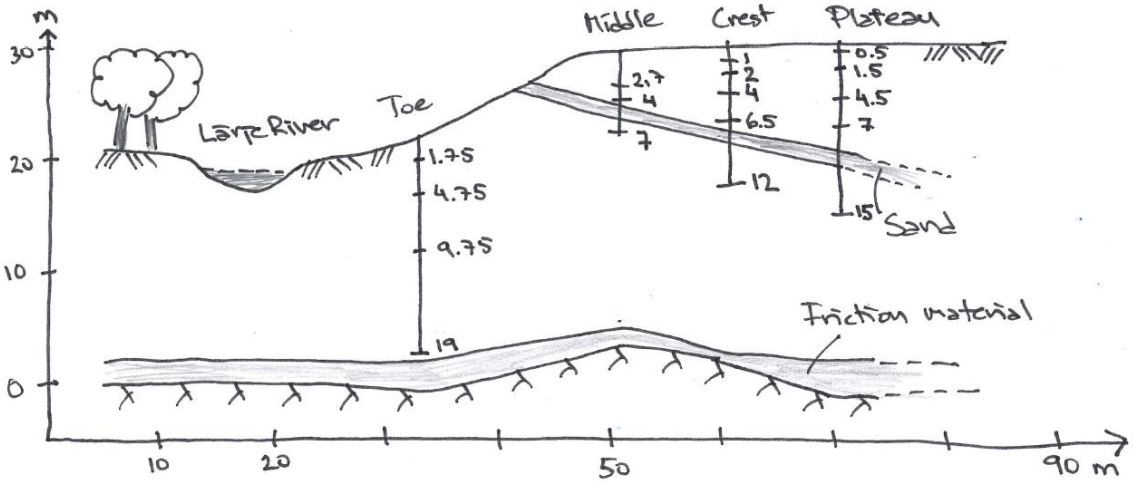
3.2 Linnarhult, Göteborg

Linnarhult ligger längs Lärjeån i den nordöstra delen av Göteborg. Det nu studerade området ligger på den östra sidan om ån och består främst av gräsbevuxen betesmark. Inom området har två slänter studerats, benämnda Slänt 1 och Slänt 2. De ligger ca 350 meter från varandra och är båda placerade vinkelrät mot ån. I Slänt 2 gjordes en geoteknisk fält- och laboratorieundersökning med skruv- och kolvprovtagning, CPT-sondering, rutinförsök och CRS-försök. Samma jordparametrar antas gälla för båda slänterna. Jordprofilen består överst av ca 2 meter torrskorpa följt av lera med en mäktighet av ca 30 meter kring släntkrön och ca 20 meter vid Lärjeån. I Slänt 2 finns ett skikt med sand i leran, det är oklart om motsvarande lager finns i Slänt 1. Kvicklera finns i delar av området. Leran är överkonsoliderad med OCR 2,3–3,2. Permeabiliteten i leran varierar mellan $1{,}5*10^{-10}$- $7{,}5*10^{-10}$ m/s.

Inom projektet installerades 9 portrycksmätare i Slänt 1 och 17 portrycksmätare i Slänt 2. Portrycksmätarna var i bruk från januari 2015 till juni 2016. Lärjeån är ej reglerad, mätning av nivån i ån gjordes inom detta projekt under en period 2015 och en variation på nästan 3 meter mellan högsta och lägsta värdet uppmättes. Översiktligt utseende på slänt 1 och 2 ses i Figur 3 och Figur 4.



Figur 3: Skiss över Linnarhult, slänt 1, med position och installationsdjup av portrycksmätare.



Figur 4: Skiss över Linnarhult, slänt 2, med position och installationsdjup av portrycksmätare.

4 RESULTAT FRÅN MÄTNINGAR I FÄLT

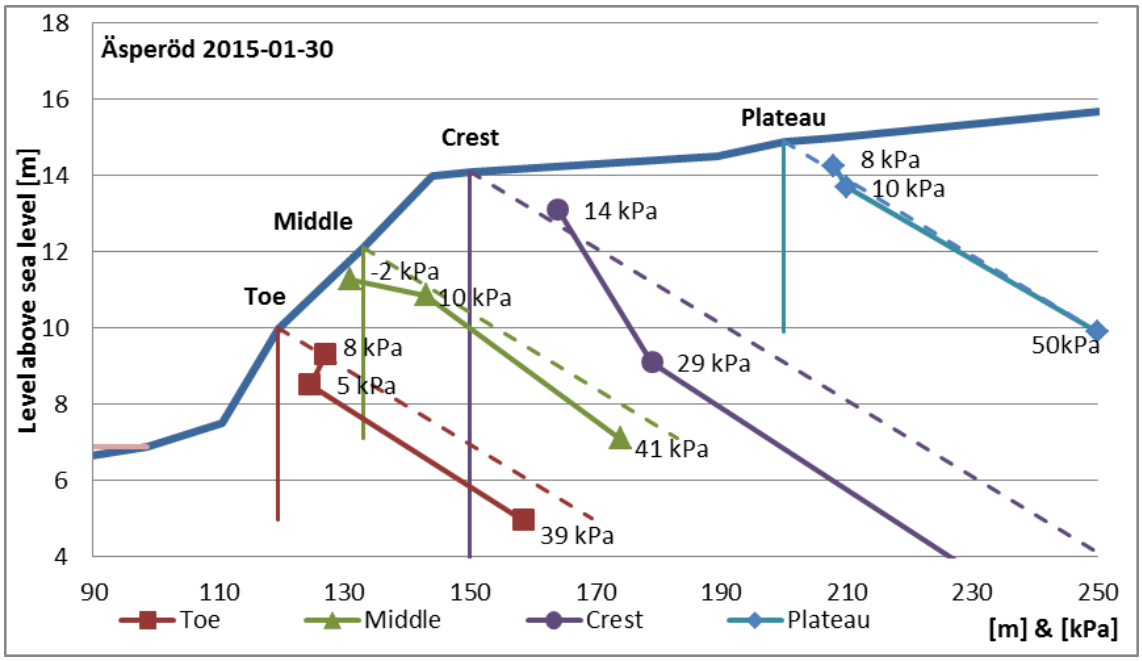
Resultaten från portryckmätarna i Äsperöd och Linnarhult analyserades för att se portryckets variation mot djupet under mätperioden. Även hypotesen om hydrostatiska portryck de översta ca 5 metrarna av markprofilen undersöktes. Jämförelser med nederbörden för motsvarande tidsperiod gjordes också för att se vilka samband som fanns i olika delar av slänterna.

4.1 Resultat Äsperöd

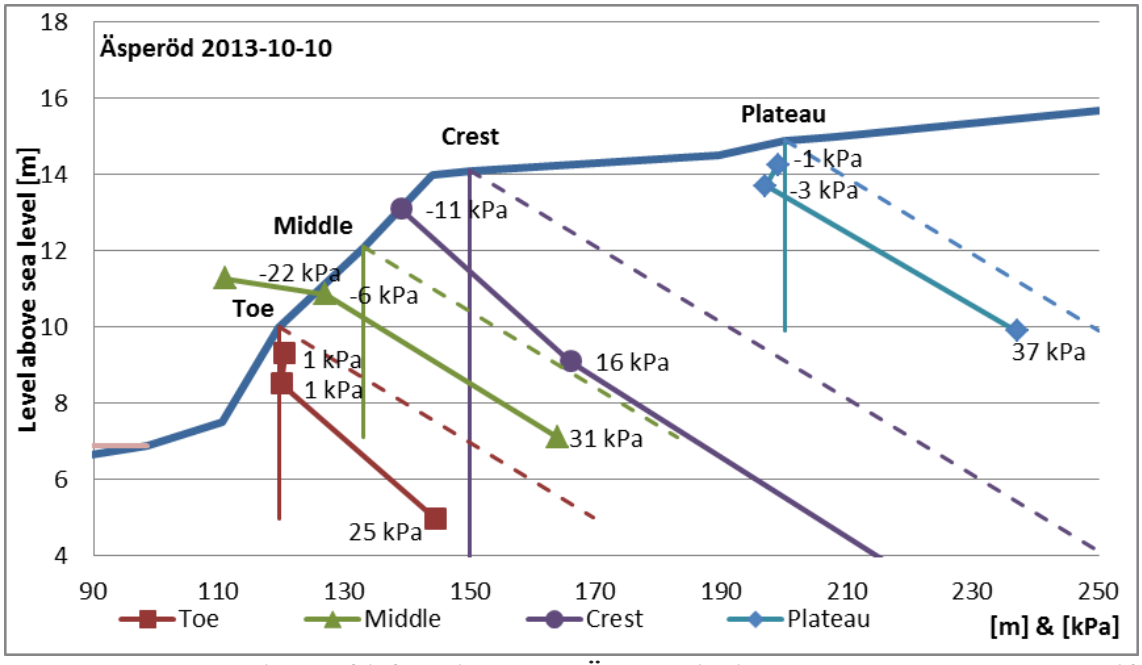
Mätningarna av portryck i Äsperöd resulterade i långa mätserier, drygt 3 år, för flertalet av portrycksmätarna. Vissa mer omfattande problem med några av de äldre installationerna förekom dock.

Portrycksmätningarna i Äsperöd har utvärderats och sammanställts och i Figur 5 och Figur 6 visas portrycksfördelningen i fyra av stationerna för två olika datum som representerar situationer med höga respektive låga portryck. Från figurerna kan bland annat följande utläsas:

- För situationen med höga portrycksnivåer kan ses att grundvattenytan ligger nära markytan i stationerna Platå och Krön. Närmast Göta Älv är grundvattenytan troligen på samma nivå som älven. För alla stationer förutom Krön är portryckfördelningen hydrostatisk i de översta metrarna av lera under torrskorpan.
- För situationen med låga portrycksnivåer ligger grundvattenytan ca 2 meter under markytan. Även här ökar portrycket i stort sett hydrostatiskt i leran under torrskorpan.



Figur 5: Portrycksprofil för slänten i Äsperöd, datum som representerar höga portryck 2015-01-30. Obs! Olika skala på x- och y-axeln. Portrycksmätarna i stationen längst bak och på stora djup i station Krön visas ej i figuren.



Figur 6: Portrycksprofil för slänten i Äsperöd, datum som representerar låga portryck 2013-10-10. Obs! Olika skala på x- och y-axeln. Portrycksmätarna i stationen längst bak och på stora djup i station Krön visas ej i figuren.

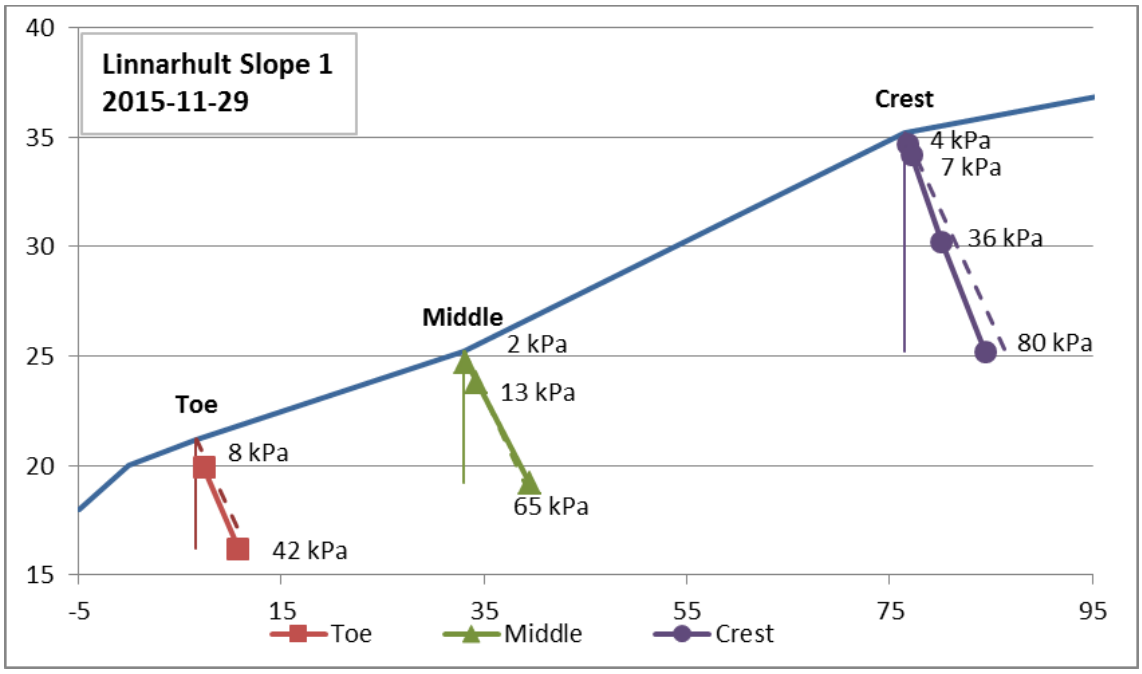
4.2 Resultat Linnarhult

De portrycksmätningar som gjordes i Linnarhult pågick under ca 1,5 år. Dock saknas mätvärden under vissa perioder på grund av problem med portrycksmätarna och en översvämning i Lärjeån som förstörde delar av utrustningen.

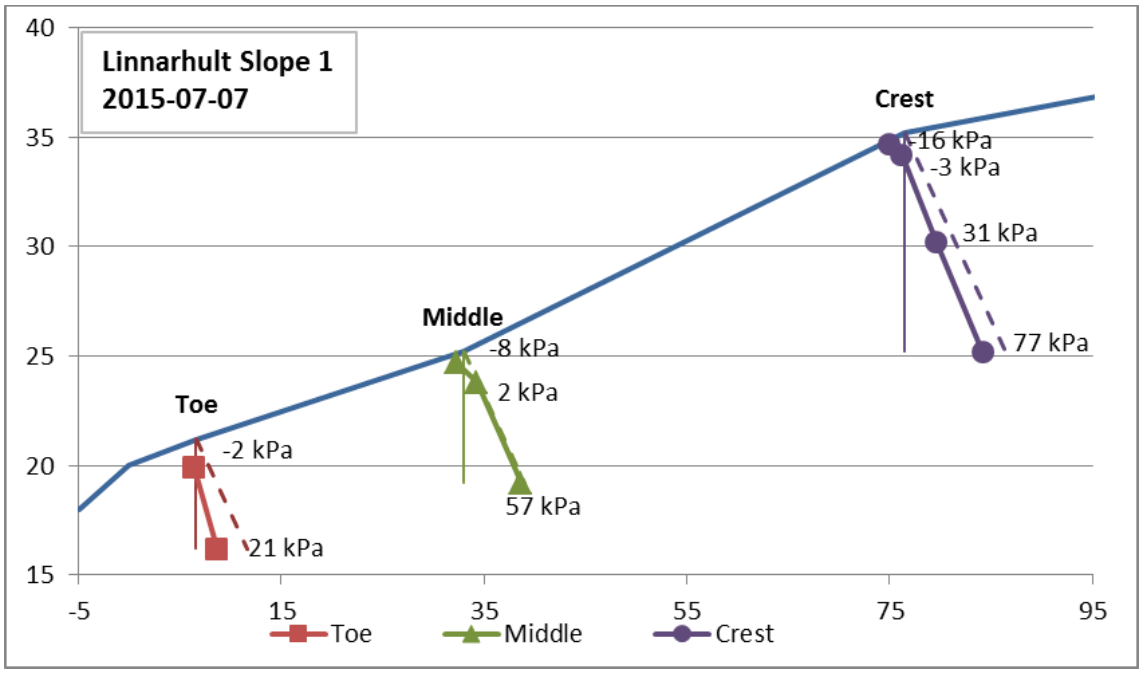
4.2.1 Slänt 1

Portrycksmätningarna Linnarhult Slänt 1 utvärderades och sammanställdes och i Figur 7 och Figur 8 visas portrycksfördelningen för stationerna för två olika datum som representerar situationer med höga respektive låga portryck. Från figurerna kan bland annat följande utläsas:

- För situationen med höga portrycksnivåer kan ses att grundvattenytan ligger i eller strax under markytan i hela slänten.
- För situationen med låga portrycksnivåer är grundvattenytans läge drygt en meter under markytan.
- För båda situationerna ser portrycksfördelningen mot djupet ut att vara i stort sett hydrostatisk i leran. För de ytligaste mätarna vid låga portryck, samt mätaren i släntkrön vid höga portryck ser dock fördelningen mot djupet något annorlunda ut.



Figur 7: Portrycksprofil för Linnarhult, Slänt 1, datum som representerar höga portryck 2015-11-29. Obs! Olika skala på x- och y-axeln.



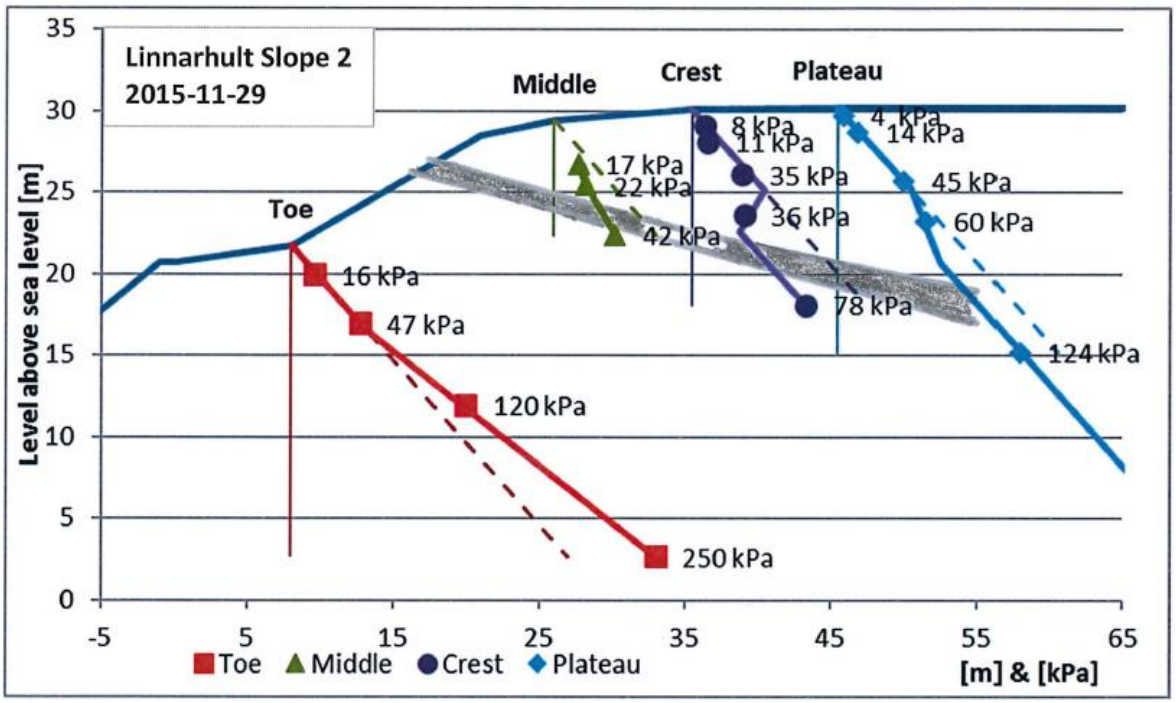
Figur 8: Portrycksprofil för Linnarhult, Slänt 1, datum som representerar låga portryck 2015-07-07. Obs! Olika skala på x- och y-axeln.

4.2.2 Slänt 2

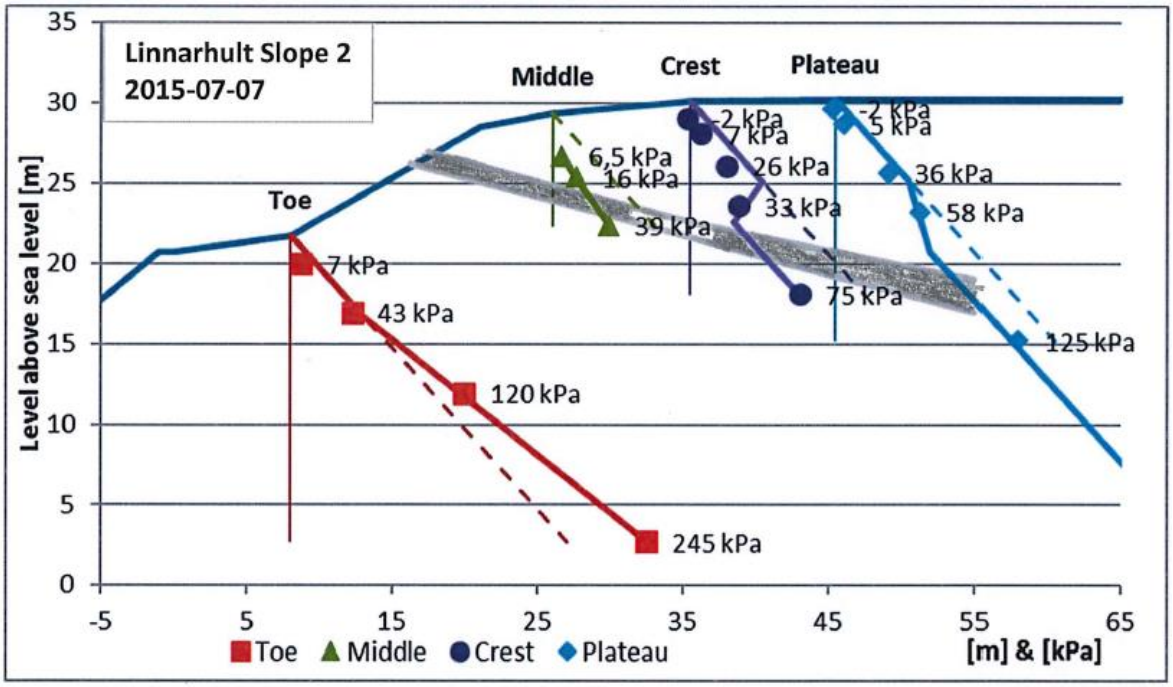
Portrycksfördelningen i Linnarhult Slänt 2 visas i Figur 9 och Figur 10 för två olika datum som skall representera situationer med höga respektive låga

portryck. Samma datum är använda för Slänt 2 som för Slänt 1. Från figurerna kan bland annat följande utläsas:

- För situationen med höga portrycksnivåer kan ses att grundvattenytan ligger i eller strax under markytan i alla stationerna.
- För situationen med låga portrycksnivåer ligger grundvattenytan ca 1 meter under markytan i stationerna Krön och Platå. I station Mitt ligger grundvattenytan på ca 2,5 meters djup under markytan. Förutom grundvattenytans placering är portrycksfördelningen mot djupet i övrigt snarlik den för höga värden.
- Lagret med sand som finns i denna sektion påverkar portrycksfördelningen både över och under lagret. Eftersom sanden är mer permeabel (genomsläpplig) än leran kan förändringar i portrycket ske fortare. Portrycksfördelningen de översta 5 metrarna under markytan är hydrostatisk för alla stationer utom station Mitt som har ett lägre tryck än hydrostatiskt mot djupet. Under ca 5 meters djup i stationerna Krön och Platå sker en avsänkning av portrycket på grund av det permeabla sandlagret.
- Stationen i släntfot påverkas ej av sandlagret. Den har en något annorlunda profil än övriga stationer på djup större än 5 meter.



Figur 9: Portrycksprofil för Linnarhult, Slänt 2, datum som representerar höga portryck 2015-11-29. Obs! Olika skala på x- och y-axeln. Sandlagret är markerat med grått i figuren.



Figur 10: Portrycksprofil för Linnarhult, Sländ 2, datum som representerar låga portryck 2015-07-07. Obs! Olika skala på x- och y-axeln. Sandlagret är markerat med grått i figuren.

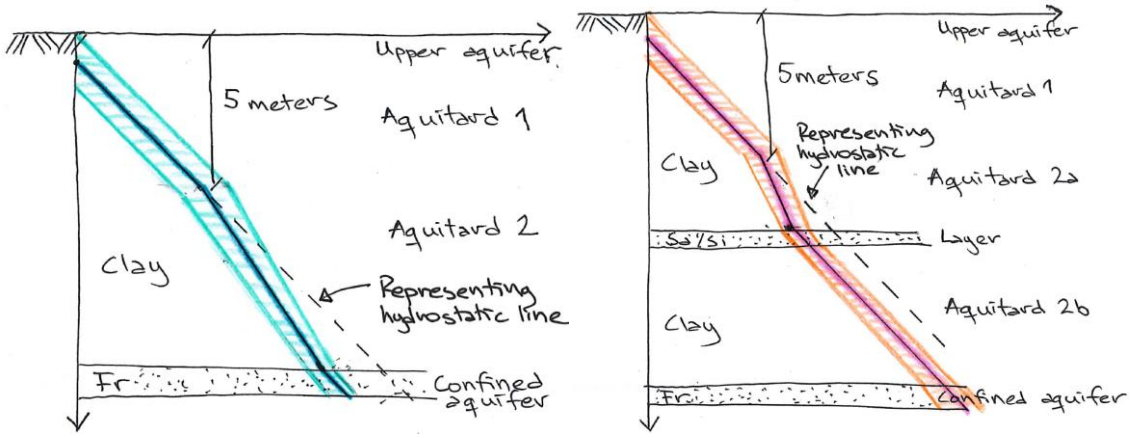
5 SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER

Generella figurer för hur portrycksfördelningen mot djupet ser ut för två lerprofiler, vanligen förekommande i sydvästra Sverige, visas nedan. En framtagen arbetsgång för val av dimensionerande portryck presenteras också. Även förslag till hur portrycksfördelningen kan antas intill och under vattendrag och sjöar beskrivs.

5.1 Två typiska portrycksprofiler

Mätningar utförda inom detta projekt, samt insamlat material från andra studier, indikerar att en typisk portrycksprofil i lera i sydvästra Sverige kan antas se ut som i Figur 11a. Profilen består överst av torrskorpa (övre, öppen akvifär), följt av lera (akvitard 1). Tillsammans är dessa zoner ca 5 meter tjocka. Därunder följer en tätare lera (akvitard 2) samt ett lager med friktionsmaterial, som sand eller morän, och underst berg. I de fall det finns lager av grövre material i leran ser det ut som i Figur 11b, där sand-/ siltlagret bryter av i akvitard 2. Generellt kan sägas att portrycken de översta 5 metrarna under markytan har en hydrostatisk fördelning, dvs ökar med 10 kPa/meter. Detsamma gäller i de lager av grövre material som finns under leran och i förekommande fall inbäddade i leran. I friktionsmaterialet underst i jordprofilen är portrycken påverkade av de förhållanden som råder i

områdets ytterkanter (randvillkor). Dessa två profiler gäller främst för områden med relativt horisontell markyta. I områden med exempelvis mycket branta lutningar kan det se något annorlunda ut. Det är alltså viktigt att ta hänsyn till de förhållanden och den geometri som råder på den aktuella platsen när en portrycksprofil tas fram.



*Figur 11**a)** Portrycksprofil och variation i lera utan lager och **b)** Portrycksprofil och variation i lera med friktionslager.*

5.2 Arbetsgång för val av dimensionerande portryck

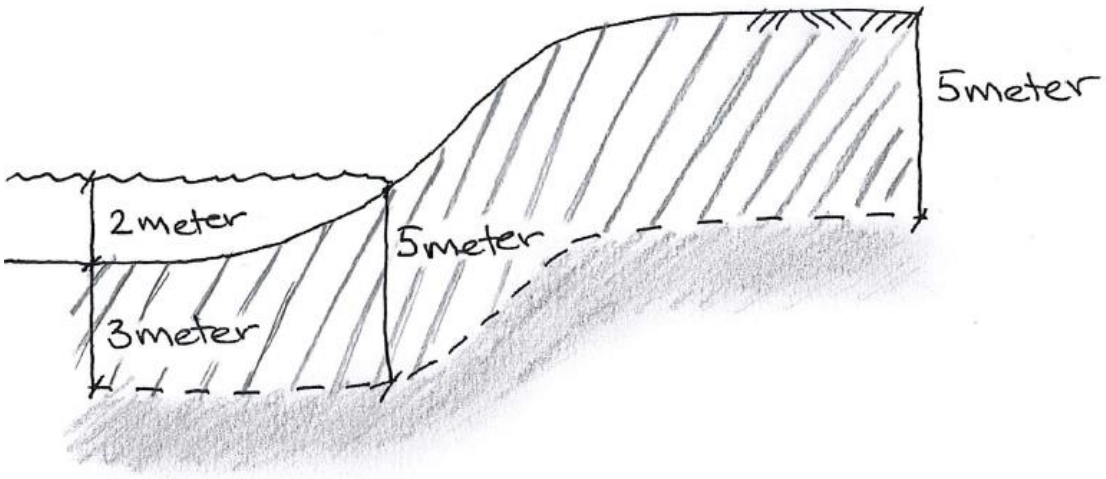
I en släntstabilitetsanalys är det viktigt att undersöka om slänten är känslig för förändringar av portrycken eller ej. Detta ligger till grund för hur omfattande mätningar av portrycket i slänten som behöver göras. En arbetsgång för att uppskatta portrycken i de översta 10 metrarna i en lerprofil kan se ut som följande:

1. Anta att portrycket är hydrostatiskt från markytan och ner till 5 meters djup.
2. Värsta fallet för grundvattenytan är när den sammanfaller med markytan. Om slänten är brant eller om portrycksmätningar under regniga perioder indikerar att den högsta grundvattenytan ligger djupare än markytan så utgå ifrån den nivån istället.
3. Gör en prognos av det maximala grundvattentrycket i friktionslagret under leran, se t.ex. Skredkommissionen Rapport 3:95 (Skredkommissionen, 1995).
4. Skissa ett flödesnät för slänten. Antag konstant permeabilitet för all lera djupare än 5 meter under markytan. Här kan en programvara, som exempelvis SEEP/W vara till hjälp.
5. Om det är uppenbart, från exempelvis utförda geotekniska undersökningar, att jordprofilen innehåller lager med olika permeabilitet, justera flödesnätet efter det.

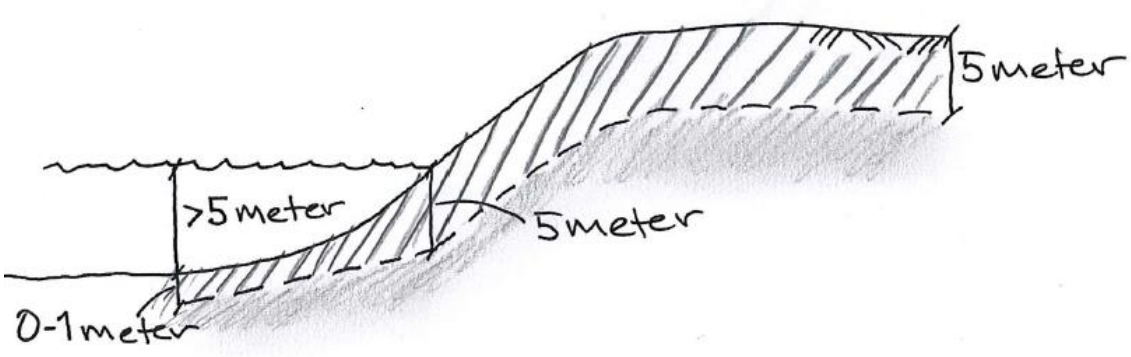
6. Baserat på flödesnätet tas portrycksprofiler fram för ett antal punkter/ stationer att använda i stabilitetsanalysen. Om mätningar av portrycket utförs under projektets gång så används de för att verifiera och/ eller justera det framtagna flödesnätet.

5.3 Förhållanden under vattendrag och sjöar

De mätningar som är utförda i Äsperöd och Linnarhult visar att portrycken är hydrostatiska till ca 5 meters djup under markytan även nära strandkanten. Det är dock inte känt om denna hydrostatiska zon även finns under vattendraget eftersom förhållandena här sällan mäts. Ett rimligt antagande för grunda vattendrag/ sjöar kan vara att den hydrostatiska zonen fortsätter på samma nivå under vattendraget som vid strandkanten, se Figur 12. Om vattendraget/ sjön är djupare än ca 5 meter görs istället antaganden som i Figur 13 där den hydrostatiska zonen är mindre, ca 1 meter under botten, och som ansluter till den hydrostatiska zonen vid strandkanten. Portrycken under den hydrostatiska zonen kan i båda dessa fall antas vara jämt fördelade med djupet i resterande del av lerprofilen, förutsatt att permeabiliteten här är konstant. Undantag görs i de fall det finns lager av grövre jord (friktionsmaterial) i leran. Lokala anpassningar med avseende på geologi och geometri behöver alltid beaktas.



Figur 12: Exempel med vattendjup mindre än 5 meter, här exemplifierat med 2 meter. Den hydrostatiska zonen (randig) når ner till 5 meter under markytan och 3 meter under vattendragets botten vid medelvattenstånd.



Figur 13: Exempel med vattendjup mer än 5 meter. Här är den hydrostatiska zonen (randig) belägen mellan en punkt 0–1 meter under botten av vattendraget till en punkt 5 meter under markytan vid strandkanten.

REFERENSER

Berntson, J.A., 1983. *Portrycksvarationer i leror i Göteborgsregionen*, Licentiatavhandling. Chalmers tekniska högskola. Göteborg.

Blomén, H., 2017. *Pore pressure response in the uppermost part of a clay soil slope- Two case studies in the Gothenburg region*, Licentiatavhandling. Chalmers tekniska högskola. Göteborg.

Skredkommissionen, 1995. *Anvisningar för släntstabilitetsutredningar*, Rapport 3:95. Skredkommissionen. Linköping.

GROUNDWATER RECHARGE, GROUNDWATER LEVELS, AND LAND-SUBSIDENCE IN GOTHENBURG – FROM A HYDROGEOLOGICAL PERSPECTIVE

Roland Barthel, Göteborgs Universitet,
Anna Albertsson, Johanna Ljungdahl, Hannah Berg, Johanna Elam and Johanna Engelbrektsson

Urban hydrogeology and its complexity are important to understand since approximately half of the world's population is living in urban areas, which puts pressure on the environment and its water resources. Groundwater can affect ground stability, interact with urban constructions and is the primary water resource in many countries. Therefore it is important to gain further knowledge of mechanisms controlling groundwater recharge in order to manage urban groundwater in a sustainable way.

At Gothenburg University, three studies have recently been performed with the aim to investigate (i) the relation between climate change and groundwater levels, (ii) the relation between groundwater levels and land-subsidence and finally (iii) the modes of urban groundwater recharge and the consequences for groundwater level changes. Land subsidence is a big problem in Gothenburg city, which is located largely on young marine clay. Tunneling projects in the past have led to substantial damages. In the near future a major infrastructure project (Västlänken [1]) involving extensive underground constructions will involve more impacts on the groundwater system with a risk for subsidence.

We identified urban groundwater recharge as one major source of uncertainty in the climate change – groundwater level – subsidence triangle. There is a well-known and widely used concept for groundwater recharge mechanisms in Gothenburg, but this concept has never been seriously tested. This contribution will focus on different conceptual descriptions of groundwater recharge we tested by applying a conceptual hydrogeological model of an area in central Gothenburg (Sweden). One aim of the study was also to evaluate the options and potentials to create and apply such a model and the availability and usability of existing data available for this. We also collected

[1] http://www.trafikverket.se/en/startpage/projects/Railway-construction-projects/The-West-Link-ProjectVastlanken/

opinions and perspectives on groundwater recharge and conceptual hydrological models from different groundwater professionals in Gothenburg through interviews and an online survey. Influence of groundwater level changes on subsidence rates and climate change impacts on groundwater levels will be mentioned. Finally, we can report from a newly started Ph.D.-project, which deals with the influence of groundwater level changes on historic timber piles.

This conference contribution is mainly based on three Master's Theses carried out under the supervision of the main author. The references to those theses and the links where the full reports can be downloaded are provided below.

Albertsson, A., 2014. Ground subsidence rates and their association to geological properties and groundwater level changes in Göteborg. Master's Thesis Thesis, University of Gothenburg, 85 pp.

https://studentportal.gu.se/digitalAssets/1503/1503911_b818.pdf

Berg, H., Engelbrektsson, J., 2016. A conceptual hydrogeological model of the Gothenburg city area with a special focus on its application to determine groundwater recharge – a feasibility study, University of Gothenburg, 148 pp.

https://studentportal.gu.se/digitalAssets/1659/1659544_b957.pdf

Ljungdahl, J., 2015. Analysis of groundwater level changes and land subsidence in Gothenburg, SW Sweden. Master's Thesis Thesis, University of Gothenburg, 78 pp.

https://studentportal.gu.se/digitalAssets/1512/1512659_b845.pdf

TRÅNGT OCH STRESSIGT I SLUSSEN

Ola Lidehorn, ELU Konsult
Anders Beijer Lundberg, ELU Konsult

Sammanfattning

Slussen är en central plats i Stockholm, som har dominerat stadens infrastruktur ända sedan staden grundades på 1200-talet. I takt med att färdmedel och bebyggelse har förändrats har en lång rad ombyggnationer genomförts, och den senaste av dessa sker just nu. En stor del av projektet rör olika geokonstruktioner, och hur dessa ska projekteras och byggas har stor betydelse för hur projektet klarar att hantera de målkonflikter som råder mellan kostnader, tidsplaner och påverkan på omgivningen. Denna artikel går igenom några intressanta frågeställningar som föreligger i Slussenprojektet och diskuterar hur dessa erfarenheter kan användas i andra projekt.

Summary

Slussen is one of the central nodes in Stockholm and has consequently had a considerable influence on the layout of the infrastructure since the city was founded in the late middle ages. Several redevelopments have occurred in the area and the latest reconstruction has recently started. The project is dominated by ground construction, and design of especially retaining walls and piles influence how the project manages to find a suitable compromise between cost, time and disturbance of the public during the construction. This article examines some interesting features of the Slussen project and discussed how this experience can be helpful in other projects.

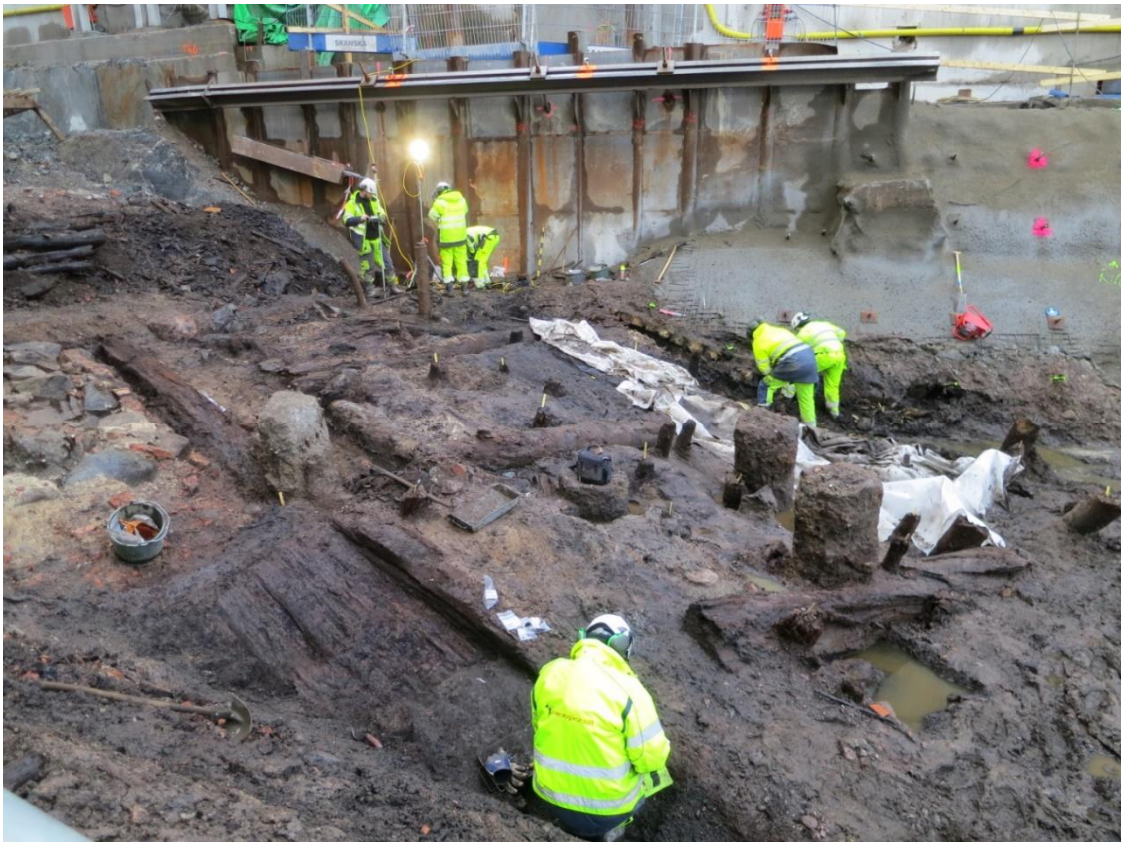
1 INLEDNING

Projekt Slussen pågår för fullt i centrala Stockholm. Projektet utgörs av en stor mängd entreprenader, av vilka de största är ombyggnaden av Slussenområdet på land samt den nya Slusskonstruktionen som binder samman Mälaren och Saltsjön och radikalt ökar avtappningskapaciteten vid höga vattenstånd. Projektet påverkas av den stora mängden byggaktiviteter som ska ske på ett förhållandevis litet område, samtidigt som transporter och folkliv ska kunna fortgå som tidigare i närheten. Detta leder till en stor mängd målkonflikter som måste hanteras inom projektet i både projektering och produktion och som har stor påverkan på hur geokonstruktioner utformas. Detta är dock inte någon ny

företeelse för Slussen, eftersom området har byggts om flera gånger under historiens lopp, där bland annat stora områden fyllts ut med massor för att skapa kajen. Vad som däremot är nytt är de verktyg som kan användas för att koordinera projektering och produktion, och som ger bättre förutsättningar att projektet ska kunna fortgå effektivt mitt i staden.

2 OMRÅDETS HISTORIA

Stockholm utvecklades som en stad runt det som idag heter Gamla Stan, men som historiskt har varit känt som Stadsholmen. I spåren efter stadsbildningarna på Birka och i Sigtuna började Stockholm växa, och 1252 börjar anges som tidpunkt för stadens grundande. Den medeltida staden utgjordes av det område ryms inom Öster- och Västerlånggatorna, där det tidigare fanns en Stadsmur. Centralt för att stadsbildningen skulle fungera var välfungerande och välbevakade ingångar till Staden, det som vi idag kallar infrastruktur. Dessa var belägna på den norra och södra sidan att Stadsholmen, vid Södre torn och Norrbro. De arkeologiska utgrävningarna som genomförs för den nuvarande ombyggnaden har visat att bebyggelsen på Södermalm var mer omfattande än vad man tidigare trott. Figur 1 visar fornlämning på Södermalmssidan, som förmodas komma från senmedeltiden och innefattar bygga och eldstäder.



Figur 1: Fornlämning på Södermalmssidan.

Den norra anslutningen till fastlandet ligger idag vid Norrbro och Riksbron. Norrbro var tidigare huvudvägen in till staden från norr. I och med att centralbron har byggts har dessa vägar avtagit i betydelse för transporter, förutom för promenader fram och tillbaka mellan riksdagen och departementen, som är nog så betydelsefulla för landet, men inte så kapacitetskrävande. Söder om Stadsholmen vid Slussen, finns däremot mycket av transporterna kvar. Här sammanstrålar tunnelbana, bussar, Saltsjöbanan, bilar, persontrafik, och med tågförbindelse vid centralbron och Söderströmstunneln nära intill. Denna plats har i snart 800 år varit helt central för staden i och med att en stor del av transporterna går där igenom, men också som en entré till Stadskärnan. Att genomföra ett stort och framförallt långvarigt infrastrukturprojekt är ett äventyr, och något som måste klaras av tillsammans med omgivningen. Det är också en tillbakablick på historien. Vid byggnationen av den nya Slussen har många äldre byggnadsverk påfunnits i schakterna, och historiens vingslag är ständigt återkommande.

3 NUVARANDE SLUSSENOMBYGGNAD

Den pågående Slussenombyggnaden har flera mål. Vissa av dessa har blivit tydligt beskrivna i massmedia, medan andra är ganska okända även om de är centrala för projektet.

Att öka avbördningskapaciteten för Mälaren är ett av de centrala målen. År 2000 översvämmades nästan Gamla Stans tunnelbanestationen vid det mycket höga vattenståndet. Detta kunde ha lett till att hela tunnelbanenätet därefter skulle kunna fyllas med vatten, eftersom denna station ligger över omkringliggande tunnlar norrut, något som skulle få mycket stora konsekvenser för transportnätet och sannolikt lett till mycket stora kostnader för återställande av detta. För att säkerställa att avbördningen (eller breddningen) av Mälaren fungerar, skall avbördningskanaler byggas kring den centrala slusskanalen. Dessa kommer att ha betydligt större avbördningskapacitet än tidigare, vilket kommer att minska risken för att Mälaren översvämmas vid höga vattenstånd.

Samtidigt är den befintliga konstruktionen i dåligt skick 80 år efter att den byggdes, både på grund av naturlig omgivningspåverkan på stål- och betongkonstruktioner, men också på grund av den mycket omfattande marksättningen som skett i området och påverkat den befintliga grundläggningen. För att säkerställa konstruktionens bärighet måste överbyggnaden rivas och återuppbyggas på en ny grundläggning.

Den nya konstruktionen skall också anpassas till större mängder cyklister, och en ny gång- och cykelbro skall byggas mellan Södermalm och Gamla stan. Denna kommer att ge en betydligt mer smidig anslutning för cyklister som kommer söderifrån och skall färdas in mot centrala Stockholm, eftersom denna är trafikseparerad, och cyklisterna inte behöver trängas med bilar när de reser till Gamla Stan. Figur 2 visar Nya Slussen sedd från Saltsjösidan, där större promenadstråk ska byggas för att tillåta mer gångtrafik och cykeltrafik i området jämfört med dagens situation, där biltrafiken dominerar.



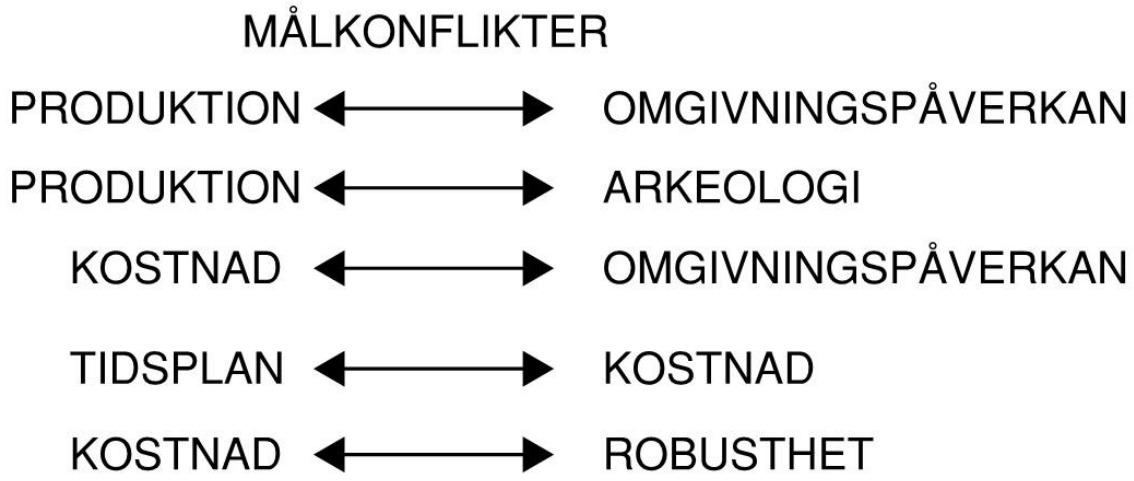
Figur 2: Nya Slussen sedd från Saltsjösidan. Bild: Stockholm Stad.

4 PROJEKTORGANISATION

Byggherre för Slussenprojektet är Stockholms Stad. ELU Konsult är generalkonsult och leder en konsultgrupp som projekterar hela projektet. Projektet består av ett antal entreprenader som sker under projekttiden, och handlas upp som olika entreprenadformer. De största entreprenaderna heter SN71 (för slusskanal och kajkonstruktioner) och SN81 (för huvuddelen av projektet på Södermalmssidan). Dessa är utförandeentreprenader med inslag av samverkan, och entreprenör för dessa är Skanska. Samverkan innebär att entreprenören aktivt involveras i projekteringen för att anpassa bygghandlingar till ett sätt som ger en så lämplig produktionsmetod som möjligt. Detta är av särskild vikt i ett sådant komplicerat projekt som Slussen, där det i många fall krävs ändringar av bygghandlingar och samordning med omkringliggande produktion. Detta gäller speciellt geokonstruktionerna, där den stora osäkerheten om jordlagerföljd och tidigare konstruktioner i mark gör att man måste planera för många överraskande situationer för att det inte ska bli stopp.

5 MÅLKONFLIKTER VID PROJEKT I STADSMILJÖ

För ett sådant stort projekt som Slussenombyggnaden finns det många olika typer av mål som är i motsatsställning, och vilka därför ger upphov till målkonflikter. Dessa finns i alla typer av projekt, men i ett stort projekt i stadsmiljö där speciellt påverkan på omgivande verksamhet är viktigt, är dessa av stor betydelse i projekteringen, eftersom det är viktigt att hitta en lämplig balans mellan dessa olika typer av mål. Några av dessa målkonflikter för projekt i stadsmiljö visas i Figur 3. Dessa styr projekteringen och måste beaktas genom hela projektorganisationen. I stort sett alla projekteringsbeslut är kompromisser mellan olika typer av mål, och om inte projekteringen samordnas nås inte en lämplig kompromiss. Nedan följer en kort genomgång av hur sådana målkonflikter kan se ut.



Figur 3: Målkonflikter vid infrastrukturprojekt i stadsmiljö.

5.1 Effektiv produktion och omgivningpåverkan

Slussen är som sagt ett centralt transportnav i Stockholms infrastruktur. Vid Slussen sammanstrålar tunnelbana, Saltsjöbanan, bussar, bilar, cyklar och fotgängare, och mycket nära ligger centralbron, där en stor mängd fjärrtåg och bilar rör sig varje dag. Slussen är speciellt central för den sydöstra delen av regionen, vilket innefattar Nacka, Värmdö och Tyresö, där många når staden med bussar och Saltsjöbanan. Avbrott i trafiken ger snabbt mycket stora samhällskostnader och påverkan på regionen. En av förutsättningarna för projektet var att det skulle vara möjligt att samordna den omkringliggande verksamheten utan att det skulle bli några avbrott och påverkan. Att samtidigt kunna använda effektiva produktionsmetoder är en tydlig målkonflikt, där snabb och effektiv produktion i stor skala står mot så liten påverkan som möjligt på projektets omgivning. Denna konflikt måste hanteras i projekteringen, och har stor påverkan på geokonstruktionerna som styr tidsplanen. Figur 4 visar

schaktning i spont vid Birkaterminalen, som sker i närheten av trafik men också ledningar och befintliga byggnader. Att hantera omgivningspåverkan i sådana situationer har stor påverkan på projekteringen.

5.2 Robusthet, tid och kostnad för geokonstruktioner

Geokonstruktioner har stor påverkan på kostnad och tidsåtgång för alla stora projekt, och särskilt sådana med pressad tidsplan. En anledning till detta är att den stora osäkerheten rörande projektförutsättningar berör de geotekniska förutsättningarna, som styr produktionsmetod och vilken konstruktion som är lämplig. Som exempel kan ges att borrning av pålgruppen för det norra landfästet i Slussenprojektet tar ca ett och ett halvt år, och tar både stor plats, och stora resurser i form att maskiner och pontoner som måste användas när pålning skall ske i Saltsjön genom borrning.



Figur 4: Schaktning invid Birkaterminalen.

Vid det norra landfästet finns dessutom många äldre byggnader mycket närbelägna vid de planerade konstruktionerna, och dessa får inte påverkas av produktionen. Följaktligen används borrade pålar, och får att ytterligare minska omgivningspåverkan sker borrning med vattendriven sänkborrhammare för att

inte ge sättningar i området. Borrningen övervakas även att ett kontrollprogram där stora mängder mätningar sker. Dessa säkerhetsåtgärder ger naturligtvis upphov till extra kostnader. Samtidigt måste produktionsmetodens robusthet beaktas, eftersom fördröjningar kan påverka omkringliggande entreprenader, och därför leda till ökade kostnader. Målkonflikten mellan kostnad, tid och robusthet är central i projekteringen, och en rimlig kompromiss måste nås för att hantera omgivningen, fördröjningar och kostnader. En ytterligare faktor som påverkan tidsplanen är de många arkeologiska utgrävningarna som genomförs, något som visas i Figur 5.



Figur 5: Arkeologisk utgrävning vid Gamla Stan.

5.3 Estetik och arkitektur

En fråga som berörts i massmedia är påverkan på stadsmiljön vid stora projekt. Under byggtiden sker stora störningar i området, och efter färdigställande har ofta en stor förändring av den tidigare kända miljön skett. Detta ger upphov till omfattande politiska diskussioner, som måste hanteras i projekteringen, där olika typer av estetiska hänseenden ställs mot varandra. Figur 6 visar gestaltningen av den nya Slussen i 3D-modell. Eftersom platsen är central i Stadsbilden berör gestaltningen många personer och har tagit stort rum i den offentliga debatten. Till skillnad för till exempel geokonstruktioner kan dessa frågor kan inte lösas på ett objektivt sätt genom beräkning av kostnader och produktionsmetoder, och måste hanteras genom en diskussion på politisk nivå

genom det demokratiska systemet. För Slussen har det tidigt stått klart att grundläggningen och överbyggnaden måste bytas, och att hitta en ny lösning har tagit mycket lång tid, och många olika förslag har lagts fram innan förslaget till den nya ombyggnaden. Det har även skett en stor mängd förändringar i förslagen som lagts fram, vilket har haft stor påverkan på projekteringen.



Figur 6: Gestaltning av den nya Slussen. Bild: Stockholm Stad.

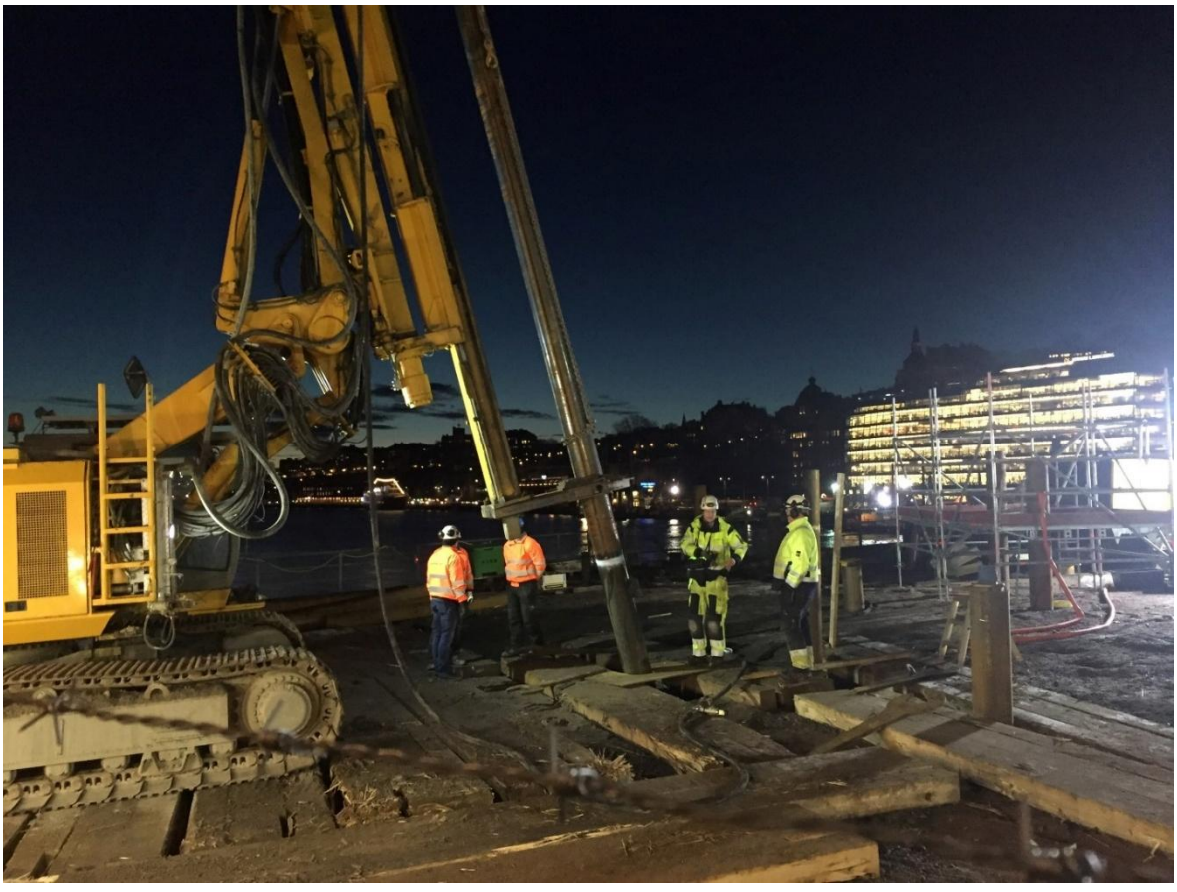
6 GEOTEKNISKA FÖRUTSÄTTNINGAR

Området för Slussenombyggnaden ligger mellan Södermalm och gamla stan i centrala Stockholm. Vid Södermalm ligger en förkastningszon i öst-västlig riktning, som fortsätter långt in i Mälaren. I områdets södra del på Södermalm ligger bergytan högt över Mälaren, vilket har givit det namnet Söders höjder. Den kända romanen Röda rummet av Albert Strindberg inleds från trädgården vid Mosebacke upp på dessa höjder, där en beskrivning av området i början av maj ges. Ifrån dessa höjder sluttar berget brant ner till ca 40 - 50 m nedanför Mälarens yta vid själva Slussen. Över området går även en krosszon i öst-västlig riktning som innehåller leromvandlat berg. I nord-sydlig riktning ligger den så kallade Stockholmsåsen, som går över området. Över åsen ligger i vissa delar av området organisk lera och gyttja, som deponerats av de strömmar som tagit vatten från Mälaren. I takt med ökad bebyggelse har åsen och leran täckts av olika typer av fyllning, som kan innehålla allt från växter och tegel till många olika arkeologiska fornlämningar sedan staden grundades. I mitten av området

går den befintliga Karl-Johansslussen, som byggdes för att ersätta den tidigare Nils-Ericssonslussen, som sedan dess är en avtappningskanal och täckt av vägar. I takt med att landhöjning har skett har delar av fyllningen höjts sig över vattenytan och börjat förmultna, och marksättningar sker över stora delar av området.

7 GEOKONSTRUKTIONER

Nya Slussen innehåller en stor mängd olika geokonstruktioner. Den största kostnaden finns i den nya grundläggningen, som till största del består av pålar. Dessa är betongfyllda borrade pålar som går till berg. Produktionen av dessa sker genom att man genom vattendriven sänkborrhammare borrar pålar till berg, varefter dessa stoppslås, och en del av dessa stötvågsmäts för att bekräfta bärförmågan. Därefter sker betongfyllning och anslutning till överbyggnad. I projekt Slussen används huvudsakligen pålar med 270 - 320 mm diameter. Bergnivån ligger ca 40 - 50 m från markytan, vilket gör att borrningen är mycket tidsödande, och tar en stor del av produktionstiden. Projekteringen av hela projektet styrs till stor del av den planerade tidsåtgången för borrning av pålar. Figur 7 visar borrning av pålar i Gamla stan vid Saltsjön.



Figur 7: Borrning av pålar i Gamla stan för det norra landfästet.

För att kunna bygga alla delar i det omfattande projektet krävs även en stor mängd schakter, och därmed olika slags stödkonstruktioner. För stigarschakt, maskinrum och andra delar vid slusskanalen utförs omfattande spontkonstruktioner. Att dessa färdigställs i tid är ytterst viktigt för att tidsplanen ska kunna hålla ihop, och som i alla projekt finns en stor del av osäkerheter i projektet när dessa skall göras. För sponter nära känsliga konstruktioner används rörspont, dvs betongfyllda spontrör som sammanfogas genom spontlås. För andra delar används konventionella vibrerade spontplankor, när vibrationer för installationen av dessa inte bedöms påverka omgivningen i någon större omfattning. På Södermalmsdelen används många mindre spontkonstruktioner för att nå rätt grundläggningsnivå, och jordspikade slänter och öppna schakt med slänt används i andra fall. Dessa stödkonstruktioner måste samordnas med produktionsplanen för att inte påverka förutsättningarna för omgivande delar, vilket är av stor betydelse eftersom många saker samsas på en väldigt liten yta. Figur 8 visar spont på Gamla stan som är placerad invid avloppspumpstation och ledningar, samt pålar i området.



Figur 8: Spont i gamla stan invid avloppspumpstation och ledningar.

8 PROJEKTERING

Projekteringen är av helt avgörande betydelse för att ett så komplicerat projekt som Nya Slussen skall gå att genomföra i stadsmiljö. Projektet pågår fram till 2025, och innan färdigställande skall produktionen ske samtidigt som en stor mängd trafikomläggningar genomförs vilka gör att det är möjligt för infrastrukturen skall kunna fortsätta obehindrat runt omkring i takt med att man bygger. Några avgörande delar för projekteringen är mycket noggrann planering långt framåt i tiden, papperslös 3D-projektering, och effektiv granskning- och datasamordning mellan de olika parterna.

Detaljplaneringen av trafikflöden och omläggning i projektet har gjorts i alla de olika skedena av projektet. Flödesberäkningar och scenarier har bestämts och levererats som projektförutsättningar. Alla dessa trafikomläggningar måste samordnas med infrastrukturen, och i vissa fall har stora förändringar skett. För att kunna bygga på Södermalm har Saltsjöbanan dragits in från Slussen till Henriksdal, och en ny ändstation finns nu vid Henriksdal. De många bussarna från och till Slussen kommer att flyttas från den nuvarande bussterminalen till en temporär bussterminal vid Stadsgårdsleden.

På grund av det lilla tillgängliga utrymmet för byggproduktioner, och den stora mängden teknikområden som måste samsas om handlingar, sker projekteringen papperslöst, dvs endast modeller används som bygghandling. I leveranser bifogas även modellvyer, som visar delar av den planerade konstruktionen. Granskning av handlingar sker i en samordningsmodell, där alla teknikområden ligger in sina delar.

Alla dessa delar skall granskas, och datasamordnare skall hålla ihop den omfattande projekteringsorganisationen. Dessa kompletteras av beställaren och entreprenörens datasamordnare som låter de papperslösa bygghandlingarna gå vidare in i produktionen.

En känslig del som är av stort intresse för grundläggningsarbetena är avväxlingen av Katarinahissens torn och byggande av ny grundläggningen. För att inte påverka tidigare grundläggning har rotationsborrning av pålar med 1 m-segment använts, vilket har varit mycket tidsödande. Därefter har en avväxlingskonstruktion av stål bytts runtomkring den befintliga Katarinahissen. Avväxling har sedan skett i slutet av 2017 genom att det nya nedre stålfackverket har spänts in i överbyggnaden och anslutningen till den tidigare nedre konstruktionen, något som visas i Figur 9.



Figur 9: Katarinahissen vid avväxlingen.

9 NYTTIGA ERFARENHETER

Genom den omfattande projekteringsorganisationen kan de mycket viktiga geokonstruktionerna samordnas med hela projektet. De målkonflikter som av naturliga skäl styr projektet kan här hanteras i ett sammanhang och en rimlig kompromiss för de motsättningar som sker kan hittas. Genom detta samarbete kan det gå att bygga trångt och stressigt för Nya Slussen.

HUR STÖTTAS KUNGSBACKALERAN?

Robert Oskarsson, Skanska Sverige AB

Sammanfattning

”Kungsbackaleran” är beryktad för sin låga hållfasthet och i den har Skanska byggt en källare 5,5 m under mark i det nya kvarteret Valand i Kungsbacka.

Projektet har inneburit många geotekniska utmaningar. Vid den inledande pålningen hävde sig redan slagna pålar, vilket krävde efterslagning av samtliga pålar.

Spontrörelser prognostiserades i Plaxis 2D till ca 15 cm men trots en successiv anpassning av arbetsgången så blev den slutliga rörelsen strax över 20 cm. I ett inledande skede blev rörelserna så stora att det togs beslut att återfylla en del av gropen.

Spontkonstruktionen bestod av 20 m långa spontplankor och två nivåer med hammarband och stämp. För första gången i ett Skanska-projekt i Sverige användes modulbyggda hydrauliska stämp.

Summary

The clay in Kungsbacka is infamous for its low shear strength, but within this Skanska has built a basement 5.5 meters underground in the new block of Valand.

The project has proposed many geotechnical challenges. During the initial piling, the piles heaved, which required all of them to be redriven.

The movement of the sheet piles wall was predicted by Plaxis 2D to be 15 centimeters, but despite our best efforts, the final movement landed right above 20cm. In an initial stage the movements became so drastic, that the decision was made to refill parts of the pit.

The sheet pile construction consisted of 20 meter long sections, and two levels with waler beams and struts. For the first time in a Skanska project in Sweden, modular hydraulic struts were used.



Figur 1: Översiktsbild över Valand kvarter 6 tagen från söder mot norr

1 INLEDNING

Kvarteret Valand är en ny stadsdel i centrala Kungsbacka, 3 mil söder om Göteborg. Den nya stadsdelen kommer, genom en ny gågata, knyta ihop Kungsbackas innerstad med köpcentret Kungsmässan och ska bebyggas med butiker, kontor och bostäder.

Skanska fick i slutet av 2015 frågan från det lokala fastighetsföretaget Aranäs om att bygga det första av totalt sju kvarter i den nya stadsdelen. Kvarteret, som kallas Kvarter 6, ska bestå av en byggnad i fem våningsplan över mark för parkering, butiker och kontor. Byggnaden utförs med källare som bland annat ska inrymma parkering och bowlingbanor.

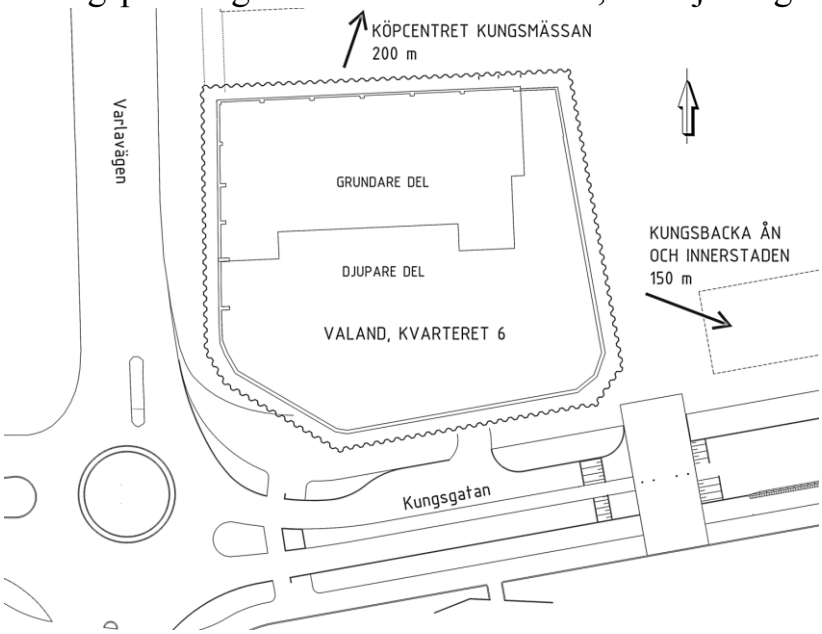
”Kungsbackaleran” är beryktad för sin låga hållfasthet och eftersom schaktdjupet i källaren skulle vara 5,5 – 6 m konstaterades tidigt att det skulle bli en stor geoteknisk utmaning. Efter det inledande anbudsarbetet förstod Skanskas projektteam att grundläggningen skulle bli utöver det vanliga och lyckades även förklara detta för beställaren som valde att handla upp som ett partneringprojekt.

Projektet har varit ett så kallat ”One Skanska”-projekt vilket innebär att Skanskas enheter med grundläggare, anläggare och husbyggare har jobbat nära tillsammans.

2 FÖRUTSÄTTNINGAR, PROJEKT OCH GEOGRAFI

Valand kvarter 6 är beläget vid korsningen mellan de frekvent trafikerade gatorna Varlavägen och Kungsgatan. Fastighetsgränsen, som i princip sammanfaller med ytterkant källarvägg, är drygt 5 m från vägkanten på Varlavägen i väster och knappt 10 m från vägkanten på Kungsgatan i söder. Fastigheten har under lång tid används som parkeringsplats och utgjorts av asfalterade ytor. Marknivån inom fastigheten var i huvudsak ca +2,5 men gatorna i söder och väster var knappt 0,5 m högre.

Källarens area är knappt 2 500 m^2 med måtten ca 50 x 50 m. Källaren har en oregelbunden form utan räta vinklar i hörnen, se Figur 2. Källaren är nivåmässigt uppdelad så att parkeringshuset i den norra delen ligger ett halvt våningsplan högre än resten av källaren, se linje i figur nedan.



Figur 2: Orienteringsfigur.

3 GEOTEKNISKA FÖRHÅLLANDEN

Jordlagerprofilen består överst av ca 1,0 – 1,5 m fyllnadsmassor och den naturligt lagrade jorden består i huvudsak av naturligt avsatt lera. Jordmäktigheten varierar mellan 32 och 47 m och mäktigheten på friktionsjorden mellan lera och berg varierar från noll till ca 3 m. Leran har torrskorpekaraktär ner till ca 1,5 – 2,0 m under markytan och leran är gyttjig till omkring 11 m djup.

Den korrigerade skjuvhållfastheten har utvärderats till ca 11 kPa ner till 5 m djup för att där under öka med 1,0 kPa per meter ner till ca 15 m djup. Från 15 m djup är ökningen 1,5 kPa per meter.

Den uppmätta naturliga vattenkvoten minskar från ca 90 % på 4 m djup till 60 % på 25 m djup. Lerans konflytgräns sammanfaller generellt med vattenkvoten eller ca 10 %-enheter högre. Leran är mellansensitiv.

Leran bedöms som normalkonsoliderad med pågående sättningar ner till ca 15 m djup.

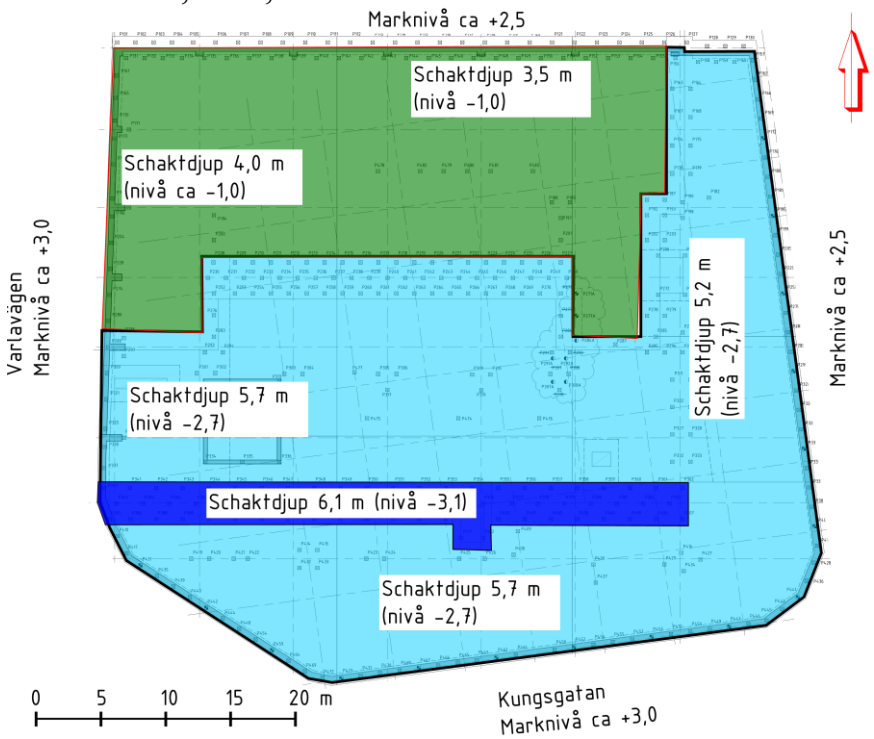
4 FÖRUTSÄTTNINGAR FÖR GRUNDLÄGGNING OCH SCHAKT

4.1 Grundläggning

Byggnaden har grundlagts på ca 375 spetsburna betongpålar där pålningen koncentrerats till källarytterväggar och två genomgående grundbalkar. Bottenplatta utfördes 1,0 m tjock för att klara risken för upplyft vid översvämning av Kungsbacka ån. Tack vare den tjocka bottenplattan har det förutom en 30 cm djup grundbalk inte krävts några djupare pålplintar.

4.2 Schakt

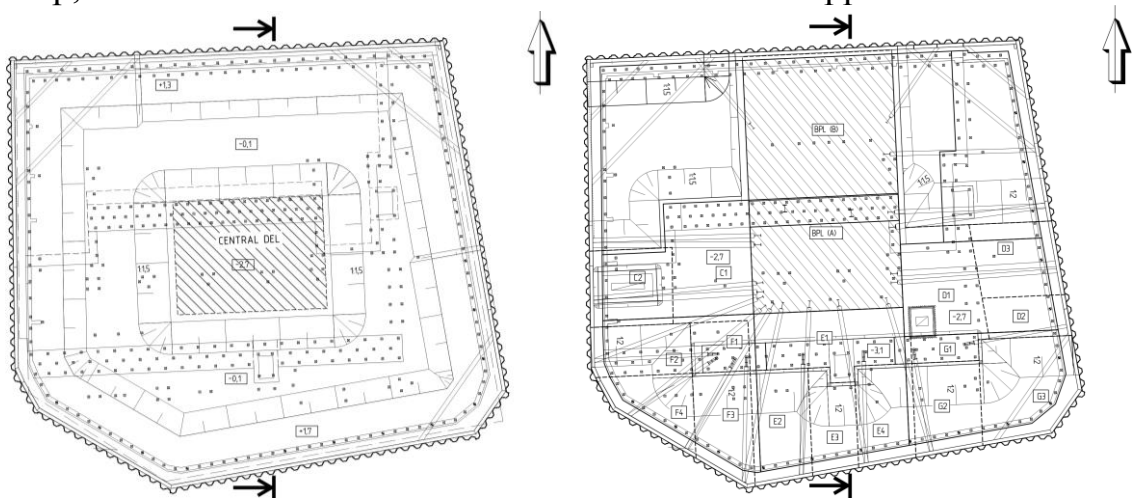
Schaktdjupet har varit mellan ca 5,0 – 6,0 m för cirka två tredjedelar av byggnadsytan, se Figur 3. På övriga cirka en tredjedel har schaktdjupet varit mellan ca 3,5 – 4,0 m.



Figur 3: Redovisning av schaktdjup och nivåer

5 GENERELL ARBETSORDNING

Huvudprincipen för schakten blev att schakta ner mitt i byggnaden för att gjuta en konstruktion som sponten kunde stöttas mot med hjälp av långa stämp, och därefter kunna utföra resten av schakten i etapper.



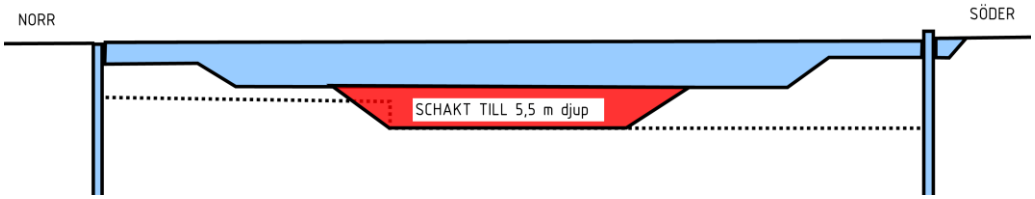
Figur 4: Planritning över spontkonstruktion. T.v vid schakt för central del. T.h visar stämp monterade på nivå 1 och 2.

Generell arbetsordning i punktform:

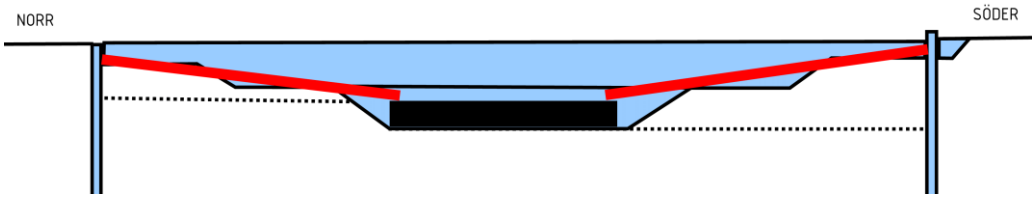
1 Pålning från befintlig markyta
2 Spontning efter schakt av spontdike
3 Schakt till 3 m djup med tryckbank mot spont



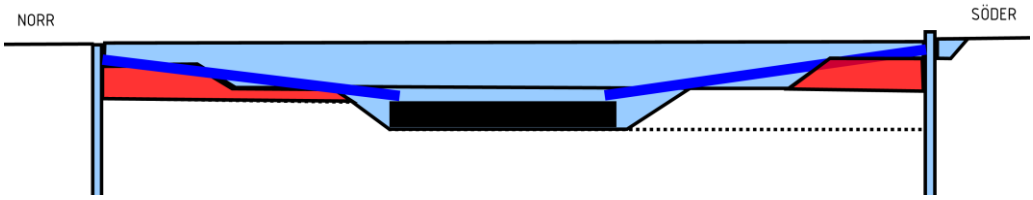
4 Montage av hammarbandsnivå 1 inklusive hörnstämp
5 Schakt för central del och gjutning av grovbetong



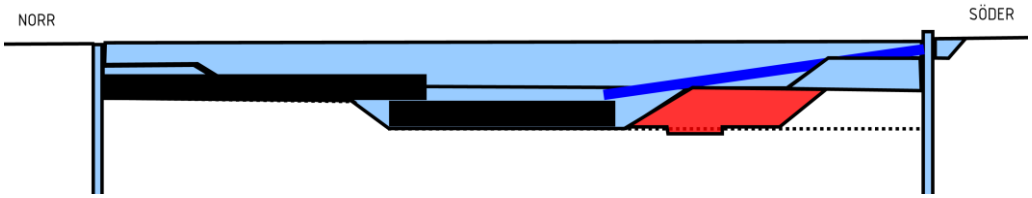
6 Gjutning bottenplatta i central del
7 Schakt av stämpdike samt montage av stämp ovanpå bottenplattan



8 Schakt för hammarbandnivå 2 samt schakt för bottenplatta mot norr

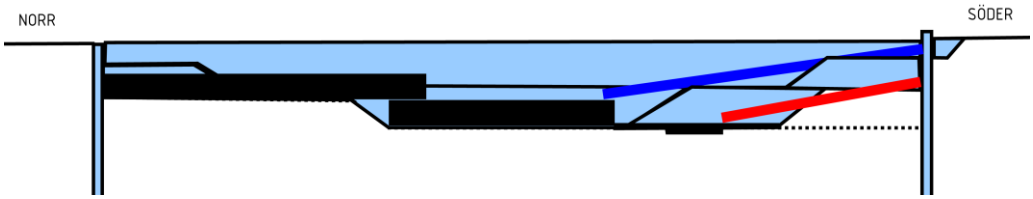


9 Fortsatt schakt till fullt djup från central del och mot spont. Ca 10 m bred tryckbank sparas mot spont.



10 Gjutning av grundbalk och grovbetong i uppschaktad del

11 Montage av stämpnivå 2 mot grundbalk



12 Etappvis schakt till fullt djup mot spont i 6-8 m breda etapper och gjutning grovbetong

13 Demontage av stämpnivå 2

14 Gjutning av resterande bottenplatta samt fyllning mellan spont och bottenplatta

15 Demontage av stämpnivå 1

16 Gjutning av källarväggar

17 Montage av prefabbjälklag

18 Återfyllning mellan spont och källarvägg

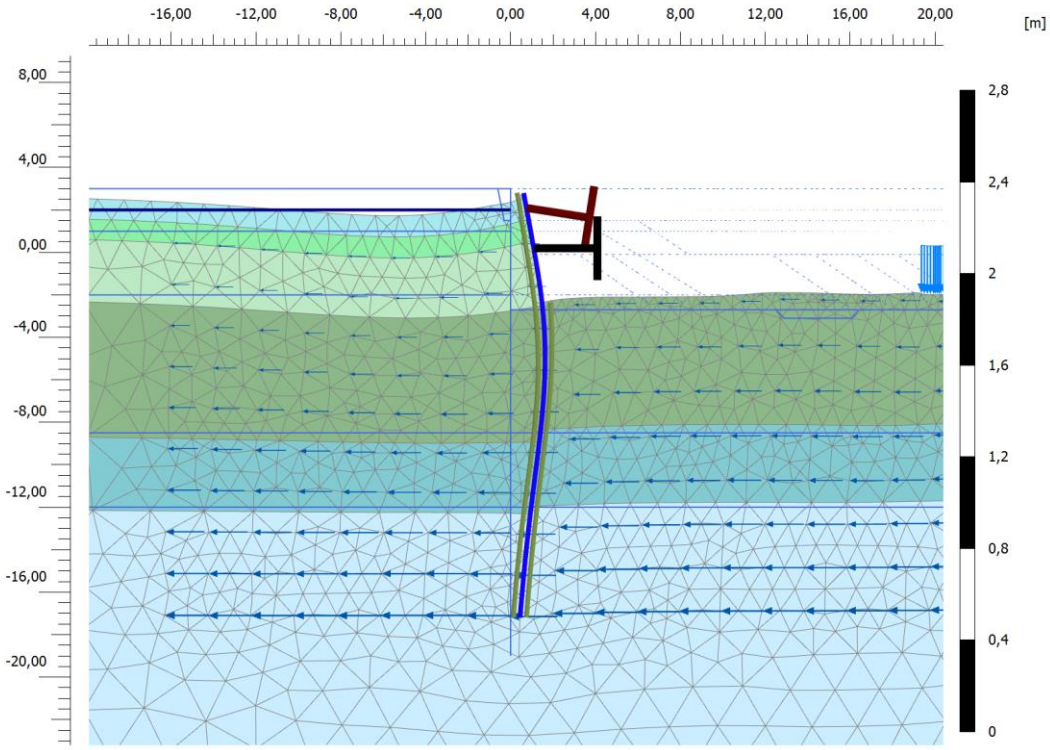
6 BERÄKNINGAR OCH RESULTAT

Spontkonstruktionen dimensionerades inledningsvis med analytiska jordtrycksberäkningar och stabilitetsprogrammet Slope/W (GeoStudio 2016). Efter erhållet kontrakt utfördes en kompletterande geoteknisk undersökning som bland annat innefattade direkta skjuvförsök och triaxförsök. Därefter gjordes en analys i Plaxis 2D. Det är i hög utsträckning ett tredimensionellt problem men ändå gjordes bedömningen att en beräkning i Plaxis 3D med tillräckligt hög upplösning skulle vara allt för tidskrävande i relation till eventuellt mervärde.

Stabilitetsberäkningarna i Slope/W utfördes med beaktande av anisotropi enligt den kompletterande undersökningen. Det var främst det första schaktskedet med schakt i byggnadens centrala del som analyserades i

Slope/W och sidoeffekter beaktades då enligt Skredkommissionen rapport 3:95.

Sidoeffekter beaktades även i Plaxis 2D med hjälp av ett mothållande rutnät av punktlaster. Storleken på dessa krafter ansattes beroende på schaktens bredd och vilken skjuvhållfasthet som jorden som mest kunde mobilisera. Leran modellerades med materialmodellen NGI-ADP med beaktande av hållfasthets-anisotropi.



Figur 5: Deformationer från Plaxis efter schakt till fullt djup mot spont är klar.

Hammarbandsreaktioner och spontmoment som erhölls från Plaxis-analysen var i allmänhet 20 – 100 % större än vad som erhölls i den analytiska jordtrycksberäkningen, som baseras på anvisningarna i Sponthandboken. Den övre hammarbandsnivån dimensionerades för en last på 180 kN/m och den undre för 200 kN/m. Dimensionerande spontmoment var 450 kNm.

De beräknade deformationerna, utan beaktande av variabla laster, i skedet när schakt mot spont är utförd redovisas i Figur 5. Spontförskjutningen är 7 cm på spontkrön och 15 cm vid schaktbotten. Markytan 5 m bakom spont förväntas sjunka 12 cm och förskjutas 8 cm i plan. Med beaktande av variabla laster

ökar deformationerna upp till 30 %. Detta bedömdes vara i överkant av vad som kunde accepteras men i samråd med beställaren beslutades att det ändå var acceptabelt.

För att kunna följa rörelserna upprättades ett omfattande kontrollprogram med 2 stycken inklinometerrör till 30 m djup med automatisk loggning, 45 mätpunkter på marken utanför spont, 40 prismor på spontkrön, 40 mätpunkter på hammarbandsnivå 2, 25 mätpunkter på invändiga tryckbankar och 15 punkter på omkringliggande byggnader. Stämplaster mättes i tre stämp.

Spontkonstruktionen utformades översiktligt enligt nedan:

- Spont:
  Profil AU 23, Stål S355, Längd 20 m, 130 krönmeter
  Profil AU 14, Stål S355, Längd 12 respektive 16 m, 70 krönmeter
- Hammarband:
  Profil HEB 450, Stål S355, 330 meter
- Stämp:
  18 st rörstämp ca ϕ508 mm i huvudsak ca 18 – 22 m långa
  17 st rörstämp ca ϕ406 mm i huvudsak 10-15 m långa

Skanska Grundläggning valde att använda modulanpassade hydrauliska stämp från en europeisk leverantör, Groundforce, i projektet. Detta var första gången som Skanska använde denna typ av stämp i Sverige.

De flesta stämpen levererades i två bitar med lastbil och slutmonterades av Skanskas personal på arbetsplatsen. För att fästa in stämpen i bottenplattan gjöts stående HEB800 balkar in i plattan. När de upp till drygt 6 ton tunga stämpen lyfts på plats så trycksattes de motsvarande en kraft på 300 kN. Montaget tog cirka 1 timma per stämp vilket sparade mycket tid jämfört med traditionella stämp.

7 UTFÖRANDE AV PÅLNING

Efter två veckors pålning, vilken utfördes från befintlig markyta, upptäcktes genom en rutinkontroll att de redan stoppslagna pålarna sjönk ytterligare 10 – 30 mm då man slog på dem igen. Det beslutades att samtliga pålar behövde efterslås vilket innebar att pålarna fortsättningsvis inte kunde knektas ner utan fick lämnas ovan mark. Det var knappt 30 pålar som redan hade knektats ner när problemen med hävningarna uppdagades.

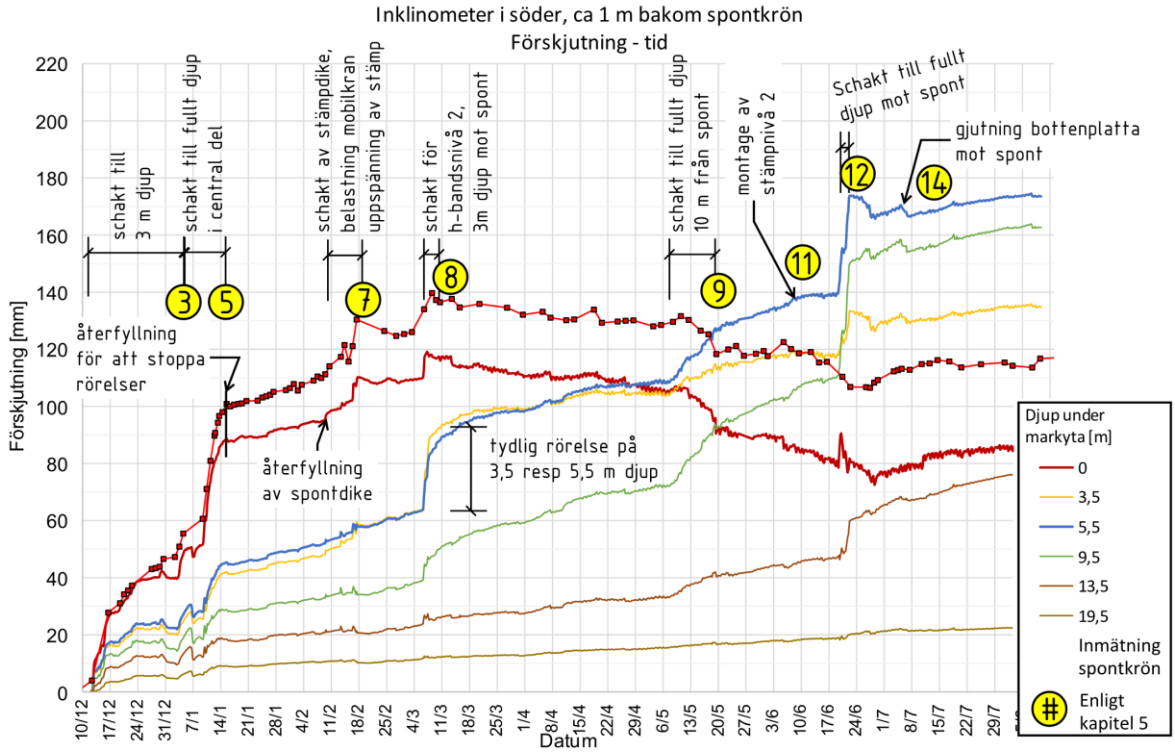
Vid efterslagningen var det cirka 80 % av pålarna som sjönk 10 mm eller mer och 35 % sjönk 20 mm eller mer. Två fenomen som skulle kunna få effekt att

pålarna häver sig konstaterades. Dels att pålarna dras med upp när leran kring dem häver sig på grund av massundanträngning och dels att de kohesionskrafter som uppstår mellan påle och lera när den drivs ned till viss del är elastiska och verkar för att dra med sig pålen uppåt. När hävningarna upptäcktes första gången kunde det konstateras att pålarna hävt sig mer än närliggande mätpunkter i mark så hävningen är troligtvis en kombination av de två ovanstående fenomenen. Det går inte att se någon korrelation mellan hävningarnas storlek och mäktigheten på friktionsjorden som pålarna är stoppslagna i och det var inte förväntat att pålarna som är mellan 25 – 45 m långa skulle häva sig i denna omfattning.

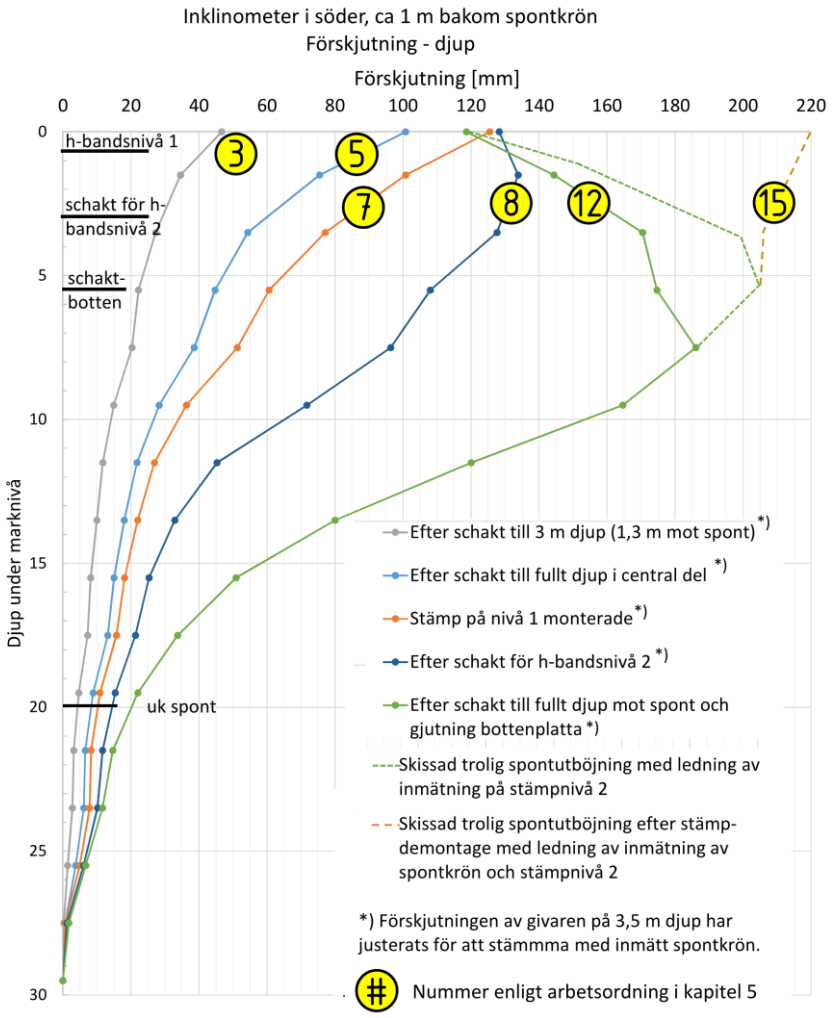
Det utfördes förborrning med augerskruv till 12 m djup för ca 50 % av pålarna och vid avslutad pålning uppmättes rörelser, i punkter ca 5 m från fasad, på ca 50 – 60 mm i plan och ca 30 – 70 mm i höjdled.

8 RÖRELSER VID UTFÖRANDE AV SCHAKT

Här beskrivs uppmätta förskjutningar vid några av de olika arbetsmoment som redovisas i kapitel 5.



Figur 6: Uppmätta förskjutning för utvalda djup i inklinometer placerad 1 m bakom spont på södra sidan samt inmätning av spontkrön i läge för inklinometern.



Figur 7: Uppmätta förskjutningar på djupet från inklinometer på södra sidan.

8.1 Schakt till 3 m djup

Efter att spont, hammarband och hörnstämp var monterade påbörjades schakten ner till 3,0 m djup med kvarlämnade tryckbankar mot spont och ett ca 1 m djupt spontdike bakom spont. Spontkrönet började direkt att röra sig in mot schakten och avstannade på upp till ca 4,5 cm rörelse då denna schakt var klar, se Figur 6 och Figur 7 punkt (3). Sponten uppvisade ett typiskt konsolbeteende med en i huvudsak linjärt avtagande rörelser med djupet ända ner till ca 25 m djup under markytan (dvs 8 gånger schaktdjupet). Det gjordes inte någon rörelseprognos i Plaxis för detta inledande schaktskede men de uppmätta rörelserna var större än vad som erfarenhetsmässigt förväntades.

8.2 Schakt till fullt djup i central del

Den första schakten till 3 m djup var tämligen enkel att utföra även om det tog tid att schakta mellan alla pålar som stack upp över markytan. Den följande schakten till drygt 5,5 m djup var desto svårare att utföra eftersom räckvidden

på den långarmade grävmaskinen behövde nyttjas till max. Det blev flera platsbesök och många telefonsamtal med arbetsledningen för att försöka finna stabila uppställningsplatser för maskinen.

När schakten hade utförs till knappt hälften ökade rörelserna på spontkrönet drastiskt, från ca 3-4 mm per dygn och upptill 10-15 mm dygn. Då schakten var klar hade rörelsen på spontkrön ökat till ca 100 mm, se Figur 6 och Figur 7 punkt (5). Det fanns en svag tendens till att rörelsen avtog men med en grov extrapolering uppskattades att rörelsen skulle stanna en bra bit över 200 mm.

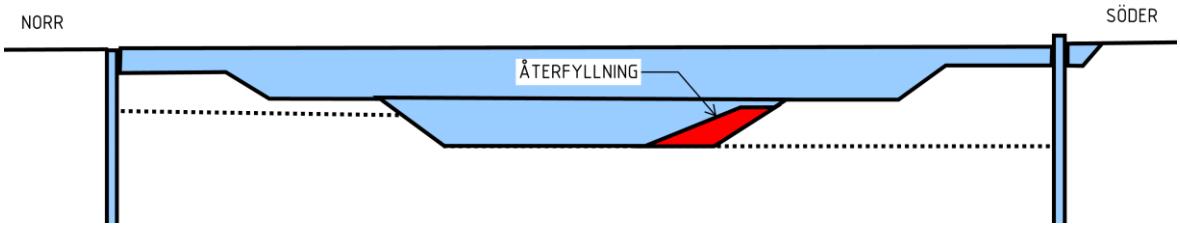
Rörelserna på de invändiga tryckbankarna följdes i x-, y-, och z-led med markdubbar på både övre och undre tryckbanken. Horisontalrörelsen på tryckbankarna var i samma storleksordning som spontens men det fanns en tydlig tendens att tryckbankarna rörde sig mer, inte minst där spontrörelserna var mer begränsade på grund av spontens geometri. Tryckbankarnas rörelse i vertikalled var betydligt mindre, i allmänhet en sättning mellan 5 – 20 mm.

Förutom risken att jorden skulle gå till brott vid så stora rörelser fanns också vetskapen om att det skulle ta minst en månad innan första bottenplattan var gjuten och sponten kunde stämpas mot denna. Därför tog vi geotekniker beslutet att gropen måste återfyllas så att rörelsen avstannade. Detta var så klart ett tufft beslut eftersom vi visste att det skulle kosta projektet både tid och pengar. Beslutet togs emot med samlat mod ute på arbetsplatsen men i sann entreprenörsanda började man försöka hitta lösningar.

Vi hade krismöte med alla inblandade ute på arbetsplatsen tidigt på fredagen den 13:e. För projektets fortsatta framdrift kom vi fram till dela upp den centrala bottenplattan i tre delar och återfylla på så sätt att formning och armering av den första etappen kunde komma igång direkt. Arbetsplatsen var också mån om att kunna gjuta grovbetongen i hela den uppschaktade etappen innan återfyllningen, vilket skulle fördröja återfyllningen då grovbetongen behövde härda. Om gjutningen utfördes senare under samma dag med fiberarmerad betong och lite högre betongkvalitet skulle den ha härdat så att det gick att utföra återfyllningen på söndag eftermiddag. Vi beslutade att den ytterligare rörelsen som bedömdes skulle uppstå fram tills söndag skulle vara acceptabel.

Utformningen av återfyllnaden framgår i Figur 8 nedan och innebar att ca 3 m bred tryckbank med opackat krossmaterial, motsvarande ca 10 % av den djupa delens volym, utfördes mot slänten i söder samt delvis i väster och

öster. Det var en lättnad att se vilken bra effekt som denna återfyllning fick på spontens rörelse som helt avstannade, se Figur 6 punkt (5).

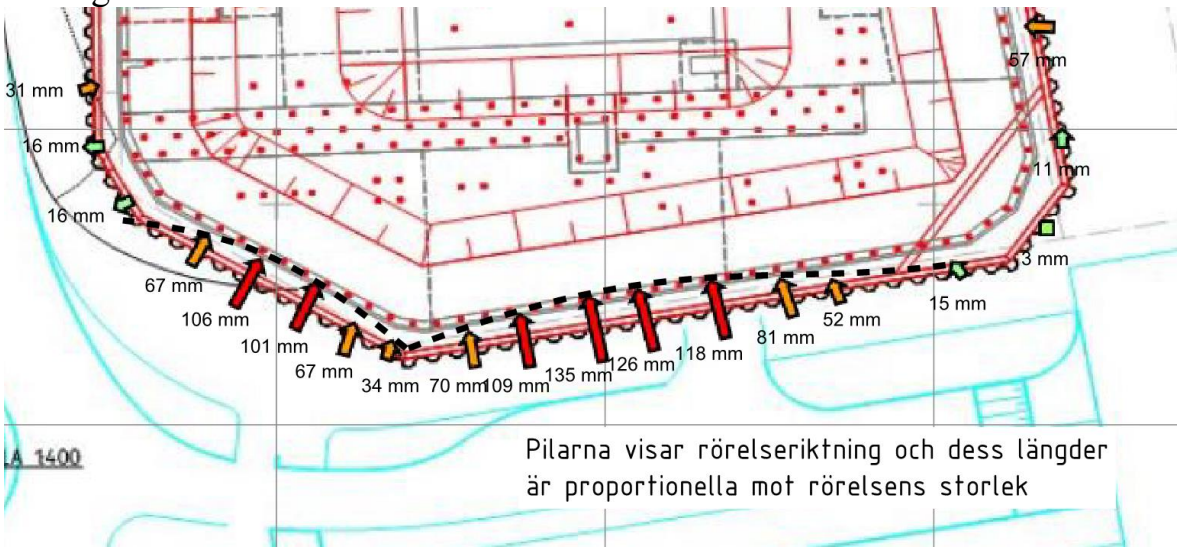


Figur 8: Sektionsskiss av återfyllning mot tryckbank i söder

När de återfyllda massorna schaktades bort för att kunna gjuta de två mindre bitarna av bottenplattan ökade rörelsen något men ändå marginellt jämfört med innan återfyllningen. Tryckbankarnas rörelse följde spontrörelserna relativt väl.

Det krävdes en dikesschakt i tryckbankarna för att ge plats åt stämpen och denna ökade rörelsen på spontkrönet ytterligare. Stämpdiken och stämpmontage fick utföras i omgångar för att minska rörelserna. Vid trycksättning av stämpen pressades sponten tillbaka ca 5 mm. Dessa syns dock inte på inklinometern eftersom den var placerad i jorden bakom spont, se Figur 6 och Figur 7 punkt (7).

Inmätningarna av spontkrön visar tydligt att rörelserna är jämförelsevis små i de punkter där sponten vinkeländrar och som störst mitt på sträckan. I Figur 9 framgår utböjningens form vilket även syntes tydligt på hammarbandet i verkligen.



Figur 9: Utböjning av spontkrön innan stämp monterats.

8.3 Schakt med stämpad spontkonstruktion

Det var en viktig milstolpe när samtliga stämp på översta nivån var monterade men det gick inte att pusta ut eftersom det var mycket schakt som återstod och vi visste att det skulle fortsätta att röra på sig.

Fram tills schakten för hammarbandsnivå 2 påbörjades visade inklinometern på ett typiskt konsolbeteende på sponten, se Figur 7. Trots att schaktvolymen för hammarbandsnivå 2, dvs. 3 m schaktdjup invid spont, var begränsad innebar det att spontutböjningen på 3 till 10 m djup ökade med 60 till 100 %, se Figur 6 och Figur 7 punkt (8).

Utböjningen på sponten fortsatte att öka ända tills stämpnivå 2 hade monterats då det blev ett avstannade på de flesta mätnivåer, se Figur 6 punkt (11). När stämpnivå 2 fanns på plats var det dags att göra den sista schakten till fullt djup ut mot spont. Schakten utfördes i 6-8 m breda etapper med gjutning av grovbetong som fick härda över natten innan etappen bredvid utfördes. Sponten rörde sig ca 15 till 20 mm inåt men stannade då grovbetongen gjutits, se Figur 6 punkt (12). Kort därefter gjöts södra delen bottenplattan och det motfylldes mellan bottenplatta och spont. Inklinometern visar att tyngden av betongen tryckte tillbaka sponten med ca 4 mm på nivån för schaktbotten, se Figur 6 punkt (14). Det kvarstod andra bottenplattetapper i sydöst och sydväst vilket gjorde att sponten kröp något mer från schaktbotten och nedåt. När även dessa etapper var gjutna slutade sponten att krypa.

För att slippa riskfulla och tidskrävande ursparningar i källarväggarna var det starkt önskemål från arbetsplatsen om att kunna ta ner samtliga stämp när bottenplattan var gjuten. Prognosen från Plaxis var att det skulle ge ca 7 cm extra utböjning av sponten över schaktbotten. Konsolhöjden var ca 4,5 m men för att minska den utfördes ett en meter djupt dike bakom spont. De hydrauliska stämpen var utmärkta eftersom det gick att släppa trycket stegvis samtidigt som utböjningen mättes. Utfallet blev upp till ca 9 cm förskjutning av spontkrön.

Krafter i stämp mättes under arbetets gång genom att mäta oljetrycket i de hydrauliska stämpen. Uppmäta stämpkrafter var i allmänhet endast hälften av vad som beräknats i brukstillstånd med beaktande av trafiklast i Plaxis. Det finns flera förklaringar till varför de uppmätta krafterna blev mindre, bland annat utfördes schakten etappvis på ett sätt som inte modellerades.

9 ÅTGÄRDER FÖR FÖRSKJUTNA PÅLAR

Redan vid den akuta återfyllningen av schakten fanns en oro för att en del pålar kunde ha skadats. I detta skede var rörelserna på tryckbankarna där pålarna satt ca 100 mm och det kunde förväntas att förskjutningen på pålarna var i samma storleksordning. Det fanns även ett område i öster där grävmaskinen stått olyckligt och det gick att se att pålarna lutade. För att verifiera pålarnas status utfördes, i samarbete med Pålanalys i Göteborg AB, en integritetsmätning genom PDA-analys av dessa, med fokus på de som skulle gjutas in i den första etappen av bottenplattan. Det visade sig att av 6 provade pålar så var 4 stycken knäckta. Dessa 4 pålar, tillsammans med ytterligare 3 pålar i området som man inte kom åt att prova, fick ersättas med slagna stålrörspålar.

För att lättare kunna följa pålarnas rörelse fortsättningsvis så mättes ett 20 tal utspridda pålar in med totalstation dagligen. Inmätningarna visade att pålarna fortsatte röra på sig något mer än vad tryckbankarna gjorde, på två månader hade pålarna i allmänhet förskjutits ytterligare ca 20 – 50 mm.

När schakten fortskridit så att tryckbankarnas stabilitet hade förbättrats vidtog ett stort arbete med att kontrollera så att det inte fanns fler pålar som var skadade. För den fortsatta kontrollen användes en hejare som kunde monteras på den långarmade grävmaskinen. Totalt kontrollerades ca 130 pålar och det identifierades två huvudsakliga områden med knäckta eller skadade pålar. Det var ytterligare 9 pålar som visade sig vara knäckta och fick ersättas. Ytterligare 4 pålar var inte åtkomliga för provning på grund av att de satt under stämp och fick därför ersättas. Tack vare de hydrauliska stämpen gick det att tillfälligt på korttid demontera stämp på övre nivån för att komma åt att kontrollera fler pålar.

De krökta pålarnas konstruktiva bärförmåga kontrollberäknades med ledning av utböjning från inklinometer och inmätningar. För de pålar som bedömdes ha förskjutits ca 150 mm var den återstående bärförmågan tillräcklig men det fanns pålar som bedömdes ha förskjutits cirka 300 – 400 mm men ändå inte var skadade enligt integritetskontrollen. För dessa pålar (ca 15 st) beräknades en reducerade bärförmåga motsvarande ca 25 – 40 %. Totalt installerades 25 slagna stålrörspålar i efterhand genom ursparningar i bottenplattan.

10 SLUTORD

När den nya stadsdelen är färdigställd inom några år kommer de allra flesta att promenera på gågatan utan en aning om vilka utmaningar det var att bygga källaren i det första kvarteret. Vi som har varit delaktiga i projektet kommer däremot att ha många erfarenheter med oss länge framöver.

EUROKOD – ETT VERKTYG DU BÖR TYCKA OM

Gunilla Franzén, GeoVerkstan

Sammanfattning

När nuvarande version av Eurokod, våra gemensamma europeiska dimensioneringsstandarder, togs fram så var ambitionsnivån hög. Eurokoden skulle säkerställa en sund konkurrens där vi hade ett gemensamt europeiskt verktyg för att säkerställa säkerhet, beständighet och bärförmåga hos våra konstruktioner. Vi kom en bit på väg, men ökad harmonisering och användarvänlighet är nyckelord för att nå hela vägen.

Artikeln berör några av de förändringar som kommer att finnas i nästa version av Eurokod. Geoteknik likställs i större utsträckning än tidigare med andra konstruktionsdelar såsom betong, stål, trä. Detta genom att alla Eurokoderna får samma struktur och alla måste läsa EN 1990 parallellt. För Eurokod 7 får vi tre olika delar som kompletterar varandra; 1) generella regler, 2) utvärdering av materialegenskaper och 3) specifika krav för olika geokonstruktioner.

En uppdaterad och mer systematisk användning av Geoteknisk kategori förs in som en bas i ett övergripande kvalitetstänk. Större konsekvenser och större komplexitet ställer högre krav på kvalitativ indata, verifiering och kontroll, än om vi har en enkel konstruktion i välkänd homogen geologi. Ground Model och Geotechnical Design Model blir två verktyg som det ställs krav på att de ska användas.

Del 2 av Eurokod 7, som idag har en begränsad tillämpning, blir förhoppningsvis med sin omstrukturering ett verktyg som hjälper geoteknikern att utvärdera materialegenskaper. Fokus flyttas från lab- och fältmetoder, till vilka egenskaper bör utväderas och kan utvärderas med föreskriven noggrannhet.

Eurokod 7 handlar inte längre bara jord, utan ska gå att tillämpa även för berg. En utmaning som ger konsekvenser för hur texten formuleras och öppnar standarden för att andra verifieringsätt en partialkoefficientmetoden.

Artikeln berör några av alla de förändringar som kan bli verklighet i nästa version av Eurokod. De är dessa förändringar som du bör tycka om.

1 INLEDNING

När nuvarande version av Eurokod, våra gemensamma europeiska dimensioneringsstandarder, togs fram så var ambitionsnivån hög. Eurokoden skulle säkerställa en sund konkurrens där vi hade ett gemensamt europeiskt verktyg för att säkerställa säkerhet, beständighet och bärförmåga hos våra konstruktioner. Vi kom en bit på väg, men ökad harmonisering och användarvänlighet är nyckelord för att nå hela vägen.

Denna artikel ger dig en kort introduktion till målsättningen med Eurokod och varför det pågår ett arbete med att revidera något, som vi nästan inte hunnit använda ännu. Därefter får du några smakprov på de förändringar som diskuteras och med stor sannolikhet, i en eller annan form, kommer att återfinnas i den reviderade Eurokoden.

Detta är inte en vanlig artikel som du kan slöläsa och sedan glömma. Du har en uttalad uppgift och den är att tycka om förändringarna. Antingen tycker du om tankarna, eller så tycker du inte om dom. Oavsett, så är det nu vi tillsammans kan se till att nästa version av Eurokod blir det verktyg vi som geotekniker behöver. Om vi inte har en åsikt idag, så blir Eurokod vad det blir. Det kan bli alldeles utmärkt, men det kan också bli något som krånglar till och försvårar våra projekt i Norden.

2 EN LÅNG VANDRING MOT ETT GEMENSAMT MÅL

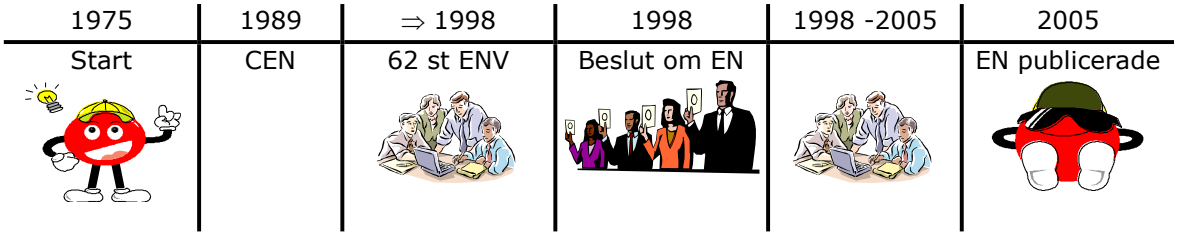
2.1 Målet med Eurokod

Syftet med Eurokoderna, våra gemensamma europeiska dimensioneringsstandarder för bygg- och anläggningsbranschen, är att sätta de gemensamma ramarna för hur man ska verifiera att kraven på säkerhet, bärförmåga och beständighet är uppfyllda. Syftet med Eurokod är även att skapa en bas för upphandling på en öppen marknad, samt vara underlag för att ta fram harmoniserade tekniska produktspecifikationer. Målet är därmed en gemensam standard som ska ersätta nationella regelverk, och därmed öppna en stor gemensam europeisk marknad.

2.2 Det tar tid att komma överens

Att skriva en standard som blir användbar, är inget som gå snabbt. Nationella traditioner, personliga åsikter, lagstiftning, olika geologi och klimat är bara några av de faktorer som gör att det bitvis blir långa diskussioner, även om tämligen självklara tekniska krav.

Figur 1 illustrerar den process som ledde fram till att vi 2011 fick nuvarande version av Eurokod som gällande regelverk i Sverige. Redan 1975 togs första initiativet av intresseorganisationer från industrin och akademin, för att få fram gemensamma dimensioneringsstandarder. En första serie med dokument togs fram och 1989 överfördes det pågående arbete till CEN efter ett beslut av EU och EFTA. Förstandarderna, de sk. ENV publicerades 1998. Förstandarderna hade en gemensam bas men öppnade för nationella anpassningar i form av vald säkerhetsnivå, alternativa metoder och anpassningar. Direkt efter publiceringen av ENV så beslöt man att ENV skulle ersättas med EN, dvs fullvärdiga standarder med mindre möjlighet till nationella val. Det blev på nytt ett omfattande arbete som enligt plan skulle vara klart 2005, men det tog fram till 2011 innan publicering, implementering och övergångsperiod var klar.



Figur 1: Historisk tillbaka blick, där planen var att vara klar 2005

2.3 Resultatet, hur blev det?

Enligt många är Eurokoderna en fantastisk framgångssaga. De 58 delarna som har publicerats täcker ett brett spektrum av ingenjörstillämpningar. Det är den mest avancerade och omfattande serien av standarder inom bygg – och anläggningsbranschen i världen. Det är en serie av standarder som påverkar drygt 500 000 ingenjörers dagliga arbete.

3 NÄSTA GENERATION AV EURKOD

3.1 Målbild och målgrupp

Det finns inget som är så bra att det inte kan bli bättre. Det tog därför inte heller denna gång lång tid innan man börja diskutera förbättringar.

Harmonisering, är ett av nyckelordet. Om vi i större utsträckning kan komma överens om gemensamma krav på hur konstruktionen ska verifieras och begränsa de nationella valen till nödvändiga nationella anpassningar, så ökar vi möjligheterna till att få ett system som underlättar konkonkurrens på lika villkor, med bibehållen nivå på beständighet och bärighet. Till nödvändiga nationella anpassningar räknas främst krav som är relaterade till

säkerhetsnivå, eftersom varje land själv ska ha möjligheten att avgöra hur stor säkerhetsmarginal man vill ha. Ur geoteknisk synvinkel så finns det även geologiska- och klimatförutsättningar, som kan kräva nationella anpassningar.

Användarvänlighet, är ett annat nyckelord. Nuvarande Eurokod har sina begränsningar när det gäller användarvänlighet. De flesta som använder den, gör det oftast med hjälp av en vägledning/tillämpningsdokument. Målsättningen i nästa version är att Eurokod ska vara ett tydligt krav-dokument, som är uppbyggt på samma sätt oavsett vilken material du arbetar med (stål, betong, trä, geoteknik…). Krav som är samma oavsett material skrivs enbart en gång i huvuddokumentet, EN 1990.

Teknisk utveckling, är ett annat nyckelord som ofta nämns. Det gäller att kunna skriva en standard som sätter ribban för de tekniska lösningarna, utan att begränsa innovation och utveckling.

Målgruppen är den kompetente ingenjören. Det innebär att standarden riktar sig i första hand till en person som är kompetent inom sitt ämnesområde. Exakt vad en kompetent ingenjör är och inte minst hur man visar att någon är kompetent, tvistar de lärda om. Klart är dock att standarden inte skrivs för den nyutexaminerade, så någon handbok ska det inte vara. Den ska dock kunna användas av akademikern som vill utveckla idéerna bakom och av "Uppfinnar-Jocke" som vill testa nya innovationer.

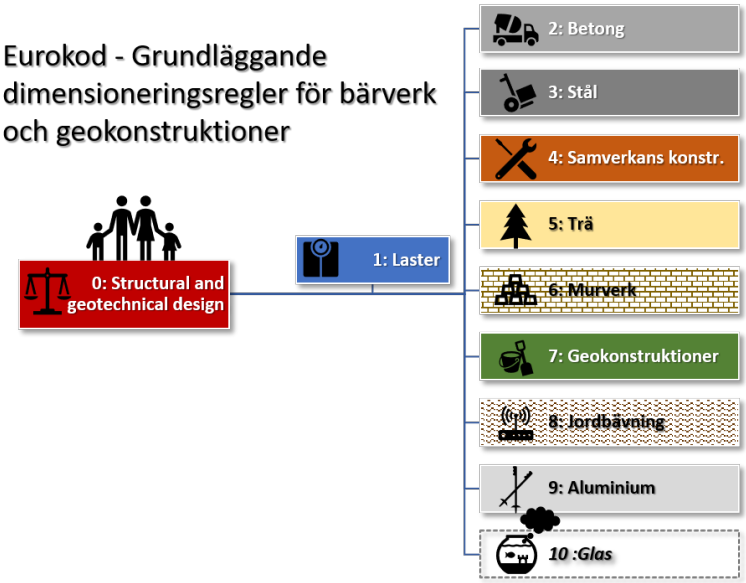
3.2 Fler dokument och mindre handbok

Arbetet med att ta fram nästa generation pågår och den första fasen avslutas i april 2018. Parallellt startade fas 2 under 2017, och den sista fasen för EN 1997 påbörjas under 2018. Exakt när standarden i sin helhet kommer att publiceras, är ännu så länge en osäker uppgift. Men allt från år 2020 till 2024 förekommer i olika presentationsmaterial.

Eurokod kommer framöver att behandla 9 ämnesområden, med två bas-standarder EN 1990 Dimensioneringsförutsättningar och EN 1991 Laster, se Figur 2. Strukturen med rubriker i de olika delarna kommer att vara samma, för att underlätta för användaren att hitta samma typ av information i de olika delarna.

Det ska bli mindre handbokstext och mer ska/bör. Handbokstext, motiv och bra-att-ha ska flyttas till andra dokument.

Totalt så kommer det att bli många delar i Eurokod paketet. Varje Eurokod kan i sig bestå av 1 till 6 delar.



Figur 2: De nya Eurokoderna

3.3 EN 1990 – ett dokument som alla ska tillämpa

För oss geotekniker så blir en stor skillnad att vi framöver inte enbart kommer att läsa EN 1997, utan mycket av det vi använder, presenteras enbart i EN 1990. Det avspeglas även i att EN 1990 framöver ändrar namn från "Basis of structural design", till "Basis of structural and geotechnical design".

Redan idag, är EN 1990 basen för geotekniken. Men vi har i flera fall upprepat och förtydligat de kraven som finns i EN 1990 i EN 1997. Detta har gjort att det inte känts nödvändigt att läsa EN 1990. Instruktionerna för nästa Eurokod är tydliga, det som skrivs i EN 1990 ska tillämpas av övriga Eurokoder och inte upprepas. För geoteknik innebär det att bl.a. följande definieras i EN 1990 och EN 1991:

- design case, tidigare benämnt dimenseringssätt, DA,
- laster, lastkombinationer inklusive partialkoefficienter,
- konsekvensklasser,
- dimensionerande värde,
- reliability management.

Det kommer därmed innebära att vi som geotekniker har minst tre standarder uppslagna på vårt skrivbord; EN 1990 basen, EN 1991 laster och så vår egen EN 1997. Till detta kan vi behöva EN 1992 betong och EN 1993 Stål.

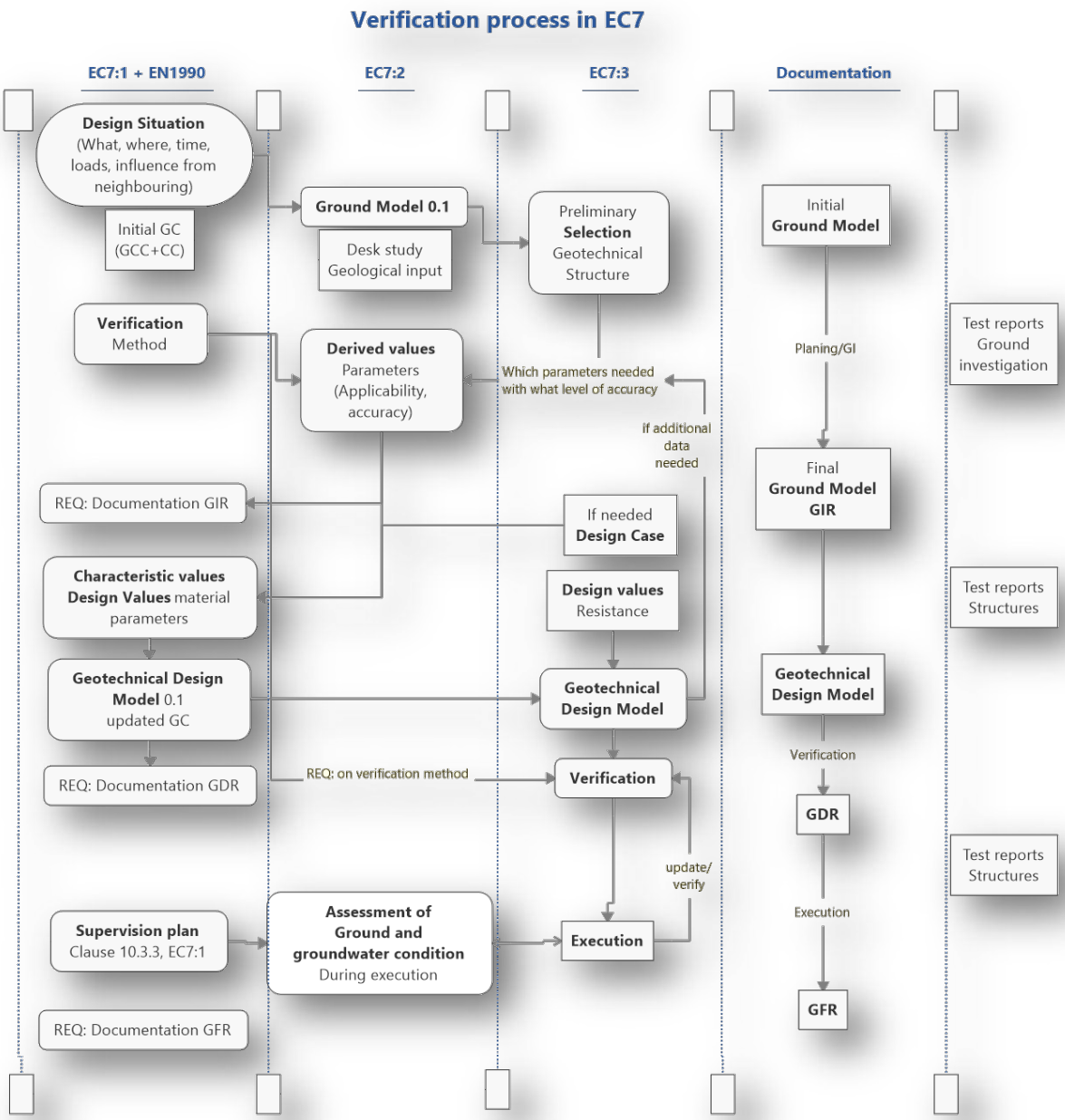
3.4 EN 1997 – tre delar som används tillsammans

I nästa version av Eurokod så kommer vi att ha tre delar i EN 1997. Tre delar som har olika syften och som tillsammans skapar ett komplett regelverk.

Figur 3 redovisar en preliminär bild av hur de tre delarna är kopplade.

- Del 1: Grundprinciperna för geoteknik (kompletterar EN 1990)
- Del 2: Utvärdering av materialparametrar
- Del 3: Specifika krav på verifiering av enskild konstruktion

Arbete pågår fortfarande och det finns möjlighet att påverka, så exakt hur det kommer att se ut, vet vi först om några år.



Figur 3: Preliminär fördelning av innehåll mellan de tre delarna samt hur de samverkar.

4 KVALITETSSÄKRING MED GEOTEKNISK KATEGORI

Det som beskrivs i detta avsnitt är en ögonblicksbild av det som finns som förslag i januari 2018. Förslaget är på remiss och därefter kommer det att ske justeringar. Men det är troligt att stommen som beskrivs nedan finnas med i nästa version av Eurokod.

4.1 Ground Model och Geotechnical Design Model

Tidigt i ett projekt så använder vi all tillgänglig information (tidigare undersökningar, geologisk karta, topografisk karta, växtlighet, platsbesök, erfarenhet osv.) för att skapa oss en trolig "Ground Model". Denna troliga modell används som bas för att planera undersökningsprogrammet. Utifrån resultat från undersökningarna, skapar vi en uppdaterad "Ground Model" som ger en modell av hur platsen ser ut med lager, grundvatten, klassificering, härledda värden.

Innan vi kan verifiera vår planerade konstruktion så utvecklas aktuell Ground Model, GM till en Geotechnical Design Model, GDM. Utvecklingen av modellen till GDM, innebär att vi tar hänsyn till aktuell dimensioneringssituation (bl.a. vilken typ av konstruktion ska dimensioneras och vilket tidsperspektiv), vi värderar vår indata och bestämmer karakteristiska materialdata. Beroende på vilket gränstillstånd som ska verifieras så tar vi även fram dimensionerande värden. Eller förenklat, den nödvändiga informationen för verifieringen samlar vi i GDM.

4.2 Geoteknisk kategori

Begreppet Geoteknisk kategori förtydligas och renodlas. Det innebär att det är två faktorer som styr; Geotechnical Complexity Class, GCC och Consequence Class.

GCC definieras i EN 1997 i tre klasser utifrån dimensioneringssituationens komplexitet. Det är markens komplexitet kombinerat med planerad konstruktion och utförande, som styr vilken GCC som väljs.

CC definieras i EN 1990 i fem klasser, men den lägsta och högsta, hanteras enligt nuvarande förslag, inte av Eurokod. Konsekvensklassen bestäms utifrån konsekvensen av brott med hänsyn till allvarlig personskada/dödsfall samt ekonomiska-, sociala- och miljö-konsekvenser.

GCC och CC kombineras i enlighet med Tabell 1 för att ge geoteknisk kategori.

Tabell 1: Matris som definierar Geoteknisk kategori (GC)

Consequence Class (CC)	Geotechnical Complexity Class (GCC)		
	Lower (GCC1)	Normal (GCC2)	Higher (GCC3)
Higher (CC3)	GC2	GC3	GC3
Normal (CC2)	GC2	GC2	GC3
Lower (CC1)	GC1	GC2	GC2

4.3 System för kvalitetssäkring

EN 1990 lyfter fram att kvalitetssäkring ska göras för att säkerställa att den produkt som erhålls, uppfyller dimensioneringskraven och förutsättningarna. Detta innebär att produkten är kvalitetssäkrad så att den uppfyller ställda krav på säkerhet, bärförmåga och beständighet.

En geotekniker har till skillnad från en betongkonstruktör fler osäkerheter att hantera, eftersom vi ska bedöma materialegenskaperna för marken utifrån en begränsad information (stickprov) samt säkerställa att de beräkningsmodeller vi tillämpar beskriver den aktuella geologins beteende. Därför har EN 1997 inkluderat ett system för kvalitetssäkring som bygger vidare på EN 1990, men kompletterar med de faktorer i geotekniken som ofta är orsaken till brister i produkten.

Det system för kvalitetssäkring som föreslås omfattar krav på;

1) omfattning av geotekniska undersökningar,
2) validering av vald beräkningsmodell,
3) omfattning kontroll av handlingar,
4) mätning före, under och efter byggnation,
5) inspektion och uppföljning samt,
6) kompetenskrav på den som tillämpar standarden.

Omfattningen på kraven för de sex punkterna beror på Geoteknisk kategori. Vid högre geoteknisk kategori, dvs vid större konsekvenser och mer komplex geoteknik, så ställs högre och mer omfattande krav.

4.4 Minimum undersökningar och kvalitet

I geoteknisk kategori 1 så vet vi att konsekvensen av brott är begränsad och vi har även "enkla" bekräftade geotekniska förutsättningar. Det innebär att omfattningen på de undersökningar som krävs för att vi ska säkerställa kvalitet på produkten är begränsad. I en del fall kan skrivbordsstudie kombinerat med platsbesök räcka.

I geoteknisk kategori 3 så är konsekvensen av brott omfattande och vi har även komplexa geotekniska förhållanden. För att säkerställa kvalitet, så krävs ökad kunskap om de komplexa förhållandena så att vi kan beakta dessa på rätt sätt i dimensioneringen. Därför krävs både mer omfattande och andra typer av undersökningar.

De generella kraven på omfattning av undersökningar för de tre geotekniska kategorierna beskrivs i del 1 av EN 1997. I del 3 kommer mer specifika krav

för respektive konstruktion skrivas in. Här kan det kanske komma att stå att för en spont i Geoteknisk kategori 3 ska minst x antal prover tas upp och y antal sonderingar utföras. Det kan även komma att ställas krav på vilken kvalitet på undersökningarna som ska säkerställas.

4.5 Säkerställ din beräkningsmodell och dina antaganden

Att den beräkningsmodell som används ska vara lämplig för det gränstillstånd som ska valideras är självklart. Trots detta är det inte ovanligt att vi missar att säkerställa att de förutsättningar, begränsningar och antaganden som beräkningsmodellen bygger på är tillämpbara för aktuell dimensioneringssituation. Idag är det tyvärr inte självklart att i Projekterings PM/Geoteknik inkluderar en bedömning av hur aktuell dimensioneringssituation avviker från den som beräkningsmodellen förutsätter, samt vilken konsekvens detta har på resultatet.

I nästa generation av Eurokod kommer denna kontroll ingå, som en del av det som ska kontrolleras utifrån geoteknisk kategori. För konstruktioner i geoteknisk kategori 1 räcker det att säga att vi vet att denna beräkningsmodell fungerat för liknande förhållanden. För geoteknisk kategori 3, bör du lägga mer tid på konsekvensanalyser av hur resultatet påverkas om förutsättningarna för modellen inte är uppfyllda.

4.6 Kontroll under byggeskedet

Kvalitetssäkringssystemets punkt 3 till 6, är krav relaterade till en systematisk projekterings- och byggprocess, med målsättning att säkerställa att den mänskliga faktorn inte resulterar i brister som ger onödigt dyra eller osäkra konstruktioner. Krav relaterade till dessa fyra punkter finns beskrivna i EN 1990 och är kompletterade i EN 1997. Principen är att för geoteknisk kategori 1 är omfattningen på kontroll/uppföljning begränsad och kan i flera fall utföras som egenkontroll. I geoteknisk kategori 3 krävs en mer omfattande kontroll och en oberoende granskning rekommenderas. För geoteknisk kategori 3 ställs även större krav på den kompetens som ansvarig geotekniker ska kunna visa.

5 DESIGN APPROACH BLIR DESIGN CASE

I nuvarande Eurokod infördes "design approach", DA, som styr hur partialkoefficienterna ska appliceras på last, material och bärförmåga. Kompromisser i slutskedet inför publicering av nuvarande version, resulterade i att tre olika DA redovisades i standarden. Det blev sedan ett nationellt val att bestämma vilken DA som skulle appliceras vid verifiering av olika typer av konstruktioner. I Sverige blev valet efter ett gemensamt arbete

med konsekvensanalyser att DA3 valdes för alla konstruktioner, utom för verifiering av geoteknisk bärförmåga av pålar där DA2 valdes.

Andra länder gjorde andra val och inte ens de nordiska länderna kom fram till en gemensam slutsats, utan har olika val. Dessutom har det uppstått varianter av DA under resans lopp som inte helt följer ursprungsskrivningarna. För enskilda konstruktioner kan man dock se vissa gemensamma val och slutsatser. Ansatsen för nästa generation av Eurokod är därför att dimensioneringssätt inte ska vara ett nationellt val, utan ett val som beror på vilket gränstillstånd du ska verifiera för vilken konstruktion.

För att vara tydlig med att detta är något nytt, så ändras begreppet till "Design Case", DC. I EN 1990 definieras fyra olika DC med hänsyn till applicering av partialkoefficienten på last och lasteffekt. Förenklat redovisas de fyra varianterna i Tabell 2. För geokonstruktioner så innebär det att vi har fyra olika möjligheter att applicera partialsäkerhet på laster, som vi sedan kan kombinera med att även applicera partialsäkerhet på bärförmåga eller material.

Tabell 2: Princip Design Case med avseende på last och lasteffekt. Värden på partialkoefficient, γ.

	DC1	DC2		DC3	DC4
	All	Static equilibrium and uplift		Geotechnical design	
Permanent – unfavorable	>1	>1	1	1	n.a.
Permanent - favorable	1	1	1	1	n.a.
Variable - unfavorable	>1	>1	>1	>1	1 OR >1
Variable - favorable	0	0	0	0	0
Action-effects	n.a.	n.a.	n.a.	n.a.	1

Det kommer dock inte vara fritt att bestämma vilken DC man vill använda. I EN 1997 del 3 så kommer det finnas rekommendationer eller eventuellt krav på vilken DC du ska/bör använda för en specifik konstruktion, samt hur den ska kombineras med partialkoefficienter på material eller bärförmåga.

De nya design case, ger oss som geotekniker en möjlighet att ha DC där säkerheten enbart läggs på materialet, DC3 och även en DC där vi applicerar säkerheten på lasteffekten, DC4.

6 UTVÄRDERING AV MATERIALPARAMETERAR MED EN 1997 DEL 2

Nuvarande EN 1997 del 2, är en standard som finns, men om man frågor så är det få som har läst den. Standarden är i dag uppbyggd utifrån vilka fält- och laboratoriemetoder som finns, vilket gör att den inte på ett enkelt sätt ger svaret på den frågan som den som ska verifiera sin konstruktion har. Frågan man har är – vilken metod ska jag använda för att få fram min materialparameter i den geologi jag är i och vilken noggrannhet kan jag få på värdet?

Utifrån ett nordiskt initiativ är därför målsättningen med arbetet att försöka vända på strukturen i del 2. Kapitlen fokuserar bl.a. på hållfasthetsegenskaper, deformationsegenskaper, seismiska egenskaper. För respektive kapitel så ger man riktlinjer för hur härledda värden bör bestämmas med olika undersökningsmetoder, i vilken geologi de bör tillämpas samt vilken noggrannhet i resultat som får förutsättas i den fortsatta analysen.

Den nya del 2, blir med andra ord ett verktyg för geoteknikern som ska ta fram indata till verifieringen av sin konstruktion.

7 BERG EN NATURLIG DEL AV MARKEN

En av utmaningarna med att skriva nästa generation av Eurokod är att det i direktivet anges att berg ska inkluderas som en del av begreppet mark. Kraven ska därmed inte enbart vara applicerbara på jord utan även berg. Detta samtidigt som direktiven är otydliga med hur undermarkskonstruktioner som tunnlar och bergrum ska hanteras eller inte hanteras. Resultatet är att i det pågående arbetet så skrivs den generella delen utifrån perspektivet att den ska kunna tillämpas på berg. Detta görs med vetskapen att ytterligare kompletterande text kommer att krävas för att alla typer av konstruktioner i berg ska kunna verifieras enligt Eurokod.

Att formulera text som fungerar både för jord och berg, kan skapa svårigheter även för den mest elementära definitionen. Att karakteristiskt värde för hållfastheten i jord ska bestämmas baserat på fält- och laboratorieresultat, med beaktande av empiriska samband tycker nog de flesta är självklart. Men ändra jord till berg i meningen, då stämmer det inte. För berg är det oftare empiriska samband som är basen, och det är bra om det finns fältresultat.

Att berg inkluderas innebär att kapitlet om verifiering av en geokonstruktion har fått en annan balans. I tidigare version var det i huvudsak verifiering genom beräkning med partialkoefficientmetoden. Detta är fortfarande

huvudmetoden, men även observationsmetoden och hävdvunna åtgärder lyfts fram som accepterade metoder. Även här är det en balansgång att formulera texten, eftersom det finns geotekniker med inriktning på jord som blir nervösa av att en geokonstruktion i jord, skulle accepteras enbart utifrån erfarenhet (hävdvunna åtgärder). För observationsmetoden verkar problematiken både finnas mellan jord och berg, men även till viss del mellan olika delar av Europa (traditioner).

8 SLUTORD

Under kapitel 4, 5, 6 och 7 beskrivs kort förändringar som troligen kommer att finnas med i en eller annan form i nästa version av Eurokod. Vad tycker du om förändringarna? Tycker du om dom eller tycker du inte om dom?

Oavsett så är det nu vi kan påverka. Del 1 kommer att finnas som färdigt utkast till sommaren 2018, Del 2 och 3 kommer ca 2 år senare. Fram till dess kan vi påverka.

Kvalitetssäkring med geoteknisk kategori, förutbestämt dimensioneringssätt, fokus på utvärdering av materialparametrar och berg som en del av marken. Är det förändringar som du vill ha? Oavsett, så är det nu vi tillsammans kan se till att nästa version av Eurokod blir det verktyg vi som geotekniker behöver. Så tyck om Eurokod!

WILL TEMPERATURE CHANGE TRIGGER CREEP IN SENSITIVE CLAY?

Yanling Li, Jelke Dijkstra, Mats Karlsson & Minna Karstunen,

Chalmers University of Technology

Summary

Thermal piles are becoming increasingly common for shallow geothermal systems, to extract and store heat from and into the soil. As a result, the temperature in the soil surrounding the geothermal piles is altered during the energy exchange processes. For floating piles in thick deposits of clay, the soil behaviour around the geothermal piles under thermal influence should be studied, especially the time-dependent behaviour which is essential for long term stability and settlements. Large creep rates can potentially develop over time, and the natural bonds of the intact soil can also be affected by temperature which will accelerate the creep. In this study, the effect of temperature on creep in sensitive clays is investigated by carrying out temperature controlled incremental loading oedometer tests on intact and remoulded clay. The samples are taken from two different depths at the Utby test site North East of Gothenburg. In the test, the temperature of the samples is carefully controlled by changing the temperature in the climate room at a sufficiently low rate that prevents the generation of excess pore pressures. The applied temperature amplitude ranges between 5°C and 25°C to make the laboratory work compatible with the field test that are performed on the same site. The results indicate that already modest temperature increments accelerate creep in both remoulded samples (without structure) and intact samples (with structure). The effects are, however, most pronounced for the intact samples, with the largest changes measured for effective stress levels around the apparent pre-consolidation pressure. This indicates that there is a possibility of unexpected deformations of the soil around the piles triggered by the periodic temperature changes from geothermal utilisation.

1 INTRODUCTION

In Scandinavia, it is inevitable to come across soft sensitive clay when building new constructions, especially close to the river or lake. A prime example is the city centre of Gothenburg, where modern buildings are being constructed on a deep clay deposit. The proper design of foundations on soft

soil depends on the specific geotechnical problem and is vital for construction process and long-term stability of buildings.

Under the strategy of sustainable development, different kind of new technologies have been applied to the constructions for utilization of renewable natural recourses. In particular, geothermal energy is getting increasing attention nowadays (Brandl, 2006). A major advantage of geothermal energy is the availability of the resource all day, all year round and it is free from carbon and harmful emissions. According to the Geothermal Heating and Cooling Action Plan for Europe (2007), it has been decided to increase the use of geothermal energy to promote renewable heating and cooling.

The temperature in the deep soil (for geotechnical purposes) is constant all around the year, and this value depends on the average temperature of the area all the year round (around 8°C in Gothenburg). Equipping a pile with a pipe to circulate fluid, a geothermal pile, is one of the methods to make use of geothermal energy. It is also one of the most convenient and economic ways, because piles are already in the soil serving in their primary function as foundations for the buildings on top. By accumulating the temperature difference between inflow and outflow from the pipe, caused by heat transfer between soil and piles, energy can be stored in the soil during summer and extracted during winter to cool and heat the building above the pile foundation.

Importantly, heat transfer in-between soil, pile and pipe is not the whole story. As just mentioned, geothermal piles also serve as foundation to bear the loads from the superstructure. When the temperature of the soil surrounding the geothermal piles is changed during heat transfer, what will happen? Usually this is not a problem for most of stiff soils, for example London clay (Bourne-Webb et al., 2009) and Boom clay (Sultan et al., 2002). However, in Sweden, the soil of interest is sensitive soft soil. Furthermore, the relevant temperature range is relatively small (5°C to 25 ^{o}C). What will happen to this sensitive soft clay when temperature changes in this limited range during the life span of geothermal piles? To answer these questions, first we need to find out which properties of soft clay matter in the construction process and the long-term stability of buildings, and then how temperature influences these properties.

2 GEOTHERMAL PILES IN SENSITIVE CLAYS

Soft clays are characterized with low permeability, low strength and high compressibility. Inappropriate design can lead to unexpected large or differential settlements which can lead to severe consequences, or tourist attractions, if it is not life threatening, as shown in Fig. 1. The compressibility (or stiffness) of sensitive clays depends highly on the bonds between the particles in natural soils. Although this type of soil are not ideal for high-rise building or underground structures, construction on soft marginal quality soils becomes increasingly necessary because of the fast expanding urban areas. Amongst different type of soft clays, sensitive soft clays are the most challenging.



(a) Pisa tower *(b) A building in Mexico City*

Figure 1: The consequences for unexpected settlements.

Sensitive clays are wide-spread in Scandinavia and North America (Persson et al., 2014), and given the tendency for background subsidence, floating piles are extensively used in this type of soil to act as a deep foundation. The settlement and stress distributions of piles in the long term is dominated by the settlement in the soil surrounding the floating piles. Thus, this long-term deformation in the soil is essential for stability of the pile during its life span. To predict the long-term deformation in the soil, creep plays a vital role and accurate predictions of the creep rate need to be obtained.

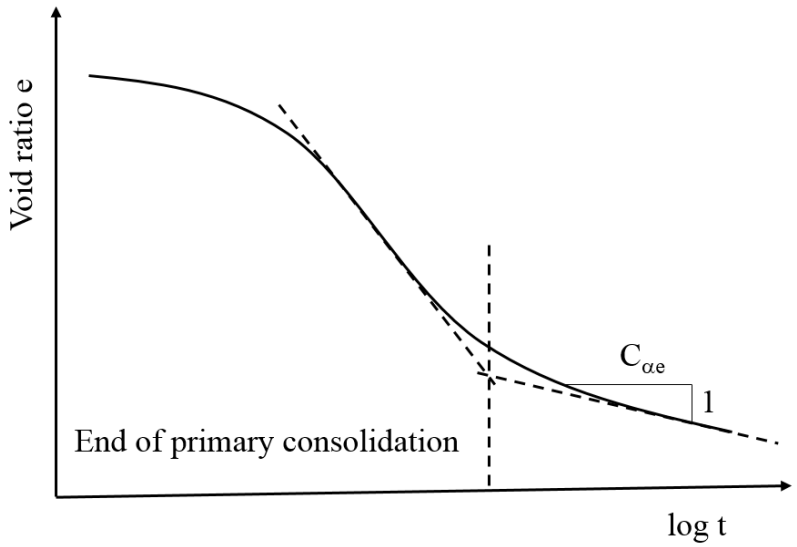


Figure 2: Deriving creep index from log time – void ratio (displacement) plot

Creep is defined as the ongoing deformation under constant effective stress state. The creep rate can be obtained from a laboratory test, for example a triaxial tests or the more common incremental loading oedometer tests.

When loading the soil sample in the oedometer cell from one stress state to another stress state, the void ratio changes gradually with time because of the low permeability of clay (generating excess pore pressures upon loading) as well as the ongoing creep under the elapsing time. Before the dissipation of excess pore pressure finishes, consolidation plays the main part in soil deformation. After that, creep, the reorganization of the soil particles keeps developing under constant effective stress.
The creep rate is evaluated from the last part of displacement time curve, after the end of primary consolidation as shown in Fig. 2. Usually, the creep rate is defined as the inclination of this last part of displacement curve in semi logarithmic scale expressed as the following equation:

$$C_{\alpha e} = \Delta e / \Delta \log t$$

The creep rate depends significantly on the current stress level, and the stress history (preconsolidation pressure), as well as the environmental conditions such as temperature. In natural sensitive clays, the temperature change can influence the natural bonds in the soil even when the external load is constant. With the help from heating and cooling caused by heat transfer, which can easily happen seasonally or yearly in the geothermal pile system, the creep rate can be accelerated, and thus triggering unexpectedly large time-dependent deformations. Therefore, to answer the question ‘What will happen

to the sensitive soft clay when temperature changes in a limited range during the life span of geothermal piles?', the influence of temperature on the creep rate needs to be investigated. There are two options to carry out the investigation: conduct a field test with floating geothermal piles (Bergström, 2017) or to perform laboratory tests in a controlled environment.

Because of the low rate in temperature change in nature, the field tests are more time-consuming, and substantially more expensive than laboratory tests. In the meantime, temperature control is more difficult in the field than in the laboratory. The total testing time in the field test is also limited compared to the life span of the geothermal piles. Therefore, as a complement to the field tests, laboratory tests were chosen in this study to understand the creep behaviour of soils under different temperature. The laboratory results can also be used in comparison with the field test data later on. In this work, oedometer tests were selected to be carried out in a well-controlled environment- a climate room.

3 METHODOLOGY

3.1 Temperature controlled oedometer test

To study the creep behaviour of soil in the lab, there are various ways, for examples triaxial tests and oedometer tests. Oedometer tests with dead weights were chosen because of the convenience in maintaining constant stress during long-term testing.

As mentioned before, the creep rate of tested samples depends heavily on the external environmental conditions including temperature and stress state. The field test carried out by Bergström (2017), show that the excess pore pressure generated during heating is small, less than 5 kPa. Therefore, only the change in temperature was the main factor for creep behaviour of sensitive clays around geothermal piles in that field test.

Because of the difference in the thermal expansion coefficient between soil particles and water, excess and negative pore pressures can be generated in the soil sample during heating or cooling, if the rate for pore pressure generation is faster than the dissipation. To isolate the influence of the temperature on the creep rate resulting from a stress change, change in effective stress during heating and cooling should be avoided in the laboratory tests.

In this work, all the oedometer apparatuses were placed in a climate room, where the temperature of the air was well regulated. In the room, the temperature in the soil samples was controlled by the ambient temperature. Heating and cooling were carefully proceeded to avoid generation of excess and negative pore pressure. The maximum heating or cooling rate was less than 2°C/h.

During the tests the temperature in the soil samples was governed by the temperature in the water bath surrounding the sample. The temperature difference between the measured point in the water T_{water} (as shown in Fig. 3) and the point in the sample T_{sample} was less than 0.3 °C as confirmed by numerical simulation using COMSOL. At the bottom of the samples, the pore pressure measurements showed that the pore pressure generated during heating and cooling was less than 0.5 kPa, and hence smaller than the accuracy of the sensor used.

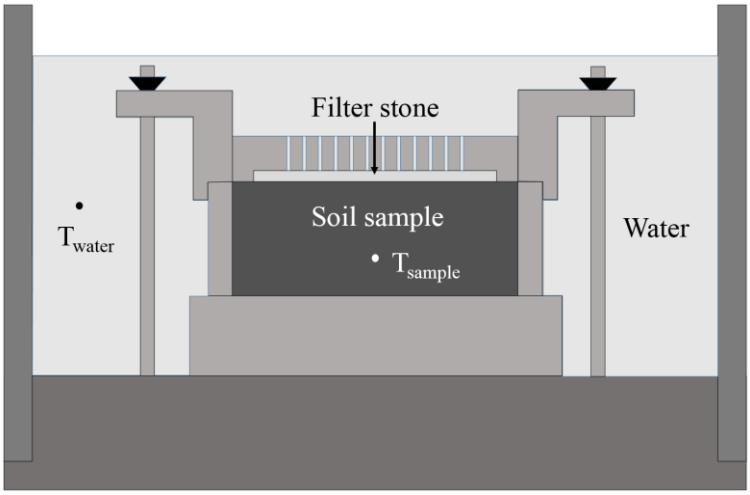


Figure 3: Oedometer test apparatus.

3.2 Soil properties

The soil samples were taken from the Utby area in Gothenburg, the same site as the field test for the thermal piles. Oedometer tests were conducted on both intact and remoulded samples from the depth of 6 meters and 9 meters under different temperatures. The remoulded samples were made by mixing the soil taken from the same level, and then consolidating them to the in-situ effective stress level σ'_{v0} according to the depth and unit weight. The basic soil information for tests performed at the standard temperature of 7°C is listed in Table 1 (Karlsson et al., 2016). Pre-consolidation pressure evaluated from IL oedometer tests and sensitivity from fall cone tests.

Table 1: Soil information for tested clay (at T = 7oC) from Utby area in Gothenburg.

Soil depth (m)	*Void ratio e*	*Density ρ (kg/m^3)*	*In-situ stress σ'_{v0} (kPa)*	*Preconsolidation pressure σ'_{pc} (kPa)*	*Sensitivity S_t*
6 (Intact)	2.0	1586	45	55	26
6 (Remoulded)	1.5	1666	45	-	0
9 (Intact)	2.2	1564	60	70	29
9 (Remoulded)	1.4	1713	60	-	0

Table 2: Stress levels (kPa) for temperature controlled oedometer test

Soil type	σ'_1	σ'_2	σ'_3	σ'_4	σ'_5	σ'_6
6 m	12.5	25	40	65	100	150
9 m	12.5	25	60	100	150	225

In these tests, aimed to compare the difference in the creep rate under the same stress state with the same stress history, but under different temperature, the soil samples were loaded from one stress level to the next one as shown in Table 2, and were left to consolidate for 48 hours. The tested range of temperature was 5 ^{o}C to 25 ^{o}C.

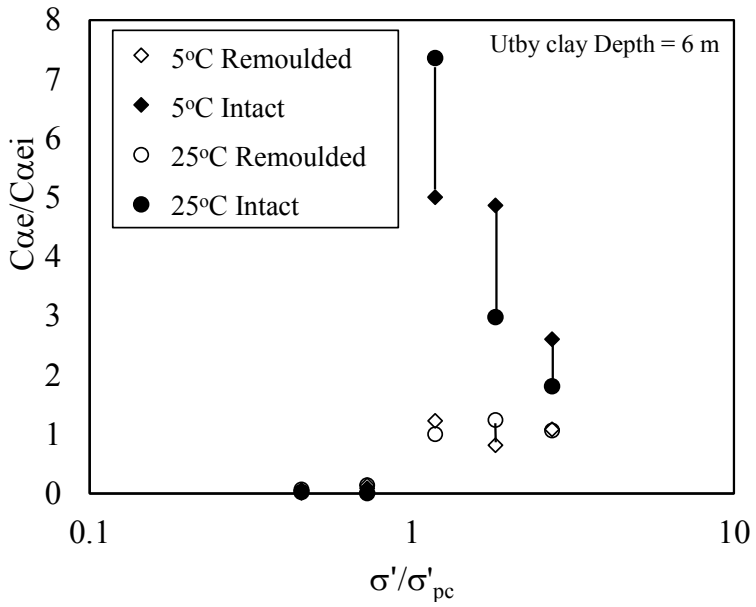
4 RESULTS AND DISCUSSION

4.1 Creep rate

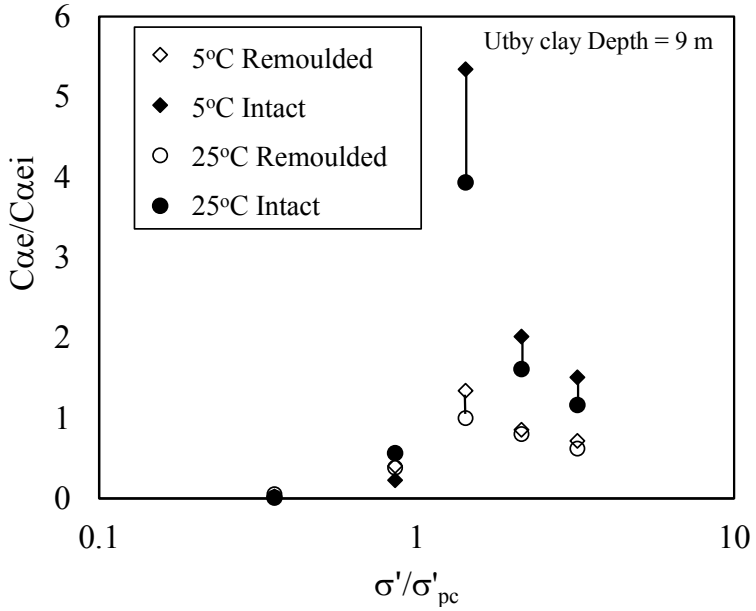
Creep rates for both intact and remoulded samples under two different temperatures (5°C and 25°C) were plotted against the effective stress state as shown in Fig. 4. The creep rate were derived from the last part of void ratio–time curve for each step in incremental loaded oedometer tests (as shown in Fig. 2), by using $C_{\alpha e}=\Delta e/\Delta \log t$. In Fig.4, the final effective stress state for each step in oedometer tests was normalised by the preconsolidation pressure σ'_{pc} of the two corresponding depth (6 and 9 meters in Table.1). The creep rate was also normalized by the creep rate of remoulded soil for each depth at the stress state which was just above preconsolidation stress which was $C_{\alpha ei}$ at σ'_4, under the temperature of 25 ^{o}C.

As shown in Fig. 4, the creep rates are highest when the current effective stress state σ' is just above the preconsolidation pressure σ'_{pc} ($\sigma'=\sigma'_4$ for soil from both depths) or the value for σ'/σ'_{pc} is slightly bigger than 1. This is consistent with the traditional incremental loaded oedometer tests (Leroueil et al., 1985). Interestingly, the creep rate are found to change with temperature. The difference between the creep rate under two temperatures are largest

when σ'/σ'_{pc} is slightly bigger than 1, which means the stress level at which the soil is becoming normally consolidated. This difference is smaller when the samples were subjected to larger stress levels (σ'_4 and σ'_5) where bonds between particles are weakened, and even smaller for remoulded soil in which any natural bonds are destroyed during remoulding.



(a) Depth=6m



(b) Depth=9m

Figure 4: Creep index normalized by creep index at 65 kPa and 100 kPa for remoulded soil from 6 meters and 9 meters, respectively, at 25 ^oC against the current stress level σ' normalized by preconsolidation pressure σ'_{pc}

4.2 Discussion for engineering application

From the results, it can be seen that when the natural soil samples are subjected to a stress state that is just above preconsolidation pressure, the creep rate is the highest, and it also changes significantly with a temperature change, In contrast, the difference is not obvious for remoulded soil. In Scandinavia, the soft soils at depth are usually normally consolidated or slightly over-consolidated, which means that the soils are often during construction processes subjected to stress changes that take them beyond the preconsolidation pressure. The change in temperature can significantly change the creep rate of normally consolidated soil, which can lead to unexpectedly large creep deformations. For floating piles, this deformation in soil can cause unexpected settlements of the piles, which can eventually lead to severe consequences for the superstructure. However, the fact that pile installation often causes severe remoulding of the soil around the pile acts, fortunately, as a counter-measure for the temperature-sensitivity of creep.

5 CONCLUSIONS

The Geothermal Heating and Cooling Action Plan for Europe (2007) plans to increase the use of geothermal energy to promote renewable heating and cooling. In urban areas with soft soil deposits, this necessitates geothermal piles. Under years of seasonal cycles or yearly cycles of heating and cooling, the creep rate will change for the soft soil surrounding geothermal piles. Extra care should be paid before the installation of floating geothermal piles or other type of geothermal structures to sensitive soft soils. It was namely found out that even small changes in temperature can increase the creep rates at a stress ranges of practical importance in soft sensitive clays. Hence, it is necessary to ensure that the thermal effects due to the geothermal piles are restricted to the zone around the pile that is disturbed due to pile installation, as the temperature sensitivity of creep of remoulded soils was found to be negligible in comparison to the natural sensitive clay.

ACKNOWLEDGEMENTS

The research has been supported by Formas (Swedish Research Council for Sustainable Development) under a project “Geothermal foundations in soft clays” funded by Formas (Grant 243-2013-771), SBUF (The Swedish Construction Industry’s Organisation for R&D), NCC, Hercules and the Chalmers University of Technology, Sweden.

REFERENCES

Bergström, A. (2017). *In-situ testing of floating thermal piles in soft sensitive clay*. Licentiate thesis, Department of Architecture and Civil Engineering, *Chalmers University of Technology*, Gothenburg, Sweden

Bourne-Webb, P. J., Amatya, B., Soga, K., Amis, T., Davidson, C., & Payne, P. (2009). Energy pile test at Lambeth College, London: geotechnical and thermodynamic aspects of pile response to heat cycles. *Géotechnique*, *59*(3), 237-248.

Brandl, H. (2006). Energy foundations and other thermo-active ground structures. *Géotechnique, 56*(2), 81-122.

EGEC-European Geothermal Energy Council (2007). Geothermal Heating and Cooling Action Plan for Europe (K4RES-H)

Karlsson, M., Emdal, A., & Dijkstra, J. (2016). Consequences of sample disturbance when predicting long-term settlements in soft clay. *Canadian Geotechnical Journal, 53*(12), 1965-1977.

Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F., & Bouchard, R. (1985). Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. *Géotechnique, 35*(2), 159-180.

Persson, M., R. Stevens., & A. Lemoine. (2014). Spatial quick-clay predictions using multi-criteria evaluation in SW Sweden". In: *Landslides* 11.2, pp. 263-279.

Sultan, N., Delage, P., & Cui, Y. J. (2002). Temperature effects on the volume change behaviour of Boom clay. *Engineering Geology, 64*(2), 135-145.

TERRASSTABILISERING I NORDISKT KLIMAT

Mirja Rothhämel, Prof. Jan Laue, LTU
Dr.-Ing. Matthias Rosenberg, TU Braunschweig

Sammanfattning

Terrasstabilisering används fortfarande lite i Sverige, trots att idén är gammal och användningen är stor runt om i världen. Osäkerheten om frostpåverkan på stabiliserat jordmaterial är en huvudanledning för detta. Det här forskningsprojektet riktar sig mot att studera frost-stabiliteten av stabiliserad jord i de fall där stabiliseringen har skett med hydrauliska bindemedel, alltså kalk, cement, eller industriella restprodukter med liknande egenskaper, som t.ex. flygaska eller slagg. Resultat från labb-försök visar att en hållfasthetstillväxt sker även vid låga temperaturer och att hållfastheten direkt efter frys-tö-påverkan fortfarande är högre än hos det ursprungliga ostabiliserade materialet. Även en viss efter-härdning verkar ske. Generella slutsatsen är att terrasstabilisering kan löna sig även i nordiskt klimat.

Summary

Subsoil stabilisation is only seldom applied in Sweden in spite of the fact that the idea is already old and used all over the world. One main reason for this is the uncertainty about the frost-stability of the stabilised soil material. This research project focusses on frost-resistance of soil stabilised with hydraulic binder, meaning lime, cement or industrial residual products, e.g. fly-ash or slag. Lab experiments showed increasing strength even at low temperature. Moreover, the strength directly after freeze-thaw still exceeds the non-stabilised soil. In addition, the experiments indicate a hardening process even after freeze-thaw cycles. The general conclusion is that subsoil stabilisation can be worthwhile even in Nordic climate.

1 INLEDNING

Terrasstabilisering används fortfarande lite i Sverige, trots att idén är gammal och användningen är stor runt om i världen. Idén att kunna minska på massutbytet eller överbyggnadstjockleken genom att göra jorden i terrassen mera användbar är fantastisk ur flera aspekter, där framförallt resultatet att man sparar transporter ger både ekonomisk och miljömässig vinst.

Anledningen varför det inte använts i Sverige är till stor del frågan om beständigheten av det stabiliserade materialet i det nordiska klimatet. Även

ekonomiska aspekter väger in, där en förändring väntas när tillgången till naturresurser (täktverksamhet) kommer att begränsas i framtiden.

Den här presenterade forskningen riktar sig mot att studera frostbeständigheten hos stabiliserad jord i de fall där stabiliseringen har skett med hydrauliska bindemedel, alltså kalk, cement, eller industriella restprodukter med liknande egenskaper, som t.ex. flygaska eller slagg. I dagsläget saknas det en standard för terrasstabilisering i Sverige och Europa, och frågan om frostpåverkan på stabiliserad jord behandlas olika runt om i världen. Ett kunskapsdokument från VTI (Franzén et al., 2012) är en bra början till att få metoden mer etablerad; i den ges rekommendationer för beständighet vid frostpåverkan efter en sammanställning från erfarenheter från fyra europeiska länder.

Detta forskningsprojekt vill också lyfta flera intressanta frågeställningar, bland annat om vad som kan anses som en frostbeständig stabilisering och vad som ska uppnås med en stabilisering? Det visar sig att det finns stora vinster att uppnå redan med små mängder bindemedel. Målet av detta forsknings-projekt är att kunna ge tydliga råd och anvisningar för hur terrasstabilisering fungerar i kallt klimat och hur sådan ska utföras med syftet att miljön och ekonomin i framtida projekt ska kunna dra nytta av det.

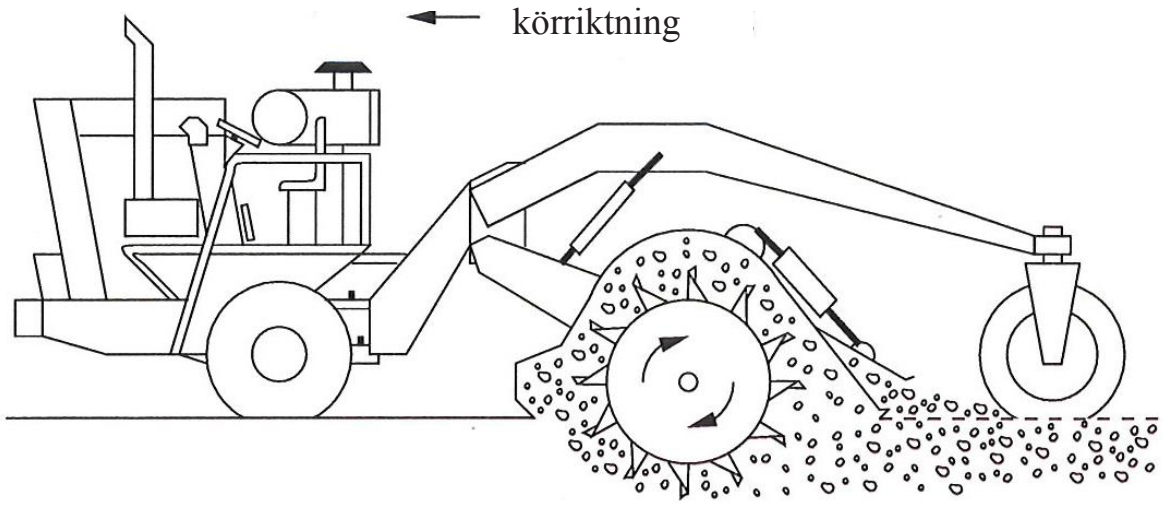
Det här presenterade materialet har tagits fram inom ramen av ett utbyte med Technische Universität Braunschweig, Tyskland, och ska publiceras på tyska inom kort (Rothhämel et.al., 2018).

2 BAKGRUND

2.1 Terrasstabilisering

När jordmaterialet i terrassen för en planerad väg eller annan större trafikerad yta inte uppvisar tillfredställande egenskaper för att kunna bygga direkt på den, är terrasstabilisering en möjlighet att t.ex. höja bärigheten för att undvika massutbyte. I t.ex. Tyskland tillåts användning av denna metod också för att uppgradera jordmaterialet så att det kan klassas som mindre frostkänslig istället och på det viset får vara kvar i vägterrassen (ZTVE-StB, 2009). Metoden kan användas för att sänka vattenkvoten närmare den optimala och därmed öka jordmaterialets packbarhet.

Genom att blanda in så kallade "hydrauliska" bindemedel i jorden ges upphov till reaktioner mellan dessa medel och jorden. Beroende på medel och jordart kan olika reaktioner uppstå, som i slutändan alla leder till sammanbindande mineraler mellan jordpartiklarna och på så sätt höjer hållfastheten (Bell, 1996; Lottmann et.al., 2008; EuroSoilStab, 2002). Följande faktorer har huvud-sakligen inflytande på reaktionsförloppet och resultatet (Åhnberg, 2006):



Figur 1: "Mixed-in-place"-maskin. Från Wisotzki (2008)

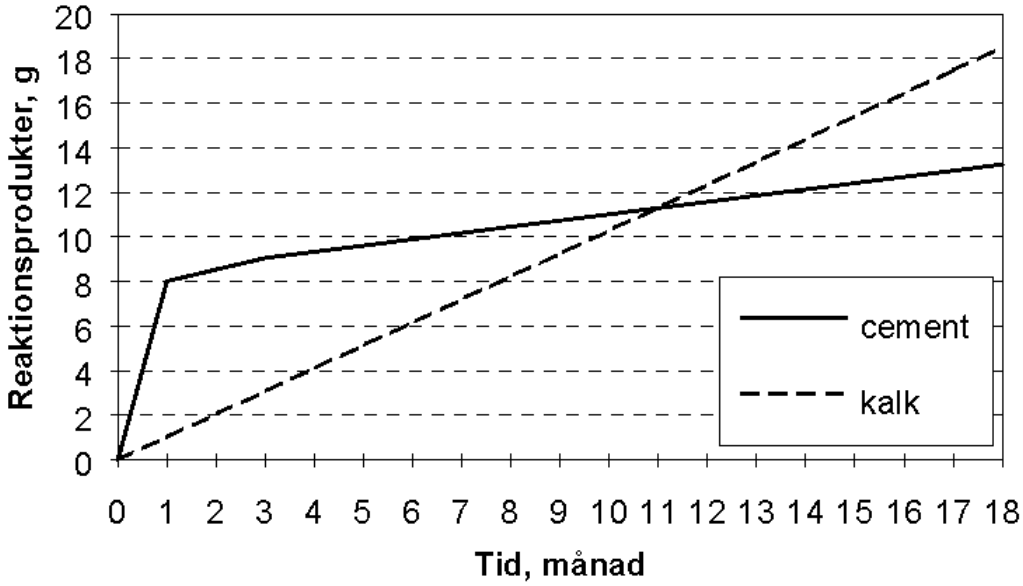
- mängd och typ av bindemedel
- jordart och mineralsammansättning
- blandning och packning av jord och bindemedel
- vattenhalt vid blandning, packning och härdning
- temperatur

Vid det praktiska utförandet av terrasstabilisering fräses jorden till ca. 0,4 - 0,5 m djup och blandas med bindemedlet. Det finns maskiner som gör detta i en och samma arbetsgång, se Figur 1, alternativt sprids bindemedlet först på marken och fräses sedan in. Blandingen packas sedan och måste skyddas mot torkning och blöta under en viss tid innan överbyggnaden kan läggas på (Lindh, 2004; Wisotzki, 2008).

2.2 Reaktioner mellan jord och bindemedel

Kalk, cement och industriella biprodukter med liknande egenskaper reagerar framförallt med vattnet i jorden, en så kallad hydratationsreaktion - därav också uttrycket "hydrauliska" bindemedel. Det är calcium, kisel och aluminium som reagerar och tillsammans med vattnet bildas nya mineraler, kalcium-silikat-hydrat (CSH), kalcium-aluminat-silikat-hydrat (CASH) och kalcium-aluminat-hydrat (CAH). Om lermineraler förekommer i jorden, vilket är fallet för de flesta finkorniga jordmaterial, så kan ytterligare så kallade puzzolana reaktioner ske mellan lermineraler och kalk. Dessa leder till samma mineraler (CSH, CASH och CAH) (Janz och Johansson, 2001; Åhnberg, 2006; Lottmann et.al. 2008).

Reaktionen med cement ger ett snabbare härdningsförlopp, däremot kan kalkens reaktion fortgå under lång tid och på så sätt ge en kontinuerlig hållfasthetstillväxt, se Figur 2.



Figur 2: Mängd bildade reaktionsprodukter vid tillsats av 10 g bindemedel per 100g torrt material. Principfigur. Från Åhnberg et.al. (1995).

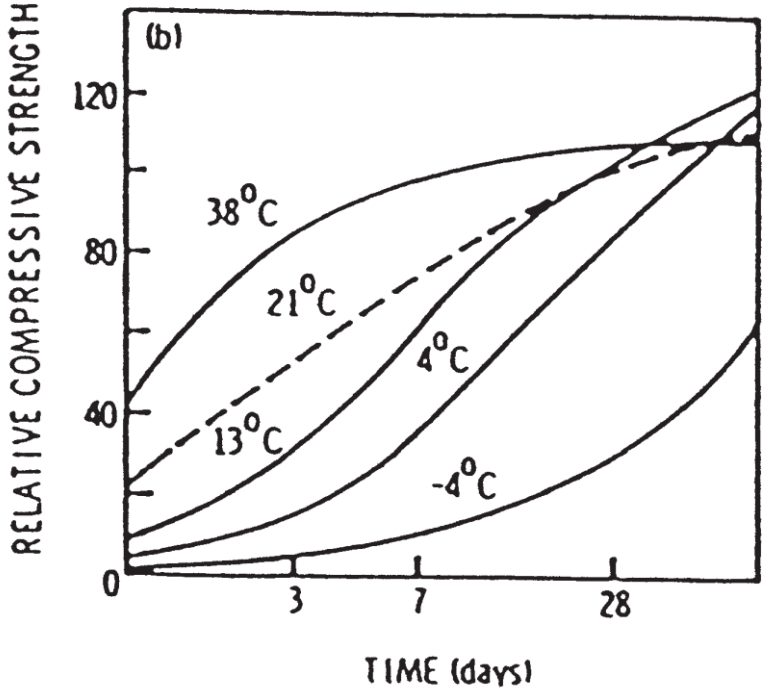
Under reaktionen frigörs värme, olika mycket beroende på bindemedlet. Detta kan nyttjas vid kall väderlek genom att använda bindemedel med högre reaktionsvärme för att säkerställa att reaktionen sker tillräckligt snabbt för att uppnå önskad hållfasthet. Reaktionen pågår långsammare vid kallare temperaturer, se Figur 3 (Åhnberg et.al., 1995).

Bindemedlen har alla ett högt pH-värde (minst pH 13). Reaktionen fortgår så länge pH-värdet är över 10. Därför påverkas reaktionen av faktorer som sänker pH som t.ex. surt vatten eller organisk innehåll (Lindh, 2004).

I betongteknologin anses att vattenmängden ska motsvara ca. 40% av cementens torrmassa för att uppnå en fullständig reaktion, så kallad vatten-cement-tal (vct) på 0,4. Den större delen vatten blir kemisk bunden, resten fysikaliskt. Finns mer vatten att tillgå bildas kapillära porer som försämrar motståndskraften mot frost (Hewlett och Lea, 2003; DIN EN 206-1:2017-01). I marken är det mycket svårt att begränsa tillgång till vatten underifrån. Så vattenmängden som finns att tillgå kan bestämmas av vattenkvoten i materialet strax innan blandning plus en uppskattning på tillgängligt vatten som kan sugas upp underifrån. Vct 0,4 kan användas som referens vad som minst bör uppfyllas för att reaktionen ska kunna fungera.

2.3 Frostpåverkan

Det finns olika kriterier för beständighet mot frostpåverkan. Vanligaste kriterierna är måttet på hävningen som utbildas under frysning och hållfasthetsförändringen efter tining, båda mätt på provkroppar tillverkade av det aktuella jordmaterialet som ska undersökas med eller utan bindemedel.



Figur 3: Hållfasthetstillväxt beroende på bl.a. tiden, temperatur. Från Barnes (1983) i Åhnberg et.al. (1995).

Frost-proceduren som provkropparna utsätts för innan hållfastheten mäts är olika i olika länder, likaså dimensionerna på provkropparna. Jämförbarheten är därför inte given.

Den enaxiella tryckhållfastheten är lämplig som indikator för hållfasthets-förändring och har fördelen att den är enkel och snabb att genomföra. I kunskapsdokumentet (Franzén et.al., 2012) rekommenderas en enaxiell tryckhållfasthet på 2 till 2,5 MPa (motsvarar 2,5 N/mm^2) för att räknas som frost-stabil. Innan det har uppnåtts bör materialet inte utsättas för frost.

I tyska förskrifter (ZTVE StB, 2009) står att materialet under härdningstiden ska skyddas mot frost. Frågan hur länge härdningen pågår vid kalla temperaturer diskuteras dock inte. För att materialet inte ska behöva bytas ut i terrassen måste den uppnå en enaxiell tryckhållfasthet efter 28 dagars härdning i +20°C på 0,5 N/mm^2 utan resp. 0,2 N/mm^2 med frys-tö-påverkan, vilket är faktor 10 lägre än rekommendationen i den svenska publikationen.

För betong gäller också att den ska skyddas mot frost under härdningstiden för att säkerställa att den beräknade hållfastheten kan utbildas. I betong-teknologin finns också s.k. "självläkande sprickor" där härdningsprocessen fortsätter ifall sprickor uppstår som leder vatten: en hög halt av bindemedel vid låg vattenhalt leder till att det finns härdningskapacitet kvar när vatten

tränger in i sprickorna och på det viset tillsluta sprickorna med nybildade mineraler (Fagerlund och Hassanzadeh, 2011).

På samma sätt borde reaktionen kunna fortsätta efter frost, om det finns härdningskapacitet kvar i stabiliserad jord. Nytillverkade prover med högre bindemedelshalt har större andel härdningskapacitet, så detta borde visas tydligare. En fortsatt härdning efter frostpåverkan har visats i labb på kalk-stabiliserad lera (Tebaldi et.al., 2016) eller stabiliserade muddermassor (Makusa, 2013).

Bindemedelshalten inom terrasstabilisering är lägre än inom betong-teknologin eller vid stabilisering av muddermassor. För att hålla kostnaderna nere används så lite bindemedel som möjligt för att uppnå önskad effekt, vilket innebär att en komplett uthärdningsreaktion av all inblandad bindemedel eftersträvas. Därför finns det med nuvarande bindemedels-mängder inte någon efterhärdningskapacitet efter härdningstiden (som i för sig är temperaturberoende).

3 LABORATORIEUNDERSÖKNINGAR

3.1 Hypoteser

Labb-försök med stabilisering av en lera har utförts för att klarlägga följande hypoteser:

- Små bindemedelsmängder reagerar med lera vid låga temperaturer, men reaktionsförloppet är långsammare.
- Frost stoppar inte reaktionen helt utan den kan fortsätta efter tining under förutsättningen att det finns härdningskapacitet kvar.

3.2 Material

Leran hämtades med spade från ca. 1m djup under ursprunglig markyta, efter att jordmån hade avlägsnats med maskin. Den benämdes till en siltig lera av högplastisk konsistens, en sammanställning av analysvärden ges i tabell 1.

Eftersom leran var från nära torrskorpeskiktet visade vattenkvoten ett brett spann. Vattenkvoten testades under provkroppstillverkning när konsistensen förändrades. Bindemedelshalten anges i procent av torrvikten och anpassades till tre vattenkvots-spann (w = 28-33 %, w = 34-39 % och w = 40-45 %).

Stabiliseringen utfördes med Petrit T, ett bindemedel som är en biprodukt från järnsvampstillverkningen från Höganäs. Detta bindemedel har inte använts i större skala för jordstabilisering ännu. Sammansättningen är sådant (Haase, 2013) att det finns goda förutsättningar för en cement-liknande reaktion, då mer än hälften utgörs av en klassisk klinkerfas i portlandcement (dikalcium-

Tabell 1: Materialparameter för leran

Kornstorleksfördelning Lera Silt Sand	 60 [vikt-%] 35 [vikt-%] 1 [vikt-%]
Vattenkvot (w)	28 – 45 [%]
Densitet (vid w = 37 %)	1,84 [g/cm^3]
Flytgräns Plasticitetsgräns	52 [%] 23 [%]
Organisk halt	5 [%]

silikat). Eftersom dess reaktion med vatten är långsam förväntas också en långsam utveckling av hållfasthet. Till ca. en fjärdedel består bindemedlet av calcium-kisel-aluminat, ett mineral som förekommer i kalciumaluminat-cement. Det kan bidra till en viss hållfasthetstillväxt men kalciumaluminat-cement har en lägre dimensionerande långtidshållfasthet än dess högsta efter kort tid (14-28 dagar) pga. omlagringar i kristallstrukturen (mineral-ändring) (Hewlett och Lea, 2003; SS-EN 14647).

3.3 Försöksparameter

Provkropparna fick härda vid +4°C - provkroppar för inblandningsförsök för KC-pelare lagras vanligtvis vid +7°C, men eftersom marktemperaturen i norra Sverige är ännu lägre valdes +4°C.

Tre serier med olika härdningstider utfördes: 14, 28 och 90 dagar. Två av tre serier utsattes sedan för 12 frys-tö-cyklar (-20°C under 12 timmar följd av +20°C under 36 timmar). En av tre serier fick stå därefter ytterligare 28 dagar i kylskåp vid +4°C.

En serie omfattade alltid tre provkroppar som framställdes samtidigt och som utsattes för samma härdningstid innan och efter frys-tö-cyklar. Provkropparna som testades efter frys-tö-cyklarna hade tinad helt innan testet: Enaxiell tryckhållfasthet användes som kriterium på froststabiliteten.
Testprogrammet omfattade även provkroppar av ostabiliserad lera.

3.4 Försöksgenomförande

Leran smulades och blandades för hand med bindemedlet, en sats omfattade mängden för tre provkroppar. Provkropparna packades i fem lager i genomskinliga plasthylsor (innerdiameter 50 mm), varje lager knådande med 20 slag med en liten proctor-hammare (diameter 18 mm, fallvikt 370 g, fallhöjd 207 mm) och komprimerande med 5 slag med en stor proctor-hammare (diameter 50 mm, fallvikt 2500 g, fallhöjd 300 mm), se Figur 4. Provkropparna tillverkades lite längre och skars av med tråd till rätt längd. Resterande materialet användes för bestämning av vattenkvoten.



Figur 4: Utrustningen för provkroppstillverkning

Provkropparna förblev i hylsan under hela härdningen, frys-tö-cyklarna samt efterhärdningsperioden. De placerades i kylskåpet var för sig i en kopp med fuktig sand (som hölls fuktig genom regelbundet påfyllning av vatten) och täcktes på ovansidan med plastfolie för att förhindra uttorkning, se Figur 5.

Under frys-tö-cyklarna utsattes provkropparna för tredimensionell frysning genom att omgivningsluften kylades ner. Vattnet i sandbädden hade en viss fördröjande effekt på provkropparnas undersida på både frysning och tining. Samtidigt frystes provkropparna från utsidan inåt, vilket kan orsaka sprickbildning på utsidan när kärnan utvidgas under frysning. Provhylsans väggtjocklek (7 mm) säkerställde dock ett tvådimensionellt spänningstillstånd för att förhindra detta. Temperaturen mättes i mitten av en extra tillverkad provkropp samt i omgivningsluften. Vid tiden för test-tillfället mättes och vägdes provkroppen. Sedan trycktes den maskinellt ur hylsan med hjälp av 2cm plastklossor och placerades i testmaskinen för enaxiellt tryckhållfasthet. På det viset skadades inte provkroppens yta genom beröring.

Tryckhållfastheten testades enligt DIN 18136, med undantag för hastigheten på 1,5 mm/min till brott resp. till 20 % töjning för de ostabiliserade proven som inte visade något tydligt brott. Hastigheten valdes för att kunna jämföra resultaten med äldre utförda undersökningar (Åhnberg, 2006).

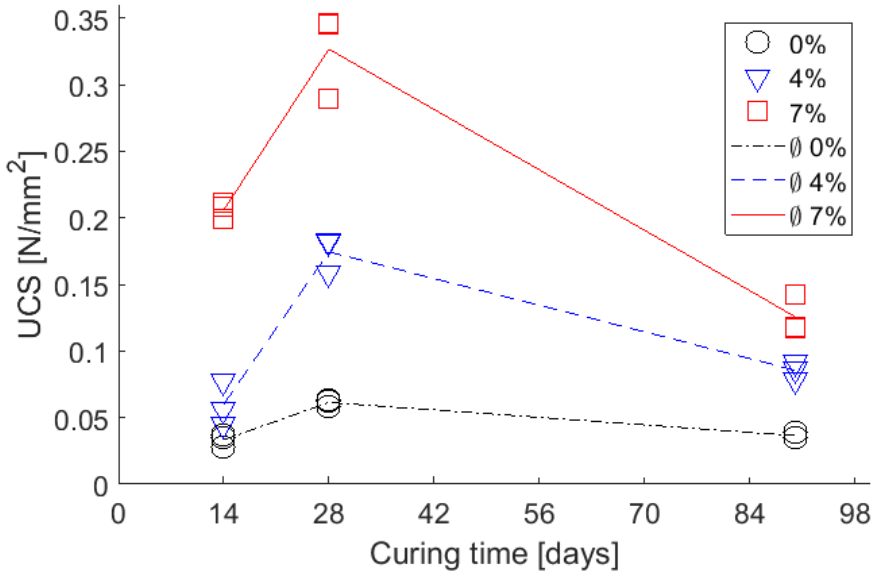


Figur 5: Provkropparnas placering i frysen

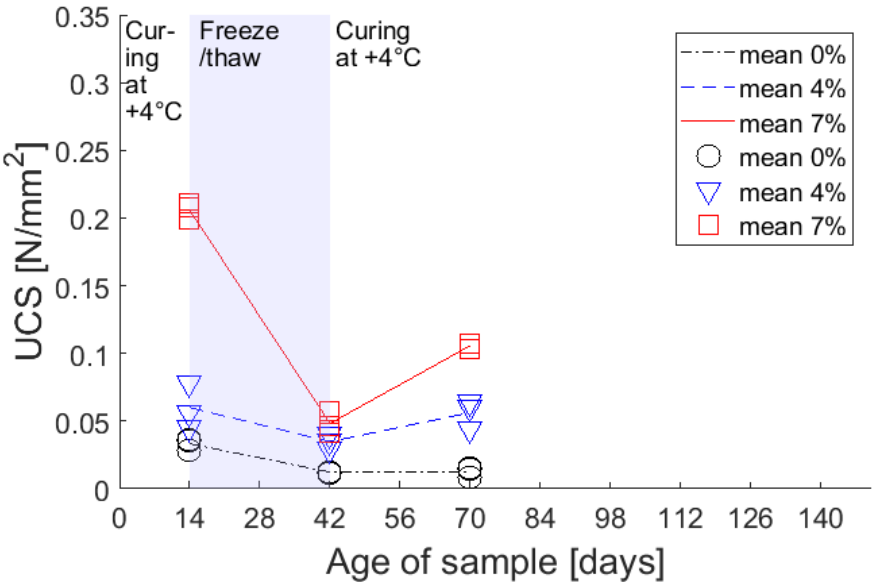
4 RESULTAT

Figur 6 visar resultaten av provkropparna utan frys-tö-påverkan: mätvärden visas som punkter medan en linje är dragen mellan medelvärden av varje serie för att förtydliga tendensen. Bilden visar som förväntad en tydlig ökning av tryck-hållfastheten mellan de prover som härdat i 14 dagar och de som härdat i 28 dagar: från 0,05 till 0,17 N/mm^2 för proverna med 4 % bindemedel och från 0,2 till 0,33 N/mm^2 för proverna med 7 % bindemedel. Däremot visar 90-dagars-proverna lägre hållfasthet, för proverna med 4 % bindemedel 0,09 N/mm^2 och för proverna med 7 % bindemedel 0,13 N/mm^2, vilket till och med är lägre än 14-dagars värden. Proverna utan bindemedel visar väldig svag samma tendens: från 0,04 N/mm^2 efter 14 dagar stiger värden till 0,06 N/mm^2 efter 28 dagar och sjunker tillbaka till 0,045 N/mm^2 efter 90 dagar.

Figurerna 7, 8 och 9 visar mätvärden för enaxiella tryckhållfastheten över tiden från tillverkning, härdningstiden innan och efter frys-tö-cyklarna visas med vit bakgrund, tiden för frys-tö-cyklarna med färgad sådan. Även här visas mätvärden som punkter medan en linje är dragen mellan medelvärden av varje serie för att förtydliga tendensen. Proverna med 7 % bindemedel visar som förväntad de högsta värden, de med 4 % lite lägre med de med 0 % de lägsta.

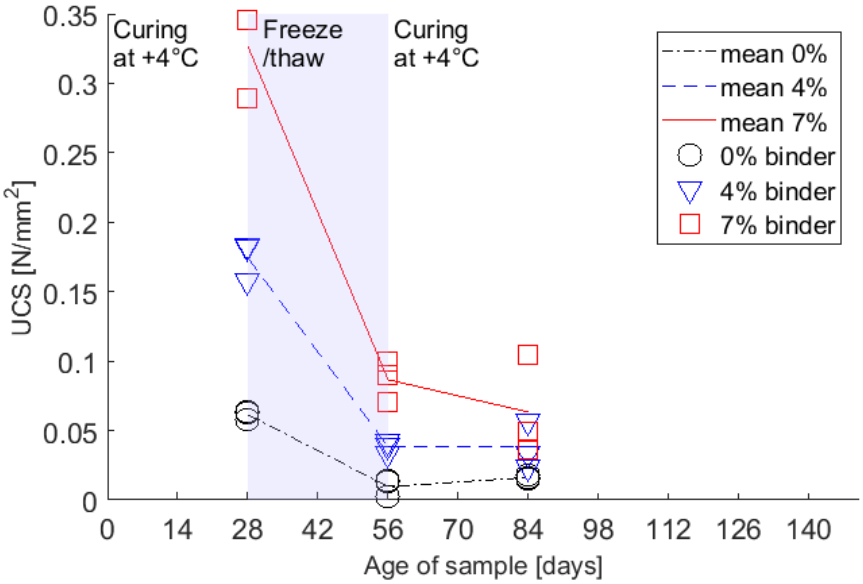


Figur 6: Enaxiell tryckhållfasthet över härdningstid (utan frostpåverkan)

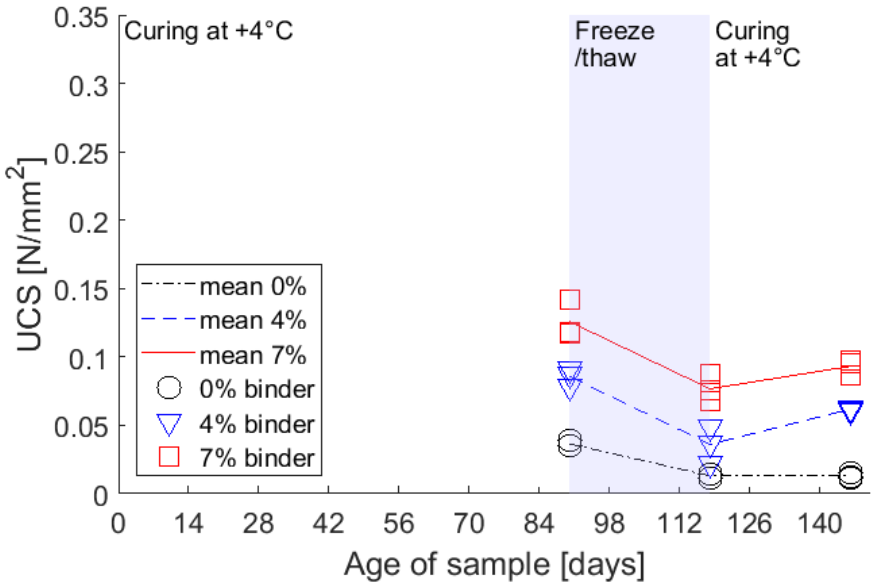


Figur 7: Enaxiell tryckhållfasthet över tid (14-dagars prover)

Alla prov visar en tydlig minskning i tryckhållfastheten efter frys-tö-cyklarna. De prover med bindemedel som härdat i 14 och de som härdat i 90 dagar innan frys-tö-cyklarna visar en ökning av hållfastheten efter efterhärdningstiden: från 0,48 till 0,11 N/mm^2 resp. från 0,035 till 0,056 N/mm^2 för 7 % resp. 4 % bindemedel (14-dagars-värden, Figur 7) och från 0,077 till 0,093 N/mm^2 resp. från 0,036 till 0,062 N/mm^2 för 7 % resp. 4 % bindemedel (90-dagars-värden, Figur 9).



Figur 8: Enaxiell tryckhållfasthet över tid (28-dagars prover)



Figur 9: Enaxiell tryckhållfasthet över tid (90-dagars prover)

Märkligt nog visar proverna som härdat i 28 dagar innan frys-tö-cyklarna (Figur 8) inte samma tendens, utan i medel en liten minskning resp. ingen förändring: från 0,087 till 0,063 N/mm^2 för 7 % bindemedel och oförändrad kring 0,045 N/mm^2 för 4 % bindemedel.

Tryckhållfastheten minskas även för den ostabiliserade leran efter frys-tö-påverkan. Efter efterhärdningstiden ligger värdena runt samma värden som direkt efter frys-tö-påverkan. Undantag här är också 28-dagars-proverna som visar en marginell ökning.

5 DISKUSSION

De utförda labb-försöken visar att:

- en hållfasthetstillväxt sker även vid låga temperaturer,
- hållfastheten direkt efter frys-tö-påverkan fortfarande är högre än den som bestäms på ostabiliserat material,
- en viss efterhärdning förekommer.

Det framkommer också oväntade förlopp:

- lägre tryckhållfasthet efter 90 dagars härdning än efter 14 eller 28 dagar
- efterhärdning för 90-dagars-prover, men inte för 28-dagars-prover
- liknande, fast mycket svagare tendens vid ostabiliserade prover

Förklaringar till detta kan vara flera. Vattenkvoten vid inblandning verkar ha stor betydelse för vilken hållfasthet som uppnås, till och med större inflytande än andra faktorer. Det tilläts medvetet en naturlig spridning i utgångsmaterialet, som nu kan göra resultaten svåra att tolka.

Frostens påverkan är beroende av vattenhalten i materialet och kan därför få en liknande spridning som vattenhalten.

Bindemedlets reaktion med vatten och lerpartiklar är komplex med flera inverkande faktorer, bl.a. dess sammansättning.

5.1 Vatten

Vct vid tillverkning av proverna låg ca 10 gånger högre än vad enligt betongteknologin krävs för fullständig hydratation (Hewlett och Lea, 2003). Samtidigt påverkar den hydrauliska konduktiviteten i provet om vattnet verkligen kan ingå i reaktionen, dvs. nås av bindemedlet. Detta påverkas självklart också av blandningsarbetet. Om en fullständig reaktion av bindemedlet kunde ske inom tidsramen för testserien har inte undersökts; den hydrauliska konduktiviteten bestämdes inte.

Vattenkvoten vid tillverkningen varierade från 28 % till 45 % och bestämdes inte i detalj för varje prov innan blandning. Utifrån konsistensen vid smulandet bedömdes om vattenkvoten motsvarade samma som tidigare och testades om så inte var fallet, vanligtvis för en hel sats på tre provkroppar. Noggrannheten i bestämning av vattenkvoten innan inblandning, och därmed dosering av bindemedlet, kan förbättras i kommande försök. Samtidigt var detta en del av försöket, att ta den naturliga jorden som den föreligger och stabilisera den ungefär som det skulle ske i fält. Eftersom skillnaderna i vattenkvoten oftast är stora inom torrskorpeskiktet, är detta en viktig punkt att beakta vid dimensioneringen i användningsprojekt.

Den enaxiella tryckhållfastheten innan frostpåverkan för de torraste proverna med 28 % vattenkvot ligger vid 0,33 N/mm^2, dessa innehöll 7% bindemedel och testades efter 28 dagar. De stabiliserade proverna med den högsta vattenkvoten på 39 % vattenkvot innehöll 4 % bindemedel och visade efter 14 dagar en enaxiell tryckhållfasthet på vid 0,07 N/mm^2. Värdena däremellan verkar vara mer beroende av vattenkvoten än bindemedelhalt eller härdningstid då de ungefär följa en kurva.

5.2 Frostpåverkan

Frost leder till att vatten fryser till is, vilket har en större volym än vatten. Om det finns plats för detta orsakar isbildningen inte någon skada, vilket är fallet i grovkorniga jordar med större porer. Finns inte plats för volymökningen kan till och med berg spräckas av trycket som uppstår genom isbildningen. I finkorniga jordar är porerna så små att isbildningen kan orsakar hävningar, framförallt i silt där vatten kan sugas till islinser från långt håll så att de kan växa i tjocklek.

I stabiliserad lera förväntas isbildningen orsaka mikrosprickor och pga. detta minska hållfastheten men också leda till en ökad hydraulisk konduktivitet. Finns det härdningskapacitet kvar, kan härdning efter tining när det kommer in vatten pga. den höjda hydrauliska konduktiviteten.

Den enaxiella tryckhållfastheten efter tining ligger mellan 0,07 och 0,1 N/mm^2 för proverna med 7 % bindemedel och runt 0,05 N/mm^2 för proverna med 4 % bindemedel. Detta till synes oberoende av härdningstiden och med detta hållfastheten innan frost.

5.3 Bindemedlet

Det valda bindemedlet innehåller ca. en fjärdedel kalcium-kisel-aluminat som tillhör klinkerfaserna i en cementsort (kalciumaluminatcement) som visar ett ovanligt hållfasthetsförlopp: vid låga temperaturer utvecklas först instabila mellanprodukter med en hexagonal kristallstruktur. Över tiden omlagras de till stabilare reaktionsprodukter med kubisk kristallstruktur, varvid deras volumen minskar. Eftersom också andra reaktioner pågår samtidigt som direkt utbildar stabila produkter förblir volymen för helheten den samma och det uppstår porer mellan kristallerna. Detta kallas för "konversion". Den högre porositeten leder till en minskad hållfasthet. Tiden för omlagringsprocessen är inte närmare bestämd mer än att hållfasthetens maximum uppnås tidigt (Hewlett och Lea, 2003; SS-EN 14647).

För att undersöka om det handlar sig om konversion i det här fallet behövs mineralogiska eller rasterelektronmikroskopiska undersökningar.

6 SLUTSATSER

Uppsättningen av denna testserie skulle inte bli godkänd, men är ändå i storleksordningen av den tyska föreskriften (faktor 2 mindre) för att bli klassad som mindre frostkänslig. Detta betyder att materialet skulle kunna stabiliseras på ett sådant sätt att det kunde vara kvar i terrassen och inte behövde schaktas upp och fraktas bort samt ersättas med annat material.

För att räknas som froststabil enligt det svenska kunskapsdokumentet krävs 20 gånger högre hållfasthet än vad som uppmätts vid dessa försök. Att uppnå detta med det aktuella bindemedlet verkar vara svårt.

En viktig slutsats är att biprodukter från industrin kan fungera som stabiliseringsmedel, men att det är viktigt att undersöka deras reaktions-förmåga innan de används, eftersom reaktionsförloppet kan skilja sig från det hos välbeprövade material.

Generella slutsatsen är att terrasstabilisering kan löna sig även i nordiskt klimat, då hållfastheten efter frostpåverkan för stabiliserad jord förblir högre än den utan bindemedel.

De här presenterade resultat kan också beaktas vid andra typer av stabilisering som utsätts för frost, inte bara terrasstabilisering, utan också masstabilisering, KC-pelarnas toppar om de inte täcks tillräckligt för att komma under frostdjup, slitsmur eller andra jord-bindemedel-blandningar ("Mixed in Place"-borrade pålar för sekantpålevägg eller spont).

7 FRAMTID

Det fortsatta arbetet ska behandla fältförsök i norra Sverige och därför söker jag efter en lämplig plats och projekt. Utförandet innehåller flera moment som har stor påverkan på slutresultatet. Dessa vill jag studera, dokumentera och utvärdera enligt kunskapsdokumentet från VTI (Franzén et.al., 2012). Därifrån kan kompletterande råd formuleras.

Vidare planeras provtagning av den stabiliserade jorden i några av de tidigare utförda projekten för att därigenom kunna dra slutsatser om klimatets påverkan.

8 TACKORD

Författarna tackar OPTIMASS-projektet (med Trafikverket och Forsknings-rådet Formas som huvudsponsorer) för finansieringen samt Filip Franzén, LTU, för utförande av labb-försök inom ramen av sitt examensarbete.

REFERENSER

Andersland, O.B. och Ladanyi, B. : *Frozen Ground Engineering*. John Wiley & Sons, Inc., 2004. ISBN 0471615498

Bell, F.G.: *Lime stabilization of clay minerals and soils.* In: Engineering Geology 42 (1996), JUL, Nr. 4, S.223, ISSN 0013-7952

DIN 18136-2003-11: *Baugrund - Untersuchung von Bodenproben - Einaxialer Druckversuch*, 2003

DIN EN 206-1:2017-01: *Beton - Festlegungen, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*. 2017

EuroSoilStab: *Development of design and construction methods to stabilize soft organic soils: design guide soft soil stabilization, industrial and materials technologies programme* (Brite-EuRam III), European Commission. In: CT97-0351, Project No. BE (2002), S. 96-3177

Fagerlund, G. och Hassanzadeh, M.: *Self-healing of cracks in concrete exposed to different types of water.* Lunds tekniska högskola, 2011. ISSN 0348-7911 TVBM

Franzén, G., Lindh, P., Ahnberg, H. , Erlingsson, S.: *Terrasstabilisering – kunskapsdokument.*. VTI, Linköping, 2012 (VTI report 747)

Haase, B.: *General information about Petrit T*. 2014. Internal document, Höganäs AB

Hewlett, P. C. och Lea, F. M.: *Lea's Chemistry of Cement and Concrete* (Fourth Edition). Butterworth-Heinemann, 2003

Janz, M. ; Johansson, S.-E.: *Olika bindemedels funktion vid djupstabilisering*. Svensk Djupstabilisering c/o Swedish Geotechnical Institute, 2001. ISSN 1402-2036

Larsson, R.: SGI Information 1: *Jords egenskaper*. Swedish Geotechnical Institute, 2008. ISSN 0281-7578-10

Lindh, P.: *Compaction- and strength properties of stabilised and unstabilised fine-grained tills*. Lund University, Division of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2004

Lottmann, A., Wienberg, N., König, M.: *Verringerung der Frostempfindlichkeit von Böden durch die Behandlung mit Brandkalk und Kalkhydrat*. Wirtschaftsverlag NW, 2008 (Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 990). ISBN 9783865097880

Makusa, G.P.: *Mechanical properties of stabilized dredged sediments for sustainable geotechnical structures*, Luleå teknisk universitet, PhD-Thesis, 2013

Rothhämel, M., Rosenberg, M., Laue, J.: *Einfluß von Frost-Tau-Wechseln auf die Tragfähigkeit stabilisierter Tone*, inskickad till „Bauingenieur“, 2018

SS-EN 14227-15: *Hydrauliskt bundna vägmaterial - Specifikationer - Del 15: Jord stabiliserad med hydrauliska bindemedel*, 2015

SS-EN 14647: *Kalciumaluminatcement - Sammansättning, specifikation och kriterier för överensstämmelse*, 2005

Tebaldi, G. , Orazi, M. , Orazi, U. S.: *Effect of freeze-thaw cycles on mechanical behavior of limestabilized soil*. In: Journal of Materials in Civil Engineering 28 (2016), Nr. 6. www.scopus.com

TRVK Väg: Trafikverkets Anläggningsstyrning – krav, 2011. ISBN 978-91-7467-137-7

Wisotzki, E.*: Bodenverfestigungen mit Kalk-Hüttensand-Gemischen*, Universität Rostock, Institut für Umweltingenieurwesen, PhD-Thesis, 2008

TP-BF-StB: Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau, Teil 11.1 B (2012): *Eignungsprüfung bei Bodenverfestigungen mit Bindemitteln.* Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau

ZTVE-StB: *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau*. FGSV Verlag, 2009. ISBN 978-3-939715-84-9

Åhnberg, H.: *Strength of stabilised soils - a laboratory study on clays and organic soils stabilised with different types of binder*. Swedish Geotechnical Institute, 2006. ISBN 978-91-628-6790-4

Åhnberg, H., Johansson, S-E., Retelius, A., Ljungkrantz, C., Holmqvist, L. och Holm, G. (1995). *Cement och kalk för djupstabilisering av jord*. Statens geotekniska institut, Rapport No. 48.

VAD ÄR VÄRDET AV HYDROGEOLOGISK INFORMATION?

Jonas Sundell, Chalmers och COWI

Lars Rosén, Chalmers

Sammanfattning

Hydrogeologisk information i form av grundvattennivåmätningar, provtagning och pumptester används för att bedöma hur ett grundvattensystem fungerar. Beroende av frågeställning kan beslut om t.ex. design av grundvattenuttag, övervakning och andra åtgärder fattas genom denna bedömning. Eftersom ett grundvattensystem ofta är kraftigt heterogent för den skala som ska undersökas och tillgängliga resurser för undersökningar är begränsade innebär det att systemet inte kan karaktäriseras fullständigt. Detta medför att beslut måste fattas utifrån ett underlag med betydande osäkerheter.

Ett verktyg för att bedöma osäkerheter är invers probabilistisk numerisk modellering. I denna modellering kan flera grundvattenmodeller, där samtliga är geologiskt rimliga men med betydliga skillnader i parameteruppsättning, uppnå samma kalibreringsmål. I denna presentation visar vi i ett första steg hur stora osäkerheterna i parameteruppsättning kan vara i en modell kalibrerad mot konstanta grundvattennivåer. Den numeriska grundvattenmodelleringen genomförs i MODFLOW tillsammans med kalibreringsverktyget PEST.

I ett andra steg visar vi hur osäkerheterna i modellerna styr rekommendation av åtgärder i en kostnads-nyttoanalys. För fall där ett felaktigt beslut av åtgärder får betydande konsekvenser är det viktigt att tillräcklig säkerhetsmarginal erhålls. För låg säkerhet innebär skador till följd av att en felaktig åtgärd genomförs medan för hög säkerhet resulterar i åtgärder som inte behövs. Båda fallen kan resultera i onödiga kostnader som följd.

I ett sista steg identifierar vi vilka parametrar som är av betydelse för att ett åtgärdsalternativ misslyckas eller inte. Baserat på denna information kan värdet av ny hydrogeologisk information beräknas genom att analysera hur mycket osäkerheterna minskar för de olika åtgärdsalternativen.

Metoden exemplifieras med en fallstudie från Södermalm i Stockholm där säkerhetshöjande åtgärder i form av infiltration och tätning planeras till följd av en planerad tunnel som riskerar att påverka vattenbalansen i området.

Summary

Hydrogeological information from groundwater head measurements, sampling and pumping tests are necessary for the understanding of a groundwater system. Based on this understanding, groundwater extraction rates, surveillance and other measures are decided. A hydrogeological system is often heterogeneous on the scale of the problem and resources for field investigations are limited. As a result, a complete understanding of the system cannot be reached. Hence, the above-mentioned decisions are based on uncertain decision support.

An increasingly common tool for parameter uncertainty estimation is inverse probabilistic modelling. The basic concept for this modelling is that different model parameterizations can reach the same calibration target. In this paper, we calibrate different models towards steady state groundwater head measurements to estimate parameter uncertainties in a first step. The numerical groundwater modelling is performed using MODFLOW with the PEST calibration tool.

In a second step, the effect of the uncertainties on different measures are investigated in a cost-benefit analysis. For a situation where an erroneous decision results in severe consequences, it is important with a sufficient safety margin. Insufficient safety result in damage costs and too high safety result in costs for unnecessary measures.

In a last step, we identify parameters that are of relevance if a measure will fail or succeed. Based on the uncertainty reduction of the alternative measures due to new hydrogeological information, the economic value of the information is calculated.

The use of the method presented here is exemplified by a case study from Södermalm, Stockholm, where groundwater infiltration is planned as a safety measure to reduce risks for harmful groundwater drawdowns from planned tunnels in the area.

1 INLEDNING

Dimensionering av grundvattenuttag, övervakning och skyddsåtgärder är exempel på beslutsproblem för ett hydrogeologiskt system. Det som styr om dessa åtgärder lyckas eller inte är t.ex. att en viss grundvattennivå inte får understigas eller att ett visst flöde måste uppnås. För att undersöka effekten av ovan nämnda åtgärder måste de relevanta aspekterna av det hydrogeologiska systemet undersökas i en tillräcklig omfattning.

Ett hydrogeologiskt system karaktäriseras av vattenbalansen från grundvattenbildning, hur grundvattnet strömmar genom systemet i dess olika material till hur grundvattnet strömmar ut ur systemet genom uttag och utflöde. Ett hydrogeologiskt system kännetecknas ofta av jord och bergförhållanden med betydande heterogenitet och anisotropi samt stora variationer av vattenbalansen i både tid och rum. På grund av dessa karaktäristikor tillsammans med att det både är dyrt och tidskrävande med undersökningar kan inte systemet undersökas i alla avseenden, vilket innebär att beslut ofta måste fattas utifrån beslutsunderlag med varierande grad av osäkerheter.

På grund av dessa osäkerheter finns flera oberoende än beroende parametrar i det hydrogeologiska systemet. Detta innebär att flera olika modeller och parametriseringar kan vara likvärdigt acceptabla till samma observationer, t.ex. grundvattennivåmätserier. Ett verktyg för att hitta dessa parametereseringar samt utesluta de modeller som inte stämmer överens med tillgängliga observationer är invers probabilistisk modellering med PEST (Parameter ESTimation code) (Doherty et al., 2010). Teorin kring mjukvarupaketet PEST (www.pesthomepage.org) och exempel på fallstudier där metoden har använts är utförligt dokumenterad i litteraturen (Burrows & Doherty, 2015; Doherty, 2003, 2011; Doherty & Hunt, 2010; Fienen et al., 2013; Fienen et al., 2009; Moore & Doherty, 2005; Rossi et al., 2014; Tonkin & Doherty, 2005, 2009; Woodward et al., 2016).

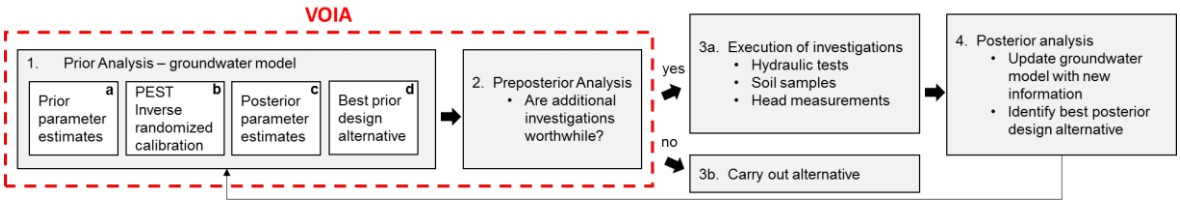
För att bestämma vad som är en tillräcklig omfattning av undersökningar för att minska osäkerheterna måste en avvägning mellan nyttan av ny information för att minska risken för felaktiga beslut vägas mot kostnaden för att samla in denna information. En metod för att göra denna avvägning är datavärdesanalys (VOIA – Value of Information Analysis) som är en form av kostnads-nyttoanalys (CBA – Cost Benefit Analysis). Resultatet av VOIA är det mest lönsamma informationsinsamlingsalternativet.

VOIA som beslutsverktyg för hydrogeologiska frågeställningar introducerades av Freeze et al. (1992); Freeze et al. (1990). Sedan dess har metoden tillämpats på flera grundvattenrelaterade studier (Back, 2006; Back et al., 2007; Baú & Mayer, 2007; Dai et al., 2016; Feyen & Gorelick, 2005; Neuman et al., 2012; Sidiropoulos & Mylopoulos, 2015; Söderqvist et al., 2015; Zetterlund et al., 2015). Ingen av dessa studier använder invers probabilistisk modellering för att skatta osäkerheter.

Syftet med denna artikel är att presentera en metod där VOIA kombineras med PEST för att bedöma behovet av hydrogeologisk information. Metoden exemplifieras med en fallstudie från Södermalm i Stockholm där beslutsproblemet är att planera infiltrationsinsatser för att undvika skadliga grundvattensänkningar till följd av en tunnelbanetunnel och en kraftledningstunnel som planeras i området.

2 METOD

Den övergripande metoden för VOIA presenteras i Figur 1. I en första *prior analys* (1) jämförs olika alternativ baserat på redan tillgänglig information. Denna innefattar en primär bedömning av parameterosäkerheter, invers modellering med PEST där uppdaterade parameterosäkerheter erhålls samt identifiering av det bästa alternativet i en CBA baserat på modellerade osäkerheter och kostnader för risken att respektive åtgärd misslyckas. I *preposterior analysen* (2) jämförs värdet av ny information i termer av ekonomisk riskreduktion med kostnaden för att samla in denna. Baserat på resultatet av VOIA kan rekommendationen antingen vara att genomföra det bästa alternativet som identifierades i prioranalysen (3b) eller genomföra vidare undersökningar (3b) och sedan uppdatera prioranalysen med den nya informationen i en *posterioranalys* (4).



Figur 1: Princip för VOIA där en invers probabilistisk grundvattenmodellering används som beslutsunderlag för olika åtgärdsalternativ. Modifierad från Zetterlund et al. (2015).

2.1 Prior Analys

I prioranalysen genomförs en CBA där investeringskostnaden, c_i, för olika alternativ, A_i, där $i = 1,...,m$, jämförs med den förväntade nyttan av minskad risk mot ett nollalternativ. Risk definieras som den förväntade kostnaden att misslyckas med ett alternativ, t.ex. att en infiltrationsinsats misslyckas så skador till följd av en grundvattensänkning uppkommer eller att tillståndet för att sänka grundvatten överskrids.

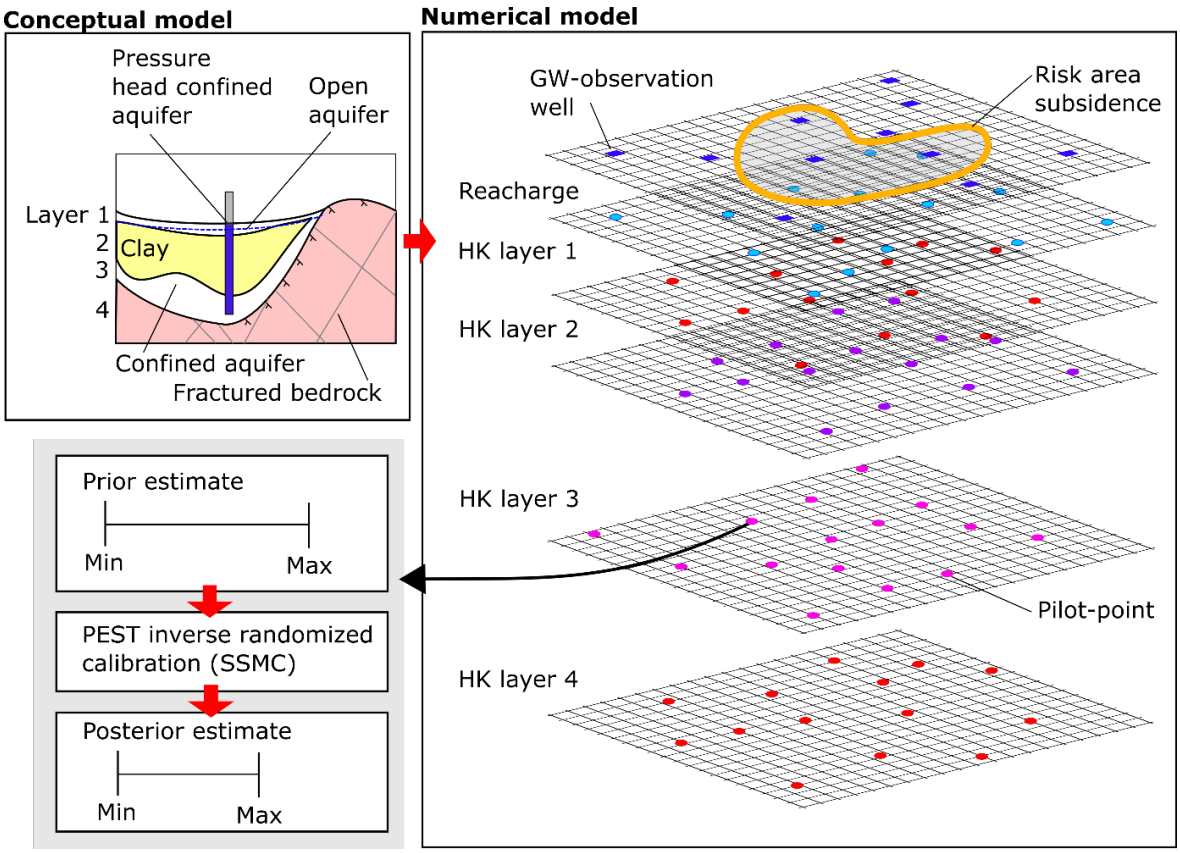
2.2 Numerisk grundvattenmodell med invers probabistisk kalibrering

I prioranalysen undersöks de olika alternativens påverkan på det hydrogeologiska systemet med hjälp av en grundvattenmodell. Den numeriska modellen är uppbyggd i finit-differens grundvattensimuleringskoden MODFLOW (Harbaugh, 2005) med NWT som lösningsalgoritm (Niswonger et al., 2011) tillsammans med PEST teknik för invers probabilistisk kalibrering (SSMC) (Tonkin & Doherty, 2009) i det grafiska användargränssnittet GMS (Aquaveo, 2017).

I grundvattenmodelleringens första steg definieras en konceptuell modell där det hydrogeologiska systemet beskrivs med lagerindelning för jordlagerföljder och berget och dess spricksystem, Princip för konceptuell modell, numerisk modell med grid-lager och invers probabilistisk kalibrering med PEST.Figur 2. Baserat på den konceptuella modellen definieras en numerisk grundvattenmodell med ett tredimensionellt rutnät där en ruta representerar ett material. Eftersom en betydande heterogenitet kan förekomma inom respektive material parametriseras modellen genom så kallade "pilot-points" (PP) där parametervärdena för hydraulisk konduktivitet och grundvattenbildning tillåts variera både mellan de olika punkterna och mellan varje simulering. Den inversa probabilistiska simuleringen baseras på att en modell först kalibreras som stämmer väl överens med tillgängliga observationer. Sedan simuleras avvikelser från dessa baserat på prior antaganden om variabiliteten för en viss parameter. Om simuleringen resulterar i att modellen inte längre är kalibrerad simuleras ett nytt värde i PEST till dess att en kalibrerad lösning erhålls. Genom att denna process upprepas erhålls posterioriestimat för varje PP.

Från de kalibrerade lösningarna kan effekten av en förändrad vattenbalans genom t.ex. inläckage av grundvatten till en schakt eller tunnel och åtgärder för att motverka detta inläckage modelleras. I fallstudien modelleras ett antal åtgärdsalternativ för att förhindra att inläckaget till en tunnel inte överstiger ett tolerabilitetskriterium på grundvattensänkningar större än en meter inom ett område där skadliga marksättningar riskerar att förekomma. Detta område

har definierats baserat på en sannolikhetsbaserad jordlagermodell (Sundell et al., 2015) kombinerad med en en-dimensionell elasto-plastisk modell för beräkning av konsolideringssättningar (Larsson & Sällfors, 1986), se Sundell et al. (2017) för en komplett redovisning av metodik för beräkning av riskområdets utbredning. Om kriteriet överskrids i en simulering noteras denna för *F* (failure = misslyckande). Sannolikheten för att ett alternativ inte uppnår tolerabilitetskriteriet, *P(F)*, beräknas genom att dividera antalet *F* med det totala antalet simuleringar.



Figur 2: Princip för konceptuell modell, numerisk modell med grid-lager och invers probabilistisk kalibrering med PEST.

2.3 Kostnads-nyttoanalys av åtgärdsalternativ

Ett överstigande av tolerabilitetskriteriet innebär att den associerade konsekvensen kan inträffa, i fallstudien en marksättning. Om grundvattensänkningen är reglerad med ett tillstånd enligt miljöbalken kan ett överstigande också innebära böter och förseningskostnader utöver eventuella skadekostnader. Summan av dessa kostnader definieras som kostnader för att misslyckas, k_F.

Risken, R is för varje alternativ, A_i, (inklusive nollalternativet, A_0) definieras av:

$$R_i = P(F_i) * k_F$$

Nyttan av ett alternativ definieras av:

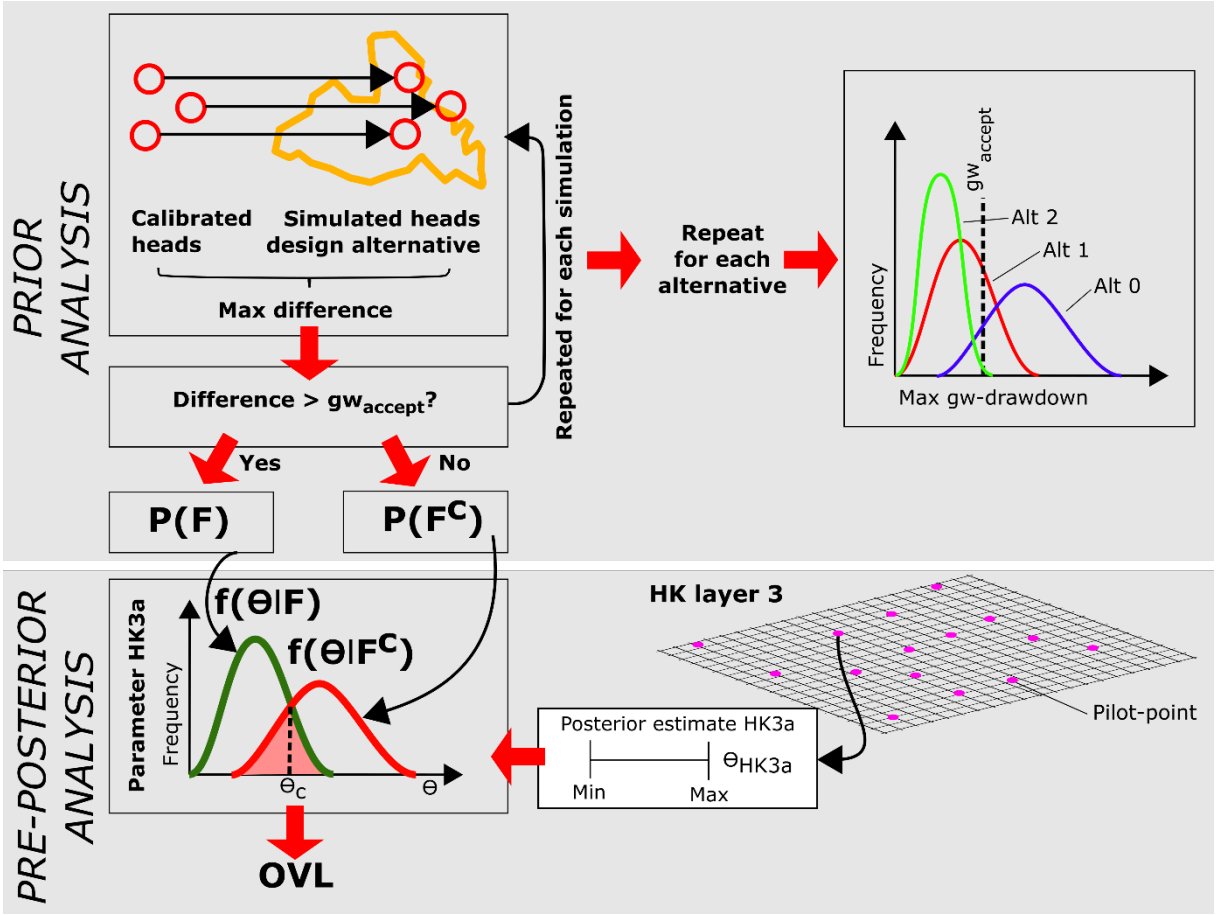
$$B_i = R_0 - R_i$$

Varje alternativ har en investeringskostnad, c_i. Nettovärdet för ett alternativ ges av:

$$\Phi_i = B_i - c_i$$

Det bästa prioralternativet är det alternativ som har störst värde:

$$\Phi_{prior} = \max(\Phi_i)$$



Figur 3: Överst: Prior-analys där skillnaden mellan kalibrerade grundvattennivåer och simulerade grundvattennivåer inom riskområdet jämförs för varje åtgärdsalternativ. Om skillnaden överstiger den acceptabla

nivån på en meter grupperas dessa som F*, övriga grupperas som* F^c (ej F). *Detta upprepas för varje simulering och åtgärdsalternativ. Underst: Första steget i pre-posterioranalysen där parametervärden i varje PP grupperas i sannolikhetstäthetsfunktioner för simuleringar som* F *respektive* F^c *för att sedan beräkna* OVL *mellan dessa.*

2.4 Pre-posterioranalys med datavärdesanalys

I pre-posterioranalysen utvärderas om ytterligare information skulle kunna ändra prior-analysens rekommenderade alternativ till ett annat alternativ. Första steget i denna analys är att gruppera parametervärden, Θ, i var och en av PP och för varje modellering av åtgärdsalternativ som F respektive F^c, se den nedre delen av Figur 3. Denna uppdelning resulterar i funktionerna $f(\Theta|F)$ och $f(\Theta|F^c)$ där integralen av var och en av dessa = 1. Mellan dessa funktioner beräknas överlappningsgraden, *OVL,* som beskriver hur lika dessa är. Om $OVL = 1$ är parametrarna identiska vilket innebär att ytterligare undersökningar för att hitta det faktiska parametervärdet inte kan skilja F från F^c. Detta fall innebär att $P(D|F) = 0$.

För fall där *OVL* varierar mellan 0 och 1 är det osäkert huruvida ett värde från ett undersökningsresultat tillhör $f(\Theta|F)$ eller $f(\Theta|F^c)$. I detta fall väljs ett kritiskt parametervärde, Θ_c, så att alla värden högre än Θ_c antas tillhöra $f(\Theta|F)$ och alla värden under Θ_c antas tillhöra $f(\Theta|F^c)$. Detta antagande innebär att $D = [\Theta < \Theta_c]$ och $D^c = [\Theta \geq \Theta_c]$. Det motsatta förhållandet kan inträffa om det är $f(\Theta|F)$ istället för $f(\Theta|F^c)$ som innehåller de högsta parametervärdena. Detektion av F kan antingen innebära en sann detektion, $P(D|F)$, eller en falsk detektion (typ I-fel), $P(D|F^c)$. På samma sätt innebär D^c antingen $P(D^c|F^c)$ eller typ II-felet $P(D^c|F)$. Om Θ_c väljs till skärningspunkten mellan $f(\Theta|F)$ och $f(\Theta|F^c)$ (nedre delen av Figur 3) minimeras summan av typ I och typ II-felen. Med detta val är $OVL = P(D^c|F) + P(D|F^c)$. *OVL* och Θ_c beräknas genom att testa varje position utmed parameteraxeln, Θ. För varje test beräknas $P(D^c|F)$ för $f(\Theta|F)$ och $P(D|F^c)$ för $f(\Theta|F^c)$. Positionen som minimerar $P(D^c|F) + P(D|F^c)$ ger *OVL* och Θ_c för varje PP och alternativ.

I nästa steg jämförs $P(F|D)$ mellan de olika alternativen. Denna jämförelse kompliceras av att det är olika positioner på Θ_c mellan de olika alternativen som resulterar i D. För ett fall med tre olika åtgärdsalternativ (A_1, A_2, A_3) finns $2^3 = 8$ möjliga kombinationer:

$$D_0 \cap D_1 \cap D_2$$
$$D_0 \cap D_1 \cap D_2^c$$
$$D_0 \cap D_1^c \cap D_2$$

$$D_0^c \cap D_1 \cap D_2$$
$$D_0 \cap D_1^c \cap D_2^c$$
$$D_0^c \cap D_1 \cap D_2^c$$
$$D_0^c \cap D_1^c \cap D_2$$
$$D_0^c \cap D_1^c \cap D_2^c.$$

För att möjliggöra jämförelse mellan de olika alternativen introduceras ett detektionsintervall, D^x_j baserat på kombinationen av Θ_{cj}:

$$D_3^x = D_0 \cap D_1 \cap D_2,$$

där *F* detekteras för samtliga alternativ,

$$D_2^x = (D_0 \cap D_1 \cap D_2^c) \cup (D_0 \cap D_1^c \cap D_2) \cup (D_0^c \cap D_1 \cap D_2),$$

där *F* detekteras för två alternativ,

$$D_1^x = (D_0 \cap D_1^c \cap D_2^c) \cup (D_0^c \cap D_1 \cap D_2^c) \cup (D_0^c \cap D_1^c \cap D_2),$$

där *F* detekteras för ett alternativ,

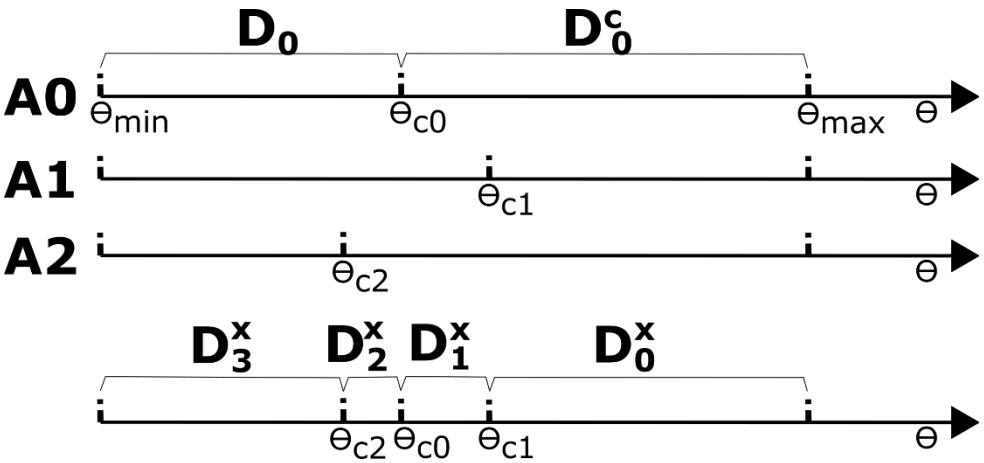
$$D_0^x = D_0^c \cap D_1^c \cap D_2^c,$$

där *F* inte detekteras för något alternativ.

För de positioner som framgår av Θ_{cj} för exemplet i Figur 4 beräknas detektionsintervallen genom:

$$D_3^x = D_0 \cap D_1 \cap D_2,$$
$$D_2^x = D_0 \cap D_1 \cap D_2^c,$$
$$D_1^x = D_0^c \cap D_1 \cap D_2^c,$$
$$D_0^x = D_0^c \cap D_1^c \cap D_2^c.$$

De övriga detektionshändelserna för misslyckande för tre och två alternativ inträffar inte i exemplet.



Figur 4: Exempel på positioner för Θ_c *för tre alternativ (*A0, A1, A2*) tillsammans med detektionsintervallen (*D^x_j*).*

En undersökning av ett parametervärde i läget för en PP innebär att om undersökningen är tillförlitlig att det verkliga värdet för denna parameter kommer att hittas. Det verkliga värdet kommer att vara placerat någonstans utmed parameteraxeln, Θ, och därmed hamna inom något av detektionsintervallen, D^x_j. I nästa steg beräknas $P(F_i|D_{xi})$ och $P(D^x_j)$ för varje alternativ, A_i och detektionsintervall, D^x_j från postionerna för Θ_{cj} och den tidigare grupperingen av $f(\Theta|F)$ och $f(\Theta|F^c)$. Från dessa beräknas det posteriora nettonuvärdet genom en jämförelse mot noll-alternativet:

$$\Phi_i\left(D_j^x\right) = B_i\left(D_j^x\right) - c_i = k_F\left[P\left(F_0\middle|D_j^x\right) - P\left(F_i\middle|D_j^x\right)\right] - c_i.$$

Det bästa posteriora (resultatet av en undersökning visar att det är inom ett visst intervall) nettonuvärdet för ett detektionsintervall är:

$$\Phi_{posterior}\left(D_j^x\right) = \max[\Phi_i\left(D_j^x\right)].$$

Eftersom vi inte på förhand vet inom vilket detektionsintervall resultatet av en undersökning kommer att vara utan endast med vilken sannolikhet måste samtliga intervall beaktas. Det pre-posteriora (innan undersökningen genomförs) nettonuvärdet för en PP är summan av de bästa pre-posteriora nettovärdena multiplicerade med sannolikheten för att de ska inträffa:

$$\Phi_{pre-posterior}\left(D_j^x\right) = \sum_j \Phi_{posterior}\left(D_j^x\right) * P\left(D_j^x\right).$$

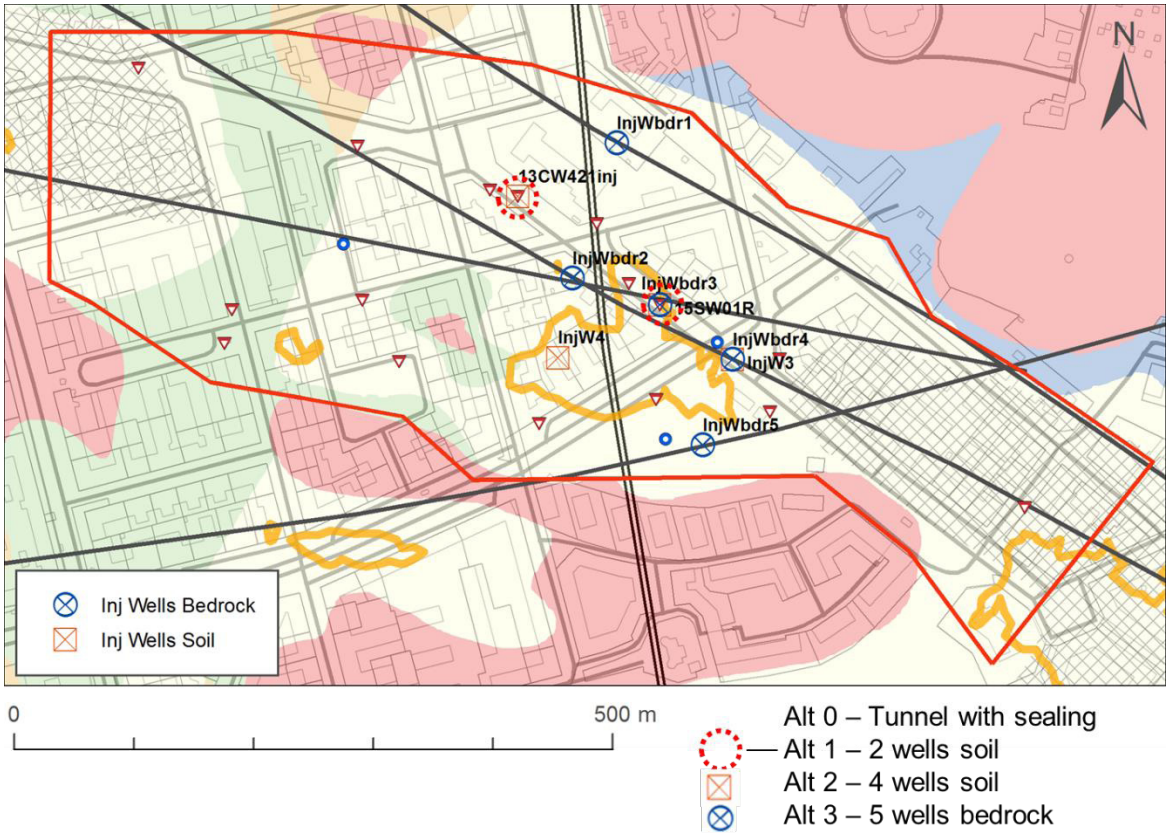
Slutligen beräknas det förväntade nettovärdet av information, *EVI*, genom skillnaden mellan det pre-posteriora nettovärdet och det största värdet från prioranalysen:

$$\mathrm{EVI} = \Phi_{pre-posterior} - \Phi_{prior}$$

Om EVI överstiger undersökningskostnaden så är undersökningen lönsam och ekonomiskt försvarbar att genomföra.

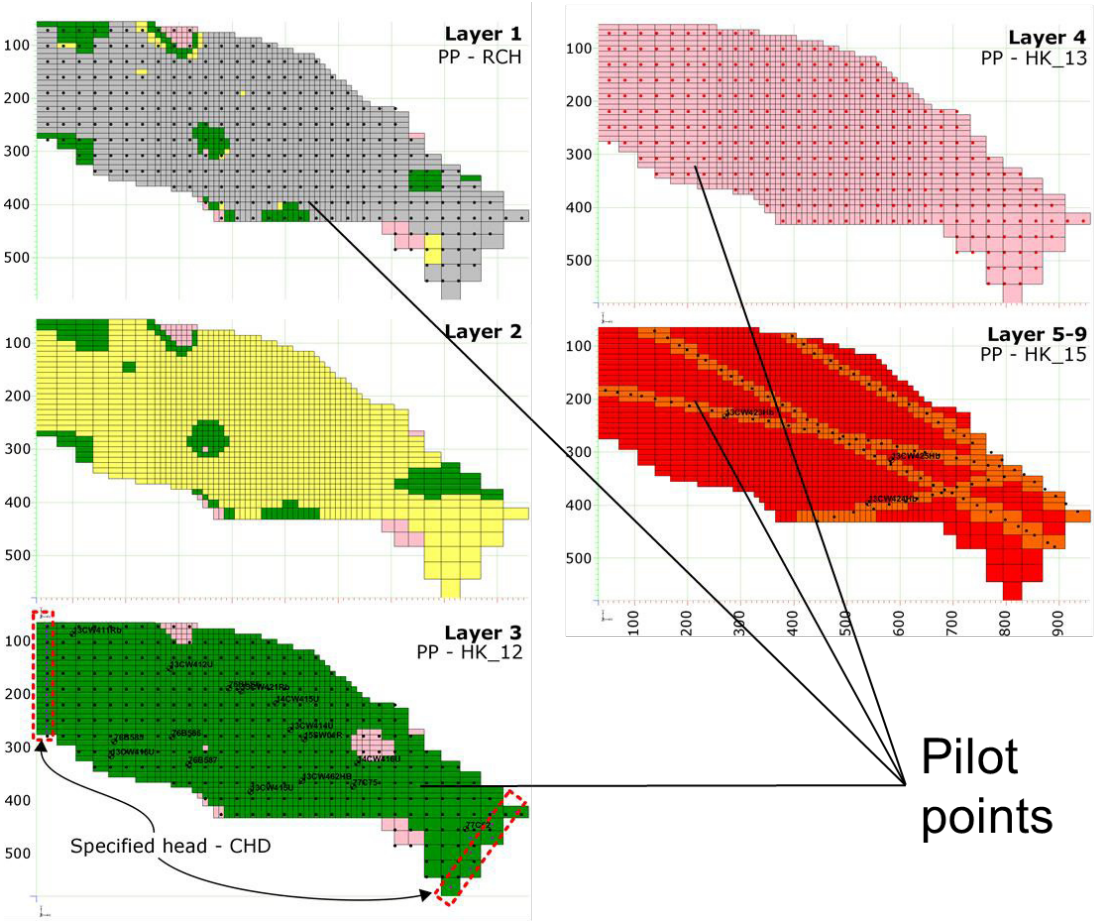
3 FALLSTUDIE

Området för fallstudien är vid Katarina Bangata på Södermalm i Stockholm, Figur 5. Det undre grundvattenmagasinet i jord utgörs av isälvsmaterial (grönt) i väster och morän (blått) i de östra delarna. Delar av sänkan är täckt av lera (gult). Framträdande sprickzoner i den kristallina berggrunden är markerade med svarta streck i figuren. Grundvattenbildning sker i de högre liggande partierna med morän och berg. En betydande grundvattenbildning kan också antas ske från läckande ledningar. Flera tunnlar i berg har sänkt av grundvattennivåerna i området. Tillrinning till området sker från Stockholmsåsen i väster och en mindre sänka i norr. Avrinning från området sker mot sydost och vidare ut till Hammarby sjö. Den dubbelsträckade linjen visar den framtida placeringen för kraftledningstunneln. Den framtida tunnelbanan kommer att vara placerad på en högre nivå men ungefär i samma sträckning. Läget för grundvattennivåobservationer i det undre magasinet och i berget framgår av röda trianglar respektive blåa cirklar. Riskområdet för marksättning är markerat med orange. Fyra åtgärdslagernativ inklusive nollalternativet undersöks: Alt 0 – Nollalternativ med tätning av tunnel till *K* (hydraulisk konduktivitet) = 10^{-8} m/s i bergets sprickzoner, Alt 1 – som Alt 0 fast med infiltration i två brunnar i det undre magasinet, Alt 2 – som Alt 0 fast med infiltration i fyra brunnar i det undre magasinet samt Alt 3 – som Alt 0 fast med infiltration i fem brunnar i bergets sprickzoner.



Figur 5: Modellområde för fallstudie tillsammans med Stockholms byggnadsgeologiska karta.

Modellen är uppbyggd i nio lager där varje cell är som minst 10x10 m i y- och x-led för den centrala delen av området, Figur 6. I den östra och den västra delen är cellerna som mest 40 meter långa. Eftersom den centrala delen av området behöver modelleras med större noggrannhet har denna en högre upplösning. Flödet till modellen från Stockholmsåsen i väster representeras av konstanta nivåer i lager 3 utmed modellens västra rand. Flödet ut från modellen till sydost representeras också av en konstant nivå i lager 3. Dessa nivåer har antagits från en modell över en större yta med goda kalibreringsresultat. Inom områdena för de konstanta nivåer finns flertalet observationspunkter varför de antagna nivåerna kan antas vara tillförlitliga. Tunnlar i berg representeras av dränerande celler i läget för tunnlarna som inte redovisas då vissa är täckta med sekretess.



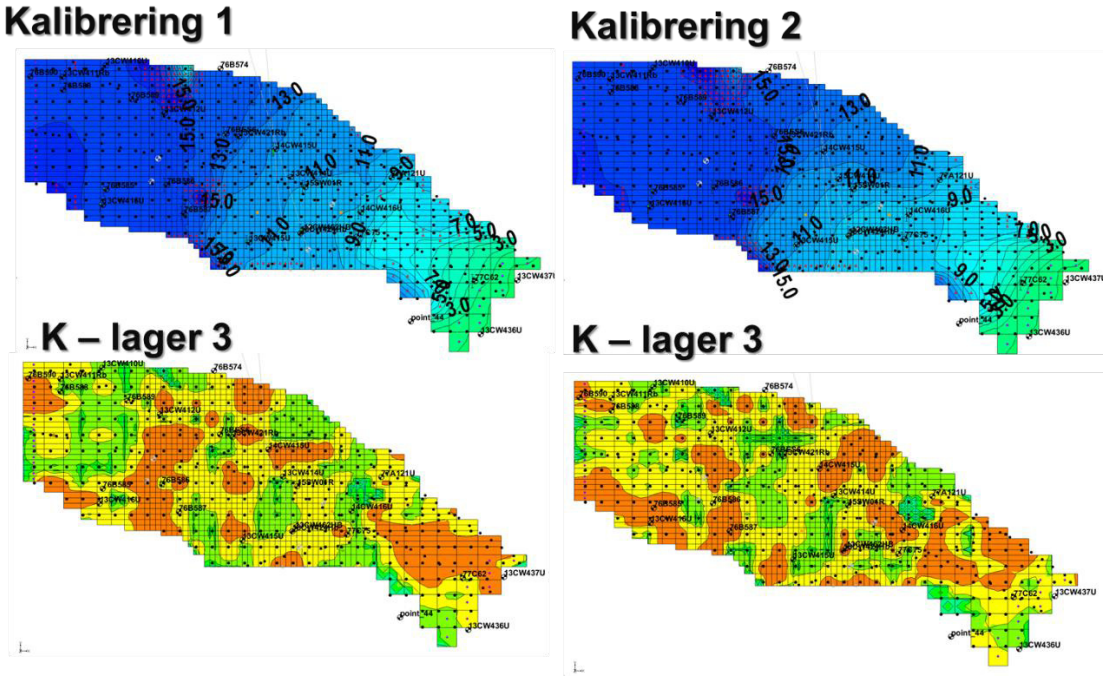
Figur 6: Lager 1-9 tillsammans med PP för K i de olika materialen (grått = fyllnadsjord, gult = lera, grönt = grovt material, rosa = uppsprucket ytberg, orange = framträdande sprickzoner, rött = övrigt berg). PP för lager 1 representerar grundvattenbildning.

I grundvattenmodelleringens första steg skattas priorestimat för hydraulisk konduktivitet (K) för respektive material, dessa framgår av Tabell 1. Baserat på dessa och en första kalibrerad modell mot tillgängliga grundvattenobservationer beräknas posteriorestimat, Θ, för varje PP för vart och ett av materialen igenom 1000 randomiseringar i den inversa probabilistiska modelleringen med PEST.

Tabell 1: Min- och maxvärden för de olika materialen.

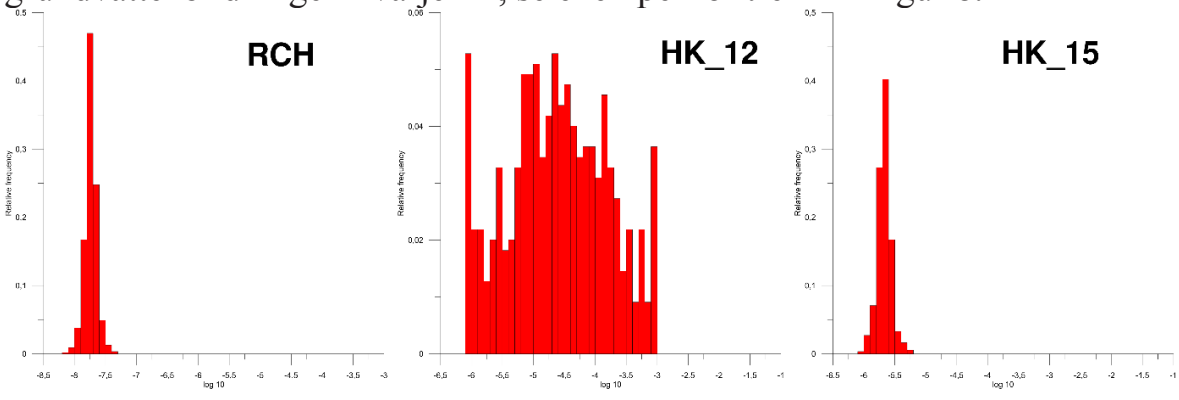
Material	*Min K (m/s)*	*Max K (m/s)*
Fyllnadsmaterial	1e-7	1e-3
Grovkornigt material	1e-6	1e-3
Lera	1e-11	5e-7
Uppsprucket ytberg	1e-7	1e-5
Övrigt berg	1e-11	1e-7
Sprickzoner	1e-8	1e-5

Resultatet av två av 1000 kalibreringar framgår av *Figur 7*. Som framgår av figuren är det ingen större skillnad mellan de beräknade grundvattennivåerna mellan kalibrering 1 och 2, däremot skiljer sig det beräknade fältet för den hydrauliska konduktiviteten. Detta fält representeras av interpolerade värden mellan de olika PP för en kalibrering.



Figur 7: Resultatet av två av 1000 PEST simuleringar där den övre bilden visar grundvattennivåer i lager 3 och den undre bilden hydraulisk konduktivitet i lager 3.

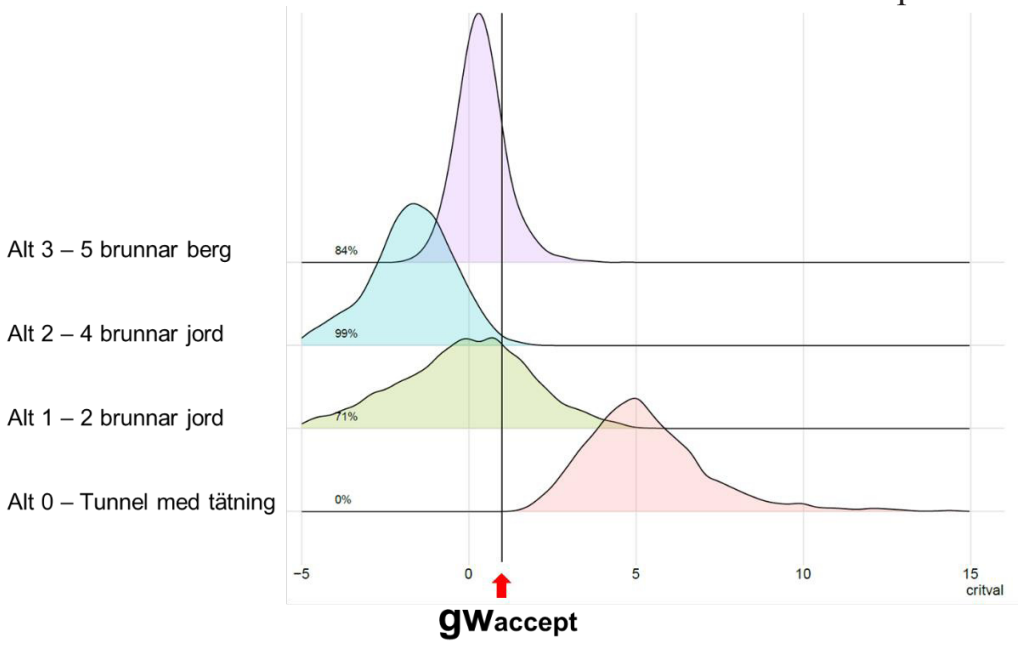
Från de 1000 kalibrerade modellerna erhålls posteriori-fördelningar för *K* och grundvattenbildningen i varje PP, se exempel för tre PP i Figur 8.



Figur 8: Posteriori-estimat för tre PP för grundvattenbildning (RCH), K grovkorning jord (HK_12) och K i bergets sprickzoner (HK_15).

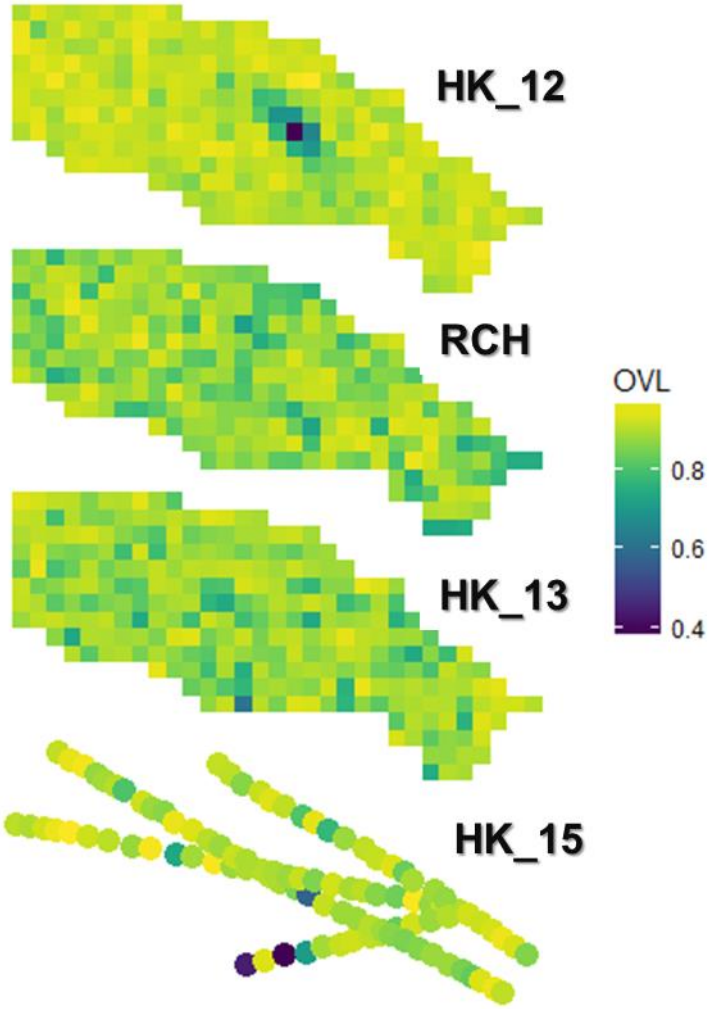
I var och en av de 1000 modellerna har sedan effekten av de olika åtgärdsalternativen, Alt 0-3, undersökts samt huruvida de de uppnår

tolerabilitetskriteriumet om maximalt en meters grundvattensänkning inom riskområdet. Fördelningsfunktioner för den maximala grundvattensänkningen inom riskområdet i de 1000 modellerna för de olika alternativen framgår av Figur 9. Dessa resultat är preliminära och kan komma att uppdateras i framtida arbete. Som framgår av figuren är *P(F)* = 100%, 29%, 1% respektive 16% för Alt 0, 1, 2 och 3. Baserat på dessa och en skattad kostnad för misslyckande kan det bästa prioralternativet beräknas. Denna beräkning utelämnas dock här men kommer att redovisas i en framtida publikation.



Figur 9: Maximal grundvattensänkning (positiva värden) för de olika alternativen inom riskområdet där "gw_{accept}" anger tolerabilitetskriteriumet på en meter.

I pre-posterioranalysen för fallstudien redovisar vi endast preliminära resultat för beräkningen av OVL för Alt 1, se Figur 10. Resultatet av denna beräkning visar att OVL för de olika PP i rutnätet generellt har låga värden, dvs. att ytterligare information inte kan bidra till att visa om alternativet misslyckas eller inte och därmed inte minska risken för felaktiga beslut. Dock visar beräkningen lägre värden för OVL i den grova jorden (HK_12) vid läget för den infiltrationsbrunn som är inom riskområdet samt i den sydligaste sprickzonen vid läget för där tunneln kommer att passeras. För dessa fall skulle ny information kunna visa huruvida alternativet misslyckas eller inte och därmed minska risken för felaktiga beslut. Detta är rimliga resultat då *K* för den grova jorden avgör om en infiltrationsinsats kommer att misslyckas eller inte och *K* för bergets sprickzon styr läckaget till tunneln.



Figur 10: OVL i Alt 1 för Maximal grundvattensänkning (positiva värden) för de olika alternativen inom riskområdet där "gwaccept" anger tolerabilitetskriteriumet på en meter.

4 SLUTSATS

I denna studie har visat hur invers probabilistisk grundvattenmodellering kan användas för att visa att det finns flera möjliga lösningar för att kalibrera en grundvattenmodell på ett rimligt sätt. Metoden vi använder oss av för grundvattenmodelleringen är väl dokumenterad i den internationella litteraturen men har såvitt författarna känner till inte använts för infrastrukturprojekt i Sverige tidigare. Baserat på denna grundvatten-modellering presenterar vi en helt ny metod för datavärdesanalys. Det första som är nyskapande i denna metod är att observationerna av ny information inte utgår från det som avgör om en åtgärd lyckas eller inte, dvs. en viss grundvattensänkning eller inläckage utan från parametrar i en grundvattenmodell där sedan grundvattensänkning och inläckage modelleras

för ett framtida scenario. Det andra som är nyskapande med metoden är att flera åtgärdsalternativ testas mot varandra i en datavärdesanalys. Metodiken i denna artikel har ännu inte tillämpats fullt ut i en fallstudie men detta arbete pågår och kommer att redovisas i framtida publikationer.

5 REFERENSER

Aquaveo. (2017). Groundwater Modeling System Version 10.3 (Version 10.3). UT, USA. Retrieved from http://www.aquaveo.com/software/gms-groundwater-modeling-system-introduction

Back, P.-E. (2006). *Value of Information Analysis for Site Investigations in Remediation Projects.* (Dissertation/Thesis), Chalmers University of Technology, Göteborg.

Back, P.-E., Rosén, L., & Norberg, T. (2007). Value of Information Analysis in Remedial Investigations. *AMBIO: A Journal of the Human Environment, 36*(6), 486-493. doi:10.1579/0044-7447(2007)36[486:VOIAIR]2.0.CO;2

Baú, D. A., & Mayer, A. S. (2007). Data-worth analysis for multiobjective optimal design of pump-and-treat remediation systems. *Advances in Water Resources, 30*(8), 1815-1830. doi:https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2007.02.008

Burrows, W., & Doherty, J. (2015). Efficient Calibration/Uncertainty Analysis Using Paired Complex/Surrogate Models. *Groundwater, 53*(4), 531-541. doi:10.1111/gwat.12257

Dai, C., Xue, L., Zhang, D., & Guadagnini, A. (2016). Data-worth analysis through probabilistic collocation-based Ensemble Kalman Filter. *Journal of Hydrology, 540*(Supplement C), 488-503. doi:https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.06.037

Doherty, J. (2003). Ground Water Model Calibration Using Pilot Points and Regularization. *Ground Water, 41*(2), 170-177. doi:10.1111/j.1745-6584.2003.tb02580.x

Doherty, J. (2011). Modeling: Picture Perfect or Abstract Art? *Ground Water, 49*(4), 455-455. doi:10.1111/j.1745-6584.2011.00812.x

Doherty, J., & Hunt, R. J. (2010). *Approaches to highly parameterized inversion: a guide to using PEST for groundwater-model calibration*: US Department of the Interior, US Geological Survey Reston, VA, USA.

Doherty, J., Hunt, R. J., & Tonkin, M. (2010). *Approaches to Highly Parameterized Inversion: A Guide to Using PEST for Model-*

Parameter and Predictive-Uncertainty Analysis. Retrieved from http://pubs.usgs.gov/sir/2010/5211

Feyen, L., & Gorelick, S. M. (2005). Framework to evaluate the worth of hydraulic conductivity data for optimal groundwater resources management in ecologically sensitive areas. *Water Resources Research, 41*(3), n/a-n/a. doi:10.1029/2003WR002901

Fienen, M. N., D'Oria, M., Doherty, J. E., & Hunt, R. J. (2013). *Approaches in highly parameterized inversion: bgaPEST, a Bayesian geostatistical approach implementation with PEST: documentation and instructions* (7-C9). Retrieved from Reston, VA: http://pubs.er.usgs.gov/publication/tm7C9

Fienen, M. N., Muffels, C. T., & Hunt, R. J. (2009). On Constraining Pilot Point Calibration with Regularization in PEST. *Ground Water, 47*(6), 835-844. doi:10.1111/j.1745-6584.2009.00579.x

Freeze, R. A., James, B., Massmann, J., Sperling, T., & Smith, L. (1992). Hydrogeological Decision Analysis: 4. The Concept of Data Worth and Its Use in the Development of Site Investigation Strategies. *Groundwater, 30*(4), 574-588. doi:10.1111/j.1745-6584.1992.tb01534.x

Freeze, R. A., Massmann, J., Smith, L., Sperling, T., & James, B. (1990). Hydrogeological Decision Analysis: 1. A Framework. *Ground Water, 28*(5), 738-766. doi:10.1111/j.1745-6584.1990.tb01989.x

Harbaugh, A. W. (2005). *MODFLOW-2005, the US Geological Survey modular ground-water model: the ground-water flow process*: US Department of the Interior, US Geological Survey Reston, VA, USA.

Larsson, R., & Sällfors, G. (1986). Automatic Continuous Consolidation Testing in Sweden. In R. N. Yong & F. C. Townsend (Eds.), *Consolidation of soils: testing and evaluation, ASTM STP 892* (pp. 299-328). Philadelphia: American Society for Testing and Materials.

Moore, C., & Doherty, J. (2005). Role of the calibration process in reducing model predictive error. *Water Resources Research, 41*(5), n/a-n/a. doi:10.1029/2004WR003501

Neuman, S. P., Xue, L., Ye, M., & Lu, D. (2012). Bayesian analysis of data-worth considering model and parameter uncertainties. *Advances in Water Resources, 36*(Supplement C), 75-85. doi:https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2011.02.007

Niswonger, R. G., Panday, S., & Ibaraki, M. (2011). *MODFLOW-NWT, A Newton formulation for MODFLOW-2005* (6-A37). Retrieved from http://pubs.er.usgs.gov/publication/tm6A37

Rossi, P. M., Ala-aho, P., Doherty, J., & Kløve, B. (2014). Impact of peatland drainage and restoration on esker groundwater resources: modeling

future scenarios for management. *Hydrogeology Journal, 22*(5), 1131-1145. doi:10.1007/s10040-014-1127-z

Sidiropoulos, P., & Mylopoulos, N. (2015). The Value of Hydraulic Conductivity Information for the Optimal Restoration of an Over-exploited Aquifer. *Procedia Environmental Sciences, 25*(Supplement C), 227-234. doi:https://doi.org/10.1016/j.proenv.2015.04.031

Sundell, J., Haaf, E., Norberg, T., Alén, C., Karlsson, M., & Rosén, L. (2017). Risk Mapping of Groundwater-Drawdown-Induced Land Subsidence in Heterogeneous Soils on Large Areas. *Risk Analysis*, n/a-n/a. doi:10.1111/risa.12890

Sundell, J., Rosén, L., Norberg, T., & Haaf, E. (2015). A probabilistic approach to soil layer and bedrock-level modelling for risk assessment of groundwater drawdown induced land subsidence. *Engineering Geology*. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.11.006

Söderqvist, T., Brinkhoff, P., Norberg, T., Rosén, L., Back, P.-E., & Norrman, J. (2015). Cost-benefit analysis as a part of sustainability assessment of remediation alternatives for contaminated land. *Journal of Environmental Management, 157*, 267-278. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.jenvman.2015.04.024

Tonkin, M., & Doherty, J. (2005). A hybrid regularized inversion methodology for highly parameterized environmental models. *Water Resources Research, 41*(10), n/a-n/a. doi:10.1029/2005WR003995

Tonkin, M., & Doherty, J. (2009). Calibration-constrained Monte Carlo analysis of highly parameterized models using subspace techniques. *Water Resources Research, 45*(12), n/a-n/a. doi:10.1029/2007WR006678

Woodward, S. J. R., Wöhling, T., & Stenger, R. (2016). Uncertainty in the modelling of spatial and temporal patterns of shallow groundwater flow paths: The role of geological and hydrological site information. *Journal of Hydrology, 534*, 680-694. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.01.045

Zetterlund, M., Norberg, T., Ericsson, L. O., Norrman, J., & Rosén, L. (2015). Value of information analysis in rock engineering: a case study of a tunnel project in Äspö Hard Rock Laboratory. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards, 9*(1), 9-24. doi:10.1080/17499518.2014.1001401

KARLATORNET, NORDENS HÖGSTA BYGGNAD GRUNDLÄGGS PÅ LÖS LERA?

Bengt Askmar, Norconsult AB

Sammanfattning

All byggnation bör föregås av en geoteknisk undersökning/utredning i syfte att utröna om marken är lämplig för det aktuella ändamålet. Skall det byggas höghus kan man tycka att grundförhållandena är ännu viktigare att utreda innan byggnation så att inte grundläggningskostnaderna blir orimligt höga.

I fallet med Karlatornet styrdes placeringen av tornet mer av tillgången på mark och detaljplanearbetet än de geotekniska förutsättningarna. Lös lera till stora djup och dessutom lutande berggrund har gjort grundläggningsarbetet onödigt komplicerat.

Grundläggningsarbetet startade i augusti 2017 och kommer att pågå fram till sommaren 2018. Grundläggningen utförs med grävpålar med diametern 2,0 m som borras ner 2-7 m i berg.

Summary

All construction should be preceded by a geotechnical survey/investigation in order to determine if the land is suitable for the current purpose. Should high-rise buildings be built, one can think that the basic conditions are even more important to investigate before construction so that the foundations will not be excessively high.

In the case of Karlatornet, the location of the tower was more controlled by the availability of land and the detailed plan work than the geotechnical conditions. Loose clay to large depths and furthermore sloping bedrock has made the foundation work unnecessarily complicated.

The foundation work began in August 2017 and will last until the summer of 2018. The foundation is carried out with 2.0 m diameter bored piles drilled 2-7 m into bedrock.

1 INLEDNING

På Lindholmen ska Göteborgs nya förtätade blandstad, Karlastaden, växa fram tillsammans med Nordens högsta byggnad – Karlatornet. Byggnaden blir ca 240 m hög, ska ha 72 våningar och rymma bla 550 bostadsrätter men också kontor och ett hotell.



Figur 1: Planerade Karlastaden och Karlatornet, Göteborg

I Karlastaden kommer det totalt att finnas ca 2000 lägenheter men även en stormarknad och centrumfunktioner.

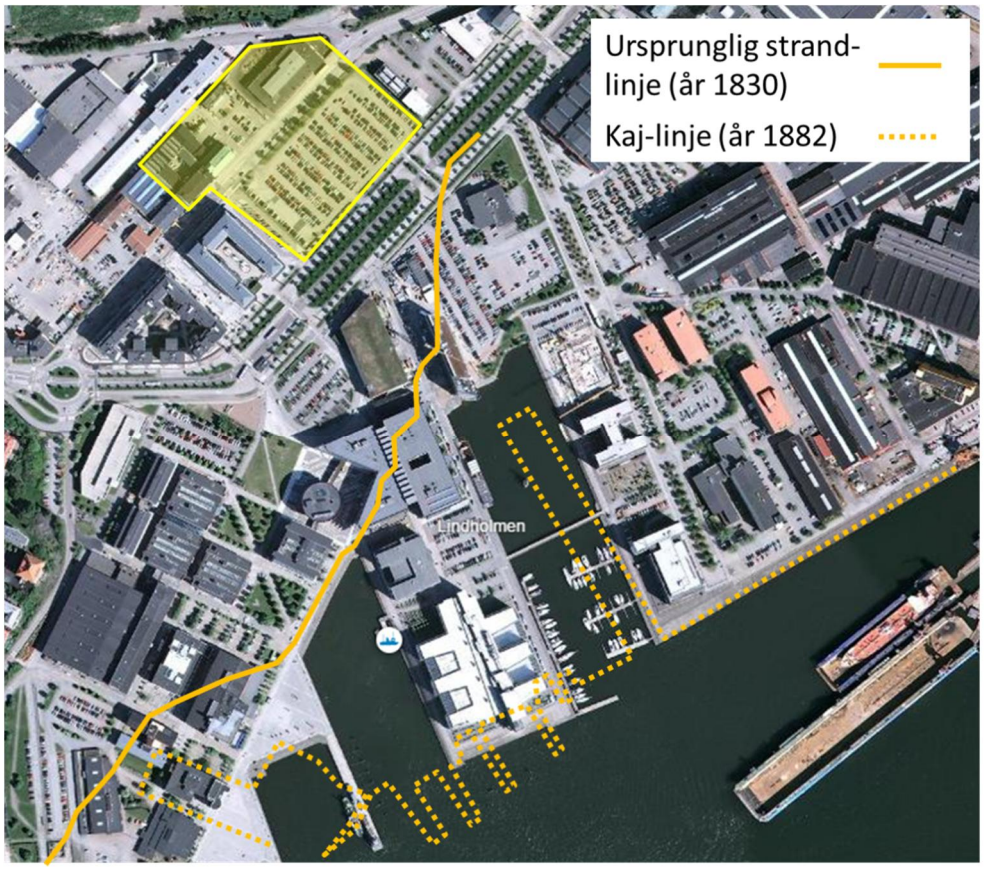
Karlastaden projekteras idag för att ha två källarplan för hela stadsdelen.

Ambitionen är att Karlatornet skall vara klart till Göteborgs 400-års jubileum, dvs 2021. Etapp 1A har startat i Karlastaden och just nu pågår grundläggningsarbetena för Karlatornet.

2 GEOTEKNISKA FÖRHÅLLANDEN

2.1 Allmänt

Utbyggnadsområdet är relativt plant, med nivåer på ca +1,8 till +2,5. Området utgör en del av ett äldre utfyllnadsområde nära Göta Älv och är beläget strax nordväst om tidigare strandlinje, från 1830. Se Figur 2. Tidigare verksamheter i närområdet inkluderar fartygsvarv och verkstäder. I dagsläget finns lokaler som används eller har använts för verkstäder, förvaring samt kontors- och hotellverksamhet m.m. Fastigheten i sydöst har fram till våren 2017 använts som parkering.



Figur 2: Planvy som visar Karlastadens utbyggnadsområde samt ungefärligt läge för tidigare strand- och kajlinje, från 1830, resp. 1882, i relation till nuvarande bebyggelse.

2.2 Jordlager

Jordlagren vid Karlatornet består från markytan av:

- Fyllning till ca 1,8-2,1 m djup
- Torrskorpelera till ca 1,8-3 m djup
- Lera till djup om ca 43 m till strax över 59 m.
- Friktionsjord ovan berg till djup om ca 49 m till som mest ca 70 m.
- Berg

Fyllningen bestod vid undersökningstillfället mestadels av sand men det fanns även innehåll av mulljord, lera, silt, grus och sten. Denna fyllning har dock schaktats ur och ersatts med friktionsmaterial 0-150 mm i en tidigare saneringsentreprenad.

Torrskorpeleran är grå och, i flera av punkterna, sulfidfläckig. Torrskorpans mäktighet varierar mellan 0-1 m inom läget för Karlatornet.

Leran under fyllningen är grå/rostfläckig i sin övre del (till ca 3 m djup) och har en uppmätt vattenkvot på ca 50-75 %. Enligt kolvprovtagningar som utförts kan den underliggande leran, mellan 3-45 m djup, generellt beskrivas som grå/mörkgrå och sulfidfläckig/-flammig. Skalrester förekommer i merparten av proverna ner till 28 m djup, under vilket leran blir mer homogen. Densiteten varierar mellan ca 1,5 och 1,8 ton/m3. Konflytgränsen varierar mellan ca 60-80%.

Sensitiveten uppmätt från fallkonförsök varierar i huvudsak mellan ca 10 och 30. Lerans odränerade skjuvhållfasthet är ca 13 kPa närmast under fyllningen, för att därunder öka till ca 130 kPa på 70 m djup.

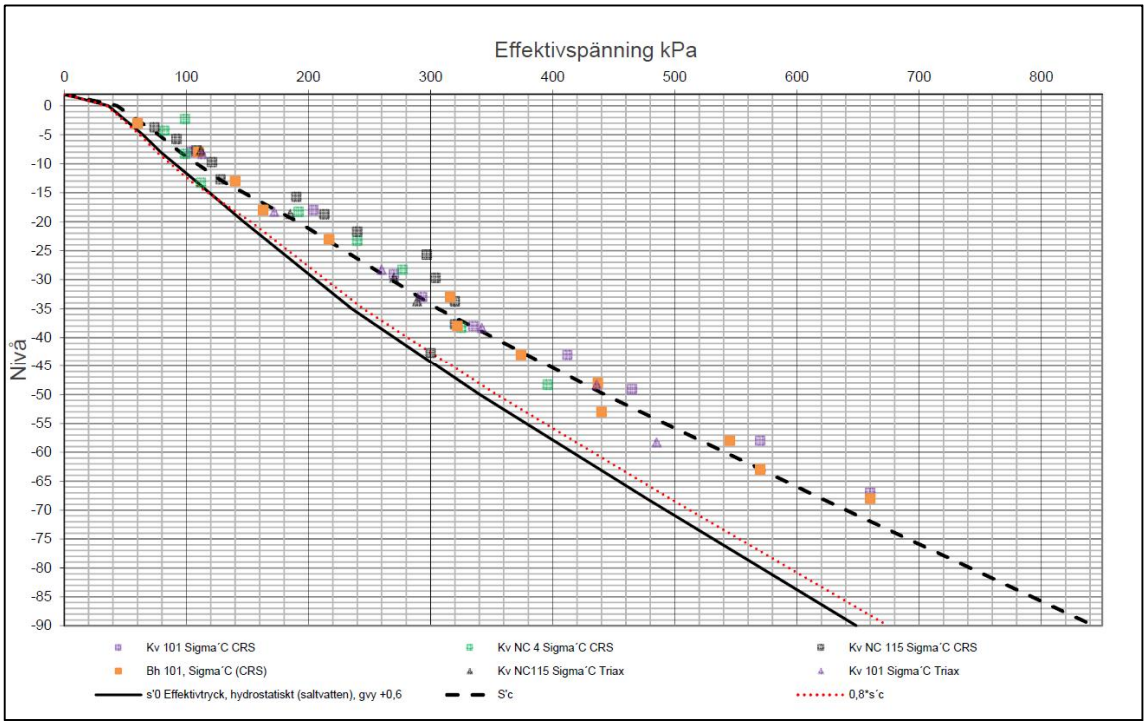
Lerans korrigerade skjuvhållfasthet (m.h.t. konflytgräns), c_u, redovisas i Tabell 1, nedan.

Tabell 1: Vald korrigerad hållfasthet, c_u.

Nivå [m]	c_u [kPa]
+0	13
-8	20
-30	62
-70	130

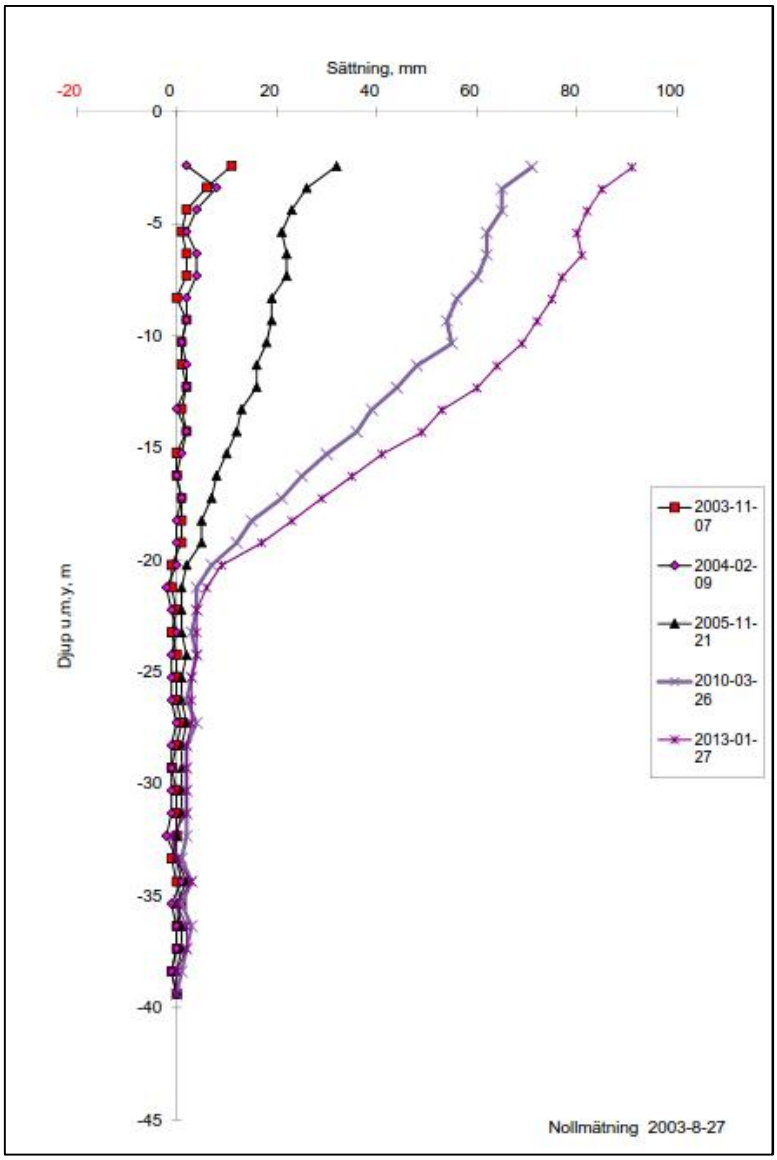
2.3 Sättningsförhållanden

Enligt utförda belastnings- (CRS) och triaxialförsök är leran vid en marknivå på ca +2,3 m och med en hydrostatisk grundvattenyta från nivån +0,6 normal- till svagt överkonsoliderad (OCR ca 1,2-1,3), se Figur 3. Med hänsyn till krypdeformationer genom 20 % reduktion av uppmätta förkonsolideringstryck är leran normalkonsoliderad med pågående krypsättningar ner till ca 20 m djup, medan den på större djup är normal- till svagt överkonsoliderad med hänsyn till krypdeformationer.



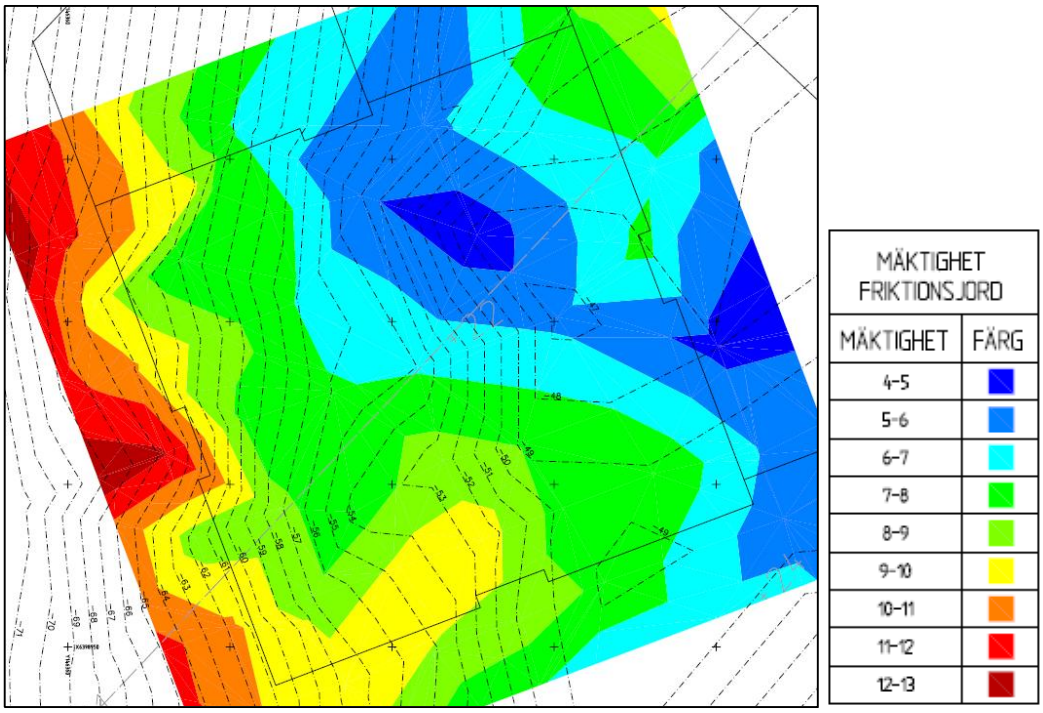
Figur 3: Spänningsdiagram med förkonsolideringstryck och effektivspänning

Vid Lindholmsmotet finns 3 st bälgslangsmätare installerade, varav mätresultat från en punkt redovisas i figur 4. De geotekniska förhållandena är likartade som vid Karlatornet även om avståndet är ca 350 m. Samtliga dessa mätare visar pågående sättningar ner till ca 20 m djup vilket stämmer väl med vår bedömning av krypsättningar och OCR vid Karlatornet.



Figur 4: Bälgslangmätningar från Lindholmsmotet. Från 2003-08-27 fram till och med 2013-01-27.

Under leran finns ett lager friktionsjord med varierande mäktighet. Inom läget för Karlatornet har jord-bergsonderingar indikerat en mäktighet på mellan ca 4,5-12 m ovan berg, se figur 5. Merparten av jord-bergsonderingarna har indikerat förekomst av sten eller block, dock i varierande omfattning. De största blocken är ca 1-2 m i diameter.



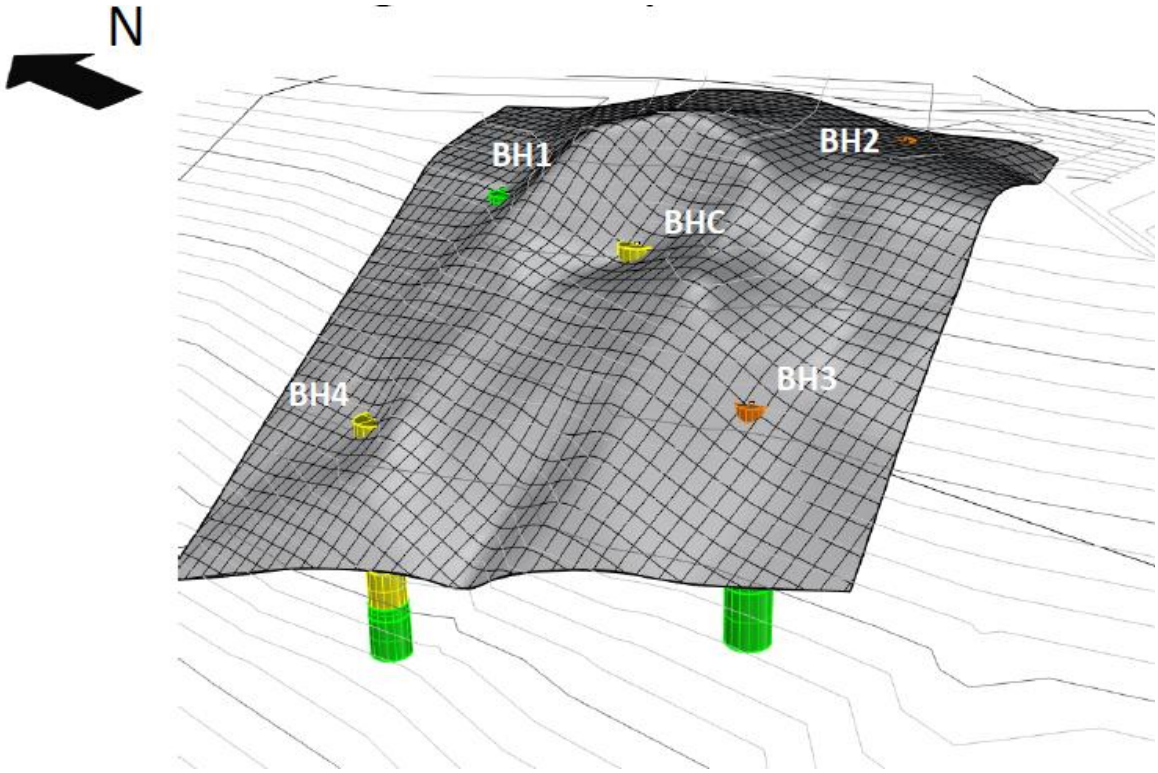
Figur 5: Plan med bergnivåer inom Karlatornet. Färgkartan visar friktionsjordens mäktighet ovan berget enligt tolkningar från jordbergsonderingar.

3 BERGFÖRHÅLLANDEN

Nivån på berggrunden varierar inom Karlatornet, se figur 5 och 6. Berget lutar brant åt väst-sydväst från en mer plan nivå i östra delen av tornet. Berget sluttar från nivå ca -47 till -67 m, dvs djupet till berg varierar mellan ca 49 m till ca 69 m inom läget för Karlatornet. Medellutningen på berget är därmed ca 1:1,5 inom tornet men det finns partier som är brantare än 1:1.

Bergmassan är relativt homogen och består av en förgnejsad granit (Askimgranit) men foliationen på bergmassan innebär att sprickplan har bildats i bergmassan. Bergmassan är dessutom grovkornig och vad som kallas ögonförande, m.a.o. stora mineralkorn.

Bergundersökningen har bland annat bestått av 5 st kärnprovtagningar med efterföljande bergmekaniska tester och filmning av borrhål BHC, se figur 6.

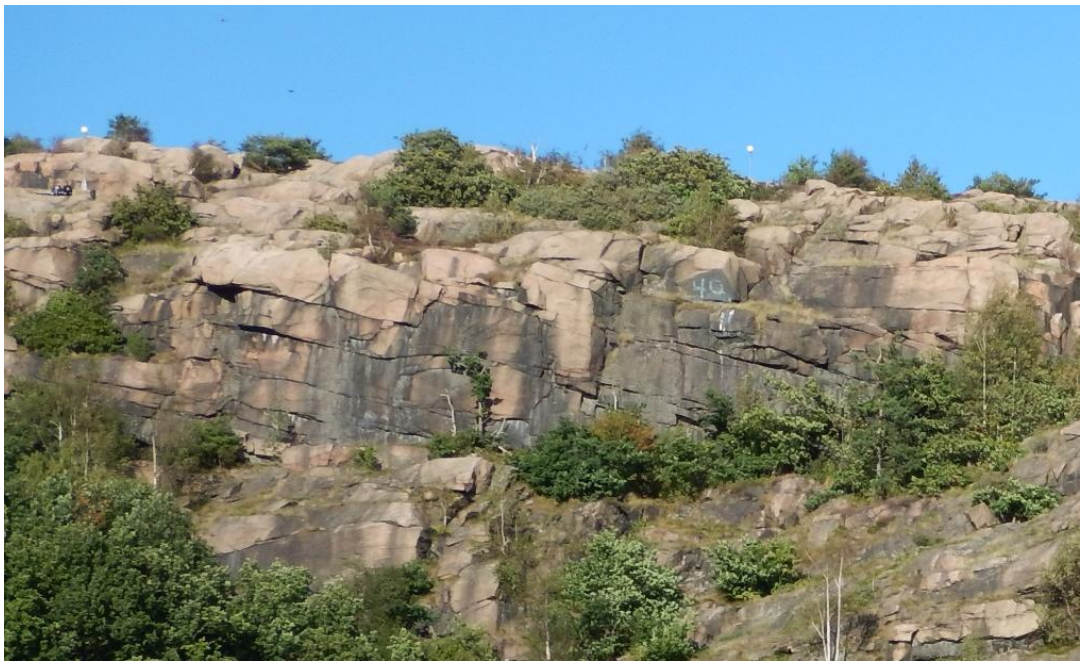


Figur 6: Bergets lutning enligt upprättad bergmodell (Itasca) i läget för Karlatornet.

Ett antal sprickplan genomkorsar alltså bergmassan men bergmassan är inte uppsprucken utan mer av storblockig karaktär på samma sätt som det närbelägna Ramberget, se figur 7.

Tryckhållfastheten för intakt berg inkluderat svaghetsplan i form av foliation bedöms generellt sett ligga mellan 80-100 MPa i medeltal över hela det aktuella området.

Tryckhållfastheten för intakt berg utan att foliationen styr hållfastheten är bedömd till att vara över 160 MPa.



Figur 7: Sydvästra slänten av Ramberget med brantstående sprickplan och bankningsplan.

Empiriska samband mellan karterade sprickkvaliteter och friktionsvinkel anger att friktionsvinkeln för sprickytorna är mellan 20° och 35°.

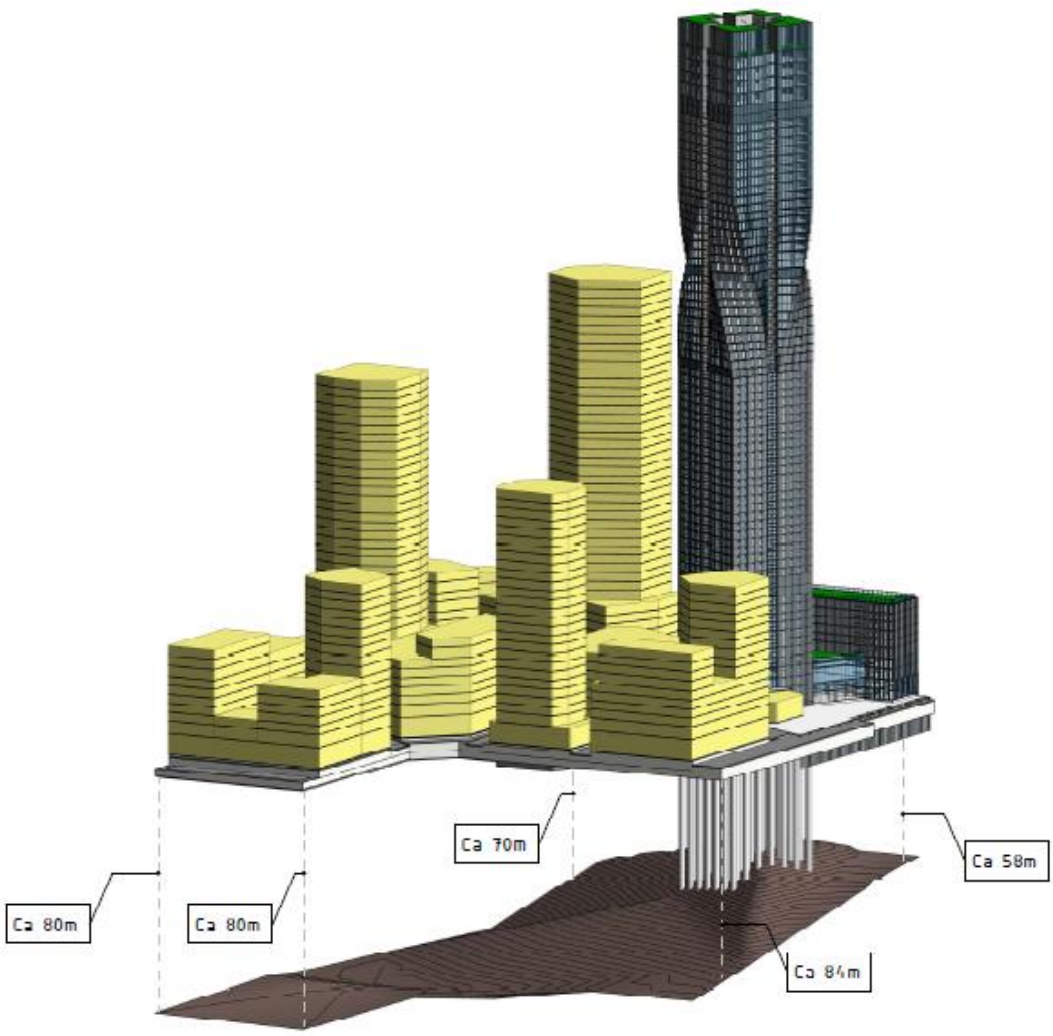
4 GRUNDLÄGGNING

4.1 Grävpålar, dimensionering

Karlatornet skall grundläggas med 57 st grävpålar av varierande längd. Samtliga grävpålar utformas som spetsbärande på berg och har en diameter av 2,0 m. På grävpålarna vilar en platsgjuten armerad bottenplatta med ca 4 m tjocklek.

Lasten från Karlatornet är ca 2000 MN vilket ger ca 35 MN per påle eller 11 MPa per påle i snitt. Karakteristisk tryckhållfasthet i betongen är satt till 50 MPa.

Med hänsyn till bergets lutning samt risken för ogynnsamma sprickplan behövs en inborrningslängd i berget av 2-7 m beroende på placering och last.

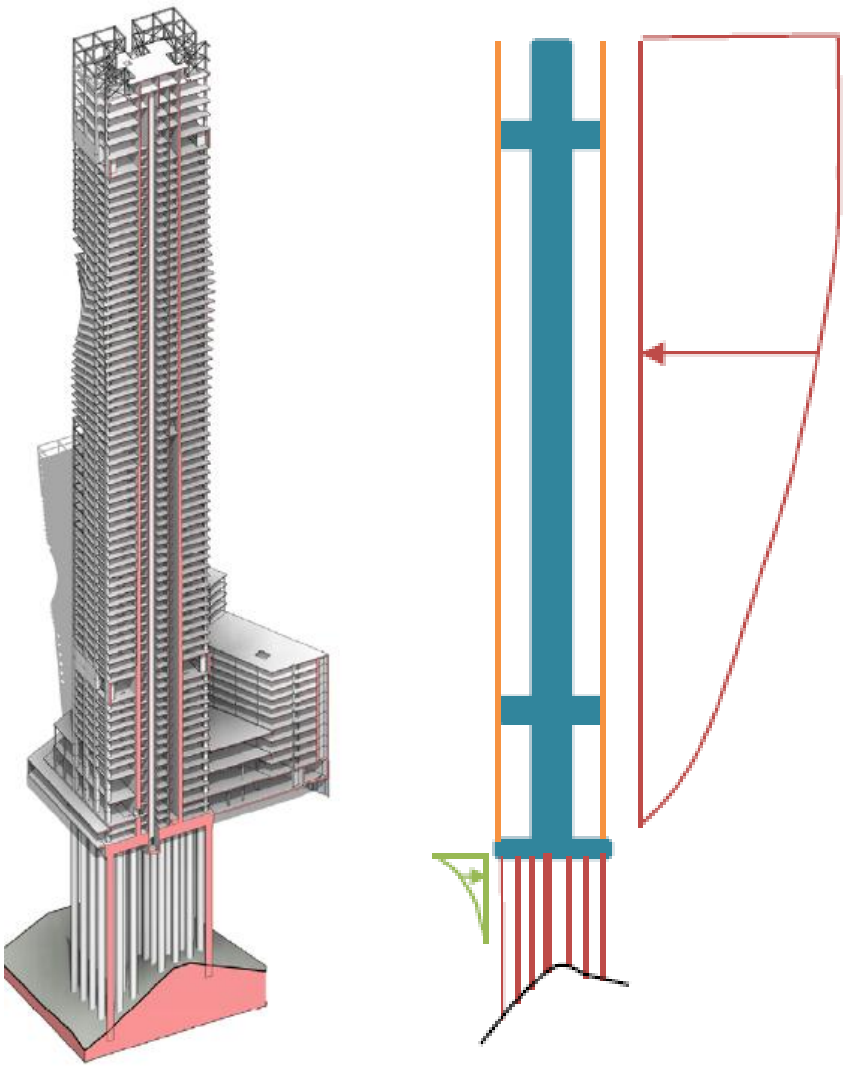


Figur 8: Grävpålar med 50-75 m längd i förhållande till tornets höjd

Byggnadens stora vertikala laster förs ned genom dess kärna till grävpålarna. Samtliga pålar är förankrade i bergmassan vilken tar all vertikal last via pålens spets. Den vertikala lasten i grävpålarna är relativt jämnt fördelad med aningen högre koncentration kring byggnadens kärna.

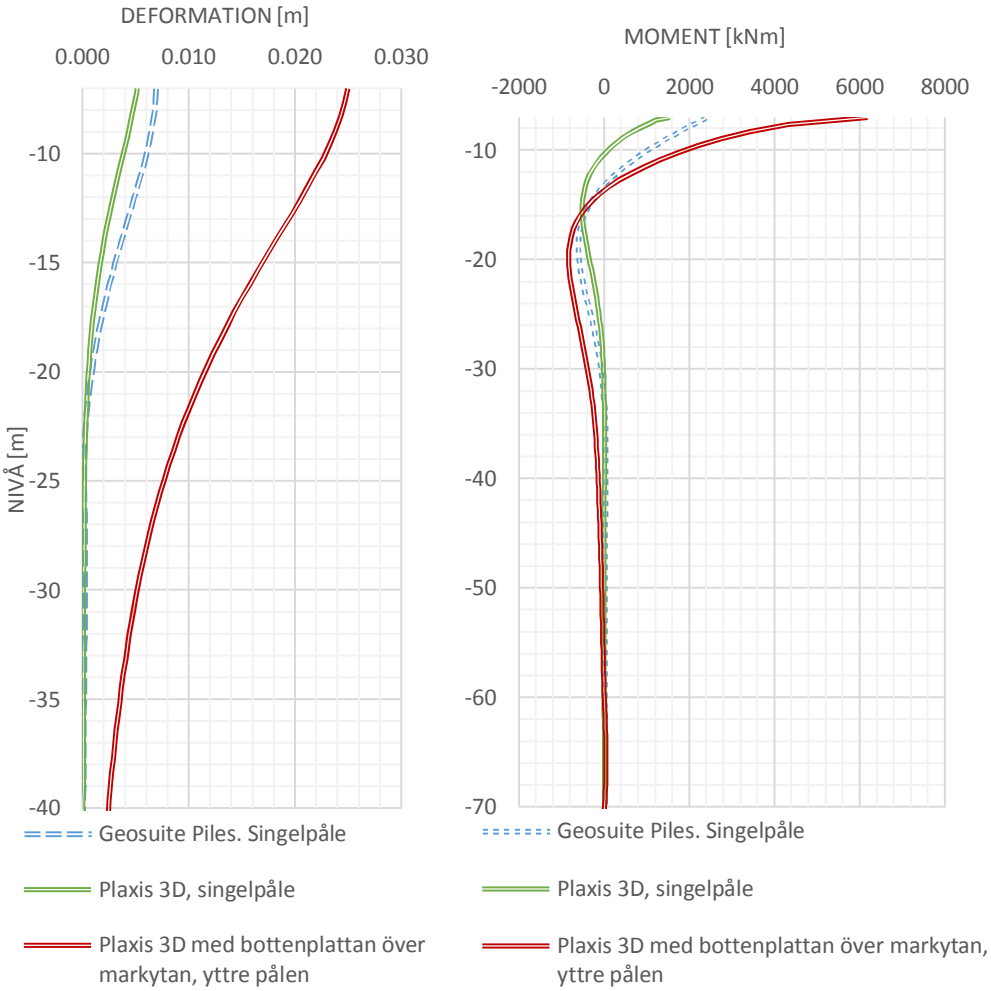
De horisontella krafterna, främst uppkomna från vind, bärs också av grävpålarna. Vindlasten påförs över hela byggnadens höjd och fördelas via kärnan och utriggare till tornets bottenplatta som i sin tur fördelar ut de horisontella lasterna till samtliga grävpålar.

Omfattande beräkningar har utförts i Plaxis 2D och 3D för att beräkna inverkan av bla vindlast



Figur 9: Karlatornets verkningssätt för att hantera de horisontella lasterna.

I figur 10 visas en jämförelse av beräkningar i Plaxis 3D resp Geosuite Piles för en singelpåles deformation och moment, utan inverkan av andra pålar. Dessutom visas som jämförelse deformation och moment för ytterpålen. Lastfallet är dimensionerande last och karakteristiska jordparametrar.



Figur 10: En jämförelse av Plaxis 3D och Geosuite Piles-beräkningar avseende vindlast för en singelpåles deformation och moment, utan inverkan av övriga pålar samt den yttre pålen i en pålgrupp.

4.1 Grävpålar, utförande

Grävpålarna installeras med en Bauer BG 55 borrigg. Foderrör används hela vägen ner till berg, se figur 11. BG 55 har ett maximalt vridmoment av 550 kNm och en tryckkraft av ca 500 kN.



Figur 11: Installation av grävpålar med foderrör, BG 55 borrigg

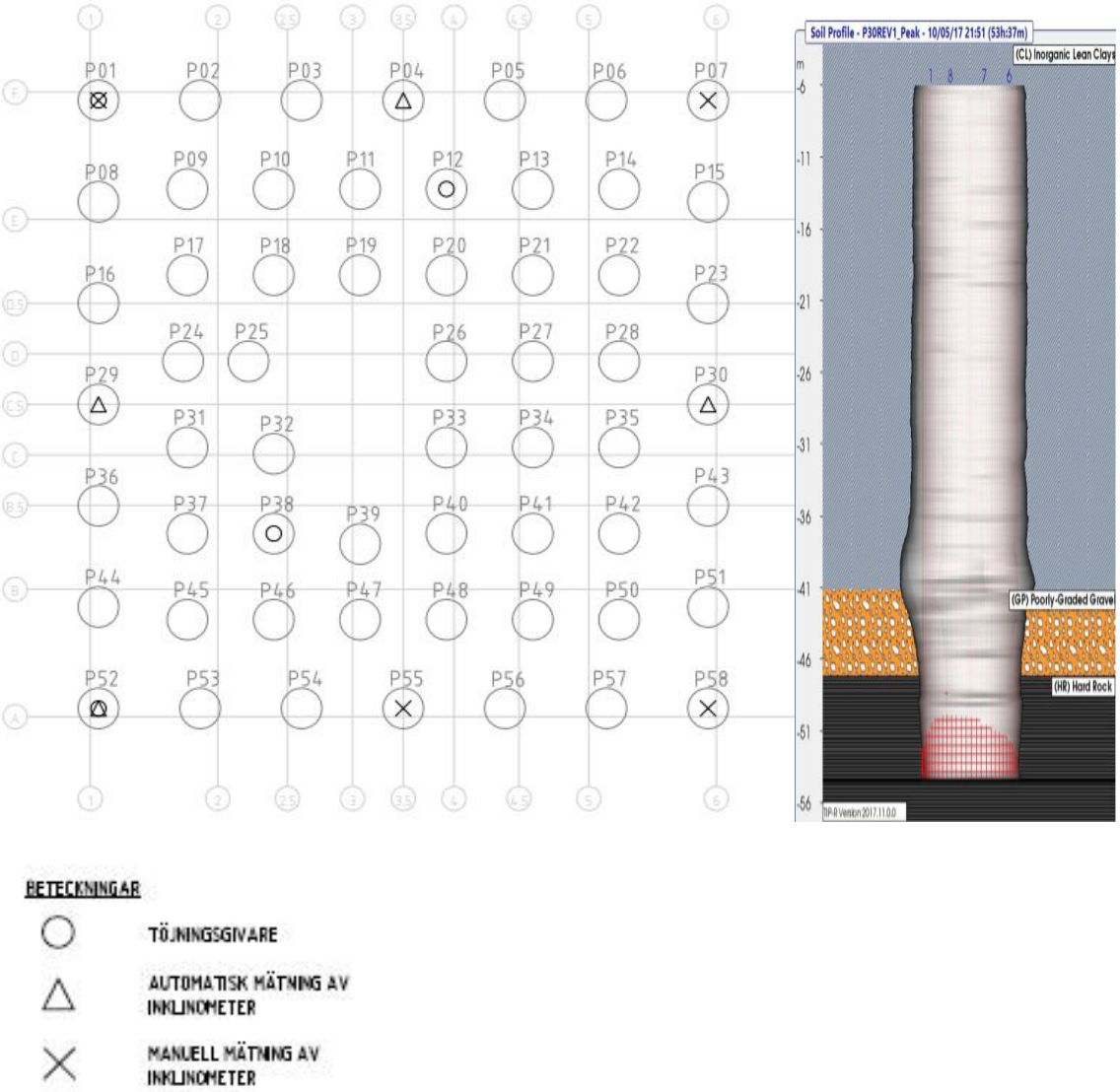


Figur 12: Grävpålens armeringskorg

5 KONTROLLPROGRAM

Utöver det konventionella kontrollprogrammet som omfattar omgivningspåverkan mm skall följande mätningar göras i grävpålarna:

- 4 Grävpålar förses med sammanlagt 96 töjningsgivare.
- 4 Grävpålar installeras med automatiska inklinometrar
- 4 Grävpålar installeras med manuella inklinometrar
- TIP (Thermal Integrety Profiling)- mätning utförs i samtliga grävpålar



Figur 13: Pålplan som visar placering av inklinometrar och töjningsgivare i grävpålarna.

Figur 14: Exempel på resultat från en TIP-mätning på grävpåle

6 SLUTORD

Grundläggningsarbetet har som tidigare nämnts inte pågått mer än ett antal månader. Grävpålarna har instrumenterats för att kunna övervakas under tiden schakt för källarvåningar pågår och allt eftersom last påföres genom byggnation av tornet.

Mycken kunskap bör därför kunna erhållas genom den data som kommer att samlas in.

7 REFERENSER

Ulf Lindfors et al, Itasca Consultans AB, 2017-06-22. *Bergutredning för Karlatornet.*

Andreas Lindelöf, VBK, 2017-06-13. *Projekteringsförutsättningar för Karlastaden.*

Joel Wessman, Norconsult AB, 2017-01-10. *10100-Karlastaden 1A, Geotekniskt PM avseende horisontallaster.*

BANK ÖVER ÖRABÄCKEN, STORA HELVETET, STORLIEN

Magnus Ruin, ÅF Infrastructure AB

Per-Evert Bengtsson, PEB Geoteknik AB

Sven-Olof Bergqvist, Trafikverket

Sammanfattning

Järnvägsbanken, som kallas Stora helvetet, ligger på sträckan Storlien – norska gränsen, strax öster om riksgränsen till Norge. Banken byggdes 1877-1879 och utfördes under svåra förhållanden. Den är som mest cirka 24 meter hög och 150 meter lång, extremt brant med glacis och stensatta slänter. I november 2013 beslutade Trafikverket att stänga järnvägen mellan Storlien och riksgränsen för trafik, på grund av oro för att järnvägsbanken var instabil. I januari 2015 återupptogs trafiken på banken efter omfattande undersökningar och utredning, samt åtgärder för att höja säkerheten. Under 2016 påbörjades bygget av ny bro över Stora helvetet. Under våren 2017 har banken förstärkts med bland annat jordspikning. Delar av banken kommer att rivas efter att bron tagits i bruk under 2018.

Summary

The railway embankment, called ”Stora helvetet”, is situated on the rail way line Storlien - Norwegian border, just east of the national border to Norway. The embankment was built in 1877-1879 and was conducted under difficult conditions. It is about 24 meters high and 150 meters long, extremely steep with rock covered facing. In November 2013, the Swedish Transport Administration decided to close the railway between Storlien and the national border for traffic, due to concerns that the railway embankment was unstable. In January 2015, traffic was resumed after extensive investigations, as well as measures to increase the safety. In 2016, the construction of a new bridge over the “Stora helvetet” was started. During the spring of 2017, the embankment has been stabilized with soil nailing. Parts of the embankment will be dismantled after the bridge is in operation in 2018.

1 INLEDNING

Järnvägsbanken över Örabäcken är belägen strax väster om Storlien på järnvägslinjen från Storlien till Meråker i Norge. I november 2013 beslutade Trafikverket att stänga järnvägen mellan Storlien och riksgränsen för trafik,

på grund av oro för att järnvägsbanken över Örabäcken också kallad Stora helvetet var instabil. En expertgrupp tillsattes för att utreda bankens stabilitet och värdera riskerna med att återuppta tågtrafiken, samt för att ta fram förslag på åtgärder för att säkra bankens stabilitet.



Figur 1: Kartbild över Storlien – riksgränsen (www.eniro.se)

Järnvägsbanken över Örabäcken har varit i drift sedan 1879 och av vad som framkommit i utredningarna, finns det ingen liknande bank i Sverige (någon enstaka liknande bank finns i Norge).



Figur 2: Järnvägsbanken Stora helvetet sedd från den Norska sidan (ca km 751+615)

Banken är uppbyggd på två olika sätt. Den östra delen mot Storlien med en övre glacisklädd brant del, en mycket flack terrass och därunder en mindre brant, likaledes glacisklädd del. Denna cirka 100 m långa del är grundlagd direkt på berg och ca 24 meter hög. Genom denna del av banken finns en stensatt dubbeltrumma som leder Örabäcken genom banken. Trummorna mynnar ut strax under terrassen på den flackare delen.

Den västra delen av banken mot Norge som är cirka 80 m lång, har en flackare lutning och är stenbeklädd med mindre stenar och saknar glacis. Denna del av banken är grundlagd på naturlig morän. Dess flackare lutning medför att den kan ses mindre spektakulär, men observationer genom åren har föranlett mer oro utifrån skredsynpunkt. Släntlutningen är här ungefär lika med den under terrassen. På denna del finns rörelser i släntytan som har referats till som ”utbuktningen”.



Figur 3: Banken sedd från norska sidan med den flackare delen i förgrunden med den så kallade utbuktningen

PASS 4-2

2 BANKENS HISTORIA

Järnvägsbanken över Örabäcken byggdes i samband med bygget av Norrländska tvärbanan och har varit i drift sedan 1879. Bygget utfördes under stora umbäranden och namnet Stora helvetet kan ha sin bakgrund i detta. Det har inte gått att hitta ritningar eller tekniska beskrivningar över banken i Trafikverkets arkiv. Som dokumentation över bygget finns endast generella

beskrivningar som texten nedan. Utdrag ur ’Beskrifning öfver Stambanan genom Norrland’, Rudolf Cronstedt, 1882, sid 151-152:
”Sedan banan, efter att hafva lemnat Storliens station, tvenne gånger passerat Stortelvan (benämningen af Stördals-elfven i dess öfre lopp) å broar med 30 fots spann, samt den deremmelan liggande Lilltevlan å en bro med 20 fots spännvidd, inträngер den i en af fjellmyrar och berguddar omvexlande terräng, der snart sagdt intet jordkorn kunnat erhållas till banfyllningarna, utan der banvallen å hela den återstående, vid pass 8,000 fot långa, sträckningen till Riksgränsen måst bildas dels genom bergsprängning och dels genom den utsprängda stenens utfyllning i de skärningarna sammanbindande bankarne. Flera af dessa bankar hafva ansenliga dimensioner , såsom den öfver den ’Lilla Helvetet’ kallade synnerligt vilda, bergklyftan och den öfver den strax intill Riksgränsen liggande Örbäcken, hvilken senare bank håller 800 fot i längd och hvars höjd uppgår ända till 100 fot. Denna sistnämnde bank, genom hvilken en större dubbeltrumma för Örbäcken är framdragen är helt och hållet uppförd af sten, hvilken å bankens sidoväggar blifvit lagd i ordentliga förband. De flesta af de bergskärningar, som å denna sträcka förekommit, hafva erfordrat långt mera arbetet och kräft större kostnad än hvad på förhand kunde påräknas, emedan, då bergarten hufvudsakligen utgjordes af glimmerskiffer, af lös och vittrande beskaffenhet, det blev nödvändigt att från sidoväggarna utspränga så betydliga qvantiteter löst berg, att skärningarnas kubikmassor på många ställen ökades med ända till 50 procent af deras beräknade innehåll.”



Figur 4: Banken över Örabäcken (Stora Helvetet) enligt vykort från tidigt 1900-tal.

Banken är uppbyggd av glimmerskiffer och redan vid byggandet av banken visste man att den var vittringsbenägen och inte särskilt lämplig som bankmaterial. Bankmaterialet kommer från de lokala bergskärningarna som består av glimmerskiffer.

2.1 Tidigare mätningar och undersökningar

Under årens lopp har undersökningar och inmätningar av konstruktionen genomförts för att få en uppfattning om nedbrytningen. Det har utförts mätningar på banken i många omgångar. Det finns dokumenterat att mätningar utfördes redan 1948 på grund av rörelser i banken.

Under årens lopp har bankens tillstånd utretts vid flera tillfällen och förslag tillåtgärder tagits fram. Det har dock aldrig utförts några åtgärder, men övervakningsprogram med inmätningar har genomförts och rörelser har konstaterats.

Vid jämförelse av tidigare mätningar (1984-1992) med mätningar (2012-2014) och de senaste årens mätningar så visar de inte på någon dramatisk förändring i rörelsehastighet, vilket tyder på en kontinuerligt pågående nedbrytning av banken och att denna nedbrytning har pågått under lång tid. Såväl tidigare som nya mätningar visar också att sättningarna i den centrala delen av banken, under spåret, är avsevärt större än motsvarande sättningar och sidorörelser i bankens slänter. Tjälrörelser förekommer i den översta delen av banken.

De flesta observationer om att det är dåligt spårläge med hänsyn till tjälrörelser samt pågående rörelser, och då störst i huvudsak inom den flackare delen av banken mot Norge, är i princip från sektion km 751+610 till sektion km 751+630, vid den så kallade utbuktningen.

3 UTREDNING

Vid trafikstoppet i november 2013 tillsatte Trafikverket en expertgrupp för att utreda banken och eventuella åtgärder för att kunna återuppta trafiken.
Utredningen omfattade:

- genomgång av tidigare utredningar, mätningar och dokumentation
- geotekniska och geofysiska undersökningar
- stabilitetberäkningar
- förslag till åtgärder och begränsningar för banken

3.1 Geotekniska undersökningar

Kompletterande geotekniska undersökningar utfördes våren 2014 av Miljögeo i Västervik, med Kjell Hidsjö som fältgeotekniker. Dels utfördes kärnprovtagning för att kunna ta prover på bankmaterialet och dels jord-bergsondering samt foderrörsborrning. Två av de kärnborrade hålen har filmats. Hål har också borrats genom den övre glacisen för att undersöka dess uppbyggnad och tjocklek. Totalt utfördes geotekniska undersökningar i sju punkter. Borrningarna har utförts i ytterkant sliper på antingen vänster eller höger sida om spåret.



Figur 5: Geotekniska undersökningar våren 2014

3.1.1 Kärnprovtagning och filmning

Den kompletterande kärnprovtagningen utfördes med målsättningen att få upp prover från fyllningen och att i borrhålen filma för att få bättre underlag för bedömning av bankens uppbyggnad men även hur långt förvittringsprocessen har fortskridit.

Kärnborrningen utfördes av erfaren fältgeotekniker och med S-Geobor, som är ett ”tripple tube wire line” system med 102 mm kärna, som i kombination möjliggör provtagning under svåra förhållanden. I tidigare undersökningar har inte denna typ av provtagning utförts för den aktuella banken. Provtagningsmetoden har möjliggjort att ta upp hela borrkärnor som kan visa på mängden vittrat material och mängden block.

Karteringen och filmningen av borrhålen visar på staplade block med stora håligheter i de centrala delarna av banken. Vittringsgraden varierar i banken, generellt var det bättre i de centrala delarna av banken. I den flackare delen

mot Norge har vittringsprocessen gått längre och här är det mer löst material och mindre block. Kärnprovtagningen bekräftade att bankmaterialet består av glimmerskiffer (fyllit och amfibolit) med varierande vittringsgrad. Översta delen av bankmaterialet under spåret var mycket varierande, och bitvis av mycket dålig kvalitet, med bland annat matjord under slipers ner till 1-2 meters djup.

3.1.2 Inklinometerrör

Efter att borrningarna utförts har inklinometerrör installerats i borrhålen och injekterats med cement-bentonit suspension för att dels ge möjlighet till mätning av horisontalrörelser, samt att fylla hålen och förhindra inre erosion i banken. Vid injekteringen och installation av inklinometerrören användes en geotextilstrumpa runt röret för att förhindra att injekteringsbruket skulle rinna ut okontrollerat i banken.

3.1.3 Geofysiska undersökningar

Geofysiska undersökningar utfördes med metoden refraktionsseismik för tre linjer parallellt med spår. En linje i överkant av banken i läget för spåret, en linje i princip i läget för avsatsen mellan övre och nedre glacisen i slänten mot E14 samt en linje längs foten till slänten mot E14. Metoden ”Cross-hole tomografi” användes för tre tvärsektioner till banken vinkelrätt spåret. Undersökningar har utförts under maj 2014 under ledning av Håkan Mattsson, Geovista.

Tolkningen från de geofysiska undersökningarna visar att banken i princip är likadant uppbyggd och det går inte från undersökningarna att hitta några större områden med varierande jordlager.

3.2 Stabilitetsberäkningar och riskanalys

Bankens stabilitet har beräknats i flera tidigare utredningar. I dessa tidigare beräkningar med traditionella beräkningsmetoder har banken beskrivits geotekniskt som en fyllning av jord, vilket förutsätter en helt nedvittrad glimmerskiffer. Både den historiska beskrivningen av banken och den kompletterande undersökningen visar emellertid att banken är en konstruktion av lagda stenar (om än vittringsbenägna). De principiella beräkningarna har utförts med olika alternativ för bankens uppbyggnad och genomfördes med en beräkningsmodell som inte tillämpats i tidigare utredningar. Syftet med beräkningarna var att illustrera vad olika grad av vittring av bankmaterialet betyder för stabiliteten för banken.

Beräkningsresultaten visade på stor spridning i resultat beroende på olika antaganden om bankens nuvarande struktur med hänsyn till nedbrytning av bankmaterialet. Det har därför bedömts att bankens säkerhet bäst bedöms genom fortlöpande noggranna mätningar (observationsmetoden). Dessutom måste till denna finnas en åtgärdsplan som hanterar situationen om mätningarna visar att man inte håller sig inom förväntade gränser för rörelser, portryck i moränen och vattennivå i Örabäcken.

4 ÅTGÄRDER

Det beslutades att banken skulle vara i drift en begränsad tid, samtidigt påbörjades projektering av en permanent lösning för att långsiktigt säkerställa trafikering på sträckan. Följande åtgärder har utförts, för att säkerställa trafiken på banken:

- förbättring av övre delen av banken genom byte av material (ca 1 till 2 m djup). Den nya fyllningen har armeras med geonät och försetts med fiberduk i botten för att förhindra att finmaterial försvinner ner i bankens håligheter.
- förbättrad avvattning av banken mot Norge
- nytt spår och slipers
- skyddsräler
- etablering av skredvarningsanläggning som stoppar trafik vid skred
- etablering av kontrollprogram
- regelbunden skevningsmätning
- regelbunden manuell inmätning av spår och punkter i banken
- förtätad regelbunden inspektion av spår och bank
- etablering av nytt automatiskt mätsystem för kontinuerlig övervakning av rörelser av banken, vattennivån i Örabäcken och portryck i moränen. Mätresultat skickas direkt via Internet till ansvarig geotekniker, som har att regelbundet skriftligt rapportera resultatet av mätningarna samt ge förslag till åtgärder om man närmar sig uppställda gränsvärden.
- beredskap att åter stänga trafiken vid accelererande nedbrytnings-hastighet eller andra onormala förhållanden finns

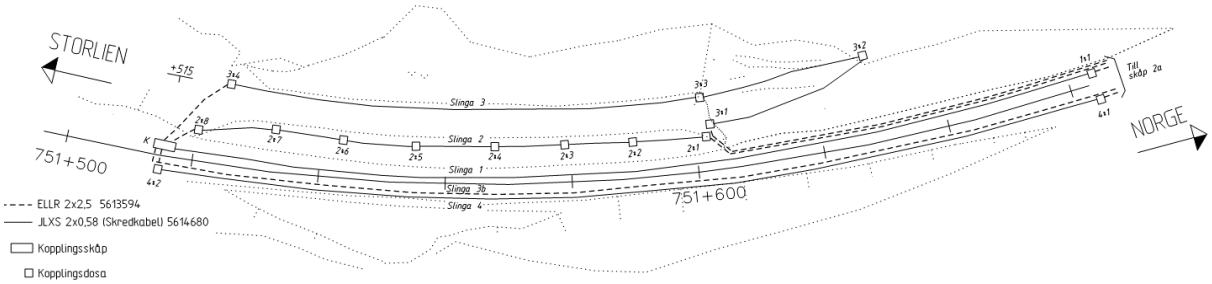
4.1 Skredvarningsanläggning

För att höja säkerheten har en skredvarningsanläggning installerats i Stora Helvetet. Anläggningen är av typen trådslingor (spända mellan fästpunkter) som vid stora differensrörelser mellan fästpunkterna dras av. Brottet i trådslingan styr trafiksignaler som stoppar trafiken på spåret.

Liknade system har använts på andra ställen i Sverige, Getå och Charlottenberg. Vid dessa system har det funnits problem med

anläggningarna vilket orsakat falsklarm och onödiga avbrott i trafiken. För skredvarningssystemet i Stora Helvetet har man försökt bygga ett så robust system som möjligt.

Anläggningen togs i drift innan återupptagandet av trafikeringen av banken och består av i princip fyra längsgående slingor. Två slingor i överkant av bank förlagda på varsin sida om spåret strax utanför slipersändarna. Varav en larmslinga förlagd i befintlig kanalisationsränna och en larmslinga förlagd i en ny kanalisationsränna. En tredje larmslinga fastsatt i punkter i den nedre delen av den övre glacisen mot E14 på ca 1,5 m höjd från avsatsen. En fjärde larmslinga som går i överkant av nedre glacisen mot E14 och ut mot det område som normalt har kallats för utbuktningen.



Figur 6: Planritning över larmslingorna. Trafikverket (2014)

4.2 Kontrollprogram för manuella och automatiska mätningar

För att se trender och ha kontroll innan ett eventuellt skred har ett kontrollprogram tagits fram med manuella och automatiska mätningar med syfte att övervaka vertikala och horisontella rörelser i banken med millimeternoggrannhet. Övervakning sker också av skevning i spåret och ökning av vattentryck i och utanför trumman samt portryck i moränen. Mätningarna ligger till grund för att övervaka banken och höja säkerheten vid drift. Resultaten från mätningarna utvärderas kontinuerligt för att se trender och bevaka uppsatta larm- och varselvärden.

4.2.1 Manuell sättningsmätning med klockspik på slipers

För att mäta vertikala rörelser i banken (spåret) installerades nya klockspik på slipers efter upprustningen av spåret. Nya klockspik installerades:

- c/c 10 m mellan km 751+500 och km 751+600
- c/c 5 m mellan km 751+600 och km 751+630
- c/c 10 m mellan km 751+630 och km 751+680

4.2.2 Inmätning på stenar i glacis och slänt

Inmätning av mätpunkter på utvalda stenar på ytan av banken genomförs. Inmätningen utförs i (3D) i fyra sektioner, km 751+555, 751+595, 751+609 och 751+620. I varje sektion mäts på båda sidor av banken med tre nivåer på båda sidor i km 751+609 och 751+620 och tre nivåer på insidan (slänten från E14) och sex nivåer på utsidan (slänten mot E14) i km 751+555 och km 751+595.

4.2.3 Manuell skevningsmätning

Mätning utförs med sola pass enligt Trafikverkets praxis. Skevningsmätningen utförs med mätbas 6 m över hela banken i samma sektioner som klockspikarna är installerade.

4.2.4 Automatisk mätning av horisontella rörelser

Horisontella rörelser övervakas med hjälp av automatiska inklinometrar. Givarna är installerade i fem av de rör som sattes vid borrningarna i banken. Givare av typen Slope Indicator är installerade. De har inbyggda temperaturgivare och är kalibrerade för -10 till +10 grader. Mitt på sommaren kan temperaturen överskridas och påverkar tillfälligt noggrannheten i mätningarna. Automatiska inklinometrar i de nya rören har installerats i följande sektioner: 751+560H, 751+560V, 751+580V, 751+615V, 751+625V. Inklinometergivarna i de nya rören sitter med 2 m avstånd i vertikalled i de nedre delarna av banken och med 1 m avstånd i vertikalled i de övre delarna av banken för högre noggrannhet. Inklinometrarna mäts automatiskt var 15:e minut. Resultat skickas till mätserver med grafisk redovisning. Larm skickas med sms vid överskridande av larm eller varselgräns.

4.2.5 Automatisk sättningsmätning med SAAF

För att utvärdera om vertikala rörelser kan mätas automatiskt på ett tillförlitligt sätt, har en SAAF (Shape Array Accelerometer Field) installerats. Då banken mäts in tätt manuellt ger det en bra möjlighet att utvärdera systemet. SAAF är en kedja av 0,5 meter långa segment med vinkelgivare i varje segment och kan användas för att mäta både vertikalt, lutande och horisontellt.

Sättningsmätning utvärderas med SAAF med givare mellan ca km 751+610 till km 751+635, ca 25 m på vänster sida om banken i ett horisontellt rör som har installeras strax under markytan längs spåret. Ändarna på SAAF givaren mäts in manuellt med samma frekvens som avvägning av klockspiken.

4.2.6 Automatisk mätning av vattennivå i och utanför trumman

Vattennivån övervakas med två stycken tryckgivare som installeras i och utanför trumman på ett tillräckligt avstånd från trumöppningen. Systemet gör det möjlighet att upptäcka eventuell dämning i eller utanför trumman.

4.2.7 Automatisk mätning av portryck i moränen

Två portrycksgivare har installeras i bankfot på vänster sida i sektion cirka 751+620. Den övre portrycksgivaren sitter i mitten av moränlagret och den undre i underkant morän ovan berg. Portrycksgivarna är installerade i portrycksspetsar av typen BAT ansluts för automatisk övervakning.

4.3 Förstärkning med jordspikning

Den flackare delen av banken mot Norge har både historiskt och vid de fortsatta mätningarna och från undersökningarna visat sig vara den delen av banken som har störst rörelser och vid undersökningar mest vitrat material. Det är också här som den så kallade utbuktningen finns, som visar på att rörelser sker i den stensatta släntytan. I området har det pågått en mycket långsam kryprörelse i bankmaterialet.

För att höja säkerheten beslutades att förstärka banken med jordspikning och armerad sprutbetong. Jordspik av typen MAI 51 har installerats med ett centrumavstånd av 2 meter. Planerat var fem rader och en längd i jord av 7 - 10 m.



Figur 7: Utförd jordspikning

4.3.1 Problem med injekteringsbruk och genomsläppligt bankmaterial

Det var planerat att stagen skulle borras med 30 graders lutning och förankras i bankmaterialet. När produktionen startade kunde det dock snabbt konstateras att bankmaterialet var mycket genomsläppligt och injekteringsbruket riskerade att rinna ned i Örabäcken med miljömässiga konsekvenser. För att förhindra detta ändrades installationsförfarandet och stagen borrades med vattenspolning i bankmaterialet istället för som konventionellt med cementbruk. För att fortfarande få avsedd förankring beslutades att stagen skulle borras i 45 graders lutning och in i berg och injekteras med en begränsad mängd cementbruk i berg och morän. Stagen har provdragits för att verifiera kapaciteten. Antalet rader jordspik ökades också på den västra delen av banken.

4.3.2 Rörelser i banken vid installation av jordspiken

Installationen utfördes på tågfri tid och före varje tågpåsläpp kontrollerades skevning på spåret och inmätning av banken. I området för jordspikningen finns också två inklinometrar som också användes för övervakning. Små sättningar i bankmaterialet kunde observeras under utförandet. Vid ett tillfälle blev det plötsligt indikation på större horisontalrörelser i en av inklinometrarna varvid trafiken stoppades under ett dygn till injekteringsbruket i de installerade stagen härdat. Efter detta justerades installationsordning så att en begränsad mängd stag installerades i ett område åt gången. Direkt efter installationen har kryprörelserna i banken varit större än innan, för att sedan avta igen.

4.4 Ny bro över Örabäcken

Under 2015 påbörjades projektering av permanent lösning och den slutliga åtgärden blir en ny bro. Med hänsyn till att bankmaterialet långsamt bryts ned och beständigheten för banken är begränsad och riskerna med dubbeltrumman beslutade Trafikverket att bygga en bro som ersättning till den befintliga banken. Den nya bron började byggas 2016 och ska stå klar under 2018.

Den nya bron är en samverkansbro med en längd av 233 m och byggs mellan befintlig järnväg och E14 och den nya dragningen innebär en linjerätning av banan, med en kurvradie på 500 m mot dagens 296 m. Den nya bron byggs med stöd grundlagda på berg med schakter inom spont i bankfot nedströms banken.



Figur 8: Lansering av nya bron

5 REFERENSER

Alén, C., Bashiry, E., Bengtsson, P.-E., Håkansson, S., Olsson E.-L., Pettersson, R., Ruin, M. och Smekal, A., 2014. *Bank över Örabäcken, Storlien (Stora Helvetet) Expertgruppens utredning*, Trafikverket Publikationsnummer: 2014:130 Diarienummer: TRV 2015/766 ISBN: 978-91-7467-656-3

Cronstedt, R., 1882. *Beskrifning öfver Stambanan genom Norrland*

TREHUNDRATUSEN METER PÅLAR I DIKET

Johnny Wallgren, Michael Sabattini,
Peab Anläggningsteknik

Sammanfattning

Göteborg växer och ytan närmast omkring centralstationen ut mot Göta älv planeras bebyggas där väg E45 ligger idag. För att frigöra denna yta sänks E45 ner 7m och det byggs fyra stadskvarter, som kommer vara 8-14 våningar, ovan E45.

Lermäktigheten i området är upp emot 100m och lasterna från tunnel och ovanpåliggande kvarter är stora vilket gör att sättningar blir viktiga att hantera. Koncentrerade laster tillsammans med den lösa leran resulterar i att hundratusentals meter pålar måste slås ner, som också ger problem med massundanträngning.

För att hantera dessa problemställningar har bland annat en ny påltyp utvecklats och stort fokus har lagts kring avancerade geotekniska försök, sättningsberäkning samt kontroll av omgivningspåverkan.

Summary

Gothenburg is growing rapidly, especially the area between the central station and Göta River, where E45 presently is located. To gain access to this valuable area, the E45 is planned to be in a tunnel with four quarters of 8-14 story tall buildings resting on top of the tunnel.

In the area, that the tunnel is planned, there is about 100 m stratum of relatively soft clay, and the loads from the tunnel and buildings are large. Concentrated loads and the soft clay has resulted in hundreds of thousands of meter rammed precast concrete micro-piles, which in its turn gives problem with mass displacement.

To handle these problems a new pile type was invented for the project and great focus and effort has been on advanced geotechnical lab results, settlement analysis and monitoring of displacement in surrounding structures.

1 INLEDNING

Staden planerar omfattande byggande längs södra älvstranden och området närmast centralstationen som idag utgörs av logistikcenter och outnyttjad mark. Som del i denna stadsutveckling byggs även E45 i området utanför centralstationen om. Vägen kommer sänkas ner 6-7m på en sträcka av ca 900m, varav ungefär 400m överdäckas direkt. Resterande del av sträckan förbereds för att i framtiden kunna överdäckas. Detta skapar möjligheter att bebygga markytan ovan E45.

Området trafikeras av ca 55 000 fordon per dygn. Vilket kräver omfattande nya förbifarter för att klara de olika utbyggnadsstegen med bibehållen trafikmängd.

Det är dessutom flera andra stora omkringliggande projekt igång samtidigt som t ex Regionens hus, kv Platinan, nya hisingsbron och västlänken som kräver samordning och samarbete.

På projekteringssidan på geo har främst Peab Anläggningsteknik, Geokonsult AB, ÅF och Geomind hjälpts åt. Byggstart var 2016 och projektet beräknas vara klart under 2020.

2 ALLMÄNT

2.1 Kortfattad ”geoteknisk” historik

Älven var tidigare betydligt bredare. Segelrännan på älven muddrades och staden använde muddermassorna till att fylla upp Gullbergsvass under mitten av 1800-talet. Utfyllnadsmäktigheten där E45 idag ligger är ca 3-4m. På de historiska kartorna nedan i Figur 1 illustreras uppfyllanden.



Figur 1: Göteborgs centrum 1790 till vänster och 1890 till höger. (Ramböll, et al., 2015)

Dessa utfyllnader ger fortfarande sättningar i området. Vid 1900-talets början låg den spårbunda infrastrukturen längre norrut än idag. Med bland annat stationshus för västgötabanan och Berslagsbanan intill E45 och med godsmagasin mitt i E45. Både byggnader och spår pålades. Inom projektet har hittills påträffats ca 2000 träpålar i schakterna.

2.2 Geoteknik

Området består av fyllnadsmassor ca 3-4m underlagrat av ca 70-100m lera och sedan några meter morän på berg. Leran är normalkonsoliderad i övre delen av profilen och svagt överkonsoliderad mot djupet med en OCR på ca 1.3 mot djupet.

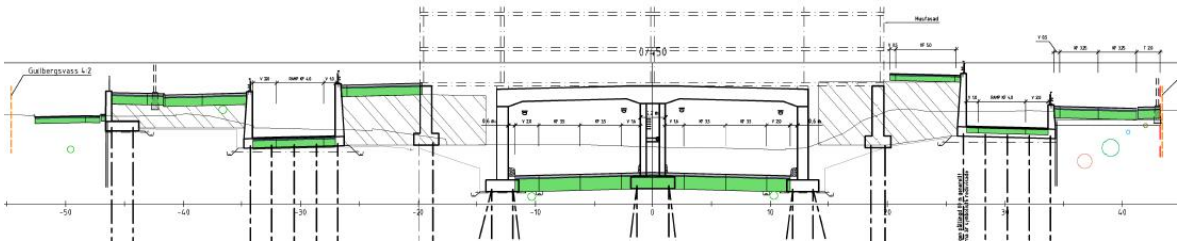
2.3 Tunnel

I projektet ingår en 400m lång betongtunnel som ska bebyggas med fyra stadskvarter med innegård. Bebyggelsen ovan tunnel planeras bli mellan 8-14 våningar. En ny trafikplats med på- och avfartsramper samt lokalgator ska anläggas på och runt tunneln. Totalt korsas tunneltaket av trafik på fyra ställen. Stadskvarteren har större utbredning än tunneln varpå pålade stödlinjer utanför tunneln anläggs för att ta ner lasterna från husen, se figur 3.

Då angränsande anslutning till Götatunneln är utförd dränerad inom tätskärm dikterade det att fortsättningen med Gullbergstunneln utfördes på samma sätt.



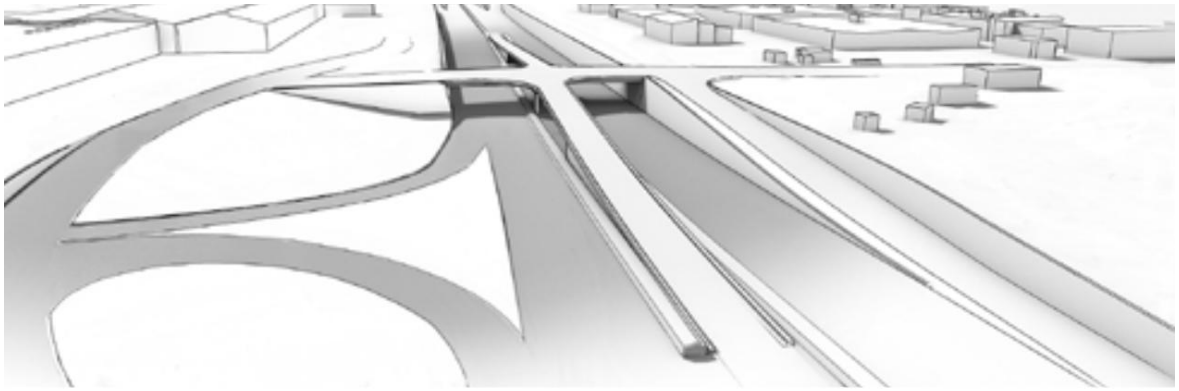
Figur 2: Planerad bebyggelse ovan ny Gullbergstunnel. (Trafikverket, 2014)



Figur 3: Tvärsektion Gullbergstunneln. Planerad bebyggelse ovan tunnel och grundbalkar (stödlinjer) samt på och avfartsramper från tunnel. Tätskärmar för att motverka grundvattenpåverkan utanför området.

2.4 Nedsänkning, stödmursdel och Falutorget

För att möjliggöra framtida överdäckning samt öka trafiksäkerheten blir E45 nedsänkt ca 500m efter tunnelmynningen österut mot anslutning E6. Ny trafikplats för planskildhet i Falutorget byggs för att öka trafiksäkerheten och framkomligheten. Denna del utförs med ca 7m höga stödmurar samt dränerad, inom tätskärm.



Figur 4: Nedsänkning samt planskildhet i trafikplats Falutorget. (Trafikverket, 2014)

3 GEOTEKNISKA UTMANINGAR

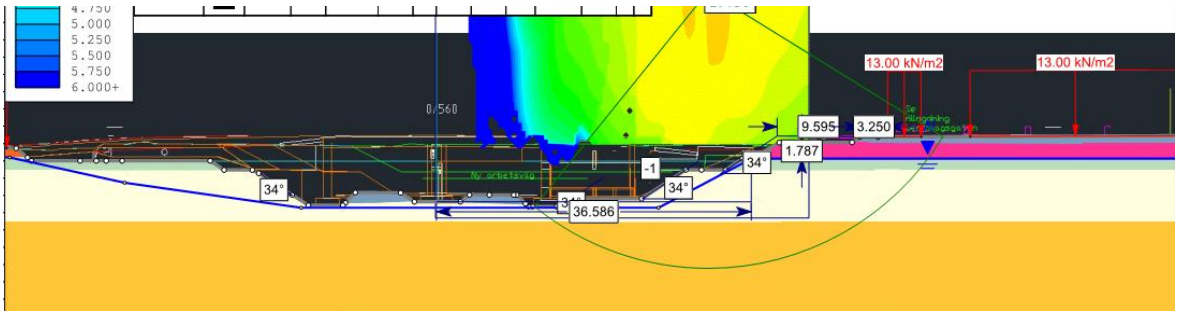
Inom projektet finns en del stora utmaningar, då det är dels stora laster från överliggande byggnader och dels ca 100m lermäktighet. I förfrågningsunderlaget ställdes ett tufft sättningskrav, 10 cm sättning över 50år (1‰ av jorddjupet). Vilket då innebär många och långa pålar. Som konsekvens av detta har problematik med massundanträngning varit en central fråga i projektet.

3.1 Utbyggnadsordning

Då det är stora nivåskillnader inom projektet är utbyggnadsordningen mycket viktig. Hittills har ingen spont behövts slås för tunnel eller nedsänkningen utan

alla stabilitetsproblem har lösts med hjälp utav tryckbankar, avlastningsschakter och lättfyllning på aktivsidan i stor utsträckning.

Tunneln byggs med E45 trafiken igång under all tid på fyra körfält. Alla schaktmodeller och gjutetapper bygger på stabilitetsberäkningar.



Figur 5: Exempel på geometri vid utbyggnad

3.2 Stora laster

Stödmursdelen, där ingen överdäckning görs i detta skede, är en stor avlastning så där är lasterna små. För tunneln med tänkt bebyggelse ovan är dock den vertikala permanentlasten per lastlinje upp emot 2000kN/m från ovanliggande kvarter i de tre tunnelväggarna samt ytterligare ca 1000kN/m i grundbalkar direkt utanför tunneln. Kombinerat med stora variabla horisontella laster ger detta en väldigt koncentrerad pålplan med två teoretiska möten med andra pålar från andra tunneldelars grundläggning (med pålar lutandes 4:1), se figur 7.

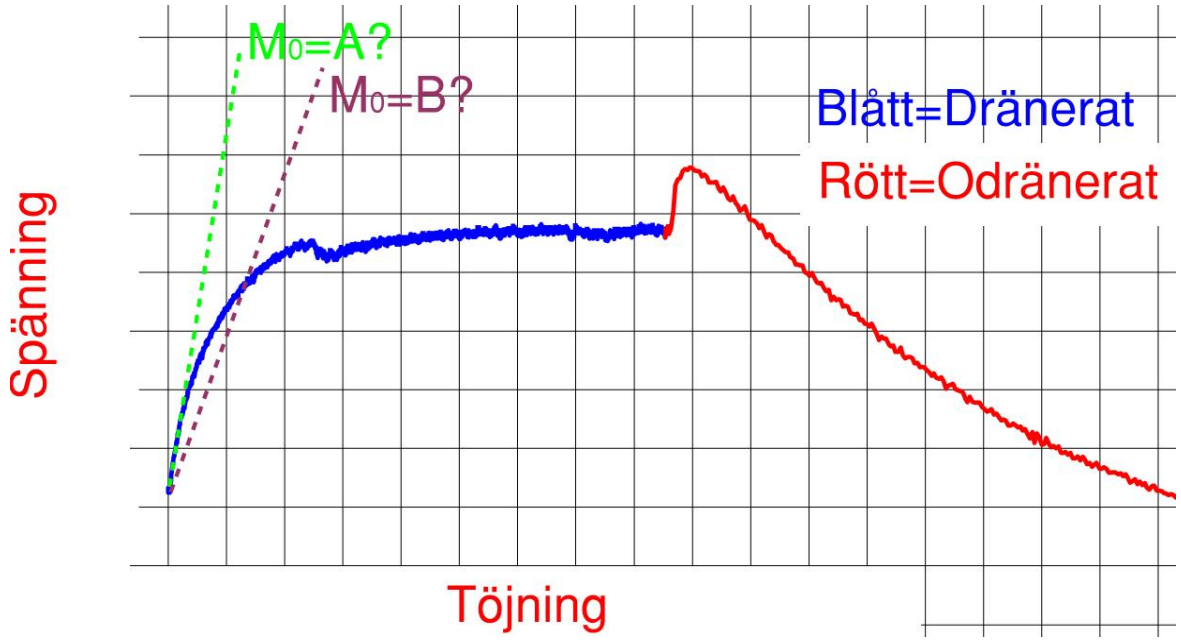
3.3 Sättningar

Inom projektet har sättningar beräknats numeriskt och analytiskt, dels med Plaxis och materialmodellen Soft Soil Creep (SSC) samt med GS Settlement med Chalmers Kryp. Då lastlinjerna går in i varandra så har samverkan med pålarna varit viktigt att analysera korrekt.

3.3.1 Parametar och försök

Stort fokus inom projektet har varit på geotekniska undersökningar. En stor mängd kvalificerade labbförsök har utförts som skjuvförsök, odränerade triaxförsök aktiva och passiva, stegvisa ödometerförsök med på och avlastning samt dränerade aktiva triaxförsök.

Något som oftast förenklas är modulerna då M_0 respektive M_L ofta ses som konstanter. Dessa är i mer avancerade försök olinjära parametrar och varierar med spänningen, se figur 6 nedan.



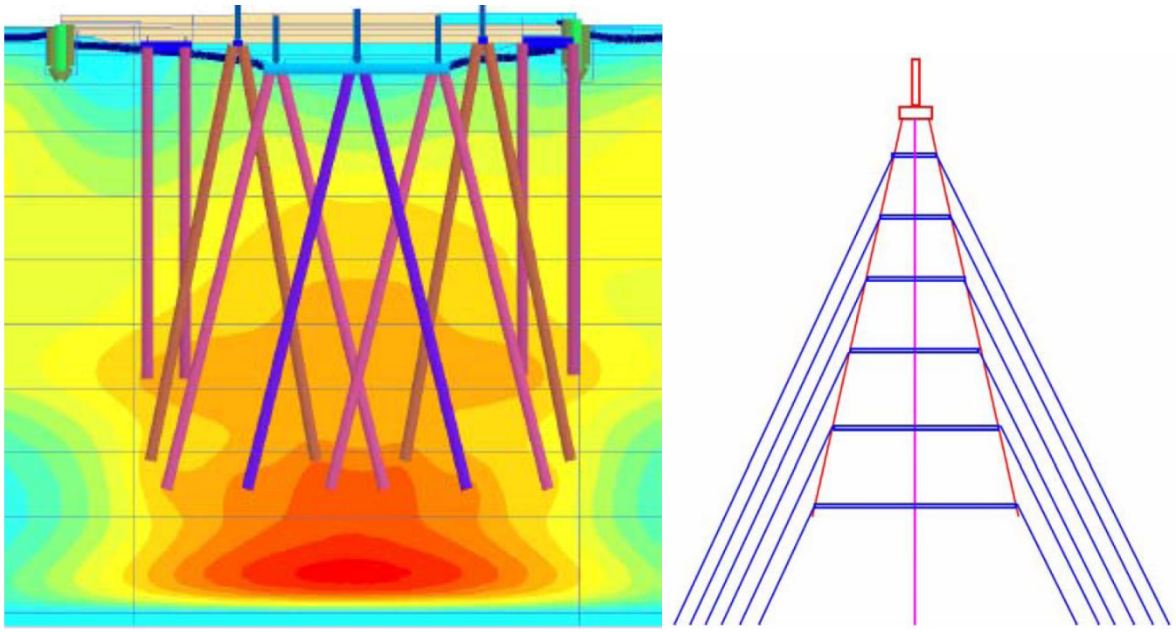
Figur 6: Vertikal effektivspänning mot töjning för ett partiellt dränerat aktivt triaxförsök (Där modulerna egentligen är E moduler och inte M moduler)

Inom projektet har stort fokus lagts på att studera vilka spänningsnivåer jorden befinner sig i efter pålastning och därefter köra labbförsök på relevanta spänningar. Då dränerade triaxförsök dels tar lång tid och dels är kostsamma kan stegvisa ödometerförsök med på och avlastning kring de aktuella spänningsnivåerna istället användas och korrelerar relativt bra med de dränerade triaxförsökens moduler.

3.3.2 Sättningsberäkningar

Då sättningskraven var så tufft ställda togs tidigt beslut om att använda både analytiska och numeriska beräkningar för beräkning av sättningarna. Då projektet egentligen är ett ”långsmalt” projekt, lämpar sig en 2D-analys bra till att modellera sättningsförloppen. Där pålarna, som rent procentuellt är av betydande del av jordvolymen under konstruktionen, modelleras med ”embedded beams”. Parametrar för dessa har först kalibrerats i en 3D-plaxis modell för att samverkan med jorden ska bli korrekt längs pålen.

Chalmers kryp modellen är beräknad som en tredimensionell modell där lasterna läggs in i olika plan mot djupet (efter pållutningen). Jämför figur 7 nedan, där figuren till vänster är porövertryck genererat från SSC och den till höger visar lastspridningen som har antagits för beräkningar med Chalmers kryp i GS Settlements. Lasternas storlek på de olika nivåerna varierar här med djupet som funktion av arean på ytan och lerans ökande förmåga att ta upp last pga skjuvhållfasthetstillväxten mot djupet.



Figur 7: Lastspridning mot djupet i SSC till vänster och Chalmers kryp till höger

Beräkningsmässigt ger de numeriska beräkningarna (Soft Soil Creep) och de analytiska (Chalmers Kryp) beräkningarna lite olika resultat. De numeriska beräkningarna ger en mer samlad sättningsbild där hela tunneln (alla väggar och stödlinjer) sätter sig ihop, med en liten sättning inom hela den pålade volymen med större spänningsökningar under pålspetsarna. De analytiska beräkningarna som inte alls är styvhetsbaserade ger en jämnare sättningsfördelning i hela profilen (vilket egentligen är en konsekvens av indata i och med den lastspridningsmodell som valts) och något annorlunda sättningsförlopp över tid p.g.a. skillnader i dräneringsvägar. Framtiden får visa vilken analys som följer mätta värden bäst.

3.4 Pålar

Den stora lastkoncentrationen samt begränsad yta för bottenplattor gjorde att det tidigt utreddes vilken typ av påle som skulle vara optimal. Vid nyttjande av ”standardpålar” typ SP2/SP3 uppstod platsbrist (i plan och mot djupet) i de hårdast belastade linjerna samt så skulle det innebära omfattande massundanträngning pga de stora mängderna och längderna med pålar som krävdes för att klara grundläggningen. Större pålar typ 350mm, eller än större med högre bärförmåga, innebär också betydligt större massförskjutningar och slagna eller borrade stålrör skulle innebära högre kostnad. Därför utvecklades en ny förstärkt påltyp till projektet. En 270mm påle med ca 50-70% högre konstruktiv bärförmåga än en SP2. Pålen är effektiv att använda där det är stora påhängslaster, vid områden som är känsliga för massundanträngning samt ur miljösynpunkt (mindre betong och transporter per uppburet kN).



Figur 8: Visar södra tunnelväggen och en påfartsramp (Foto: Henrik Möller, Geokonsult AB)

3.5 Massundanträngning

Slagna pålar ger förflyttning i jorden motsvarande volymen av de nedslagna pålarna. Bara för E45ans överdäckning motsvarar samtliga pålar i lastlinjerna en kontinuerlig 270mm påle på varje sida av centrum för tunneln. Dvs en påles tvärsnittsmått i massförskjutning åt varje håll från centrum tunnel.
Med så omfattande pålning krävs ett genomarbetat kontrollprogram och koll på omgivande byggnader, konstruktioner, ledningar och närliggande pågående projekt.

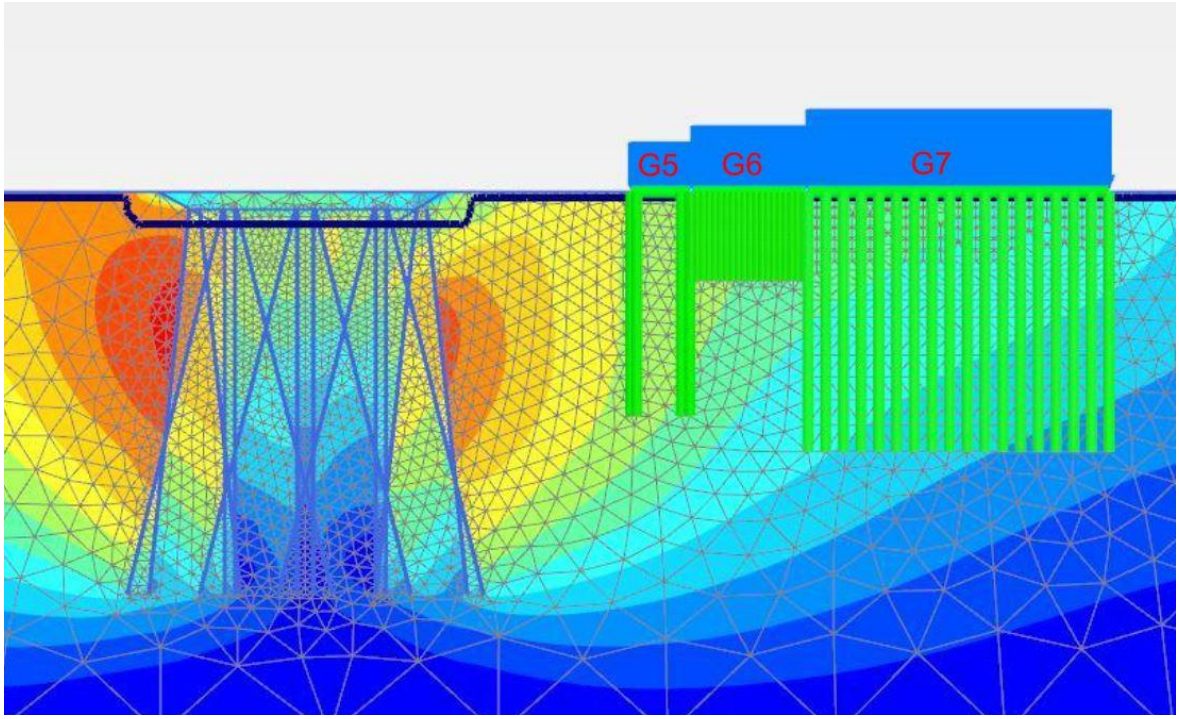
Det som skadar konstruktioner och ledningar är främst differensrörelser som kan ge upphov till spänningar i konstruktionen, skarvarna eller anslutningspunkter. För att få en fullständig bild av vad varje enskild fastighet klarar för rörelsedifferenser behövs djupgående statiska analyser där den bärande strukturen räknas igenom. Detta är en komplex analys och istället kan en enklare analys göras med hjälp av riskkategorier och vinkeländringar.

Vid uppföljning av rörelser räknas vinkeländringen på avståndet mellan mätpunkterna och med hjälp av detta kan, s.k. ”hogging” eller ”sagging” beräknas, enligt (Preene, 2012) se figur nedan. Riktvärden för vilka lutning och vinkeländringar som olika konstruktioner och ledningar klarar finns generellt beskrivna för byggnader och för olika ledningstyper. Dessa har därför legat till grund för rikt- och gränsvärden.

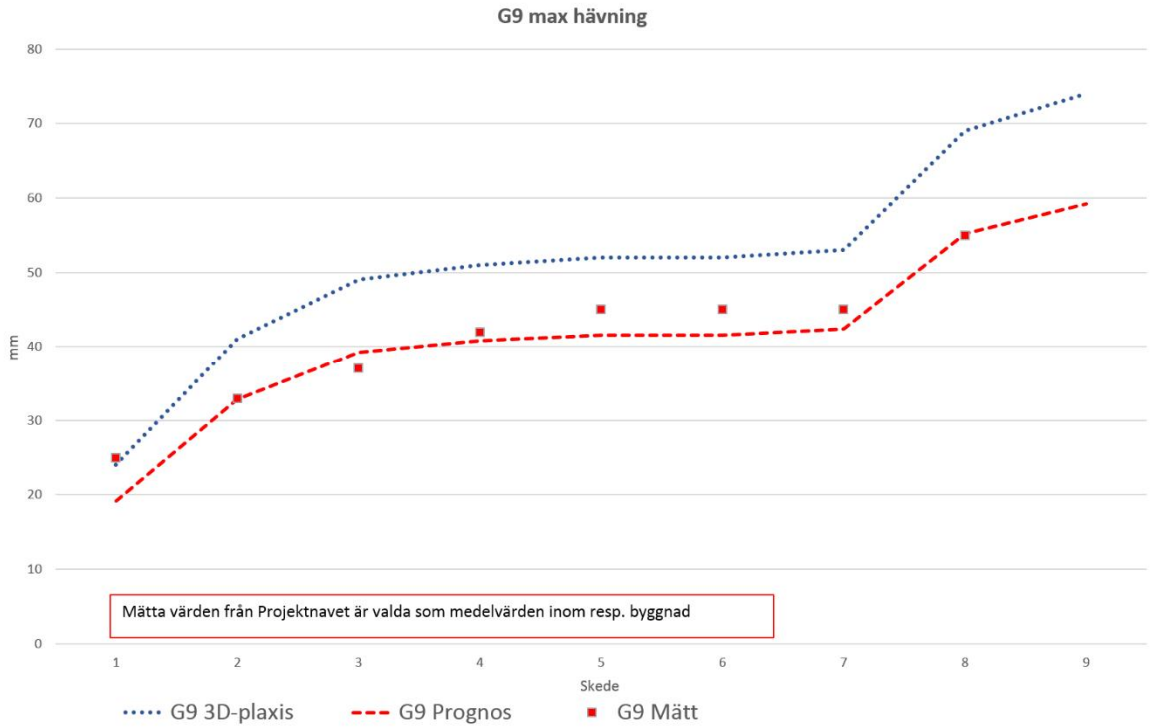


Figur 9: Hogging till vänster och sagging till höger

För att i förväg analysera påverkan och om uppsatta gränsvärden klaras har massundanträngningsanalyser utförts. Inom projektet har en stor mängd olika analyser utförts. FE-analyser är utförda med linjär elastiska modeller i 3D Plaxis och i 2D Plaxis beroende av frågeställning. I analyserna har jordvolymer expanderas motsvarande tillförd volym pålar i jorden. Även analyser med Sagaseta SSPM har utförts som stöd till FE-analyserna, se figur 10 och 11 nedan.



Figur 10: Urklipp ur massundanträngningsmodell (Plaxis 2D)



Figur 11: Exempel rörelser i byggnad, hävning mot skede (=tid för pålning av olika stödlinjer). ”G9 3D-plaxis” är ursprunglig prognos och ”G9 Prognos” är efter varje skede justerad prognos.

Förskjutningar på ledningar i mark är uppmätt till ca 15 cm, förskjutningar på egna konstruktioner upp emot 10 cm och förskjutningar på omkringliggande byggnader upp emot 8 cm. Inga differensrörelser över riktvärden är uppmätta i ledningar eller byggnader. Än så länge har inga skador till följd av detta uppdagats, besiktningar sker löpande på både byggnader och ledningar.

4 SLUTORD OM MASSUNDANTRÄNGNING

Det som minskade omgivningspåverkan mest inom detta projekt är den nya påltypen, som är betydligt mer effektiv avseende uppburen kN än vad ”standardpålarna” är.

Det som är viktigt är att de uppmätta rörelserna över konstruktionerna är jämna.

På sistone har ett stort fokus lagts på massundanträngning i branschen. Gränsvärden utrycks ofta som absolutvärden, men hur relevanta är de egentligen? Flyttas byggnader/ledningar/konstruktioner jämnt, känner de ens av förflyttningen då?

REFERENSER

Preene, M., 2012. *Groundwater Lowering in Construcion-A Practical Guide to Dewatering,* Boca Raton: CRC Press.

Ramböll, EGA Architects & Liljewall Arkitekter, 2015. *Förstudie Gullbergsvass,* Göteborg: Göteborgs Stad.

Trafikverket, 2014. *Plan och Miljöbeskrivning, E45 delen Lilla Bommen-Marieholm,* Göteborg: Trafikverket.

MODELLING SPATIAL UNCERTAINTY IN GEOTECHNICS: BENCHMARKING ON PERNIÖ TEST EMBANKMENT

Tommy Pap, Chalmers University of Technology

Sammanfattning

Jord är ett anisotropiskt material med spatial variation. Enligt nuvarande geoteknisk dimensionerings praxis, representeras jordmaterialparametrar av karaktäristiska värden och beräknas med en enda deterministisk analys. Detta leder till val av karaktäristiska värden på den "säkra sidan" och således till dyra och konservativa dimensioneringar med en ouppskattbar andel osäkerhet. En av anledningarna till denna förenkling är beräkningskapacitet, men på senare år har denna ökat avseendevärt vilket möjliggör för metodik med flera simuleringar, så kallad probabilistisk analys, där parameter osäkerhet kan uppskattas. I detta examensarbete evalueras en probabilistisk modell av Perniö skredexperimentet, en järnvägsbank på lera lastat till brott, mot fältmätningar. Studien påvisar osäkerheterna i brottslast, brottstyp samt deformationer, orsakat av den spatial variation av förkonsolideringstryck. Variationen är uppskattad med transformerade Gaussiska fält från kriging interpolation och beräkningarna utförda genom 500 Monte Carlo simuleringar av Finita Elementmetoden. Resultatet visar att den spatial variation av förkonsolideringstryck påverkar järnvägsbankens stabilitet med upp till 10%. Forskningen belyser även osäkerheter orsakat av provtagningens placering utifrån resultatet.

Summary

Natural geomaterials are anisotropic and will always have a degree of uncertainty due to the geological and loading history. In today's engineering practice, however, design calculations are restricted by one deterministic analysis. This leads to characteristic values to be picked on the 'safe side' and thus to overly conservative, hence costly, designs with an unknown degree of uncertainty. An alternative method to approach the problem, as adopted in this Thesis, is to use a probabilistic method that includes the spatial variability in soil properties in the analysis. In this case the Random Finite Element Method is used for the first time with a realistic constitutive model for the soil. As a result rather than varying an arbitrary undrained shear strength property the pre-consolidation pressure is varied. This, for the first time, leads to a RFEM method where stiffness and strength, which are stress path

dependent, emerge from the spatial variation in pre-consolidation pressure. Furthermore the appraoch is benchmarked against a well documented test site where an old railway embankment on soft soil which was brought to failure. The spatial variation is estimated by transformed Gaussian fields using kriging interpolation and analyzed by 500 Monte Carlo simulations within a Finite Element framework. The results show that spatial variation of apparent preconsolidation pressure influence the embankment stability with up to 10 %. The research also highlights the uncertainties due to sample locations and its influence on the results.

EMPIRICAL CORRELATION BETWEEN UNDRAINED SHEAR STRENGTH AND PRECONSOLIDATION PRESSURE IN SWEDISH SOFT CLAYS

Erik Persson, Royal Institute of Technology, KTH

Sammanfattning

Skjuvhållfasthet och förkonsolideringstryck är två viktiga jordparametrar för lösa leror. Båda parametrar reflekterar lerans struktur och spänningstillstånd, och empiriska korrelationer för odränerad skjuvhållfasthet, normaliserad mot förkonsolideringstrycket, används därför ofta för att bedöma en leras egenskaper. De empiriska korrelationerna är vanligen kopplade till flytgräns eller plasticitetsindex. Dessa korrelationer har däremot ifrågasatts av studier som i vissa fall istället föreslagit ett konstant förhållande mellan normaliserad odränerad skjuvhållfasthet och plasticitetsgränser. Mätvärden från geotekniska projekt i Sverige visar allmänt stor spridning avseende dessa parametrar och data avviker ofta från etablerade empiriska korrelationer. I examensarbetet har data från direkta skjuvförsök, ödometerförsök och fallkonförsök utvärderats statistiskt och kvalitativt. Totalt omfattar studien 596 jordprover från 146 provtagningspunkter från Stockholm, Göteborg och Uppsala. Syftet med studien är att undersöka korrelationen mellan odränerad skjuvhållfasthet och förkonsolideringstryck. Studien behandlar den normaliserade skjuvhållfashetens flytgränsberoende, Hansbos (1957) och Statens Geotekniska Instituts (2007) empiriska korrelationer, samt den korrektionsfaktor som ska tillämpas på skjuvhållfastheter från fallkonförsök. Resultatet visar att korrektionsfaktorn reducerar skjuvhållfastheten för mycket och att korrigerade skjuvhållfastheter är i sämre samstämmighet med skjuvhållfastheter från direkta skjuvförsök än okorrigerade. Data från fallkonförsök uppvisar inget tydligt flytgränsberoende, medan resultaten från direkta skjuvförsök indikerar ett beroende. Spridningen i data är dock påfallande, särskilt för fallkonförsöket. Relevansen i att tillämpa en linjär empirisk korrelation för odränerad normaliserad från fallkonförsök mot förkonsolideringstryck beroende av flytgräns bör ifrågasättas.

Summary

The undrained shear strength and preconsolidation pressure are key parameters in describing the characteristics of soft clays. The two parameters both reflect the clay's structure and state of stress, and hence empirical

correlations for undrained shear strength normalized with respect to preconsolidation pressure are widely used to assess soil behavior. The empirical correlations given in the literature are typically dependent on liquid limit, or plasticity index, but some studies have questioned the dependency and proposed correlations constant for consistency limits. Data from geotechnical projects often display a considerable scatter and deviate from established empirical correlations. In this thesis, statistical analyses are performed and evaluated qualitatively on direct simple shear, constant rate of strain and fall cone test data from 146 sampling points with a total of 596 soil samples from Stockholm, Gothenburg and Uppsala. The aim is to investigate the correlation between shear strength and the preconsolidation pressure. The thesis evaluates the normalized shear strength's dependency on liquid limit, how the data corresponds to Hansbo's (1957) and Swedish Geotechnical Institute's (2007) linear empirical correlations, and the correction factor applied to shear strength measured by the fall cone test. The results of the study show that the correction factor typically reduces the shear strength from fall cone tests too much with respect to shear strength from direct simple shear tests. The normalized shear strength's dependency on liquid limit may be rejected for the fall cone test data. The results for direct simple shear test data however, indicates a correlation with liquid limit. The data scatter is considerable, especially for fall cone test data, and the relevance of describing the normalized shear strength from fall cone test with a linear empirical correlation to liquid limit may conclusively be questioned.

FREQUENCY ANALYSIS OF ACCELEROMETER MEASUREMENTS ON TRAINS

Jonas Majala, Luleå Tekniska Universitet

Sammanfattning

Då trafiklasterna längs Malmbanan har ökat med åren, samt att det idag finns önskemål från LKAB att ytterligare öka tonnaget på malmvagnarna. Så har detta skapat problem i järnvägsöverbyggnaden och att detta medför utmaningar till att kunna öka trafiklasterna ytterligare. För att kunna hitta lösningar till att få en mer bärkraftig järnvägsöverbyggnad, som klarar av dessa höga trafiklaster som dessutom skapar höga dynamiska laster på grund av längden på tågen. Behövs förståelse för vad som sker i de underliggande jordmaterialen när de blir utsatta för dynamiska laster. Därmed är frekvensanalys av accelerationsmätningar från accelerometrar en möjlig metod för analys av dynamiska lasters påverkan på underliggande jordmaterial. Vilket ger kunskap om vilka jordmaterial som blir utsatta för resonans på grund av vibrationerna från tågen och vilka möjliga problem detta kan medföra.

För analysen har två olika sträckningar längs bandel 118 valts ut. Nämligen sträckning Tolikberget km 1222–1223 där Trafikverket har påtalat att problem finns i järnvägsöverbyggnaden. Samt en referenssträcka där det bör vara goda möjligheter att kunna verifiera att metoden ger ett tillförlitligt resultat. Denna sträckning är Polcirkeln-Koskivaara km 1250+500–1251+600, som domineras av ett myrområde där undergrunden består till stora djup av torv, vilket är en fördel då det endast består av en typ av jordmaterial.

Dessutom har mätningar analyserats från stationära accelerometrar från Notviken, vilka monterats på sliper respektive räl. Därmed har en jämförelse utförts mellan stationära mätningars resultat och de mätresultat som är utförda med tåg vid Tolikberget och Polcirkeln- Koskivaara. Vilket visar att det är möjligt att utföra mätningar på båda sätten för att få önskvärd information om jordens och de andra komponenternas beteende under dynamisk belastning.

Från analysen av de utvalda sträckningarna vid Tolikberget och Polcirkeln-Koskivaara framgår att resultaten korrelerar väl med de förväntade värdena

från handberäkningarna. Vilket bekräftar att metoden kan ses som tillförlitlig samt användbar för fortsatta analyser.

Den mest kritiska konsekvensen som kan uppstå vid resonans av jordlagren i undergrunden vid sträckningen i Tolikberget och Polcirkeln-Koskivaara, är förvätskning av jorden. Vilket genom analys kunde bekräftas vara möjligt. Detta skulle medföra att undergrunden tappar sin bärförmåga vilket skulle leda till oönskade sättningar. Samt att en risk finns för att vattentrycket i undergrunden blir så hög att det tränger igenom ballastlagret, vilket skulle medföra bärighetsproblem även för ballasten.

Summary

As traffic loads along Malmbanan have increased over the years, and today LKAB wishes to further increase the tonnage of the ore cars. This has created problems in the rail superstructure and that this poses challenges to further increase traffic loads. In order to find solutions for a more sustainable railroad superstructure, which can handle these high traffic loads, which also creates high dynamic loads due to the length of the trains. An understanding of what happens in the underlying soil materials when exposed to dynamic loads is needed. Thus, the frequency analysis of accelerometer measurements from accelerometers is a possible method for analyzing the impact of dynamic loads on underlying soil materials. Which provides knowledge of which soil materials are exposed to resonance because of the vibration of the trains and what possible problems this may cause.

For the analysis, two different sections along railway section 118 have been selected. Namely, section Tolikberget km 1222-1223 where Trafikverket has stated that there are problems in the railroad superstructure. As well as a reference section, where it should be good opportunities to verify that the method provides a reliable result. This section is Polcirkeln-Koskivaara km 1250+500-1251+600, which is dominated by a swamp area where the subsoil consists of large depths of peat, which is an advantage as it consists only of one type of soil material.

In addition, measurements have been analysed from stationary accelerometers at Notviken, which are mounted on a sleeper and a rail. Consequently, a comparison has been made between results from stationary measurements and measurements obtained from trains passing Tolikberget and Polcirkeln-Koskivaara. Which shows that it is possible to perform measurements in both

ways to get desired information about the behaviour of the soil and other components during dynamic loading.

From the analysis of the selected sections at Tolikberget and Polcirkeln-Koskivaara, it is clear that the results correlate well with the expected values from the analytical calculations. Which confirms that the method can be seen as reliable as well as useful for further analysis.

The most critical consequence that can arise due to resonance of the subsoil on the sections at Tolikberget and Polcirkeln-Koskivaara, is liquefaction. Which through analysis could be confirmed. This would cause the subsoil to lose its bearing capacity which would lead to settlements. Also, there is a risk that the water pressure in the subsoil becomes so high that it penetrates the ballast layer, which would as well cause bearing capacity problems for the ballast.

GRUNDVATTENSÄNKNING VID SCHAKTER OCH BYGGNADSVERK - EN JÄMFÖRELSE AV OLIKA BERÄKNINGSMETODER

Philip Håkansson, Lunds Tekniska Högskola

Sammanfattning

Många byggnadsprojekt innefattar utgrävningar i vattenbärande jordar. Konsekvensen av detta är att en grundvattensänkning måste göras vilket kan orsaka stor påverkan på den omkringliggande miljön, bland annat kan intilliggande naturvärden såsom åar och våtmarker påverkas eller så kan sättningar uppstå vid intilliggande byggnader. Grundvattnet som flödar in till schaktet kommer att behöva pumpas bort vilket innebär att det är av intresse att ta reda på hur mycket vatten som förväntas flöda in. Ett behov har funnits av att hitta den arbetsgång som lämpar sig bäst för grundvattensänkning för anläggning av ytliga schakt. Syftet med det här arbetet är att undersöka och jämföra olika beräkningsmetoder för inflöde och influensområde när schakt ska konstrueras för planskild korsning. Två olika fall har studerats, ett verkligt fall från Sweco för en planskild korsning vid Lorensborgsgatan i Malmö och ett teoretiskt fall. Schaktet för det teoretiska fallet antogs vara placerat i ytliga kvartära avlagringar.

Grundvatteninflödet och influensområdet för de båda fallen beräknades med olika analytiska och numeriska modeller. Fem analytiska ekvationer användes för att beräkna inflödet och en ekvation för att beräkna influensområdet. De numeriska modelleringarna gjordes i programmen SEEP/W och GMS MODFLOW. Känslighetsanalyser har genomförts vilka visar på att den hydrauliska konduktiviteten har en stor inverkan på både de analytiska och numeriska modellernas resultat. För de numeriska beräkningarna spelar även mäktigheten av de mer vattenförande lagren stor roll.

Beräkningsresultaten från de analytiska ekvationerna och från de numeriska modellerna visade på stora skillnader. För fallet med Lorensborgsgatan låg beräknade inflöden mellan 0,3-6,7 m^3/d och influensområden mellan 11-100 meter och för det teoretiska fallet beräknades inflöden mellan 38-9045 m^3/d och influensområden mellan 180-1498 meter.

Som resultaten visar blev storleksordningarna för det teoretiska fallet större än för Lorensborgsgatan vilket bland annat har sin förklaring i att materialen för

det teoretiska fallet har högre hydraulisk konduktivitet. En högre storleksordning ökar behovet av att mer exakt bestämma viktiga indataparametrar eftersom små skillnader i parametrar kan ge stora skillnader i beräkningsresultaten och därmed också stora kostnadsskillnader.

Eftersom inga verkligt beräknade inflöden eller influensområden fanns tillgängliga kunde inga tydliga metodrekommendationer göras. Däremot framgick det att GMS fungerar bättre än SEEP/W vid numerisk modellering av planskild korsning, mest på grund av enkelheten vid kalibrerings- och valideringsstegen vilket gav mer trovärdiga modeller. Trots det bör en analytisk beräkningsmetod väljas framför en numerisk vid situationer då inga ytterligare krav, exempelvis framtidsscenarion, ställs på lösningen, eller för fall då de hydrauliska parametrarna visar på mer täta förhållanden.

Summary

Many construction projects, entail excavations into water-bearing soils. As a consequence of this a groundwater lowering must be made which can cause major environmental impacts, such as drainage of adjacent rivers or wetlands or subsidence of adjacent buildings. The groundwater that flows into the excavation is also of importance since it determines the volume of water that has to be pumped away during the project. In recent years, Sweco Environment AB has had a need to come up with a strategy that will enable them to more systematically handle projects that deals with shallow excavations into water-bearing soils. The purpose of this thesis is to investigate and compare different calculation methods for inflow and radius of influence when excavating for an underpass. Two cases have been studied, a real case provided by Sweco for an excavation in Lorensborgsgatan and a theoretical case. The excavation for the theoretical case assumed to be located in shallow Quaternary deposits.

The groundwater flow and the radius of influence were calculated using both analytical and numerical models. Five analytical equations were used to calculate the inflow and one equation was used to calculate the radius of influence. The numerical models were made in SEEP/W and GMS MODFLOW. Sensitivity analyses have been conducted which indicated that the hydraulic conductivity has a major impact on the results of both the analytical and the numerical models.

The calculation results from the analytical equations and from the numerical models showed large differences. In the case of Lorensborgsgatan, estimated

inflows were between 0,3 and 6,7 m^3/d with a radius of influence varying between 11 and 110 meters and for the theoretical case, the inflows were estimated between 38 and 9045 m^3/d with a radius of influence varying between 180 and 1498 meters.

As the results show, the magnitudes for the theoretical case were larger than for Lorensborgsgatan which can be explained by the higher hydraulic conductivity of the layers present in the theoretical case. A higher order of magnitude increases the need to more accurately determine key input parameters since a small difference in input parameters leads to large differences in the calculated results and thus also large differences in cost.

Since no actual observed inflows or radii of influence were available, no clear method recommendation could be made. However, it appears that GMS works better than SEEP/W at numerical modeling of underpasses, mostly due to the simplicity of the calibration and validation steps in the program, which enabled a higher degree of credibility to the models. Nevertheless, an analytical calculation method should be chosen before a numerical one in situations where no further requirements, such as dynamic solutions, needs to be addressed or in cases where the hydraulic parameters indicate less permeable soils.

PARTNER-företag

SSAB

