

SGF - Svenska Geotekniska Föreningen

GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2019

40 år av stabil grundläggning

- Är krisen på väg (eller järnväg)?

SGF - Svenska Geotekniska Föreningen

© 2019 Svenska Geotekniska Föreningen samt respektive författare

Sättning: Omnium AB – www.omnium.se

FÖRORD

Vår stora jubileumsdag har tagit sitt avstamp i dimensionens tid. Tiden som passerat och tiden som komma skall. Vi kommer under dagen få möta den erfarne som kan se resultatet av sin investerade tid och den unge som funderar över hur tiden ska spenderas som bäst. Tid ger kunskap och lärdom, tid ger oss ingenjörsmässighet och magkänsla, tiden förändrar förhållanden och fenomen vi ska förstå och i allt detta är tiden alltid knapp. När slutade vi visa tiden respekt, vårt arbete måste få ta tid för utan tid blir det sällan kvalité, det kan till och med bli fel och när tid inte finns över för annat, då återstår inte mycket av oss som människor, vi orkar inte längre ta tillvara på vår viktiga tid.

Det är med stolthet jag betraktar årets jubileumsprogram. Vilket fantastiskt startfält vår arbetsgrupp har fått ihop och så är det ju som på den gamla goda tiden. Ett startfält och en dag, inte en rad av deltävlingar där rösten ska avgöra det slutliga resultatet. I SGF har vi en elitgrupp som vet vad vi vill ha och levererar därefter. Hur har gruppen nu lärt sig detta? Svaret är enkelt: genom hård träning. Man blir bra om man ligger i hårdträning år efter år sedan 1978 och det är få idrottare förunnat att fortfarande kunna ligga på topp efter 40 år. Man kan inte låta bli att undra hur det hade varit att resa tillbaka i tiden, till 1978, året då grundläggningsdagens historia tog sin början. Hur planerade man då i jämförelse med nu? Tänkte arrangörskommittén att detta var början på något stort? Branschdagens upplägg har förändrats över tid och koncept har fallit bort för att återkomma när tiden åter varit mogen.

I årets medlemskalender har SGF valt att lyfta fram Grundläggningsdagen som ett stolt bidrag till föreningens medlemmar. Detta har gjorts genom att pryda månadernas bilder med Robert Källgrens fantastiska och underfundiga illustrationer som varit med oss nästan ända från starten. Vi är väldigt glada för vårt samarbete med Robert och givetvis ser vi fram emot det även i framtiden.

SGF vill skicka ett stort tack till alla föredragshållare, medförfattare och utställare för det stora engagemang som kännetecknar och berikar vår branschdag. Utan det skulle dagen aldrig bli den trevliga sammankomst som vi varmt uppskattar.

Ett stort tack till vår hårt arbetande arbetsgrupp, som i den nya organisationen kallas AG GD, utan vilken ingen av våra upplevelser idag hade varit möjliga. Bakom varje lyckat konferensarrangemang finns dessutom en administrativ och praktisk samordnare av rang och till vår egen samarbetspartner Omnium skickar vi givetvis även i år ett stort tack för väl genomfört arbete. Nu återstår bara att fundera på hur nästa års arbetsgrupp ska kunna toppa detta jubileumsarrangemang. Det kan bara framtiden utvisa och till dess - ta hand om just din tid!



Svenska Geotekniska Föreningen
Victoria Svahn, ordförande

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

PROGRAM GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2019 6

TALARE GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2019 10

GD KOMMITTÉN. 15

ARTIKLAR

PROVTAGNING MED S GEOBOR OCH TRIAXFÖRSÖK I FAST LAGRAD MORÄN I SAMBAND MED PLANERING AV OSTLÄNKEN, HÖGHASTIGHETSJÄRNVÄG 17
Luke Chapman och Mats Larsson, Sweco Civil AB, Morgan Axelsson, Trafikverket

FRAMTIDENS RISKHANTERING - NU MED SYSTEMFÖRSTÅELSE 45
Lars Olsson, Geostatistik AB, Johan Spross, KTH, Staffan Hintze, NCC, Håkan Stille, Geokonsult Stille AB, Olle Båtelsson, Trafikverket

SÄKRA VÄGEN TILL NY TEKNIK. 59
Tara Wood, Ramböll Sverige AB

GEOTEKNIK OCH HYDROGEOLOGI - LIKHETER, SKILLNADER OCH KOMMUNIKATIONSMISSAR. 89
Linn Ödlund Eriksson, Sweco Environment AB

NYA SJUKHUSOMRÅDET MALMÖ - DJUPA SCHAKTER BLAND KULVERTAR OCH SJUKVÅRDSBYGGNADER 109
Camilla Vass och Daniel Isik, Skanska

NÄR TVÅ MINUS BLIR “PLUS” - TILLBYGGNAD AV LILJEVALCHS KONSTHALL. . . .119
Tanja Bojovic och Mikael Creütz, Golder

SOFT CLAY INSIDE OUT 133
Georgios Birmpilis och Jelke Dijkstra, Chalmers Tekniska Högskola

INTELLIGENT PACKNING MED AUTOMATISK FREKVENSSTYRNING SPARAR TID, PENGAR OCH MILJÖPÅVERKAN 143
Carl Wersäll, Kungliga Tekniska Högskolan

EN ICKE-DESTRUKTIV METOD FÖR BESTÄMNING AV VÄRDEN PÅ MATERIALPARAMETRAR I FYLLNINGSDAMMAR 151
Jasmina Toromanovic, Hans Mattsson, Sven Knutsson och Jan Laue Luleå Tekniska Universitet

ATT UTFÖRA GEOTEKNISKA UNDERSÖKNINGAR
I EN NÄRA NOG OMÖJLIG TERRÄNG 163
Pia Hansson, Tyréns AB, Anders Dahlberg, Trafikverket

MARIEHOLMSTUNNELN 173
Johan Edin, Trafikverket och Infraaction AB

BRUK AV JET-PELER FOR FORDYPNING AV KJELLERE OG
SIKRING AV NY BYGGEGROP PÅ VALKYRIEN I OSLO 185
Kjell Karlsrud, Thomas Sandene och Aleksander Worren, Norges Geotekniske Institutt

EFFEKTIV KOMMUNIKATION AV GEO-RELATERAD
UNDERMARKSINFORMATION I ETT LCC-PERSPEKTIV. 203
Mats Svensson och Olof Friberg, Tyréns AB

ALLA GODA TING ÄR 3(D)? 215
Torbjörn Edstam och Anders Kullingsjö, Skanska Sverige AB

GEOFYSIK SOM EN SJÄLVKLAR DEL VID FÖRUNDERSÖKNINGAR
I KOMPLEX GEOLOGI? 243
Roger Wisén, LTH / Impakt Geofysik AB, Torleif Dahlin, LTH, Ola Forssberg, Trafikverket

STAND UP - TA KOMMANDO! 259
*Helena Berggrund, Sweco AB, Magnus Sjöberg, Stockholms Hamn AB,
Thomas Torefeldt, Veidekke Entreprenad AB*

LÄRAREN SOM KLEV UT UR SITT KLASSRUM 263
Göran Sällfors, Chalmers Tekniska Högskola / GeoForce AB

EXAMENSARBETEN - ABSTRACTS

SOIL DISPLACEMENTS RESULTING FROM PILING ACTIVITIES
WITH FOCUS ON DISPLACEMENTS OF THE GÖTAÄLVBRON 271
Anna De Bourgh och Emma Jägryd, Chalmers Tekniska Högskola

BUCKLING OF END-BEARING RETAINING WALLS IN CLAY. 273
Fredrik Jansson och Nils Nilsson, Kungliga Tekniska Högskolan

FINES CONTENT AND DENSITY EFFECTS ON TAILINGS BEHAVIOUR 275
Viktor Wiklund, Luleå Tekniska Universitet

LABORATORY TESTING RELATED TO UNLOADING MODULUS OF SOFT CLAY. . . 279
Sofia Hasselberg, Lunds Tekniska Högskola

PROGRAM GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2019

08:00 REGISTRERING & KAFFE
- utställningen öppnar

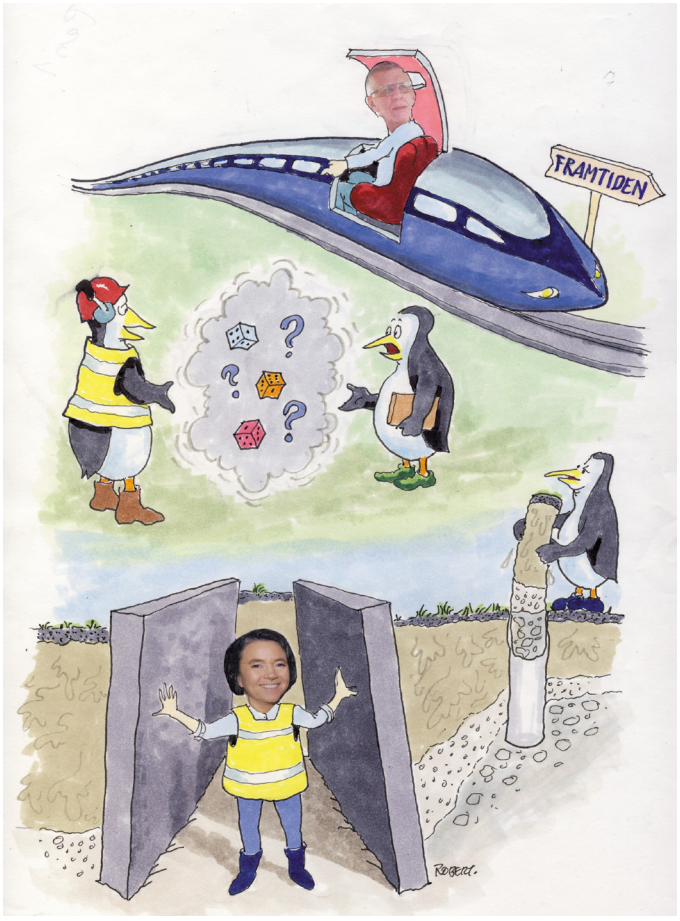
09:00 INLEDNING - GD-kommittén

09:10 PASS 1: (STORA SALEN)
TILLBAKA TILL FRAMTIDEN

Provtagning med S Geobor och triaxförsök i fast lagrad morän i samband med planering av Ostlänken, höghastighetsjärnväg
Luke Chapman, Sweco Civil
Morgan Axelsson, Trafikverket

Framtidens riskhantering – nu med systemförståelse
Lars Olsson, Geostatistik
Johan Spross, KTH

Den geomekaniska triangeln – en bas för ny teknik
Tara Wood, Ramböll



10:10 TRE PRISUTDELNINGAR

- **SGFs pris för bästa examensarbete**
  SGF delar ut priset

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

- **Sven Hansbos pris**
  SGF delar ut priset

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

11:10 **PASS 2A:** (STORA SALEN)
UNG I BRANSCHEN 3.0

Geoteknik och hydrogeologi – likheter, skillnader och kommunikationsmissar
Linn Ödlund Eriksson, Sweco

Nya Sjukhusområdet Malmö – djupa schakter bland kulvertar och vårdbyggnader
Camilla Vass och Daniel Isik, Skanska

När två minus blir ”Plus” – tillbyggnad av Liljevalchs konsthall, Stockholm
Tanja Bojovic och Mikael Creütz, Golder

PASS 2B: (LILLA SALEN)
FoU

Soft clay inside out
Georgios Birmpilis, Chalmers

Intelligent packning med automatisk frekvens-styrning sparar tid, pengar och miljöpåverkan
Carl Wersäll, KTH

En icke-destruktiv bestämning av material-parametrars värden för fyllningsdammar
Jasmina Toromanovic, LTU

OBS!
PASS 2A och
PASS 2B går
parallellt!



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

>>

13:25

PASS 3A: (STORA SALEN)
TILLBAKA TILL SAMTIDEN

Att utföra geotekniska undersökningar i en nära nog omöjlig terräng
Pia Hansson, Tyréns
Anders Dahlberg, Trafikverket

Marieholmstunneln
Johan Edin, Trafikverket

Bruk av jet-peler for fordypning av kjellere og sikring av ny byggegrop på Valkyrien i Oslo
Kjell Karlsrud, NGI

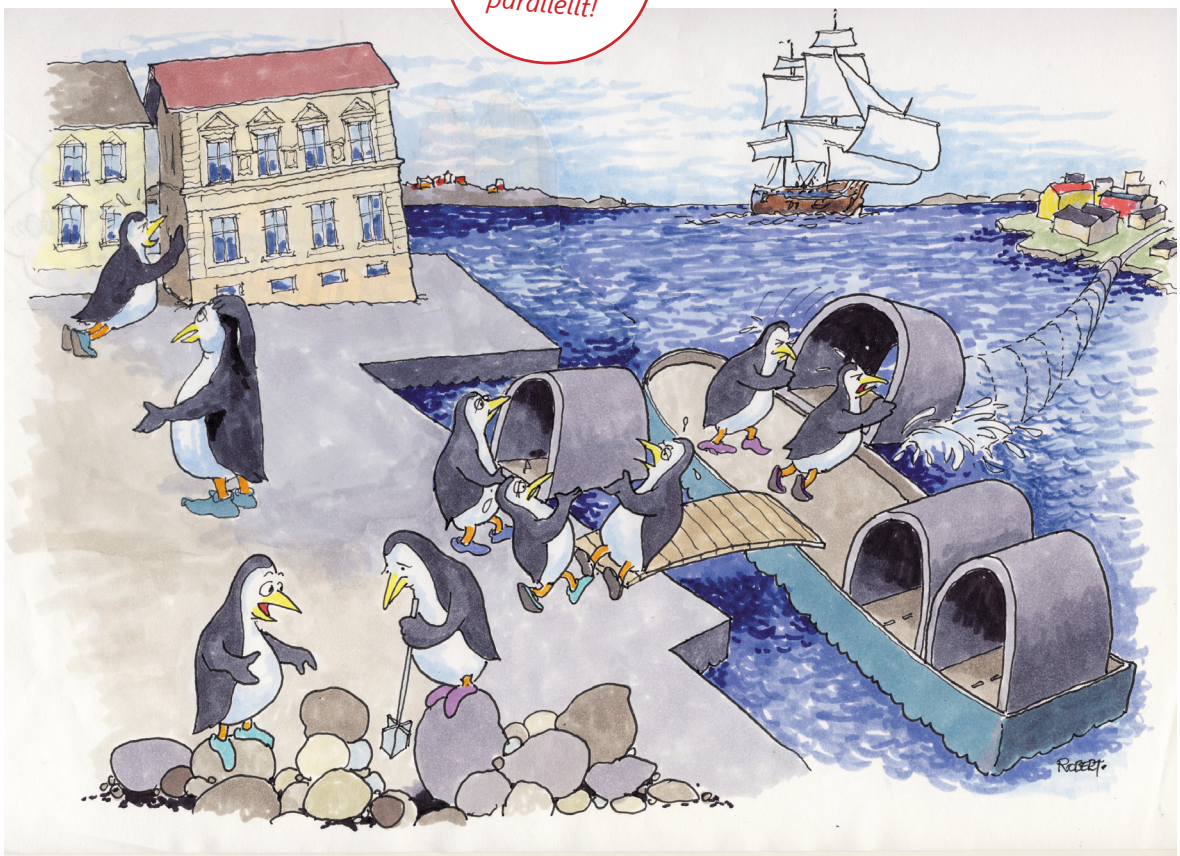
PASS 3B: (LILLA SALEN)
FoU

Effektiv kommunikation av Geo-relaterad undermarksinformation i ett LCC-perspektiv
Mats Svensson, Tyréns

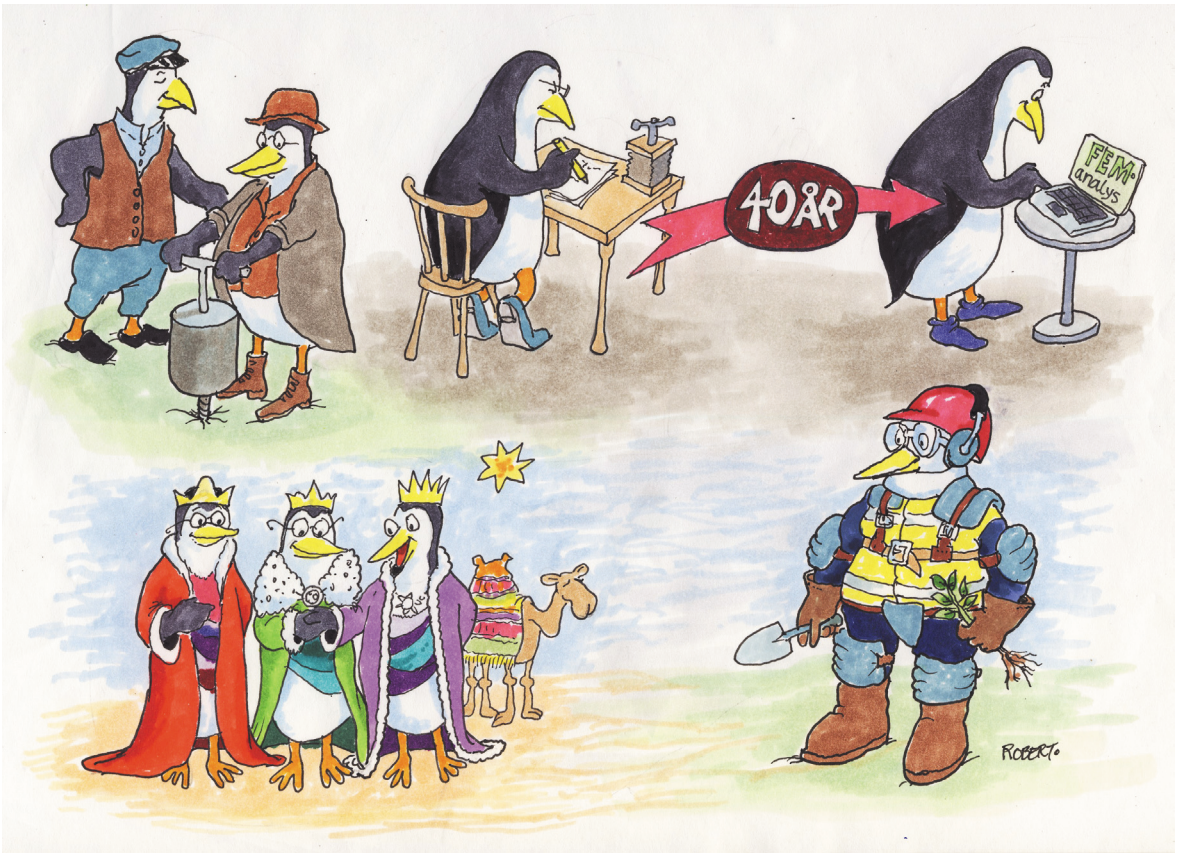
Alla goda ting är 3(D)?
Torbjörn Edstam, Skanska

Geofysik som en självklar del vid förundersökningar i komplex geologi?
- Exempel från ”zonen” i Saltsjön i Stockholm
Roger Wisén, LTH
Ola Forsberg, Trafikverket

OBS! PASS 3A och PASS 3B går parallellt!

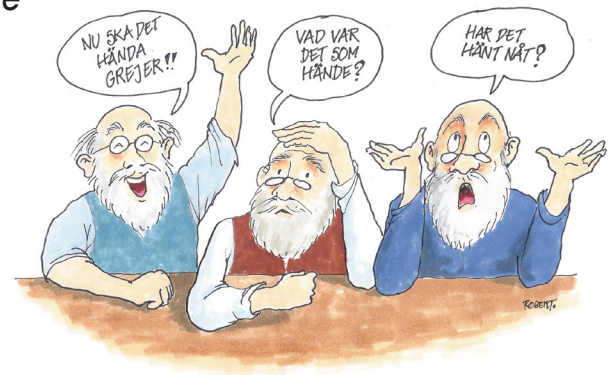


14:30 **KAFFEPAUS**
samt tid att besöka utställningen och knyta kontakter



15:15 PASS 4: (STORA SALEN)
VAD HÄNDE?

Stand up – ta kommando!
Magnus Sjöberg, Stockholms hamn
Helena Berggrund, Sweco
Thomas Torefeldt, Veidekke



De tre vise
– Jubileumsföreläsning
Håkan Stille, KTH
Göran Sällfors, CTH
Sven Knutsson, LTU

16:25 AVSLUTNING
Victoria Svahn, ordförande SGF

19:00 GD-MIDDAG
Grundläggningsdagen avrundas med diskussioner och fortsatt nätverkande under en gemensam middag i Stockholms Stadshus. *(Föranmälan krävs.)*

TALARE GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2019



PASS 1: TILLBAKA TILL FRAMTIDEN

PROVTAGNING MED S GEOBOR OCH TRIAXFÖRSÖK ...

Luke Chapman

SWECO CIVIL



PASS 1: TILLBAKA TILL FRAMTIDEN

PROVTAGNING MED S GEOBOR OCH TRIAXFÖRSÖK ...

Morgan Axelsson

TRAFIKVERKET



PASS 1: TILLBAKA TILL FRAMTIDEN

FRAMTIDENS RISKHANTERING ...

Lars Olsson

GEOSTATISTIK



PASS 1: TILLBAKA TILL FRAMTIDEN

FRAMTIDENS RISKHANTERING ...

Johan Spross

KTH



PASS 1: TILLBAKA TILL FRAMTIDEN

SÄKRA VÄGEN TILL NY TEKNIK

Tara Wood

RAMBÖLL



PASS 2A: UNG I BRANSCHEN 3.0

GEOTEKNIK OCH HYDROGEOLOGI ...

Linn Ödlund Eriksson

SWECO



PASS 2A: UNG I BRANSCHEN 3.0

NYA SJUKHUSOMRÅDET MALMÖ ...

Camilla Vass

SKANSKA



PASS 2A: UNG I BRANSCHEN 3.0

NYA SJUKHUSOMRÅDET MALMÖ ...

Daniel Isik

SKANSKA



PASS 2A: UNG I BRANSCHEN 3.0

NÄR TVÅ MINUS BLIR ”PLUS” ...

Tanja Bojovic

GOLDER



PASS 2A: UNG I BRANSCHEN 3.0

NÄR TVÅ MINUS BLIR ”PLUS” ...

Mikael Creütz

GOLDER



PASS 2B: FoU

SOFT CLAY INSIDE OUT

Georgios Birmpilis

CHALMERS



PASS 2B: FoU

INTELLIGENT PACKNING ...

Carl Wersäll

KTH

>>

>>



PASS 2B: FoU

EN ICKE-DESTRUKTIV METOD FÖR BESTÄMNING ...

Jasmina Toromanovic

LTU



PASS 3A: TILLBAKA TILL SAMTIDEN

ATT UTFÖRA GEOTEKNISKA UNDERSÖKNINGAR ...

Pia Hansson

TYRÉNS



PASS 3A: TILLBAKA TILL SAMTIDEN

ATT UTFÖRA GEOTEKNISKA UNDERSÖKNINGAR ...

Anders Dahlberg

TRAFIKVERKET



PASS 3A: TILLBAKA TILL SAMTIDEN

MARIEHOLMSTUNNELN

Johan Edin

TRAFIKVERKET

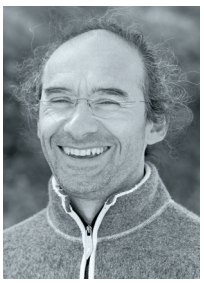


PASS 3A: TILLBAKA TILL SAMTIDEN

BRUK AV JET-PELER FOR FORDYPNING ...

Kjell Karlsrud

NGI



PASS 3B: FoU

EFFEKTIV KOMMUNIKATION AV GEO-RELATERAD ...

Mats Svensson

TYRÉNS



PASS 3B: FoU

ALLA GODA TING ÄR 3(D)?

Torbjörn Edstam

SKANSKA SVERIGE



PASS 3B: FoU

GEOFYSIK SOM EN SJÄLVKLAR DEL ...

Roger Wisén

LTH



PASS 3B: FoU

GEOFYSIK SOM EN SJÄLVKLAR DEL ...

Ola Forssberg

TRAFIKVERKET



PASS 4: VAD HÄNDE?

STAND UP – TA KOMMANDO!

Magnus Sjöberg

STOCKHOLMS HAMN



PASS 4: VAD HÄNDE?

STAND UP – TA KOMMANDO!

Helena Berggrund

SWECO



PASS 4: VAD HÄNDE?

STAND UP – TA KOMMANDO!

Thomas Torefeldt

VEIDEKKE

>>

>>

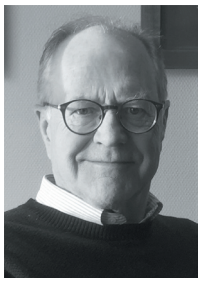


PASS 4: VAD HÄNDE?

DE TRE VISE - JUBILEUMSFÖRELÄSNING

Håkan Stille

KTH



PASS 4: VAD HÄNDE?

DE TRE VISE - JUBILEUMSFÖRELÄSNING

Göran Sällfors

CTH



PASS 4: VAD HÄNDE?

DE TRE VISE - JUBILEUMSFÖRELÄSNING

Sven Knutsson

LTU

GD-KOMMITTÉN 2018/2019

GD-kommittén inom SGF har som uppgift att planera och genomföra GD årligen. Nu genomförd 40 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 Lindfors Tornéus

TRAFIKVERKET

+46 (0)72 142 11 36

lenita.lindfors-torneus@trafikverket.se



Anders Kullingsjö

SKANSKA

+46 (0)10 448 42 25

anders.kullingsjo@skanska.se

PROVTAGNING MED S GEOBOR OCH TRIAXFÖRSÖK I FAST LAGRAD MORÄN I SAMBAND MED PLANERING AV OSTLÄNKEN, HÖGHASTIGHETSJÄRNVÄG

Luke Chapman [A], Morgan Axelsson [B], Mats Larsson [A]

[A] Sweco Civil AB

[B] Trafikverket, Stora Projekt

SAMMANFATTNING

Ostlänken är den första delen av Sveriges nya stambana för höghastighetståg och sträcker sig mellan Järna och Linköping. Sweco arbetar nu med systemhandling och järnvägsplan för Ostlänken i deluppdrag 2, Norrköping.

Strax norr om Norrköping passerar Ostlänken genom en moränrygg i max 18 m djup skärning där det planeras en tråglösning i kombination med slänter. På grund av olika svårigheter och begräsningar med konventionella svenska undersökningsmetoder valdes kompletterande provtagning med kärnborrutrustningen S Geobor. Med hjälp av denna var det möjligt att ta kontinuerliga prover genom moränen och en bit ned i berg. Triaxialförsök har även utförts på de till synes relativt ostörda prover som tagits med S Geobor i den mycket fast lagrade moränen.

Artikeln presenterar provtagningen samt några inledande resultat från triaxial-försöken.

SUMMARY

Ostlänken (The Eastern Link) is the first part of Swedens new highspeed railway and stretches between Järna (in Stockholm) and Linköping. Sweco are currently working with preliminary design and land acquisition plan for Ostlänken work package Norrköping.

Just north of Norrköping Ostlänken passes through a moraine ridge in a max 18 m deep cutting with cut slopes and a reinforced concrete trough. Due to difficulties and limitations with conventional Swedish investigation methods it was decided to undertake additional sampling with the core drilling equipment S Geobor. It was possible with this technique to successfully take high quality continuous samples through the moraine and into the underlying rock.

Triaxial testing has also been undertaken on the relatively undisturbed samples of extremely dense moraine taken with the S Geobor equipment.

This article presents the sampling and initial results from the triaxial testing.

1 INLEDNING

Trafikverket planerar för en ny stambana för höghastighetståg som ska sammanbinda Stockholm med Göteborg och Malmö, via Jönköping. Hela systemet planeras enbart för persontåg och ska utföras i sin helhet med dubbelspår. Max hastighet planeras vara 320 km/h utom för projekten Göteborg-Borås och Ostlänken där max hastighet blir 250 km/h.

Ostlänken är den första planerade sträckan av Sveriges nya stambana för höghastighetståg. Sträckan är cirka 154 km och går mellan Järna och Linköping. Se vidare på Trafikverket.se och sök på Ostlänken.

Sweco arbetar nu med Systemhandling, Järnvägsplan och Tillstånd för Ostlänken i deluppdrag 2 (OLP2) inom Norrköpings kommun. OLP2 sträcker sig mellan Stavsjö i Kolmården och Bäckeby, nära Norsholm.

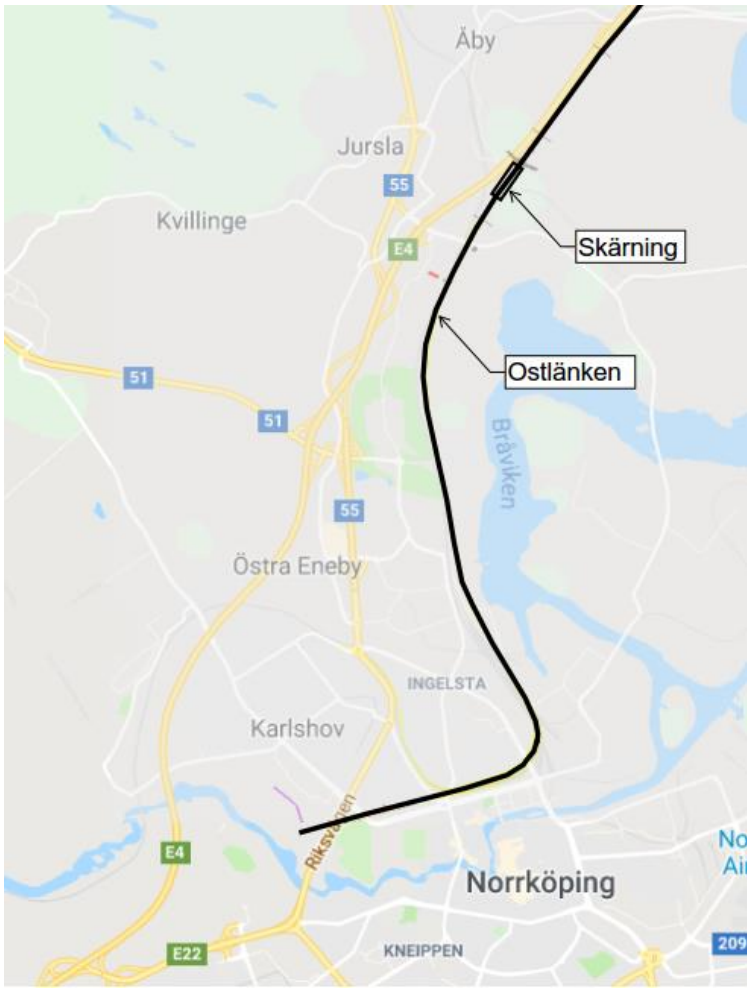
2 BAKGRUND

2.1 Områdesbeskrivning

Den aktuella försöksplatsen är belägen vid Åby, strax norr om Norrköping, se Figur 1 nedan. Den ligger i anslutning till en moränrygg som löper i nordvästlig/sydostlig riktning. Ostlänken planeras där skära igenom moränryggen på ett djup av max 18 m från omgivande markyta ned till rälsöverkant.

Som visas i Figur 2, ska den planerade höghastighetsjärnvägen passera genom moränryggen, parallellt med befintlig E4.

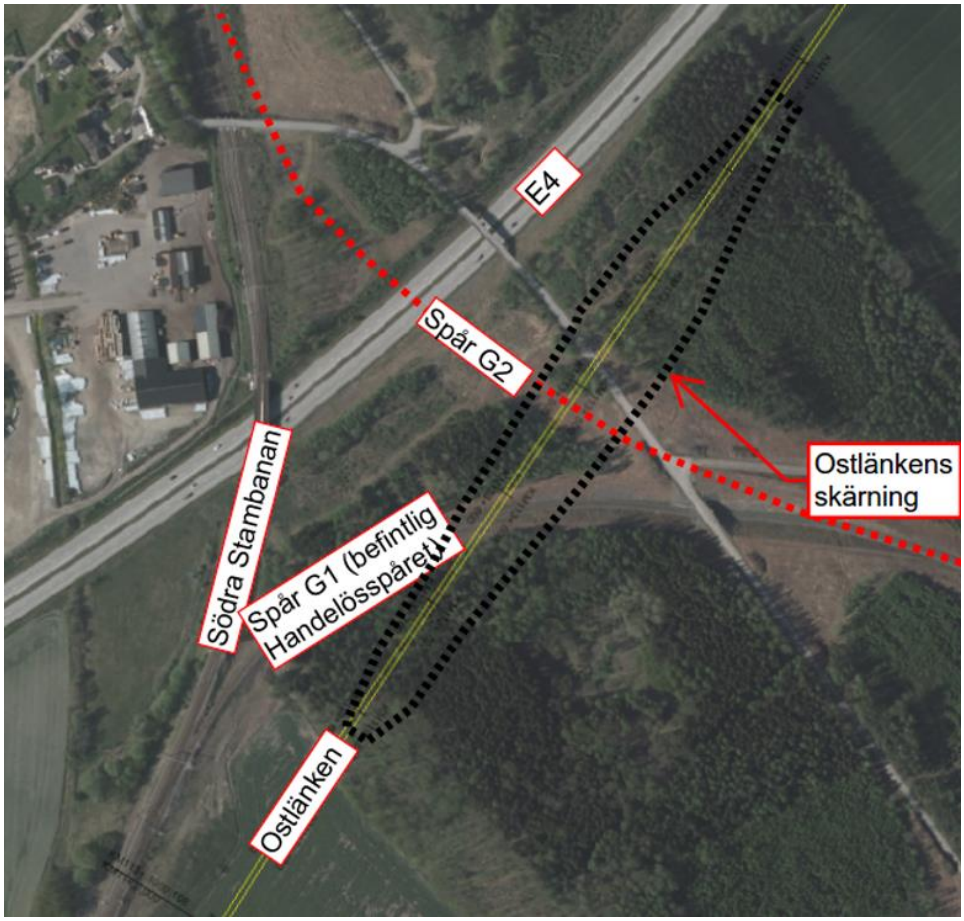
Södra stambanan ligger sydväst om ryggen och härifrån och söderut ska den planerade höghastighetsjärnvägen löpa parallellt med den befintliga Södra stambanan. Den befintliga Kardonbanan avviker från Södra stambanan söder om moränryggen och passerar därefter läget för den planerade höghastighetsjärnvägen i skärning innan den svänger mot sydost och löper parallellt med ryggens riktning mot Händelö.



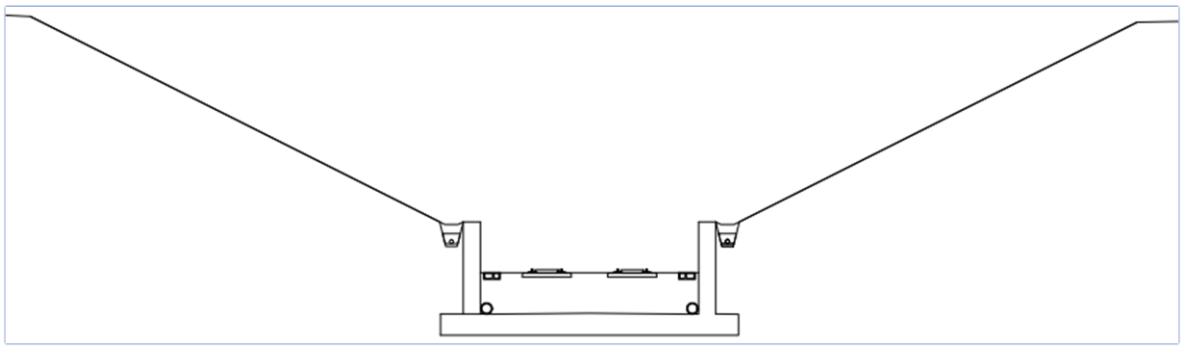
Figur 1. Översiktsbild av området för aktuell skärning för Ostlänken

Kardonbanan är ett järnvägsprojekt med nya industrispår (G1 samt G2 i Figur 2) som nu byggs med anledning av Ostlänkens utbyggnad. Syftet är bl.a. att möjliggöra en flytt av Norrköpings godsbangård till Malmölandet (något öster om skärningen i Figur 2). Spåren G1 och G2 kommer att ansluta till den befintliga Södra stambanan.

Ostlänken kommer här att passera under Kardonbanans två triangelspår i en ca 600-700 m lång skärning. För att inte ge skadlig grundvattensänkning så planeras en tråglösning i kombination med slänter, se Figur 3 nedan. Tråget kan bli i storleksordningen 500-600 m långt och med trågväggar på 5 till 10 m för att hålla uppe grundvattennivåerna i omgivningen samt säkerställa en stabil grundläggning för Ostlänken. Tråget kombineras med slänter upp till det totala schaktdjupet på cirka 18 m. I byggskedet är schaktdjupet ytterligare några meter.



Figur 2. Läget för Ostlänkens skärning relativt Kardonbanans spår G1, G2 samt Södra stambanan

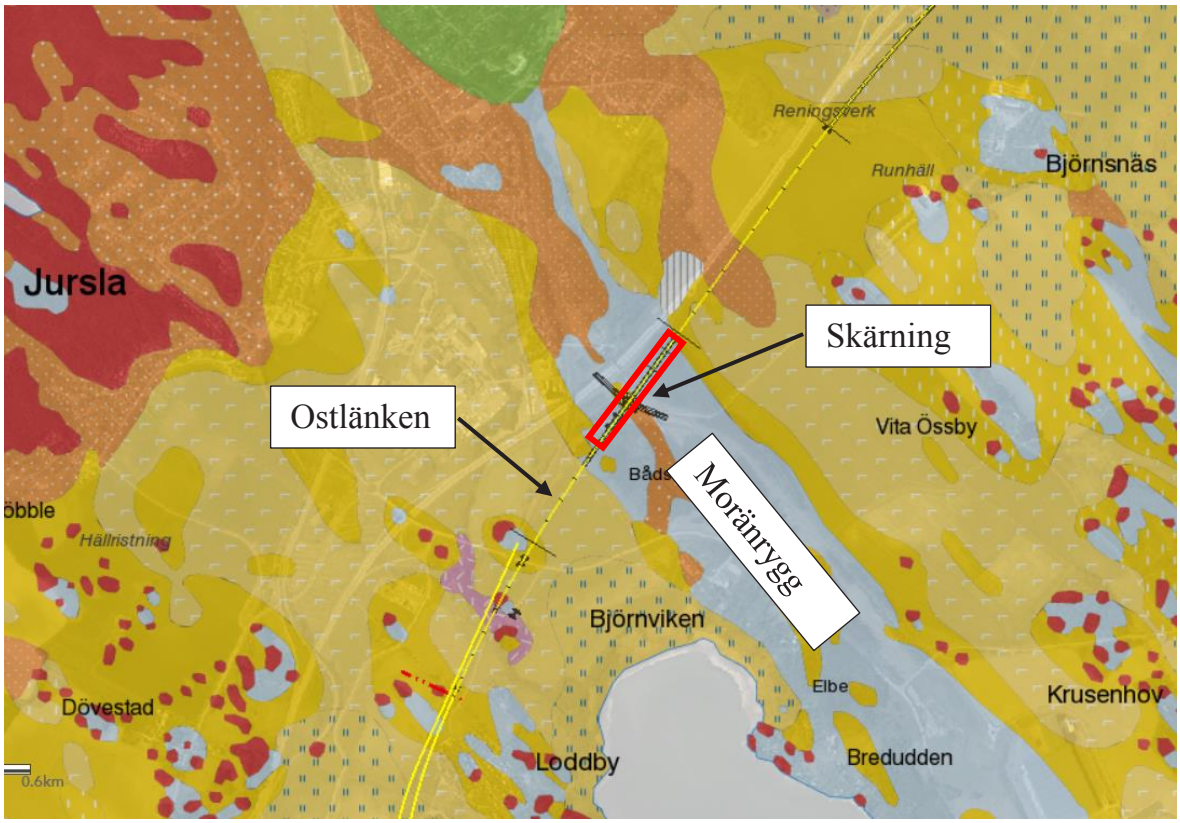


Figur 3. Principbild för möjlig slutlig utformning av tråg/skärningsslänter för Ostlänken. Djup till uk tråg ca 21 m.

Eftersom Kardonbanan byggs nu (påbörjades 2017) och ska hållas i drift under Ostlänkens byggnation så planeras förberedande arbeten i form av två slutna plattramsbroar för Kardonbanan, med plats för den blivande Ostlänken under.

2.2 Geologisk och topografisk beskrivning

Där Ostlänken ska passera under Kardonbanan ligger en moränrygg som löper från Åby i nordväst till Händelö i sydöst. Norr och söder om ryggen ligger Björnsnäs- respektive Björnvikens odlingslandskap som består av lågt liggande lös lermark, se jordartskarta i Figur 4. Odlingslandskapet ligger på nivå ca +5 till +10 m.ö.h. och moränryggen ligger som högst på ca +27.



Figur 4. SGUs jordartskarta med läget av skärningen markerad.

3 UTFÖRDA UNDERSÖKNINGAR

Sweco har inom arbetet med Ostlänkens Systemhandling och Järnvägsplan utfört geotekniska undersökningar i anslutning till den nämnda moränryggen. Bland annat har 8 stycken Jb2-sonderingar och 24 stycken slagsonderingar utförts längs med sträckan för skärningen.

Hejarsonderingar samt några försök med skruvprovtagning har även utförts, men de metoderna har inte lyckats så väl i moränen på grund av den höga sten- och blockhalten samt fastheten. Dock har ett antal hejarsonderingar utförts i angränsande projekt Kardonbanan i skärningen för E4. Där har den steniga/ blockiga ytmoränen schaktats bort varför sonderingarna kunde utföras.

I samband med hydrogeologiska undersökningar har 15 stycken grundvattenrör samt en filterbrunn installerats till ca 30 m. I ett tidigt skede installerades några

grundvattenrör genom att driva ner dem, men med denna metod har man kommit ned ca 12 m under markytan. Senare har grundvattenrör installerats genom att först förborra ett hål med Jb och därefter installera rören. Man har då kommit ned väsentligt djupare.

Det har även samlats in spolprover i samband med installation av brunnen samt vid några av grundvattenrören.

Längs skärningen har även geofysisk undersökning utförts med refraktionsseismik i dubbla linjer. Man har fått en viss korrelering med den slutligen visade bergnivån på ca 25-30 m djup. Detta beskrivs inte ytterligare i denna artikel.

4 UTVÄRDERING AV UTFÖRDA UNDERSÖKNINGAR

4.1 Erfarenheter från Jb2-sonderingar samt tolkning av jordlagerföljd

Inledande utfördes ett antal JB2-sonderingar med luftspolning och en normalstor sonderingsbandvagn. Man visste då inte hur djup eller fast moränen var. Tolkningen av bergnivån från sonderingsresultaten var då mycket osäker. Främst beroende på den mot djupet mycket fasta, blockiga moränen och det troligen uppspruckna ytberget, men även på grund av spolproblem, den stora mäktigheten hos moränen samt det höga siltinnehållet.

Detta ledde till att det inte var någon tydlig skillnad mellan sonderingsparametrarna i den djupare liggande moränen jämfört med berget.

I ett par fall tolkade man i fält att bergnivån kunde ligga på djupet ca 15 m, vilket senare visade sig vara överkant av en mycket fast morän. Sonderingen avslutades då tidigt eftersom moränens fasthet var så hög att sonderingsresultatet tolkades som berg. Se Figur 6 nedan för ett exempel på en av de mycket svårtolkade Jb-sonderingarna.

På grund av de osäkra tolkningarna av bergnivån så utfördes kompletteringar med Jb-sonderingar och en kraftigare borrbandvagn av typ Geomachine G8, och vattenspolning.

En tolkning av bergnivån blev då betydligt lättare att göra, även om en bestämning av bergläge på detta djup i morän fortfarande innebär väsentliga osäkerheter. Man tolkade nu att bergnivån kunde ligga runt 27-30 m under mark.

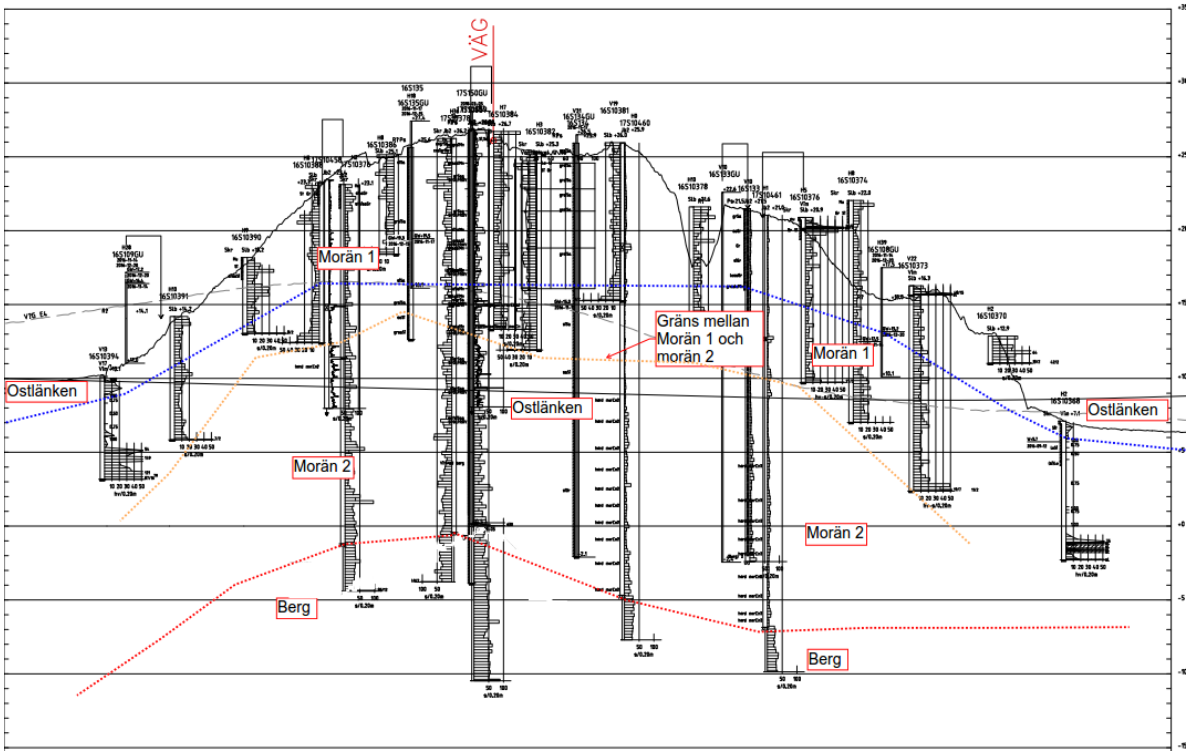
Utifrån det samlade sonderingsresultaten kunde jordlagerföljden i moränryggen nu sägas bestå av två olika moränlager. En övre, morän 1, samt en undre, morän 2. Övergången mellan de två moränlagren har tolkats vara vid den nivå där flertalet slagsonderingar stoppade vid ett djup på ca 10-15 m under markytan, se Figur 5 nedan.

Vi hittar inget i SGU:s beskrivningar kring bildningen av denna typ av ryggformation i området men det är sannolikt så att de två moränlagren har olika

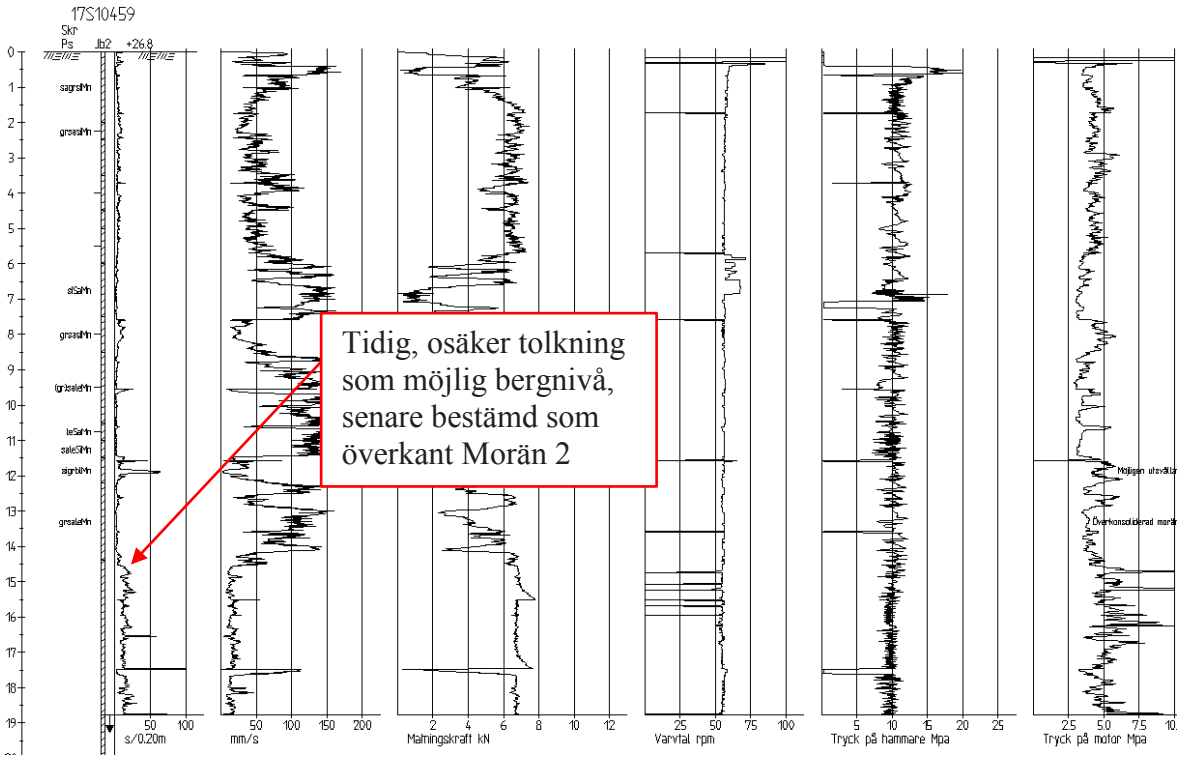
bildningssätt. Den undre har troligen bildats som en bottenmorän och den övre i form av en ändmorän.

Bottenmoränen består av ett mycket fast lagrat, starkt konsoliderat material med större andel silt och lerpartiklar och därav en grå färg. Den övre moränen är likt en typisk ytnära morän i området, med silt, sand-, grus och sten/block. Till färgen är den mera gråbrun och inte alls lika fast lagrad. Block och sten förekommer i båda moränerna. Ibland uppträder de som skikt.

Spolproverna gjorda i samband med grundvattenrörsinstallationerna visade att det fanns ett högt siltinnehåll i morän 2.



Figur 5. Den tolkade profilen före de kompletterande djupprovtagningarna.



Figur 6. Figur som visar resultat från JB2-sondering med vattenspolning. En tidig tolkning var att bergnivå kunde ligga på djupet ca 15 m. Senare visade det sig att denna nivå motsvarade överkanten av den mycket fasta bottenmoränen, Morän 2.

4.2 Obesvarade teknikfrågor efter inledande sonderingarna

Det bedömdes vara mycket viktigt för ett flertal teknikfrågor i Projekt Ostlänken att fastställa både jordlagerföljd, bergläge, jordegenskaper mm

Huvudsakliga frågor/parametrar som behövde utredas var bl.a.

- En pålitlig nivå för bergöveryta. Bergläget är avgörande för behovet av bergschakt i skärningen och påverkar även omfattning och teknik för eventuella förankringar av tråget i berget. Även påverkan på kostnad och markanspråk.

- Blockighet i moränen – påverkar drivbarhet, borrbarhet (och därmed val av stödkonstruktioner) samt påverkan på schaktbarhet

- Jordens hållfasthetsegenskaper – påverkan på djupa schakter/ sponter

- Jordens siltinnehåll – byggrelaterade frågor som funktion hos filterbrunnar, känsligheten för uppluckring på grund av grundvatten mm

- Släntstabilitet – lutning och behov av erosionsskikt

- Jordens permeabilitet som underlag för analyser av grundvattensänkning vid temporära eller permanenta konstruktioner och schakter samt beräkning av antal filterbrunnar och tid för pumpinsatser

- Siltinnehåll, fasthet och förekomst av genomsläppliga skikt påverkar även i hög grad den modell för grundvattensänkning som upprättats och ligger till grund för bl.a. tillståndsfrågor.

- Bärighet och frostkänslighet för tråget

Det bedömdes även finnas en möjlighet i att försöka visa på bl.a. en hög hållfasthet och höga moduler i moränen för dimensionering av temporära stödkonstruktioner och den permanenta slänt- och tråglösningen.

5 KOMPLETTERANDE PROVTAGNING

5.1 Allmänt

De omfattande teknikfrågor som sammantaget fanns och inte var besvarade genom de redan utförda sonderingarna gjorde att det beslutades att försöka genomföra en kompletterande provtagning i moränen och ned i berg.

Ett alternativ för att enbart säkra bergläget kunde ha varit JB-sonderingar genom foderrör, men utifrån erfarenheten från brunnsinstallationen som tog flera dagar att borra ned till ca 30 m så bedömdes även foderrör vara svårt och tidskrävande. De prov man skulle kunna få upp skulle inte heller bli representativa då mycket av finmaterialet riskerade att spolas bort.

Metoden som beslutades var kärnborrning med S Geobor. Sweco Danmark som skulle utföra kärnborrningen föreslog att man även skulle testa provtagning med shell and auger (foderrör och skruv) då man i Danmark har goda erfarenheter av, och utrustning för sådana provtagningar. Vi var dock tveksamma utifrån svenska erfarenheter av blockig jord.

5.2 Bakgrund S Geobor

S Geobor är en provtagningsutrustning av typen wireline triple tube som tillverkas av Epiroc (tidigare Atlas Copco). Det finns dock även andra liknande utrustningar från andra tillverkare. Triple tube-provtagning är en form av kärnprovtagning som är framtagen för att kunna ta upp prover med hög återvinning (recovery rate) även i berg med låg kvalitet eller mycket uppsprucket. Triple tube-provtagning är en vanlig undersökningstyp vid prospektering samt utomlands även för geotekniska provtagningar i fastare formationer av jord.

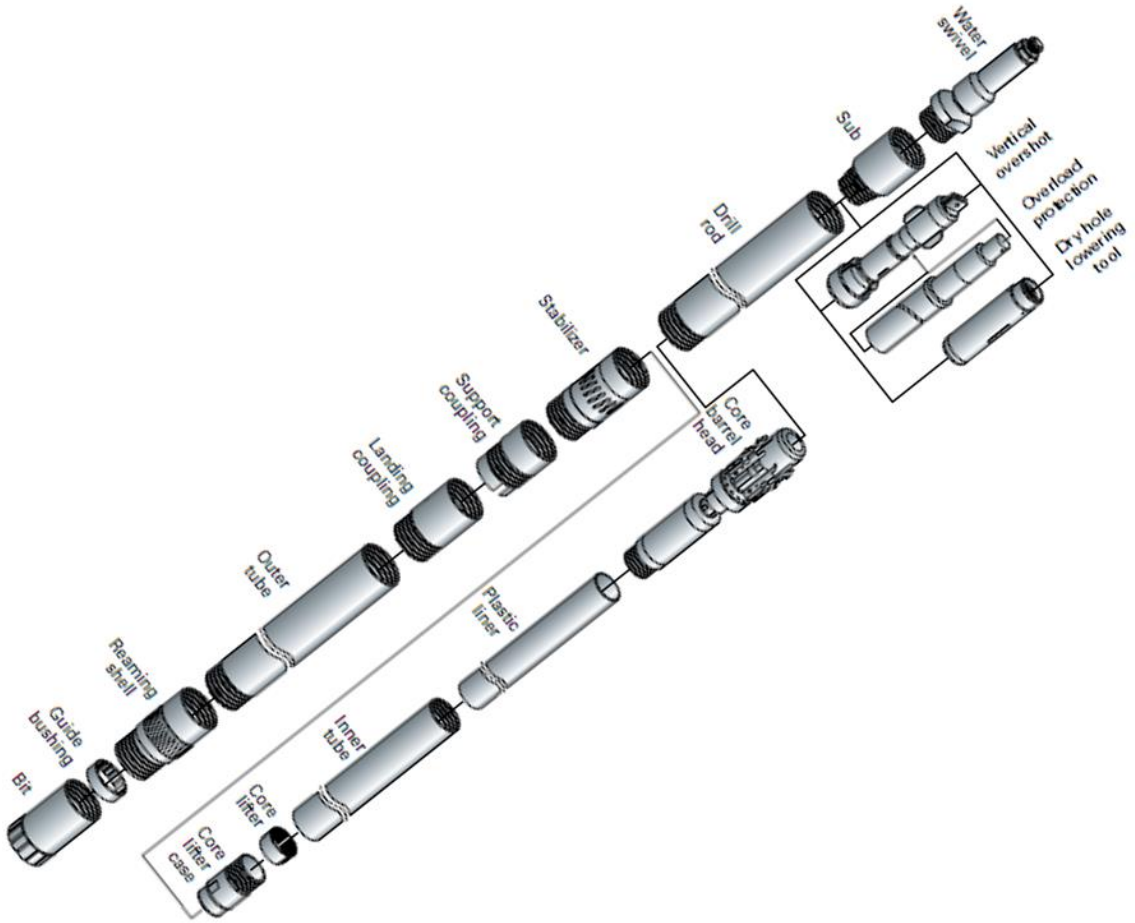
Metoden verkar ha provats i Sverige första gången i Malmö 1994 då man framgångsrikt borrade ca 100 m kärna i kalkberg och i viss mån lermorän (Jonsson et al., 1995). Den har sedan dess använts några gånger i Sverige. Bland annat 2014 i

Storlien ”Stora Helvetet” (Alén et al. 2014). Det är för oss inte känt om man har försökt utföra provtagning av fast morän med den.

Triple tube-utrustningen består av ett ytterrör med borrkrona monterad i änden. Ytterröret fungerar som ett foderrör som roteras och drivs ner vid samtidig vattenspolning (utan slag) under provtagningen.

Provet fångas upp i ett innerrör som är cirka 1,5 m långt vilket inte roteras under borrningen utan enbart trycks nedåt. I innerröret finns ytterligare ett rör där provet fångas upp och skyddas från störning när det tas ut.

I de flesta triple tube-system består detta röret av en så kallad split tube, ett stålrör som delas i två halvor längs med röret. I S Geobor-systemet används istället ett PVC rör s.k. coreliner. I Figur 7 nedan visas S Geobor principiellt.



Figur 7. Bilden visar Geobor S systemet, från presentation Epiroc, 2018.

En fördel med wire line-utrustningar är även att proverna kan tas upp utan att ta upp foderrören. Innerröret sänks och lyfts med hjälp av en kärnhämtare (overshot device) monterad på en vajer kopplad till ett vajerspel.

När innerröret sänkts ned till botten av foderröret kopplas det ihop med foderröret och följer med ner vid fortsatt borrning utan att rotera då foderröret roteras. När

utrustningen har borrats ner samma längd som provtagningsröret (1,5 m) tas innerröret åter upp och töms.

Shell and auger-systemet är en borrningsmetod där ett roterat foderrör med ringkrona används för att hålla borrhålet öppet medan provet tas upp med en skruv. Metoden fungerar så att foderröret först roteras ner, utan hammare eller spolning, och därefter tas materialet i foderröret upp med skruv. En rullborrkrona, tricone bit, användes för att komma igenom block och sten. Dock kan det, eftersom den har en mindre diameter än foderröret, vara omöjligt att komma igenom med foderröret även efter genomborrning av sten inne i foderröret.

5.3 Utförande S Geobor

I det ursprungliga borrprogrammet planerades 4 stycken borrhål som skulle avslutas några meter in i berg. Planen var att borra med shell and auger metoden genom morän 1 och sedan börja med S Geobor i morän 2 och fortsätta ner med denna även i berg.

Sweco Danmark utförde borrningen med en Knebel borrigg monterad på en fyrahjulsdriven Scania lastbil, se Figur 8 nedan.



Figur 8. Bilder visar Sweco borrigg som utförde provtagningen.

5.3.1 Första provtagningspunkten – 17S10459

Borrningen påbörjades första veckan i februari 2018 och sammanträffade med en period av kallt väder, dagstemperaturer på -5° samt nattemperaturer på -10°. Borrning genom morän 1 började med shell and auger- metoden. Det tog ca 2 dagar att borra igenom den största delen av morän 1 och bra störda prover kunde tas upp.

Ett stenigt och blockigt skikt påträffades vid 13 m under markytan. Borrning genom detta skikt gjordes med tricone-borrkronan och var mycket långsam, det tog ca 1 dag att komma genom skiktet på ca 1,5 m.

Eftersom det var väldigt svårt att borra genom sten och block med foderröret valde vi istället att övergå till metoden S Geobor. Det fanns en osäkerhet om man skulle få upp något material eftersom vi förväntade oss att det skulle vara siltigt.

Det visade sig dock att det med kärnborrutrustningen kunde hämtas upp mycket fina prover av den mycket fasta, siltiga grusiga morän 2, se exempel på prover i Figur 9, 11, 12 samt 13 nedan.

Borrning fortsatte med bra återvinning, ca 75% och bättre. Däremot hade fältgeoteknikerna mycket problem med sin utrustning på grund av de låga temperaturerna. Borriggen var inte anpassad för vinterförhållanden och det tog några dagar tills vissa anpassningar hade gjorts. Figur 10 nedan visar provtagning med S Geobor i punkt 17S10459.

Det visade sig även vara stora utmaningar med det grundläggande att hålla spolvatten, slangar, pumpar mm ofruset. Det löstes bl.a. genom enkubikstankar som fylldes på samt försågs med doppvärmare för att inte frysa.



Figur 9. Bilden visar prov med diameter ca 102 mm av morän 2 upptaget i punkt 17S10459 med S Geobor.



Figur 10. Provtagning med S Geobor i punkt 17S10459.

När provtagningen till slut nådde ned i berget vid ca 25,5 m djup under markytan, visade det sig att berget var väldigt vittrat och att det av borrkronan troligen smulades sönder till sand, se bilden i Figur 13. Sanden fastnade mellan ytter- och innerröret och ledde till att det inte var möjligt att dra upp inner tuben med vajern.

Det betydde att det enda sättet att hämta upp innerröret var att ta upp hela foderröret också. Det tog ca 4 timmar att ta upp hela systemet och sedan återinstallera foderrören i hålet. Det innebar även att en hel del jord från högre nivåer kunde samlas i botten av röret.

Hålet avslutades när det hade borrats ca 5,2 m i berget. Hela hålet tog ca 9 dagar att utföra, ca 6,5 arbetsdagar med stillestånd beroende på det kalla vädret borträknat. Det hade från början bedömts ta betydligt färre dagar per provtagningshål. Därför reviderades planen och det bestämdes att enbart utföra en ytterligare punkt med provtagning med S Geobor.



Figur 11. Bilden visar prov av morän 2 med sten och block genomborrade. Prov upptaget med S Geobor i punkt 17S10459 på djupet ca 16-17 m.



Figur 12. Bilden visar prov med block av olika bergarter varvat med morän, provtaget med S Geobor i punkt 17S10459 på djupet ca 22-23 m.



Figur 13. Bilden visar prov av vittrat berg, provtaget med S Geobor i punkt 17S10459 på djupet ca 27-28 m.

5.3.2 Andra provtagningspunkten – 17S10461

Eftersom metoden shell and auger var mindre effektiv i borrning i morän 1 och den mest intressanta delen var att undersöka morän 2, bestämdes det att det skulle sättas ett 219 mm diameter brunnsborrat foderrör genom morän 1 med ODEX-metoden. Överkant morän 2 tolkades från tidigare utförda sonderingar och foderröret sattes till 15,5 m under markytan. Se Figur 14 som visar borrning i punkt 17S10461.



Figur 14. Provtagning med S Geobor på den vänstra bilden och installation av foderröret med ODEX på den högra bilden i punkt 17S10461.

Borrningen gick relativt fort och det tog 4 dagar att borra och ta prover genom morän 2, se bild på Figur 15. Borrningen lyckades komma ner ca 1 m i ovittrat berg, se bild på Figur 17. Det uppstod problem med provtagningen i samband vid inborrning i berget där provet troligen fastnade i foderröret. Istället för att ta upp hela foderröret valde man att avsluta hålet. Detta eftersom ovittrat berg hade påträffats samt att bergnivån även ganska tydligt hade bekräftats vid en intilliggande Jb-sondering.



Figur 15. Bilden visar prov av morän 2, provtaget i punkt 17S10461 med S Geobor.



Figur 16. Bilden visar prov av morän med siltigt sandlager, provtaget med S Geobor i punkt 17S10461 på djupet 22,5-23,1 m, (notera återvinning på över 200%).



Figur 17. Bilden visar prov av berg i punkt 17S10461, provtaget med S Geobor på djupet ca 28-29 m.

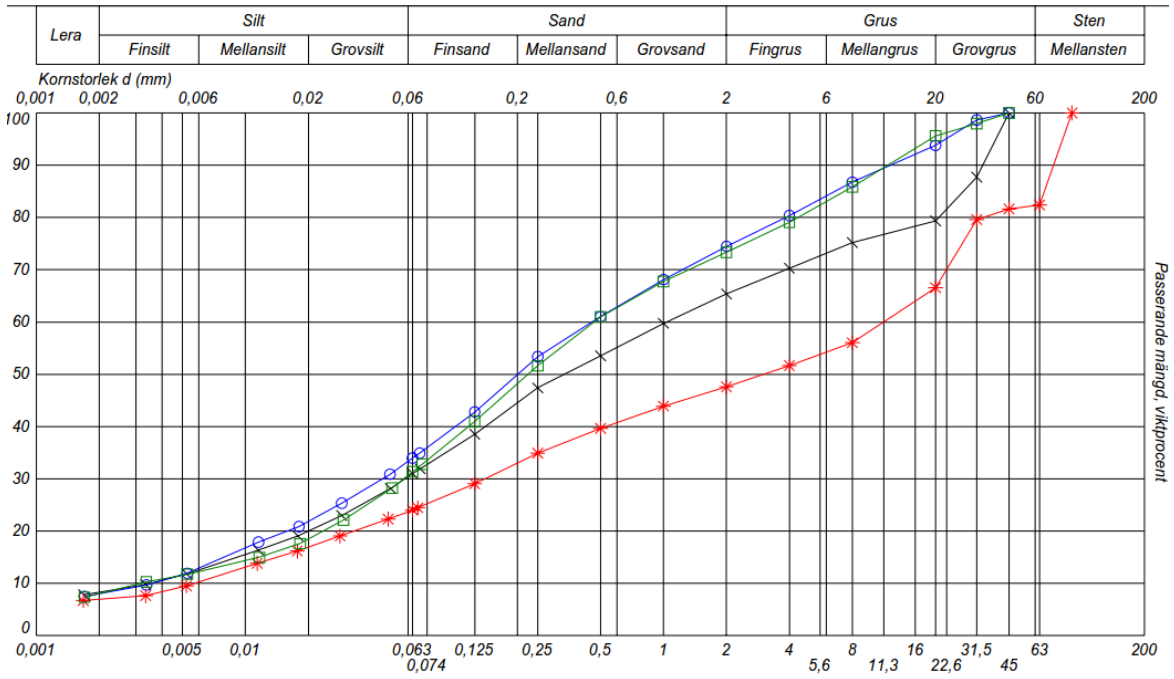
5.4 Resultat, sonderingar och jordlagerföljd

Den lyckade kontinuerliga provtagningen utförd med S Geobor tillsammans med kompletterande Jb-sonderingar med tung maskin och vattenspolning gav slutligen en tydlig bild av jordlagerföljden.

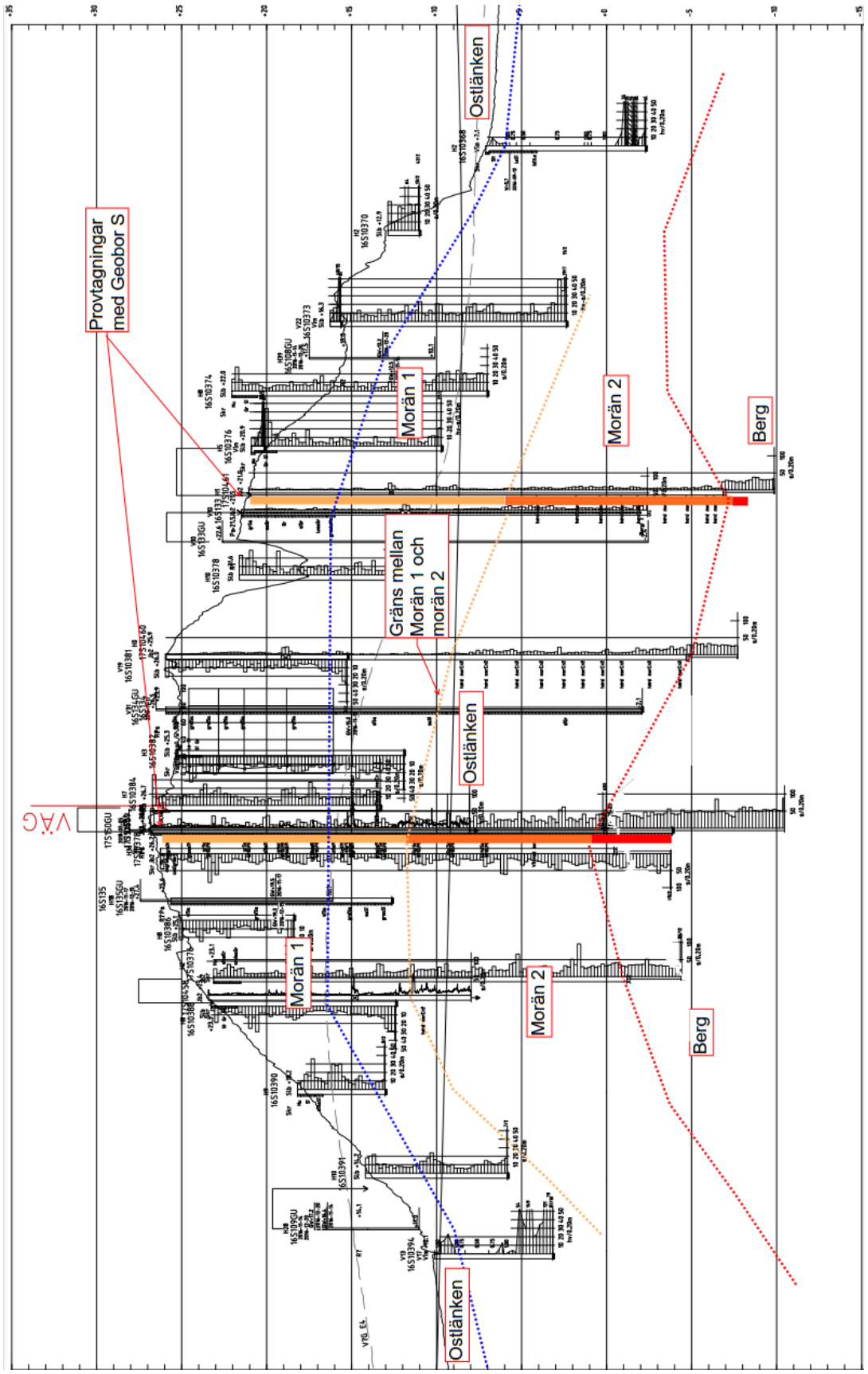
Det allra viktigaste var att kunna bekräfta att bergnivån låg ca 25-30 m under markytan och inte på ca 15 m djup som var en möjlig tolkning tidigare.

Övergången mellan en ytlig morän (morän 1) och en bottenmorän (morän 2) bekräftades, likaså ett skikt av sten och block som möjligen kan vara ett svallat skikt av morän 2. Den uppdaterade profilen presenteras i Figur 19 nedan.

Vidare kunde bottenmoränens sammansättning bestämmas genom några siktförsök på lab, se Figur 18.



Figur 18. Kornfördelningskurvor för fyra prover av morän 2


Provtagningar
med Geobor S
Ostlänken
Morän 1
Morän 2
Berg
Gräns mellan
Morän 1 och
morän 2
Ostlänken
Morän 1
Morän 2
Berg
Ostlänken
VÄG

Figur 19. Uppdaterad profil efter samtliga undersökningar och provtagning.

Bekräftelse av jordlagerföljden med den kontinuerliga provtagningen gjorde så att en bra korrelation kunde åstadkommas mellan jordlagerföljden och slagsonderingar samt Jb-sonderingar av bra kvalité (tyngre maskin och vattenspolning).

Överkant för morän 2 samt bergnivån visade sig nu kunna tolkas relativt säkert utifrån Jb-sonderingar av hög kvalitet med provtagningen som komplement, se Figur 20, nedan.

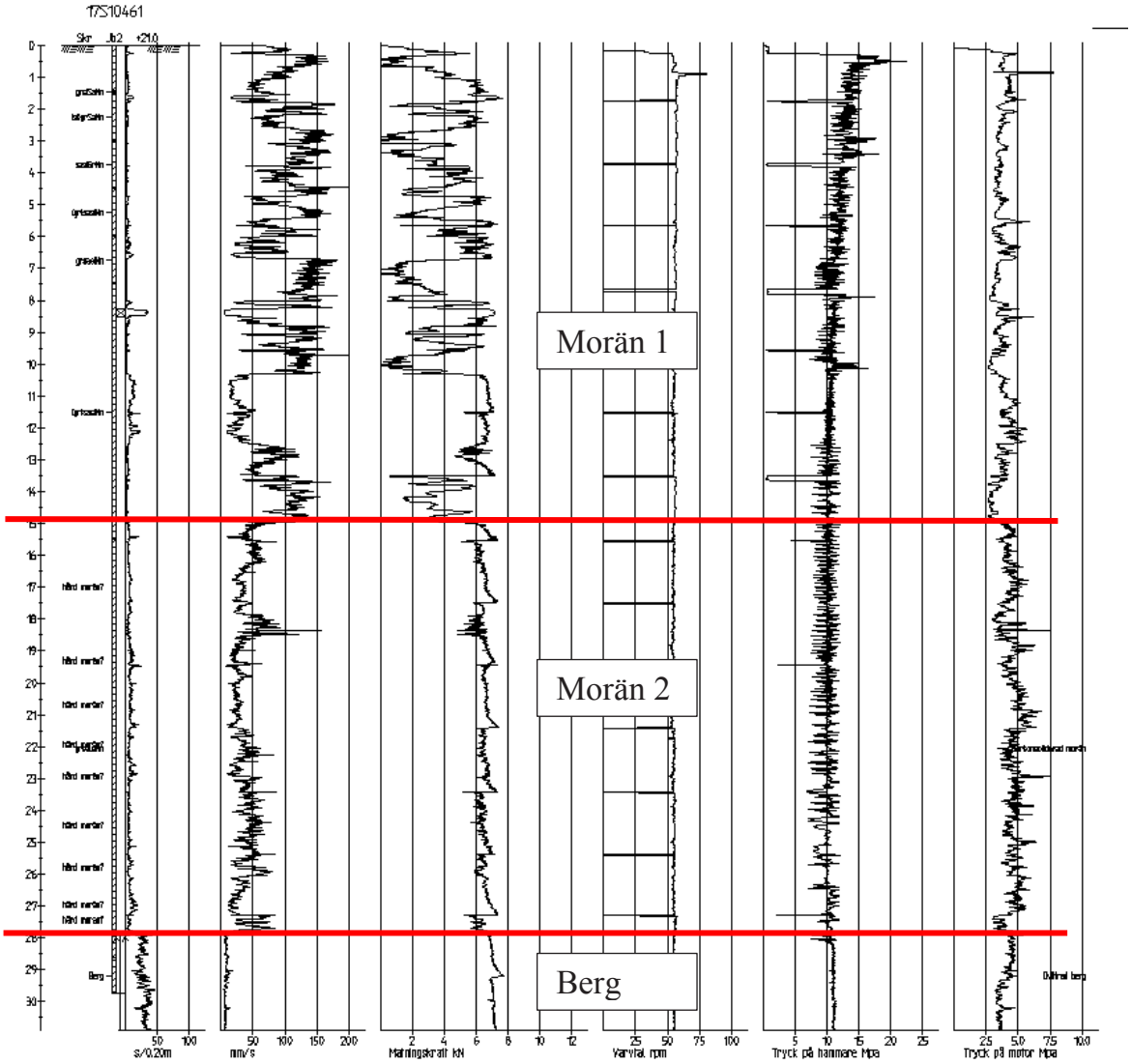
Det kan noteras att den tidigare preliminära tolkningen stämde relativt bra. Dock låg övergången mellan morän 1 och 2 något lägre än den nivå där flertalet slag-sonderingar stoppade.

De flesta laboratoriebenämningarna av jordart har bedömt morän 1 som en grusig sandig siltig morän. Det finns en viss variation i tolkningarna; något siltig, grusig sandmorän, sandig lerig siltmorän och sandig siltig grusmorän har även tolkats utifrån olika prover.

Jordartsbenämning samt siktanalyser på morän 2 visar att det finns en variation i materialet. Morän 2 har i lab bedömts som en grusig sandig lerig morän, lerig sandmorän och en sandig grusig morän, stenig.

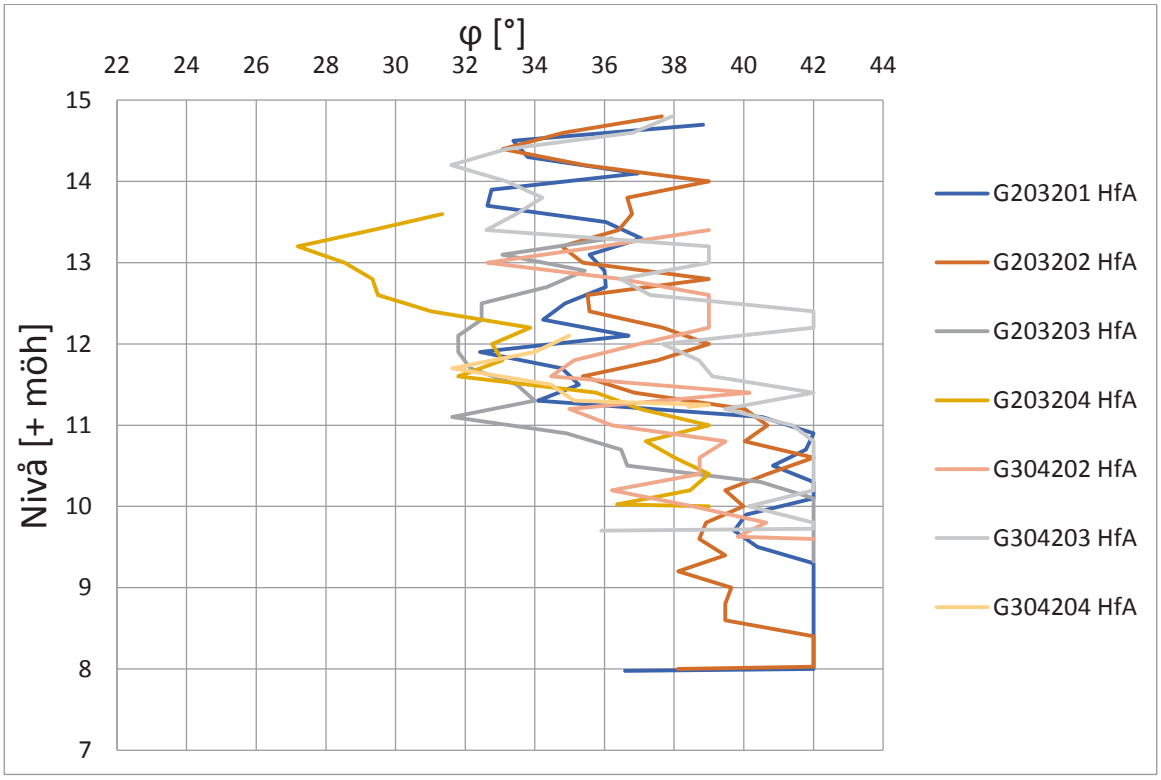
Dessa benämningar baseras på siktanalyser. Beaktas moränen i större skala så framgår det tydligt i fält samt på kärnproverna att det både i den övre och undre moränen förekommer sten och block ganska frekvent. Dock troligen något mer i den undre moränen. Någon kvantifiering av sten- och blockhalt har inte utförts.

Vissa skikt skulle även utifrån kärnproverna benämnas som sand, grus eller sten, se exempel Figur 16. Det finns dock en stor osäkerhet kring dessa. Sannolikt så är det framförallt stört material/ ”borrkax” som fallit ned i hålet vid upptagning av prover eller uppdragning av foderröret. Det är även osäkert hur mycket finmaterial som har funnits i dessa skikt innan vattenspolningen vid kärnborrningen påverkade.

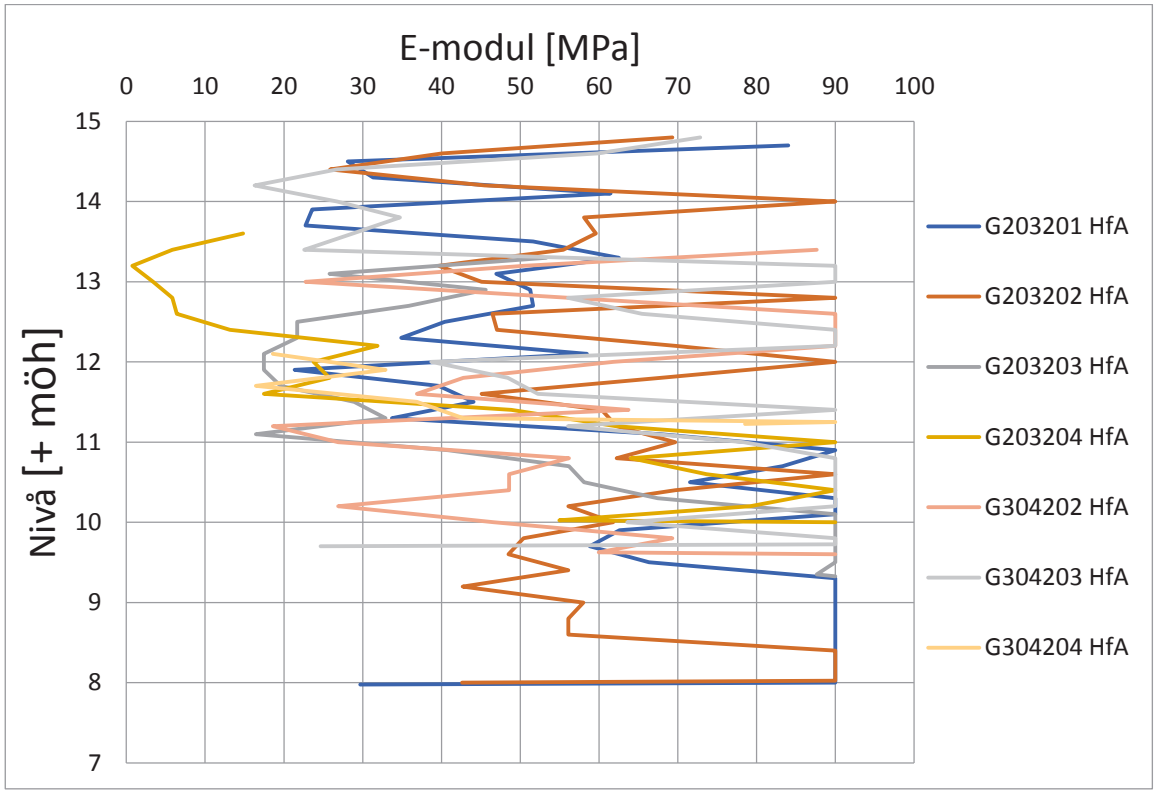


Figur 20. Jb-sondering utförd i punkt 17S10461.

Resultat från hejarsonderingar utförda i skärningen för E4, inför planerade broar i Kardonbaneprojektet. Markytan i skärningen ligger i skärningen på en väsentligt lägre nivå och sondering har utförts i huvudsak i morän 2. I Figur 21 så har utvärdering av friktionsvinkel utförts enligt TK/TR Geo 13. I Figur 22 så har utvärdering av E-modul utförts enligt TK/TR Geo 13.



Figur 21. Utvärdering av friktionsvinkel utifrån Hfa i angränsande område, enligt TR Geo 13.



Figur 22. Utvärdering av E-moduler utifrån Hfa i angränsande område, enligt TR Geo 13.

6 TRIAXIALFÖRSÖK

6.1 Bakgrund

Eftersom vi, positivt överraskade, fick upp ett antal kärnprover av bottenmoränen som var intakta och till synes relativt ostörda så valde vi att försöka utföra ett fåtal triaxialförsök på kärnorna.

Huvudsyftet med triaxialförsöken var att få en känsla för moduler samt möjligen hållfasthet inför analyser och dimensionering av stödkonstruktioner och tråg i den djupa skärningen.

NGI i Oslo bedömdes utifrån erfarenheter och utrustning för 102 mm prover vara lämpade att utföra dessa försök. Efter samråd med NGI togs ett PM fram där förutsättningar för de valda triaxialförsöken presenterades.

6.2 Utförande av triaxialförsöken

Beroende på belastningsfallet, där jorden belastar tråget samt sponten beslutades i samråd med NGI att triaxialförsöken skulle utföras som konsoliderade aktiva dränerade försök.

Det beslutades att utföra tre separata triaxialförsök. Utmaningen blev då att hitta tre representativa prover på ungefär samma nivå och med likartad jordsammansättning. Det var även viktigt att proverna skulle vara till synes ostörda, hålla ihop för att kunna trimmas till ca 200 mm höjd och inte innehålla några större stenar.

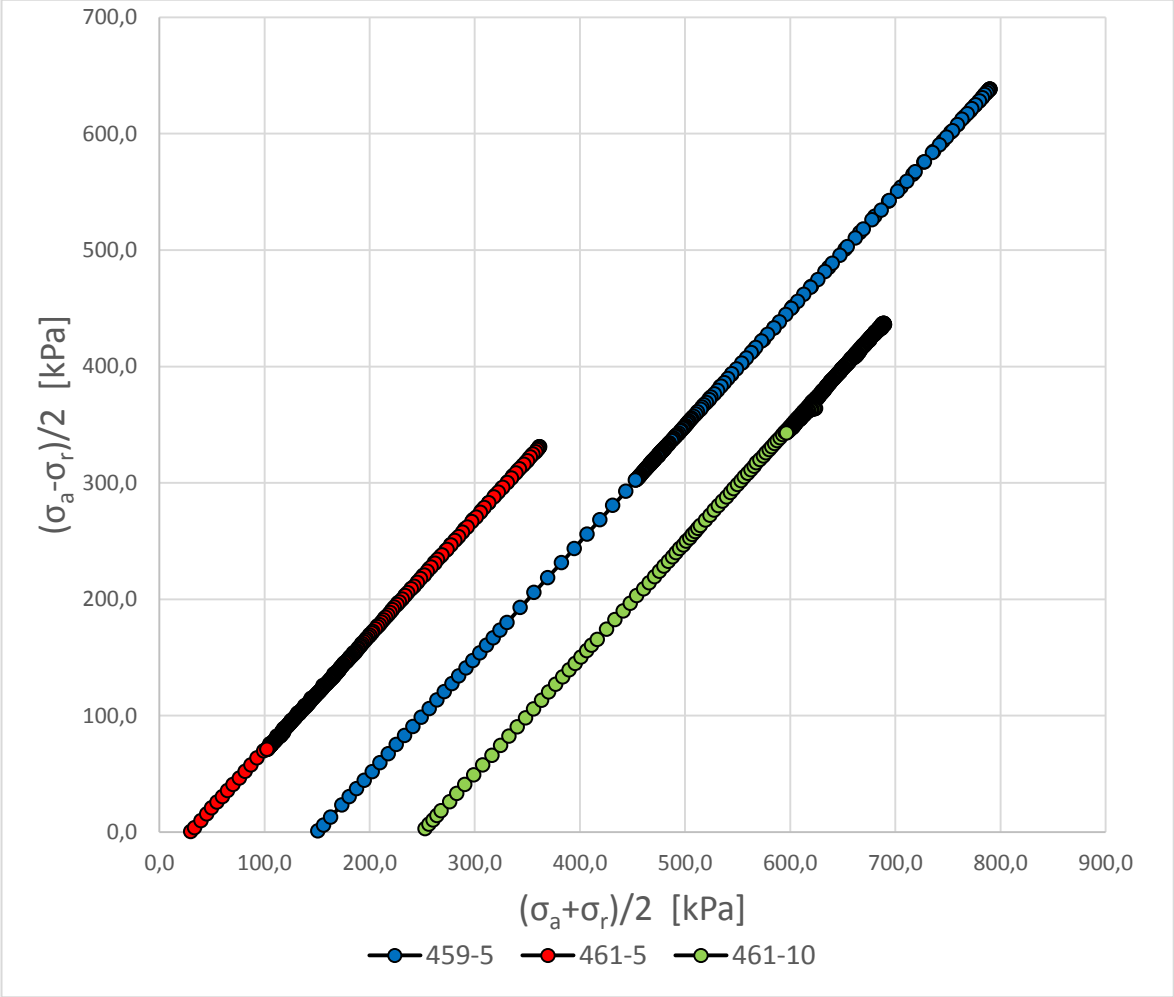
Det diskuterades även möjligheten att utföra ett multi-stage-försök vilket skulle kunna eliminera risken att proverna har olika egenskaper. Friktionsvinkeln skulle då teoretiskt kunna utvärderas säkrare. Dock fanns flera andra risker med multi-stage-försök varför man inte rekommenderade det från NGI.

Prover som tagits från en nivå i närheten av den blivande schaktbotten på den ca 20 m djupa skärningen valdes i första hand, men urvalet blev mycket begränsat då de tänkbara proverna ofta var för korta eller hade stenar större än ca 1/6 av provdiametern (enligt ISO 1789-2:2018) samt i ett fall, att trimningen av ett prov inte lyckades.

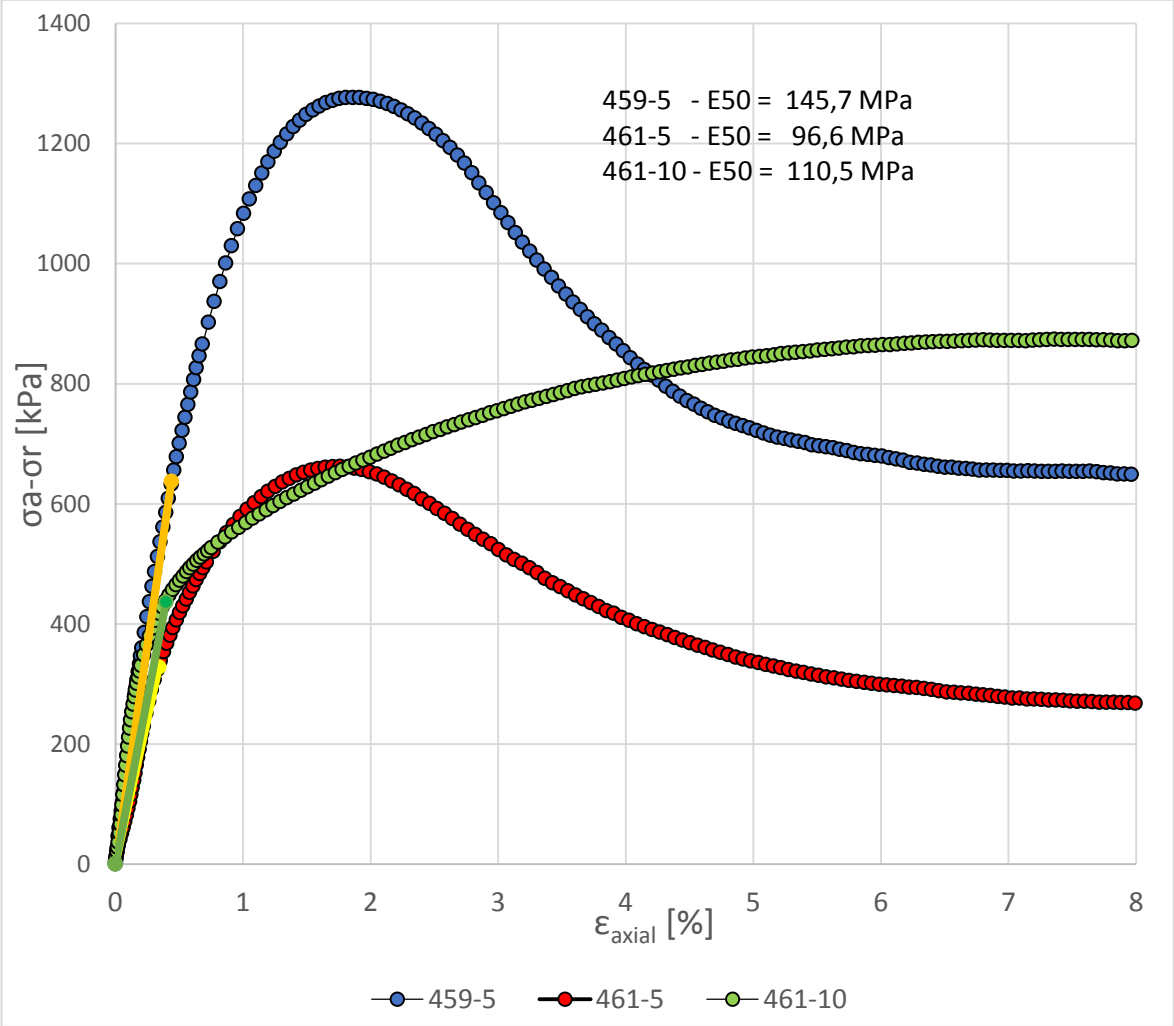
Morän 2 har historiskt utsatts för belastning från inlandsisen vilket medför en mycket stor ”överkonsolidering”. På grund av detta valdes att konsolidera proverna till en spänning mycket högre än den beräknade effektivspänningen i marken vid provtagningsnivån. Fördelen med att konsolidera proven till ett högre tryck är att den kan läka en del av störningen i provet. Förkonsolideringsspänningen blev 1.500 kPa då detta var triaxialapparatens maxradialspänning.

6.3 Resultat

Nedan presenterar resultatet av skjuvning av de tre triaxialförsöken i form av spänningsvägar till brott (se Figur 23) respektive spännings-töjningsdiagram (se Figur 24).



Figur 23. Diagram över spänningsvägar vid triaxialförsöken med effektiv medel-spänning på x-axeln och skjuvspänning på y-axeln.



Figur 24. Resultat av triaxialförsöken med utvärderade E_{50}-moduler.

Under konsolideringsfasen hade proverna en volymtöjning av 1,71% till 5,07%.

6.4 Analys

Utvärderingen av provkvaliteten avseende volymtöjning enligt SGF R2-2012 är sannolikt mindre relevant eftersom den utvärderingen är baserad på normalkonsoliderade och svagt överkonsoliderade leror som konsolideras till in-situ spänningar. Den skulle dock indikera att provkvaliteten är någorlunda god till god.

Även om vi försökt välja ut så lika prover som möjligt så är moränen heterogen och jordmaterialet i proverna samt egenskaperna blir varierande. Proverna har även efter skjuvning visat sig innehålla gruspartiklar i varierande storlek upp till ca ¼ av provdiametern, se Figur 25. Detta påverkar sannolikt formen hos skjuvytan och försöksresultaten. Detta tillsammans med en varierande grad av störning gör att man inte direkt kan utvärdera c´och friktionsvinkel då det förutsätter homogena och lika prover.



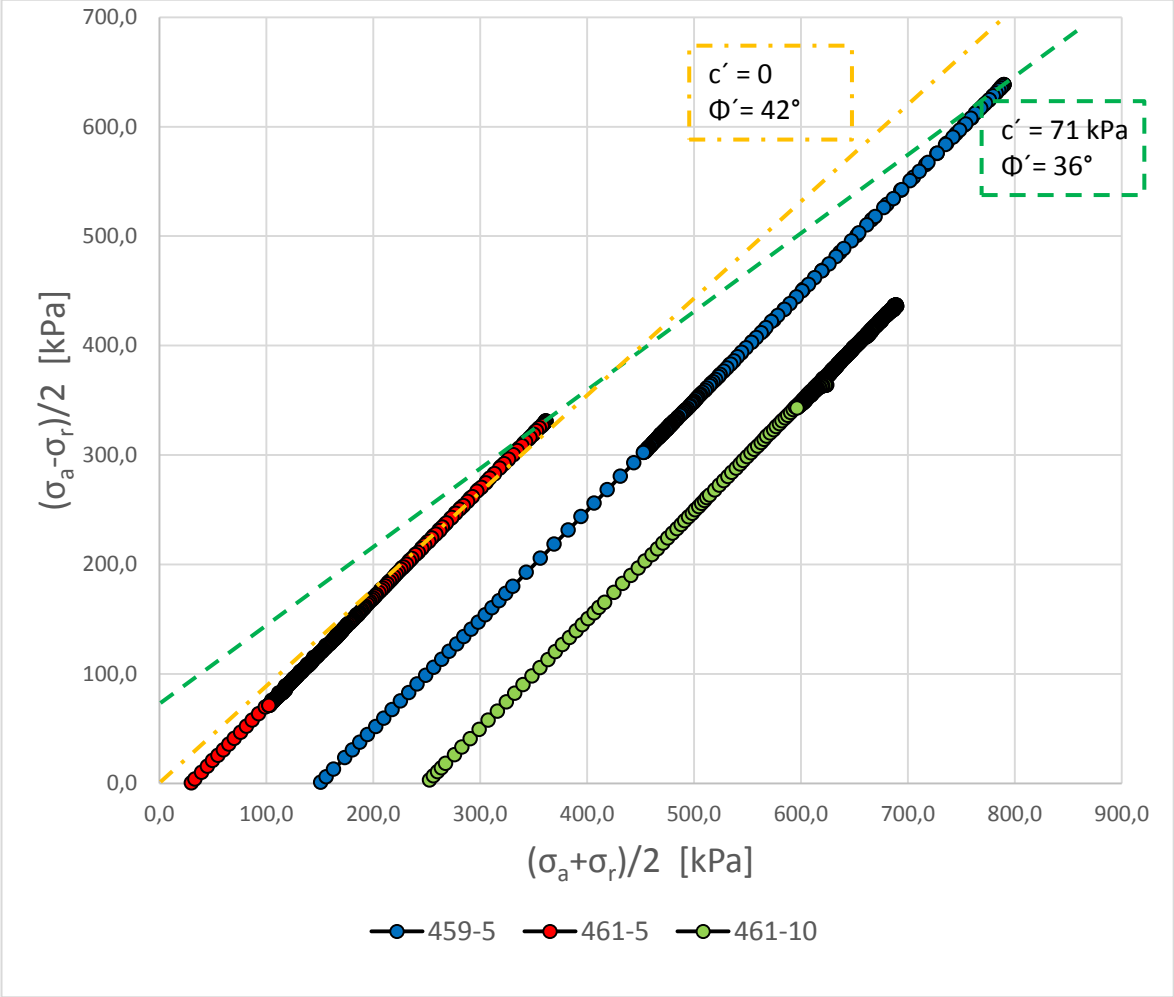
Figur 25. Prov 459-5 efter skjuvning.

Om vi bortser från prov 461-10, som uppvisar ett avvikande beteende, så kan friktionsvinkeln, ϕ', utvärderas till ca 36 grader med ett högt kohesionsintercept, c', på ca 70 kPa, se Figur 26. Det är lägre än den utvärdering av friktionsvinkel som kan göras utifrån empiriska samband enligt TK/TR Geo 13, jämför Figur 21. Utifrån hejarsonderingar på ungefär motsvarande nivå som triaxialförsöken så kan friktionsvinkeln empiriskt utvärderas till ca 42 grader.

E-moduler utvärderade som sekantmodul vid 50% av brottspänningen ligger på ca 100-150 MPa, se Figur 24. Det är tydligt högre än den modul som normalt kan utvärderas utifrån empirier från sonderingsresultat. Enligt Figur 22 så ligger E-moduler utifrån hejarsonderingar mellan ca 50-90 MPa. Dock så kan inte högre värde än 90 utvärderas enligt TR Geo.

Utifrån TR Geo 13 Tabell 5.2.2 så skulle en fast lagrad siltig morän kunna ha en E-modul på endast 10 MPa och en fast lagrad sandig morän skulle kunna ha en E-modul på 20 MPa.

Urvalet av prover där endast de ”bästa” proverna har skickats till lab gör att det är svårt att uttala sig generellt då det kan innebära en överskattning av materialet. Störning hos proverna kan å andra sidan innebära att man har underskattat materialparametrarna.



Figur 26. Triaxialförsök med exempel på utvärdering av friktionsvinkel från prov 459-5 och 461-5 samt friktionsvinkel tolkad utifrån sonderingar och TR Geo 13.

7 DISKUSSION

En av de största framgångarna är att vi med kärnprovtagning med S Geobor lyckats få upp materialprover med bra kvalité och mycket hög återvinning i samtliga jordlager och ned i berg. En bidragande faktor har troligen varit att materialet har varit mycket fast lagrat samt sammanhållet beroende på innehåll av silt/lera.

Tack vare provtagningen har jordlagerföljden och bergytan kunnat säkerställas. Det har även gett möjlighet att göra säkrare tolkning av de olika moränlagren samt bergnivån utifrån Jb-sonderingar. Provtagningen har även gjort det möjligt att med säkerhet skilja block/stenskikt från ett uppsprucket berg, vilket annars inte är möjligt med Jb-sondering.

En annan viktig frågeställning har varit att undersöka om materialet är siltigt för att kunna bedöma och förutspå beteendet i byggskedet i samband med schakter och grundvatten. Förekomst av siltigt material även på stort djup har tydligt kunnat verifieras genom djupprovtagningen i kombination med labförsök. Detta är en viktig förutsättning för fortsatta analyser inför byggskedet.

Den höga provkvaliteten gjorde det möjligt att utföra några triaxialförsök på den mycket fasta bottenmoränen. Resultat från labförsöken är svåra att utvärdera konsekvent men man har ändå fått en tydlig indikation på att modulen i materialet är betydligt fastare än man annars hade bedömt utifrån empirier vid konventionella sonderingsmetoder.

Det har även visat sig vara mycket väsentligt att utföra Jb-sonderingarna med en kraftig borrigg med stor hammarkraft, hög rotations-/tryckkraft samt vattenspolning.

Vid denna typ av djupprovtagning har det visat sig avgörande att geotekniker närvarar på plats och kontinuerligt följer och dokumenterar utförandet. Detta är praxis vid utförande av motsvarande undersökningar utomlands.

Ett önskvärt komplement vid undersökningen hade även varit loggning av borrparametrar, t.ex. likt JB3.

Man kan konstatera att det är möjligt att ta upp kontinuerliga prover med hög kvalitet från stora djup trots besvärlig jordlagerföljd med sten, block och mycket hög lagringstäthet.

Det är förknippat med en hög kostnad men kan vara motiverat vid omfattande projekt med svårlösta frågor kopplat till t.ex. mycket fast jord, där våra vanliga sonderingsmetoder inte räcker till.

8 REFERENSER

Alén, C., Bashiry, E., Bengtson, P.E., Håkansson, S., Olsson, E.L, Pettersson, R., Ruin, M., Smekal, A., 2014. *Bank över Örabäcken, Storlien (stora Helvetet).* Trafikverkets Publikationsnummer 2014:130.

Björk, D., 2018. *Epiroc presentation om S Geobor.*

ISO 17892-9:2018. *Geotechnical investigation and testing -- Laboratory testing of soil – Part 9: Consolidated triaxial compression tests on water saturated soils.*

Jonsson, A., Andersson, B. och von Strokirch, C. (1995). *A Method Study of S Geobor – a Triple Tube Wire Line Coring System, performed in Limestone and Clay Till.* Lund Institute of Technology, Lund University.

SGF Rapport 2:2012. *Triaxialförsök – en vägledning.*

TK Geo 13, 2016. *Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner, Version 2.0.* Trafikverkets dokument-ID: TDOK 2013:0667.

TR Geo 13, 2016. *Trafikverkets tekniska råd för geokonstruktioner, Version 2.0.* Trafikverkets dokument-ID: TDOK 2013:0668.

FRAMTIDENS RISKHANTERING – NU MED SYSTEMFÖRSTÅELSE

Lars Olsson [A], Johan Spross [B], Staffan Hintze [C], Håkan Stille [D], Olle Båtelsson [E]

[A] Geostatistik AB
[B] KTH Jord- och bergmekanik
[C] NCC Infrastructure
[D] Geokonsult Stille AB
[E] Trafikverket

SAMMANFATTNING

Geoteknikern hanterar i sin vardag många och ofta stora risker. Men trots att kostnaden för negativa utfall av geotekniska risker årligen bedöms ligga på flera miljarder kronor, används tillgängliga verktyg för strukturerad riskhantering sparsamt. I ett SBUF-projekt har vi tagit fram en vägledning för hur sådana verktyg kan användas i praktiken. Vi har i denna vägledning särskilt fokuserat på den för riskhanteringen så viktiga systemförståelsen av det geotekniska sammanhanget som man verkar i. Denna artikel är en sammanfattande kortversion av den slutrapport som författarna skrivit inom ramen för SBUF-projektet.

SUMMARY

Geotechnical engineers manage many – and often large – risks in their everyday work. But even though the annual cost for negative outcomes of geotechnical risks can be estimated in billions of SEK, available tools for structured risk management is sparsely used. In a recent project funded by the Development Fund of the Swedish Construction Industry (SBUF), we have developed guidelines for how such tools can be used in practice. The guidelines focus mainly on how to develop a system understanding of the relevant geotechnical context of the construction project. This article summarizes the main concepts of the final report of the SBUF project.

FÖRORD

Denna artikel är en sammanfattande kortversion av den slutrapport som författarna skrivit inom ramen för projektet ”Utveckling av verktyg för hantering av geotekniska risker” (Olsson et al. 2019). Projektet är finansierat av SBUF och Trafikverket. I föreliggande artikel tar vi upp de mest centrala principerna för riskhantering, men den intresserade läsaren kan med fördel ladda ner projektets slutrapport på www.sbuf.se.

1 INLEDNING

Inom svensk byggindustrin orsakar utfall av negativa geotekniska risker höga kostnader varje år. Statens geotekniska institut (2013) har uppskattat summan till storleksordningen 9 miljarder kronor per år – kostnader som i många fall kunde ha minskats eller helt undvikits, ifall strukturerade metoder för riskhantering hade använts. Samtidigt är riskhantering inget nytt för geoteknikerna. Man har alltid varit medveten om att man har stora osäkerheter att hantera. Vi ser i dag att det finns tillgängliga verktyg för att minska utfallet av negativa risker i geotekniska byggprojekt, men en strukturerad metodik används sällan fullt ut.

Svenska geotekniska föreningens (SGF) riskkommitté har under många år arbetat för att främja och stärka användandet av effektiva metoder för riskhantering i geotekniska projekt. Exempelvis har man tagit fram en metodbeskrivning för en strukturerad riskhantering, som krävs för en lyckad riskhantering (SGF rapport 1:2014, som uppdaterades i en ny utgåva och samtidigt översattes till engelska 2017). För att underlätta tillämpning av metodbeskrivningen har även ett omfattande praktiskt tillämpningsexempel tagits fram i ett tidigare projekt som finansierades av SBUF. Exemplet presenterades tillsammans med grunderna i riskhantering i en slutrapport (Spross et al. 2015a) med en engelsk kortversion i form av en konferensartikel (Spross et al. 2015b). För den som saknar grunderna i riskhantering rekommenderar vi därför att man börjar med att läsa den rapporten.

I det projekt som beskrivs i denna artikel har vi byggt vidare på den riskhanteringsmetodik som vi tagit fram och diskuterat i ovan nämnda rapporter. I detta senaste projekt har vi tagit fram vägledningar för:

1. hur man som geotekniker kan skaffa sig nödvändig förståelse av målet med projektet och hur yttre faktorer kan påverka möjligheterna att uppnå detta,
2. hur man kan arbeta strukturerat med riskidentifiering med ett riskstruktureringsverktyg,
3. hur man använder olika verktyg för att analysera de identifierade riskerna.

Syftet med dessa vägledningar är att stödja den som är ovan att arbeta enligt SGF:s metodbeskrivning för riskhantering, samt att förbättra möjligheterna att kvalitetssäkra den utförda riskhanteringen i geotekniska projekt. Vi hoppas kunna erbjuda den praktiserande geoteknikern verktyg för att hantera risker på ett

systematiskt sätt, så att riskhanteringen sker integrerat i det vardagliga arbetet. I SBUF-rapporten (Olsson et al. 2019) visar vi med tydliga exempel hur man går till väga. Därför begränsar vi oss i denna artikel till principerna för hur man skapar systemförståelse och hur väsentlig den är i riskhanteringen.

2 RISKHANTERINGSSTRUKTUR ENLIGT ISO 31000

2.1 Definitionen av risk

Som utgångspunkt för vår riskhanteringsmetodik har vi tagit den generella metodik som beskrivs i riskhanteringsstandarden ISO 31000 (2009). Risk definieras där som:

Risk = osäkerhetens effekt på mål

Denna något abstrakta definition kan konkretiseras och exemplifieras för en geotekniker på följande sätt. Ett *mål* kan vara att leverera en geoteknisk konstruktion av hög kvalitet till beställaren inom tidplan och givna budgetramar. På vägen mot detta mål finns ett stort antal *osäkra* faktorer som kan påverka vår möjlighet att uppnå målet. Osäkerheten kring måluppfyllnaden ger då upphov till möjliga konsekvenser (*effekter*) med olika sannolikheter. Eller kort och gott: Geoteknisk risk är geotekniska osäkerheters effekt på målet med den tänkta eller pågående aktiviteten eller verksamheten. Riskhanteringens roll är att begränsa utfallet av sådana konsekvenser ner till en acceptabel nivå.

2.2 Stegen i den systematiska riskhanteringen

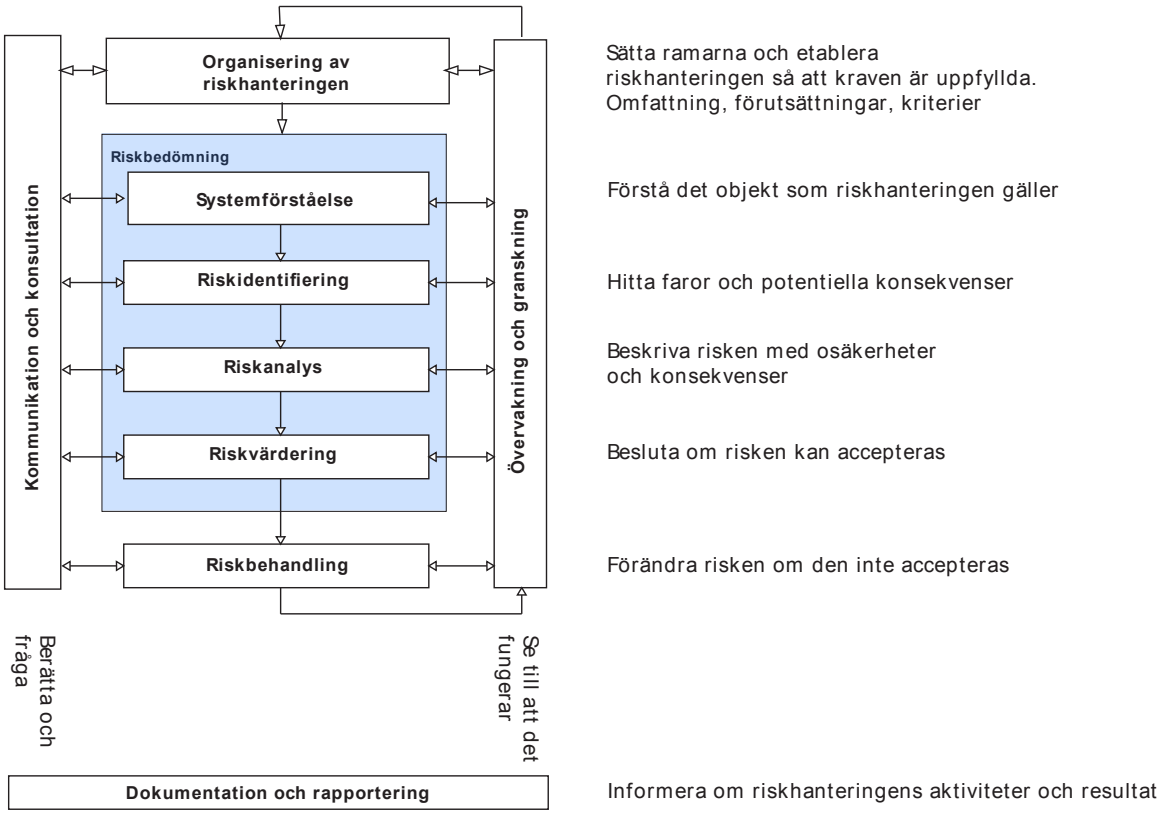
ISO 31000 anger de steg som bör följas för en framgångsrik riskhantering (Figur 1). I denna artikel diskuterar vi särskilt den för riskbedömningen så viktiga systemförståelsen, samt hur man baserat på denna förståelse arbetar med riskidentifieringen. Detaljer kring övriga steg ges av Spross et al. (2015a).

2.3 Vem ska hantera riskerna och vilka kunskaper ska hen ha?

Utgångspunkten i all geoteknisk riskhantering anser vi ska vara att denna ska utföras av den som bär resultatansvaret för det aktuella arbetet ifråga. Det innebär att det normalt ska vara geoteknikern som har att hantera de risker som är förknippade med det arbete som man utför. Det finns nämligen ingen annan än geoteknikern i projektet som bäst förstår de geotekniska frågeställningarna. Därför har denna person bäst förutsättningar att lyckas med riskhanteringen. Det betyder att den som hanterar risker i geotekniska byggprojekt behöver goda ämneskunskaper inom geoteknik. Dessutom behöver man i projektet uppfylla de grundläggande baskraven inom riskhantering (SGF 2017):

1. riskhanteringens objekt och syfte skall ha angivits,
2. den som bestämmer skall ha en risksyn,

3. varje ingenjör som har ett ansvar skall ha nödvändiga kunskaper om riskhantering,
4. det skall finnas system för kommunikation och informationsöverföring.



Figur 1. Stegen i en strukturerad riskhantering (Olsson et al. 2019, med tillstånd).

3 SYSTEMFÖRSTÅELSE – VAD ÄR DET GEOTEKNISKA SAMMANHANGET?

3.1 Översiktlig arbetsgång

För att framgångsrikt kunna identifiera risker behöver man ha god förståelse av både mål och det *sammanhang* som man verkar i. Sammanhanget kan sägas vara kombinationen av alla de yttre faktorer som kan påverka möjligheten att uppnå målet i projektet.

För att bygga upp sin förståelse av det tekniska sammanhanget rekommenderar vi följande arbetsgång, som vi beskriver mer detaljerat i följande avsnitt.

1. Definiera målet som ska uppfyllas (projektets funktioner)
2. Inventera omgivningen (de yttre faktorerna)
3. Förstå systemet (kopplingen mellan funktioner och faktorer)

4. Identifiera osäkerheter som kan störa vägen till målet (hur mycket påverkar faktorerna de olika funktionerna?)

3.2 Att beskriva system

De två grundtyperna av system är seriesystem och parallellsystem. Seriesystem är av typen ”svagaste länken”: så snart någon länk inte håller så slutar systemet att fungera. Parallellsystem är så uppbyggda att om någon komponent brister (inte uppfyller sin funktion) så kan någon annan ta över tills alla komponenter slutat fungera. Elementen (delarna) i ett system behöver inte vara fysiska, utan de kan även utgöras av organisatoriska procedurer, lagar, m.m. System kan visualiseras grafiskt som blockdiagram, vilket exemplifieras i följande avsnitt. SGF driver för närvarande ett projekt där vägledningar ska tas fram för hur man använder sådana (och andra) grafiska metoder.

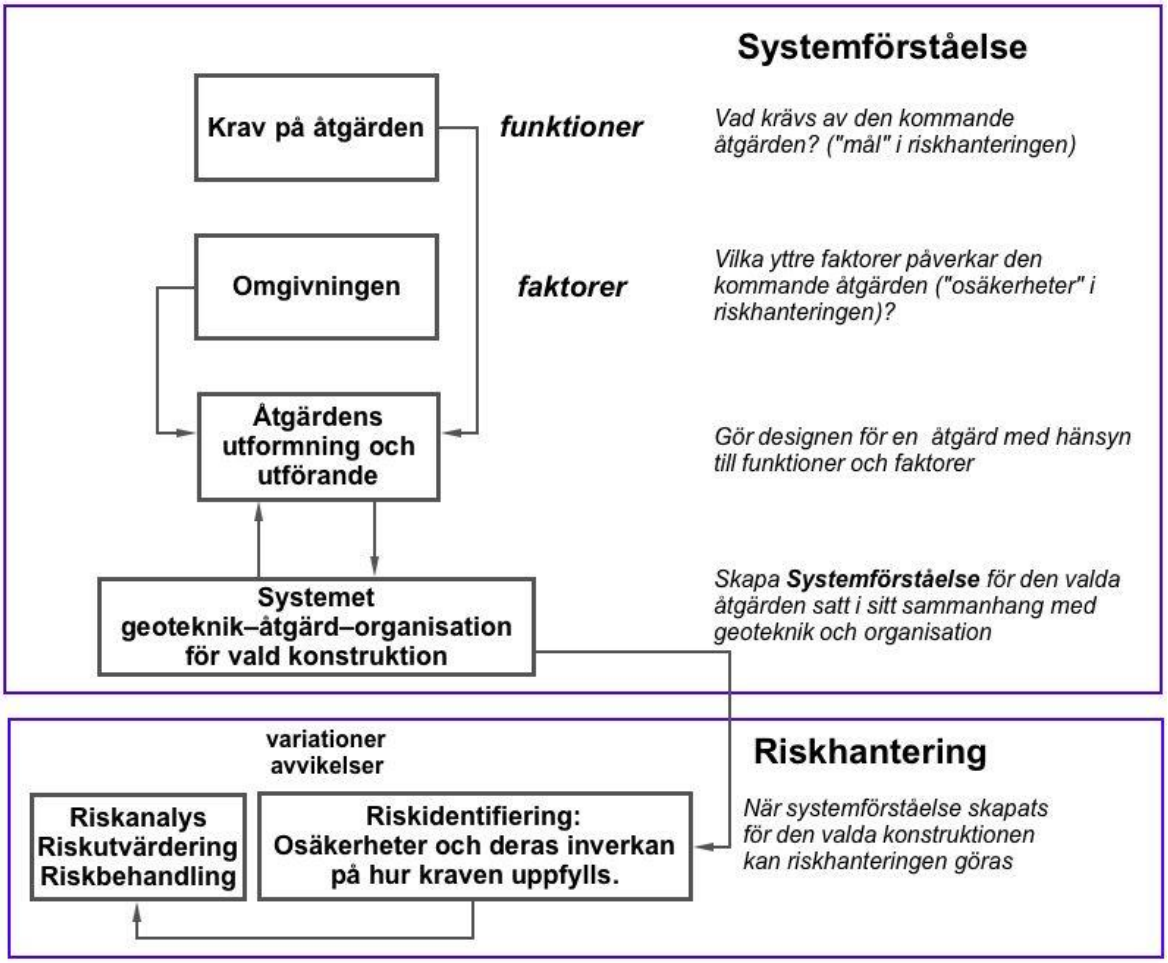
3.3 Nödvändiga och önskvärda funktioner

För att bygga upp den egna förståelsen av det tekniska sammanhanget behöver man dels tydliggöra målet, dels reda ut vilka yttre faktorer som kan påverka möjligheterna att nå målet. Ett bra sätt att tydliggöra målet är att dela upp målet i de nödvändiga eller önskvärda *funktioner* som man vill ge den färdiga åtgärden (t.ex. konstruktionen eller förfrågningsunderlaget som man ska färdigställa). Kopplingen mellan dessa funktioner och bakomliggande (och osäkra, potentiellt hotande) yttre faktorer är lämplig att beskriva i form av ett system i olika nivåer, där nivåerna länkas samman i en gemensam hierarki. Poängen med detta är att få en komplett bild av projektet genom att dela upp det i mindre delar, där alla delar tillsammans bildar en helhet (”systemet”). Hur alla dessa begrepp hänger samman visas i Figur 2.

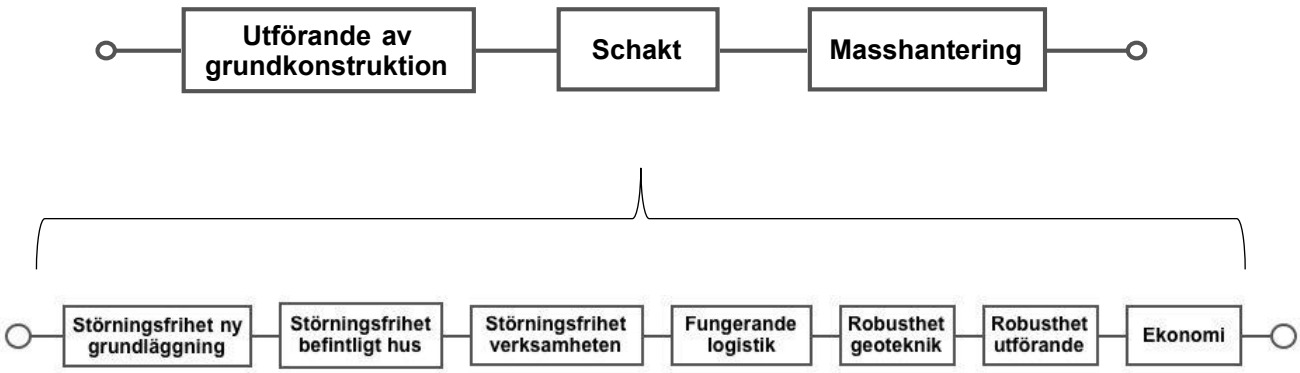
För att ge ett exempel: funktioner som är nödvändiga vid grundläggning av en byggnad med källare visas i Figur 3. Just dessa funktioner utgör ett seriesystem, eftersom samtliga funktioner måste fungera för att projektet ska bli lyckat. Ingen funktion som upphört fungera kan ersättas av någon annan (som i ett parallellsystem) – man kan ju inte kompensera en kollapsad schakt med en bra masshantering. Däremot utgör olika möjligheter till masstransport med båt respektive lastbil ett exempel på parallellsystem inom funktionen masshantering.

Beskrivningen av det som ska uppnås som ett system kan framhäva viktiga tekniska, organisatoriska och kontraktuella aspekter. För den tekniska biten vill vi särskilt nämna vikten av att sträva efter *resiliens* (”förmåga att motstå störningar”) och *robusthet*. Hög resiliens betyder att projektet klarar även oväntade och extrema händelser utan att konsekvenserna blir alltför stora. Ett exempel på hög resiliens på omkringliggande infrastruktur är om det finns flera vägar fram till byggarbetsplatsen, så att byggmaterial kan transporteras dit även om någon väg skulle bli avstängd. Hög robusthet innebär att ifall något negativt inträffar, så ska inte skadan som uppstår vara oproportionerligt stor i jämförelse med den

ursprungliga orsaken till skadan. Ett exempel är att en felmonterad mindre konstruktionsdel inte ska kunna få en hel byggnad att kollapsa.



Figur 2. Kopplingen mellan systemförståelse och riskidentifiering.



Figur 3. Tre kategorier av funktioner för ett framgångsrikt geotekniskt arbete vid byggandet av en byggnad med källare, med exempel på nödvändiga funktioner avseende schakten. Funktionerna ligger i ett

seriekopplat system, eftersom en fungerande logistik t.ex. inte är en ersättning för skador på befintligt hus.

Avseende organisationens funktioner behöver man utforma organisationen, så att beslutsfattare och beslutsvägar är klargjorda i förväg, och att man har inbyggda kontroller mot mänskliga fel. Det kan till exempel vara i form av intern och extern granskning av handlingar och kontroller av utförda arbeten under byggtiden.

Avseende kontakten mellan de inblandade parterna kan dessa i sig medföra risker, ifall de är otydligt formulerade eller om väsentliga delar inte täcks av kontraktet. För att framgångsrikt hantera sådana risker är det centralt att man har en god systemförståelse, så att man kan klarlägga vilka risker som den egna organisationen är (ekonomiskt) ansvarig för. En utmaning ligger särskilt i bedömningen av tvetydigheter i kontraktet, så att man har att hantera *risken att en viss risk är det egna ansvaret*. Vi vill särskilt lyfta fram möjligheterna i ett kontraktuellt verktyg, såsom *Geotechnical Baseline Report*, där man anger vad som ska gälla vid regleringar av ersättning när de verkliga geotekniska förhållandena blivit kända.

3.4 Osäkra bakomliggande yttre faktorer

När man har skapat sig en bild av vilka funktioner som man eftersträvar i projektet behöver man förstå och beskriva hur de bakomliggande, yttre faktorerna påverkar möjligheten att uppnå de funktioner som man vill ha. Det är detta som lite abstrakt kan kallas systemförståelsen av omgivning–åtgärd–organisation. Det vill säga, hur relaterar omgivningen och det vi vill genomföra till den organisation som vi har? Skapandet av denna förståelse är en iterativ process, eftersom omgivningen påverkar möjliga lösningar samtidigt som olika lösningar kan kräva förståelse av olika aspekter på omgivningen. Syftet med detta arbete är att fundera över alla aspekter som kan påverka valet av konstruktion.

I SBUF-projektets slutrapport beskriver vi ett antal yttre faktorer som kan bidra med osäkerhet till om målet kan uppfyllas. Vi har valt att dela in faktorerna i tre kategorier: fysiska faktorer; geotekniska faktorer; samt faktorer avseende ekonomi, organisation och juridik (Tabell 1). Den stora spridningen hos dessa faktorers karaktär visar på utmaningen i riskhantering i geotekniska byggprojekt. Om geotekniken bedöms särskilt komplicerad behöver detta exempelvis kommuniceras till den som gör eventuell upphandling av konsulter eller entreprenadbolag, så att relevanta kompetenskrav kan ställas.

3.5 Att tolka det geotekniska sammanhanget

Vi vill här särskilt framhäva vikten av att förstå de bakomliggande geotekniska faktorerna. Det är nämligen dessa som geoteknikern behöver analysera för att korrekt kunna skapa en konceptuell modell över vad som man kan komma att förvänta sig i området avseende geotekniken, när den tänkta konstruktionen byggs. Detta kallar vi ”Tolkning av geotekniskt sammanhang” (I den pågående

revideringen av Eurokod 7 föreslås att resultatet av detta tolkningsarbete ska kallas ”Ground model”).

En viktig aspekt när geoteknikern beskriver de geotekniska faktorerna och, baserat på dessa, tolkar det geotekniska sammanhanget, är att göra detta utifrån vad

Tabell 1. Exempel på yttre faktorer som kan påverka möjligheten att uppnå byggprojektets mål.

Fysiska faktorer	Faktorer avseende ekonomi, organisation och juridik
• Yttre miljö (geografiska förutsättningar) • Befintlig bebyggelse • Befintliga verksamheter • Föroreningar • Befintlig infrastruktur • Flora och fauna • Kulturmiljö	• Marknadsläge • Lagar och förordningar • Intressegruppers inställning • Kompetensnivå i branschen kontra teknisk utvecklingsnivå • Organisationens funktionalitet • Kvalitet hos tillgängligt bakgrundsmaterial
Geotekniska faktorer	
• Geologi och grundvatten • Geoteknik	

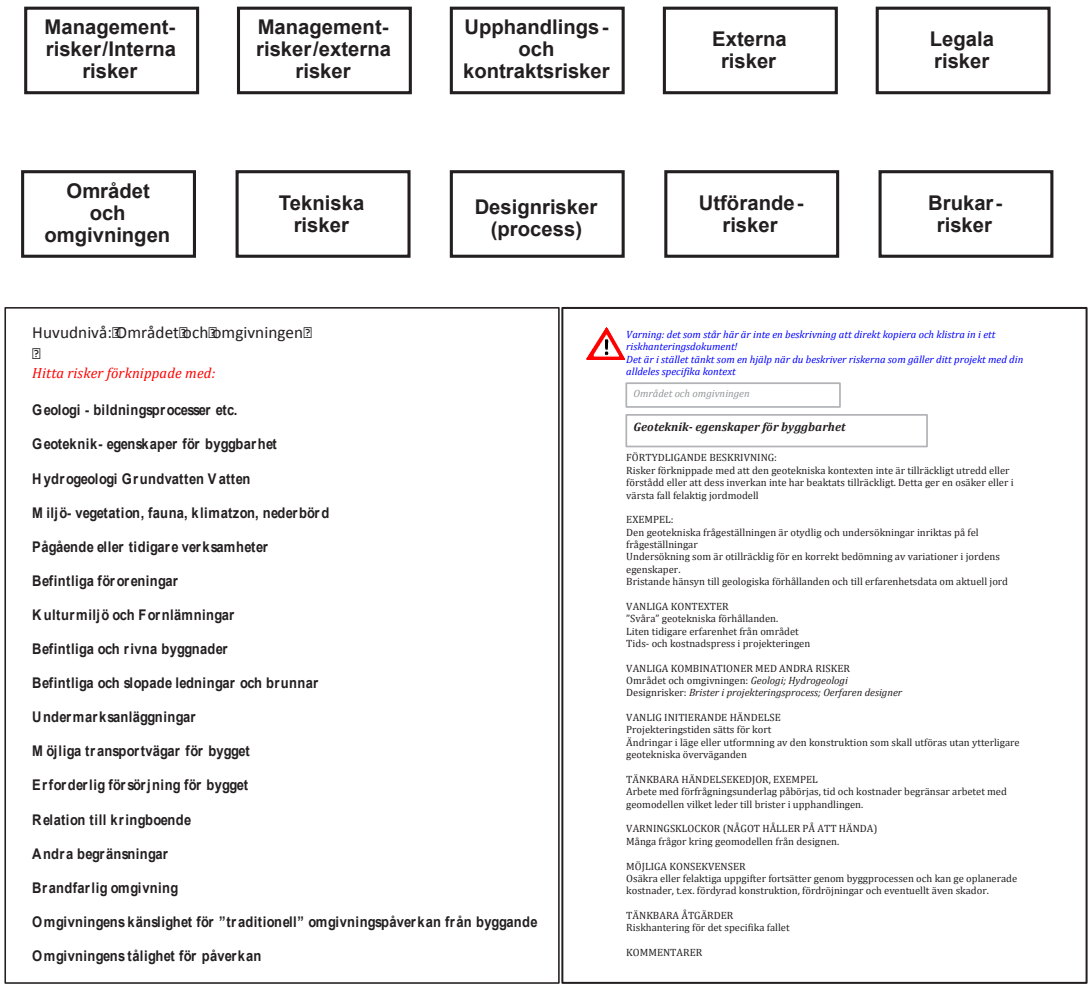
tolkningen kommer att användas till. Om ett viktigt (kostsamt) beslut är känsligt för vad tolkningen säger (d.v.s. om underlaget inte är robust), så kan man behöva ett mer omfattande underlag än annars. Tolkningsarbetets omfattning ska heller inte vara oberoende av de geologiska förhållandena på platsen, utan när förhållandena är mer komplicerade, så bör man som geotekniker göra en utförligare analys av de bakomliggande faktorerna.

I tolkningsarbetet ingår exempelvis att bedöma rådande geotekniska osäkerheter, både avseende graden av kännedom om de geologiska förhållandena på platsen (osäkerhet i geomodell) och avseende rumslig geoteknisk variation efter att man samlat data om de geotekniska egenskaperna. (I revideringen av Eurokod 7 kommer detta troligen beaktas i åsättandet av en *Geotechnical Complexity Class*). I tolkningen av det geotekniska sammanhanget ingår också vanligtvis bedömningar av karakteristiska värden för de parametrar som an-vänds vid beräkningar.

4 IDENTIFIERING OCH ANALYS AV RISKER

4.1 Riskidentifiering

Riskidentifieringen är ett kritiskt moment, eftersom risker som inte identifierats inte heller kommer att hanteras vidare. För att stödja i arbetet vi utvecklat ett hjälpmedel i form av ett riskstruktureringsverktyg. Det är en hierarkisk struktur som grupperar risker i huvudnivåer och undergrupper och ger översiktliga och allmänt hållna beskrivningar till riskerna i undergrupperna (Figur 4).



Figur 4. Nivåer i riskstruktureringsverktyget. Överst: Huvudnivåer. Vänster: Undergrupper till huvudnivån Området och omgivningen. Höger: Riskbeskrivning till Geoteknik – egenskaper för byggbarhet

Verktyget ska ge hjälp när man vill hitta och beskriva risker i det egna projektet. Men verktyget kan aldrig ersätta den kreativa process, som krävs för att identifiera vilka risker som är aktuella i det egna projektet.

Varje översiktlig riskbeskrivning i verktyget ger dels förtydliganden med exempel på olika risker av denna typ, dels relevanta aspekter såsom initierande händelser, händelsekedjor, varningsklockor, möjliga konsekvenser i olika kategorier och tänkbara åtgärder.

4.2 Riskanalys

Riskanalysen ska ge en beskrivning av risken i termer av beskrivning (scenario), möjliga konsekvenser och trolighet att risken faller ut.

4.2.1 Beskrivning av risken, scenariot och händelsekedjor

Identifierade och analyserade risker måste redovisas, så att man i nästa steg kan göra en riskutvärdering för att fatta beslut om vad som ska göras med risken. Man måste tänka på att risken inte bör beskrivas enbart med sannolikhet och konsekvens, utan beskrivningen bör också innehålla en redovisning av orsakande aktivitet och möjliga händelsekedjor. Det är viktigt att man hela tiden kommer ihåg att det handlar om:

- att basera analysen på den egna systemförståelsen
- att se de ofta komplexa sambanden
- att förstå riskens komponenter och hur den är uppbyggd

Från det att ett hot utlösts genom någon initierande händelse är det vanligt att det behövs ett antal delhändelser i en händelsekedja för att det skall leda till en skada. Det finns därför ofta ett tidsspann när man kan sätta in åtgärder och bryta händelsekedjan. Vissa grafiska metoder, t.ex. händelseträd kan vara till hjälp när det gäller att förstå händelsekedjor. Vägledningar för detta håller vi på att ta fram i ett pågående SGF-projekt.

4.2.2 Bedömning av konsekvenser

I bedömningen av konsekvenserna och deras storlek behöver man beakta samtliga konsekvenskategorier: Liv och hälsa; Miljö (både naturvärden och störningar); Ekonomi; Tidsfördröjning; och Goodwill.

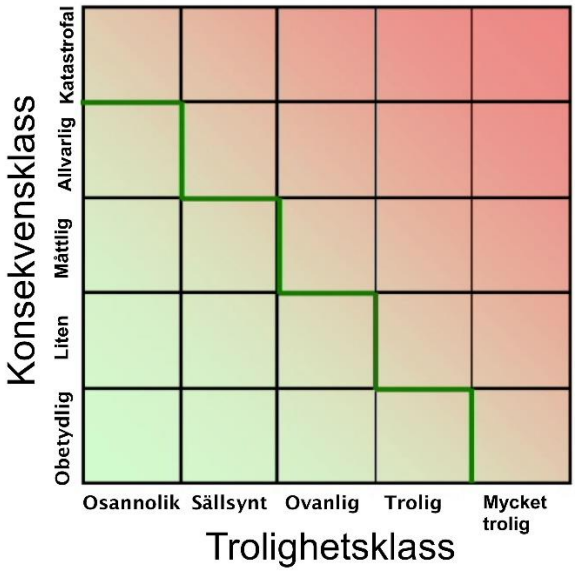
4.2.3 Bedömning av trolighet

En viktig del i riskanalysen är att ange hur troligt det är att någonting inträffar, exempelvis den initierande händelsen. Det finns flera sätt att göra detta på, men i grunden är de (eller borde de vara) kopplade till sannolikheter. De sannolikheter som man arbetar med är i realiteten subjektiva och baseras på skattningar. Att sannolikheterna är subjektiva betyder inte att de är sämre än sådana som baseras enbart på ”hårda data”. De subjektiva sannolikheterna kräver nämligen att man beaktar både hårda data och övrig tillgänglig information, t.ex. ingenjörskunskap

om ett område. Vägledningar för hur man skall bedöma sannolikheter håller vi på att ta fram i ett pågående SGF-projekt.

4.2.4 Redovisning av riskanalysen

För att visa risken och dess delar behövs, förutom scenariot, att man beskriver konsekvensernas storlek och troligheten. Ett vanligt sätt att ange konsekvenser och sannolikheter är att använda konsekvens- och trolighetsklasser. Detta sätt är det vanliga när man använder riskmatriser, som ger en god överblick över båda dessa delar av risken (Figur 5).



Figur 5. Exempel på riskmatris.

Ett sätt att redovisa risker som förekommer är att man presenterar risken genom att multiplicera konsekvensklass och trolighetsklass, där båda identifieras med heltal. Det tal – riskpoängen (”score”) – som man får fram, används då som beslutsunderlag. En stor nackdel är att två risker, med mycket stor skillnad i förväntad konsekvens (kanske 100 gånger), kan få samma riskpoäng. Metoden med sammanräkning i riskpoäng bör enligt vår uppfattning därför användas med stor försiktighet.

5 RISKUTVÄRDERING OCH RISKBEHANDLING

I riskutvärderingen ska beslutsfattaren ta ställning till om de analyserade riskerna är acceptabla eller inte, baserat på de uppsatta beslutskriterier som man i förväg fastställt. Om någon risk är alltför stor, ska den behandlas. Det innebär att man genomför någon åtgärd för att minska risken. Det kan till exempel röra sig om att utföra ytterligare geotekniska undersökningar för att minska osäkerheten kring

förhållandena i marken eller att byta till en mer robust konstruktionslösning. Efter att en riskbehandling har utförts, ska man utföra förnyad riskidentifiering och riskanalys, för att se om den utförda åtgärden medför andra risker.

6 SLUTORD

Syftet med vår presentation på GD är att visa den verksamma ingenjören praktiska verktyg som man kan ha nytta av i sitt dagliga arbete med riskhantering. Det ligger ju faktiskt på ingenjören att beakta och strukturerat hantera de risker som hen ställs inför i sitt dagliga arbete – det är nämligen ingen annan som kan göra det bättre än den ingenjör som är mest insatt i den aktuella frågan. Som vi ser det, är det därför centralt att ingenjören har en god förståelse av det tekniska system – den situation – som arbetet avser, om det så gäller dimensionering av en geoteknisk konstruktion eller upphandling av konsulttjänster till ett geotekniskt projekt. Vi tror och hoppas att vägledningarna som finns i vår nyligen publicerade SBUF-rapport (Olsson et al. 2019) kan vara ett stöd i detta arbete.

FÖRFATTARNAS TACK

Författarna vill tacka både finansiärerna SBUF och Trafikverket för deras stöd av projektet och de geotekniker som bidragit med sina expertkunskaper vid framtagandet av riskstruktureringsverktyget.

REFERENSER

ISO, 2009. *ISO 31000:2009. Riskhantering – Principer och riktlinjer*. ISO, Geneve.

Olsson, L., Spross, J., Hintze, H., Stille, H. & Båtelsson, O. (2019). *Utveckling av verktyg för hantering av geotekniska risker*. SBUF-projekt 13417. Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond. www.sbuf.se.

SGF. 2017. *Hantering av geotekniska risker i projekt – krav: Metodbeskrivning.* SGF, Linköping. http://www.sgf.net/web/page.aspx?refid=4530

Spross, J., Olsson, L., Hintze, S. & Stille, H. (2015). *Hantering av geotekniska risker i byggprojekt: Ett praktiskt tillämpningsexempel.* SBUF-projekt 13009. Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond. www.sbuf.se.

Spross, J., Olsson, L., Hintze, S. & Stille, H. (2015). Would risk management have helped? – A case study. In: T. Schweckendiek, A.F. van Tol, D. Pereboom, M.Th. van Staveren, P.M.C.B.M. Cools (eds.), *Proceedings of 5th International Symposium on Geotechnical Safety and Risk* (ISGSR), Rotterdam, 13-16 October 2015. Amsterdam: IOS Press, 745-751. DOI: 10.3233/978-1-61499-580-7-745.

Statens geotekniska institut, 2013. *Effektivare markbyggande. Förslag till handlingsplan 2013-2016*. SGI, Linköping.

SÄKRA VÄGEN TILL NY TEKNIK

Tara Wood

Ramböll Sverige AB

SAMMANFATTNING

Sveriges grundläggningsbransch är en bransch i förändring. Precis som i vardagen är globalisering och förtätning av städer ett faktum. Mycket av den utveckling som sker bygger på områden med lös lera som historiskt sett är det svåraste att lyckas med. Flertalet utländska entreprenörer och underentreprenörer är numera etablerade inom Sveriges gränser, konsultföretag tenderar mer och mer att anställa eller dra nytta av den ”globala” geokompetens som finns och fler och fler av forskarna på Sveriges högskolor har utländsk bakgrund, inte minst jag själv. Är detta farligt och läskigt eller en fantastisk möjlighet till utveckling som kan göra branschen bättre? Kanske svaret kan vara ”Ja!” på båda frågorna beroende på hur man applicerar den nya kunskap som strömmar in i landet och hur den vävs samman med den kunskap som redan finns.

Denna artikel presenterar den geomekaniska triangeln och visar genom tre exempel på vad man ska tänka på i geomodellerings processen, minimera risker och öka möjligheter kopplat till användning av nyteknik vid lös lera. Dessa exempel tittar på vad vi dimensionerar med, hur vi dimensionerar och vad vi bygger med.

SUMMARY

The Swedish foundation industry is undergoing changes. Just like in our everyday life globalisation and densification of cities is a fact. Much of this development is occurring in areas with soft clays which as historically the most challenging ground conditions. Many international contractors and sub-contractors are already established within Sweden’s borders, consultant companies are recruiting more and more foreign geotechnical engineers or utilising their global resources and more and more researchers at Swedish universities come from abroad, not least myself. Is this dangerous and scary or a fantastic possibility for development that can improve the industry? Maybe the answer is “Yes!” to both questions depending on how new knowledge is applied and integrated with the knowledge that already exists.

This article presents the Soil Mechanics Triangle and show using three examples how one should think about the geotechnical modelling process particularly when applying new techniques in soft clays, minimise risks and increase potential. These examples look at what we design with, how we design and what we build with.

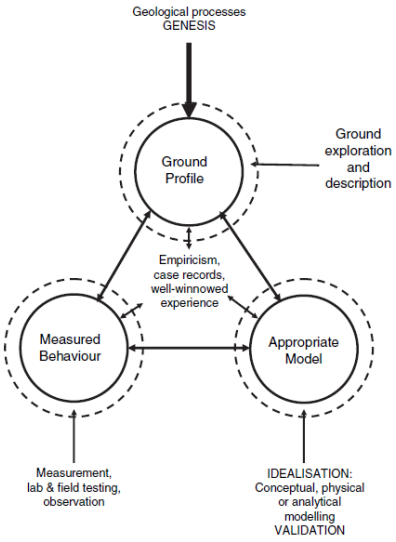
1 BAKGRUND

Sen jag kom till Sverige för över 15 år sen har jag frågat ”varför” många gånger för att förstå varför man dimensionerar på ett visst sätt och vad detta bygger på samtidigt som jag har ställt frågan ”hur väl fungera det”?

När vi blickar ut i vekligheten, visar det sig att funktionen på våra anläggningar inte alltid är som det var tänkt, särskilt vid lös lera. Ibland är beteendet bättre än den tänkta och vi lägger inte så mycket tid på att förstå varför, ibland blir det sämre. Kostnader kopplade till grundläggningar i lös lera är hög i förhållande till övriga byggkostnader, SGI (1996). Utöver detta är en tredjedel av oplanerade budgetöverskridanden vid nybyggnation kopplat till dålig funktion i grundläggningen, Sherwood (2011). Så ett viktigt första steg på vägen till ny teknik är kanske att först förstå den vägen vi redan står på, vilka delar fungera bra och mindre bra. Vi vill att vägen ska hålla sin hela tekniska livslängd med den funktion som var tilltänkt. Om den inte håller det krävs åtgärder som kostar samhället i form av material, tid, energi, störning och pengar. Lösningar finns alltid men till vilken kostnad? På andra sidan ”över presterar” vi och överdimensionera har vi därtill använt onödigt mycket av jordens resurser. Målet är att räkna ”tillräckligt rätt” och identifiera de kritiska mekanismerna och dess sårbarhet. Ett bra sätt att förstå helheten både för ny och gammal teknik är att följa den geomekaniska triangeln. Den kan användas både vid dimensionering och utredningar av ”geokonstruktioner” och synliggöra beroendet av olika aspekter i geomodellering.

1.1 Geomekanisk Triangel

Konceptet med den geomekaniska triangeln presenterades för över 30 år sedan av Burland (1987) som ett verktyg i undervisning av blivande geotekniker i geoteknisk modellering. Den har ändrats något under åren med grundpelarna till konceptet står fast som framgår i Figur 1.



Figur 1. Geomekanisk triangel för geoteknisk design, Burland (2012).

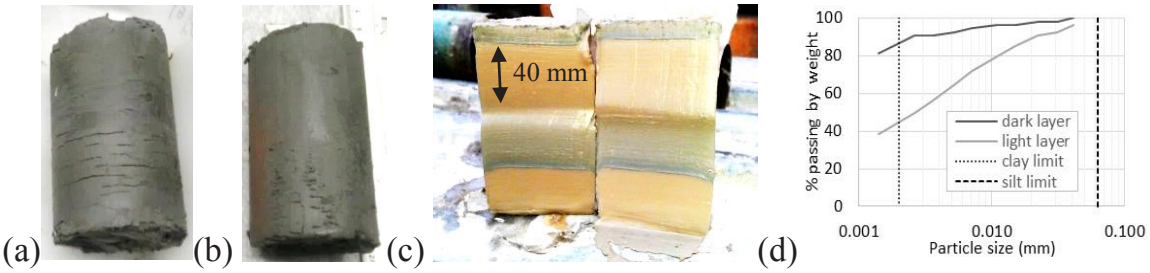
Principen är att den geomekaniska triangeln ska var i balans för att allt skall fungera som det är tänkt. Den bygger på fyra aktiviteter som är kopplade till varandra:

- Undersöka vad som finns i undergrund och var den kommer ifrån (**Grundprofil**)– geologi, påverkan av nutid, möjlig spridning, ”avvikelser”
- Ta fram materialegenskaper genom kvantifierade observationer (**Uppmät beteende**) -laboratorieförsök, fältförsök eller bakanalys på fullskala.
- Utveckla en **lämplig modell** för analys (denna kan vara komplex eller enkel men måste fånga den kritiska mekanismen)
- Utveckla och tolka modellen utifrån **väl bebyggd erfarenhet** och **praxis**

Vid varje aktivitet ska man fundera över vilken variation som kan förväntas. Komplexiteten hos jorden, icke väldefinierade laster och idealiseringar som krävs för att skapa en analys innebär att man kan ska sikta efter att hitta ”helhetsbeteende” och identifiera de kritiska mekanismerna men inte förvänta sig att räkna exakt rätt. Sedan får man gärna använda sig av känslighetsanalyser för att titta på sårbarheten i funktionen och säkra att det blir ”fit for purpose”.

1.1.1 Grundprofil

En viktig del av geomodellering är att utforska undergrunden där vi vill bygga för att skapa en rimlig grundprofil. Grundprofilen är inte bara en beskrivning av jordart med djupet. Det är en idealisering som beaktar de variationer som kan ske på grund av sedimenterings geometri, kemiska och biologiska förändringar och spänningshistorik (geologisk och till följd av samhällsutveckling). Den fysio-kemiska miljön under sedimentering är avgörande för den struktur som bildas i leran och det beteende (och variation) som observeras. Vi kan förstå de material vi ska bygga på bättre genom att titta på dem i samband med provtagning. Nedan finns bilder tagna vid provtagning ur den översta halvan av en tub med en STII kolv provtagare. Figur 2 (a) och (b) visa bilder tagna från Västkusten på Göteborgs lera från 45 m och 55 m djup. Sedimenteringskurvorna för dessa leror är identisk medan på bilderna kan man se tydligt siltskikt vid 55 m, med inte vid 45 m. Skillnaden är på grund av skillnader i den fysio-kemiska miljön vid sedimentering, se Wood (2016). Detta ger stora skillnader i beteendet men också störningskänslighet både vid provtagning och lagring av prover vilket lätt skapar spridning i testresultat.



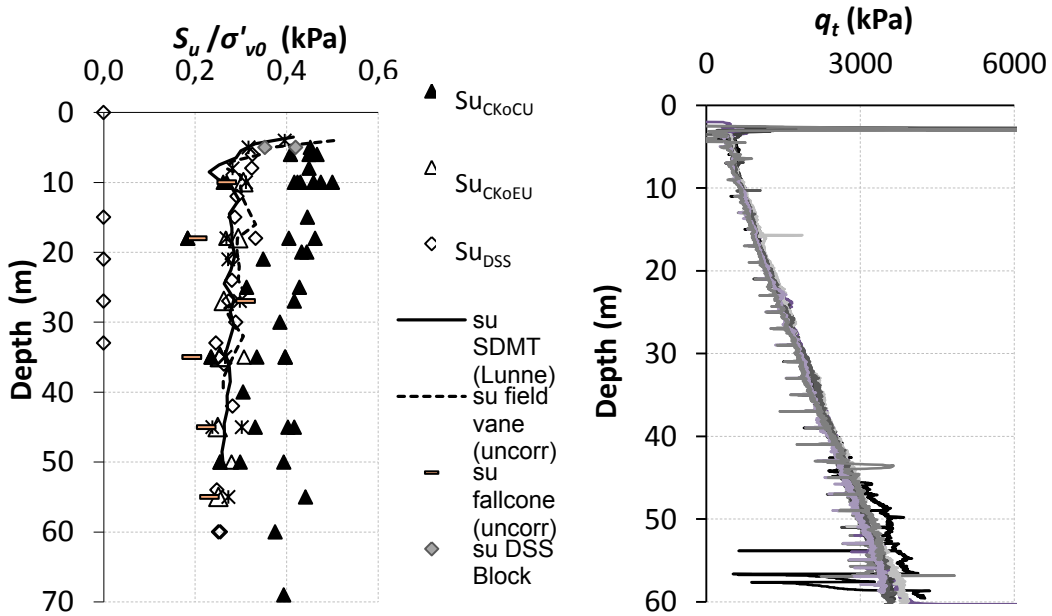
Figur 2. (a) Göteborg glaciallera: 55m: siltskikt, (b) 45m: inget siltskikt (c) Utseendet Gränby sjösediment från sötvatten: varvad lera/silt 5 m,

(d) Sedimenteringskurvorna från (c), sommar och vinter varv, Wood (2016).

Vid Sveriges östkust har man flera områden med sjösediment från sötvatten son variera kraftigt. I Figur 2 (c) och (d) ser man tydliga varv från Gränby som består av olika material. Dessa varv har helt olika egenskaper eftersom de har sedimenterat i olika miljöer vilket medför att de består av olika grundläggande material, se Wood (2016) för mer detaljer. När vi analyserar vill vi ha relevant indata (uppmätt beteende) men om vi gör CRSförsök eller direkta skjuvförsök på Gränbylera (20 mm prov höjd) kan den inte vara representativt av lerans helhet. I dessa fall kanske andra metoder är mer lämpliga för att ta fram skjuvhållfasthet och förkonsolideringstryck. Det är viktigt att förstå vilken del av spridningen som är på grund av störning och vilken del som beror på naturlig variation (olika leror) och detta kan bara förstås genom att ha en förståelse för sedimentär geologi och genesis.

1.1.2 Uppmätt beteende

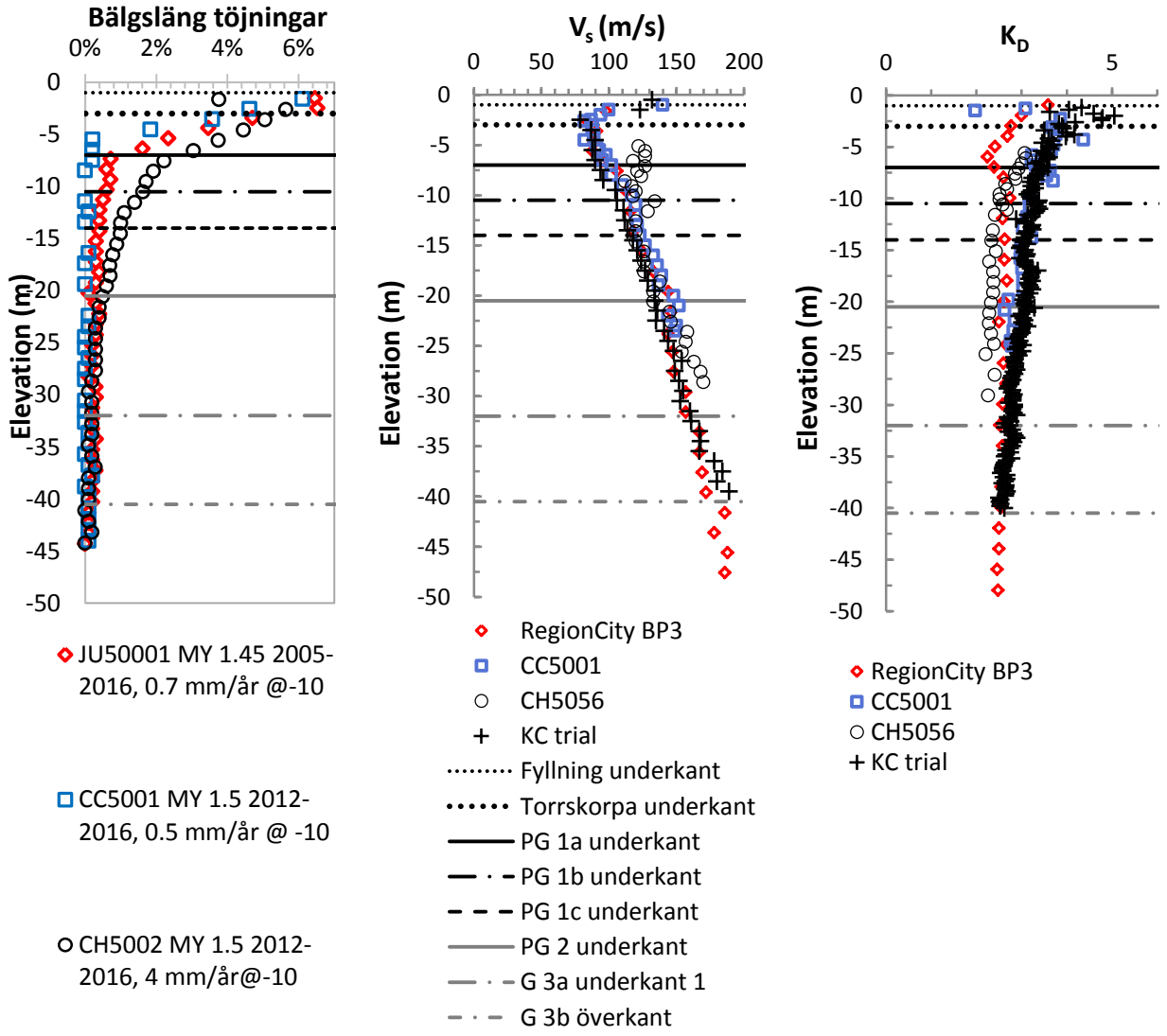
En viktig del av en analys är de parametrar man använder sig av, alltså indata. Man vill helst att indata grundar sig på ett uppmätt beteende men det beteendet är inte så lätt att uppmäta på grund av variationer och störningar. Här spelar *insitu* försök en viktig roll för förståelse av resultat från laboratorierförsök och vad som är störningar och vad som är naturlig spridning. I Figur 3 presenteras en sammanställning av fält och laboratorieförsök från samma område. Åtta högkvalitativa CPTU försök utförda över ett område på 2 Ha visar väldigt liten spridning medan laboratorierförsök visar en spridning på mellan 10 till 100%. Denna spridning är inte naturlig, den blir inte bättre om man applicerar statistik, den är orsakad framförallt på grund av skillnader i provkvalitet. Något som är viktigt att kvantifiera och diskuteras vidare i Avsnitt 3.



(a) (b)

Figur 3. (a) Odränerad hållfasthet i olika skjuv riktningar (normaliserad med σ'_{VC} (lab.) or σ'_{VO} (fält), (b) Netto spetsmotstånd, qt för 8 CPTU tests omkring Göteborg Centralstation, Wood (2016).

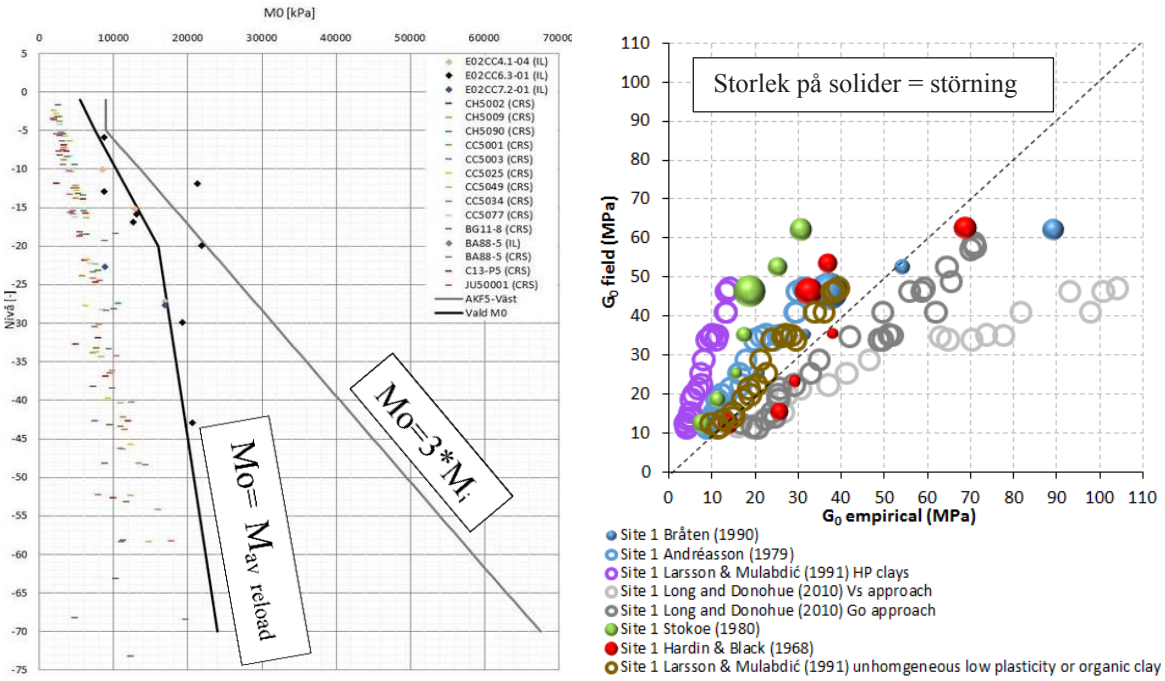
Det är viktigt att titta på beteenden från olika källor tillsammans för att kunna skapa förståelse för lämplig indata till analys och validera grundprofilen. Grundprofilen och beteendet i Göteborg varierar ganska lite horisontellt på grund av sin avsättningsmiljö förutom närmast markytan där påverkan av samhällsutvecklingen syns som mest. I Figur 4 framgår bälgslangsmätningar och seismisk dilatometer mätningar (SDMT) från en sträcka på >1 km intill Göteborgs Centralstation. Ändringar i profilerna sker generellt vid de geologiska övergångarna vilket kan förklaras med att leran i samma geologiska parti har samma huvudbeteende och där skillnader i observationer framförallt är kopplat till skillnader i effektivspänning (spänningshistorik). Detta innebär att man kan paketera grundprofilen som ett antal idealiserade block med sina beteende beskrivna av ett gemensamt ramverk som beaktar skillnader i effektivspänning.



Figur 4. Observerat beteende i fält omkring Centralen, i samband med grundprofilen (PG=post glacial, G= glacial) (a) Bälgslangsmätningar, (b) Skjuvvågshastighet, Vs, (c) Horisontal spänningsindex, K_D, Wood (2014).

En viktig aspekt när man dimensionerar är förståelsen för den indata man använder. Är det ett uppmätt beteende eller är den baserad på ett empiriskt samband? Är det empiriska sambandet lämpligt i de olika stratumen? Många av de empiriska sambanden vi använder i Sverige bygger på kalibrering mot de översta postglaciala lerorna. Man bör inte extrapolera dessa förbi det dom var kalibrerad för utan vidare validering eller fundering över inverkan på modelleringens resultat som helhet. Detta visas med hjälp av två exempel. I Figur 5(a) framgår uppmätta och empiriskt tolkade moduler innan förkonsolideringstrycket vid CRS och IL oedometerförsök. Det är accepterat att den initiala modulen (M_i) inte är representativ för den ursprungliga leran på grund av störning. Man insåg vid jämförelser med verkligheten att förväntade sättningar blev för stort därför utvecklade man ett empiriskt samband (M_0=3*M_i), men hur och på vilket djup den blev verifierad för är oklart. Problemet är att storleksordningen på störning kan variera kraftigt. Inför Västlänken E02 Centralen togs högkvalitativa prover som testades med IL oedometer försök med stor avlastning och pålastning vid *insitu* spänning för att ta vara på relevanta M_0värden för avancerade analyser. Jämförelser mellan medel återbelastningsstyvhet och empirisk M_0 var stor mot djupet, men rimlig inom de postglaciala lerorna (översta 20 m).

En annan parameter som oftast bestäms med empiri är styvheten för små töjningar , $G_{0.}$ I Figur 5(b) jämförs olika empiri mot uppmätta värden. Samtliga empiriska samband ger bättre överenstämmelser med verkligheten närmaste ytan, men spridningen är stor vid ökande djup (styvhet). Notera att samtliga empiriska samband utvecklade i Sverige bygger på hållfasthet. Det innebär att överenstämmelsen är dålig om man har testat lerprover som har en annan kvalitet än den vid kalibrering. Dessa samband bör användas med stor försiktighet, se Wood (2016) för detaljer.

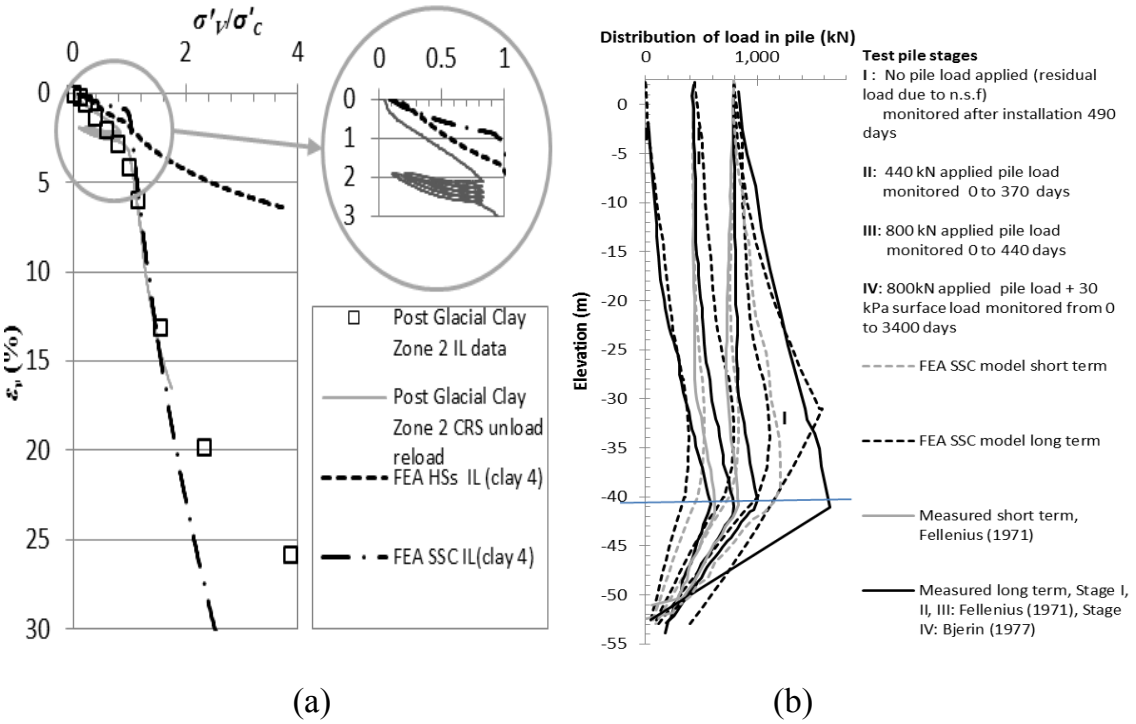


Figur 5. (a) Jämförelser av initial modul (-M_i), uppmät M_0 och empirisk M_0, (b) Jämförelser av empirisk och uppmät G_0 vid Central station, Wood (2016).

1.1.3 Lämplig modell

När funktionen inte håller kan förklaringen ligga i den analys (modell) som har utförts. Ett fruktansvärt exempel av användning av felaktig jord modell internationellt är Nicholl Highway där en djup schakt för en ny tunnelbana kollapsade och tog med sig fyra körfiler på den intilliggande motorvägen och fyra personer miste livet. Utredningen identifierade att en av tre huvudorsaker till kollaps var användning av en olämplig jordmodell som överskattade jordens hållfasthet och underskattade konstruktionslasterna, Hansford (2012).

Närmare avstånd vid byggandet av Läppstiftet i Göteborg var uppmätta rörelser 12 år efter färdig byggnation ca 100% större än som förväntat vid dimensionering och förväntas vara 200% efter 100 år, se Wood & Karstunen (2017). Detta beror framförallt på dåvarande kunskap gällande lerans beteende och icke förståelse för vikten av spänningshistoriken och dess effekt på pågående sättningar och krypsättningar. Många av de enklare modeller vi använder ”hävdvunna metoder” bygger på erfarenhet och fungerar så länge dom bara appliceras på det metoden bygger på. Vid allt mer komplexa projekt och högt ställda krav på funktion finns en ökande trend att nyttja mer avancerade metoder som finit element analys. Det ska dock inte glömmas att dessa inte är exakta och måste verifieras, inte bara med respekt på vald jordmodell parametrarna utan också vad den ska användas till och dess implementeringssätt. Nedan i Figur 6 finns ett exempel av verifering av jordmodeller och implementering som diskuteras i Avsnitt 3.



(a) (b)

Figur 6. Validering av "embedded pile" egenskaper från långtids statisk provbelastning (Embedded pile properties: $q_{s\ top}$= 0.15.σ'$_V$, $qs_{\ base}$ =0.3 σ'$_V$, E_{pile} =18 GPa, ISF_{shaft}=1.0, ISF_{base}=10), ser Wood & Karstunen (2017).

1.1.4 Empirism, erfarenhet, fullskaligt försök

"Unfortunately, soils are made by nature and not by man, and the products of nature are always complex" *Carl Terzaghi*

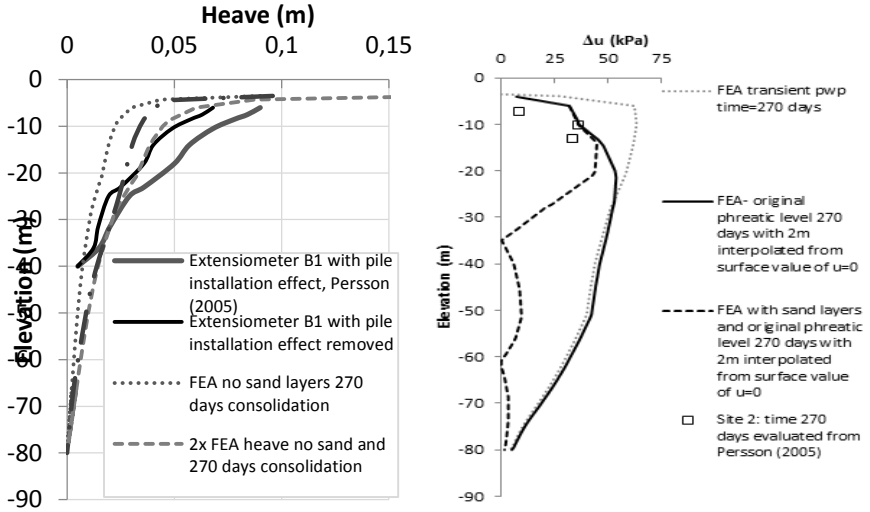
På grund av komplexitet och ibland saknaden för fundamental förståelsen av grundprofil och beteende är mycket av det vi bygger baserat på empirism i Sverige. Empiriska samband är dock oftast verifierade "lokalt". Vid användning av "övergripande" samband är det viktigt att förstå hur mycket underlag (jordtyper och antal platser) den bygger på och vilken spridning som finns. Annars är risken för fel stor som framgår i Figur 5.

Många av våra empiriska samband och förståelser kommer ur fullskaliga försök. Det är viktigt att komma ihåg att dessa också bygger på ett antal förutsättningar för att kunna idealisera och tolka mätdata. Utmaningar är som följande:

- Otillräcklig upplösning (spatial och temporal) och noggrannhet för att definiera totalspänning, portryck och rörelser för fullständig beskrivning av "*insitu* " förhållande.
- Störning i mätdata från pågående aktiviteter (pålning, trafik, upplag av material)
- Noggrannhet och precision i mätsystemet.
- Förutsättningar/idealisering som krävs för att tolka mätdata.

Nedan i Figur 7 finns ett exempel av mätdata från en schakt i lös lera vid byggnation av Götatunneln från Persson (2004). Flera utmaningar finns i tolkningen av observationer på grund av aktiviteter och processer som pågick samtidigt , så som pålning, körning av byggtrafik, konsolidering kopplad till schakt och återfyllning, regionala krypsättningar samt mätfel som jordtrycksmättningar där styvhetsskillnader mellan mätutrustning och omgivningen kan ge felaktiga mätvärden, eller störning vid installation av mätutrustning och avläsning mm. Om man inte tar hänsyn till dessa i tolkningen av mätresultat blir alla dessa aktiviteter/processer inbyggda och blir därför endast lämplig för användning vid liknande förhållanden. Sannolikheten för ”exakt samma” förhållande är låg därför försöker man ”tolka” det som är mest relevant utifrån problemställningen. Om man vill titta på hävning vid schakt vill man först ta bort effekter av pålning, lägga till ev. effekter av regionala krypsättningar och undersöka vad man har och inte har inte fångat ur helheten. Sedan ska man försöka relatera detta till en viss modell med den lokala anpassning som krävs vilket framgår i Figur 7.

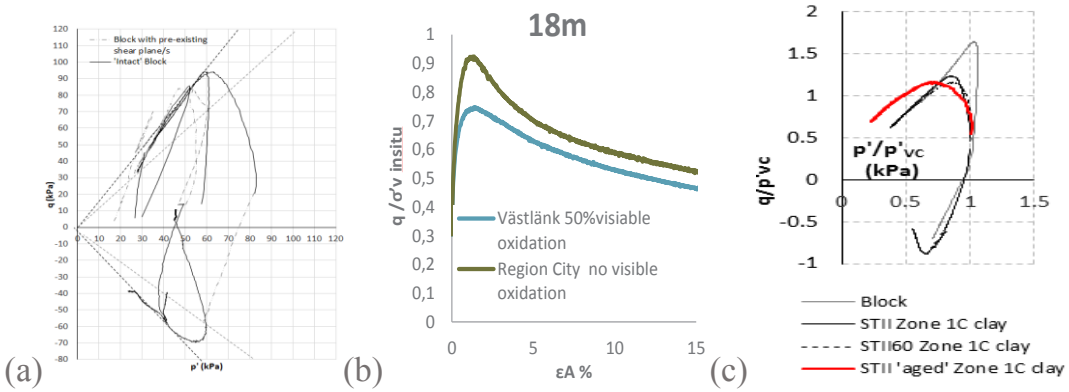
Om vi tittar på dimensionering av pålar använder vi oftast ”alpha” metoden i Sverige. Internationellt finns det minst tio olika empiriska metoder framtagna för pålar. Varje metod har sina för och nackdelar men viktigast är att den bygger på ”lokal” erfarenhet. I Sverige är ”alpha” värdet är framtaget utifrån flera aspekter som odränerad skjuvhållfasthet (vinge), hastighetseffekt, tidseffekt (installation), överkonsolideringsgrad, mm. Aspekter som identifierades framförallt genom fullskaligt försök i Väst Sverige, men som inte alltid fungera i övriga delar av landet.



Figur 7. Simulerade och uppmätta vertikala rörelser och porövertryck av 6.4m djup schakt (net avlastning ca 60 kPa) efter 270 dagar, mätdata från Persson (2004), Simuleringar från Wood & Karstunnen (2017)

2 VAD VI DIMENSIONERAR MED

För att ta fram indata till våra analyser är det viktigt att den bygga på relevant beteende, de vill säga beteende så nära ”*insitu*” förhållande som möjligt. Det innebär att vi inte bör basera våra geotekniska parametrar på fält och laboratorieförsök som är av dålig kvalité. Utfört försök måste beskriva ”*insitu*” beteende tillräckligt väl för den modell som ska användas.



Figur 8. (a) Triaxial spänningsväg från olika spänningshistoria och riktningar block prov från Lödöse (b), (c) Jämförelser av triaxial försök på hög kvalité och oxiderad (aged) lera från Centralen, Göteborg.

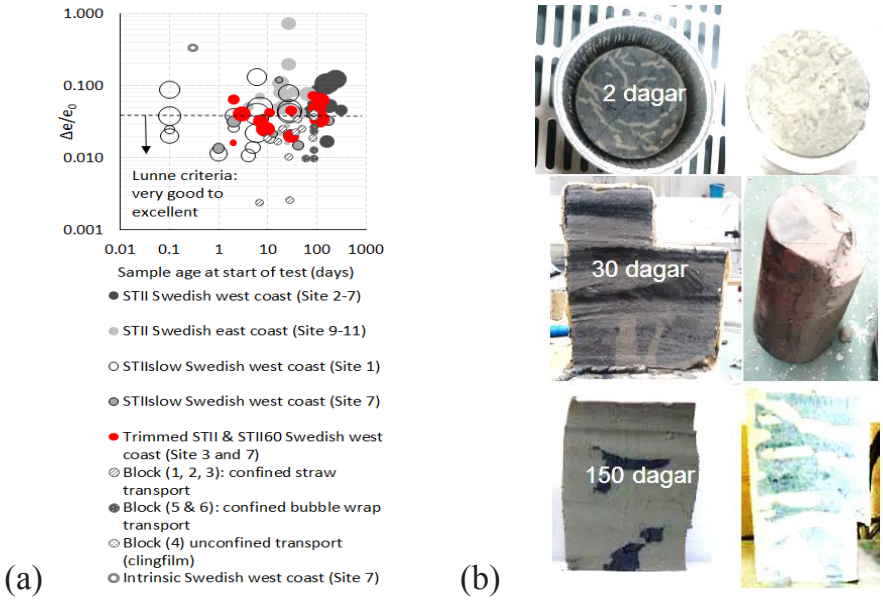
När man jämför försök utförd på lera av bra kvalitet är det oftast lätt att se ett tydligt ramverk som man kan använda i modellen för att beskriva beteende, ser Figur 8 (a). När det finns störning i lerprovet kan det visa en felaktigt ramverk, som det oxiderade prov i Figur 8 (c) eller som de geotekniska parametrar som skulle felaktig tolkas utifrån Västlänk 50% visable oxidation i Figur 8 (b). Skillnaderna kan vara stora.

Problem med störning i prov i laboratorium har varit känt länge, både i Sverige och internationellt. Störning sker vid varje steg från fält till laboratorieförsök som framgår i Figur 9. Så tidigt som 1925 i Sverige identifierades att provtagning var en av de största källor till störning och den första ”fixed piston” kolvprovtagaren utvecklades, Olsson (1925), men övriga störningar som sker har haft mindre fokus. Störningskedjan för olika svenska lösa leror finns beskriven i Wood (2016) där störning är kvantitativt utvärderad med olika metoder, både ickedestruktiva tester (sugmätning, seismisk mätning och kombinerad sug och seismisk mätning) och destruktiva metoder kopplad till volymförändring vid återbelastning enligt Lunne *et al*. (1997) och Larsson *et al.* (2006)).



Figur 9. Störnings kedjan från fält till laboratorier försök, Wood (2016)

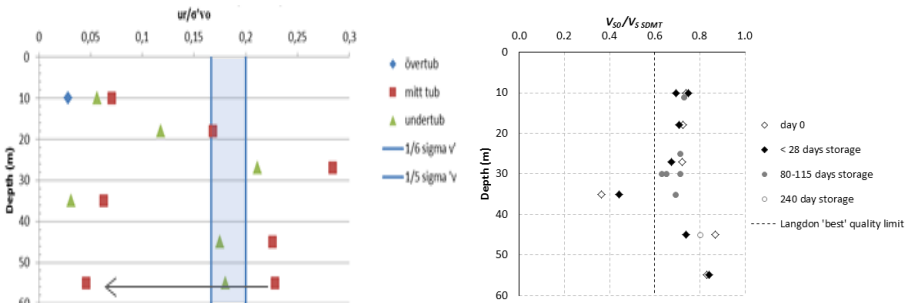
Historiskt sett har kvantitativ uppföljning av provkvalitet varit ovanlig i Sverige men trenden börjar ändra sig. Redovisning av provkvalitet enligt Larsson *et al.* (2006) börjar bli mer vanligt, i alla fall för CRS försök. Problemet med denna metod liksom Lunne *et al.* (1997) är att man lätt kan få en falsk ”hög kvalité” om provet är oxiderat. Därför har man numera försökt införa en ”bästför” datum. Detta framgår i Figur 10 (a) som inte visar någon tydlig ändring av kvalitet med tiden trots att övriga kvalitetsutvärderingsmetoder och jämförelser med ”färska” prov säger annat. Detta är på grund av de kemiska och biologiska förändringar som sker i lera vid lagring. Sekundär störning som oxidering är starkt kopplad till initiala störningar vid provtagning samt lerans struktur och tillgång till syre. Variationen kan vara stor vilket framgår i Figur 10 (b).



Figur 10. (a) Utvärdering av provkvalitet enligt Lunne et al. (1997) (b) Utseende av lerprov vid testtillfället, från Wood (2016).

Ickedestruktiva utvärderingar av lerprov är mycket ovanligt i Sverige men är en lockande idé för att säkerställa kvalitet innan man spenderar pengar på kostsamt laboratorieförsök. Den vanligaste ickedestruktiva utvärderingsmetoden är sug mätningar. Mycket av störningar i lerprover är kopplat till ändring i effektivspänningen. Provet blir avlastat när det är taget ur marken, provet behåller initialt en del av sin effektivspänning med hjälp av sug (u_r) men när volymförändring sker (och störning) minskar suget. Internationellt är en normal ”residual” effektivspänning i bra lerprov 1/5 av *insitu*spänningen vilket är taget som ”upperbound” kriterie för högkvalitativa prov och 1/6 av *insitu*spänningen som ”lowerbound”. Mätningar av Wood (2016) visade betydligt högre residual effektivspänning i högkvalitativa försök på svensk högplastisk lera, resultat från Centralen, Göteborg framgår i Figur 11(a). Notera dock ändring i relativt sug vid 55m från 0.24 vid upptagning till 0.05, 28 dagar senare. Den stora ändringen är antagligen kopplat till siltskikt –ser Figur 2a). Notera också att mitttub från STII provtagaren hade ”bäst kvalitet” jämfört med undertub och över tub, vilket är i linje

med erfarenhet. Medan Östkustlera blev lätt ickevattenmättad inom kort på grund av sand och siltskikt (betydligt högre sug än *insitu* effektivspänningen) så efter ett par veckor kunde samtliga prov bedömas som ”störda” enligt denna utvärderingsmetod. Olika metoder för sugmätningar utfördes men det var generellt ganska svårt att alltid få tillförlitliga mätningar. Utifrån utfört försök bör Tanakas kriterier för ”hög kvalitet” kalibreras om för svensk högplastisk lera inför vidare användning.



(a) (b)

Figur 11. (a) Relativ sug u_r/σ'_{v0} mätningar på lerkolvar vid upptagning från olika positioner i STII kolvprovtagaren med “hög kvalitet” zon enligt Tanaka (1996), (b) Relativ skjuvvåghastighet $V_{s0}/V_{s\ SDMT}$ vid olika provålder och Langdon (2007) kriterier för hög kvalitet, från Wood (2016).

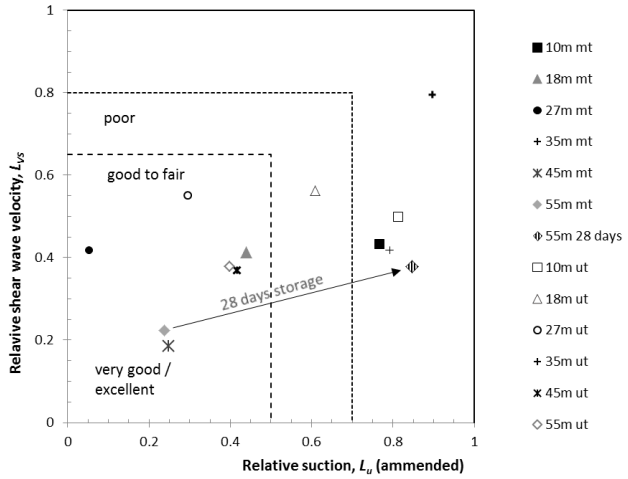
I Figur 11(b) är seismisk utvärdering av provkvalitet redovisat med hjälp av Langdon *et al.* (2007) kriterier med relativ skjuvvågshastighet $V_{s0}/ V_{s\ SDMT}$ där V_{s0} är uppmät med bender element med lerprovet obelastat medan $V_{s\ SDMT}$ är skjuvågshastighet i fält, tagen med en seismisk dilatometer (SDMT). Principen är lik övriga metoder eftersom skjuvågshastighet är starkt kopplad till void ratio, så $V_{s0}/ V_{s\ SDMT}$ är ett mått på volymändring. Mätningarna är tagna både vid upptagning och lagring upptill 240 dagar (fullt oxiderade prov). Till skillnad mot sugmätningar identifierades inga stora skillnader med provålder och kolvposition medan skillnaderna i skjuvvågshastighet vid återbelastning till *insitu* var stora. Därför bedöms denna seismiska metod lämplig för att identifiera mycket störda prover (som vid 35m) men är generellt inte lämplig för utvärdering av högkvalitativa prov i svenska lösa leror.

Den sista ickedestruktiva metoden studerat av Wood (2016) var Donohue & Long (2010) som använde sig av både sugmätningar och seismiska mätningar. Fyra olika mätningar krävs; *insitu* skjuvvågshastighet, $V_{S\ field}$, obelastad skjuvvågshastighet, V_{S0}, sug (negativ portryck), u_r och lerans “omrörd” skjuvvågshastighet (destrukturerad), $V_{S\ remoulded}$, se Wood (2016) för detaljer. Den högst kriterier för kvalitet enligt Donohue & Long (2010) är L_u <0.4 och L_{VS}<0.65. Där L_u ger ett relativt mått på störning med hänsyn till residual effektivspänning definierad som:

$$L_u = \frac{\chi\sigma'_{v0} - u_r}{\chi\sigma'_{v0}} \qquad \text{och } L_{vs} \text{ definierad som: } L_{VS} = \frac{V_{Sinsitu} - V_{S0}}{V_{Sinsitu} - V_{Sremoulded}}$$

där är definierad som 0.2, Donohue & Long (2010), och $\chi.\sigma'_{v0}$ störst sug som ett ostört prov kan behålla, and u_r är uppmät sug.

Vid användning på svensk högplastisk och med hänsyn till observationer och grundprofil infördes en lokal anpassning på kvalitetskriterier för att få en "modell" som fungerade. Detta för att undvika negativa värden. L_u blev istället normaliserad 30% σ'_{V0}. Detta innebär att kvalitetsgränsvärden också justerades för att motsvara den ursprungliga kalibreringen. Metoden fungerade väl när sugmätningar var tillförlitliga men krävde mycket arbete på grund av arbetet kopplat till framtagning av $V_{S\ remoulded}$. Normalt tas denna mätning på omrörd leran men när man omrör svensk medel- högsensitiv lös lera blir den som vätska vilket gör bender elements försök omöjliga. Istället fick den omrörda leran (slurry) åter sedimenteras till samma void ratio som ursprunglig leran vilket tog flera månader och krävde mycket tid, energi och speciellt utrustning. Utifrån detta är metoden mer lämpad till forskning än praktiken i nuläget men kan fungera väl för att identifiera de bästa prover om metoden för sugmätning av proverna förbättras och var mer tillförlitlig. Den kompensera väl för vissa brister med bara sug eller bara seismisk utvärdering av kvalitet så det är värt vidare utveckling för Svenska förhållande.



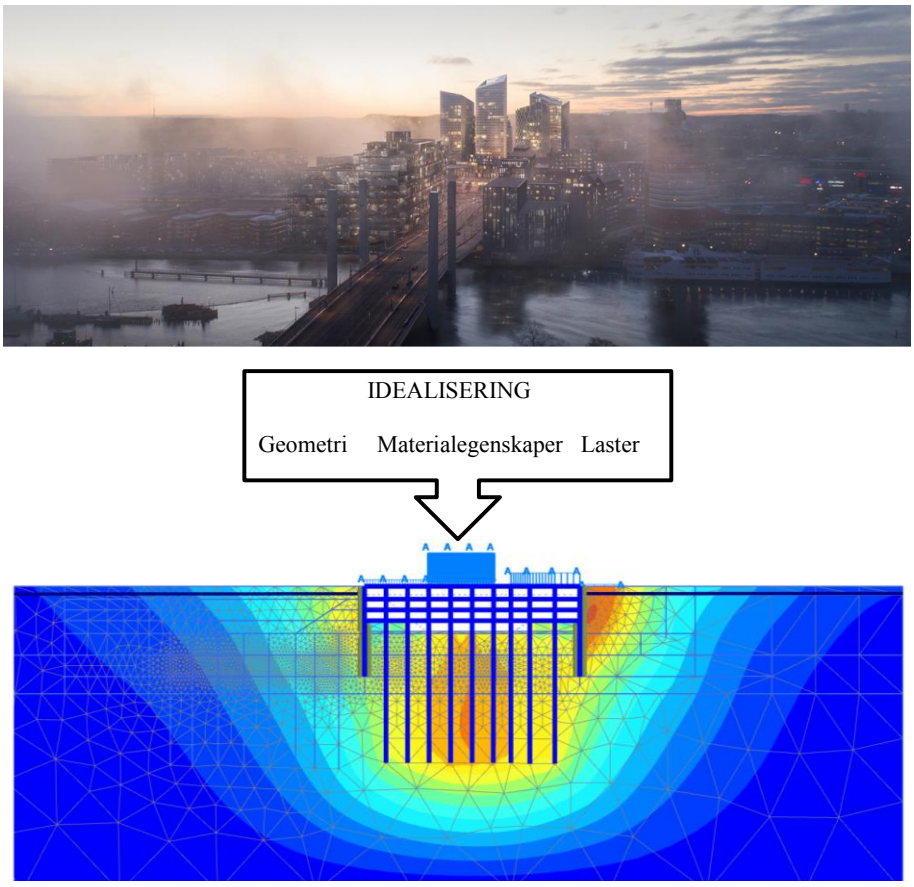
Figur 12. Kombinerad seismisk/sug kvalitetsutvärdering från Wood (2016).

3 HUR VI DIMENSIONERAR

En viktig del av den geomekaniska triangeln är vilka förutsättningar som ingår, vilka begränsningar finns och vilka praktiska anpassningar krävs för att simulera beteendet tillräcklig väl? Detta är särskilt viktigt vid val av modell. Många av de empiriska enkla modeller vi använder idag för dimensionering är baserade på erfarenheter om hur vi byggde förr. Man kan identifiera relevanta modeller som redan finns och anpassa dessa vid behov med hjälp av stegvis verifiering mot verkligheten samt studera relevant erfarenhet inom och utanför Sveriges gränser. Här presenteras en översikt på hur den geomekaniska triangeln har använts inför

dimensionering av komplexa grundläggningar i Göteborgs lera med hjälp av avancerad numeriska analyser.

Vid ett tidigt skede inför RegionCity i Göteborg Jernhusen insågs det att flera utmaningar fanns med hänsyn till deras stadsutvecklingsplaner och markförhållandet. Dom vill säkerställa att RegionCity skulle dimensioneras ”tillräckligt rätt” så att funktionen upprätthålls. RegionCity består av flera olika torn vid Centralstationen i Göteborg med sammanhängde områden på markplan. Den kommer byggas etappvis i ett område känslig för omgivningspåverkan. Blivande utseende på Regioncity och de idealiseringar inför modellering som krävs framgår i Figur 13.



Figur 13. RegionCity i verkligheten och idealisering inför koncept studie

För att studera både byggfas och det permanenta skedet togs en 8 stegs process fram som framgår i Tabell 1. Varje steg är verifierade oberoende av varandra genom att jämföra numeriska simuleringar mot uppmätt beteende. Totalt 8 olika fullskaliga verklighetsverifieringar används för att skapa tillit i ”helheten” av geomodellen.

FE simuleringar av olika laboratorieförsök var utförda med olika kommersiella konstitutiva jordmodeller. Detta för att tydliggöra deras lämplighet och olämplighet. FE simuleringar av beteende i permanentskede utfördes i 2D ”plane strain” med Soft Soil Creep model (SSC) (Vermeer and Neher, 1999). Utöver detta, användas en

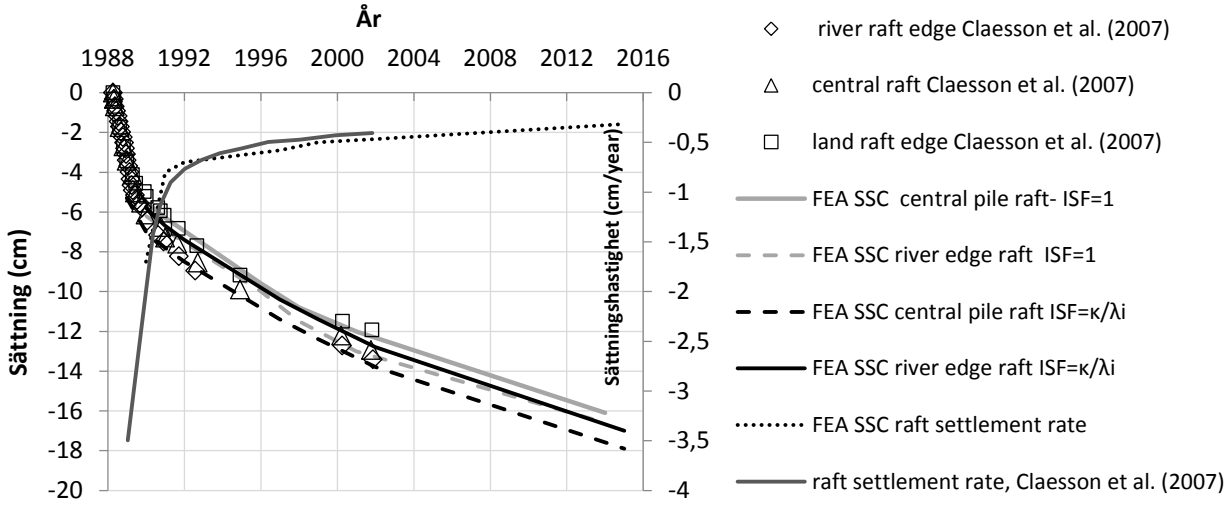
modell för små töjningar, Hardening Soil small (HSs) (Benz, 2007) för att studera schaktskede och rörelser i omgivningen. Som det framgår i Figur 6(a) valdes parameter för SSC för att fånga återbelastnings styvhet för OCR mellan 1 till 2 (relevant för permanenta skeden) och inte initial styvhet i CRS/IL försök som är kopplad till störningsgrad. Det var också viktigt att fånga yield och medelstora töjningar (relevant i permanentskede). Parameter för HSs valdes för att fånga aktiv beteende i triaxialskjuvning (relevant för omgivningspåverkan) samt CRS/IL beteendet (relevant efter avlastning och återbelastning till *insitu*). Den fångade inte beteendet i passiv skjuvning därför användas ett ingenjörsmässigt pålägg (rörelse x 2) på output rörelser vid schaktbotten för att ge en mer rimlig uppskattning av vertikala rörelser från modellen. Värden (x2) togs fram utifrån bakanalys av en ”lokal” schakt, som framgår i Figur 7.

Tabell 1. Översikt av dimensonerings steg, från Wood & Karstunnen (2017)

Stage Number	Design Task	Verification of design assumptions
1	Specify ground & hydrological profile and understand variability	Review multiple sites and profiling methods in the area
2	Understand real soil behaviour	Review relevant field and laboratory test data from multiple sites
3	Model characteristic soil behaviour and determine limitations	Comparison with high quality test data
4	Understand individual pile behaviour	Review relevant case studies and identify trends
5	Model characteristic individual pile behaviour and determine limitations	Comparison of FE results with relevant full scale pile tests
6	Understand deep excavation and pile group behaviour	Review relevant case studies and identify trends
7	Model characteristic piled raft behaviour and determine limitations	Comparison of FE results with relevant long term case studies
8	Sensitivity analysis of piled raft behaviour to uncharacteristic loads, ground and hydrological profile, material properties and construction methods	Compare results with well winnowed experience and traditional ULS calculation results

Pålarna är modellerade med ”embedded pile” koncept som utvecklades från Sadek and Shahrour (2004). Pålarna var “önskat på plats”, men lokal erfarenhet användas för att definiera maximal skjuvkrafter, styvhet på påle-jord interface och styvhet i pålarna. Verifiering med hjälp av fullskaligt försök i tryck, som framgår i Figur 6(b), och drag användas för att förstår hur pålen skulle implementeras i modellen. Notera att α metoden användas ej, då effektivspänning i permanentaskede blir annorlunda (samt skjuvhållfasthet). Istället används β metoden där odränerad hållfasthet är representerad av Figur 3(a), direktskjuv profilen.

Faktum är att pålens kapacitet vid en viss tidpunkt bestäms av *insitu* spänningen och jordens struktur (fabric) närmaste pålen, ändring i styvhet i pålen med belastning/tid mm. Runt om i världen finns det minst tio etablerade empiriska metoder med sina föroch nackdelar och många har försökt att använda sig av avancerade numeriska beräkningar men utan att visa några exakta svar, bara trender som vi ändå ser genom erfarenhet, ser Wood & Karstunnen för vidare diskussion. Metoden med en 2D FE analys och wished in place" embedded pile" är en grov metod men har visat sig tillräckligt bra för att fånga de kritiska aspekter av grundläggningsbeteende både på kort och lång sikt vid de verifieringar som är utförda. Dessa var nämligen bakanalys av Ullevi stadium, Göteborg, efter förstärkningsarbete, se Wood & Dijkstra (2015), kohesionspålad och kryppålad hus på Olskroken, Göteborg, se Wood (2014) och en kohesionspålad sammverkansgrundläggning av ett höghus, Läppstiftet, Göteborg, ser Wood & Karstunen (2017). Nedan finns en jämförelse av simulerade sättningar och sättningshastighet och uppmätt data som stämmer tillräckligt väl. Även jämförelser med simulerad och uppmätt lasteffekt i pålen har visats stämma väl när uppmät (Olskroken och Läppstiftet) och en mer realistisk styvhet på pålen används. Med dessa verifieringar på plats är nästa steg simulering och känslighetsanalys av den grundläggning man vill bygga för att identifiera sårbarhet och de kritiska aspekterna. Känslighetsanalysen bör titta på indata som geoparameterval, geometri, spänningshistoria, hydrogeologi, tid, laster, samt implementering av interfaces mm.



Figur 14. Simulerad och uppmät långtidssättning och sättningshastighet på kohesionspålad höghus (Class B prognos) från Wood & Karstunen (2017).

4 VAD VI BYGGER MED

Stora projekt ger möjlighet till utveckling av nya tekniker i Sverige särskilt när där finns stora ekonomiska och produktionsfördelar (risk minimering). Det blir då mycket lättare att motivera den investering som krävs i tid, pengar och energi och

underlätta för byggherren att acceptera något som är nytt. De måste finnas en bra anledning för att införa den nya tekniken.

Västlänken har behov av att utföra stora, djupa schakter i lös Göteborgslera för att möjliggöra byggandet av stationsrum och tunnlar i flera av etapperna. På flera ställen är omgivningspåverkan och bottenupplyftning viktiga aspekter i val av teknisk lösning vilket gör slitsmursteknik med tvärväggar särskilt lämpad.

Val av slitsmurar över andra typer av stödkonstruktioner så som stålspont, kombivägg, rörspont, sekantvägg beror på ett antal aspekter som finns nedan.

- Kostnad
- Temporär eller permanent
- Mark förhållandet
- Hydrologisk förhållandet
- Behov för tätvägg
- Tid
- Buller och vibrationer
- Arbetsmiljö
- Etableringsyta/ restriktioner
- Befintligheter / sten & block
- Omgivningspåverkan: rörelser
- Installations toleranser (vertikalitet)
- Klimatpåverkan
- Schaktdjup

Vid varje enskilt projekt måste dessa aspekter vägas upp inför slutligt val av stödkonstruktion. Inom tätortsområden i Sverige har omgivningspåverkan oftast varit en avgörande faktor inför val av slitsmurar vilket framgår ihop med övriga projektdetaljer i Tabell 2. Sammanställning var viktigt för att förstår vilken erfarenhet som fanns inom Sverige.

Den valda tekniska lösningen för den bred stationsutrymme (50 m) på Västlänk Centralen är permanent slitsmur med tvärväggar. Detta består av längsgående slitsmurspaneler som kopplas samman med speciellt utformade fogar samt en krönbalk som ska hjälpa skapa kontinuitet. Tvärväggarna är placerade i mitten av varje slitsmurspanel, vilket medför att storleken på panelen påverkar avståndet mellan tvärväggarna och därigenom den globala stabiliteten för systemet som först beskrivits av Eide et al. (1972). Koppling mellan tvärväggarna och den längsgående panelen är med friktion inom en speciell utformad fog som ska säkerställa att dessa element har kontakt med varann. Ett sätt att optimera denna lösning är att använda breda paneler som minskar både produktionstid, kostnad och materialåtgång genom att antal tvärväggar som krävs minimeras. Men hur breda paneler kan utföras utan risk för ras?

Tabell 2. Sammanställning av slitsmurprojekt inom Svergie, **omgivnings-påverkan styrande i val av metod**, *Wood & Thorsell (2018).*

Projekt	År	Livslängd /stöd system	Panel geometri lxbxd	Schakt djup/ bred	Jord-profil	Gräv metod	Stöd vätska	Betong
Göta-leden L2, Göteborg	**2001-2003**	**Temp/ stämp & tvärvägg**	**4.5x 0.8x 8-17**	**8-15 / 35-40**	**lös lera/ krist. berg**	**Grab/ mill**	**Bentonit / SH Bentonit**	**C38/35 XC vct 0.58 CEM I**
CTP E101, Malmö	**2005-2006**	**10 år/ Stag + förank. berg**	**2.4-10.5 x 0.8 x13 -24**	**13- 22 / 28- 40**	**lermorän block, flint, kalkberg**	**Grab/ chisel/ hydro mill**	**Bentonit**	**C20/25 XC2 vct CEM II**
Fiborna Kraftverk, Helsingborg	2010	Perm./ krönbalk förank. berg	T panel 3.8x2.8x 0.8x 16.5	13/ 25-40	lermorän /sand/ sandsten	Grab/ hydrom ill	Bentonit	C30/37 XC 2 vct 0.6 CEM II
Kv. Kaninen, Malmö	**2010-2011**	**Perm/ Stag + förank. berg**	**1.8-8x 0.8x 7.5-10.5**	**6- 9 / 8- 120**	**lermorän block, flint, kalkberg**	**Grab/ chisel/ hydro mill**	**Bentonit**	**C30/37 XC 2 vct 0.6 CEM I**
Västlänk EO2 Fas1	**2017**	**Full-skalig försök**	**2.8-7x 0.6-1.2x 14-20**	**16-20.5/ N.A.**	**lös lera**	**Grab**	**Blautau Bent+ stenmjöl SH Bent**	**C32/40 XC2 vct 0.45 CEM I, II**

Den geomekaniska triangel kan hjälpa oss förstår den processen som krävs. Från tidigare arbetet med RegionCity (beskriven i Avsnitt 3) var grundprofilen geoteknisk karakterisering och verifiering av FE modeller för området färdigställd men erfarenhet av tidigare relevant slitsmurs projekt okänd. Samt vilken stabilitetsmodell som var lämpligast för schakt av slitsen var okänd. Därför sammanställdes erfarenheten från slitsmursprojekt i skandinavisk lös lera som framgår Tabell 3. Även projekt i lös lera i övriga delar av världen (framförallt asian) studerades men visade sig inte tillräckligt relevant utifrån grundprofilen och geologi. Generellt ser man att slitsmurspanel bredd i lös lera har historisk sett begransats till mellan 4.5 - 6 m.

Inom Västlänk E02 ECI Fas 1-arbete identifierades stora optimeringsmöjligheter med slitsmurstekniken, jämfört med tidigare erfarenhet inom Göteborg (Götatunneln L2). Denna optimering omfattade ökad panelstorlek (från 4.5 m till 7 m) som möjliggörs med hjälp av högre densitet på stödvätska. Detta i sin tur skulle också minska antalet tvärväggar med ca 40 %. Eftersom detta optimeringsarbete arbetades in i Fas 1 lösningar, var det viktigt att bekräfta att detta var genomförbart. Fokus i denna artikel är endast schaktstabiliteten, för övriga aspekter som omgivningspåverkan, geoteknisk bärförmåga, stödvätska, betong, mm. hänvisas till Wood & Thorsell (2018).

Tabell 3. Överblick av några väl dokumenterade slitsmursprojekt i lös lera inom Norden, från Wood & Thorsell (2018)

Projekt	År	Slitsmursdetaljer, lxbxd (m)	Schakt -djup (m)	Livs-längd	Kommentar
Studenter-lunden, Oslo	1973 - 1975	Längsgående 4.5x1x28 tvärväggar 4.5x0.8x28 Stödvätska: lerslurry12.4 kN/m3 alt. vatten10 kN/m3 alt bentonit 10.8 kN/m3 vid friktionsjord)	ca 20	Perm	Efter flera fullskalig omfattande trials och mätprogram byte till vatten generellt*
Jernbane-torget, Oslo	1973 - 1975	Längsgående 5x1x28 och tvärväggar 4.5x0.8x28 Stödvätska: lerslurry13 kN/m3 vid känslig omgivning alt. vatten10 kN/m3 alt bentonit 10.8 kN/m3 vid friktionsjord)	8 – 10	Perm	Ingen gjutningproblem i samband tung stödvätskan*
Götatunneln L2, Göteborg	2001 - 2003	Längsgående 4.5^x0.8x10-21 och tvärväggar 4.5x0.8x4 ^lokal anpassning i enstarka fall Stödvätska: bentonit 10.5 kN/m3	7 -17	Temp	Några fall med dålig tätskikt ***
E18 Sørenga, Oslo	2005 - 2006	Längsgående 6x0.8-1.2x12-25 och tvärväggar 4.5x0.8x3-5.5 Stödvätska: bentonit 11.5 kN/m3	10-19	Temp	Olika betong, enskarka (synlig armering) generellt bra gjut resultat**

Med tanke på dess betydelse av panelbredd har slitsstabilitetsberäkningar utförts med tre metoder:

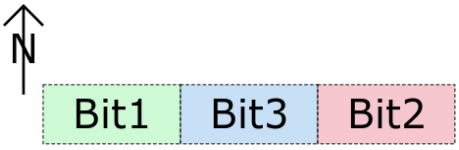
- DIN 4126 (Limit Equilibrium) utfördes av Tysk slitsmursentreprenör.
- Norsk semi-empirisk metod enligt Aas (1976)
- 3D- numeriska class A simuleringar med olika konstitutiva jordmodeller

Vilken metod som var mest lämpad sedan verifierades med hjälp av installation av 4 fullskaliga försökspaneler; två som används för att undersöka slitsens stabilitet vid stora 7 m bred paneler, de två mindre utdragspaneler används för att undersöka geoteknisk bärförmåga. Olika betong och stödvätskor testades för att hitta den bästa kombinationen inför produktion.

4.1 Fullskaliga försök

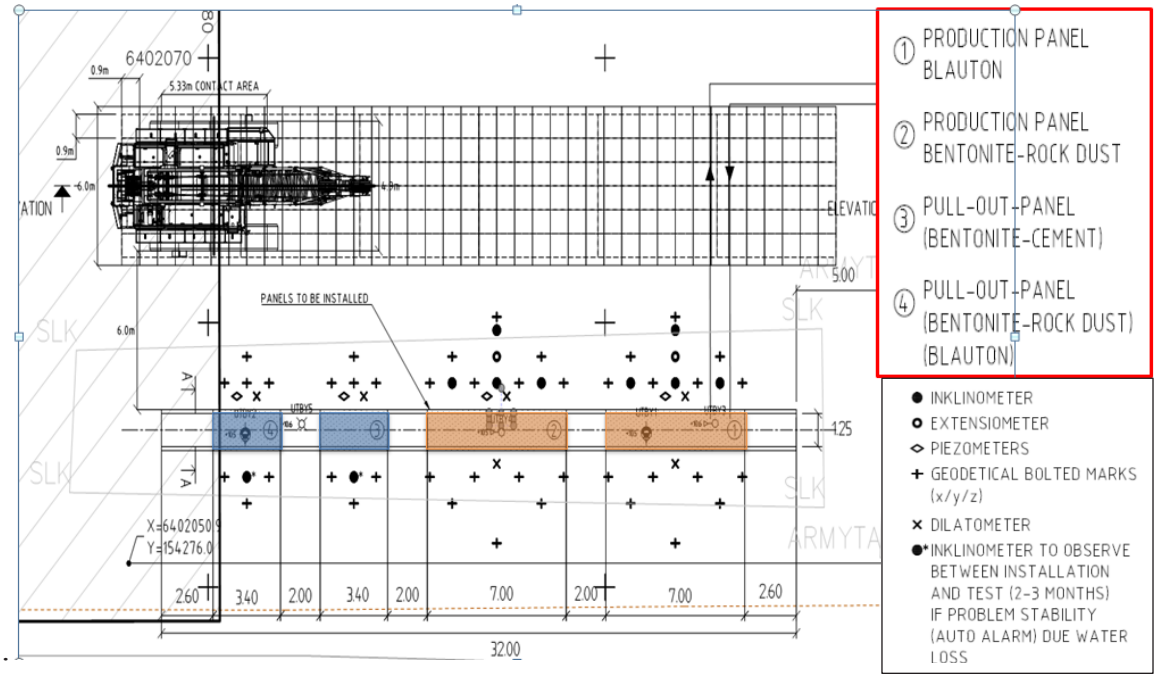
Det tog 10 månader från framtagning av beskrivning av de fullskaliga försöks serier och genomförande av samtliga moment; planering, geo/stödvätska/betong undersökning, installation av instrumentering, till genomförandet och uppföljning. Då det var tidigt skede var inte marken vid Centralen tillgänglig därför togs en annan lämplig plats fram. En viktig aspekt i val av försöksplatsen var att markförhållanden bör efterlikna de som återfinns inom projektet samt att bra

geoteknisk underlag bör finnas (för att säkerställa att grundprofilen och geotekniska ”ramverket” var detsamma). En lämplig plats hittades i Utby nära ett område använd för geoteknisk forskning av Chalmers Tekniska Högskola, så mycket hög kvalitiv geounderlag fanns. Leran i Utby är ursprungligen väldigt lik leran vid Centralen men har utsatts för en annorlunda spänningshistorik och diagenes som ger något sämre hållfasthet och styvhet samt har högre sensitivitet men samma övergripande beteende inom de geoteknisk ramverk för de arbete som skulle genomföras. En översikt av försöksserie framgår i Figur 16. Dom stora 7 m paneler grävdes ut i 3 steg eller ”bites” som framgår i Figur 15.



Figur 15. Installations sekvens, Panel 1, Wood & Thorsell (2018).

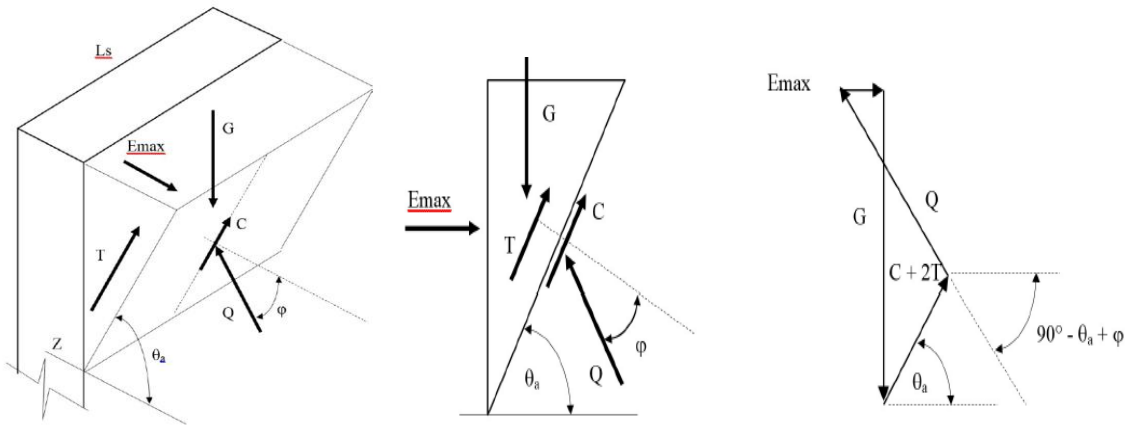
Instrumentering valdes för att följa schakt och gjutnings steg med hänsyn till rörelser och spänningar. Den instrumentering som anvandas för att studera beteende var: inklinometer, bällslang, piezometer, jordtrycksceller, last celler och markpeglar. Placering av instrumentering valdes utifrån FE simuleringar. För att få en indikation av stabilitet och sårbarhet i stora slitsmurspanelerlämnades 7 m paneler öppen övernatt med kontinuerlig mätning av horisontala rörelser och portryck.



Figur 16. Översikt på testpaneler i Utby från Wood & Thorsell (2018).

4.1.1 DIN 4126

Den vanligast förekommande metoden för dimensionering av slitsstabilitet internationellt är enligt Tysk Industrinorm, DIN 4126. Metoden identifierar läget på den mest kritiska 3D-kilen genom att utföra beräkningar på olika djup och med olika vinklar på kilen, se Figur 17. För varje kombination av djup och vinkel på kilen, utförs en jämviktsberäkning.



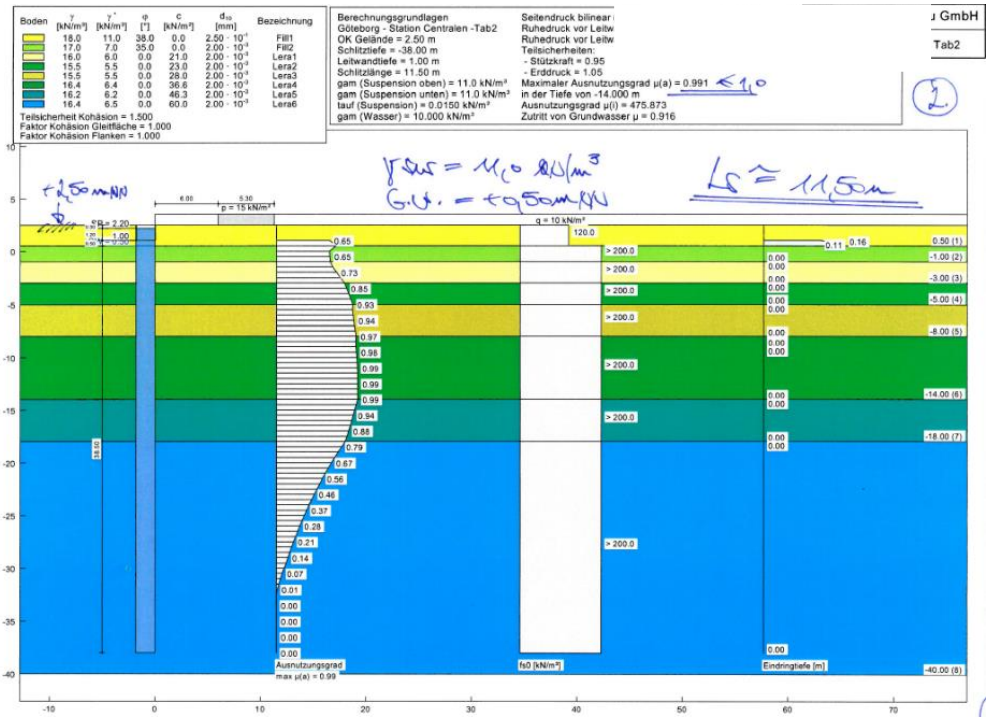
(a) (b)

Figur 17. (a) 3D-kil med anbringade krafter (b) Resultat av jämviktsanalys utförd genom vektoranalys, från DIN 4126.

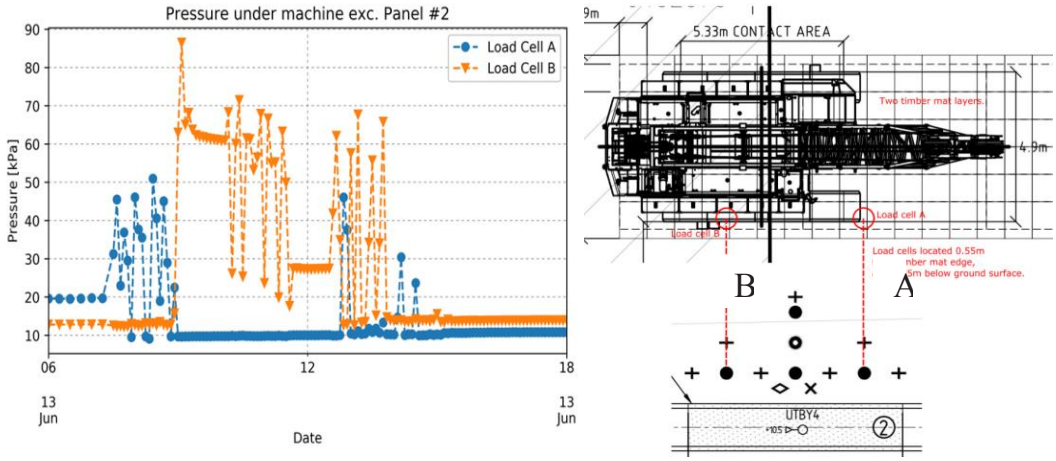
Resultaten av beräkningar utförda i enlighet med DIN 4126, tung stödvätska (11.0 kN/m^3) och placering av 132t grävmaskin + utrustning 5m ifrån slitsen redovisas i Figur 18. Resultaten tyder på att paneler upp till 11,5 m kunde utföras men en tillåten förändring av stödvätskevattennivån från +2.5 till +1,5 minskar möjlig panel bredd till 8 m, vilken kan lätt sker i praktiken. Dessutom bedömdes spridningen av belastningen från grävmaskin som användaes, baserat på empirisk tyska riktlinjer EKVALL (EB3), medföra ett marktryck på 15 kPa, orimligt. Med föreslagen plattformstjocklek och dubbla vinkelräta stockmattor bedömdes belastning från maskinen uppgå till 35 kPa under antagande av en jämn lastfördelning mellan larverna. Vid triangulär ombelastning (när grävmaskin schaktar) bedömdes marktryck öka närmaste slitsen till 42 kPa.

I Skandinavien är tillämpligheten av den Tyska DIN 4124-metoden i lösa leror ifrågasatt sedan tidigare, såsom E18 Festningstunnelprojektet, se VD rapport 47 och Götatunneln L2-projektet, Karlsrud *et al.* (2005), varför alternativa analysmetoder använts. Problemet med DIN 4124 är att den har ingen anpassning för hur lös medel-högsensitiva leror beter sig med lokal mobilisering av hållfasthet och degradering. Detta tillsammanens med den tyska empiri för lastspridning överskattade stabiliteten. Aktuella mättningar av tryck under lastfördelningsplattformen framgår i Figur 19. När maskin står ”på plats” och jobba ökar marktryck under arbetsplatsformen med ca 45 kPa men med toppar upptill 75 kPa kopplad till dynamisk last från hur grävmaskin arbete. Detta upplyser behovet

för fullskaligt försök att ta vara på helheten och inte bara rörelser och spänningar intill schakten utan även vid belastningsytan. Det blir då mycket enklare att verifiera det olika antaganden som ingår i analysen.



Figur 18. Sammanställning av stabilitetsberäkningar av maximal panellängd 11.5 m enligt DIN 4126 med tung stödvätska (11 kN/m3), från Wood & Thorsell (2018).

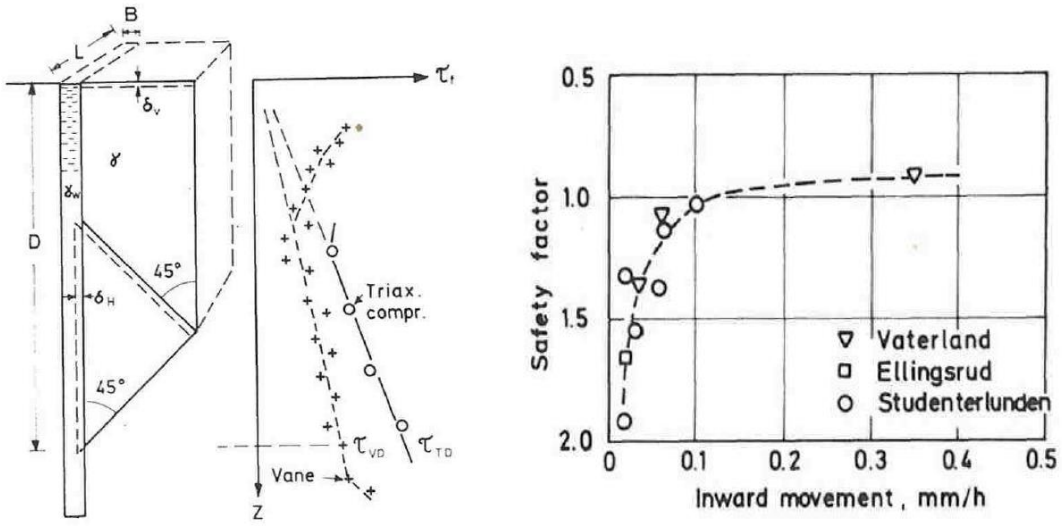


(a) (b)

Figur 19. Uppmätt tryck under lastfördelningsplattformen vid slitsmurs-schakt, (b) Position grävmaskin och lastceller, Wood & Thorsell (2018).

4.1.2 Norsk Semi-empirisk metod enligt Aas (1976)

Stabilitetsberäkning av urgrävning av slitsmurar i lösa leror utförs ofta med hjälp av den semiempiriska metoden som presenterades av Aas (1976). Denna metod har utvecklats baserat på resultat från fullskaleförsök på 6 olika stödvätske stabiliserade slitsschakter i lösa leror i Oslo, av vilka 4 slitsschakter drevs till brott. Den antagna brottmekanismen och de odränerade skjuvhållfasthets profiler som identifierades presenteras i Figur 20(a). Vid beräkning tar man hänsyn till lerans anisotropi och lämplighet för olika delar av den förenklade brottmekanismen. Vid förlängd väntetid efter urgrävning och innan gjutning av betongen föreslår Aas (1976) ett samband mellan horistonalrörelser hastighet (kryp) och säkerhet mot brott i jord för Osloleran vilket presenteras i Figur 20 (b).



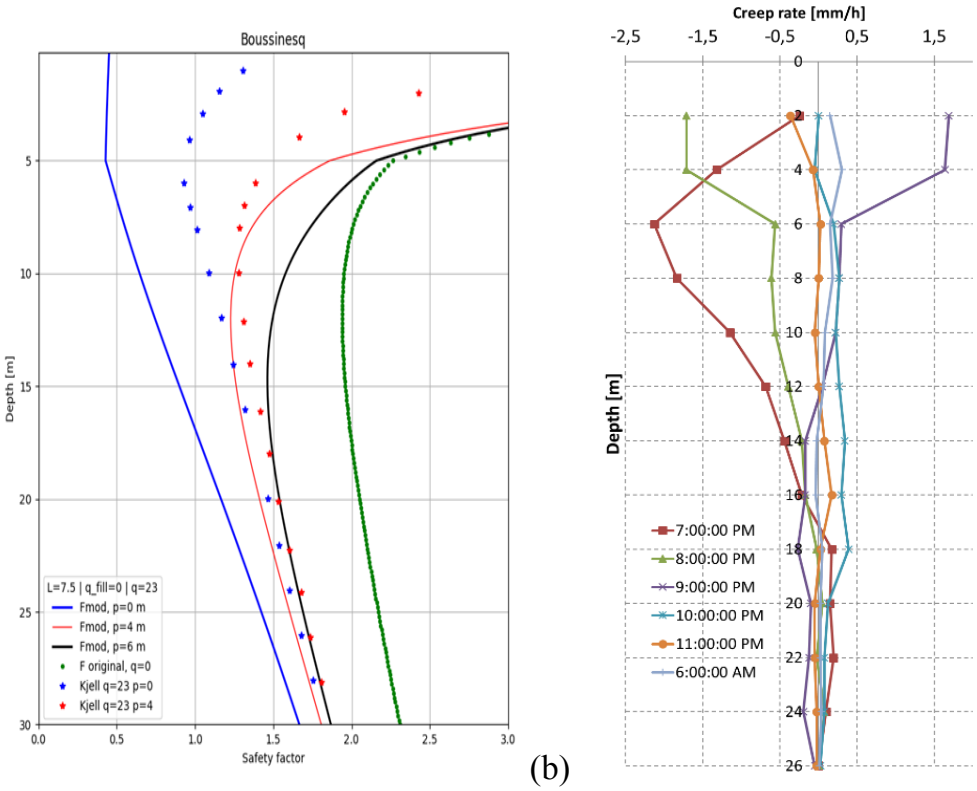
(a) (b)

Figur 20. (a) Antagen brottmekanism enligt Aas (1976), (b) Förhållandet mellan horisontella rörelserhastigheter och säkerhet mot brott, Aas (1976).

Resultaten av initiala beräkningar enligt Aas-metoden redovisas i Figur 21 (a). Analyserna avser 7,5 m paneler, med en stödvätskedensitet om 11 kN/m3 och mellan 0 och 23 kPa marktryck på mellan 0 och 4m avstånd från slitsen, detta justerades senare då grävmaskinen ändrades. Ytterligare känslighetsanalyser av effekt av stödvätskedensitet, höjd, marktryckets storlek och position utfördes, för att förstå sårbarheten.

Resultaten tyder på att paneler upp till 7,5 m är stabila, förutsatt att grävmaskinen står på ett avstånd mer än 4 m från slitsen. För att uppnå en säkerhetsfaktor på 1,5 är ett avstånd på 6 m mellan grävmaskin och slits nödvändigt. Det noteras dock att i andra projekt har lägre säkerhetsfaktorer ansetts vara acceptabla, till exempel i E18 Sörenga-projektet sattes de acceptabla säkerhetsfaktorerna med Aas-metoden nära 1 när grävmaskinen arbetade invid slitsen och ca 1,25 när det inte fanns någon yttrelast. Skillnaderna i analyserna mellan KKGS-beräkningarna (punkter) och E02

GEO-beräkningarna (linjer) i Figur 21(a) återspeglar skillnaderna i hur tilläggsbelastningen har applicerats på aktivkilarna. I Figur 21(b) framgår horisontella rörelsehastigheten över natt efter full schakt av den första 7 m panelen. Storleksordningen på rörelsehastigheten skapad initialt oro när jämfördes med Figur 21(b). Vidare undersökning visade att rörelser presenterade av Aas (1976) är tagna flera dagar efter färdig schakt. Som framgår i Figur 21(b) har rörelser hastigheten minskat successivt med tiden, vilket indikera att stabiliteten är tillfredsställd. Att jämför beteende efter flera dagar från Aas (1976) med Utby efter 12 timmar för att bedömer säkerhet blev felaktig på två sätt: utifrån tidsaspekt (bör jämföra vid samma tid) och skillnaden i grundämnen och struktur mellan dessa leror som styr krypbenägenhet. Återigen påpekar detta vikten att verifiera lokalt och förstå grundprofilen och beteende.



(a) (b)

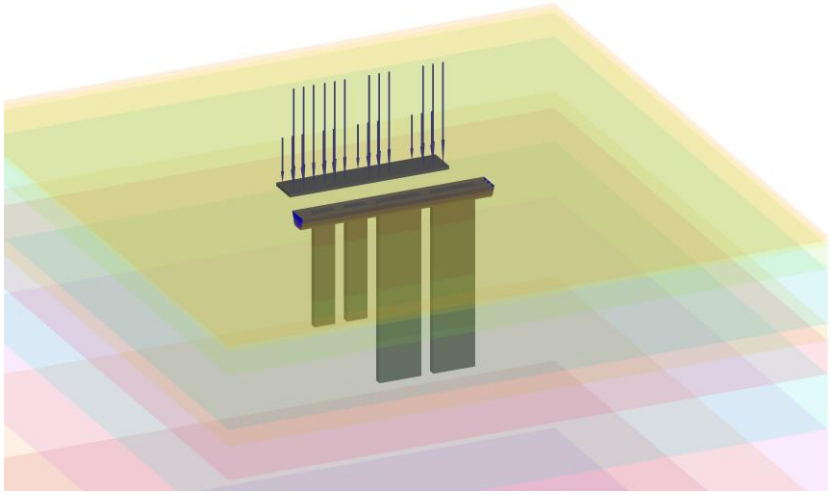
Figur 21. (a) Slitsstabilitet enligt Aas metod, lastspridning enligt Boussinesq, från Wood & Thorsell (2018), (b) horisontell rörelsehastighet 12 timmar efter full schakt av 7m slitsmurspaneler vid Utby.

4.1.3 3D Numeriska beräkningar med FE

Numeriska beräkningsmodeller upprättades i tidigt skede för att prognostisera vilka deformationer och rörelser som skulle förväntas i anslutning till schaktet, planering instrumentering och bedömning av säkerhet mot brott. Enligt beställaren skulle beräkningar göras i geoteknisk klass 3 och säkerhets klass 3 vilket innebär en säkerhet mot brott i jord på 1.65 skulle bevisas. För att fånga installationseffekter och samband mellan installation av de olika panelerna modelleras hela

slitsmursförsöks serie i samma modell som framgår i *Figur 22*. Men varje panel skapade med hänsyn till antal ”bites” som skulle användas vid urgrävning, gjutning och tidseffekter.

Numeriska analysen med olika konstitutiva jordmodeller utfördes för de olika paneler som ingick i fullskaligförsökserien som framgår i *Figur 22*. Det största paneler var 7 m lång, 1,2 m bred och 20 m djup. Känslighetsanalyser av jordmodellens parametrar och implementeringsantaganden (stödvätska, ytlast, djup mm) utfördes för att säkerställa att 7 m paneler var möjligt. Resultat av några Class A-simuleringar (innan försöket) framgår i Figur 23(b) tillsammans med uppmät rörelser efter färdig schakt. Och Class B-simuleringar gjordes som en del av produktionsuppföljning med observationsteknik när ”oväntat beteende” framkom under schaktarbetet.



Figur 22. 3D FE modell för att studera fullskaliga försöket och samband mellan installation av de olika modeller.

De konstitutiva jordmodellerna som användes var NGI-ADP, Hardening Soil Small (HSs), med användning av dränerade hållfasthetsparametrar, och Soft Soil Creep (SSC). Anledningen till 3 olika jordmodeller var att skapa olika aspekter av beteende eftersom det inte finns kommersiella tillgängliga modell som fånga verkligt beteende fullt ut. Istället kalibreras modell parametrar för en specifik task. NGI-ADP-modellen har använts för att fånga effekterna av anisotropi vid odränerad pålastning/avlastning. Denna modell tar dock inte hänsyn till viktiga effekter av töjningar, styvhet vid små deformationer, tid (spännings-/deformationshistoria), viktiga beteende hos lösa leror med pågående sättningar avseende kryp och struktur.

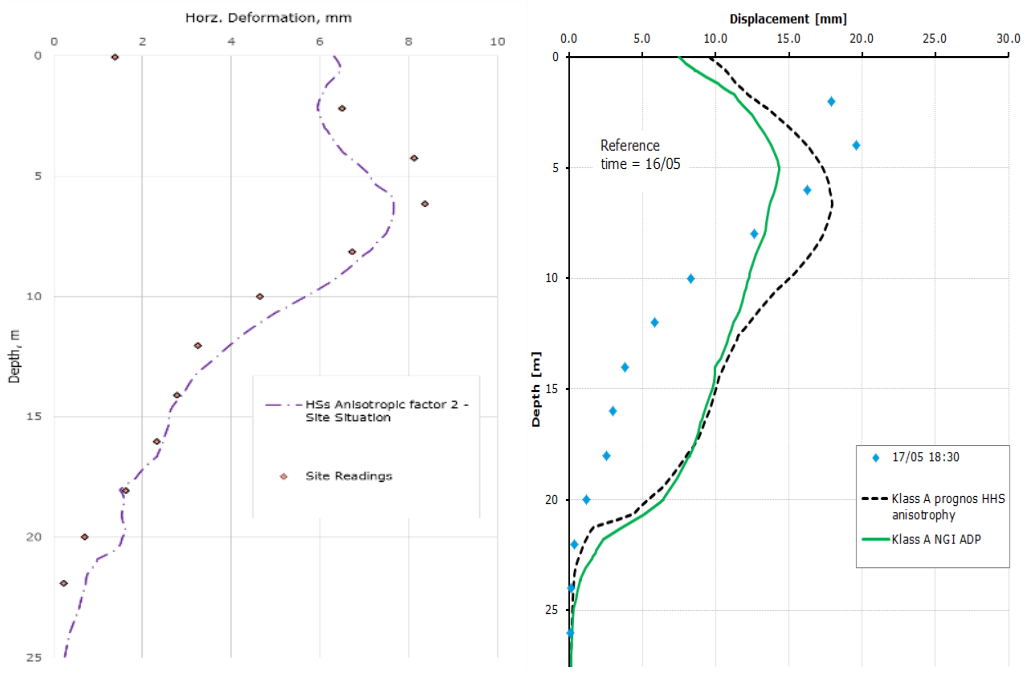
HSs-modellen innefattar en degradering av styvheten vid små deformationer, som Wood (2016) visat vara en viktig aspekt att ta hänsyn till vid lösa skandinaviska leror. Eftersom dränerade hållfasthetsparametrar används kunde vissa tidsaspekter studeras (utjämning av porövertryck) men ingen hänsyn togs till kryp, anisotropi eller hållfasthetsdegradering. Baserat på tidigare verifiering presenterad i Avsnitt 3 en "anisotropi-faktor" används som output faktor på analysresultaten.

Vid användning av Soft Soil Creep (SSC) kunde pågående sättningar/kryp fångas så att beteendet under uppehåll i arbetet (öppen schakt övernatt) kunde analyseras, men denna modell tar inte hänsyn till anisotropi, små töjningsstyvheter eller degradering.

Grundprofilen (framtill 25m därefter sand) och geotekniska parametrar var samma som RegionCity/Centralen förutom det som påverkas av spänningshitorik, densitet och överkonsoliderings grad. Lokala värden används för dessa samt vid simuleringar med NGI-ADP togs en lokal odränerad skjuvhållfasthetsprofil fram men övriga parameter var oförändrade.

Simuleringar användes för att jämföra med verkligt beteende under hela försöket och vid avvikande beteende stoppades arbetet för att undersöka orsakerna till rörelserna. Ett sådant ”stopp” infördes vid installation av den första 7 m panel efter att rörelser mönster och storlek och portryckvariation var större än förväntat efter den första ”bite” av 3 på panelen. Vidare undersökning visade att arbetsplattformen var felaktigt placerad och låg 1 m närmare än förskrivet samt att en stor lastbil (dumper) orsakade stora vibrationer (och portryck) vid försöksområdet. En uppdatering av simuleringen med aktuell placering av grävmaskinen visade på en mycket bra överenstämmelse med uppmätta värden, se Figur 23(a). Den stora dumpern togs bort och arbetsplattformen flyttades för att överenstämmer med beräkningar, därefter följde det uppmätta beteende förväntan.

Simuleringar är en idealisering av verklighet och jordmodeller som används är begränsade så de kan inte fånga beteende fullt ut. Generellt är storleken på simulerade horisontella deformationer i linje med förväntade deformationer, baserat på publicerade fallstudier för liknande markförhållanden och vår egna simuleringar när förutsättningar var som tilltänkt (position av maskin, minimala bakgrundsvibrationer mm.).



Figur 23. (a) Omberäkning av horisontella rörelser vid stop i urgrävning av Panel 1 med pålkran placerad 5m ifrån slitsen, (b) Jämförelse uppmätt horisontella rörelser Class A prognos, Wood & Thorsell (2019),

4.1.4 Slutsats efter fullskalig försöken

Resultaten av de fältförsök och undersökningar som utfördes ger en övergripande bild över komplexiteten i att utföra slitsmurar på rätt sätt och pekar på vikten att hela kedjan från material till design och utförande måste fungera för att ge bästa möjliga slutresultat i full produktion.

De inledande analyserna av slitsstabilitet visade följande:

- DIN 4126 = 11.5 m panel ok med tung stödvätska 11 kN/m^3 (FoS 1.5)
- Aas (1976)= 7.5 m panel ok med tung stödvätska 11 kN/m^3 (FoS 1.6)
- 3D FE (E02 parameter)= 7.0 m panel ok med tung stödvätska 11 kN/m^3 (FoS 1.6)

Utifrån dessa valdes en panelbredd på 7 m som sedan veriferades med fullskalig försök. Resultaten från fältförsöket, dokumentering av arbetet och simuleringar som utfördes ger en bra övergripande bild över komplexiteten att utföra slitsmurar på rätt sätt och pekar på vikten att hela kedjan från material till design och utförande måste fungera för att ge bästa möjliga slutresultat. Den lyfter också tydligt behovet av anpassning av Internationeller analys metoder och produktionstekniker till svenska lokala förhållanden. Att bara ta en ”tysk” empirisk metod utan vidare verifiering bör undvikas. Användning av flera ”lämpliga” oberoende analysmetoder är ett bra sätt att minimera risk och öka tillförlitlighet när det ger liknade svar. Observationsteknik, de vill säger jämföra observationer i produktion med prognoser från verifierad numeriska modeller är ett mycket bra sett att minimera risker vid ny teknik. Det kräver tid, pengar och energi men kan vara helt avgörande. Om observationsteknik hade inte används vid utförandet av fullskaligförsöket skulle vi inte har identifierat i ett tidigt skede att arbetsplatsformen och därtill belastning på marken var felaktig placerade, vilket minskade totalsäkerheten avsevärt.

5 SAMMANFATTNING

Dagens förtätning av städer, etablering av höghastighetståg och övrig infrastruktur kräver utveckling om dessa skall vara funktionsdugliga, hållbara och klimatsmarta. Vi alla måste ta vårt ansvar i förbättringsresan och ta fram grundläggningar med hänsyn till säkerhet, miljö, hållbarhet och klimatet. Vi måste säkerställa att det vi bygger fungerar över hela sin livscykel utan att överdimensionera. Då blir vi miljö bov. Vi ska håller ord som ”decarbonisation”, ”lean construction” och ”fit for purpose” i vårt närminne och samtidigt ifrågasätta de verktyg, formeller, indata, byggmetoder man vill använda sig av. Är detta relevant för det jag vill göra? Kommer min geomodelleringsprocessen fånga de kritiska mekanism tillräckligt väl?

Det finns många nya tekniker och analysmetoder tillgängliga i världen som kan vara av nytta för den svenska grundläggningsbranschen. Användning av den geomekaniska triangeln kan vara ett bra sätt att integrera ny teknik och kunskap på ett säkert sätt med fokus på lämplig erfarenhet och verifiering samt förståelser av begränsningar. Kraften i den geomekaniska triangel och nyttjandet av noggrann karakterisering av jordprofilens olika geologiska formationer och respektive ”ramverk” uppmanar branschen till att planera geoundersökningar utifrån det som ska byggas. Vid komplexa grundläggningar eller användning av ny teknik bör kravet höjas. Den geoundersökning som utförs inför dimensionering bör skräddarsys med fokus på relevanta högkvalitativa försök i laboratorier, fält och fullskaligförsök samt noggrann uppföljning i produktion som sedan publiceras. Detta skulle minimera risker kopplat till ny teknik både inom projektet (med användning av observationsmetod) och vid verifiering av framtidens nya metoder.

6 REFERENSER

Aas, G. (1976). *Stability of slurry trench excavations in soft clay.* Norwegian Geotechnical Institute Publication. 1-7.

Benz T., 2007. *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*, PhD Thesis, Institut für Geotechnik. University of Stuttgart, Germany.

Burland, J. B., 2012. *Chapter 4: The geotechnical triangle.* In ICE manual of geotechnical engineering, Burland, J., Chapham, T., Skinner, H. and Brown, M. (Ed.), Thomas Telford, pp. 17-26.

Burland J., 1989. *Nash Lecture - The teaching of soil mechanics- a personal view*, 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering: Groundwater effects in Geotechnical engineering, A A Balkema, pp. 1427-1447.

Claesson, P., Holmberg, G., Romell, J., 2007. *Höghus Lilla Bommen, Göteborg: Uppföljning av kohesionspålar i mäktiga lerlager*. SBUF Rapport 1034. Pp. 1-36, Göteborg.

Cuotto Sanchez, N., 2018. *Design PM, soil parameters and FEA constitutive models*. TRV 2015/74805, E02-50GT-013-2000-0_0-2501, 06-12-2018.

DIN 4126, 2013. *Stability analysis of diaphragm walls*. Deutsches Institut Fur Normung E.V., 09/01/2013.

Donohue, S and Long, M., 2010. *Assessment of sample quality in soft clay using shear wave velocity and suction measurements.* Géotechnique, 60(11), pp. 883-889.

Eide, O., Aas, G., and Jøsang, T., 1972. *Special Application of Cast-in-Place Slurry Trench Walls for Tunnel in Soft Clay in Oslo.* Proc. 5 ECSMFE, Madrid 1972, Vol1, pp 485-498.

Hansford, M., 2002. *No. 11 Nicoll Highway Collapse*. New Civil Engineer, 2 May, London.

Jendeby L., 1996. *Långtidsuppföljning av fyra byggnader grundlagda med hjälp av kohesionspålar*. Rapport B 1996:7, Institution of Geotechnics, Chalmers University of Technology, Sweden.

Karlsrud.K, Engelstad.Ø, Wunsch.R, Svärd. D., 2005. *Diaphragm walls with cross-walls used to prevent bottom heave*. Proc. 5th Int. Symp. TC28-Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Amsterdam 2005, pp. 39-48.

Landon, M. M., 2007. *Development of a non-destructive sample quality assessment method for soft clays.* PhD Thesis, University of Massachusetts Amherst, Amherst, USA, ProQuest.

Larsson, R., Sällförs, G. Bengtsson, P.-E., Alén, C. Bergdahl, U. & Eriksson, L., 2007. *Skjuvhållfasthet-utvärdering i kohesionsjord*." Swedish Geotechnical Institute (SGI), Information 3, Reviderad, Linköping.

Lunne, T., Berre, T., & Strandvik, S. (1997). *Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay*. Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics., M. Almeida (ed.), Balkema Rotterdam, pp. 81-102.

Olsson, J., 1925. *Kolvborr, ny typ för upptagning av lerprov*. Teknisk Tidskrift, Väg och vattenbyggnadskonst 55, pp. 13-16.

Persson, J., 2004. *The Unloading Modulus of Soft Soil: A Field and Laboratory Study*. Licentiate Thesis. Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden.SGI, SGI, 1996. *Geotekniska skadekostnader och behov av ökad geoteknisk kunskap.* Linköping, Statens Geotekniska Institut, Sweden.
Sadek, M. & Shahrour, I., 2004. *A three dimensional embedded beam element for reinforced geomaterials*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 28. 931 - 946. 10.1002/nag.357.
Sherwood, D. 2011. *Systematic causes for failure of geotechnical works around the world*. Proceeding of Grundläggningsdagen 2011: Avmaskat geoteknik.
Statens vegvessel, (2010) *VD rapport 47 Erfarenhet av membranväggar, E18 Fästningstunneln och Ekebergtunneln*
Tanaka, H., Sharma, P., Tsuchida, T. & Tanaka, M., 1996. *Comparative study on sample quality using several types of samplers*. Soils and Foundations, Vol. 36 (2), pp. 57-68.
Vermeer, P. and Neher, H., 1999. *A soft soil model that accounts for creep*. Proceedings of the International Symposium "Beyond 2000 in Computational Geotechnics.
Wood, T., 2014. RegionCity Phase 3: *Site characterization and sensitivity analysis of foundation solutions: Research Report.* Report 5023021-3, Chalmers University of Technology, Gothenburg, Sweden.pp 275.
Wood, T., 2015. *Re-appraisal of the dilatometer for in-situ assessment of geotechnical properties of Swedish glacio-marine clays*, Proceedings of 3rd International Conference on The Flat Dilatometer, Rome, Italy.
Wood, T. & Dijkstra, J. 2015. *On the small strain stiffness of Swedish clays and impact on deep excavation*. Research report 2015, geotechnics-BIG-3.
Wood, T. & Karstunen, M., 2017. *Modelling deep foundations in soft Gothenburg clay*. Special edition on Time effects on the Mechanical Response of Geomaterials, European Journal of Environmental and Civil Engineering.
Wood, T., 2016. *On the small strain stiffness of some Scandinavian soft clays and impact on deep excavation.* PhD Thesis, Chalmers University of Technology, Sweden.
Wood, T. & Thorsell, M., 2018. *Fullskaleförsök slitsmurar inför västlänken.* Teknisk PM TRV 2015/74805, E02-15-010-2000-0_0-2502.

GEOTEKNIK OCH HYDROGEOLOGI – LIKHETER, SKILLNADER OCH KOMMUNIKATIONSMISSAR

Linn Ödlund Eriksson

Sweco Environment AB

SAMMANFATTNING

I denna artikel beskrivs likheter, skillnader och kommunikationsmissar som kan uppkomma mellan kompetensområdena geoteknik och hydrogeologi i våra projekt. Både teoretiska och praktiska exempel ges. Syftet är att bringa klarhet i vanligt förekommande missförstånd och ge verktyg för ett smidigare samarbete och säkrare och mer ändamålsenliga resultat. I samarbetet mellan geoteknik och hydrogeologi är det viktigt att vara medveten om vanliga missförstånd och kommunikationsmissar för att kunna undvika dem. Behovet av nära samarbete och kunskapsutbyte inom det vi kan kalla hydrogeotekniska frågeställningar motiveras och beskrivs. I projekt där hydrogeologi och geoteknik förekommer behöver hydrogeotekniska frågeställningar identifieras och lösas. Det behöver finnas en strategi för hur samarbetet mellan kompetenserna ska kunna ska effektivt. Ett bra och kompetenskritiskt tillfälle för gemensamt arbetet är framtagande av borrprogram, ett annat är hantering av risk för hydrauliska grundbrott, ett tredje är inverkan av ändrad grundvattenförhållanden på stabilitet och ett fjärde är tillståndsansökningar för grundvattenbortledning.

SUMMARY

Similarities, differences and common misunderstandings between geotechnics and hydrogeology are described in this article. Both practical and theoretical examples are given. The objective is to give an opportunity of understanding and possibility to avoid common mistakes in communication. This is important in order to achieve correct and efficient results in our civil engineering projects. There are some types of questions that can be described as hydrogeotechnical questions, they need both competences to be solved. There must be a strategy how to deal with these questions in projects. It is particularly plausible when it comes to developing investigation plans, dealing with countermeasures to hydraulic base instability, understanding effects on slope stability due to changes groundwater conditions, and searching legal permissions for groundwater discharge or groundwater lowering.

1 INLEDNING OCH BAKGRUND

Geoteknik och hydrogeologi är två teknikområden eller kompetensområden som både har mycket gemensamt och samtidigt av olika anledningar är tydligt skilda åt. I Sverige har hydrogeologer historiskt främst arbetat med kommunal

dricksvattenförsörjning, det vill säga utrett lämpliga platser för grundvattentäkter, undersökt och utformat dem. En hydrogeolog är alltså mycket kunnig i geologi och grundvattens naturliga förekomst, rörelse, kvantitet, kvalitet och metoder att ta ut grundvatten. Den geotekniska tillämpningen å andra sidan finns inom infrastruktur och anläggning, men även inom samhällshot som skred och ras.

En geotekniker är mycket kunnig i jordmaterialens egenskaper, beskaffenhet och beteende under olika typer av belastning. Eftersom hydrogeologen är specialist på hur vatten rör sig i olika jordars porer, och geoteknikern är specialist på hur olika jordar beter sig vid olika tryckförhållanden och belastningar, behöver vi varandras specialistkunskap i flera tillämpningar.

Mot bakgrund av hydrogeologernas ursprung har teknikområdet hydrogeologi en betydligt kortare erfarenhet av infrastruktur- och anläggningsprojekt. På senare år har hydrogeologi fått en allt större och tydligare plats i de multidisciplinära projekten. Det är positivt eftersom hydrogeologens specialitet är grundvatten och grundvattenfrågor tenderar att bli omfattande då de uppkommer. Teknikområdet hydrogeologi har successivt fått lära sig projektmetodik, produkttyper, styrande dokument och tillämpningar inom infrastruktur och anläggning. Detta är därmed aspekter som är förhållandevis nya för det klassiska hydrogeologiska skrået. Erfarenhetsglapp kan säkert ha orsakat viss friktion mellanteknikområdena.

Eftersom vi båda är specialister men så att säga på olika sidor av samma mynt finns det förstås även ett kunskapsglapp mellan oss. Det är förvisso inget fel i det, ibland är dock kunskapsglappet för stort för att vi ska ha så pass god förståelse för varandra att vi kan nyttja varandras styrkor. Det kan till och med vara så att vi helt enkelt missar att upptäcka behovet av den andres kompetens, kanske känner vi inte heller riktigt till hur den andre skulle kunna bidra. Traditionella hydrogeologiska projekt innebär på ett eller annat sätt uttag eller tillförsel av grundvatten för förändring av portrycksförhållanden. Måhända har konsekvenser av portrycksförändringarna inte alltid bedömts geotekniskt. Traditionella geotekniska projekt innehåller ofta schakter, installation och pålar och stag, länshållning, behov av trycksänkning. Måhända har konsekvenserna av utbredningen av trycksänkningen i omgivningen inte alltid beaktats, eller så har erforderlig trycksänkning inte erhållits om avsänkningssystemet inte utformats på optimalt sätt.

Sammanfattningsvis finns en stor potential inom gränssnittet hydrogeologi och geoteknik. Potential att hantera frågor ännu mer korrekt och ännu effektivare och därtill med större glädje då det kompetensmässiga och tekniska utbytet kan utvidgas. För att överbrygga glappet i gränssnittet mellan geoteknik och hydrogeologi krävs vilja, kunskap och verktyg. Viljan är väl utbredd men insikt, kunskap och verktyg behövs och ibland finns organisatoriska hinder för ett verkligt nära samarbete. Sweco har drivit interna utvecklingsprojekt med syfte att öka kunskapsbasen och finna verktyg för ökat och bättre samarbete. I det följande ges en del kommentarer och medskick, som säkert känns igen av många.

2 LIKHETER MELLAN GEOTEKNIK OCH HYDROGEOLOGI

Likheterna mellan våra båda teknikområden, eller kompetensområden, har introducerats i inledningen. Vi arbetar med samma geologiska medium, fast med olika fokus. Vi kan ha samma utbildning och studerat tillsammans, såsom ingenjörer inom väg- och vattenbyggnad eller samhällsbyggnad, men så behöver det inte alls vara. Många hydrogeologer har bakgrund från universiteten geologiprogram eller högskolornas miljö- och ekologiprogram. Få geotekniker har annan bakgrund än väg- och vattenbyggnad (numera benämnt samhällsbyggnad vid flera högskolor). Har vi inte mötts innan så möts vi i våra gemensamma och multidisciplinära samhällsbyggnadsprojekt, oavsett om vi arbetar inom privat, kommunal eller statlig sektor. Nedan belyses stora likheter i vår arbetsmetodik och vår kompetens.

2.1 Fältundersökningar är grunden till allt

En mycket slående likhet är grunden till våra arbeten, nämligen fält- och labundersökningar. Med geologisk kunskap och ett tydligt syfte planerar vi båda våra undersökningsprogram, utför dem, väljer ut prover, skicka på lab, väljer analyser, tolkar och drar slutsatser för att kunna uppgradera vår konceptuella modell. Vi kan till och med använda oss av samma undersökningar, samma fältpersonal, samma laboratorier och samma resultat.



Figur 1. Det är mycket stora likheter mellan geoteknik och hydrogeologi, så som våra fältundersökningar av den rådande geologin och materialens egenskaper, men traditionellt har vi olika fokus och tillämpning.

2.2 Portryck och grundvattennivå

För bådas våra tillämpningar är portrycksfördelning och portrycksförändringar viktiga. Portryck och grundvattentrycknivå separeras ofta i tal men båda handlar ju vätskans tryck i jordens porer och rör sig enligt samma lagar men olika fort i olika geologiska medium. En slående likhet är att ekvationerna för konsolideringskoefficienten och diffusivitet är identiska liksom att

magasinskoefficient och konsolideringsmodulen endast skiljs åt av vattnets tyngd (Persson, 2007).

För en hydrogeolog är det ytterst viktigt att förstå rådande tryckförhållanden i olika förekommande vattenförande jordlager med framförallt naturlig variation. Det är det även för en geotekniker, eftersom trycket i vattenförande lager påverkar portrycksfördelningen och effektivspänningsfördelningen, och därmed utgör randvillkor för många geotekniska frågeställningar.

Det kan vara värt att tänka på att ordet *grundvattennivå* är korrekt i ett öppet magasin medan *grundvattentrycknivå* är korrekt i ett slutet magasin. Att hålla isär orden kan underlätta förståelsen för de olika typerna av grundvattenmagasin. För en hydrogeolog är dessutom graden av slutenhet eller öppenhet viktigt eftersom det styr graden av effekt av en trycksänkning.

2.3 Beräkningar

Kanske behöver vi komplettera undersökningarna mot bakgrund av de första resultaten. Sedan väljer vi ekvationer och konstitutiva samband, förenklade beräkningsmodeller, kanske avancerade beräkningsmodeller, beroende på vad den ursprungliga frågeställningen är. Naturligtvis är det som vanligt att beräkningsresultaten inte är bättre än kvaliteten och omfattningen av vår indata. Vår konceptuella modell av platsen och förhållandena är hela tiden mycket viktig.

2.4 Produkter och dokumentation

Efter fältundersökningar, informationsinsamling och konceptualisering sammanfattar vi våra resultat i dokument, beräkningsbilagor och ritningar eller kartor. Beroende på vad för typ av projekt det är blir det olika många dokument, olika mycket beräkningar och olika omfattning av undersökningar.

2.5 Lika som bär!

Vi båda arbetar väldigt lika, vår vardag finns under markytan, vi sonderar, mäter och antar, räknar och skriver, försöker förstå det som inte syns under våra fötter, tar hjälp av geologisk historia och topografi, litteratur och tidigare erfarenheter.

Vi är alltså lika som bär. Eller inte? Vi arbetar i alla fall på väldigt lika sätt och båda två med jord och berg. Vi arbetar med samma typer av projekt, i samma skeden, ofta tidiga skeden, för att kunna leverera förutsättningar till andra teknikområden. Vi innebär ofta en tidig investering beroende på behovet av fältundersökningar. Det ställs höga krav på oss att förstå efterföljande arbeten, byggskedet och slutlig konstruktion för att undersöka rätt saker och i rätt omfattning. Dessutom är vi båda ofta väldigt viktiga i arbetet med tillståndsansökningar enligt Miljöbalken.

3 SKILLNADER MELLAN GEOTEKNIK OCH HYDROGEOLOGI

Några påtagliga skillnader är att hydrogeologer som utgångspunkt är mycket långt ifrån geokonstruktioner och att geotekniker inte prospekterar för kommunala grundvattentäkter. Det är inget konstigt utan svårigheterna är de skillnader som finns mellan oss och som kan leda till utebliven hantering av relevanta frågor i teknikområdenas gemensamma gränsland. Nedan ges dels en del skillnader men även tips och möjlighet till ökad förståelse.

3.1 Fältundersökningar är grunden till allt

Om vi följer samma arbetsgång som under kapitlet om likheter ovan så är en första skillnad att hydrogeologi och geoteknik mycket väl skulle kunna gå ut och undersöka samma plats, fast med sina respektive fokus, men olika fältpersonal. Snarlika riggar och arbetsmetoder men ändå helt olika. Hydrogeologi kan använda sig av en brunnsborrare, särskilt om klassiskt hydrogeologiska metoder som egenskapsborrning och brunnsinstallation ska utföras. Medan geoteknik förstås använder geoteknisk fältpersonal och utrustning.

Geoteknik är ett till antalet och omfattning avsevärt mycket större skrå än hydrogeologi och har länge och förtjänstfullt arbetat med metodutveckling, harmoniering och standarder. Sådan branschverksamhet saknas inom hydrogeologi, sannolikt har storleken och behovet helt enkelt inte funnits. Naturligtvis är fördelarna med de undersökningstyper och tolkningsmöjligheter som finns med de geotekniska standardiserade undersökningarna mycket stora, även för den hydrogeologiska tolkningen. Dock saknas klassiska hydrogeologiska egenskapsborrningar (uppblåsning av prover genom öppna filterspetsar samt flödesmätning i 2”-rör) och brunnsinstallation i den geotekniska repertoaren. Brunnsinstallation behövs ju för provpumpning, den i särklass mest högkvalitativa hydrogeologiska undersökningsmetoden.

3.2 Portryck och grundvattennivå

En annan påtaglig skillnad mellan praxis inom hydrogeologi och geoteknik är dimensionen på grundvattenrör och framförallt installationsmetoden. Väldigt generaliserande kan man säga att geotekniker använder 1”-stålrör och hydrogeologer 2”-stålrör. Rördimensionen kan ju vara avgörande för hur snabbt en tryckförändring i magasinet kan uppmätas i observationsröret (SGI, 1990), men då det rör sig om längre mätserier eller endast mätning av normal variation har detta ingen betydelse. Fördelarna ur ett hydrogeologiskt perspektiv med 2”-stålrör med öppen spets installerad enligt hydrogeologisk praxis (neddrivning med topphammare och uppspolning av material) är möjligheten att provta och framförallt observera jordarten och dess variation med djupet, flödesmätningar av jordens vattenföring, ordentlig rensblåsning av rör och filter och möjlighet att skapa ett formationsfilter, att få bättre kvalitet på slugtester och utvärdering av hydraulisk konduktivitet från dem. Mindre pumpning kan göra och de kan även användas för skyddsinfiltration. Ur ett hydrogeologiskt perspektiv i utredningsskede är 1”-rör

bara billigare och klenare och ger avsevärt mindre möjligheter till hydrogeologisk information. Grundvattenrör för markmiljötekniskt syfte kräver andra materialval och installationsmetoder och andra placeringar. Kontentan är att grundvattenrörens syfte är av stor vikt och flera olika typer kan krävas.

En annan skillnad är den att det ofta är uppenbart för både beställare och konsulter att geotekniska fältundersökningar behövs, medan det kan vara mycket mindre uppenbart att hydrogeologiska undersökningar behövs därutöver. Exempelvis kan det tas för givet att de grundvattenrör som sätts av geotekniska skäl ska kunna ge relevant hydrogeologisk information, men så behöver inte alls vara fallet beroende på vilka grundvattenrelaterade frågeställningar som är aktuella. En besläktad aspekt är mätfrekvenser och mätseriens längd i installerade grundvattenrör (och portrycksspetsar). Ur en hydrogeologisk synvinkel bör mätfrekvensen inte vara glesare än en gång per månad, det går att motivera på sannolikhetsbaserat underbyggda sätt. Mätserien ska naturligtvis vara så lång som möjligt, serier kortare än nio till tolv månader är för korta för någon vidare statistik analys (vilket krävs för framtagande av karakteristiska och dimensionerande grundvattennivåer).

3.3 Beräkningar

Med olika förklaringsmodeller, ekvationer och samband utför vi beräkningar för den konceptuella modell och de jordegenskaper vi tagit fram baserat på undersökningarna och tolkningar av geologin. Skillnaden är vad vi räknar på. Mycket grovt sagt räknar geoteknikern på spänningsfördelning med djupet, vertikal deformation, horisontell deformation, säkerhet mot skred. Hydrogeologen räknar på inläckageflöden till schakt eller skärning samt trycksänkningens storlek och utbredning i tid och rum i det aktuella grundvattenmagasinet. Om vi tar sättningar som exempel så räknar hydrogeologen alltså på hur stor trycksänkningen är vid olika tidpunkter på olika avstånd från länshållningspunkten. Grovt sett alltså i horisontalled i ett vattenförande jordlager. Medan geoteknikern som ska bedöma sättningen till följd av trycksänkningen, exempelvis under ett lerlager, istället behöver räkna på trycksänkningen i vertikalled i låggenomsläpplig jord.

Om man skulle drista sig till att kalla spänningsekvationen för kärnan i geoteknisk matematik så är Darcy´s lag kärnan i hydrogeologisk matematik. Ekvationer är enkla och vardagligt använda men helt avgörande för våra respektive teknikområden.

Spänningsekvationen beskriver förhållandet mellan totalspänning σ_0, portryck u och effektivspänning σ_0' (enheten för samtliga är kPa):

$$\sigma_0 = \sigma_0' + u$$

Spänningsekvationen beskriver alltså vilken last som bärs av kornskelettet respektive och portrycket. För att förstå det avgörande i detta behöver man koppla på kunskapen om jordmaterialens effektivspänningsberoende, alltså att materialets hållfasthet och deformationsmotstånd styrs av effektivspänningen, vilken påverkas av portrycksförändringar. Genom att lära sig, repetera och resonera kring denna

ekvation kan hydrogeologen erhålla en hel del grundläggande geoteknisk förståelse. Andra grundläggande aspekter av geoteknisk förståelse som hydrogeologer behöver ha är konsolidering, förkonsolideringstryck och normalkonsolidering respektive överkonsolidering. Sättningsekvationen för endimensionell vertikal kompression är också nyttig, liksom förståelse för skjuvhållfasthet.

Darcy´s lag[1] beskriver flöde $Q\ \left(\frac{m^3}{s}\right)$ genom ett poröst medium och relaterar hydraulisk konduktivitet $K\ (\frac{m}{s})$, tvärsnittsarea $A\ (m^2)$ och hydraulisk tryckgradient $i = \frac{\Delta h}{\Delta l}\ (enhetslös)$:

$$Q = K \times A \times i$$

Genom att lära sig, resonera kring och förstå denna ekvation kan också en geotekniker erhålla grundläggande förståelse för grundvattenflöde. Exempelvis genom att variera K-värdet och hålla övriga konstanta kan förståelse för den hydrauliska konduktivitetens inverkan ökas. Gradienten är också mycket intressant för förståelsen, ju större tryckskillnaden är, desto större blir flödet. Om man uppmäter grundvattennivåer inom ett större område och grundvattentrycknivån har en brantare lutning inom en del av området (utan att något uttag sker) tyder det på att antingen den hydrauliska konduktiviteten eller grundvattenmagasinets mäktighet är mindre inom detta område. Kontinuitetssambandet säger ju att volymen grundvatten som transporteras genom magasinet är konstant, om inget tillförs eller bortförs. Då måste en skillnad i konduktivitet motsvaras av en skillnad i tryckgradient om tvärsnittsarean är konstant. Via Darcy's lag blir det alltså tydligt att också det vattenförande lagrets *mäktighet* (dold i tvärsnittsarean A) är av stor betydelse för den totala vattenföringen. Detta är något som kan behöva undersökas i fältundersökningarna men det är inte alltid det finns någon geoteknisk anledning att sonder till berg om jorddjupen är relativt stora.

En gradient är också en skapad tryckskillnad så som länshållning av schakt, skärning eller pumpning ur brunn. Ju större trycksänkningen är eller görs, desto större blir inläckaget. För att bestämma gradienten behöver tryckskillnaden relateras till ett avstånd. Det som saknas i Darcy's lag men som är väl beskrivet i andra ekvationer, så som Thiems brunnsekvation, är påverkansavståndet. Alltså hur långt ut grundvattentrycknivån påverkas av en viss avsänkning i en punkt i ett material med en viss hydraulisk konduktivitet och mäktighet. Resonemangsvis går det att komma fram till, via något som hydrogeologer kallar vattenbalans, att om flödet som tas ut ökar, så måste även ytan aktiverat magasin öka och därmed ökar påverkansavståndet. Uttaget av grundvatten måste nämligen balanseras av grundvattenbildningen inom en viss area. Ofta landar man i en situation med fler okända parametrar än ekvationer, då behöver flera ekvationer tillgripas eller erfarenhetsmässiga bedömningar göras.

[1] Darcy är ett franskt efternamn och borde snarare uttalas franskt än engelskt men alla förstår oavsett uttal.

En annan aspekt som inte framkommer av Darcy's lag men som bör studeras av geotekniker för en god hydrogeologisk grund är skillnaden mellan öppna och slutna magasin. Olika ekvationer behövs för de både magasinstyperna och i praktiken får trycksänkningar väldigt olika karakteristika beroende på magasinstypen. Förenklat sett är ett slutet magasin mycket mer känsligt för tryckförändring än vad är öppet magasin är. För djupare förståelse av detta hänvisas till hydrogeologisk standardlitteratur så som Todd och Mays (2005) och Kresic (2007).

Naturligtvis är även randvillkoren avgörande inom både geoteknisk och hydrogeologisk modellering och när det överslagsmässiga handberäkningarna eller analytiska beräkningarna inte duger använder vi båda oss av olika mjukvaror som bygger på FEM och FDM. Geostudion erbjuder programpaket både för flödesmodellering och sättningsmodellering, dock arbetar geotekniker som standard med GS Settlement medan hydrogeologer använder sig av Modflow, FeeFlow eller liknande.

3.4 Produkter och dokumentation

Den största skillnaden när det kommer till dokumentation av undersökningar och beräkningar eller bedömningar, beror sannolikt på teknikområdenas olika ursprung och roller. Geoteknikskråret har föredömligt separerat data från tolkningar och analys via upplägget med MUR och PM. Att separera rådata från analys är något som hydrogeologi lär sig mer och mer och bör anamma inte endast i de gemensamma projekten utan i samtliga. Dock är det tydligt att hydrogeologisk tillämpning i exempelvis implementeringskommissionens tillämpningsdokument saknas, varför dessa inte går att följa fullt ut för en hydrogeolog, exempelvis IEG Rapport 4:2008 (IEG, 2008).

En annan mycket tydlig skillnad, utan värdering men som innebär vissa praktiska trösklar, är att hydrogeologer klassiskt sett utför analyser och producerar kartor i GIS medan geotekniker, liksom konstruktörer, väg- och järnvägsprojektörer och andra, använder CAD. Här stöter vi ibland på patrull men inga stora hinder egentligen. I samband med att exempelvis Arcgis online etableras mer och mer som verktyg kommer vi kanske att få ännu enklare att närma oss varandra.

3.5 Skillnader som innebär utmaningar i branschen

Trots skillnaderna mellan oss är vi fortfarande lika som bär. Skillnaderna är egentligen bara ett irriterande hinder för det optimala samarbetet. Grunden för ett inom branschen bättre samutnyttjande av våra respektive specialistområden är att vi förstår varandra och varandras frågeställningar tillräckligt väl för att kunna bidra på rätt sätt. Ibland fokuserar vi onödigt mycket på varandras uppfattade brister än på varandras styrkor. Men det finns andra hinder som är minst lika viktiga, och det är de organisatoriska hindren. Helt enkelt hur kompetensområdena är organiserade i utbildningarna, i branschen, i företagen, inom företagens bolag och resultatenheter, i upphandlingar, inom uppdragen och projekteten och även till antalet i landet.

Utan att ha utrett de olika högskolorna och universitetens fördelning av geoteknik och hydrogeologi, så är det ganska tydligt att många examineras från lämpligt ingenjörsprogram men en tydlig bild av att kunna och vilja bli geotekniker. Yrket hydrogeolog är mycket mindre välkänt. Inslagen av grundvatten i de geotekniska kurserna är även varierande, liksom inslagen av jordmekanik och teknisk tillämpning i de hydrogeologiska universitetsprogrammen.

Det råder brist på geotekniker, men det råder även stor brist på hydrogeologer. Antalet hydrogeologer i landet är mycket litet jämfört med antalet geotekniker. När hydrogeologi blir allt vanligare i projekten och grundvattenfrågorna stora, blir hydrogeologbristen påtaglig både hos konsulter, beställare, entreprenörer och (tillsyns)myndigheter. Flest hydrogeologer finns hos konsulterna och hos SGU. Det leder ganska ofta till att den hydrogeologiska kompetensen i projekten saknas motsvarighet hos beställare eller tillsynsmyndighet, det leder till att kunskapsutbytet blir mindre givande och till mindre nytta för projektet, i vissa fall kan det även vara stjälpande.

4 HYDROGEOLOGISK KOMPETENS

Hydrogeologisk kompetens innehas av det hydrogeologiska skrået men även i viss utsträckning av de som arbetar med geoteknik, bergteknik och markmiljöteknik. Vi kan inleda detta kapitel med en språklig utblick kring vad vi brukar kalla denna kompetens. Hydrogeologer benämner ju sitt kompetensområde *hydrogeologi*. Inom geoteknik omnämns samma kompetensområde betydligt oftare *geohydrologi*. Hydrogeologi är en gren av geologi som handlar om vatten, geohydrologi är en gren av hydrologi som hanterar geologi. Båda handlar alltså om vatten i geologiska medium, det vill säga grundvatten, men på lite olika sätt och har olika huvudsakligt ursprung. Hydrogeologer på SGU har i officiella sammanhang kallat sig grundvattengeologer, vilket är en mycket begriplig benämning. Vad som i alla fall inte är rätt är benämning på någon som är grundvattenspecialist är *hydrolog*, även om det möjligtvis kan finnas ett par på SMHI.

I och med den geologiska förståelsen och den konceptualiserande förmågan är hydrogeologer bra på att läsa en plats tredimensionellt och förstå grundvattnets naturliga förekomst och rörelse, vilka delar som kan vara inströmningsområden och utströmningsområden och förekomst av källflöden. Hydrogeologer är också väldigt bra på att kvantifiera olika materials vattenförande förmåga och hur det inverkar på grundvattenproblem i samband med schakter/skärningar/tunnlar/avsänkning, vilken avsänkningsmetod och utformning av avsänkningssystemet som behövs för en avsänkning, hydrogeologiska beräkningar och hydrogeologisk modellering.

Hydrogeologisk kompetens är viktigt inom geotekniska tillämpningar, varför hydrogelogi ingår i den kompetensmatris som Knutpunkt Geostandarder arbetat fram. Ett av de 14 geotekniska kunskapsblocken[2] som specificeras är hydrogeologi.

[2] http://www.knutpunktgeo.se/web/page.aspx?refid=93

De hydrogeologiska aspekterna som tas upp i kompetensmatrisen handlar om grundläggande kunskap och framförallt tillämpad förståelse. Exempelvis hur grundvattentryck inverkar på geotekniska egenskaper, skillnad mellan öppna och slutna magasin och skillnad mellan länshållning och avsänkning. Rent hydrogeologisk specialistkompetens tas inte upp i Knutpunktgeo:s matris, vilket är korrekt eftersom det hydrogeologiska skråret bidrar med detta.

Det hydrogeologer i Sverige ofta har begränsad erfarenhet av är schakter, grundläggning, dimensionering och liknande. I en del andra länder finns en annan tradition där delar av hydrogeologin har tydlig inriktning på schakter och grundvattenkontroll i byggskedet. USA, Nederländerna, Storbritannien är exempel på sådana länder. Två bra referenser inom ”construction dewatering” är Cashman och Preene (2013) och Patrick Powers *et al*. (2007).

4.1 Tillstånd för vattenverksamhet

Hydrogeologi har ofta en stor del i arbetet med tillståndsansökningar och hela den juridiska processen. Tillståndsansökningar är en situation som ofta kan leda till friktion mellan olika teknikområden. Andra teknikområden inom infrastruktur och anläggning kan uppfatta att hydrogeologi driver frågor för djupt och för långt för det aktuella projekteringsskedet. Man kan behöva besvara mer komplexa frågor inom tillståndsansökning än vad man annars gör.

Ofta talas det om den så kallade undantagsregeln. Endast om det är uppenbart att inga risker föreligger för någon eller något kan en verksamhetsutövare (det vill säga inte en anlitad konsult eller entreprenör) välja att inte söka tillstånd, men måste förstås kunna motivera det tydligt. När det handlar om inläckage av små grundvattenläckage till schakter är det relevant att påminna om att en *tätspont* inte är samma sak som en *tät spont* och att även försumbart små flöden kan ge stora tryckförändringar i vissa fall och det spelar ingen juridisk roll om grundvattenbortledningen är kortvarig eller långvarig.

5 HYDROGEOTEKNIK

Hydrogeoteknik kan vi kalla det område där det inte räcker med geoteknisk kompetens och hydrogeologisk kompetens utan båda kompetenserna behöver smälta samman i en helhet som är större än delarna. Hydrogeotekniska frågeställningar är alltså sådana som kräver både geoteknik och hydrogeologi för att lösas. De hydrogeotekniska frågeställningarna kan sammanfattas i följande tre huvudområden:

- Sättningsriskbedömningar vid grundvattentrycksänkningar
- Stabilitetsfrågor vid grundvattentryckförändringar
- Bedömning och hantering av hydrauliska grundbrott.

Varje sådant nyckelområde innehåller olika underkategorier och grader av komplexitet beroende på geologi och förutsättningar. Hydrogeotekniska frågeställningar kan uppkomma i alla typer av projekt och i alla olika skeden. I mycket tidiga skeden behöver de identifieras, i intermediära skeden behöver de utredas och i aktiva byggskeden behöver de lösas ”på riktigt”. De olika skedena ställer väldigt olika krav på förståelse, från att det räcker med översiktlig bekantskap av ett fenomen till att verklig kunskap och känsla för var och hur stora säkerhetsmarginaler som behövs.

Bland de hydrogeotekniska frågeställningarna finns många svåra och tekniskt intressanta och svåra frågor att utreda och lösa unikt för varje situation. I allt komplexare uppdrag i exempelvis bebyggd miljö med stort antal olika skyddsobjekt och intressen blir kraven allt högre och lösningarna kräver allt högre teknisk verkshöjd och hydrogeoteknisk kompetens. Både geotekniker och hydrogeologer kan bli specialister inom hydrogeoteknik

De hydrogeotekniska frågeställningarna har i nuläget ofta oklar ansvarsfördelning på så sätt att det inte helt tydligt vilket teknikområde som äger och ska driva frågan. Sådana frågor riskerar att falla mellan stolarna eller få en styvmoderlig behandling beroende på att det ena teknikområdet kan anse eller tro att det är det andra teknikområdets fråga. Hydrogeotekniska frågeställningar är alltså viktiga att identifiera tidigt och ha en öppen och ärlig diskussion kring. Det är en stor fördel om teknikområdena diskuterar arbetsfördelning, hur och var det ska redovisas, budgeteras och liknande. Man bör i dessa tidiga diskussion också öppet och ärligt utbilda varandra så att man kan säkerställa att vi har en ömsesidig förståelse för förutsättningarna och fenomenet.

6 KOMMUNIKATIONSMISSAR MELLAN GEOTEKNIKER OCH HYDROGEOLOGER

En hel del då och då förekommande kommunikationsmissar har redan tagits upp i kapitlen ovan. En summering och några ytterligare aspekter ges här. Alla är kanske i strikt mening kanske inte kommunikationsmissar men åtminstone aspekter som leder till missförstånd, misstolkas, missas helt eller helt enkelt utgör kunskapsluckor. Vissa är kanske lite väl generaliserande.

6.1 Friktionsjord

Det finns flera saker att säga om friktionsjord. Rent klassificeringsmässigt är det tydligt vad som är och inte är friktionsjord. Problemet är att friktionsjord utgör ett så oerhört brett spektrum av olika jordar. Det som ibland kan ge lite språkförbistring är att hydrogeologer vanligtvis arbetar med friktionsjordar med betydande vattenförande förmåga (hydraulisk konduktivitet från 10^{-6} m/s och uppåt). Lite slarvigt kan hydrogeologer som frågar efter ” friktionsjord” egentligen mena ”finns det något sammanhängande lager av påtaglig mäktighet med vattenförande förmåga av betydelse?”. När man tittar på diverse geotekniskt sonderingsresultat eller

skickar resultat mellan varandra kan det uppstå missförstånd kring detta, exempelvis cpt:er med tydlig övergång från lera till något annat.

Friktionslagrets mäktighet är av betydelse eftersom den totala vattenförande förmågan, transmissiviteten T $(\frac{m^2}{s})$ ges av mäktigheten b (m)multiplicerat med hydraulisk konduktivitet K $(\frac{m}{s})$.

$$T = K \times b$$

En meters lager, 10 meter eller 30 meter kan ge stor skillnad i vattenföring. Det kan alltså vara viktigt att ha några djupare sonderingar, även om de rent geotekniska frågeställningarna inte alls kräver det. Ordet transmissivitet är förresten något som hydrogeologer ofta använder men som kanske inte alls är lika känt för en geotekniker. Lägg tid på att förklara ordet och våga fråga.

6.2 Geotekniska sonderingar

Hydrogeologer är ovana vid att läsa sonderingsresultat. Det är synd eftersom enormt mycket finns att hämta även för en hydrogeolog. Utbilda varandra i projekten, hydrogeologen om vilken information som är viktig för den och geoteknikerna om vilka sonderingar som då skulle kunna vara till nytta och på vilket sätt.

Hydrogeologer arbetar inte med Geosuite/Autograf, också något som är synd. Det hydrogeologiska skråret inte har något standardiserat och branschgemensamt sätt att lagra undersökningsresultat. Geosuites/Autografs hantering av grundvattennivåmätningar inte tillfredsställande ur ett hydrogeologiskt perspektiv, varför grundvattendatabasen ofta behöver föras på annat ställe och denna programvara inte är ett hydrogeologiskt arbetsverktyg.

6.3 Olika grundvattenmagasin

Den kan vara svårt att särskilja flera grundvattenmagasin, akvitarder och akvikluder i en jordprofil eller inom ett område. Hydrogeologer väljer ofta att tala om grundvattenmagasin istället för akvifer inom tillämpningar inom anläggning och infrastruktur. Det beror på att själva definitionen av akvifer är att den ska kunna avge en grundvattenmängd av ekonomisk betydelse för den som utnyttjar avkiferen för uttag. Alltså är en avkifer typiskt sett ett grundvattenmagasin med tillräcklig kvantitet för att nyttja till vattenförsörjning. En annan skillnad när vi ändå är inne på det är att hydrogeologer stavar akvifer med *e* och man oftare inom geoteknik ser stavningar med *ä*. Eftersom ordet kommer från latin för *aqua* och *fero* så är stavningen med *e* korrekt.

En situation där det är tydligt att flera grundvattenmagasin (med sina egna karakteristiska och randvillkor) förekommer är varianter av följande, uppifrån och ner: ett öppet grundvattenmagasin i fyllnadsmassor eller svallmaterial och möjligtvis även torrskorpelera, sedan en akvitard bestående av ett lerlager, därunder ett slutet grundvattenmagasin i ett friktionslager som underlagrar leran. Det finns ett

stort antal variationer på denna lagerföljd, både jordart och mäktigheter och jordlagerföljd, hydraulisk konduktivitet, grundvattenbildning, amplitud i normal portrycksvariation, randvillkor med mera kan variera. Det som dock ofta är svårt att hålla reda på att det övre magasinet och det undre magasinet styrs av olika ränder, har mycket olika beteende och olika snabbt och stor utbredning av avsänkningstratten vid tryckförändringar. En pågående trycksänkning i ett slutet magasin under ett lerlager av påtaglig mäktighet innebär exempelvis inte nödvändigtvis att grundvattenytan i det övre magasinet avsänks. Skredkommissionen (1995) beskriver olika grundvattenmagasin i samband med slänter bra. I övrigt hänvisas den som vill förkovra sig till standardlitteratur så som Todd och Mays (2005) och Kresic (2007).

I gemensamma projekt bör hydrogeologen och geoteknikern måna om att diskutera den tolkade jordprofilen gemensamt och hydrogeologen även lägga tid på att beskriva sin syn på de förekommande magasinens inverkan på den aktuella frågeställningen. Prata om de olika magasinen och vad som händer i dem, hur de reagerar, hur snabbt eller långsamt responsen sker med mera så att ni ger er möjlighet att ha samma bild av situationen.

6.4 Grundvattenrör

Grundvattenrör är ju hydrogeologens viktigaste arbetsverktyg. Utan grundvattenrör på lämpliga och rätta ställen och djup är det svårt att säga någonting om någonting. Själva placeringen både i plan och profil, alltså filtrets djup, är väldigt viktig. Men lika viktigt är även att rördimension och filtertyp samt filterlängd väljs med omsorg (åtminstone dokumenteras noggrant). Det är aspekter som har betydelse för möjligheten att utföra och utvärdera hydrauliska tester i rören. Det är också viktigt att innan avgöra vad filtrens syfte är (långtidsmätningar, korttidsmätningar, hydrauliska tester, provtagning) och därefter välja installationsmetod och filtertyp.

En sak att nämnda är att hydrogeologens och geoteknikerns värdering av ordet funktionstest kan skilja sig åt. Drivet till sin spets kan ett funktionstest vid installationen vara att vatten hälls i röret och man mäter någon gång om vatten sjunkit undan. Men det kan fortfarande vara så att röret är snudd på odugligt. Det som är viktigt är att först dokumentera vad nivån är strax innan testet, att man vet hur mycket vatten som hälldes på och mäter och protokollför vid bestämda tidssteg efter påfyllningen. Detta ska göras i samband med installation men även så fort misstanke om att röret inte visar representativa nivåer finns eller om röret har funnits en längre tid. Man bör även då och loda bottens nivå för att se om djupet till botten minskat, i så fall är det en indikation på att finmaterial trängt in i filtret. Fälthandbokens beskrivning av funktionstest av öppna grundvattenrör är bra men mätningar får gärna fortsätta om återhämtning inte skett inom 30 minuter (SGF, 2013).

Fälthandboken beskriver även behovet av att täta eventuellt borrhål som grundvattenrör med bentonit mot markytan för att förhindra nederbördsvatten att rinna ner till filtret. Samt att artesiska sonderingshål ska tätas. Sannolikt är det så att

om man redan på förhand kan anta artesiska förhållanden i skikt som sonderats genom för borrhål tätas för säkerhets skull.

Vad som verkar saknas i fälthandboken är beredskapen för artesiska rör, eller rättare sagt rör där trycknivån är över eller mycket nära rörets överkant. Sådana rör behöver förses med täta lock. Alltså inte bara ett *lock* som stängs och skruvas fast utan ett *tätt* lock. Till 2”-rör finns välfungerande täta lock. Det måste ju naturligtvis finnas täta lock till 1”-rör också för visst har det installerats 1”-grundvattenrör i friktionslager med artesiska tryck?

6.5 Tryck och last

Detta med tryck, spänning och laster är något som är vardag för geotekniker men inte för hydrogeologer eftersom det väsentliga för hydrogeologer snarare är tryckgradient, avsänkning och hydraulisk konduktivitet. Hydrogeologer kvantifierar avsänkning och trycksänkning som meter vattenpelare och det finns ingen anledning inom hydrogeologisk tillämpning att tala om någon annan fysikalisk enhet. Geotekniskt finns dock ingen anledning att tala om meter vattenpelare när det gängse språkbruket för alla typer av lastförändringar är kilo Pascal, kPa. Meter och kPa låter väldigt dessutom som väldigt olika saker men skiljs endast år med en faktor 10 (1 meter vattenpelare = 10 kPa).

En annan aspekt av tryck som kan kräva lite utbildning för att kunna tala samma språk och förstå varandra är saker som förkonsolideringstryck, överkonsolideringsgrad, normalkonsoliderad och liknande varianter på samma tema. Ta som geotekniker inte för givet att detta är kända begrepp för hydrogeologer. Ta framförallt inte för givet att hydrogeologen förstås innebörden av det i det aktuella fallet. Konsolidering kan i förstone verka som ett okänt ämne för en hydrogeolog men vid närmre studier mycket likt annat hydrogeologiskt. Förkovra er gärna, hydrogeologer!

Förvänta er heller inte att skjuvhållfasthet som begrepp har någon vidare innebörd för en hydrogeolog. Det finns ingen hydrogeologisk tillämpning där skjuvhållfasthet används på något sätt, även om den kan berätta mycket om ett aktuellt jordmaterials egenskaper och beskaffenhet. Dock kan hydrogeologiska aspekter så som portrycksfördelning och porttrycksförändringar förstås påverka skjuvhållfastheten.

Att rita upp aktuell portrycksfördelning och spänningsfördelning med djupet i ett spänningsdiagram är ett mycket värdefullt arbetsverktyg både för förståelse och redovisning. Portrycksfördelning med djupet är något som kan ha stor hydrogeologisk betydelse men är sällan något som behöver studeras närmre och i alla fall sällan ritas upp i ett spänningsdiagram av en hydrogeolog. Det kan vara värt att känna till när vi arbetar med gemensamma frågeställningar eller söker stöd hos varandra, lite extra förklaring skadar inte och kan till och med behövas för att ni ska kunna förstå varandra fullt ut.

6.6 Dokumenttyper och dimensionering

Standarder, branschharmoniering, styrande dokument med mera är något som är välutvecklat inom geotekniken. Avsevärt mindre utvecklas inom hydrogeologi även om mycket etablerad branschpraxis finns. Detta leder till att hydrogeologer är mindre välbekanta med de styrande dokument som finns. Hydrogeologis stora avstånd från konstruktion som ämne leder också till att Eurokod är ett till stor del okänt begrepp. Här finns sannolikt ett kunskapsglapp som behöver överbryggas i lämplig omfattning. Karakteristiska grundvattennivåer är en sådan sak, och det är mer grannlaga än att mäta i ett par rör ett par gånger. Metodiken med referensserier (Svensson och Sällfors, 1985) finns men klurigheten med den är att för det första ens finna ett referensrör och för det andra att referensröret ska sitta i en motsvarande och representativ hydrogeologisk regim.

Dokumenttyper är en sådan sak som hydrogeologi har fått lära sig. Upplägget med MUR och PM bör anammas där det är tillämpligt. I vissa fall är det lämpligt att separata MUR och PM görs för hydrogeologi, ibland är det lämpligt att alla aktuella teknikområden redovisas i samma. Gemensamma diskussioner och överväganden bör föras och göras.

Ett litet stickspår: Ibland ses rubriken ”hydrogeologiska förhållanden” och ”hydrogeologiska undersökningar” i geotekniska MURar. När därunder endast observerade vattenytor i borrhål eller ett fåtal mätningar i enstaka rör redovisas under en sådan rubrik kan det förstås sticka lite i hydrogeologiska ögon.

6.7 Hydrauliska grundbrott

Hydrauliska grundbrott är ett sammelsurium av fenomen som har med grundvattentryck, grundvattenflöde och erosionsbenägenhet att göra. Ofta är de olika fenomenen varianter av liknande tema och i praktiken svåra att skilja åt. Det är av stor vikt att åtgärder och kontroller och kanske även utformningen av schaktarbetet är anpassat efter de hydrogeologiska förhållandena på platsen. Länshållning via sumpgropar kan var tillräcklig åtgärd i vissa fall medan det i andra fall kan innebära livsfara om det är den enda ”åtgärden” mot risk för hydrauliska grundbrott. På det stora hela är hydrauliska grundbrott ett område som kräver både hydrogeologisk och hydrogeoteknisk kompetens.

Om vi blickar tillbaka på de inledande delarna av denna artikel är det tydligt att hydrogeologernas närvaro i anläggnings- och infrastrukturprojekt historiskt varit begränsad. Av olika anledningar är det många hydrogeologer som inte (ännu) är speciellt bevandrade inom anläggningsbranschen. Därtill är hydrogeologen inte speciellt bekant med Eurokod, dimensionering med mera. Därför är det mycket sannolikt att en hydrogeolog i ett multidisciplinärt projekt som involverar schakter inte själv ”kommer att tänka på” detta med hydrauliska grundbrott. Det är en typiskt hydrogeoteknisk fråga som ni behöver lösa med gemensam ansträngning.

6.8 Omgivningspåverkan

Omgivningspåverkan är ett ord som kan leda till missförstånd, inga stora men lite retliga innan de upptäcks. I hydrogeologins värld avser ordet omgivningspåverkan påverkansområde för grundvattentrycksänkning eller grundvattentryckhöjning. Möjligtvis också förändring av grundvattenkvalitet. I geoteknikens värld kan det snarare syfta till hävning eller horisontalrörelser till följd av massundträngning vid pålning eller sättning till följd av horisontalförflyttning eller rekonsolidering.

På tal om omgivningspåverkan kan båda perspektiven vara representerade exempelvis i samband med installation av borrade stålrörspålar eller borrade stag. Uppspolning av material vid borrningen ger ett undertryck som suger ut grundvatten ur vattenförande material men som även kan dra påtaglig mängd jordmaterial med sig. Ett stort arbete kring att kunna förutspå och minska omgivningspåverkan likt denna har utförts av NGI i samarbete med flera olika parter (NGI, 2016).

6.9 Kontrollprogram

Kontrollprogram är ett ord som liksom omgivningspåverkan kan leda oss in i missförstånd av mindre karaktär. Nämligen att ordet innebär olika saker för de olika kompetensområdena. För en hydrogeolog är ett kontrollprogram förknippat med nivåmätningar enligt lämplig frekvens och mätningar av flöde om det förekommer länshållning eller infiltration. För en geotekniker kan ett kontrollprogram förvisso innehålla nivåmätningar men framförallt handlar det om markrörelser. Därför bör man alltid, oavsett sammanhang, benämna kontrollprogrammen korrekt. Till exempel Kontrollprogram för grundvattennivå eller Kontrollprogram för markrörelser.

7 AVSLUTNING

7.1 Några summerande medskick

Avslutningsvis ges några summerande medskick och rekommendationer till branschen.

- Ta inte för givet att den andra kan ditt eget specialistområde, diskutera och utbilda. Var inte rädd för att fråga. Vi kan aldrig lösa problem på allvar om vi inte vågar berätta att vi inte förstår eller ifrågasätta om vi inte håller med den andre.
- Ta med dig några av de ganska självklara saker som tagits upp i denna artikel. Bli inte irriterad på att någon inte är van att läsa spänningsdiagram, inte vet vad det innebär att OCR är 1,35 eller inte verkar förstå att trycksänkningen i det undre magasinet inte alls behöver innebära att grundvattenytan i det övre magasinet sänks.
- Få med hydrogeologisk kompetens redan i upphandlingen av projekt så att hydrogeologi som teknikområde involveras tidigt. Därefter kan

engagemanget minska om det visar sig att hydrogeologiska eller hydrogeotekniska frågor inte förekommer.

- Hitta former i era projekt eller uppdrag för att dedikerat arbeta tillsammans. Ta er dit och planera in tid. Extra viktigt tidigt i nya projekt eller uppdrag då ni behöver lära känna både varandra och uppgiften. Etablera möjligtvis en rutin för samarbete på er arbetsplats. En fördel är att lära känna varandra, ju mer ju arbetar tillsammans desto mer hydrogeotekniska kommer ni att bli.
- Arbeta tillsammans med framtagande av borrprogram. Borrprogrammen är ett kompetenskritiskt moment och ett tillfälle då det är viktigt att få med rätt kompetens för att undersökningarna ska utformas rätt från början. Både avseende optimal placering av borrpunkter och undersökningsmetoder. Se till att få med erforderliga grundvattenmätningar i budgeten.
- Identifiera i projekten förekommande hydrogeotekniska frågeställningar. Lägg upp en gemensam strategi för att hantera dem, både tekniskt och administrativt.
- Det är viktigt att geotekniker har god kännedom om miljöbalkens regler kring bortledning av grundvatten och infiltration. Inom projekt där tillståndsansökningar tas fram är det också viktigt att alla berörda tekniker och funktioner i projekten förstår vad en tillståndsansökan innebär. Annars blir det svårt att arbeta effektivt och kvalitetssäkert.

7.2 Fortsatt arbete

Byggande i tätbebyggd miljö och miljölagstiftning, det kan fortsatt komma att ställas allt högre krav på att kunna visa på konsekvenser och kontrollera all form av omgivningspåverkan. Både beroende på miljölagstiftningen och att praxis etableras och utvecklas mer och mer, både beroende på att fler och större projekt pågår samtidigt i varandras närhet. Vi kan allt oftare behöva *kvantifiera tidsberoendet* i avsänkningens utbredning både i vertikalled i sättningskänsliga jordlager och i horisontalled i grundvattenmagasinet.

Vad gör vi med grundvattenrör som installerats, vad händer men dem och vem ansvarar för dem? Vem är det som äger den rent juridiskt och *vem äger ansvaret* för dem? Vi behöver tänka på syftet med rören, hur länge de ska finnas kvar, vem som ansvarar för dem. De är ju en potentiell sättningsrisk om de är artesiska. Stålet har en viss godstjocklek som inte håller hur många årtionden som helst, speciellt inte i kemiskt aggressiv miljö eller om de skadas eller saboteras. Vi som bransch bör fundera på om vi inte oftare behöver avveckla använda rör när de uppfyllt sitt syfte.

Ständigt arbete pågår med att förbättra *bygg- och anläggningsbranschens* hantering och förståelse av grundvattenrelaterade frågor, så som inom Eurokod och AMA. Arbetet behöver fortsätta på olika fronter. Förenklat uttryckt hjälper inte att texterna om tillfällig trycksänkning i Råd och anvisningar i AMA är välskrivna om den hydrogeologiska kompetensen inte finns i projektet.

Det underlättar både för projektekonomiska utfall, arbetsmiljöfaktorer och kompetensutveckling om rätt kompetens handlas upp från början. Om inte redan i upphandlingen så behöver rätt kompetenser involveras så tidigt som möjligt. Därtill behöver geotekniker och hydrogeologer själva sträva efter att identifiera hydrogeotekniska, gemensamma, frågeställningar. På våra *högskolor och universitet* behöver kopplingarna mellan hydrogeologi och geoteknik tydliggöras och belysas. Det råder brist både på geotekniker och hydrogeologer, så båda antalen får gärna öka men också gärna antalet hydrogeologer i förhållande till geotekniker.

8 REFERENSER¨

Cashman. P. M., Preene, M., 2013. *Groundwater Lowering in Construction, A Practial Guide to Dewatering*, andra upplagan, CRC Press, Taylor and Francis Group, Boca Raton, Florida

Implementeringskommissionen för Europastandarder inom geoteknik, IEG, 2008. *Tillämpningsdokument för dokumenthantering*, Rapport 4:2008 rev 1, Svenska Geotekniska Föreningen, Stockholm.

Kresic, N., 2007. *Hydrogeology and Groundwater Modeling*, andra upplagan, CRC Press, Taylor and Francis Group, Boca Raton, Florida

Norges Geotekniske Institutt, NGI, 2016. *Begrensning av skader som følge av Grunnarbeider,* Slutrapport, NGI, Olso.

Patrick Powers, J., Corwin, A.B., Kaeck, W. E., Schmall, P., 2007. *Constructiom Dewatering and Groundwater Constrol, New Methods and Applications*, tredje upplagan, John Wiley and Sons, Inc. Hoboken, New Jersey

Persson, J., 2007. *Hydrogeological Methods in Geotechnical Engineering: Applied to settlements caused by underground construction*, doktorsavhandling, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.

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

Svenska Geotekniska Föreningen, SGF, 2013. *Geoteknisk fälthandbok*, Rapport 1:2013, Svenska Geotekniska Föreningen, Göteborg.

Svensson C., Sällfors G., 1985. *Beräkning av dimensionerande grundvattentryck*, Meddelande nr 78, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.

Sveriges Geotekniska Institut, SGI, 1990. *Mätning av grundvattennivå och portryck*, Information 11, SGI, Linköping.

Todd, D. K., Mays, L. W., 2005. *Groundwater Hydrology*, tredje upplagan, John Wiley and Sons, Inc. Hoboken, New Jersey

NYA SJUKHUSOMRÅDET MALMÖ – DJUPA SCHAKTER BLAND KULVERTAR OCH SJUKVÅRDSBYGGNADER

Camilla Vass, Daniel Isik

Skanska

SAMMANFATTNING

På Skånes Universitetssjukhus Malmö pågår omfattande byggnadsarbeten. Gamla uttjänta lokaler rivs för att ge plats åt nya byggnader med tillhörande infrastruktur för transport och teknik under jord. Det nya sjukhuset består främst av 2 vårdbyggnader med 10 våningar samt två källarplan under mark. Entreprenaden innefattar även underjordiska kulvertar som sammanbinder de nya byggnaderna med befintliga lokaler. Hela sjukhusområdet planeras att stå klart år 2024.

Grunden består naturligt av ca 4-8 m lermorän på kalkberg. Det översta skiktet av kalkberget är uppsprucket och mycket vattengenomsläppligt. På grund av de geotekniska förhållandena är det bara borrad spont som är möjlig att driva ner. För de flesta planerade kulvertarna har detta inte inneburit några större problem då dessa till stor del ligger ytligt och traditionell berlinerspont har varit tillräcklig. Däremot att schakta ca 11 meter djupt för vårdbyggnadernas källare har krävt vattentäta konstruktioner i form av RD-pålväggar med kraftiga rör borrade i lås.

Att schakta djupt intill pågående sjukvård ställer stora krav på logistik och hänsyn. Arbetsområdet begränsas dessutom starkt av k-märkta byggnader, underjordiska kulvertar och 3-dimensionella tunnelservitut som medför utmaningar när känslig verksamhet skall pågå som vanligt utanför byggplanket.

Dessa förutsättningar har bidragit till en spontutformning som inte hör till det vanliga. Trots det stora schaktdjupet är sponten generellt endast stöttad på en enda nivå med grova stag i kombination med stämp av stora dimensioner. Trots det ovanlig låga antalet hammarband har sponten visat sig vara tillräcklig för att utföra arbetet utan att påverka omgivningen.

SUMMARY

At Skånes Universitetssjukhus in Malmö extensive construction work is taking place. Outdated parts of the hospital are torn down to give place to new hospital buildings with associated infrastructure for transportation and technology underground. The new hospital consists mainly of two 10-story buildings. There will also be two basement floors beneath the ground surface. The contract also

includes the construction of underground culverts connecting the new buildings with each other and the existing hospital. The hospital will be completed in 2024.

The ground in the area consists of about 4-8 m moraine with high shear strength, above the limestone bedrock. The upper layer of limestone is highly water permeable. To excavate for the basement levels at a depth of almost 11 m a watertight sheet pile wall was needed. Due to the geotechnical conditions the only type of sheet pile wall possible to install was an interlocked RD-pile wall.

Installing a sheet pile wall in the hospital area was associated with a lot off difficulties. Deep excavations close to delicate activities, such as ongoing healthcare, demands consideration. The construction work is not allowed to disturb. Since the building site lies close to a train tunnel there were also limitations for anchors in the bedrock. Another challenge was the culturally classified buildings placed only a few meters from the sheet pile walls, requiring the deformations from the excavation work to be kept at a minimum.

All these difficulties resulted in sheet pile walls different from the ordinary. With only one level of support over an excavation depth of 11 meters, this geotechnical construction has an unusual design with large anchors and circular struts. Despite the scarce supports, the sheet pile wall has proven sufficient to perform the excavation with minimal impact on the surroundings.

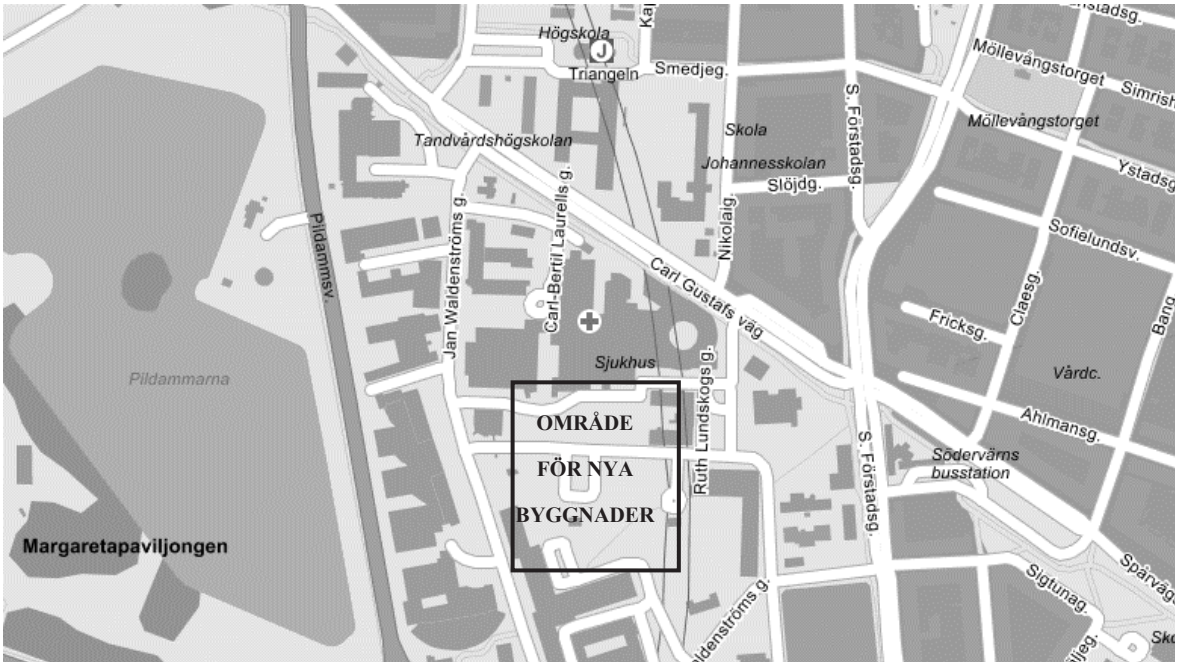
1 INLEDNING

Skånes Universitetssjukhus i Malmö genomgår för närvarande en omfattande ombyggnation. Gamla uttjänta byggnader har rivits för att ge plats för nya moderna vårdlokaler med tillhörande infrastruktur i form av kulvertar och ledningsnät.

Vårdbyggnaderna på Nya Sjukhusområdet Malmö (NSM) är ett samverkansprojekt mellan beställaren Region Skåne och entreprenören Skanska. Projekteringen startade 2015 och det nya sjukhuset beräknas stå klart 2024. Vid färdigställandet kommer sjukhusområdet att ha fått 2 nya 10-våningsbyggnader med en total yta på ca 110 000 m^2 samt tillhörande underjordiska kulvertsystem som sammanbinder byggnaderna både med varandra och med befintliga lokaler.

Under byggtiden pågår vården som vanligt i närområdet, något som ställer stora krav på att minimera omgivningspåverkan. Geotekniskt innebär projektet främst spontkonstruktioner då schakten för sjukhusets källare som mest är nästan 11 meter djup och i många fall ligger bara några meter ifrån befintliga konstruktioner med betydligt ytligare grundläggningsdjup.

På grund av markens egenskaper samt många befintliga konstruktioner nära inpå planerad byggnation är sponterna på Sjukhusområdet Malmö något utöver det vanliga. De djupare sponterna i projektet är utförda som RD-pålväggar med kraftiga stålrör som har borrats i lås. Generellt förankras konstruktionen endast med en hammarbandsnivå trots schaktdjupet på nästan 11 m. Då det har varit svårt att hitta utrymme för att staga sponterna har de dimensionerats med få men rejäla förankringar och stämp.



Figur 1. Översiktskarta Skånes Universitetssjukhus, Malmö (eniro, 2018)

2 PROJEKTETS FÖRUTSÄTTNINGAR

2.1 Omgivningen

2.1.1 Citytunneln

Tvärs genom sjukhusområdet sträcker sig citytunneln, en järnvägsförbindelse genom Malmö. Tunneln omges av ett 3-dimensionellt servitut vilket har ställt specifika krav på var det går att borra spont och bergförankringar samt hur hård belastning dessa tillåts påföra inom servitutet. Detta har medfört begränsningar för de östra delarna av utförda spontkonstruktioner.

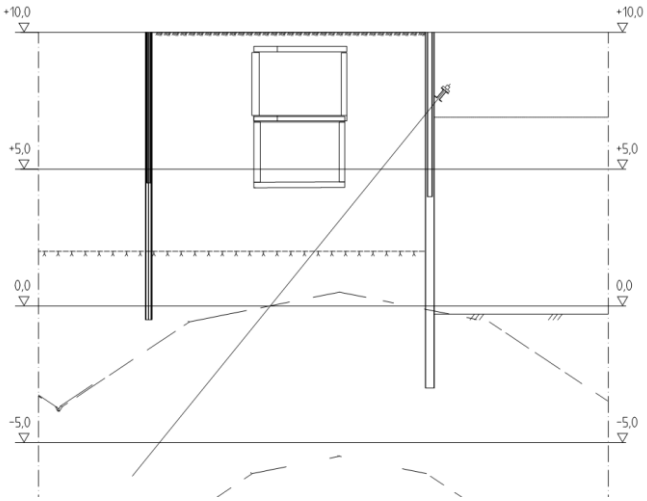
2.1.2 Befintligt sjukhus

Marken där de nya sjukhusbyggnaderna uppförs var redan tidigare bebyggd. Innan arbetet med det nya sjukhuset kunde börja krävdes rivning av flera befintliga hus.

Ett flertal av byggnaderna på området är kulturminnesmärkta och får därmed ej skadas, vilket har krävt extra försiktighet och uppföljning.

I projekteringen av sponter för de nya vårdbyggnaderna har det även blivit tydligt att ett sjukhusområde innehåller betydligt fler konstruktioner än de som syns ovan mark. Inom hela området finns kulvertsystem som både fungerar för transport av patienter och material samt förser omkringliggande byggnader med teknik.

Då de flesta kulvertarna inte får stängas av förrän ersättningskulvertar är färdigställda har sponterna behövt anpassas efter dessa. Detta har inneburit svårigheter framför allt med bakåtförankrade stag eftersom kulvertarna i många fall ligger så djupt som 5,5 m under markytan. Även ledningar har ställt till bekymmer för utplacering av stag.



Figur 2. Exempelsektion som påvisar utmaningarna med att anpassa spont till befintliga kulvertar, citytunnelns 3D-servitut samt andra sponter.

Utöver kända kulvertar så har det under byggtiden även upptäckts ett flertal gamla och delvis rivna konstruktioner som saknades på relationshandlingarna. Dessa har vid upptäckten rivits och har därmed inte påverkat projekteringen utan bara tidplanerna.

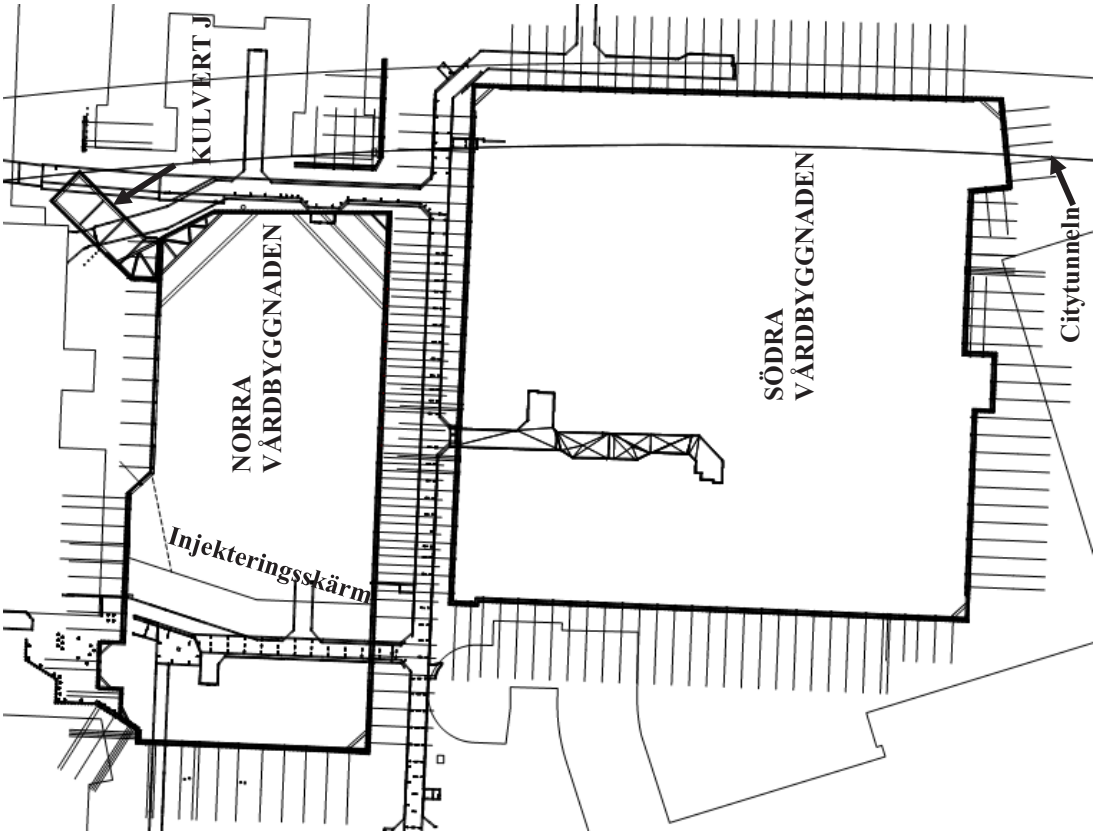
2.2 Grundförhållanden

Jordprofilen består överst av ett par meter fyllning ovan en lermorän med hög hållfasthet. Den odränerade hållfastheten är uppskattad till ca 150-200 kPa. Berggrunden har en relativt plan överyta. Den ligger på ca 8 meters djup men utgörs överst av ett ca 2 meter tjockt lager sprucket kalkberg som är mycket vattengenomsläppligt. Homogent kalkberg återfinns först på ca 10 meters djup. Detta är ungefär i nivå med planerad schaktbotten. I kalkberget finns bitvis linser av flintsten.

Jordens hållfasthet är alltså hög med god stabilitet för slänter. På grund av de djupa schakterna utförs dock stora delar av arbetet under grundvattennivån som ligger ca

4-5 meter ovan schaktbotten. Det har därför varit nödvändigt att använda sig av en tät spont som hindrar grundvattnet att ta sig in i schakten. De fasta jordlagerna i kombination med vattengenomsläppligt kalkberg och förekomst av flinta medför att det inte är möjligt att vibrera eller slå ner en spont till erforderligt djup. Därför valdes en mer avancerad stödkonstruktion i form av RD-pålvägg istället för traditionell stållspont.

3 AKTUELLA GEOKONSTRUKTIONER



Figur 3. Översikt över sponterna för de nya byggnaderna

3.1 Spont för norra vårdbyggnaden

Schakten för den norra vårdbyggnaden omfattar en area om ca 100 x 40 m, har ett schaktdjup på 10,5 m och en spontlängd på 14 m. Schakten är starkt begränsad av befintliga konstruktioner i norr, söder och öster. Starkast är begränsningen i öst där det ligger en kulvert endast 2 m utanför schakten. Även citytunneln ligger i öster vilket innebär att denna vägg inte hade gått att förankra bakåt ens om kulverten revs. Med en sträcka på 100 meter över till motstående kortsida återstod bara att

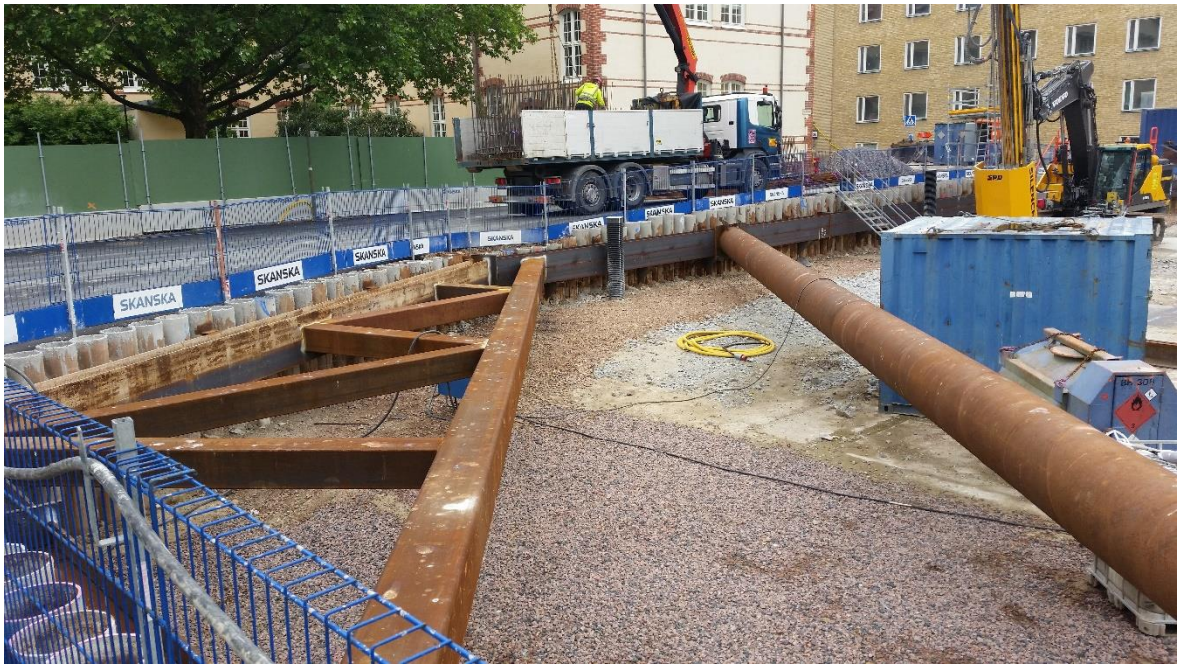
snedstämpa mot den norra och södra väggen. Detta gjordes med kraftiga rörstämp med diametrar på över 600 mm. De längsta stämpen var 24 m långa.

I nordöst uppstod ytterligare utmaningar då sponten ej hade en geometri lämplig för snedstämpning. Detta fick lösas med ett rejält fackverk som fördelade krafterna.

För att kunna utföra källarväggarna utan att ha dessa kraftiga stämp och fackverk i vägen gjöts källarväggarna direkt mot sponten. På så sätt kunde stämpen demonteras efter att den första källarvåningen var klar. Vid demontaget av stämpen var spontens icke stöttade konsollängd ovanför bjälklaget fortfarande ca 5 m.

Viss oro fanns för att stämpen var hårt belastade och att demontaget skulle bli besvärligt med en hel del deformationer till följd. Demontaget blev dock odramatiskt med endast ett fåtal millimeters rörelse.

Förutom den östra väggen har resten av sponten bakåtförankrats med bergstag.



Figur 4. Stämp och fackverk i nordöstra hörnet av norra vårdbyggnaden



Figur 5. Sponten för den norra vårdbyggnaden. Intill sponten syns 3 personer vilket ger en indikation på schaktens djup.

3.2 Spont för södra vårdbyggnaden

Sponten för den södra vårdbyggnaden är områdets största geokonstruktion och omsluter en area om ca 100x100m. Totalt består den av drygt 1000 spontrör. Schaktdjupet är knappt 11 m och spontlängden 13 m. Anledningen till att denna spont har en mindre underslagning under schaktbotten än den norra är att man dragit lärdomar från den tidigare borrningen. Eftersom bergets överyta hade visat sig vara relativt jämn och inga indikationer förekom på att det fanns sprickzoner på större djup än ca 10 m vågade man för denna konstruktion anta att detsamma skulle gälla. Ca 2,5 m underslagning bedömdes därför räcka för att hindra inläckage av grundvatten under sponten. Kortare hade dock kunnat vara problematiskt för spontens stabilitet då kalkberg har relativt låg hållfasthet jämfört med andra bergtyper.

Hela sponten är bakåtförankrad och stagen längs östra väggen har dimensionerats för att inte tillföra mer last än tillåtet i citytunnelns servitut. För tillfället pågår installationen av de sista stagen innan det är dags att utföra schakten. Då konstruktionen till stor del är utformad på samma sätt som den norra sponten så förväntas inga svårigheter relaterade till spontväggen. Den största utmaningen blir logistiken då över 1 000 000 m^3 schaktmassor skall fraktas bort från området.

3.3 Spont för kulvert J

Sponten för kulvert J kan med avseende på krönlängden på ca 50 m och en schaktarea på 6x20m vid första anblick tyckas vara obetydlig i jämförelse områdets andra geokonstruktioner. Eftersom schakten är djupare än vad den är bred har den i alla fall krävt en hel del eftertanke. Att den dessutom behövde utföras direkt utanför en spontgrop som redan var urschaktad till mer än 10 meters djup försvårade projekteringen och utförandet.

Precis som sponten för norra vårdbyggnaden fick även denna ett fackverk för att ta hand om krafter från olika håll. Fackverken anslöts till varandra

4 UTMANINGAR I PROJEKTET

4.1 Känsliga byggnader

På sjukhusområdet i Malmö finns ett flertal kulturminnesmärkta byggnader. Som närmast ligger en av dessa ca 1,5 m bakom sponten i en etapp där schakten skulle utföras 4 meter under byggnadens grundläggningsnivå. Enligt huskonstruktör kunde endast 10 mm rörelse tillåtas i sponten för att inte riskera att skada byggnaden. Deformationsanalyser för den aktuella sponten visade att detta med mycket liten marginal kunde gå att hålla. Både sponten och byggnaden mättes in dagligen under arbetet. Mätteknikern var även med och mätte in byggnaden kontinuerligt under hela provdragningen av spontens stag. Den maximala deformationen som uppmättes under hela schaktförloppet var enbart 7 mm för sponten. Detta var vid spontkrön, ovanför byggnadens grundläggningsnivå. För byggnaden var rörelsen inte mätbar utan varierade inom mätningens noggranhet på +/-2 mm.

4.2 Logistik

Ett exempel på logistikproblem som har uppstått i projektet är att det över schakten för en den norra vårdbyggnaden sträcker sig en befintlig kulvert som inte får stängas av förrän en ny kulvert är på plats i den nya källarvåningen. Detta har inneburit att schakten måste tas ut i två etapper. Den första halvan av byggnadens källare färdigställs till den grad att transporter och teknik mellan de befintliga byggnaderna kan förläggas i den nya delen. Därefter kan kulverten rivas och resten av schakten utföras.

Av ekonomiska skäl beslutades att inte sponta mellan etapperna utan att enbart injektera en skärm för att hindra grundvatten att läcka in i schakten i glappen som har uppstått under den befintliga kulverten. Tack vare områdets stabila lermorän var det möjligt att frischakta till drygt 10 meters djupt med tillräcklig säkerhet för slänterna.

Det vattengenomsläppliga övre lagret av kalkberget var dock lokalt svårt att täta. Efter provpumpning kompletterades skärmen med ytterligare en rad av injektering innan schakten påbörjades.

4.3 Buller

Borrning av spont kan anses vara en förhållandevis tyst metod att driva spont jämfört med att vibrera eller slå. Under arbetet med sponterna på NSM blev det dock tydligt att även borrning av spont låter. Speciellt mycket buller uppstod vid förekomster av flintlager i kalkberget. Spontborrningen fick vid ett flertal tillfällen pausas under några dagar för att vidta åtgärder i omkringliggande verksamheter. För vissa byggnader tilläggsisolerades fönster men i andra fall spred sig vibrationerna genom marken upp i byggnader så att hela verksamheter var tvungna att evakueras till andra lokaler på grund av stomljuden.

4.4 Provdragning av stag

Då spontkonstruktionerna hade utformats med bara en kraftig stagnivå istället för flera mindre uppstod belastningsfall i staginfästningen som normalt inte behöver beaktas. Eftersom den största dimensionen på UPE-balk som tillverkas var för klen för det önskade stagavståndet byttes standardlösningen med staginfästning mot dubbla UPE-balkar istället mot en specialdimensionerad infästning på en grov HEB-balk. Staget fästes till HEB-balken med tjocka plåtar för att kompensera för att stag och balk hade olika vinklar. Dessa plåtar dimensionerades för aktuell last. Vid den första provdragningen framkom dock att stagleverantörens ankarplattor inte tålde denna typ av infästning. Då ankarplattorna belastades hårt gav dessa vika. Eftersom detta upptäcktes vid provdragningen kunde brickorna bytas ut mot nya tjockare. Beräkningen som utfördes då problemet redan var ett faktum visade att kapaciteten i standardbrickorna var för låg.



Figur 6. Staginfästning när ankarplattorna hade ersatts av tjockare plåtar

5 SAMMANFATTNING

I dagsläget har de mest kritiska delarna av sponterna för Nya Sjukhusområdet i Malmö både utförts och demonterats. Det kan konstateras att sponterna trots sina stora schaktdjup och få förankringsnivåer har varit väl tilltagna för att klara av belastningarna. Med deformationer som har hållit sig på under 20 mm för de stagade delarna och 40 mm vid de längsta stämpen fyller RD-pålväggarna sitt syfte att möjliggöra djupa schakter intill sjukhusområdets känsliga byggnader.



Figur 7. Norra spontgropen under pågående schakt. Frischakt med injekteringsskärm utförs mellan schaktetapp 1 och 2.

NÄR TVÅ MINUS BLIR ”PLUS” – TILLBYGGNAD AV LILJEVALCHS KONSTHALL, STOCKHOLM

Tanja Bojovic, Mikael Creütz

Golder

SAMMANFATTNING

I ett av Stockholms kulturminnesmärkta kvarter på Djurgården uppförs en tillbyggnad, Plus, till den befintliga Liljevalchs konsthall.

Tillbyggnaden är funktionsmässigt avancerad och utformad för att möjliggöra utställningar av några av de mest värdefulla typerna av konst. Dessutom betraktas byggnaden i sig som ett (arkitektoniskt) konstverk.

Plus är ansluten till två befintliga byggnader, närmare bestämt Liljevalchs konsthall och Café Blå Porten. Dess grundläggning utgörs av dels spetsburna stålrörspålar, inborrade i berg och dels grundläggning på berg.

De tekniska utmaningarna har varit många, och innefattat allt från grundförstärkning av anslutande befintliga byggnader, vibrationskänsliga hajar och akvarieglas på vattenmuseet, Aquaria, bergschakt utan sprängning, okända grundläggningstyper, grundvattensänkande åtgärder, och riskhantering med hänsyn till omgivningspåverkan.

Trots de många utmaningarna har grundläggningsarbetena gått bra och inte gett upphov till någon skadlig omgivningspåverkan.

SUMMARY

In one of Stockholm´s listed blocks in the district of Djurgården, an extension, Plus, to the existing art gallery, Liljevalchs is being constructed.

The extension is functionally advanced and designed to enable exhibitions of some of the most valuable pieces of art. Additionally, the building itself is regarded as an architectural piece of art.

Plus is connected to two existing buildings, namely Liljevalchs art gallery and Café Blå Porten. Plus is founded partly on end bearing micro piles, drilled into rock, and partly on rock.

The technical challenges have been many, and included everything from underpinning of connecting existing buildings, sharks and aquarium glass, at the water museum Aquaria, sensitive to vibrations, excavation of rock without blasting, unknown types of foundations, lowering of the groundwater table, and risk management with respect to impact on the surroundings.

Despite the many challenges, the foundation works have been successful, and haven´t caused any negative impact on the surroundings.

1 PROJEKTBESKRIVNING

I ett av Stockholms kulturminnesmärkta kvarter, Konsthallen, på Djurgården finns Liljevalchs konsthall.



Figur 1 Liljevalchs konsthall.

För att skapa ytterligare utrymme för framtida utställningar och en ny restaurang uppförs en tillbyggnad, som går under namnet Plus.

Tillbyggnaden, Plus är funktionsmässigt avancerad och utformad för att kunna ställa ut så värdefull konst som självaste Mona Lisa. Gestaltningen är ett resultat av en Arkitekttävling och betraktas som ett (arkitektoniskt) konstverk.



Figur 2 Tillbyggnad, Plus.

Invigningen är planerad år 2021.

Plus ansluter till två befintliga byggnader, närmare bestämt Liljevalchs konsthall och Café Blå Porten. Härtill uppförs den alldeles intill en tredje befintlig byggnad, Polishuset (Konsthallen 14). Samtliga tre ovannämnda byggnader är blåklassade enligt Stadsmuseets kulturhistoriska klassificering, vilket framgår av Figur 4. För orientering i Stockholm, se Figur 3.

Föreliggande artikel beskriver förutsättningarna för och genomförandet av grundläggningsarbetena för tillbyggnaden, Plus under åren 2016 - 2019.

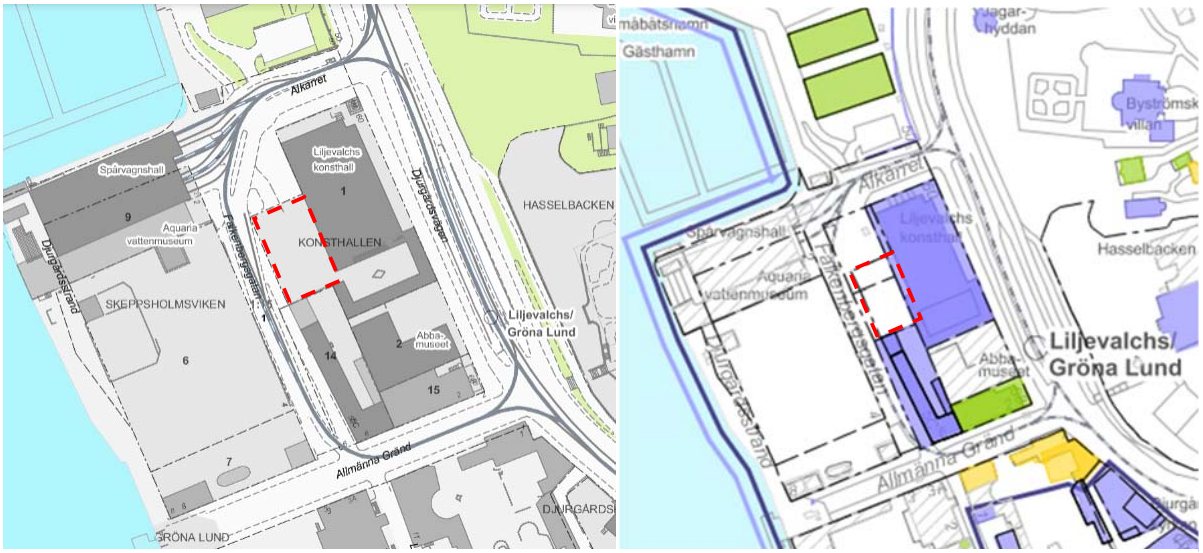


Figur 3 Flygfoto över Stockholm, med markerat läge för Liljevalchs konsthall.

2 BEFINTLIGA BYGGNADER OCH ANLÄGGNINGAR

Kvarteret Konsthallen avgränsas av gatorna Djurgårdsvägen, Alkärret, Falkenbergsgatan och Allmänna Gränd, se Figur 4 nedan.

Inom kvarteret Konsthallen ingår fastigheterna Konsthallen 1 - 4, 14 och 15.



Figur 4 Översiktskartor där kvartersnamn, -nummer respektive kulturhistorisk klassificering framgår samt ett ungefärligt läge för Plus (röd rektangel).

Konsthallen 1 utgörs av Liljevalchs konsthall och en tidigare utbyggd del med restaurangverksamhet, Café Blå Porten. Konsthallen 2 utgörs av ABBA The Museum. Fastigheterna 3 och 4 där Plus uppförs, utgjordes av en asfalterad markparkering.

I Konsthallen 14 finns bostäder samt kontors- och restaurangverksamhet. I Konsthallen 15 bedrivs framförallt restaurangverksamhet.

Nordväst om den planerade Plus finns fastigheterna Skeppsholmsviken 9 och Djurgården 1:8 som utgörs av Aquaria vattenmuseum respektive en spårvagnshall. Härtill finns det, i det omgivande närområdet, ett flertal anläggningar såsom murar i varierande skick, en hög staty, Bågskytten och ett otal markförlagda ledningar.

I båda gatorna Alkärret och Falkenbergsgatan finns det även en spårvagnsanläggning med bland annat tillhörande luftburna elledningar.

2.1 Grundläggning av befintliga byggnader och anläggningar

Liljevalchs ursprungliga grundläggning utgjordes av en plattgrundläggning bestående av sulor och plintar på mark. Byggnaden, som färdigställdes år 1916, har varit utsatt för ojämna sättningar, vilket historiskt har orsakat byggnadstekniska skador i form av sprickor. Även Café Blå Porten hade en hel del sättningsskador. Skadorna har genom åren erfordrat reparationer i olika omgångar. Med bakgrund av

detta och att en tillbyggnad planerades beslutades att grundförstärkning skulle utföras av både Liljevalchs och Café Blå Porten.

De anslutande byggnaderna Liljevalchs och Blå Porten är numera grundförstärkta med spetsburna stålrörspålar inborrade i berg respektive spetsburna stålrörspålar både inborrade i berg och slagna. Polishuset och huvudbyggnaden i Konsthallen 14 är fortfarande grundlagda på mark.

Aquaria vattenmuseum är till viss del grundförstärkt med spetsburna stålrörspålar och i övrigt sannolikt grundlagd på mark/berg. Spårvagnshallen är företrädesvis grundlagd med plintar/plattor på mark, men även på berg samt spetsburna stålrörspålar.

Samtliga berörda anläggningar är grundlagda på/i mark.

3 MARKFÖRHÅLLANDEN

Förekommande nivåer är angivna i höjdsystemet RH 2000.

3.1 Topografiska förhållanden

Markytan inom det aktuella området är relativt plan och utgörs huvudsakligen av asfalterade ytor i två nivåer.

3.2 Geotekniska förhållanden i jord

Jordlagerföljden utgörs huvudsakligen av fyllning på lera som underlagras av friktionsjord på berg. Dock förekommer även fyllning direkt ovan berg eller direkt ovan friktionsjorden.

Fyllningslagrets mäktighet uppgår till ca 4 m och har en mycket heterogen sammansättning som består av friktionsjord med inslag av både lera och mulljord samt rivningsmassor såsom tegel och trä. Fyllningen innehåller även block på flera nivåer.

Lerlagrets mäktighet varierar mellan 0 och 7 m. Leran har mycket låg skjuvhållfasthet.

Friktionsjordens mäktighet varierar mellan 0 och 3 m. Friktionsjorden bedöms som en något blockig morän.

Jorddjupen varierar mellan ca 1 och 10 m och bergytan faller generellt i nordostlig riktning.

3.3 Geotekniska förhållanden i berg

Enligt SGU:s berggrundskarta utgörs berget huvudsakligen av metagråvacka, glimmerskiffer, grafit- och/eller sulfidförande skiffer, paragnejs, migmatit, kvartsit, amfibolit. Dessutom förekommer granitoid och underordnad syenitoid.

Med bakgrund från genomförda projekt i närområdet hade bergets kvalitet, trots indikationer på förekomst av berg av sämre kvalitet, bedömts som god. I samband med bergsyner under utförandet kunde det konstateras att den huvudsakliga bergarten utgörs av typen granitoider, varmed bedömningen avseende god bergkvalitet kunde bekräftas.

Bergmassans vattengenomsläpplighet är ur ett tätningsperspektiv tillräckligt låg.

På grund av bergytans lutning råder det stora nivåskillnader i bergytans läge inom området för tillbyggnaden.



Figur 5 Lutande bergöveryta.

3.4 Hydrogeologiska förhållanden

I det aktuella området finns det två grundvattenmagasin. Det övre grundvattenmagasinet finns i fyllningsjorden ovan den täta leran och det undre grundvattenmagasinet i friktionsjorden (morän) ovan berg.

Närheten till Saltsjön medför att båda grundvattenmagasinen samvarierar med havsnivån, med viss fördröjning. Karakteristiska vattenstånd för Saltsjön är (år 2011):

Högsta högvattenstånd (HHW)	+1,29 m
Medelvattenstånd (MW)	+0,12 m
Lägsta lågvattenstånd (LLW)	-0,57 m

Enligt mätningar i det undre grundvattenmagasinet utförda under åren 2014 till 2019 varierar grundvattennivåerna mellan -0,1 och +2,4 (medelnivå ca +1, vilket motsvarar ca 2 m under markytan).

Grundvattnets strömning bedöms generellt vara i riktning mot Saltsjön.

4 GRUNDLÄGGNINGSPROJEKTERING OCH UTFÖRANDE

Några av de viktigaste förutsättningarna och medföljande geotekniska riskerna som skulle beaktas i samband med projekteringen var att följande erfordrades;

- grundläggning i direkt anslutning till samt intill befintliga byggnader och en spåranläggning, utan negativ påverkan på dess grundläggningar;
- grundläggning, huvudsakligen under grundvattenytan (grundvattensänkande åtgärder);
- bergschakt med hänsyn till kulturminnesmärkta byggnader och Aquaria vattenmuseum;
- små tillåtna differentialsättningar;
- att befintliga ledningar i och ovan mark skulle vara i drift under hela byggtiden;
- ingen skadlig omgivningspåverkan map markrörelser, grundvatten och vibrationer.

För att hantera ovanstående erfordrades ett antal olika både tillfälliga och permanenta tekniska lösningar. Dessa beskrivs närmare nedan.

4.1 Grundläggning i direkt anslutning till och intill befintliga byggnader och anläggningar

Redan i tidigt skede hade det bestämts att Liljevalchs och Café Blå Porten behövde vara grundförstärkta innan några grundläggningsarbeten för Plus fick påbörjas. Därmed utfördes grundförstärkningen i ett förevarande projekt. För Polishuset gjordes bedömningen att ingen åtgärd erfordrades.

Den lägsta grundläggningsnivån för Plus ligger ca 3,5 m under grundläggningsnivån för Liljevalchs respektive ca 5,5 m under grundläggningsnivån för Café Blå Porten, samt ca 4 m under grundvattenytan. Eftersom Plus dessutom skulle grundläggas ”dikt an” de två anslutande byggnaderna krävdes förutom en stödkonstruktion även utförande av en tillfällig tätskärm. Tätskämen beskrivs i avsnitt 4.2 nedan.

Till följd av närheten till en befintlig spåranläggning i gata samt ledningar i och ovan mark krävdes en stödkonstruktion även utmed Falkenbergsgatan, dock utan krav på täthet mot inläckande grundvatten.

Härmed dimensionerades stödkonstruktionen utifrån förutsättningarna att ingen negativ påverkan på de intilliggande byggnadernas och anläggningarnas

grundläggning fick ske och att den även skulle fungera som del av en tätskärm. I verkligheten innebar detta framförallt att markrörelser bakom stödkonstruktionerna, i samband med schakt, behövde begränsas till den grad att;

- de befintliga pålarnas (Liljevalchs och Café Blå Porten) funktion inte skulle äventyras av den tillkommande markrörelsen;
- sättningar i befintlig plattgrundläggning (Polishuset) skulle minimeras;
- sättningar i befintlig spåranläggning skulle minimeras.

Härtill var, förutom riskerna med avseende på omgivningspåverkan, både rådande markförhållanden och installationsförutsättningar olika utmed tillbyggnadens olika riktningar, vilket resulterade i utförandet av tre olika typer av stödkonstruktioner. De tre stödkonstruktionerna utgjordes av borrad konsolspont samt bakåtförankrad vibrerad stålspont och borrad glesspont, se Figur 6.

Nedan sammanfattas de olika förutsättningarna som behövde beaktas i respektive riktning och som var styrande vid valet av lämplig stödkonstruktion.

Liljevalchs konsthall:

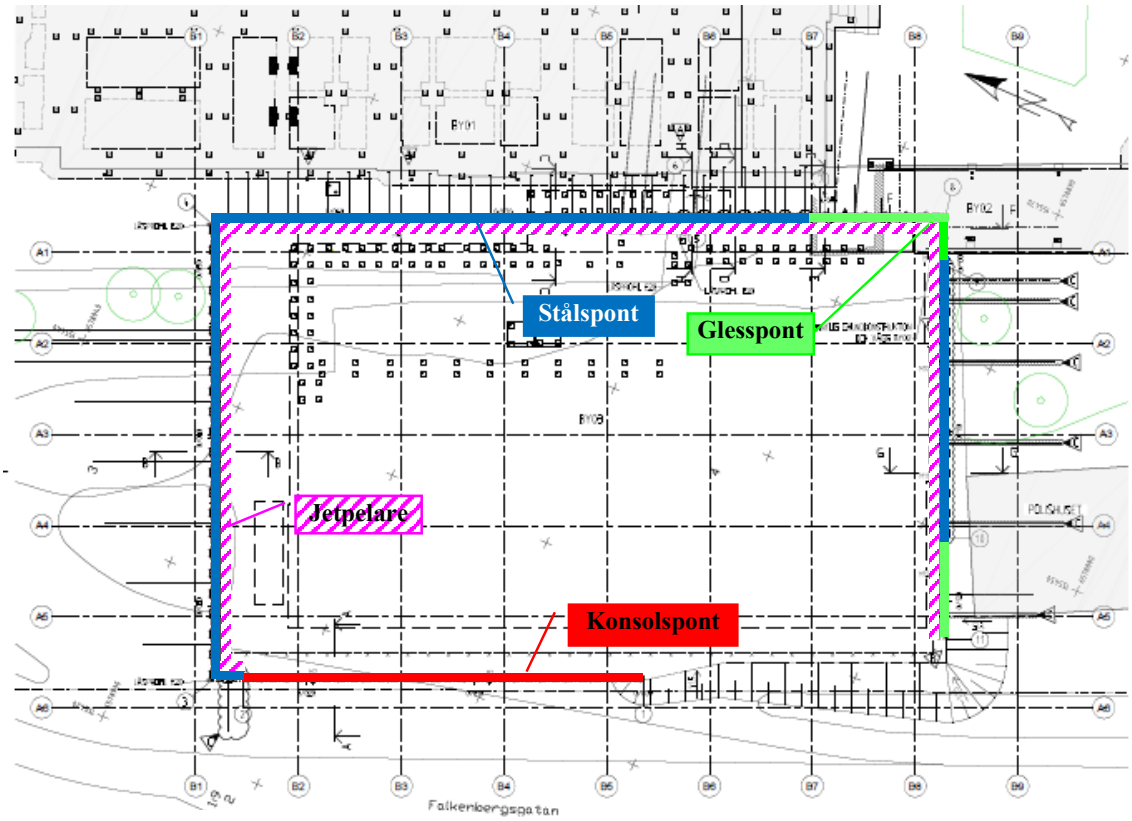
- Befintliga stålrörspålar, både med avseende på tillåtna horisontella markrörelser i samband med stödkonstruktionens installation och efterföljande schakt samt placering av bakåtförankringar för att undvika krock med befintliga pålar.
- Släntberg i bakåtförankringarnas installationsriktning.
- Befintliga ledningar i mark.

Café Blå Porten:

- Befintliga stålrörspålar, både med avseende på tillåtna horisontella markrörelser i samband med stödkonstruktionens installation och efterföljande schakt samt placering av bakåtförankringar för att inte krocka med de befintliga pålarna.
- Hinder i form av en kvarlämnad grundkonstruktion som inte kunde rivas, eftersom den låg för djupt under den rådande markytan.
- Ett utstickande tak som var kulturhistoriskt märkt (blå) och därmed inte fick rivas, samt att stödkonstruktionen behövde installeras under det aktuella taket.

Falkenbergsgatan:

- Befintlig spåranläggning.
- Befintliga ledningar i och ovan mark.
- En jordprofil som utgörs av fyllning på berg (hinder i jord).

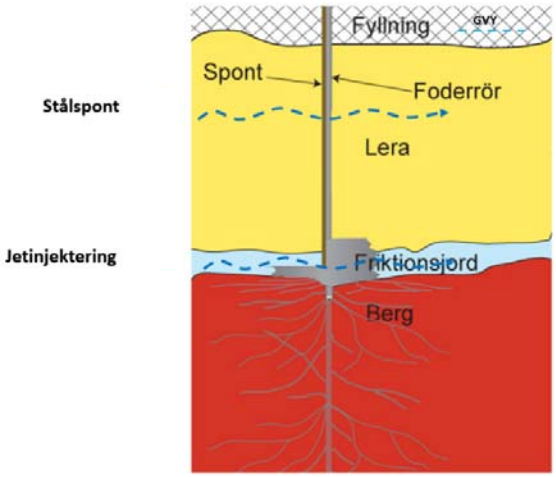


Figur 6 Plan, stödkonstruktioner och tätning med jetpelare.

4.2 Grundläggning under grundvattenytan (grundvattensänkande åtgärder)

De huvudsakliga grundläggningsnivåerna ligger under den rådande grundvattenytan, varmed en tillfällig grundvattensänkning på ca 4 m krävdes.

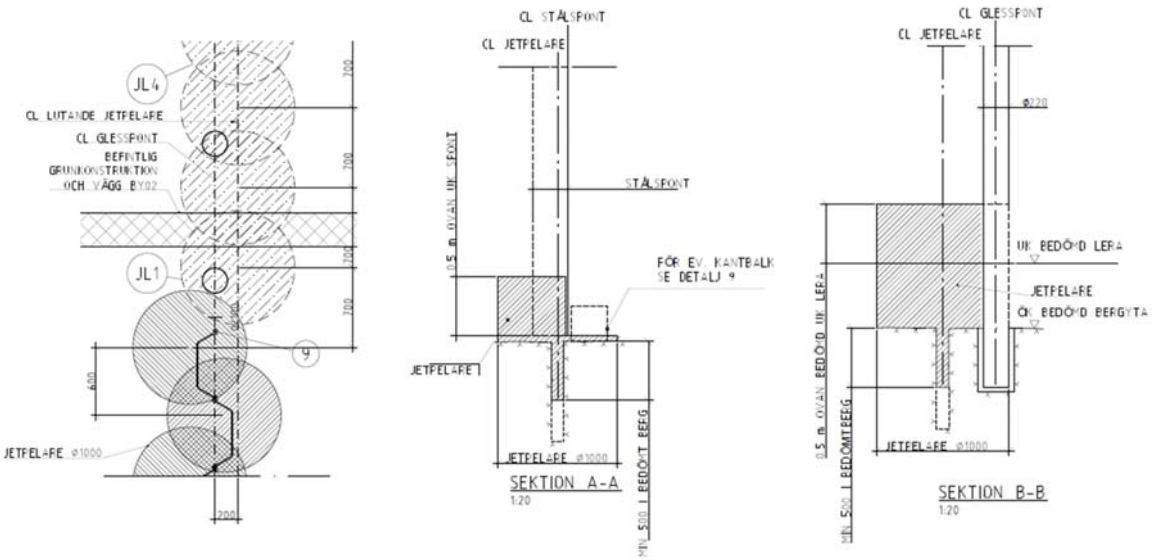
Eftersom inget tillstånd för vattenverksamhet hade sökts valdes ett genomförande med stöd av den så kallade undantagsregeln i Miljöbalken, vilket resulterade i utförandet av en tätskärm (i jord) i kombination med övervakning av omgivningspåverkan. En principskiss som visar tätskärmens funktion framgår av Figur 7.



Figur 7 Principskiss – tätskärmens funktion i jord.

Tätskärmen utgjordes av två tekniska lösningar, dels en stålspont i kombination med jetinjektering av jorden mellan stålspontens underkant och bergöverytan, dels en borrad glesspont i kombination med jetinjektering från bergöverytan och upp till 0,5 m ovan underkant bedömd lera.

Jetinjejkteringen dimensionerades som jetpelare med en teoretisk diameter på 1,0 m, s-avstånd 600, respektive 700 mm, och med utförande enligt singel-metoden. De två varianterna framgår av Figur 8 nedan. Till följd av brist på utrymme mot befintliga byggnader utfördes, för stålspont, jetpelare på insidan (ej i enlighet med nedanstående principsektion).



Figur 8 Från vänster; Plan – Jetpelare vid stålspont respektive glesspont. Principsektioner för jetpelare vid stål- respektive glesspont.

4.3 Bergschakt

I projekteringsskedet togs riktvärden för tillåtna sprängningsinducerade vibrationer fram för befintliga byggnader och anläggningar. Framförallt gav de befintliga byggnadernas blåklassning upphov till låga tillåtna riktvärden för vibrationer. Vid utförandet av bergschakt skulle detta i sin tur innebära många sprängsalvor med små laddningar.

Snart visade det sig att de hajar som fanns på vattenmuseet inte skulle överleva upprepade vibrationer av den typen, varför metodvalet för bergschakt blev en kombination av vajersågning och hydraulisk spräckning.



Figur 9 Bergschakt, vajersågade bergkonturer.

4.4 Små tillåtna differentialsättningar och val av grundläggningstyp

Grundkonstruktionen utgörs av en bottenplatta av betong utan gjutfogar, vilket var ett krav från arkitekten. Detta i kombination med att Plus skulle anslutas till två befintliga byggnader ställde krav på små differentialsättningar.

För att möta kraven med avseende på differentialsättningar erfordrades en grundläggning med likvärdig styvhet, och eftersom både jorddjupen och grundläggningsnivåerna varierade, resulterade det i ett utförande med blandade grundläggningstyper, närmare bestämt grundläggning på bergyta lossgjord utan sprängning och borrade stålrörspålar, inborrade i berg.

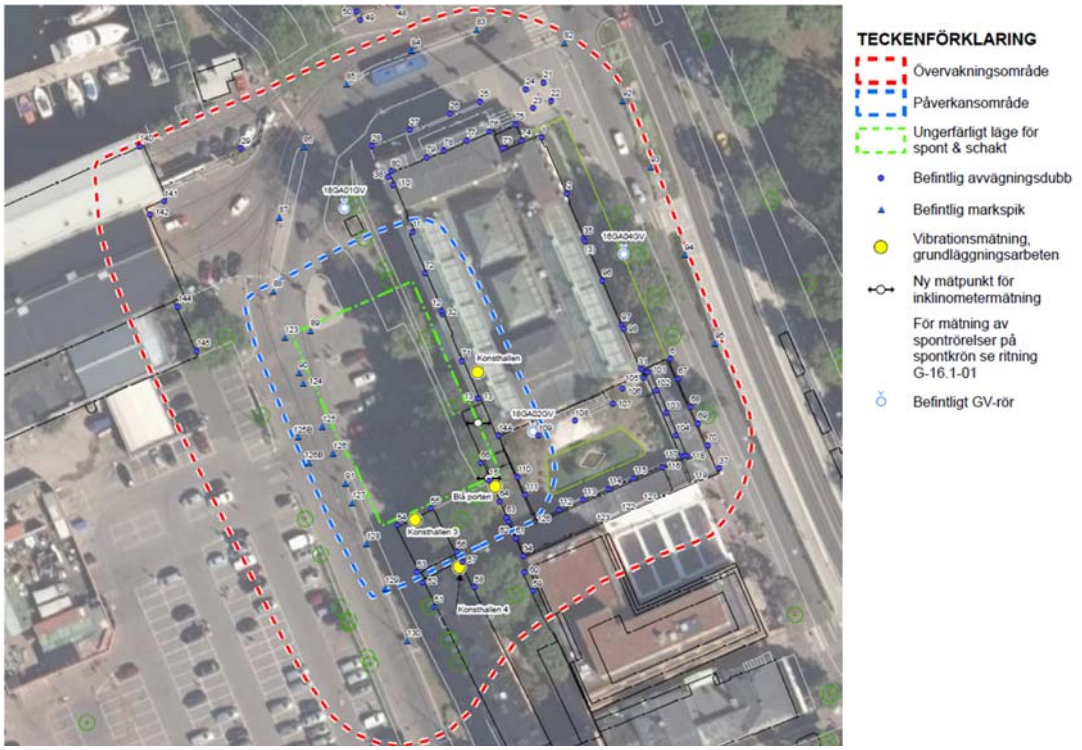
4.5 Befintliga ledningar i och ovan mark

I området finns markförlagda ledningar i stor omfattning, och ställvis blev dessa styrande för valet av lämplig typ av stödkonstruktion, exempelvis mot Falkenbergsgatan enligt ovan. Härtill försvårade både de markförlagda och de

luftburna ledningarna inledningsvis övervakningen av grundvattennivåerna i omgivningen på så sätt att de begränsade möjligheterna för installation av grundvattenobservationsrör utanför tätskärmen.

5 ÖVERVAKNING MED AVSEENDE PÅ OMGIVNINGS-PÅVERKAN

För att övervaka omgivningspåverkan upprättades ett kontrollprogram med olika mätningar inom både ett påverkans- och ett övervakningsområde, se Figur 10.



Figur 10 Påverkans- och övervakningsområde.

För att säkerställa att ingen skadlig omgivningspåverkan skulle ske till följd av grundläggningsarbetena, utfördes övervakning enligt nedan:

- Mätning av horisontella markrörelser bakom stål- och glesspont utfördes genom både löpande inmätning av dess krön och genom inklinometermätning. Mätning med inklinometrar var aktuell i de lägen, där befintliga stålrörspålar bedömdes som mest känsliga för horisontella rörelser.
- Mätning av vertikala markrörelser och därmed även sättningar i befintliga byggnader och anläggningar, utfördes genom precisionsavvägning via avvägningsdubbar på omgivande byggnader respektive markspikar i gatorna.

- Mätning av grundvattennivåerna i omgivningen utfördes genom grundvattenobservationsrör installerade utanför tätskärmen och utrustade med GSM-loggrar.
- Mätning av vibrationer utfördes med hjälp av vibrationsmätare installerade på de närmast sörjande byggnaderna.

För mätpunkternas placering, se Figur 10 ovan.

6 RESULTAT MED AVSEENDE PÅ OMGIVNINGSPÅVERKAN

6.1 Markrörelser

För de delar utmed stödkonstruktionen vilka hade bedömts som mest känsliga med avseende på horisontella markrörelser var den största tillåtna rörelsen bestämd till 15 mm utmed Liljevalchs respektive 20 mm utmed Café Blå Porten. Uppmätta rörelser har, för dessa delar, som mest uppgått till 15 mm.

Inom påverkansområdet var de största tillåtna sättningarna (vertikal markrörelse) bestämda till värden upp till som mest 8 mm. De största uppmätta sättningarna för Liljevalchs och Blå Porten har uppgått till 4 respektive 6 mm. För Polishuset var motsvarande värde bestämt till som mest 5 mm. De uppmätta har uppgått till 3 mm.

För spåranläggningen var den största tillåtna sättningen bestämd till 10 mm inom påverkansområdet. Den största uppmätta sättningen har uppgått till ca 6 mm.

Uppmätta sättningar för övriga byggnader och anläggningar inom övervakningsområdet har varit små.

6.2 Grundvatten

Den största tillåtna grundvattensänkningen utanför övervakningsområdet (ca 50 m) var 0,3 m under rådande grundvattennivå.

Den utförda tätskärmen har fungerat över förväntan. Ingen påverkan på grundvattennivåerna inom varken påverkans- och övervakningsområdet har noterats, överhuvudtaget.

6.3 Vibrationer

Angivna larmvärden för högsta tillåtna vibrationer inom påverkansområdet har innehållits och enlig uppgift har inte hajarna på Aquaria påverkats negativt av de utförda grundläggningsarbetena.

6.4 Slutsats

Härmed kan det konstateras att utförda arbeten inte har haft någon skadlig påverkan varken på befintliga stålrörspålar, övriga grundläggningar eller rådande grundvattennivåer.

SOFT CLAY INSIDE OUT

Georgios Birmpilis & Jelke Dijkstra

Chalmers University of Technology

SUMMARY

Soft clay has been in the centre of attention for the Swedish geotechnical community for more than the last 100 years. Extensive knowledge on the material's macroscopic behaviour and its microstructure is accrued during this long period. One of the great challenges in the study of soft sensitive clay is the continuously evolving microstructure in response to hydro-mechanical loading. An extension of the existing knowledge on clay microstructure in 4D is attempted by the utilisation of X-ray Computed Tomography (XCT). A bespoke miniature triaxial apparatus is designed and manufactured for this reason. Apparatus and specimen dimensions, as well as time duration of the test are downsized to combine advanced loading control to quantified deformation characteristics. Hence, the classic macroscopical view of the stress-strain relation of the element test meets the imaging of internal 3D mechanisms through different scales.

1 INTRODUCTION

Soft clay is abundant in large parts of Scandinavia with large consequences for many construction projects, due to the concentration of these problematic soils near the coast and rivers where people live. Therefore, it traditionally dominates the interest of geotechnical practice and research. The importance for the study and deep understanding of soft soil mechanics is further necessitated by the complex response to mechanical loading. Especially, so called sensitive clays, exhibit anisotropy, rate & temperature dependency and degradation of strength and stiffness when hydromechanically loaded -sheared to failure-.

Sensitivity is used to describe the large variation in (emerging) undrained shear strength between the intact and remoulded state of the clay. This large strength difference is attributed to the microstructural changes of its constituents during shearing and is defined as:

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}}$$

where S_u is the undrained shear strength of the intact soil and S_{ur} is the undrained shear strength of the remoulded soil (Torrance, 1983). The difference in strength can express the tendency of material to irreversibly transition from solid (intact soil)

to semi-liquid state (remoulded). Sensitivity, thus, acts as a quick description of the rather complex, thixotropic, polydisperse colloidal system. In engineering reality this behaviour is faced in the complex emerging hydro-mechanical response of the material and in its extreme form as events of catastrophic quick-landslides (e.g. Surte 1952; Tuve 1977; Småröd 2006). The origin of the sensitive macroscopic behaviour can be found in the microstructure of the clay. Sensitivity often is linked to high void ratio and high natural water content values (water contents usually higher than those measured in the laboratory for the liquid limit of the remoulded material). These are indications for an open structure of clay aggregates. There is a rich literature on the microstructure of fine-grained soils (e.g. Bohor, 1971; Hattab, 2010) as well as sensitive soils (Delage, 1984; Pusch, 1970). Most studies employ Scanning Electron Microscopy (SEM) and Mercury Intrusion Porosimetry (MIP). These methods have contributed significantly on the accumulated knowledge on microstructural response of fine-grained soils, within the experimental constraints of the method, due to the intrusive preparation techniques required, commonly involving the replacement of the pore water. Contemporary studies demonstrate that those treatment methods can influence the resulting microstructure (Ebrahimi, 2012).

It is of great importance to employ non-invasive measurement techniques that enable real-time monitoring of the material through several length scales, in order to link the macroscopic continuum behaviour usually measured in the laboratory by standard testing, i.e. following a one-dimensional and/or triaxial loading path in compression, to the microstructural changes occurring through different scales.

2 EXPERIMENTAL TECHNIQUES

The objectives of a controlled mechanical test and the real-time observation of the internal structure changes of the material are met by the design of a versatile advanced stress path testing triaxial apparatus specially configured for in-situ testing in X-ray Computed tomography facilities.

2.1 X-CLAY triaxial apparatus

The newly developed miniature triaxial cell is a hydraulically operated apparatus based on the design philosophy of a Bishop-Wesley cell (Bishop & Wesley, 1975). The great advantage of the apparatus is that is operates for any arbitrary combination of displacement and stress control. The cell is operated by a system of high precision syringe pumps which directly apply pressure and volume control on (1) the axial and (2) radial loading direction (cell pressures), as well as (3) the pore water pressure in the sample (back pressure).

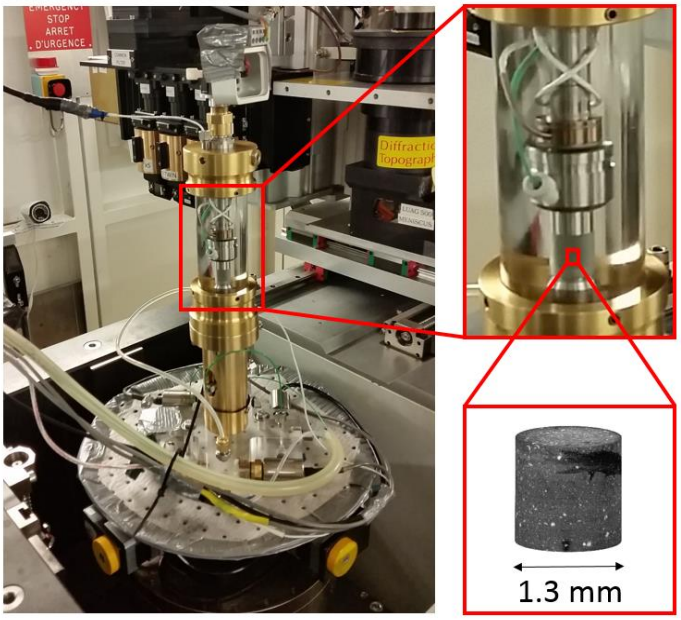


Figure 1. The miniature triaxial apparatus (left), as well as a magnification of the specimen (upper right) and a 3D view of the core of the sample through X-ray tomography.

The miniaturisation of the apparatus is linked to the miniaturisation of the specimen dimensions and serves two purposes. First of all, the testing configuration is radically versatile, easy to move and shifts the testing potential outside the geotechnical laboratory to the most modern facilities of X-ray Tomography or the field. Small sample volumes and minimum cell dimensions are required to get most out of the X-ray measurements. X-ray absorption tomography is based on the amount of X-rays absorbed by matter. In addition to the low resolution for a large field of view the large water contents in sensitive clays, might lead to long scan times or acquisition difficulties. A large clay sample (for instance diameter of 50 mm and height 100 mm) simply will attenuate most of the X-rays, resulting in insufficient signal on the detector. Furthermore, the sample dimensions govern the drainage time of the material, hence test duration. A simple analysies using Terzaghi's consolidation theory shows that characteristic consolidation times scale quadratically with drainage length. Up to date the accessibility to X-ray facilities, even though continuously improving, still is rather limited and the total test durations must match this timescale to enable continuous monitoring of the test without interruptions.

The sample size for the miniature triaxial test setup was reduced to cylindrical specimens of 10 mm diameter and 20 mm height. As a result the duration of the drained test is scaled down in time by approximately 20 times. The apparatus is based on the Bishop-Wesley philosophy, but also incorporates a number of modifications in order to address the requirements of high quality testing for small samples of soft sensitive soils.

The first modification is the membraneless configuration. The miniature sample size makes the installation of a top cap and any attempt of folding membrane around it almost impossible, leading to severe sample disturbance. In order to tackle these problems, a bare sample configuration is used according to the paraffin method, originally proposed by the Norwegian Geotechnical Institute (Iversen, 1974). The method is based on the fact that a viscous liquid, such as paraffin, cannot intrude the fine pore system of a clayey material under reasonably low pressures. Moreover, paraffin is immiscible with the pore water in the clay specimen. The critical connection in that case becomes the interface between the clay specimen and the top cap. On a silty material like soft silty clays of West Sweden the available flow paths for paraffin on such an interface are the voids between the asperities of the soil interface and the surface of the top cap. These asperities are caused by the silt grains which protrude and have a maximum size <100 μm. In order to seal this connection, a sharp cutting edge of 200 μm and length of 300 μm is shaped on the platens of the top cap and the pedestal. This sharp edge will penetrate the sample, and thereby

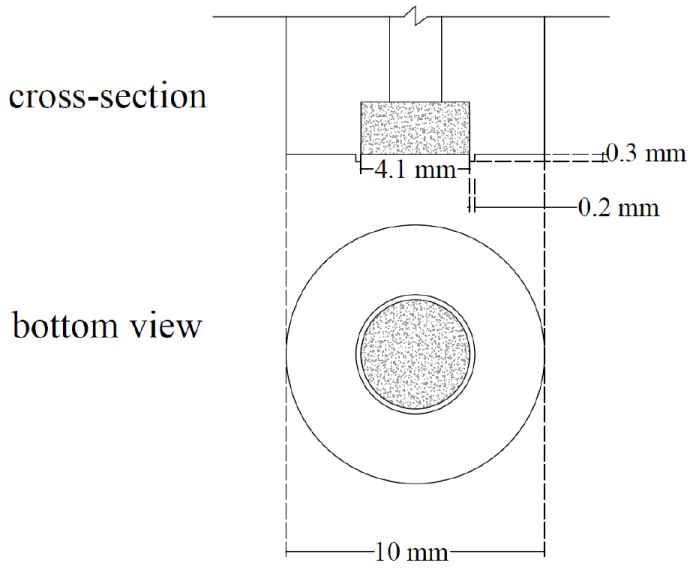


Figure 2. Detailed drawing of the clay-platen connection.

sealing the connection.

Another modification is the mounting procedure. An untouched by hand mounting methodology is applied. The soil is first sub-sampled from a standard piston sample, (50 mm STII) into a thin walled open-ended steel tube with tapered cutting edge (inner diameter 10 mm) with constant penetration rate of 0.01 mm/s. Subsequently, the specimen is mounted by extruding the sample directly on the pedestal by sliding the steel tube downwards and leaving it there during the test.

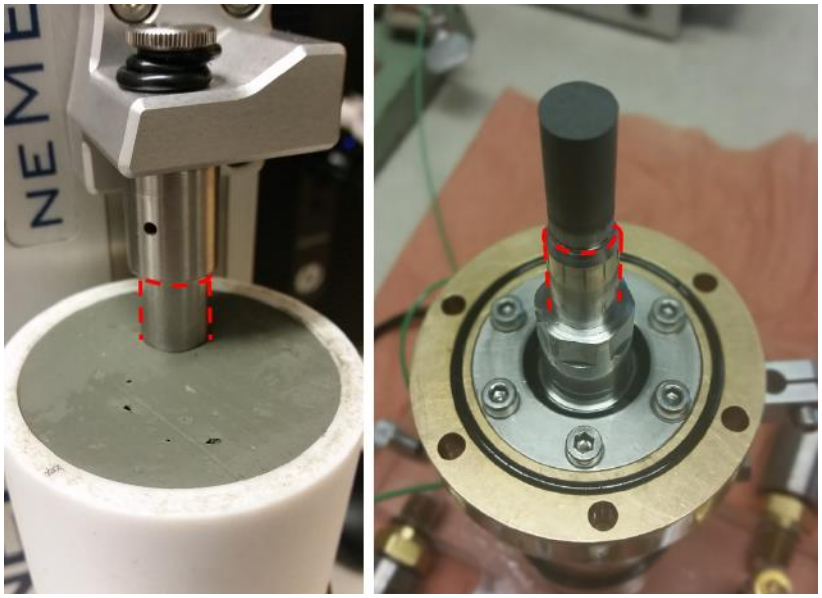


Figure 3. The sampling and mounting procedure of the X-CLAY miniature triaxial apparatus.

Some preliminary results demonstrate the capabilities of the X-CLAY apparatus in both conventional and non-standard stress paths. For instance, in Figure 4 a comparison of the stress path for a standard (50 mm diameter) and a miniature (10 mm) sample of 9 m deep silty clay from Utby, Gothenburg (soil characteristics descriptions can be found in Karlsson et al., 2106) is shown. One of the main motivations for the development of this cell is to shorten the duration of the drained test in low permeability soils, as well as to allow probing for a variety of η=q/p' values (Figure 5).

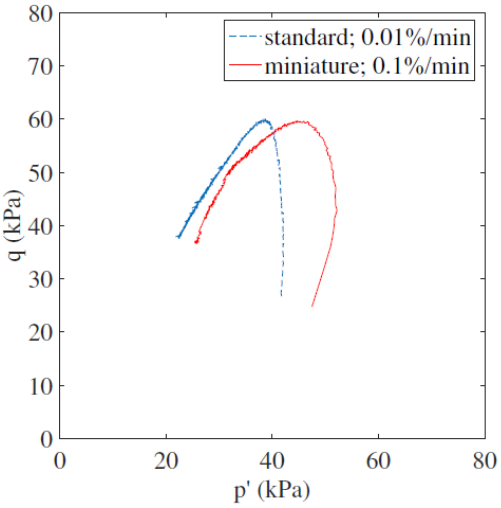


Figure 4. Undrained shear compression test of standard (d=50mm) and miniature (d=10mm) specimens.

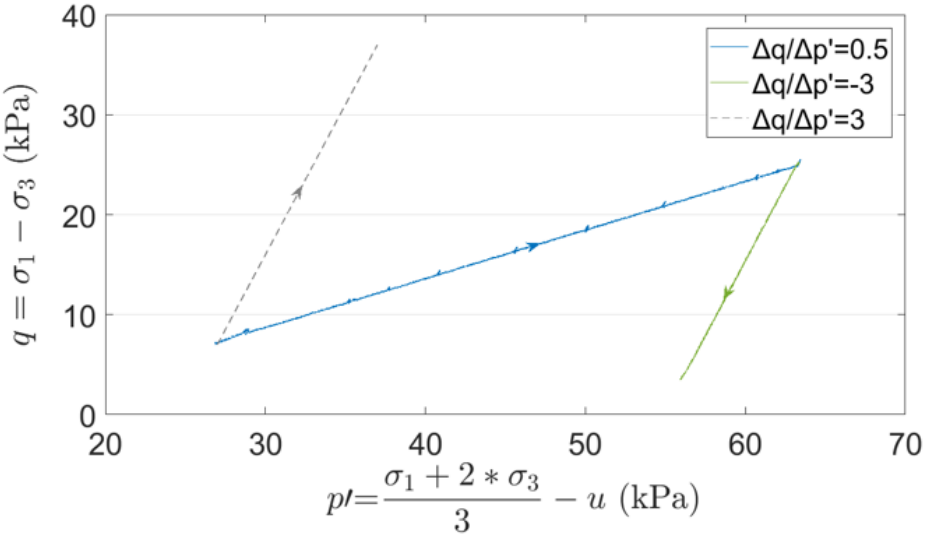


Figure 5. Drained compression paths using different Δq/Δp' stress-ratios.

2.2 X-ray Computed Tomography (XCT)

X-ray transmission methods are well known in everyday life, mostly from the field of medicine. The most well known is X-ray radiography commonly used to image the bone structure that contrasts the soft tissues in the human body. X-ray radiography is based on the principal that different materials absorb different amounts of X-ray radiation, depending on their density (the bone is denser than the

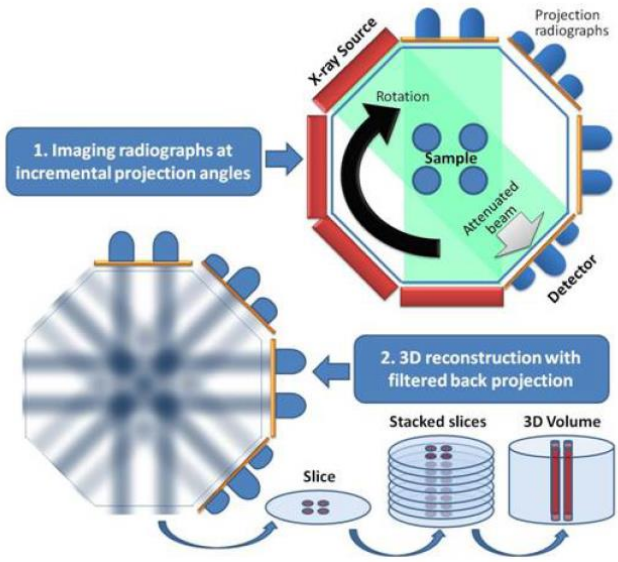


Figure 6. Schematic representation of the process generating 3D X–ray absorption-based images from the reconstruction of 2D radiographic projection around the sample. (source: Carnegie Mellon University)

tissue, thus absorbs more X-rays). Therefore, when a body with density differences in its interior structure is exposed in X-ray radiation the results is a summation of all the density differences on a detector, such as a typical 2D image of the skeleton in a hospital radiography. X-ray tomography is an extension of radiography in three dimensions. Once a necessary number of projections is acquired while the sample is

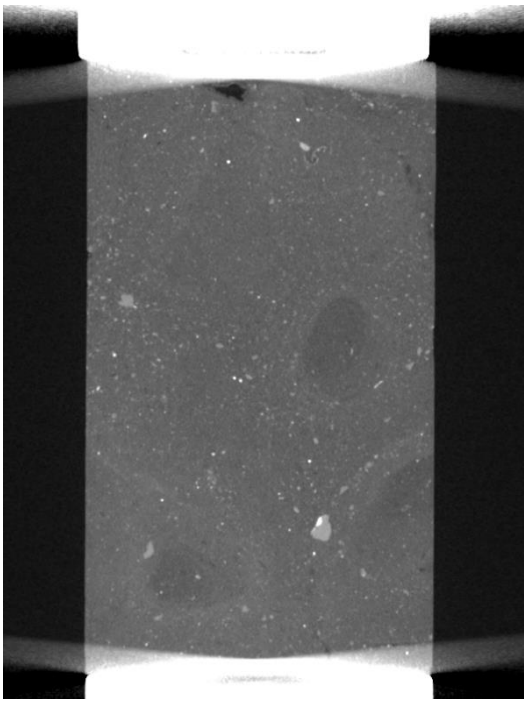


Figure 7. Cross-section in the middle of a silty clay sample from Utby-Gothenburg in the X-CLAY triaxial cell.

rotated (fixed detector), through an algorithm these radiographies are back projected, reconstructing a 3D volume image of the sample (Figure 6).

In the case of soft natural clays, the contrast is obtained be the density difference between the silt grains and the clay matrix (Figure 7) and to a lesser extent between the pores and the clay matrix (and silt grains). This information is valuable in order to look into the structure of a multi-phase material at the mesoscale (sufficiently small length scales to discern crucial mechanisms, but still too large to observe individual clay platelets) and further investigate the influence of silt on the deformation characteristics of the material. Nevertheless, the big advantage of the method is not just the qualitative observations, but the quantification of deformation patterns of the specimen. The 3D digital images obtained at different stages during the triaxial test can be used to calculate accurately (relatively to the image resolution) the spatially distributed displacement and subsequently the strain fields within the sample, by a method called Digital Image Correlation (DIC).

DIC compares a characteristic identity (unique distribution of measured voxels, corresponding to the density variations in the clay) within a subvolume in two images, i.e. reference and deformed. For every subset (subvolume) in the reference image the most similar subset (subvolume) is matched in the deformed image by a correlation algorithm. The required shift of the subset for the two images is the displacement for each node. The correlation function can be the scalar product of the two subvolumes or more advances normalised correlation functions. Additional sub-pixel accuracy can be achieved by (intensity and peak) interpolation techniques. This procedure is schematically described in Figure 8, originally from Tudisco et al. (2015).

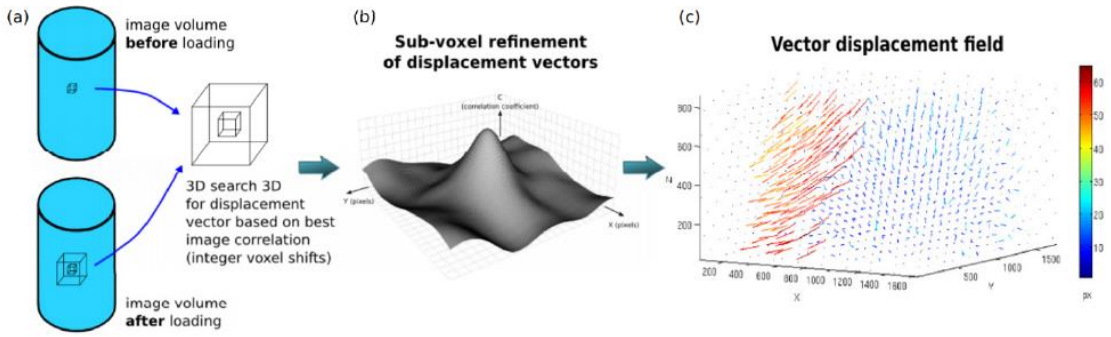


Figure 8. Schematics of a 3D-volumetric DIC analysis approach: (a) two subsets of voxels are correlated, moving one of them inside a search window, to find the integer displacement; (b) the subvoxel displacement is given by the maximum of a mathematical function interpolating a set of correlation coefficients; (c) repeating this procedure in a grid of points gives the 3D displacement field.

3 DISCUSSION

This work aims to underpin the current understanding of macroscale behaviour of soft (sensitive) clays obtained during an extensive period of element testing with a new insights of the materials internal behaviour that now can be obtained using non-invasive observations. A matter of great importance is to examine the material in its natural state (i.e., void ratio, water content, intact fabric). As opposed to prior work using advanced microscopy this is achieved by the presented set up, as well as that a third spatial (3D) and temporal dimension (time evolution) are added. The latter enables continuous hydro-mechanical probing in triaxial space with simultaneous monitoring of the internal structural response.

Finally miniature testing is not limited to advanced testing using advanced non-invasive imaging techniques. It, also, offers the unique opportunity to mitigate sample disturbance issues in classic STII piston samples as well as significantly reducing the test duration for triaxial tests available to standard geotechnical design.

ACKNOWLEDGEMENTS

The financial support of Vetenskapsrådet (no. 491401) and Trafikverket (Branschsamverkan I Gruden; BIG) is greatly acknowledged.

REFERENCES

Bishop A.W., Wesley, L.D., 1975. *A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing*. Géotechnique, 25(4):657–670.

Bohor B. F., Hughes R. E., 1971. *Scanning electron microscopy of clay and clay minerals.* Clays and Clay Minerals, 19: 49–54.

Delage P., Lefebvre G., 1984. *Study of the structure of a sensitive champlain clay and of its evolution during consolidation*. Canadian Geotechnical Journal, 21(1):21–35.

Ebrahimi D., Pellenq R. J.-M., Whittle A. J., 2012. *Nanoscale elastic properties of montmorillonite upon water adsorption*. Langmuir, 28: 16855–16863.

Hattab M., Fleureau J.-M., 2010. *Experimental study of kaolin particle orientation mechanism*, Géotechnique, 60, 323–331.

Iversen K., Moum J., 1974. *The paraffin method-triaxial testing without a rubber membrane*. Géotechnique, 24(4):665–670.

Karlsson M., Emdal A., Dijkstra J., 2016. *Consequences of sample disturbance when predicting long-term settlements in soft clay.* Canadian Geotechnical Journal, 53: 1–13.

Pusch R., 1970. *Microstructural changes in soft quick clay at failure.* Canadian Geotechnical Journal 7(1):1-7

Torrance, J.K., 1983. *Towards a general model of quick clay development.* Sedimentology, 30(4):547–555.

Tudisco E., Hall S.A., Charalampidou E.M., Kardjilov N., Hilger A., Sone H., 2015. *Full-field measurements of strain localisation in sandstone by neutron tomography and 3d-volumetric digital image correlation*. Physics Procedia, 69:509–515.

INTELLIGENT PACKNING MED AUTOMATISK FREKVENSSTYRNING SPARAR TID, PENGAR OCH MILJÖPÅVERKAN

Carl Wersäll

KTH, Avd. Jord- och Bergmekanik

SAMMANFATTNING

En ny packningsmetod för vibrationsvältar har utvecklats som tillämpar automatisk frekvensstyrning, där packningsfrekvensen justeras automatiskt och kontinuerligt så att resonans erhålls. Genom detta förfarande fås en mer effektiv packningsprocess som sannolikt kan minska antalet överfarter. Utöver det innebär frekvensstyrningen i praktiken en påtaglig sänkning av frekvensen vilket ger en betydligt lägre bränsleförbrukning och miljöpåverkan samt mindre maskinslitage. När jorden packas vid resonansfrekvensen optimeras interaktionen mellan valsen och jorden vilket resulterar i optimalt utnyttjande av energin samtidigt som deformationer och töjningar i jorden förstärks.

Denna artikel är ett sammandrag av en nyligen publicerad konferensartikel (Wersäll et al. 2018b) och beskriver fullskaleförsök där automatisk frekvensstyrning för första gången har testats i fält.

SUMMARY

A new compaction method for vibratory rollers has been developed, which applies automatic frequency control where the compaction frequency is automatically and continuously adjusted so that resonance is obtained. This procedure gives a more efficient compaction process that possibly can reduce the number of passes. In addition, frequency control implies lowering the frequency, which significantly reduces the fuel consumption and environmental impact as well as machine wear. When the soil is compacted at the resonant frequency, the interaction between the drum and the soil is optimized, which results in an optimal usage of the energy while deformations and strains in the soil are amplified.

This paper is a summary of a recent conference paper (Wersäll et al. 2018b) and describes full-scale tests where automatic frequency control has been tested in field for the first time.

1 INLEDNING

Packning av väg- och järnvägsbankar är nödvändigt för att erhålla en konstruktion som inte upplever omlagring och sättningar i driftskedet. Den vanligaste metoden är med vibrationsvält (Figur 1), vilket möjliggör en jämn packning över långa sträckor.

Processen är dock tidsödande och står för en relativt stor del av projektens miljöpåverkan. I den kommande utbyggnaden av nya stambanor i Sverige planeras en stor del att byggas med så kallad ”slab track”, dvs. med fixerat spår i en betongplatta. Denna lösning är mycket känslig för sättningar och därför kommer det bli nödvändigt att utforma packningsarbetet på ett sådant sätt att egensättningar i banken minimeras. Sättningar i bankmaterialet kan uppkomma till följd av omlagring och nedbrytning. En väl packad bank minskar risken för egensättningar men en viktig fråga är också hur homogent packat materialet är. Som följd av utläggningsprocessen uppkommer spänningsgradienter som med tiden utjämnas och orsakar omlagring. Det kommer därför vara av yttersta vikt att bankar för höghastighetsjärnväg är både väl och homogent packade.



Figur 1. Packning med vibrationsvält.

En central parameter vid packning är frekvensen med vilken valsen vibrerar. Denna är normalt manuellt justerbar inom ett mindre intervall men är vanligtvis inställd på den högsta möjliga frekvensen. I ett forskningsprojekt har vibrationsfrekvensens inverkan på packningsresultatet undersökts där resultaten har visat att packning är som mest effektiv nära resonansfrekvensen av vält-jordsystemet, medan vältars standardfrekvens ligger långt över resonansfrekvensen (Wersäll et al. 2017, 2018a). Projektet är ett samarbete mellan KTH, Trafikverket och Dynapac och finansieras av Branchsamverkan i Grunden (BIG), SBUF, Trafikverket och Peab.

1.1 Frekvensstyrning

Mot bakgrund av resultat från tidigare försök har en ny packningsmetod utvecklats som tillämpar automatisk frekvensstyrning. Metoden bygger på att automatiskt och kontinuerligt justera vibrationsfrekvensen så att den alltid är nära resonans i vält-jordsystemet. Det innebär i praktiken en påtaglig sänkning av frekvensen samt att den kontinuerligt varierar. Den lägre frekvensen innebär en kraftigt minskad bränsleförbrukning och således miljöpåverkan och minskar även maskinslitaget. I denna artikel presenteras fullskaleförsök där frekvensstyrning har testats på en provbank i fält. Resultaten har presenterats av Wersäll et al. (2018b).

2 FÄLTFÖRSÖK

Försöken utfördes i anslutning till byggandet av Kardonbanan i Norrköping. Prototypvälten av baserad på en Dynapac CA6500D med statisk linjelast 65 kN/m och totalvikt 20 900 kg (Figur 2). Välten kan arbeta både konventionellt med en fast frekvens (28 Hz) eller med automatisk frekvensstyrning i intervallet 17-28 Hz vid hög amplitud (2,1 mm nominell amplitud).

Provbanken (Figur 2) bestod av 1 m krossad sprängsten 0-150 mm enligt krav för förstärkningslager i AMA Anläggning DCH.15 på en terrassyta av grusig siltmorän. Undergrundens höga finjordshalt (ca 35 %) i kombination med stora regnmängder gav en relativt låg styvhet på terrassen (E_{v2} ca 65 MPa i genomsnitt). Banken packades i endast ett skikt, dvs. hela bankens tjocklek, men lades ut två skikt för att möjliggöra installation av mätutrustning. Byggtrafik orsakade viss initial packning på överytan samt mitt i banken.



Figur 2. Packningsförsök (vänster) och provbank (höger).

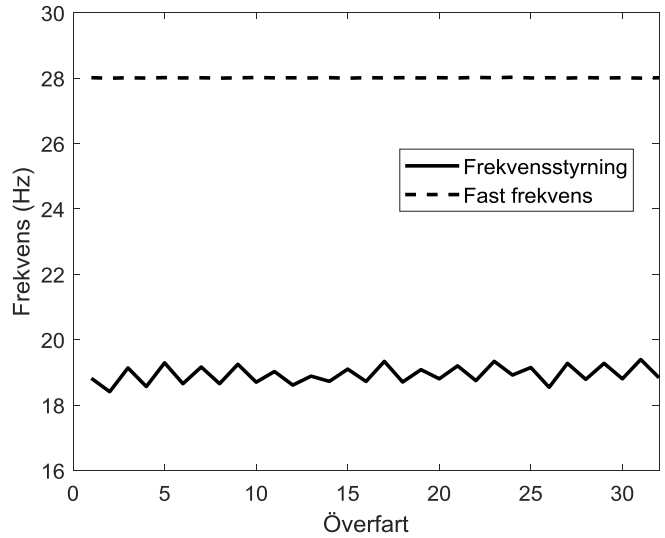
Bankens överyta var 10 m bred och 28 m lång och var inte packad över hela ytan utan snarare i två parallella vältstråk, ett med frekvensstyrning och ett med fast frekvens. Detta för att på ett kontrollerat sätt kunna studera skillnaderna mellan de två metoderna. Varje stråks bredd motsvarade valsbredden 2,13 m och de var placerade med 2 m mellanrum från kant till kant (c/c 4,13 m). Båda vältstråken packades i 32 överfarter med hög amplitud.

Sättningen av överytan mättes i 63 punkter per vältstråk efter 0, 2, 4, 8, 12, 16, 20, 24 och 32 överfarter, vilket resulterade i totalt 1134 sättningsmätningar. Statiska plattbelastningsförsök (PLT) utfördes i 8 punkter per vältstråk efter 8 och 32 överfarter, resulterande i totalt 32 försök. Fallviktsapparat (FWD) tillämpades i 4 punkter längs varje vältstråk efter 32 överfarter med lasterna 30 kN och 50 kN, dvs. totalt 16 mätningar.

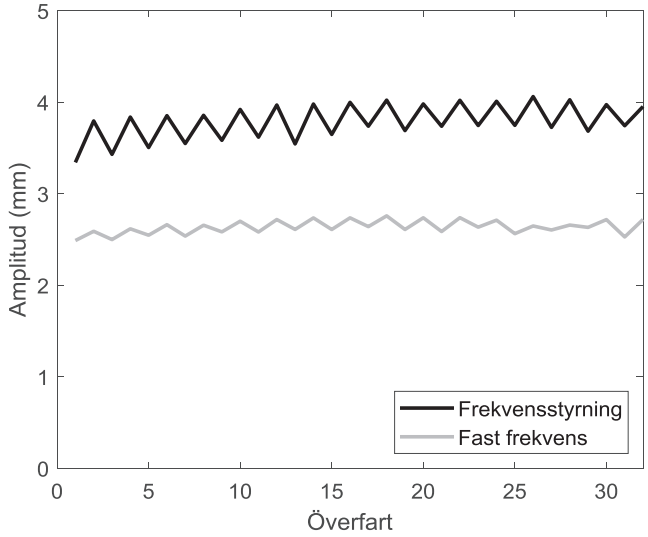
Komprimeringen i banken mättes med töjningsgivare i form av EMU-spolar (Epsilon Measuring Unit), installerade i två sektioner per vältstråk. Spolarna placeras i staplar och avståndet mellan varje spolpar kan mätas så att bankens komprimering på olika djup erhålls. Varje mätsektion bestod av sex EMU-spolar, vilket resulterade i fem mätavstånd från terrassnivå upp till 30-50 mm under överytan. Avläsning gjordes efter 0, 2, 4, 8, 12, 16, 20, 24 och 32 överfarter.

3 RESULTAT

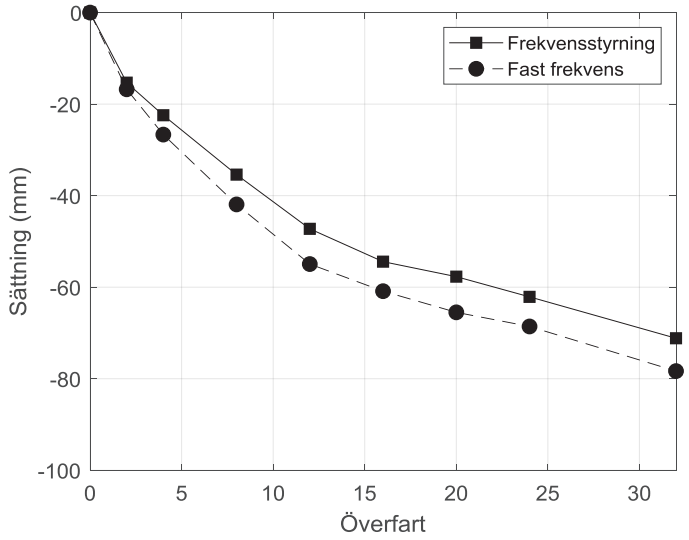
Valsens vibrationsfrekvens visas i Figur 3, där den fasta frekvensen är konstant 28 Hz medan frekvensstyrning (medelfrekvens) varierar. Eftersom frekvensstyrningen automatiskt varierar frekvensen till resonans, erhålls en betydligt lägre frekvens. Valsens förskjutningsamplitud visas i Figur 4. Amplituden är påtagligt högre med frekvensstyrning, trots att centrifugalkraften (frekvensberoende) är betydligt lägre. Således fås en större deformation i underlaget till en lägre energiförbrukning. Figur 5 visar uppmätta sättningar på överytan (medelvärde). De totala sättningarna är något högre med fast frekvens men dessa mätningar innefattar både komprimering av banken och terrassens sättningar.



Figur 3. Packningsfrekvens.

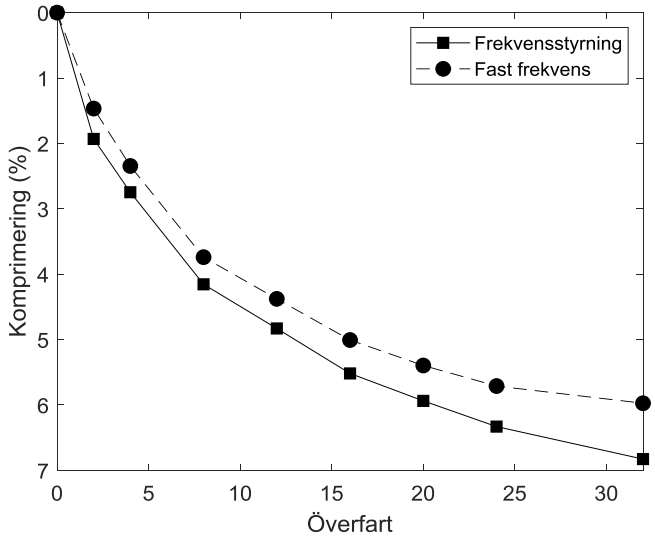


Figur 4. Förskjutningsamplitud.

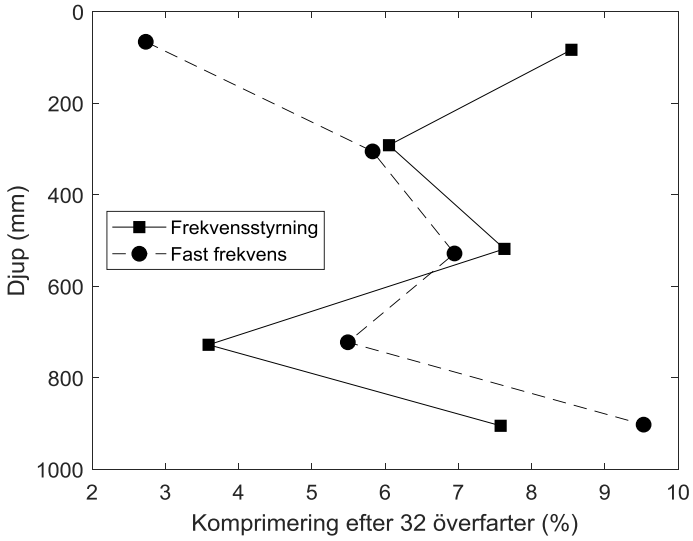


Figur 5. Sättning av överytan.

Figur 6 visar den totala komprimeringen uppmätt med EMU-spolar (genomsnitt av de två sektionerna), vilken är större på den del av banken som har packats med frekvensstyrning. Detta tyder på att den större sättningen på överytan med fast frekvens (Figur 5) är orsakad av en större sättning i undergrunden. Figur 7 visar komprimeringsprofilen efter 32 överfarter och det kan observeras att fast frekvens har något bättre djupverkan medan frekvensstyrning ger en påtagligt bättre packning nära ytan. Det beror på den dynamiska interaktionen mellan valsen och jorden där valsen, vid resonans, utnyttjar jordens egensvängning. Vid en hög frekvens rör sig valsen och jorden ur fas, vilket resulterar i att energi omvandlas till friktion och orsakar en uppluckring. Bättre packning i ytan kan eliminera behovet av efterföljande överfarter med låg eller statisk amplitud. Komprimeringsprofilen visar en mer homogent packad bank då frekvensstyrning tillämpas.



Figur 6. Total komprimering från EMU-spolar.



Figur 7. Komprimeringsprofil efter 32 överfarter från EMU-spolar.

Tabell 1 visar den genomsnittliga uppmätta E_{v2}-modulen från plattbelastningsförsök efter 8 och 32 överfarter och den genomsnittliga ytmodulen från fallviktsapparat efter 32 överfarter. Styvheten på överytan efter 8 överfarter är mycket lika för de två packningsmetoderna. Efter 32 överfarter är dock styvheten påtagligt högre på den del av banken som har packats med frekvensstyrning, vilket är en effekt av den bättre packningen i ytan. Styvhetsmätningarna visar att slutresultatet är en bättre packad bank då frekvensstyrning tillämpas. Dessutom undviks dubbelhopp, vilket annars uppstår vid hög frekvens (i detta fall efter 18 överfarter) och vilket normalt resulterar i att amplituden måste sänkas.

Tabell 1. Genomsnittlig styvhet från plattbelastningsförsök (Ev_2-modul) och fallviktsapparat (ytmodul).

	PLT Ev_2 8 överfarter	PLT Ev_2 32 överfarter	FWD 30 kN 32 överfarter	FWD 50 kN 32 överfarter
Frekvensstyrning	108 MPa	157 MPa	197 MPa	201 MPa
Fast frekvens	105 MPa	135 MPa	168 MPa	170 MPa

4 SLUTSATSER

Resonanspackning med automatisk frekvensstyrning testades i fullskaleförsök i fält. Genom att utnyttja resonans i det kopplade dynamiska vält-jordsystemet förstärks deformationer och töjningar i jordmaterialet, vilket leder till en mer effektiv packning samtidigt som omvandlingen från packningsenergi till friktion i ytan minimeras och interaktionen mellan valsen och jorden optimeras. Genom att tillämpa frekvensstyrning minskar såväl energi- och bränsleförbrukning som maskinslitage tack vare den lägre frekvensen. Den främsta ökningen av packningseffektiviteten sker i ytan vilket resulterar i en påtagligt högre styvhet och som kan eliminera behovet av ytterligare överfarter med låg eller statisk amplitud. Det bör därför vara möjligt att minska det totala antalet överfarter och således tidsåtgången samt en ytterligare besparing av bränsleförbrukning och miljöpåverkan. Vidare erhålls en mer homogent packad bank som minimerar spänningsgradienter, vilket är gynnsamt i driftskedet ur ett sättningsperspektiv.

5 REFERENSER

Wersäll, C., Nordfelt, I., Larsson, S., 2017. Soil compaction by vibratory roller with variable frequency, *Géotechnique*, 67(3): 272-278.

Wersäll, C., Nordfelt, I., Larsson, S., 2018a. Resonant roller compaction of gravel in full-scale tests. *Transportation Geotechnics*, 14: 93-97.

Wersäll, C., Nordfelt, I., Larsson, S., 2018b. Roller compaction of rock-fill with automatic frequency control, Anniversary Symposium – 40 Years of Roller Integrated Continuous Compaction Control (CCC), November 29th, 2018, Vienna, Austria.

EN ICKE-DESTRUKTIV METOD FÖR BESTÄMNING AV VÄRDEN PÅ MATERIALPARAMETRAR I FYLLNINGSDAMMAR

Jasmina Toromanovic, Hans Mattsson, Sven Knutsson, Jan Laue

Luleå tekniska universitet

SAMMANFATTNING

Vid utvärdering av fyllningsdammars säkerhets behövs ofta stöd av numerisk modellering för beräkning av deformationer och stabilitet. En vanlig problematik är att erhålla värden på materialparametrar till modellering för materialet i fyllningsdammarna. Ofta finns inte tillräckligt underlag. Att ta upp prover är vanligtvis ett alternativ, men för dammar skulle provtagning kunna ha negativa konsekvenser för funktionen och säkerheten. Icke destruktiva alternativ finns. Ett sätt att bestämma värden på materialparametrar är att återskapa en digital kopia av en damm. Detta utförs med så kallad inversanalys där en numerisk modell kalibreras mot fältmätningar. För att modellen och verkligheten ska stämma överens med varandra kalibreras indata till den numeriska modellen. Kalibreringen sker med hjälp av en automatiserad process. När kalibreringarna är färdiga, kan den numeriska modellen användas till prediktioner av dammens framtida beteende. Metodiken har även visat sig vara användbar i fall med typiska mätfel i datat från fältmätningarna.

SUMMARY

When performing predictions of future behaviour and assessments of the safety for embankment dams, numerical modelling if often needed as support. For embankment dams a usual issue is to obtain values of the material parameters for the material in the dam. Sampling is not easily performed, and it could also negatively affect the performance and safety of the dam. One way to determine values of the material parameters is to create a digital copy of the dam by utilizing so called inverse analysis. The created numerical model is then calibrated towards field measurements. To make the reality and the model correspond to each other, the input data for a numerical model is calibrated. The calibration is done by an automatized process. Further, the calibrated model could be used in predictions of future dam behaviour. The methodology has been shown to work even for field data containing errors of a usual magnitude.

1 DIGITALA TVILLINGAR OCH FYLLNINGSDAMMAR

Vid beräkning av deformationer och stabilitet för jord- och stenfyllningsdammar används numerisk modellering ofta som stöd. Sedan numerisk modellering började tillämpas på fyllningsdammar av Clough & Woodward (1967), har den numeriska metoden använts i analyser där traditionella metoder baserade på gränslastanalys inte är tillräckliga.

För att genomföra en tillförlitlig numerisk analys, behövs värden på materialparametrar som definierar spännings-töjningssambanden för materialen i dammen. Materialen i en fyllningsdamm varierar, då de olika zonerna är konstruerade för att ha olika funktioner. För befintliga dammar är det ofta en utmaning att erhålla information om det mekaniska beteendet hos de ingående materialen. Många dammar är gamla och det kan därför finnas en begränsad mängd information tillgänglig om materialen och konstruktionsmetoderna. Inom geotekniken genomförs vanligtvis provtagning, som sedan följs av laboratorieprovning för att bestämma mekaniskt beteende. Traditionell provtagning kan påverka dammkroppen negativt vad gäller dammens funktion och säkerhet, speciellt om provtagningen utförs i den centrala täta delen av dammen. Icke-destruktiva metoder för bestämning av parametervärden vore därför fördelaktiga att tillämpa när det finns nackdelar med provtagning.

Idag nyttjas metoder baserade på artificiell intelligens för att återskapa digitala kopior av verkliga objekt. Flygplansindustrin har att välutvecklat koncept med sina ”digitala tvillingar”, se GE (2016). Konceptet bygger på att en modell av verkligheten uppdateras kontinuerligt mot verkliga mätningar, där metoden kan identifiera kritiska komponenter och ge förslag på åtgärder. För fyllningsdammar har inte denna metod tillämpats i någon större utsträckning. Det utförs dock mätningar utanpå och inuti en fyllningsdamm, och dessa mätningar skulle kunna nyttjas för att skapa en digital tvilling genom inversanalys. Görs detta, finns inget behov av destruktiv provtagning.

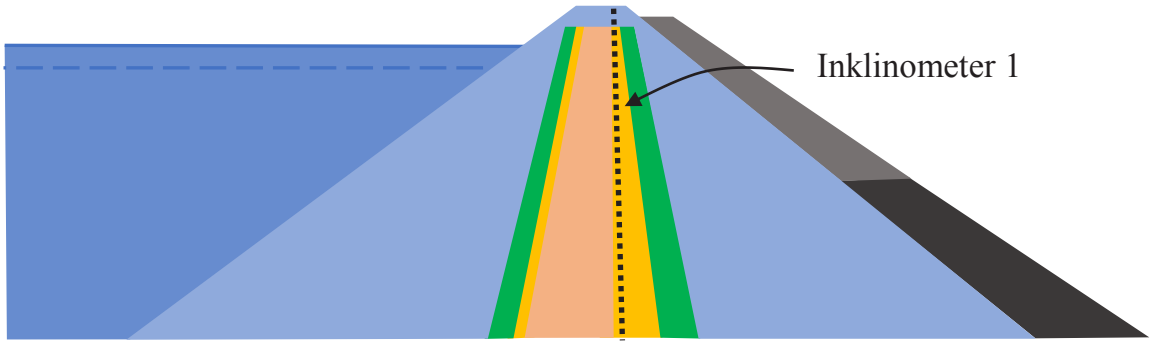
I denna artikel presenteras metodiken kring inversanalys samt hur den tillämpas på en fyllningsdamm. Detta följs av prediktioner av framtida beteende för samma fyllningsdamm i samband med dammsäkerhetshöjande åtgärder, där modelleringen har baserats på materialparametervärden erhållna från en inversanalys. Slutligen visas det hur inversanalys fungerar vid fel i mätdata. Mer information hittas i Toromanovic (2018).

2 DEN STUDERADE DAMMEN

Den studerade dammen är en traditionell jord- och stenfyllningsdamm, som byggdes på 60-talet med en höjd på 45 meter. Dammen är byggd med en central tätkärna bestående av morän. Fin- och grovfilter finns på sidorna om tätkärnan.

Stödfyllningsmaterialet består av sprängsten. Dammsäkerhetshöjande åtgärder har utförts på dammen, i form av stödbankar på nedströmssidan.

En sektion av dammen presenteras i Figur 1. Bilden är något förenklad, då det i verkligheten finns horisontella filter i dammen. I dammen finns olika typer av instrumentering; för mätning av rörelser, portryck och vattenflöde. I Figur 1 visas även positionen för en befintlig inklinometer.



Figur 1. Sektion av modellerad damm.

Finita elementprogrammet PLAXIS 2D har använts för att upprätta en numerisk modell av dammen. Modelleringen sker i följande steg:

- **Konstruktion av damm**
  - Utförs stegvis med horisontella lager
- **Uppfyllnad av vattenmagasin**
- **Konstruktion av stödbank**
  - Nedre del
  - Övre del

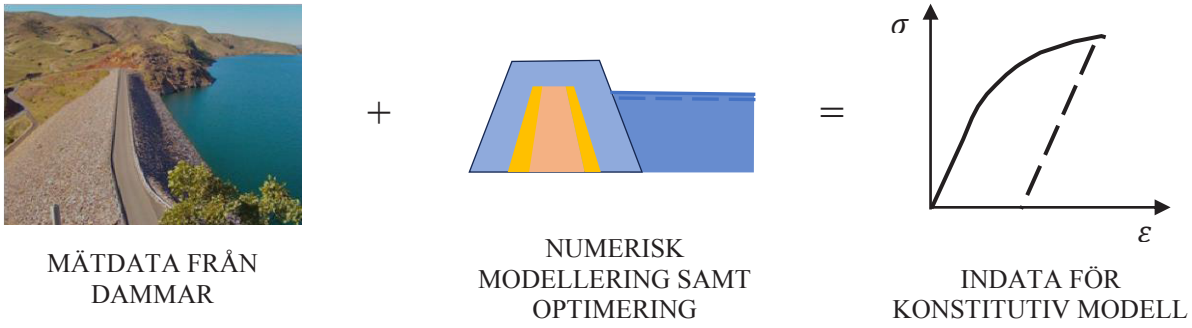
För att kunna utföra modelleringen behövs kunskap om spännings-töjningssambandet för materialen i dammen. Här kommer problematiken in kring bristfälligt underlag och svårigheter med att ta upp prover. Därför vore det fördelaktigt att använda inversanalys för att ta fram värden på materialparametrar.

3 INVERSANALYS – EN ICKE-DESTRUKTIV METOD FÖR FRAMTAGNING AV MATERIALPARAMETRARS VÄRDEN

3.1 Vad är idén med inversanalys?

En icke-destruktiv metod för identifiering av materialparametervärden är så kallad inversanalys. Metoden bygger på att kalibrera numeriska modeller mot fältmätningar. I kalibreringsprocessen ändras materialparametrarnas värden, dvs indatat för det valda spännings-töjningssambandet (den konstitutiva modellen), till dess att skillnaden mellan resultatet från den valda fältmätningen och den associerade responsen från den numeriska modellen är minimerad. För att automatisera processen nyttjas en sökalgoritm. Kalibreringen av den numeriska modellen, med ingående materialparametrar, är klar när ovanstående skillnad är

minimerad. Resultatet av inversanalysen är en uppsättning värden på materialparametrar för materialen i dammen, som är framtagna utan någon fysisk påverkan på dammkroppen. En skiss över processen visas i Figur 2.



Figur 2. Från mätdata till indata.

Baserat på idéer av Tarantola (1987), tillämpades inversanalys i geomekanik av Gioda & Maier (1980). Genom studier utförda på 80- och 90-talet har denna metodik utvecklats. Olika sökstrategier har använts i automatisering av processen. Levasseur (2007) var först med att introducera en genetisk algoritm, en form av artificiell intelligens, i ett geomekaniskt inversproblem. Vid Luleå tekniska universitet har forskningen tillämpats på fyllningsdammar, se Toromanovic (2018) och Vahdati (2014). Kopplat till att det är svårt att ta upp prover i befintliga dammar, är denna metodik ett utmärkt verktyg för att kunna hitta ett alternativ till traditionell förstörande provtagning.

3.2 Kalibreringsprocess – hur utförs inversanalysen för dammen?

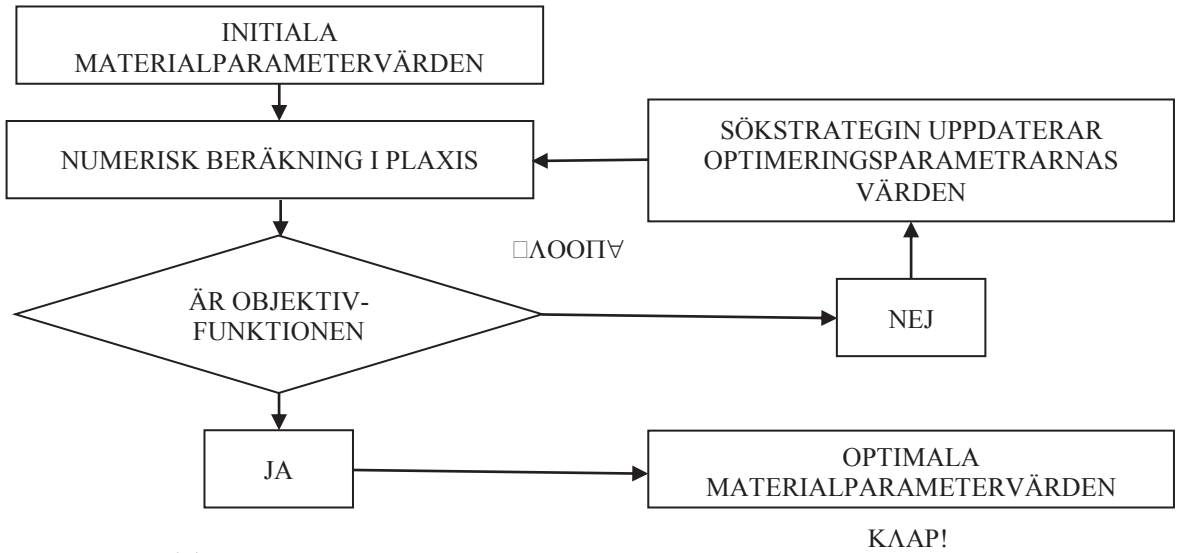
Inversanalys har utförts för dammen från Figur 1. För att utföra en sådan analys behövs några förberedelser:

- **Mätdata från fält**
  - Val av fältdata som ska användas.
  - Mätningar från ”Inklinometer 1” har valts.
- **Numerisk modell**
  - En modell som ska representera den verkliga dammen upprättas i PLAXIS 2D.
  - Här modelleras en sektion av dammen, från ett snitt i dammen som anses passande för tvådimensionell modellering.
  - Inversanalys har utförts för fallet när övre delen av stödbanken läggs till, se Figur 1.
- **Konstitutiv modell**
  - Det finns många olika konstitutiva modeller, allt från väldigt förenklade representationer av jordbeteende till komplexa konstitutiva modeller.
  - Konstitutiva modellen Hardening soil har använts i studien.

- **Vilka materialparametrar ska optimeras?**
  - En känslighetsstudie utförs för att ta reda på vilka parametrar i den valda konstitutiva modellen har störst inverkan vid simuleringar av mätdatat från fält.
  - Moduler för tätkärnan och för stödfyllningsmaterialet har identifierats ha störst inverkan vid simulering av horisontella deformationer i positionen för ”Inklinometer 1”. Därför har dessa moduler valts som optimeringsparametrar.

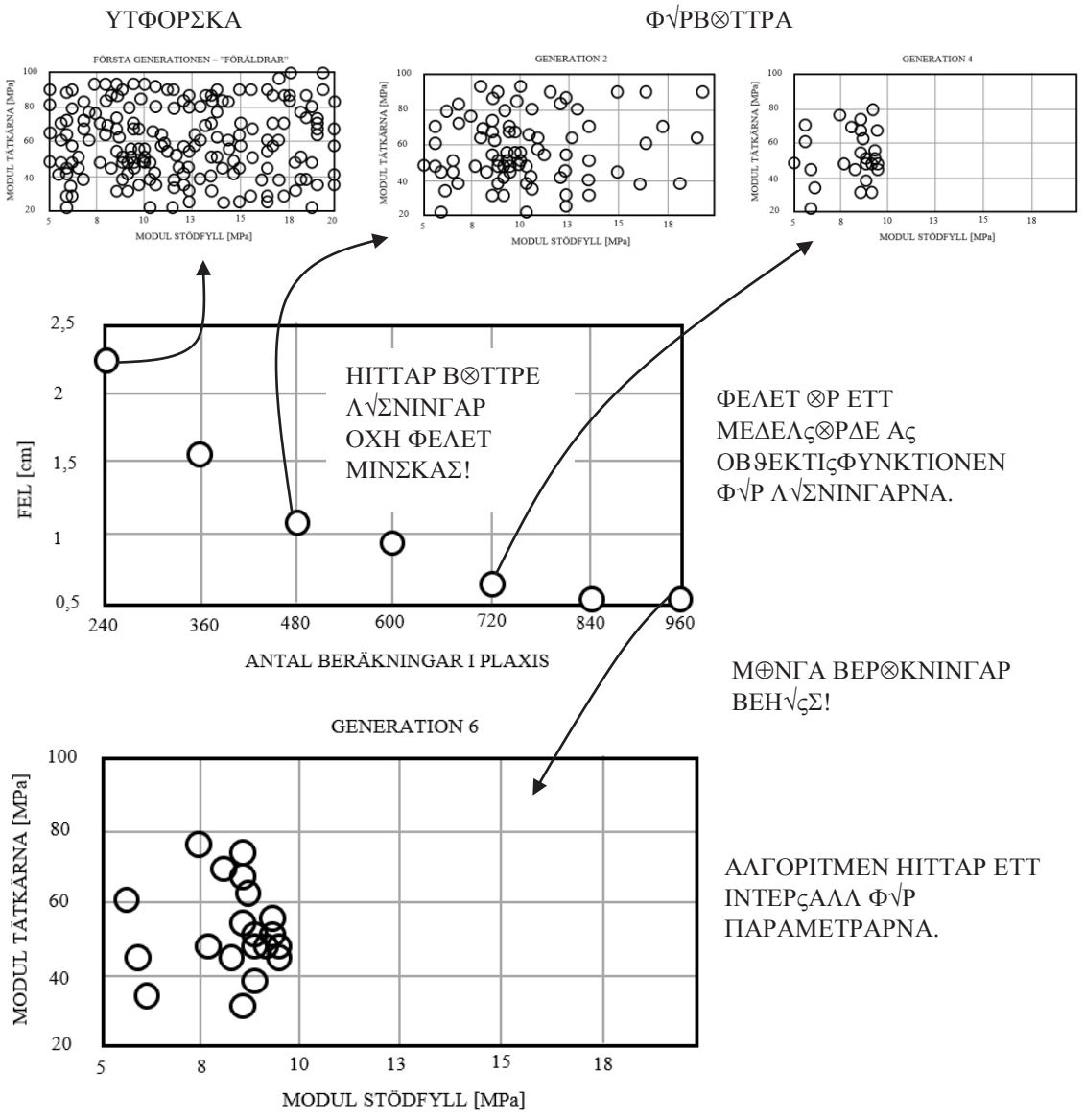
När förberedelserna för en inversanalys är gjorda, ska värden på de valda parametrarna optimeras fram. Inversanalysen utförs genom att PLAXIS kommunicerar med optimeringsprogrammet. Optimeringsprogrammet består av:

- **Objektivfunktion**
  - En funktion beräknar skillnaden mellan i fält uppmätta värden och dess associerade numerisk framtagna värden. Målet är att under analysens gång minimera denna skillnad.
- **Sökstrategi**
  - Söker lösningar, värden på optimeringsparametrar; har en strategi för att hitta de bästa lösningarna.
  - Här finns det många olika val, det är optimeringsalgoritmen som kan bygga på artificiell intelligens. Den använda genetiska algoritmen är en form av artificiell intelligens. Denna algoritm utvecklades på 70-talet av John Holland (1975) och Goldberg (1989) fortsatte detta arbete, vilket är basen till den använda sökalgoritmen av Levasseur et al. (2007).
- **Interaktion med en numerisk modell**
  - En numerisk modell uppdateras tills objektivfunktionen minimeras. Varje gång värden för optimeringsparametrarna uppdateras, utförs en ny beräkning i PLAXIS. Processen visas i Figur 3.



Figur 3. Kalibreringsprocess.

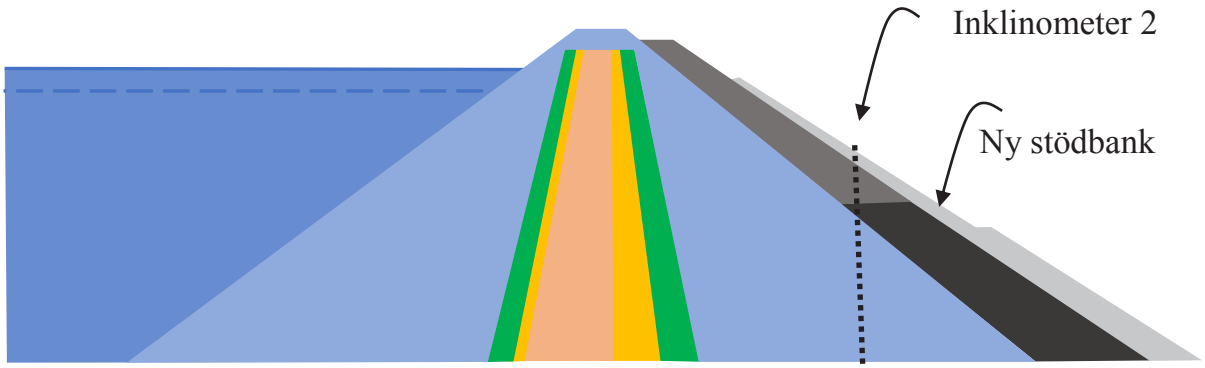
Ett varv i ”loopen” i Figur 3 motsvarar test av ett värde på modul för tätkärnan och ett värde på modul för stödfyllningsmaterialet genom en beräkning i PLAXIS. När algoritmen jobbar söker den först lösningar slumpmässigt över hela lösningsplanet. Därefter är fokus på att förbättra, genom att utveckla så kallade ”generationer”. Algoritmen bygger på evolutionära principer där de bästa lösningarna som ger minst fel behålls, sedan får ännu bättre lösningar utvecklas i nästkommande ”generationer” med dessa som bas – ”survival of the fittest”. Lösningarna fokuseras till ett mindre område i lösningsplanet när algoritmen jobbar. Att lösningarna blir bättre ses även på värdet av objektivfunktionen. Dess funktionsvärde minskas och detta innebär att skillnaden mellan verkliga mätvärden och motsvarande simulerade värden i modellen minskas (inklinometermätningar i detta fall). Till sist kommer de bästa lösningarna finnas representerade, som ett intervall för de valda parametrarna. I Figur 4 visas hur algoritmen jobbar.



Figur 4. Antalet lösningar minskar successivt i sökandet efter nya bättre lösningar.

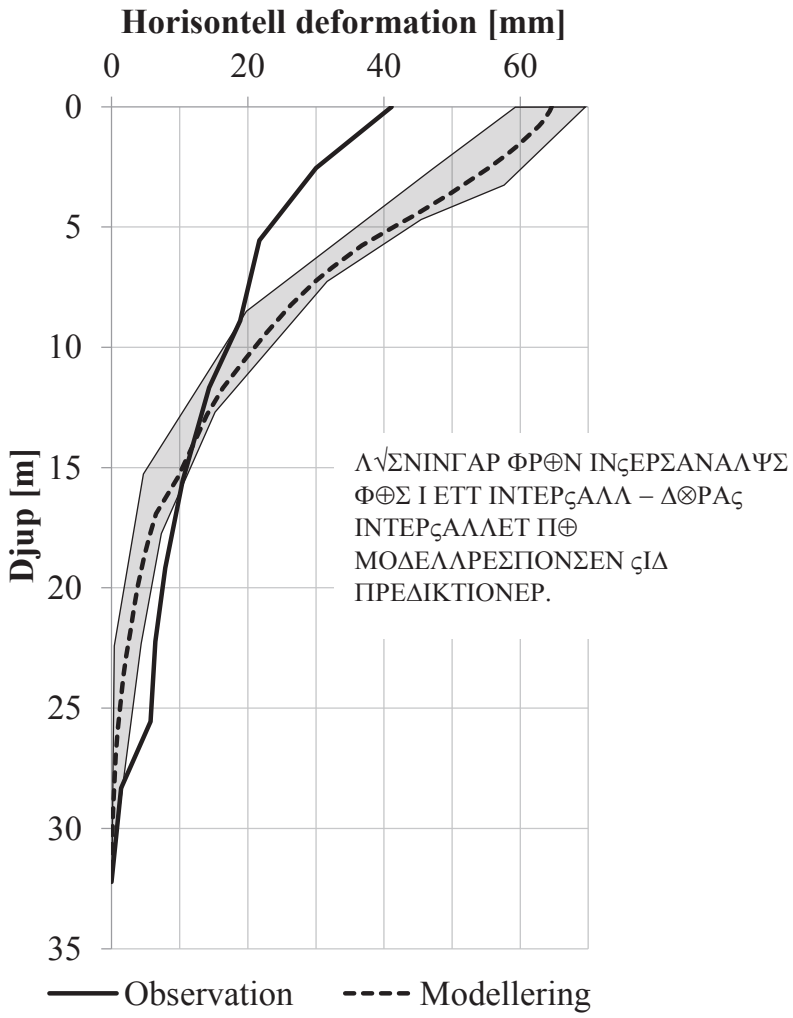
4 PREDIKTIONER MED MATERIALPARAMETERVÄRDEN FRÅN INVERSANALYS

En stor fördel med att utföra inversanalys, är att denna kalibreringsprocess resulterar i värden på materialparametrar som kan användas i modellering av framtida åtgärder. När dammen från Figur 1 förstärktes med en stödbank på nedströmssidan, se Figur 5, ville dammägaren veta vilka deformationer som kunde förväntas i samband med anläggningsarbetet. Med hjälp av utifrån inversanalys identifierade materialparametervärden (för en geometri utan den nya stödbanken) utfördes numerisk analys av deformationerna i dammen orsakade av anläggningsarbetet. I samband med anläggningsarbetet installerades ”Inklinometer 2”, se Figur 5. Från ”Inklinometer 2” fanns sedan mätdata tillgänglig för att jämföra med de beräknade deformationerna.



Figur 5. Modellerad damm med ny stödbank.

Från kalibreringsprocessen fås flera bra lösningar, alltså värden på optimeringsparametrarna. Dessa värden på optimeringspatametrarna kan tolkas som ett intervall. Om man simulerar i modellen med optimeringsparametrarnas värden, där modelleringen baseras på min- och maxvärden fås det grå området i Figur 6 som modellrespons. Baseras modellering på medelvärden, fås den streckade linjen. Även uppmätta deformationer i fält från ”Inklinometer 2” visas i Figur 6. En rimlig överensstämmelse mellan modellerade och uppmätta deformationer erhölls. Studien indikerar att framtida beteende för dammar kan predikteras baserat på materialparametervärden från inversanalys.

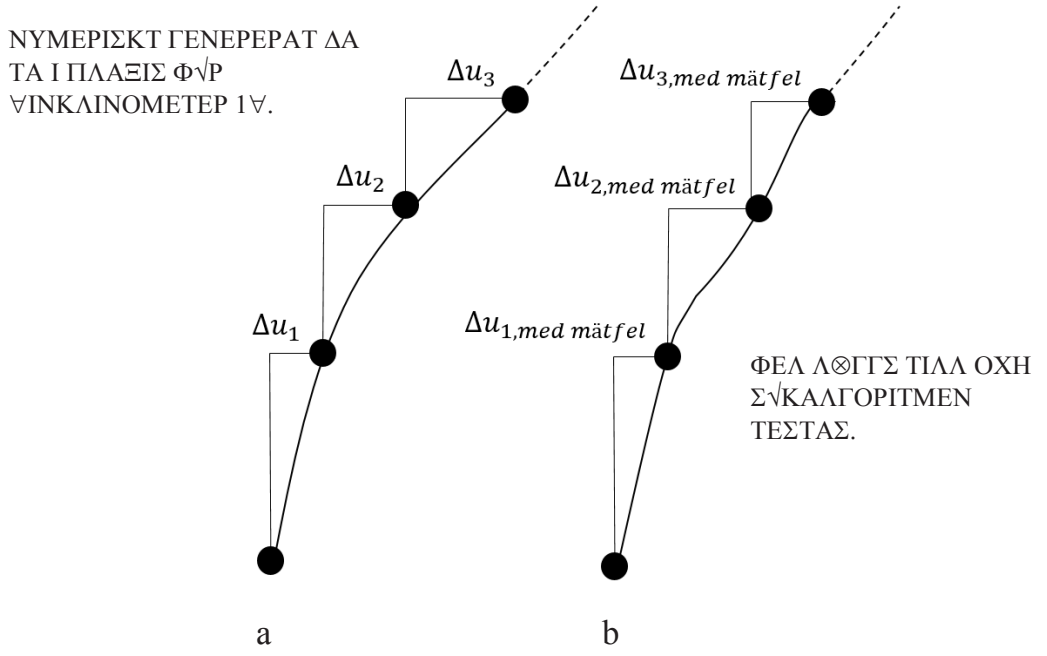


Figur 6. Observerade och modellerade inklinometerdeformationer.

5 KAN FEL I MÄTDATA HANTERAS AV INVERSANALYS?

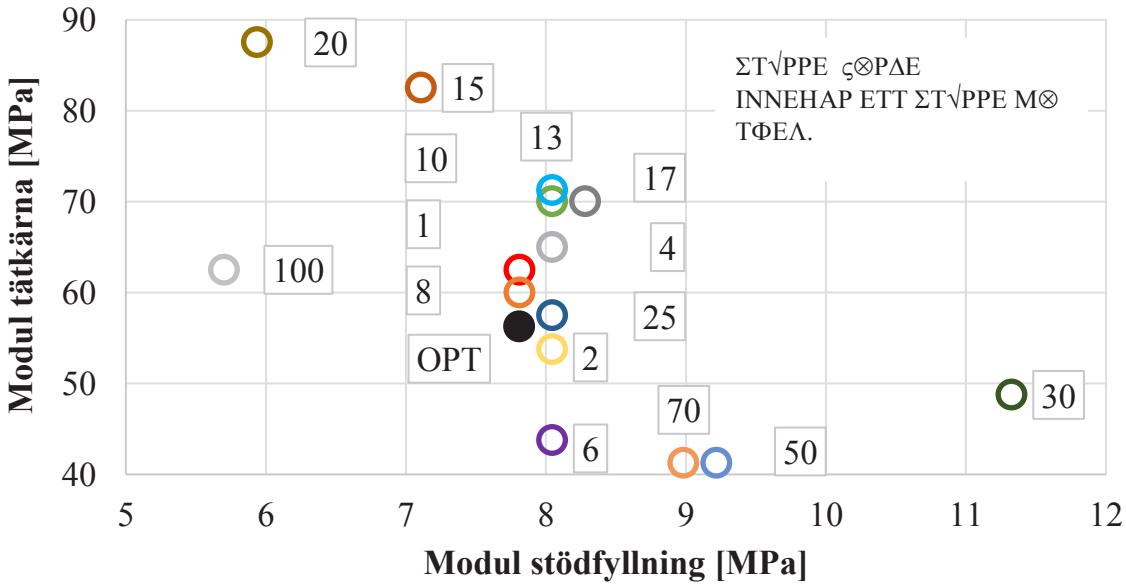
Vid mätningar föreligger felaktigheter, relaterade till exempelvis hantering eller installation av mätinstrumentet och även relaterade till instrumentets precision. För att undersöka hur den genetiska algoritmen hanterar mätfel, har inversanalys utförts där felaktigheter föreligger i mätdatat. I studien har numeriskt genererat data innehållande mätfel använts, s.k. syntetiskt data.

Figur 7a) visar en skiss på de syntetiska inklinometerdeformationerna, där Δu står för en horisontell rörelse. I Figur 7b) visas inklinometerdeformationer efter fel lagts till. Deformationerna i Figur 7a) har numeriskt simulerats utifrån en optimal lösning, kallad ”OPT” i Figur 8.



Figur 7. Skiss över hur fel läggs till i inklinometerdatat.

För att bedöma om den använda genetiska algoritmen kan hitta en bra lösning när inklinometerdeformationerna innehåller mätfel har lösningens närhet till den optimala lösningen ”OPT” utan mätfel undersökts, se Figur 8.



Figur 8. Bästa lösningarna presenterade för inklinometerdata med mätfel.

Även om inklinometerdatat innehåller fel, så kan fortfarande rimliga lösningar hittas av den genetiska algoritmen. Detta kan ses då lösningarna för ganska många mätfel

samlas runt ”OPT” i Figur 8. Detta betraktas som en värdefull egenskap hos den genetiska algoritmen eftersom mätfel förekommer i fältmätningar.

Mikkelsen (2003) utvärderade fel från inklinometermätningar. När dessa fel jämförs med felen från den här utförda studien visar det sig att den genetiska algoritmen kan hitta en lösning även när det är stora fel i mätdatat. Detta är en av styrkorna med en genetisk algoritm, att den fortsätter jobba.

6 SLUTORD

De utförda studierna har visat att inversanalys är lämplig att använda för befintliga fyllningsdammar när de mekaniska egenskaperna för de ingående materialen ska bestämmas. Inversanalysens resultat utgör ett steg i riktning mot en bättre bas för prediktioner av framtida dammbeteende.

I en delstudie har inverkan av mätfel vid inklinometermätningar på inversanalysens prestanda undersökts. Sökstrategin hittar bra lösningar på parametervärden för vanligt förekommande fel i inklinometermätningar. Den använda sökstrategin är användbar, även när mätdatat finita elementmodellen kalibreras mot inte är perfekt. Mätdatat som används i inversanalyser behöver inte vara perfekt för att vara användbart.

7 FORTSATT FORSKNING

I forskargruppens fortsatta forskning vid Luleå tekniska universitet kommer metodiken kring inversanalys utvecklas genom att:

- inkludera fler parametrar i optimeringen, även andra konstitutiva modeller
- optimera mot andra typer av fältmätningar
- tillämpa andra sökalgoritmer
- jämföra resultat från inversanalys med laboratorieresultat
    - Samarbete med LKAB är påbörjat, där inversanalysresultat av gruvdammen i Malmberget jämförs med laboratorieresultat.

8 TACK TILL

Ett stort tack riktas till "Svenskt vattenkraftcentrum - SVC", vars verksamhet på LTU möjliggjort arbetet. SVC har etablerats av Energimyndigheten, Energiforsk och Svenska Kraftnät tillsammans med Luleå tekniska universitet, Kungliga Tekniska Högskolan, Chalmers Tekniska Högskola och Uppsala Universitet.

Medverkande företag och branschorganisationer är: Andritz Hydro, Boliden, Fortum Generation, Holmen Energi, Jämtkraft, Karlstads Energi, LKAB, Mälarenergi, Norconsult, Rainpower, Skellefteå Kraft, Sollefteåforsens, Statkraft Sverige, Sweco Energuide, Sweco Infrastructure, Tekniska verken i Linköping,

Uniper, Vattenfall R&D, Vattenfall Vattenkraft, Voith Hydro, WSP Sverige, Zinkgruvan och ÅF Industry.

Författarna tackar Dr Séverine Levasseur vid ONDRAF/NIRAD and Professor Yann Malécot vid University of Grenoble Alpes för möjligheten att använda optimeringsprogrammet i studierna.

9 REFERENSLISTA

Clough, R.W. & Woodward, R.J. 1967. *Analysis of Embankment Stresses and Deformations.* Journal of Soil Mechanics & Foundation Engineering. 93:529-549.

General Electric GE. 2016. *GE Digital Twin: Analytic Engine for the Digital Power Plant*. Hämtad från: https://www.ge.com/digital/sites/default/files/download_assets/Digital-Twin-for-the-digital-power-plant-.pdf (2018-12-15)

Gioda, G. & Maier, G. 1980. *Direct Search Solution of an Inverse Problem in Elastoplasticity: Identification of Cohesion, Friction Angle and In Situ Stress by Pressure Tunnel Tests.* International Journal for Numerical Methods in Engineering. 15(12):1823-1848.

Levasseur, S. 2007. *Inverse analysis in geotechnics: development of a method based on genetic algorithms.* Doktorsavhandling. University Joseph Fourier, Grenoble.

Levasseur, S, Malécot, Y. & Flavingy, E. 2007. *Soil parameter identification using a genetic algorithm*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 32(2):189-213.

Mikkelsen, P-E. 2003. Advances in Inclinometer Data Analysis. *I Proceedings of the Symposium on Field Measurements in Geomechanics*, 23-26 September, Oslo.

Tarantola, A. 1987. *Inverse Problem Theory*. Elsevier, Amsterdam.

Toromanovic, J. 2018. *On Parameter Identification for Better Predictions of Dam Behaviour*. Licentiatavhandling. Luleå tekniska universitet, Luleå.

Vahdati, P. 2014. *Identification of Soil Parameters in an Embankment Dam by Mathematical Optimization.* Licentiatavhandling. Luleå tekniska universitet, Luleå.

ATT UTFÖRA GEOTEKNISKA UNDERSÖKNINGAR I EN NÄRA NOG OMÖJLIG TERRÄNG

Pia Hansson[A], Anders Dahlberg[B]

[A]Tyréns AB
[B]Trafikverket

SAMMANFATTNING

Vad ska man göra när en geoteknisk undersökning är nästan omöjlig att utföra på grund av otillgänglig terräng? Denna fråga har varit aktuell under projekteringsfasen inför en totalentreprenad av ett vägprojekt i Blekinge. Utmaningarna i detta projekt har medfört identifikation av tre alternativa genomförandetänk vad gäller geotekniska undersökningar: 1) Noggrann beskrivning av förutsättningar i förfrågningsunderlaget som tillhandahålls konsulten; 2) Endast genomföra en skrivbordsstudie och 3) Involvera entreprenör redan i projekteringsskede för att tillsammans definiera mest kritiska områden för undersökningar.
De tre alternativen medför olika utmaningar, allt från svårighet att handla upp en entreprenör i ett tidigt skede till osäker information och otillräckliga uppgifter för en entreprenör att lämna en kalkyl på och även stor risk för kostsamma överraskningar under byggskedet.
Ovanstående frågor har inget entydigt svar som är giltigt i alla lägen. En öppen diskussion mellan byggherren och den geotekniska konsulten i ett tidigt utredningsskede behövs. Likaså är en tidig upphandling av en entreprenör ibland att förespråka för att kunna identifiera de största utmaningarna för byggskedet redan under projekteringsfasen. Det ofta gällande kravet att hålla alla kostnader till lägsta möjliga nivå är inte alltid det bästa sättet att få den slutliga bästa lösningen och övergripande mest ekonomiska investeringen.

SUMMARY

What should the approach be when a geotechnical survey is almost impossible to perform due to rough terrain? This question has been discussed during the design phase for a design and build contract for a road project in southeast Sweden. The challenges in this project have led to the identification of three alternative approaches in terms of geotechnical investigations during a design phase: 1) Accurate description of the conditions in the tender documentation provided to the consultant; 2) Only carry out a desk study, and 3) Involve the contractor already in the design stage to jointly define the most critical areas for geotechnical surveys.

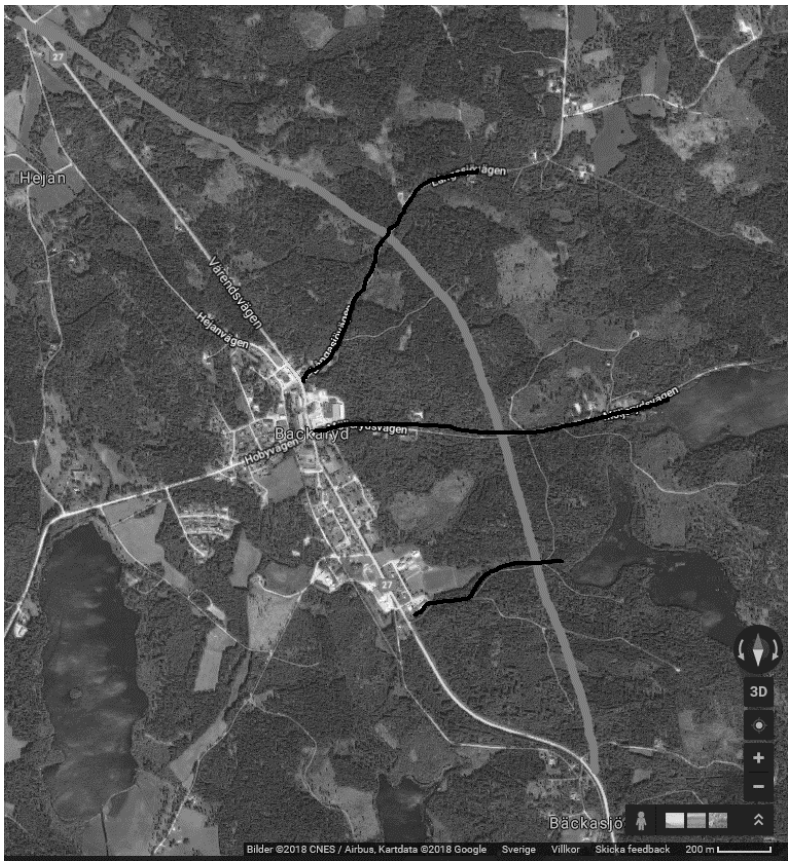
The three alternatives present different challenges, ranging from the difficulties of signing a contractor at an early stage to uncertainties and insufficient information for a contractor to submit a correct calculation and a great risk of costly surprises during the construction phase.
There is no unambiguous answer to the above questions. An open discussion between the developer and the geotechnical consultant in an early investigation phase is needed. Likewise, an early procurement of a contractor is sometimes advocated in order to identify the greatest challenges for the construction phase already during the design phase. The common requirement to keep all costs at the lowest possible level is not always the best way to get the final best solution and overall most economical investment.

1 INTRODUKTION

Geotekniska undersökningar krävs i princip alltid före uppförande av olika typer av anläggningar, såsom vägar, byggnader, järnvägar etc. Det kan diskuteras till vilken kostnad en geoteknisk undersökning ska utföras och vilka osäkerheter i resultaten som kan accepteras. Finns det till exempel fog för att påstå att en dyr geoteknisk undersökning i slutändan lönar sig genom att resultaten från en sådan undersökning kan ge bättre underlag för entreprenören? Eller finns det andra sätt att förbättra såväl slutresultat som totalekonomi? Samarbete mellan byggherre och konsult bör otvetydigt vara av stor vikt för framgångsfaktorn.
I Sverige har en byggherre i huvudsak två val när en entreprenad ska upphandlas: utförandeentreprenad (UE) och totalentreprenad (TE). Den huvudsakliga skillnaden är att i en UE utför entreprenören vad byggherren definierar avseende t.ex. tekniska lösningar, byggmetoder, masshantering etc. medan det i en TE är entreprenören som har det huvudsakliga ansvaret för ovan nämnda lösningar, metoder och hantering.
Geotekniska undersökningar utförs både vid UE och vid TE. Den stora skillnaden är att vid en UE går tolkningar av geotekniska undersökningarna tillsammans med bygghandlingarna över till entreprenören medan det vid en TE endast är resultaten som överlämnas och därmed måste entreprenören tolka dessa och ta fram tekniska lösningar därefter. Vanligtvis medför detta att de geotekniska undersökningarna som utförs i byggherrens regi är mer detaljerade i en TE än i en UE.
En geoteknisk undersökning utgör ca 0,1-1% av hela byggkostnaden. Generellt gäller att ju större ett projekt är desto mindre är den relativa kostnaden för den geotekniska undersökningen. Samtidigt är det ett faktum att extrakostnader på grund av geotekniska överraskningar är överrepresenterade under byggfasen.
I följande text försöker vi exemplifiera hur en högre undersökningskostnad möjligen kan sänka den totala kostnaden.

2 BAKGRUND

Längs en 7 km lång sträcka, i en otillgänglig terräng i Blekinge, är en delvis ny och en delvis ombyggd väg planerad. Den nya delen passerar genom 4 km jungfrulig terräng (Figur 1), och längs de återstående 3 km ska den befintliga vägen breddas.



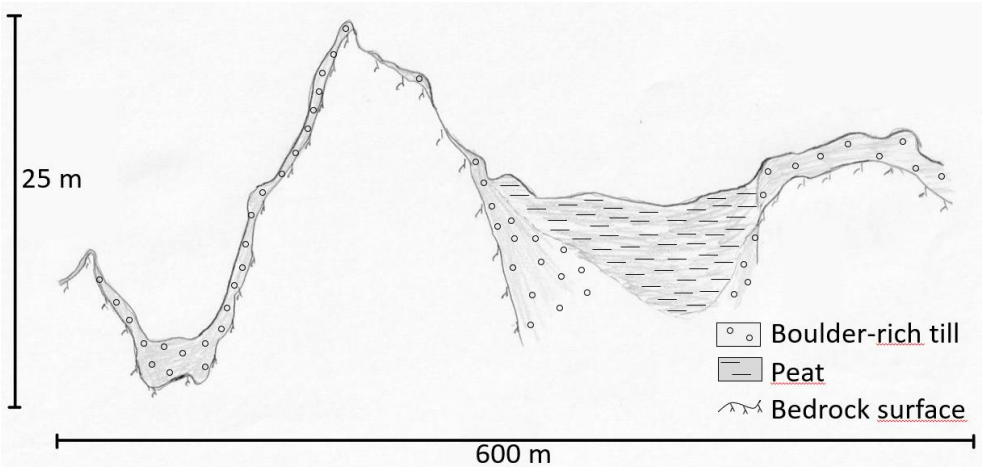
Figur 1. Undersökningsområdet. Den 4 km långa vägsträckningen genom orörd terräng inritad i brett grått streck. Korsande huvudvägar och tillfartsvägar i svart.

Lokaliseringen av den nya vägsträckningen är styrd av flera faktorer såsom naturvårdsskydd, vattenskydd, geologi, vägkonstruktionskrav etc. I detta sammanhang väger de geologiska aspekterna relativt lätt eftersom geologiska utmaningar oftast kan hanteras under byggskedet, om än till höga kostnader. Entreprenaden i detta projekt är vald att handlas upp som totalentreprenad.

3 GEOLOGISK BAKGRUND

Blekinge utgörs i huvudsak av ett kuperat landskap som formats av tektoniska händelser samt yngre glaciationer och interglaciationer. Nivåskillnaden mellan bergöveryta på toppen av höjder ner till bergöverytan i dalar kan vara mer än 200 m. Jordlagermäktigheten varierar också, från in princip inget jordtäcke alls till flera 10-tals meter, både på höjder och i sänkor. Morän, sand och torv finns generellt i dalarna medan höjderna oftast endast har ett moränlager. Morän-sammansättningen

varierar från sandmorän till stor- och/eller blockrik morän med varierad sand-, silt- och lerhalt. Berggrunden i området består i huvudsak av delvis uppsprucken granitgnejs, som i sin övre del är kemiskt och mekaniskt vittrad. Se figur 2 för en schematisk geologisk uppbyggnad.



Figur 2. Schematisk illustration över den geologiska uppbyggnaden i delar av undersökningsområdet.

4 AKTIV DESIGN

För att få så mycket information som möjligt om geologin krävdes en helhetssyn för de kommande undersökningarna och en aktiv design inrättades för att i detalj beskriva möjligheten att undersöka på olika platser. Den aktiva designen utvidgades successivt till att omfatta fler undersökningsmetoder än det ursprungliga undersökningsprogrammet. I tabell 1 nedan redovisas metoder och syfte under den aktiva designen. Enligt föreskrivet tillvägagångsätt utförde byggherre och konsult en fältsyn längs hela den nya vägsträckningen innan den aktiva designen tog vid. Den kuperade terrängen, med varierad hållfasthet avseende jordarter, visade sig under den här synen vara ovanligt svårframkomlig.

Tabell 1. Utförda metoder under den aktiva designen.

Metod	Syfte
Ytkartering	Översiktlig syn för att få en övergripande bild av området för kommande undersökningar. Definiera tillfartsvägar samt tillgänglighet mellan undersökningspunkter. Undersöka betydande bergblottningar, omfattning och djup av torvområden.
Georadar, omgång 1	Översiktligt undersöka djup till berg och detektera eventuella sprickzoner samt översiktligt definiera torvdjup.
Resistivitet	Definiera djup till berg samt förekomst av eventuella sprickzoner inom områden som ej nåddes av georadar.
Traditionell geoteknik	Traditionell geoteknik samt verifiering av resultat från geofysik i nåbara områden.
Provgropar	Detaljundersöka jordlagerföljd, vattenföring, djup till berg och bergets kvalitet i nåbara punkter.
Kärnborrningar	Detaljundersöka djup till berg samt bergets kvalitet. För att nå punkterna behövdes en provisorisk väg byggas.
Utökad geoteknik	Traditionell geoteknik som möjliggjorts i enstaka punkter tack vare anläggning av provisorisk väg.
Berggrundskartering	Detaljkartering av bergblottningar, definition av bergblottningar och förkastning av blottningar som sannolikt bestod av block snarare än fast berg.
Sticksondering	Detaljundersöka torvdjup i områden som ej kunde nås av borrbandvagn.
Ryssborrning	Provtagning av torvområden i områden som ej kunde nås av borrbandvagn.
Georadar, omgång 2	Detaljerad georadarundersökning för definition av torvutbredning och torvdjup i områden som definierats som nåbara under sticksonderingen.

5 RESULTAT

Den svårtillgängliga terrängen medförde att traditionella geotekniska metoder inte kunde utföras med önskvärd täthet och/eller i önskade kritiska lägen. De kompletterande metoderna som utfördes med överlappning i vissa områden, tolkning utförd av specialister, detaljerad kunskap av området genom att ha utvalda nyckelpersoner närvarande vid de flesta undersökningar samt den slutliga samtolkningen av resultat medförde att en god uppfattning om områdets geologi och dess geotekniska och bergtekniska utmaningar kunde uppnås. Med undersökningsresultaten kunde vägens utformning och läge successivt anpassas på mest lämpliga sätt till terrängen.
Resultat från de olika metoderna presenteras översiktligt i tabell 2.

Tabell 2. Resultat från de olika undersökningsmetoderna.

Metod	Resultat
Ytkartering	Syftet med karteringen uppnåddes. Dessutom förflyttades den planerade vägen i sidled för att undvika ett djupt torvområde.
Georadar	Syfte med undersökning i huvudsak uppnådd. Viss positioneringsproblematik uppstod pga blockig terräng, branta slänter och tät skog. Stor tolkningserfarenhet krävdes för särskiljning av block från berggrund. Vissa centrala delar av torvområden svårnådda pga befarad låg bärighet. För att kunna verifiera resultaten med traditionell geoteknik utökades undersökningarna till områden som kunde nås av borrbandvagn.
Resistivitet	Syfte med undersökning i huvudsak uppnådd. På grund av den blockiga terrängen var det bitvis otillräcklig kontaktyta mellan elektroder vilket medförde att det var vissa utmaningar att tolka resultaten. För att kunna verifiera resultaten med traditionell geoteknik utökades undersökningarna till områden som kunde nås av borrbandvagn.
Traditionell geoteknik	Syftet med de geotekniska undersökningarna uppnåddes Tolkade resultat från geofysik kunde verifieras i de flesta fall. Vissa områden var dock omöjliga att ta sig fram till med borrbandvagn trots flertalet försök.
Provgropar	Syftet med provgroparna uppnåddes. Dock utfördes undersökningarna i något färre punkter än tänkt, pga den otillgänglig terrängen.
Kärnborrningar	Syftet med kärnborrningarna uppfylldes. Den provisoriska vägen utfördes med stora utmaningar och vissa undersökningspunkter var, den provisoriska vägen till trots, fortfarande svåra att nå.
Utökad geoteknik	Syftet med undersökningarna uppnåddes. Tack vare anläggning av den provisoriska vägen uppnåddes fördjupad kunskap om ett kritiskt område.
Berggrundskartering	Syftet med undersökningen uppnåddes. Stor erfarenhet av berggrundskartering krävdes för att kunna skilja blottad fast berggrund från lösa block.
Sticksondering	Syftet med undersökningen uppnåddes. Vissa områden fick undersökas med stor försiktighet pga låg hållfasthet. Spänger fick läggas ut för att undvika nedsjunkning- och drunkningsrisk.
Ryssborrning	Syftet med undersökningen uppnåddes. Provtagning utfördes av specialister och kunde därmed utföras med stor noggrannhet.
Georadar	Detaljerad information om torvdjup och torvutbredning uppnåddes över stora torvområden.

Tillgången till resultat från ett flertal olika metoder och samtolkning av dessa möjliggjorde att en ovanligt högupplöst modellering av berggrundsöverytan samt botten av torvområdena kunde utföras, trots den otillgängliga terrängen. Medan en trianguleringsmodell som endast drar raka linjer mellan undersökningspunkter utförda med traditionell geoteknik skulle bli väldigt grov i detta svårundersökta område, kunde en förfinad 3D-modell definieras genom den detaljerade kunskapen om området.

6 VAD ÄR NÄSTA STEG?

Den förfinade 3D-modellen kommer att levereras tillsammans med förfrågningsunderlaget till entreprenören. Tidigare har det vanligtvis inte levererats någon tolkning av resultat från projekteringsskedet inför en totalentreprenad men det har börjat bli allt vanligare, speciellt då icke-traditionella metoder använts då kunskap om utvärdering av resultat oftast saknas hos entreprenörerna. För att minska påverkan från spekulationer kommer därför 3D-modellen att erbjudas entreprenörerna.

7 DISKUSSION

I denna artikel beskrivs hur geotekniska, geologiska och bergtekniska undersökningar utfördes inom ett specifikt område under projekteringsskedet inför för en totalentreprenad. Det utförda undersökningsprogrammet skiljer sig från bedömd omfattning i förfrågningsunderlaget för konsultupphandlingen, särskilt när det gäller metoder och framskridande av undersökningarna. Varje avvikelse från det ursprungliga undersökningsprogrammet har lett till diskussioner mellan konsult och byggherre. Andra metoder än vad som ursprungligen planerades för samt tillkommande kostnader på grund av den otillgängliga terrängen har diskuterats kontinuerligt och båda parter har fått kompromissa i sina respektive ställningstaganden.

7.1 Kvarstående frågeställningar

Hur mycket ska ett område undersökas inför upphandling av en totalentreprenad och är det några skillnader i omfattning och detaljeringsgrad av undersökningar om det istället är en utförandeentreprenad som ska handlas upp?
I Sverige måste en offentlig byggherre nästan alltid välja det billigaste anbudet för vilket de angivna kraven är uppfyllda, därmed finns det risk för att den konsult som har den bästa kunskapen om till exempel en otillgänglig terräng kommer att erbjuda det högsta priset och således inte få kontraktet, även om det priset kan visa sig vara det mest korrekta i slutet av projekteringsskedet. Sådan tidigare kunskap är svår att värdera då det egentligen bara är vad som står i förfrågningsunderlaget som ska ligga till grund för konsultens anbud. Det finns ingen undersökningsplikt i konsultupphandlingar på motsvarande sätt som det finns i entreprenadupphandlingar. Men med en korrekt bedömning och prissättning i början hade många diskussioner under projektets gång kunnat undvikas.
Det finns inget absolut svar på ovanstående dilemma men en ökad beskrivning av befintliga förhållanden i förfrågningsunderlaget, i form av foto, filmer etc, skulle underlätta bedömningar om framdrift, tillgänglighet mm. Det är dock svårt att få till heltäckande information om undersökningsområdet är stort. Krav på platsbesök av konsulten inför anbud hade varit önskvärt men medför att det blir ett avsteg från upphandlingsreglerna.

Grunden för en totalentreprenad är att byggherren ska beskriva villkoren för entreprenören så att byggkostnader kan beräknas. I en TE är entreprenören ansvarig för tekniska lösningar. Om förhållandena, t. ex. markförhållanden, inte är tydligt beskrivna måste entreprenören fastställa priset på antaganden vilket leder till stora variationer i anbud mellan olika entreprenörer och sannolikt extra kostnader under byggskedet på grund av att förhållandena avviker från det förväntade. Det här är en risk som både byggherren och entreprenören är medvetna om, vilket förklarar vikten av väl beskrivna förhållanden.
Inför en projekteringsfas är riskerna ungefär desamma men i det här fallet ligger det mellan byggherren och konsulten och prislappen är betydligt lägre än under byggskedet. Den lägre kostnaden i projekteringsskedet borde underlätta för ett tydligare avtal mellan byggherre och konsult. En kostnadsreglering under byggskedet, till följd av geologiska/geotekniska överraskningar, medför sannolikt att regleringarna utgör en större andel av totalkostnaden än en mer detaljerad geoteknisk undersökning i tidigare skede skulle medföra.

7.2 Att gå vidare med

Eftersom det aktuella projektet ännu inte har kommit in i byggskedet så är det inte möjligt att utvärdera vad som gjorts rätt eller fel under projekteringsfasen. Byggherren strävar efter att beskriva rätt förutsättningar för att få fram så korrekt kalkyl i både projekteringsskedet och i byggskedet som möjligt. När det är många teknikområden involverade är det en utmaning för byggherren att definiera rätt förutsättningar för alla involverade. Följande punkter föreslås kunna ligga till grund för byggherrens beskrivning vad gäller kalkylförutsättningar för geotekniken:

I. Byggherren behöver förstå de utmaningar som en konsult kan stöta på och beskriva dessa utmaningar, så att anbuden inför ett projekteringsskede kan jämföras. Om det istället ankommer på konsulten att förstå och beskriva utmaningarna är det viktigt att det bäst beskrivna anbudet har en chans att vinna och inte bara det billigaste anbudet. I områden med förmodad utmanande terräng bör byggherren definiera detta med t.ex. foton och/eller film. Man kan även kravställa att konsulten gör ett platsbesök. Detta medför dock ett avsteg från upphandlingsreglerna.

II. I ett område med utmanande geologi/framkomlighet skulle det eventuellt ha varit lättare och mer kostnadseffektivt för alla parter om genomförandet av undersökningar utfördes av entreprenören som inledning i byggskedet. Konsulten kunde ha utfört en detaljerad och kostnadseffektiv skrivbordsstudie för att beskriva de övergripande förhållandena medan upphandlad entreprenör hade kunnat utföra geotekniska undersökningar i samband med t.ex. avbaning och därmed fått en mer korrekt bild av t.ex. bergnivå och torvdjup. I ett projekt som kräver tillstånd och godkännande under projekteringsfasen behövs dock ingående kunskap om geologin och därmed är detta alternativ inte möjligt i sådana projekt.

III. Att handla upp en entreprenör tillsammans med en konsult redan i projekteringsskedet, s.k. Early Contractor Involvement (ECI), kan vara ett effektivt sätt att driva ett utmanande projekt framåt och få fram goda tekniska lösningar. I det beskrivna projektet skulle en samarbetsorganisation med öppen dialog mellan byggherre, konsult och entreprenör effektivt kunna definiera de, för byggbarheten, mest kritiska områdena och således förbättra framkomligheten och därmed undersökningsmöjligheterna i dessa områden. I projekt som drivs genom ECI är möjligheterna för kontinuerlig och följdriktig riskhantering möjlig och därigenom förbättras kalkylförutsättningarna. I några projekt skulle detta innebära att entreprenören då redan behöver komma in i planskedet vilket kan innebära lång tid från uppstart tills den verkliga byggnationen startar.

Utöver ovan funderingar är det viktigt att belysa att ett projekts framdrift inte är fastlagt i anbudsskedet. Vikten av en väl genomtänkt projekteringsbeskrivning i inledningen av ett projekt samt genomförande av ett målbildsseminarium mellan byggherre och konsult kan inte nog poängteras. I en projekteringsbeskrivning visar konsulten hur man tänkt genomföra projektet, vilka utmaningar som finns och vilka eventuella förändringar mot anbudsförutsättningar man definierat. Under ett målbildsseminarium stämmer man av att byggherre och konsult har samma bild av vad projektet ska mynna ut i.

Slutligen, oavsett hur upphandlingen ser ut är en förfining av framtagna jord-, torv- och bergmodeller något som bör tas med för framtida undersökningar i olika projekt. Förfining av bergmodellen i detta projekt skulle inte ha varit möjlig utan det mångfald av undersökningar och samtolkning av resultaten. Det är således starkt rekommenderat att förutsättningar för detta tillvägagångsätt beskrivs inför ett projekteringsskede. Ytterligare förbättring av våra undermarksmodeller är att inkludera osäkerheter från varje metod, så att varje enskild punkt som ingår i en modell åtföljs av relevans. Inkludering av osäkerhetsmodeller av undersökningar i en 3D-modell är ett nyligen uppstartat FoU-projekt som ytterligare kommer att förbättra en modells relevans.

MARIEHOLMSTUNNELN

Johan Edin

Trafikverket och Infraaction AB

SAMMANFATTNING

Marieholmstunneln är en vägtunnel som byggs med sänktunnelteknik under Göta älv i Göteborg. Tunneln ska ansluta E45 Marieholm och Partihallsförbindelsen till E6 Tingstadsmotet/Ringömotet. Tunneln blir knappt 500 meter lång och får tre körfält i vardera riktningen. Tunneln öppnas för trafik i årsskiftet 2020/2021.

Området för byggnationen har mäktiga lerdjup, och för att kunna bygga tunneln har två stora spontkonstruktioner uppförts med en ”pipe to pipe wall” på var sida älven, Tingstad respektive Marieholm.

I spontkonstruktionen på Tingstadsidan byggs en ca 100 m lång platsbyggd del av tunneln. Spontkonstruktionen på Marieholm används i förstaskedet som en torrdocka där tunnelns tre sänktunnelelement byggs, vardera 100 m långa, och 25 000 ton tunga.

När ett tunnelelement är färdigbyggt i dockan monteras vattentäta skott på kortsidorna och det fungerar som ett flytelement. Dockan fylls med vatten, och elementet transporteras flytande ut i Göta älv. Här har en djup ränna muddrats, där elementen sänks ned och monteras. När tunnelelementen ligger på plats på älvens botten, kan slutligen även de 100 sista m av tunneln platsbyggas i spontkonstruktionen på Marieholm.

SUMMARY

The Marieholm tunnel is a road tunnel that is partly built as an immersed tunnel under the Göta Älv (river) in Gothenburg. The tunnel will connect the E45 Marieholm and the Partihallsbridge to the E6 at Tingstad. The tunnel will be 500 meters long and will have three lanes in each direction. The tunnel opens for traffic in the end of 2020.

The area for the construction has clay with great depths, and to be able to build the tunnel, two large construction pits have been built with a pipe to pipe wall on each side of the river, Tingstad and Marieholm.

In the construction pit at the Tingstad side, an approximately 100 m long cut and cover part of the tunnel is built. The construction pit at Marieholm is used in the first phase as a dry dock where the three tunnel elements for immersion are built, each 100 m long, and 25,000 tons heavy.

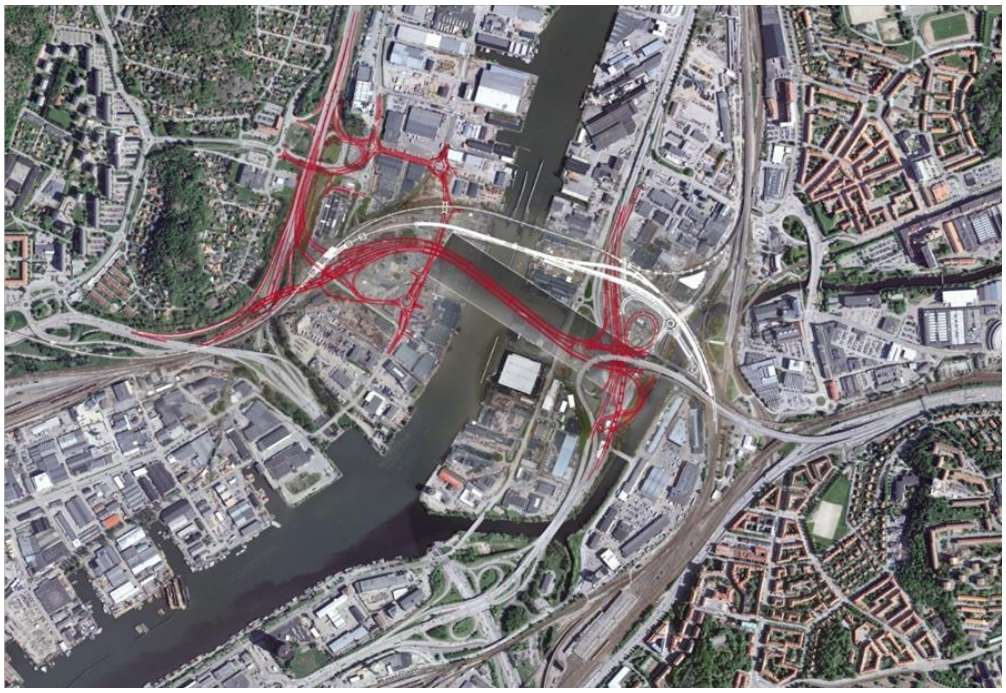
When a tunnel element is completed in the drydock, waterproof bulkheads are mounted on the short ends. The element is now ready to float. The drydock is filled with water, and the element is transported floating out into the Göta Älv. Here, a deep channel has been dredged, where the elements are immersed into and placed in right position. When all the three tunnel elements are in placed at the bottom of the river, the last 100 meters of the tunnel can finally be built in the construction pit at Marieholm.

1 TUNNELNS SYFTE

Marieholmstunneln är vägtunnel och en del av Marieholmsförbindelsen, vilken är en ny vägförbindelse under Göta älv i Göteborg. Förbindelsen ansluter E45 Marieholm och Partihallsförbindelsen till E6 Tingstadsmotet/ Ringömotet. Den kommer att avlasta Tingstadstunneln och öka tillgängligheten samt minska sårbarheten till Göteborgs hamn, Norra Älvstranden och industrierna på västra Hisingen.

Tunneln byggs cirka 600 meter norr om Tingstadstunneln, blir knappt 500 meter lång och får tre körfält i vardera riktningen. Hastigheten genom tunneln är planerad till 70 km i timmen. Tunneln är klar runt årsskiftet 2020/2021.

Trafikverket är byggherre för Marieholmsförbindelsen. I projektet ingår förutom tunneln även trafikplats Tingstad, trafikplats Marieholm samt järnvägsbron Södra Marieholmsbron. Respektive projektdel är en egen totalentreprenad.



Figur 1. Marieholmsförbindelsen. tunnel och trafikplatser visas i rött. Södra Marieholmsbron i vitt.

2 FÖRUTSÄTTNINGAR

Området för byggnationen av tunneln utgörs dels av Göta älv och dels av utfylld industri- och gatumark med kajanläggningar på ömse sidor om älven. De utfyllda områdena är delvis förorenade och ska i samband med byggnationen saneras. Göta älvs dalgång kännetecknas av mäktiga lerlager och vid byggplatsen varierar lerdjupet från 70 till 100 m. Under leran finns ett friktionsjordslager med varierande mäktighet, som i sin tur vilar på berg.

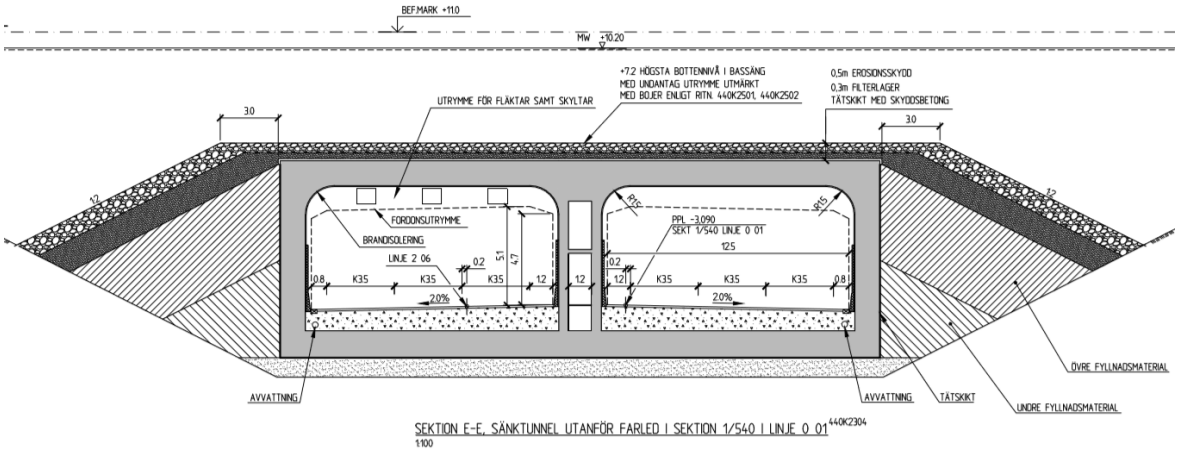
Göta älv är i tunnelns läge ca 140 m bred och har ett största vattendjup på ca 6 m. Älven mynnar i ett så kallat saltkilsestuarium, vilket innebär att sött och salt vatten möts och bildar en kil. Detta behöver beaktas vid arbetet då de olika vattenskikten har olika densitet. Älvens farled trafikeras av sjöfart och fritidsbåtar, och endast kortare helavstängningar är möjliga.

På respektive sida om älven finns befintliga konstruktioner att ta hänsyn till. I direkt anslutning till byggarbetsplatsen på Marieholm ligger pålgrundlagda stöd till Partihallsbron, vilka är känsliga för rörelser. Även väg E45 ligger i direkt anslutning.

3 UTFORMNING

Tunneln, totalt cirka 500 meter lång, byggs som en 300 meter lång sänktunnel ansluten till 100 meter långa platsbyggda tunneldelar på respektive sida om älven. I anslutning till tunneln anläggs även tråg som ansluter till trafikplatserna vid E6 och E45.

Tunneln byggs med ett rör i varje riktning, vardera innefattande tre körfält, se sektionen i figur 2. Mellan rören går en installationsgång i två plan som förbinder tunnels driftstationer med installationer ute i tunneln. På var hundrade meter finns utrymningsförbindelser från respektive rör, genom installationsgång till andra röret.



Figur 2. Tvärsektion av tunneln.

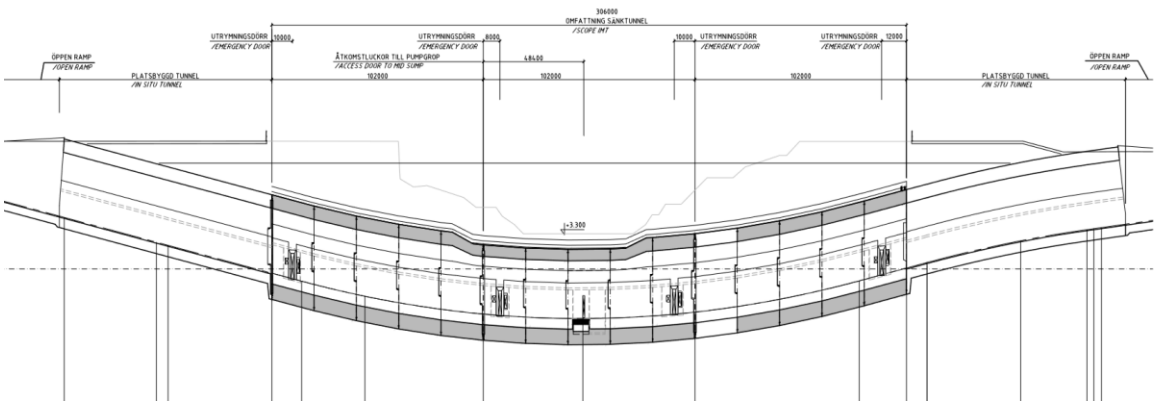
Tråg och tunnel byggs med mjuka former. Inne i tunnel är väggarna helt vertikala med en radie för övergång mot det horisontella taket. I taket finns plats för installationer i form av fläktar, skyltar och belysning. För att minimera bygghöjden sker nederst i tunnelrören, under farleden, en lokal sänkning av taket.

Tunnelrör med väggar och tak samt tunnelmynningar och trågväggar kommer vara av röd kulör, samma som anslutande befintlig Partihallsbro.

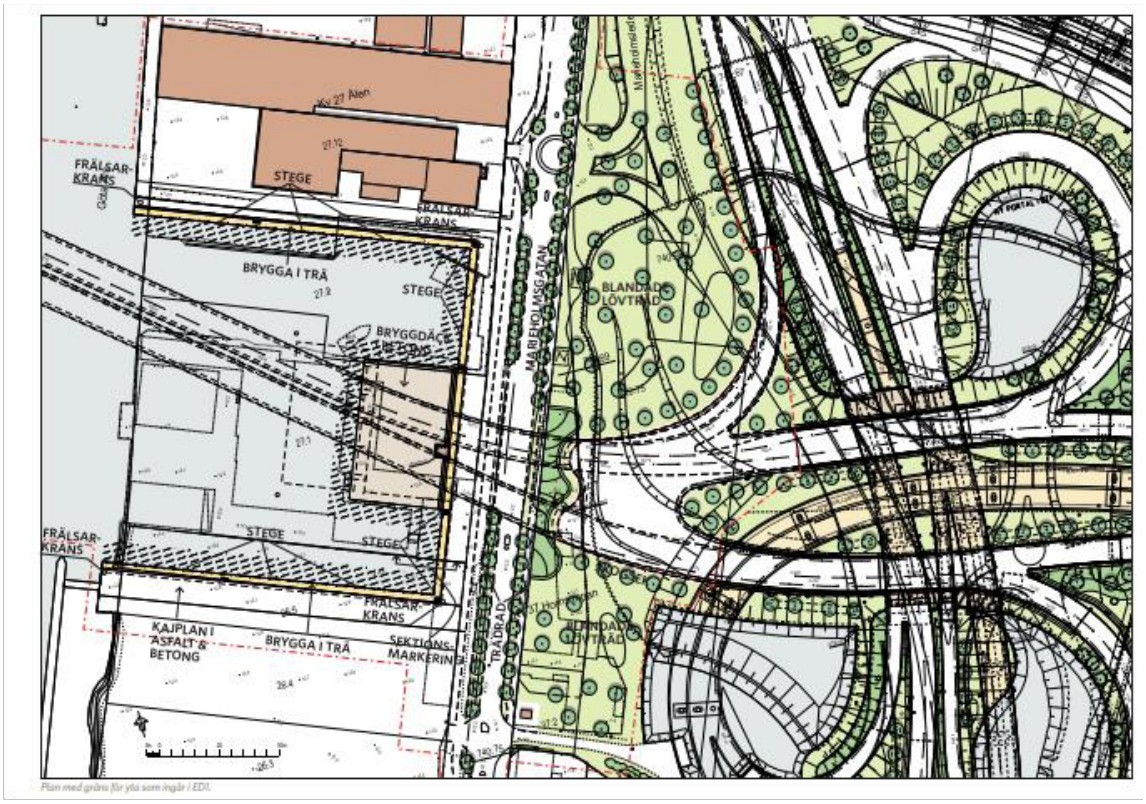


Figur 3. Tunnelmynning Tingstad.

Tunneln grundläggs med kompensationsgrundläggning. Bortschaktade och muddrade lermassor ersätts med tunnelelement av betong. För att få rätt viktfördelningar görs anpassningar med extra betong, s.k. ballastbetong men även med avlastningar i närområdet. Under byggtiden och under tunnelns livslängd kommer sättningar och hävningar att ske i de djupa lerlagren. För att klara av de rörelser som kommer att uppstå är tunneln segmenterad. I varje sänktunnelfog på var hundrade meter kan rörelser och deformationer tas upp. Men även mellan dessa, på var tjugonde meter finns rörelsefogar med inbyggda fogband. I fogarna sitter även skjuvklackar som överför laster mellan segmenten.



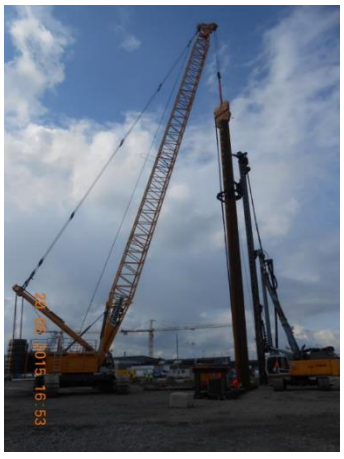
Figur 4. Längdsektion av tunneln. Segmenterade delar och fogar framgår. Placering av utrymningsförbindelser på var hundrade meter.



Figur 5. Plan över Marieholm. Del av tunnel, tråget och dess anslutning till Trafikplatsen framgår. Avlastningar i form av hamnanläggning ovan tunnel.

4 BYGGMETOD

När nödvändiga rivningsarbeten, trafikomläggningar och ledningsomläggningar var utförda installerades spontgropar på var sida om älven. Båda spontgroparna är storleksordningen 100 x 40 m och ca 18 m djupa ner i leran. För att klara detta krävs rejäla rör- i rörspont, där varje rör är ca 1,5 m i diameter och 40 m långa.



Figur 6. Installation av rörspont.

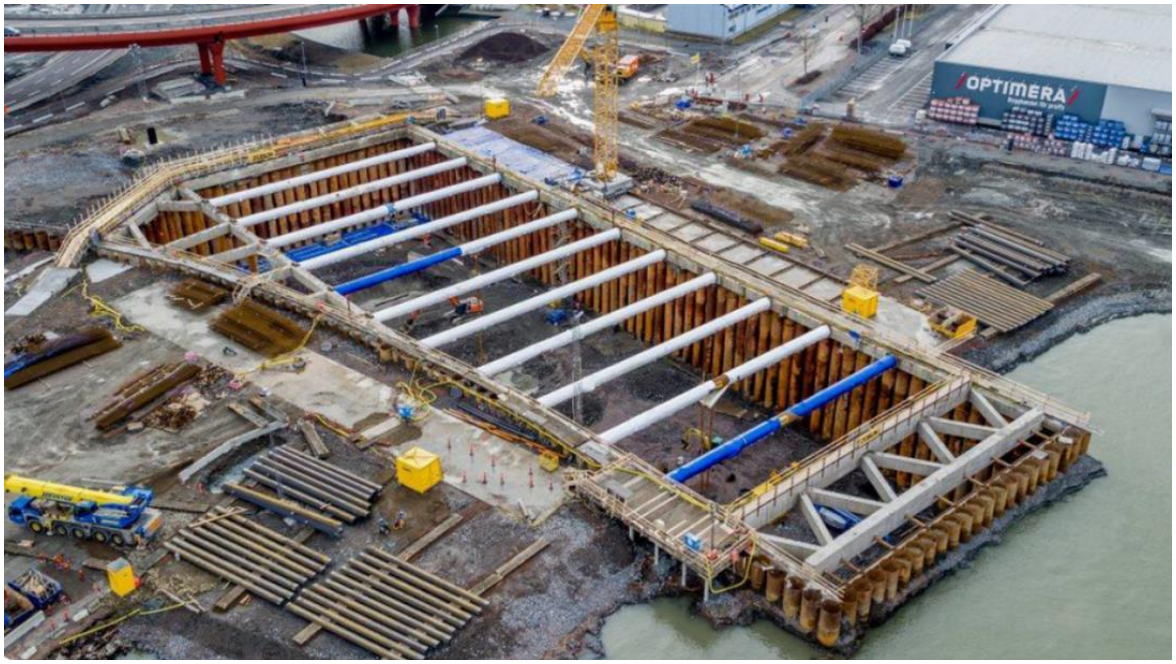
Som övre stämp används stålrör som fästs i de armerade betonghammarbanden. Schakten utfördes under vatten, därefter gjordes en undervattensgjutning på ca 1 m. Men för att hålla emot de enorma krafter som leran utövar på botten av gropen, krävdes ytterligare åtgärder. Vikten av vattnet ersattes med grus. I gruset utfördes sektionsvis armerade betongskivor, tills en komplett armerad betongplatta var klar. Nu hade man två klara spontgropar på var sida om älven.

De två spontgroparna är komplexa konstruktioner. För att klara framtagandet av den tekniska lösningen och utförandet av de två spontgroparna användes aktiv design i följande steg:

1. Projektering av systemet för spontgropen. Förslagshandling av systemet togs fram och med numerisk simulering beräknas snittkrafter.
2. Detaljerad projektering av spont, hammarband och stämp. Den numeriska modellen finjusteras och prognoser för rörelser tas fram. Känslighetsanalyser med olika metoder utfördes. Metoder för kontroll och mätning för spontgropen, i byggskedet av den och i dess framtida användning togs fram. Så att prognoser för rörelser kunde stämmas av mot verkliga rörelser.
3. Riskhantering på ingående moment utföreds och åtgärdsförslags togs fram för aktuella risker.
4. Produktion av spontgrop påbörjas. Rör, hammarband och stämp installeras. Schakt påbörjas. Mätningar på krafter och deformationer i spont och stämp under schaktens pågående jämfördes med prognoser från den numeriska modellen. Modellen anpassades vid behov för att stämma överens med verkliga resultat. Ingående delar i spontgropen kontrollerades mot uppdaterade snittkrafter. Åtgärder vidtogs.
5. När schakt var utförd, gjöts undervattenbetongen och ballastgrus lades ned i spontgropen. Vattnet började pumpas ut. Mätningar på krafter och deformationer i spont och stämp jämfördes med prognoser från den numeriska modellen stegvis under avlägsnandet av vattnet. Modellen anpassades vid behov för att stämma överens med verkligt resultat. Ingående delar i spontgropen kontrolleras mot uppdaterade snittkrafter. Åtgärder vidtogs. I detta fall, krävdes mer ballastgrus på grund av större rörelser än tidigare prognos samt ökad mängd armering i den arnmerade betongplattan.
6. Armerad betongplatta byggs och ballastgrus avlägsnas.
7. Mätningar på krafter och deformationer i spont och stämp och bottenplatta jämförs med prognoser från den numeriska modellen i alla skeden.

Genom detta utförande kunde de numeriska modellerna från projekteringen under hela utförandet verifieras och osäkerheter kontolleras.

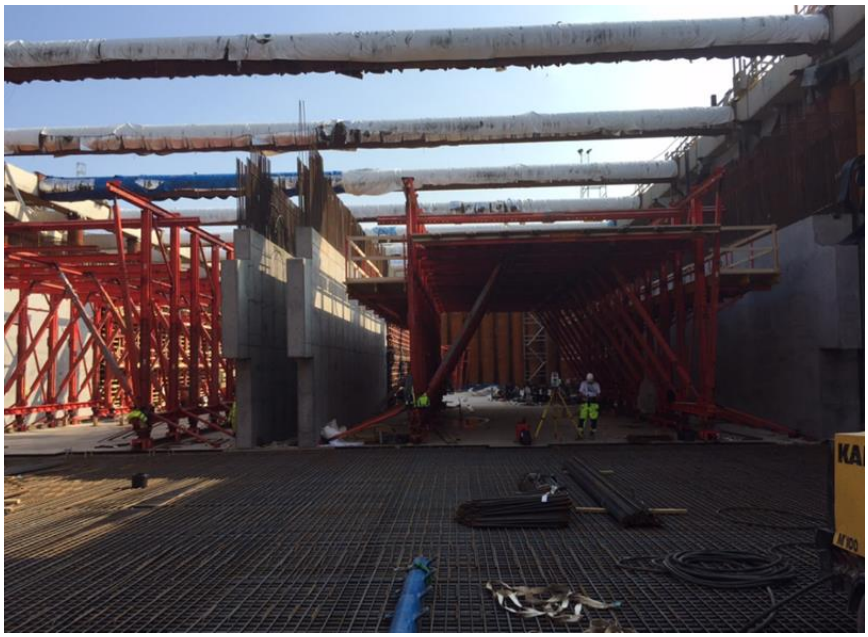
Samtidigt som bygget av spontgroparna utfördes muddrades en ränna på botten av älven där tunneln ska placeras.



Figur 7. Spontgrop på Marieholm, används som torrdocka. Arbete med sektionsvisa armerade betongskivor pågår.

Spontgropen på Marieholm användes i första skedet som en torrdocka där tunnelns tre sänktunnelelement kunde byggas, ett i taget. För att kunna öppna dockan mot älven anlades en port. I spontgropen på Tingstad satte arbetet igång med att platsbygga de första hundra metrarna av tunneln. I tunnelns ända mot älven monteras en stålram som första tunnelelementet kan ansluta emot.

I torrdockan sker produktionen av elementen sektionsvis. Där varje segment gjuts i tre etapper, bottenplatta och ytterväggar, innerväggar och sist valvet. När alla segment är gjutna spänns de ihop med vajrar så att det under kommande sänkningsarbete fungerar som en monolit på 100 m. När elementet senare är på plats på älvens botten, kommer dessa vajrar att kapas, så att tunneln blir segmenterad igen. I ändan monteras de sänktunnelfogarna, stålram och packning (Gina). Tunneln har inte något vattentätande skal, utan är endast är av betong. Hög grad av noggrannhet krävs i varje moment.



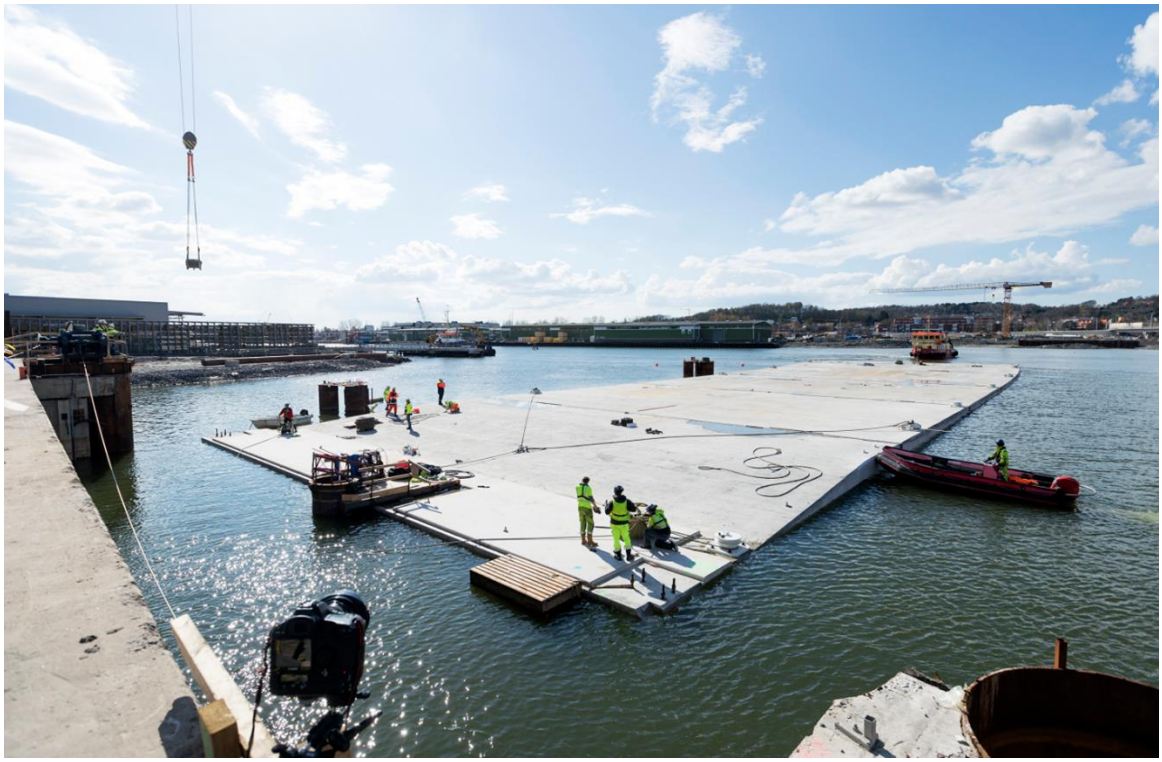
Figur 8. Produktion av sänktunnelelement i torrdocka.

När elementen är färdiga tätas ändarna med temporära vattentäta stålluckor och barlasttankar monteras i elementen. Nu kan dockan fyllas med vatten, och elementen flyter. Med hjälp av barlasttankarna regleras flytläget. När dockan är fylld med vatten till samma nivå som Göta Älv kan porten öppnas, och med ett vinschsystem kan elementet sakta dras ut i älven. Utanför dockan kompletteras elementen med temporära pontoner som sedan används vid nedsänkningen.



Figur 9. Torrdocka fylls med vatten. Sänktunnelelement redo för att flyta.

Att sänka elementen till rätt position i den muddrade rännan och ansluta det till den platsbyggda tunneldelen är ett komplicerat arbetsmoment som kräver god planering. Farleden i älven får stängas av i sju dygn för detta arbetsmoment, men avstängningens tidpunkt måste beslutas lång tid i förväg så att fartygstrafiken kan planeras. Väderleksförhållandena behöver också vara goda.



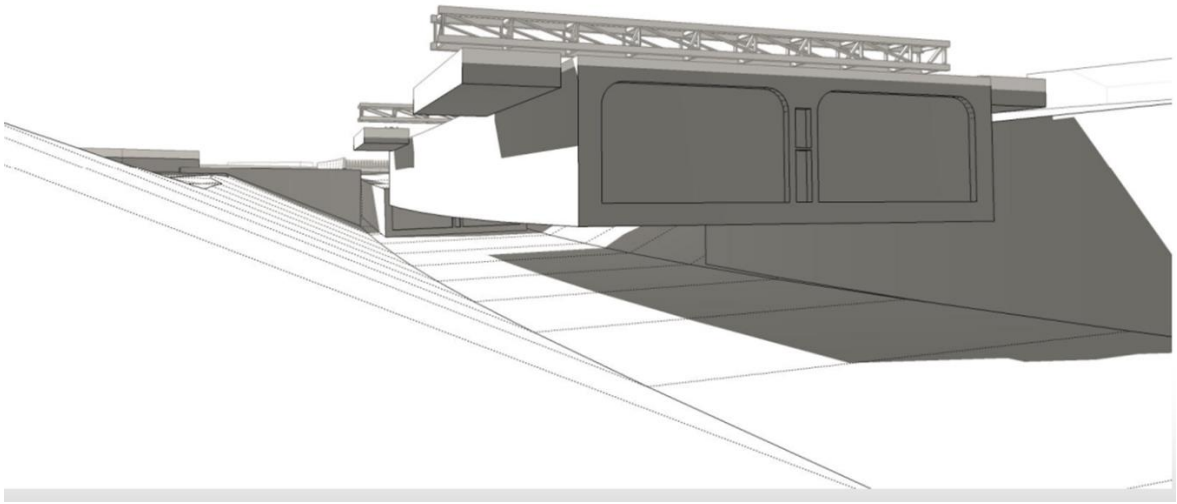
Figur 10. Sänktunnelelement flyter, förberedelser inför sänkning pågår.

När allt är klart för nedsänkning påbörjas arbetet som pågår dygnet runt under de sju dygnen. Element dras ut till rätt position och sänks sakta ned, även nu med ett vajer- och vinschsystem samt nyttjade av barlasttankarna. Elementet placeras på älvens botten upplagda på temporära pålar ca en halv meter ovan den muddrade botten. På pålarna finns domkrafter som kan reglera elementet till exakt rätt position. Element dras nu ihop mot den platsbyggda tunneldelen så att ginapackningen sluter tätt. Nu kan vattnet som finns mellan det vattentäta skottet på den platsbyggda tunneln och sänktunnelelementet pumpas bort, vilket innebär att endast vattentrycket på elementets andra sida kvarstår. Trycket komprimerar ginapackningen ytterligare, och gör tunneln tät.

I elements bottenplattan finns ett ingjutet rörsystem, med munstycken placerade utmed undersidan av elementet. Med ett pumpsystem pumpas sand blandat med vatten in under tunneln i ett munstycke åt gången. På så sätt fyller man utrymmet

under elementet ned till den muddrade botten. Domkrafterna på pålarna sänks och avlägsnas, elementet vilar nu i sitt rätta läge på sandfyllningen.

Under nedsänkningen används positioneringssystem och dykare för att säkerhetsställa att tunneldelen hamnar rätt. Under sänkningsprocessen är det dykarnas uppgift att kontrollera tunneldelen under ytan. Det handlar främst om att bevaka så att inga skador uppstår på tunneldelen eller på ginapackningen mellan tunneldelarna. Därefter kan barlasttankarna ersättas av ballastbetong, vajrarna som håller ihop elementet kapas och en primär tätning (Omega) i fogen utföras.



Figur 11. Tunnelelement förs ut i älven i den muddrade rännan.

Totalt byggs tre tunnelelement och sänks ned. Det tredje elementet placeras delvis in i torrdockan och utrymmet mellan dockan och elementet tätas. Därefter kan torrdockan länsas på vatten för sista gången. Spontgropen på Marieholm har nu fyllt sin funktion som torrdocka, men de sista hundra metrarna av tunneln ska platsbyggas där. Botten på dockan justeras upp till rätt nivå, och tunnelns betongkonstruktion kan färdigställas.

Samtidigt som arbetet med tunneln pågår byggs trågen som ansluter till de platsbyggda tunneldelarna. På Tingstad sidan sker arbetet i en öppen schakt, vilken är förstärkt med kalkcementpelare för att klara stabiliteten under arbetet. På Marieholmssidan byggs trågen inom en spont. På båda sidor är trågen grundlagda med pålar för att klara upplyft i det permanenta skedet. Efter att betongkonstruktionerna är klara återstår installationsarbete i tunneln. Området ovan tunneln bebyggs med kajer och hamnanläggning för fritidsbåtar.

5 PROJEKTDATA

ORT (LAND)	Göteborg (Sverige)
BYGGHERRE OCH BESTÄLLARE	Trafikverket
ENTREPRENÖR Sänktunnel och tråg, ED1	JVM (Joint Venture Marieholm) Joint venture mellan Züblin Scandinavia AB och Boskalis AB.
Trafikplats Marieholm, ED2	PEAB AB
Trafikplats Tingstad, ED3	NCC AB
BYGGTID	2014 – 2021
PROJEKTKOSTNAD (TOTAL)	3500 MSEK

BRUK AV JET-PELER FOR FORDYPNING AV KJELLERE OG SIKRING AV NY BYGGEGROP PÅ VALKYRIEN I OSLO

Use of jet-grouted piles for deepening of basements and support of new excavation pit at Valkyrien in Oslo

Kjell Karlsrud, Thomas Sandene og Aleksander Worren

Norges Geotekniske Institutt (NGI)

SAMMENDRAG

Artikkelen beskriver prosjektering og erfaringer fra etablering av en ca. 6 m dyp byggegrop for nybygg inne i en trang bakgård mellom Valkyriegaten og Ole Vigs gate i Oslo, samt fordypning av kjellere under fire tilgrensende eksiterende bygg med 2,5 til 3,0 m. Grunnen består av normalkonsolidert leire, som er kvikk under ca. 9 m dybde. Mot nabobygg som ikke skulle ha fordypet kjeller ble det brukt spuntvegg avstivet innvendig. Kalk-sement stabilisering ble anvendt både for å ivareta stabilitet og begrense setninger på nabobygg. For å fordype kjellere under de eksisterende byggene ble det laget vegger av overlappende jet-peler med diameter 1,8 m. Jetpelene ble avsluttet i 4-6 m dybde under nytt kjellergulv, og fungerer også som nye fundamenter for byggene. Jet-pelene ble satt fra utsiden av veggene der dette var mulig, ellers fra 1etg. De valgte løsninger har i all hovedsak fungert etter hensikten, men det har lokalt blitt noe større setninger på nabobygg enn forventet, som delvis tilskrives at disse hadde fått store skjevsetninger tidligere.

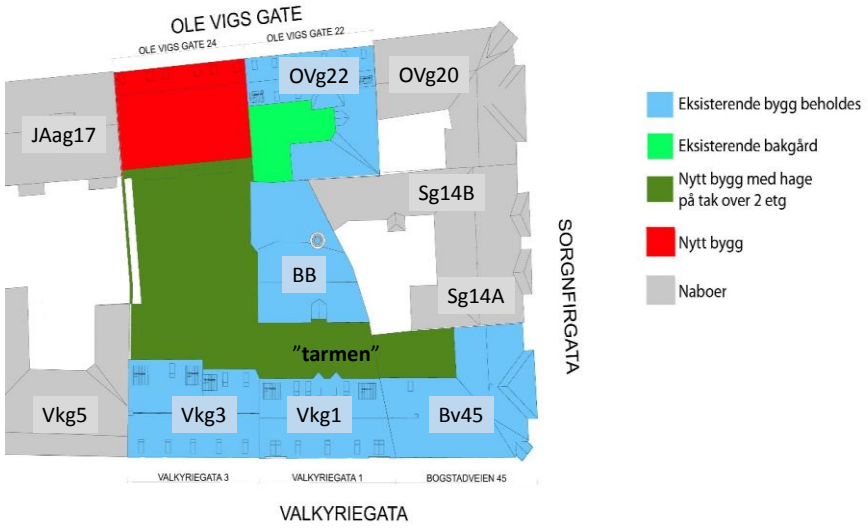
SUMMARY

The paper describes design and experiences from establishing a 6 m deep supported excavation for new buildings within narrow backyards between Valkyriegaten and Ole Vigs gate in Oslo, and deepening of basements under four surrounding existing buildings by 2,5 to 3,0 m. The ground conditions are normally consolidated clays, which are highly sensitive below a depth of about 9 m. The new excavation pit is supported using sheetpile walls and internal bracing and use of Dry Deep Mixed (DDM) lime/cement columns both to satisfy sufficient stability of the excavation and limit displacement of neighbouring buildings. Rows of overlapping jet-grouted piles with a diameter of 1.8 m were set under the existing basement walls to allow deepening of the basements. The jet-grouted piles extend 4 to 6 m below the new basement levels, and also serves as new foundations for the existing buildings. Where access was possible, the jet-grouted piles were set from the outside of the existing buildings, if not, from the first floor inside the buildings. The adopted solutions have largely performed as expected, but some neighbouring buildings right next to the excavations have settled somewhat more than expected, partly because they previously had experienced very large differential settlements.

INNLEDNING

Artikkelen behandler geoteknisk prosjektering, og erfaringer som er gjort, knyttet til oppførelse av nybygg i bakgården i Valkyriegaten 1-3 (grønne og røde arealer i Figur 1), og renovering med fordypning av kjellere av eksisterende bebyggelse rundt den nye bebyggelsen (vist med blått i Figur 1). Fordypning av kjellere gjelder for Valkyriegaten 1 og 3 (Vkg1-3), hjørnebygget Bogstadveien 45 (Bv45), og Bakeribygget (BB) i bakgården, men ikke for Ole Vigs gt. (OVg) 22 i nord.

Byggherre for prosjektet er Valkyrien Utvikling AS (VU). NCC utfører arbeidene i en totalentreprise for VU. NGI har vært RIG både i forprosjektfasen for byggherren og deretter for NCC for detaljprosjektering. Oppdraget omfatter detaljprosjektering av nødvendige geotekniske tiltak knyttet til byggegrop for nybygg, fordypning av eksisterende kjellere, og valg av fundamenteringsløsninger for nye og eksisterende bygg berørt av arbeidene. Multiconsult er RIB og Melbye Arkitekter er ansvarlig arkitekt. Prosjekterte løsninger inkluderer omfattende bruk av jet-injiserte peler. Jetgrunn AS har stått for disse arbeidene, Herkules Fundamentering AS har utført spuntarbeider, SMG kalk/sement stabilisering.



Figur 1. Oversiktskart renovering og nybygg.

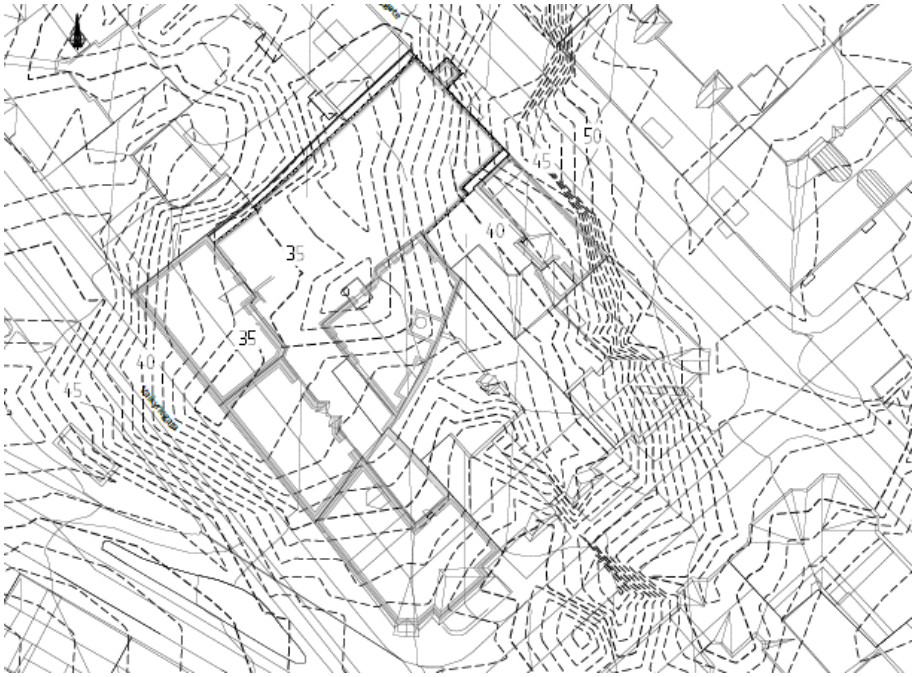
Figur 2 viser et flyfoto over området sett fra nordlig retning og inn i bakgården. Noen skur og lave bygg som stod i "nybygg"-området og innerst i "tarmen" i Figur 1, ble revet. Ellers skulle alle fasader bevares som de var.



Figur 2. Flyfoto over området sett fra nord (etter Google Map)

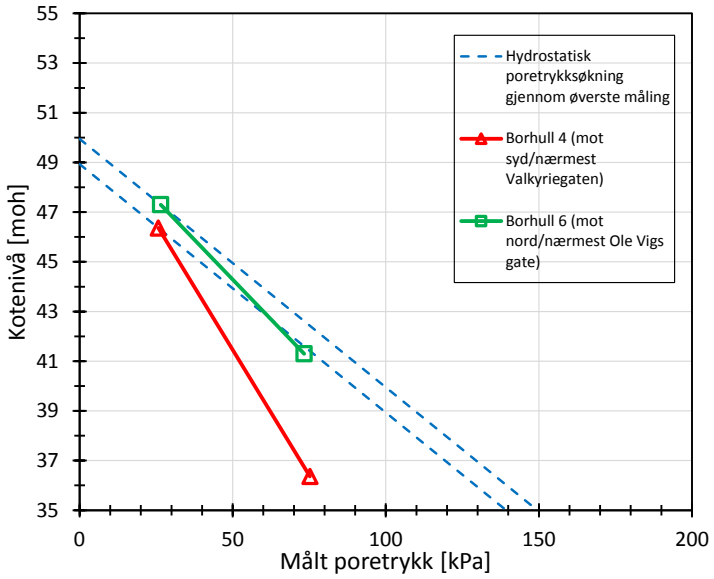
1 GRUNNFORHOLD

Terrenget i området faller svakt fra kote +51,5 til +52,5 langs OVg i nord ned mot +50,5 til+51,5 mot aktuell del av Vkg. Figur 3 viser at nivå på berget er nesten i dagen i NØ, og dypest, ned mot kote +33 (dvs. snaut 20 m dybde) inne i bakgården til Vkg 1-3.



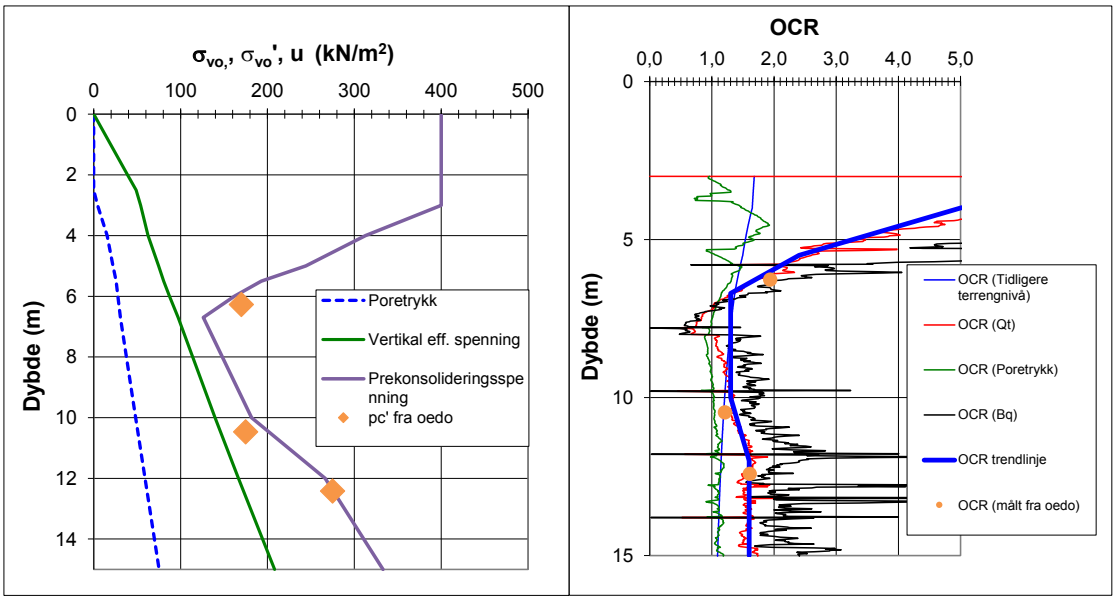
Figur 3. Nivå på bergoverflaten basert på tidligere undersøkelser fra Under-grunnskartverket og undersøkelser utført av NGI i 2015.

Det er målt poretrykk i to nivåer på to steder. Målingene i Figur 4 viser at øvre grunnvannsspeil faller fra kote +50 nær OVg (borehull 6 i Fig 3), til +49 i syd rett på innsiden av Vg1- (borehull 4). Ned mot berg er poretrykket hele 6,5 m lavere enn hydrostatisk trykk (stigehøyde + 42,5) ved hull 4, og ca. 2 m lavere enn hydrostatisk ved borehull 4. Årsaken til disse lave trykkene ved berg er drenerende effekt av Holmenkollbanetunnelen (T-banen), som ligger ca. 25 m syd for fasadene mot VG. Følges trenden i verdiene ved berg er det anslått at langs Vkg tilsvarer poretrykket ved berg en stigehøyde ca. 10 m under hydrostatisk.



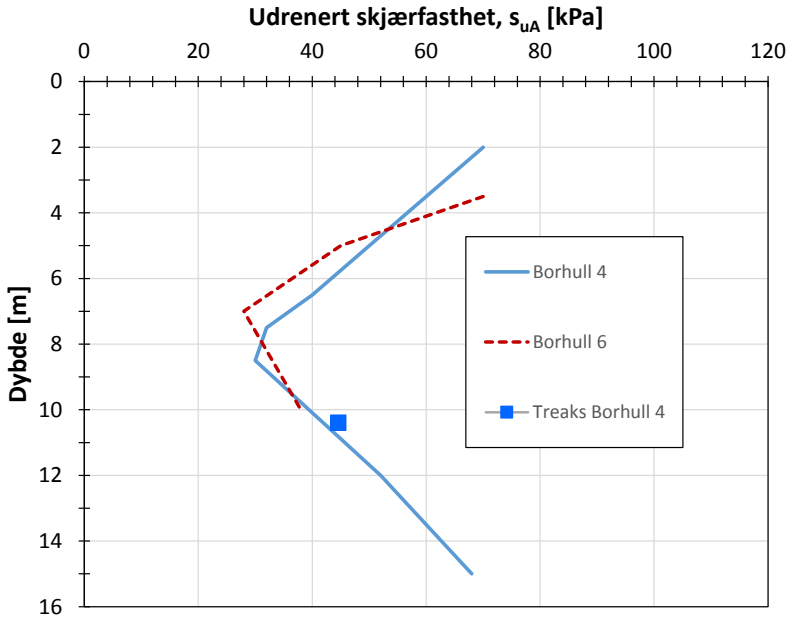
Figur 4. Målte poretrykk ved. De dypeste målene står nær vegoverflaten.

Leiras forkonsolideringstrykk er tolket både ut fra CPTU sonderinger basert Karlsrud et al (2005) og ødometerforsøk. De viste meget godt samsvar. Figur 5 viser eksempel på in-situ spenning forkonsolideringstrykk og overkonsolideringsgrad som tolket for borehull 4.



Figur 5. In-situ spenninger, forkonsolideringstrykk og overkonsolideringsgrad (OCR) tolket for borehull 4.

Figur 6 viser udrenert skjærstyrke tolket fra de to CPTU-sonderingene. Her er også vist resultat av et treaksialforsøk på en 75 mm prøve tatt i borehull 4, som viser godt samsvar med CPTU verdien i samme dybde.



Figur 6. Sammenstilling av tolkede verdier for aktiv udrenert skjærstyrke basert CPTU sonderinger og ett treaksialforsøk

2 FUNDAMENTERING OG TILSTAND EKSISTERENDE BEBYGGELSE

Alle aktuelle bygg i hele området er oppført omkring perioden 1910-1930 og er i 5 etasjer. Alle bygg er direkte fundamentert. Det har imidlertid vært gjort betydelig ombygging opp gjennom årene.

JAag17 er fundamentert på en 60 cm tykk armert betongplate som er nesten sammenhengende under hele bygget. De øvrige byggene er dårligere fundamentert, generelt med fundamenter av steinheller, og nedre del av kjellervegger i tørrmur, derover vegger av murstein.

Bergforløpet innebærer at NØ hjørnet av OVg22 står rett på berg, mens det under gavlveggen i vest er 10-15 m til berg. Dette bygget viste store eksiterende skjevsetninger. Gavlveggen i vest tiltet ca. 1:60 mot syd-vest, og på langs av bygget fra øst mot vest var helningen omtrent den samme. Anslagsvis har største setning ved SV hjørne vært drøye 30 cm. Dette skyldes antagelig en kombinasjon av setning pga av byggets egenlast, men kanskje i enda større grad reduksjon av poretrykk utløst av bygging av Holmenkollbanens tunnelen i perioden 1922-28.

Deler av nabobyggene Sorgenfrigaten (Sfg) 14A og 14B og Ovg 20 viste også klare tegn på tidligere store skjevsetninger, spesielt der dybden til berg varierte mest (Figur 3). Et spesielt forhold med hensyn til Sfg14 A er at et lite parti av fløyen i

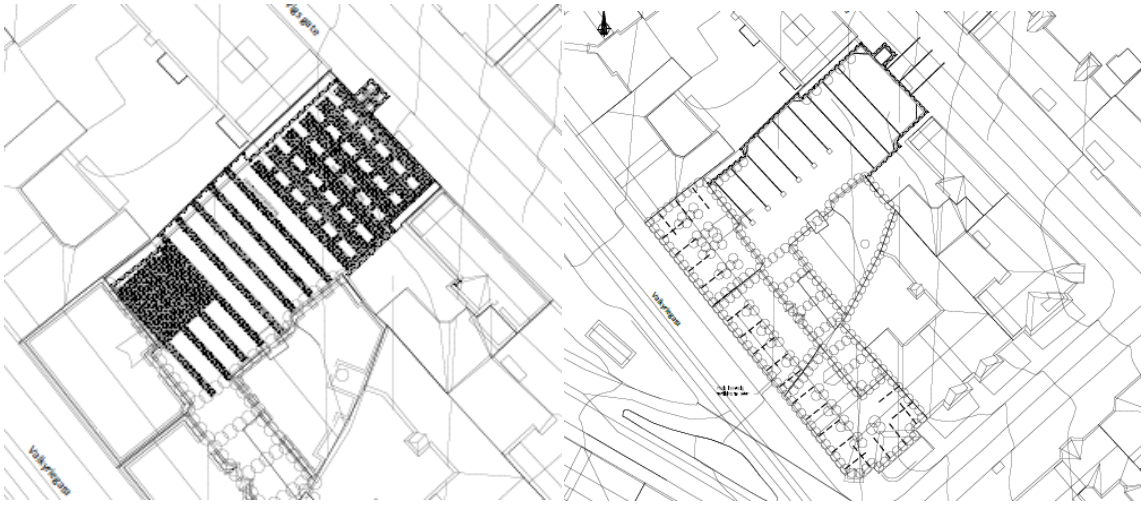
sydvest ble re-fundamentert på peler til berg i 1954. Denne fløyen hadde spesielt store sprekker og skjevheter før de nye arbeidene tok til. Den øvrige bebyggelsen i området var ellers generelt i rimelig god forfatning, men alle med noe skjevheter på grunn av tidligere setninger, igjen antagelig mest på grunn av Holmenkollbanen og ujevn bergtopografi.

3 BYGGEGROP OG FUNDAMENTERING AV NYBYGG I BAKGÅRDEN

Nybygde arealer (Fig.1) har ett kjellernivå med ok kjellergulv generelt på kote +46,9, men er løftet en halv meter for den høye delen av nybygget (merket rødt i Fig. 1). Med rom for 15 cm underbetong gav det generell traubunn på kote +46,2, typisk omkring 5,0 m under dagen terreng.

Som vist i Figur 7 ble det prosjektert med spunt (AZ13) langs hele vestre side av byggegropen, langs OVg og mot OVg22. Spunten ble avsluttet i nivå +38,5, men ikke nærmere berg enn 0,5 m for å unngå at byggene fikk direkte kontakt med berg via spunten. Langs BB, og inn langs begge sider av ”tarmen”, ble det laget en vegg av ø180 cm jet-peler satt med c/c 1,4 m. Inne i ”tarmen" ble det også satt jet-peler som ribber på tvers til 2 m under traubunn. Dette både som avstivning og for å ivareta sikkerhet mot grunnbrudd, se senere detaljer.

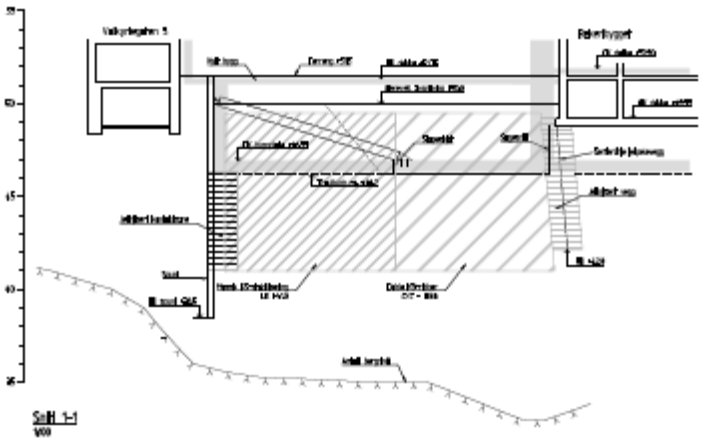
All prosjektering baserte seg på bruk av PLAXIS og NGI-ADP jordmodellen basert udrenert oppførsel i leire. Minste krav til sikkerhet mot grunnbrudd var satt til 1,4, men ved prosjekteringen ble det lagt vesentlig vekt på å søke å begrense deformasjoner og skader på nabobygg. I søndre del, mot fløyen i Vkg5, ble det derfor utført massiv blokkstabilisering med KS-peler. Det ble også ganske massivt stabilisert med KS-ribber i nord mot JAag17 og OVg22, også her for å begrense deformasjoner. Av samme årsak ble det satt jet-peler i overgangen mellom KS stabilisering og spuntvegg på disse partier. På grunn av lav mobilisering av stabilisert leire ble modulen for KS valg relativt høy, E= 70 MPa.



Figur 7. Plan for avstivning (høyre)og KS-stabilisering (venstre) av byggegrop for nybygg.

Figur 8 viser et typisk snitt 1-1 mellom Vkg5 og BB. Rekkefølgen var her først å grave ut for østre halvdel mot BB, og støpe 15 cm underbetong. Dette ble gjort seksjonsvis. Deretter ble bunnplaten støpt på denne halvdelen. Det ble så grøftet ut for pute og skråstivere. Når skråstivere var på plass ble vestre del gravd ut og underbetong og ferdig bunnplate støpt helt inn til spuntveggen. Lokalt mot Vkg5 ble kjellerveggen først støpt opp til uk stivere og re-avstivet. Forøvrig ble stivere fjernet når bunnplaten var støpt og vegger og tak ble støpt fritt.

I nordre del, mot d JAag17, ble det anvendt innvendig avstivning med rørstivere i ett nivå, Figur 7, inkludert hjørnestiver mot Ovg. Selv om slik innvendig avstivning var noe kompliserende med tanke på gravearbeider, ble det ansett som nødvendig for å unngå uønskede deformasjoner som følge av stagboring, som er spesielt utfordrende når det er kvikkleire i grunnen inn under nabobyggene, se blant annet Langford et al (2016). Ut mot Ovg ble det likevel satt stag i ett nivå (0,5 m under terreng) da noe setninger i gaten ble ansett for akseptabelt og stag var enklere i forhold til gravearbeider enn hjørnestivere.



Figur 8. Snitt 1-1 byggegrop mellom Vkg5 og BB

Med de aktuelle løsninger var maksimal beregnet setning like bak spuntveggen 2 cm mot Vkg5 og 1 cm mot JAag17.

De nye byggenes permanente laster er mer enn godt nok kompensert for med den utgraving som foretas. Også sett i lys av at KS-pelingen har forbedret grunnen betydelig, ble det derfor valgt å direkte fundamentere alle deler av nybyggene på massiv betongplate. Som grunnlag for å dimensjonere bunnplaten fikk RIB oppgitt ekvivalente fjærstivheter fra NGI. Dette var fjærer som beskriver effekt av re-konsolideringssetninger i leira etter hvert som bygningslastene kommer på. Herunder ble det tatt hensyn til effekt av KS-pelingen på moduler og fjærstivheter.

4 FORDYPNING AV KJELLERE OG RE-FUNDAMENTERING

Som hovedprinsipp for fordypning av kjellere under de eksisterende byggene Vkg1-3, Bv45 og BB ble det valgt å lage nye kjellervegger ved bruk av jet-injiserte peler etter J2-metoden (Lier, 2012). Figur 9 viser plan med jet-pelenes plassering. Det ble prosjektert med pelediameter 1,8m satt med senteravstand på 1,4 m. Det tilsvarer en midlere veggtykkelse på 1,6 m. Det var satt et minimumskrav til enaksial trykkstyrke for jet-pelene på 6 MPa. Dette ble også lagt til grunn som karakteristisk styrke ved prosjekteringen.

Et vesentlig element ved prosjektering av jet-pel veggene var strekkstyrken. Basert erfaringsdata ble denne forsiktig satt til 0,5 MPa, tilsvarende 8,3 % av trykkstyrken.

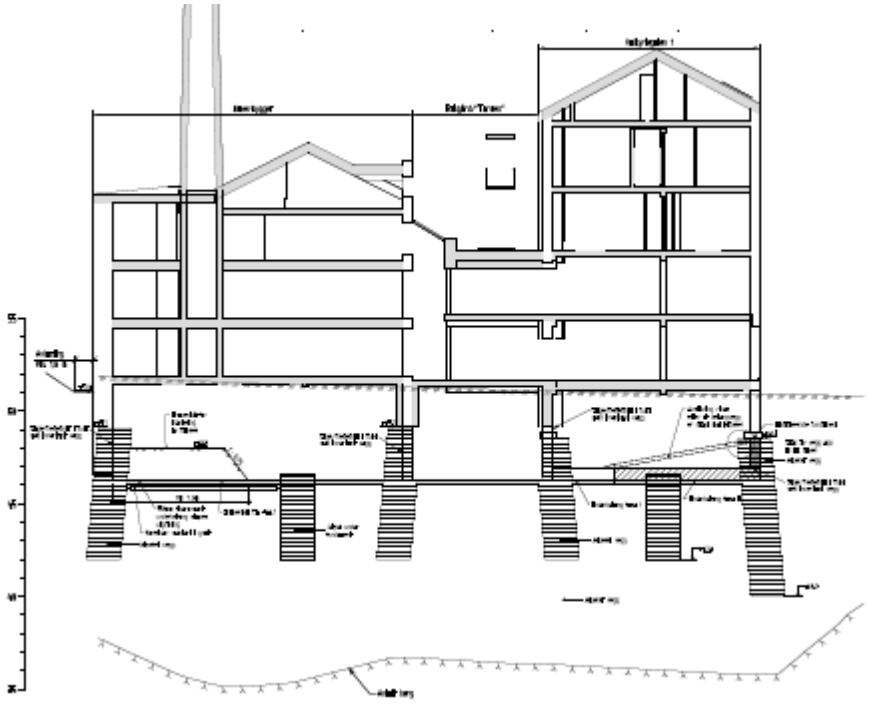


Figur 9. Plassering jet-peler for fordypning av kjellere

Foruten å ta ytre jordtrykk, er jet-pelene også prosjektert for å bære byggenes laster. Det er bevisst valgt ikke å føre jet-pelene helt ned til berg, men avslutte dem på kote +42, eller ikke nærmere berg enn 0,5 m. Dette for å unngå skarpe overganger i mulige fremtidige setninger i forhold til nabobyggene, som alle er direkte fundamentert, eller internt i samme bygg. Det ble også satt grupper av tre jet-peler inne i bygget for å bære fremtidige søyler i bygget. For å få til denne løsningen valgte NCC før utgraving å rive alle gulv i 1etg., og veksle ut alle ovenforliggende laster til ytterveggene i byggene ved bruk av stålfagverk.

Det var kun i "tarmen" mellom byggene og opp langs BB (Fig. 9) at det var mulig å sette jet-peler fra dagens terreng. De øvrige jet-pelene ble satt av maskin stående på gulv i 1 etg. Som illustrert ved snittet i Figur 10 ble jetpelene generelt ansatt med en helning på 5 gr (ca. 1:20), og slik at senter pel lå 15 cm fra innerkant av kjellerveggen i overgangen til kjellergulvet. Dette for å unngå direkte konflikt med kjellerveggene.

Figur 10 viser også prinsipp for utgraving i Vkg1-3 og BB. Her lå opprinnelig kjellergulv på omkring nivå + 48,8, ca. 2,7 m under utvendig terreng. Kjellerne skulle fordypes med ca. 2,6m, som gir traubunn på +46,2, ca. 5 m under utvendig terreng. Nivå på eksisterende og nytt gulv er omtrent det samme for BB som for Vkg1-3.



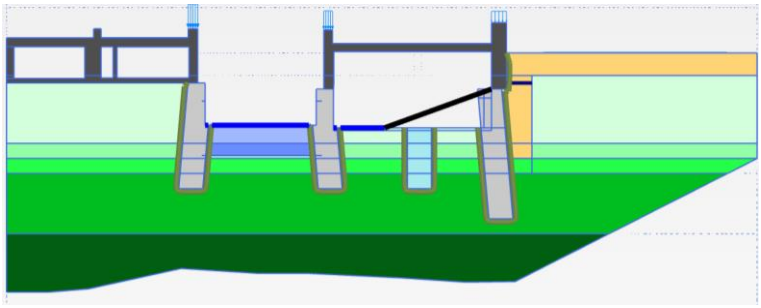
Figur 10. Snitt mellom Valkyriegaten 1 (til høyre) og Bakeribygget (til venstre)

Rekkefølge for utgraving i Vg1-3 og Bv45 er den samme, og fulgte følgende trinn:

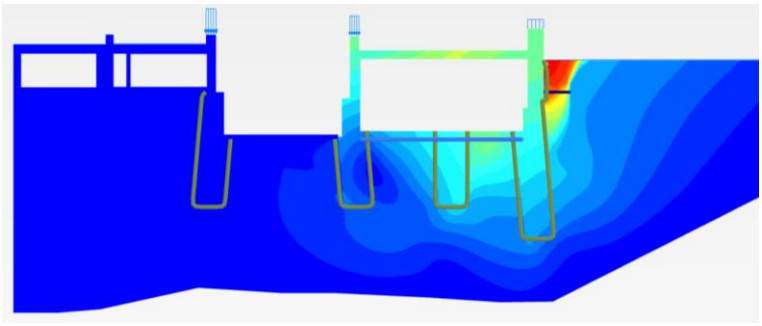
1. Generell graving til ca. kote + +48,2, herunder fjerning av eksisterende kjellergulv
2. Lokal graving for underbetong og støp av kjellergulv inn mot bakveggen i byggene
3. Grøfting for, og montering av pute og skråstivere fra indre bunnplate og ut mot topp av ytre jet-pel vegg
4. Graving til bunn ytre del og fresing av jet-pel vegg til endelig form
5. Støp av underbetong og bunnplate på ytre del
6. Støp av ytre kjellervegg opp til uk av stivere/pute
7. Fjerning av skråstivere og støp resten av kjellerkonstruksjonene

Et vesentlig moment ved prosjektering av denne løsningen var ønske fra byggherren om å få mest mulig plass inne i ny kjeller, og derfor fjerne helst alle deler av jet-pel veggen som stakk innenfor vegglivet i eksisterende kjeller.

Figur 11 viser utdrag av en typisk PLAXIS modell, for et snitt ut mot Valkyriegaten 1, og I gravefasen var beregnet maksimal setning i Valkyriegaten 0,6 cm, og beregnet horisontal innpressing av veggen var beskjeden, maksimalt 0,5 cm. Maksimal forventet setning av jet-pel veggen var ca. 0,3 cm.

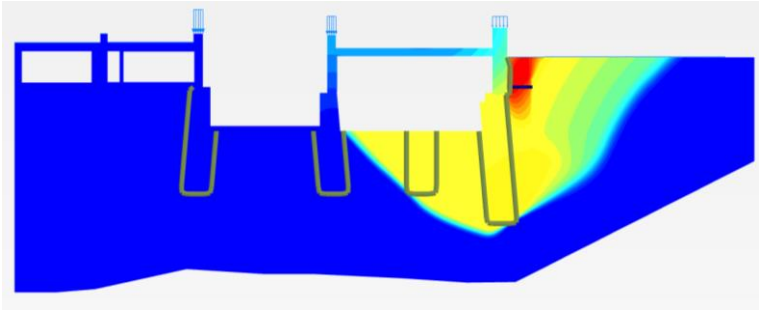


Figur 11. Utsnitt av PLAXIS modell for løsning vist i Figur 10



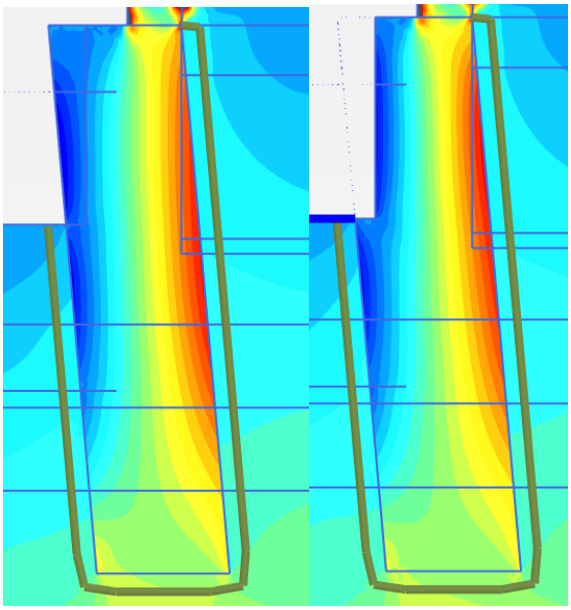
Figur 12. Beregnede maksimale forskyvninger fra PLAXIS (rødt område 1 cm, blått 0)

Figur 13 viser at bruddmekanismen som fremkommer ved en c-ø reduksjon i PLAXIS er et konvensjonelt grunnbrudd som strekker seg godt inn i kjelleren. Jet-pel veggen var altså ikke det mest kritiske elementet.



Figur 13. Bruddmekanisme fra c-ø reduksjon i PLAXIS beregningen

Figur 14 viser et eksempel på beregnede spenninger i jet-pel vegg før og etter reduksjon av veggtykkelse ved fresing fra innsiden.



Figur 14. Spenningsfordeling før (til venstre) og etter (til høyre) kutting av jet-pel vegg mot Valkyriegaten. Blått =100 kPa i strekk, rødt =400 kPa i trykk

Inne i BB var det på grunn av bakeriovnen og pipen vanskelig å få til tilsvarende grave og avstivningsplan som inne i de andre byggene. Her var det på den annen side mulig å avlaste terrenget på utsiden noe. Valgt prinsipp for utgraving i denne kjelleren var derfor som illustrert i Figur 15 som følger:

1. Generell utgraving til ca. kote +48, ca. 1 m under eksisterende kjellergulv
2. Grave ut for- og støpe 15 cm underbetong og bunnplate- i den sydvestre delen.
3. Grave ut grøfter for å etablere stivere mellom underbetongen i nytt kjellergulv i syd-vestre del og ut mot jet-pel veggene. Disse stiverne ligger altså rett under fremtidig uk kjellergulv
4. Grave ut for- og støpe- resten av kjellergulv
5. Frese ut for- og støpe- nye kjellervegger



Figur 15. Plan jet-peling og avstivning ved fordypning av kjeller under Bakeribygget (BB).

5 VIKTIGSTE ERFARINGER FRA GJENNOMFØRINGEN SÅ LANGT

5.1 Målte deformasjoner under utgraving

For å ha kontroll med deformasjoner ble det montert totalt ca. 100 nivellementsbolter på
bygg og trikkeskinner innenfor kvartalet. I tillegg var det montert en helningskanal på spunt inn mot Vg5 og mot JAag17, samt satt ned 2 piezometere ved berg.

Når denne artikkelen var skrevet (slutt oktober 2018), var hele kjelleren i nybygget ferdig oppført. Fordypning av kjellere under eksisterende bygg var fortsatt under arbeide. Lengst var man kommet i Bv45, der det var gravet ut for og etablert skråavstivning i ca. 2/3 av kjelleren og hele kjellergulvet var ferdig støpt i deler. I Vkg 1 var faser 1. til 3. ferdig, dvs. dvs. indre del av bunnplate og skråstivere var på plass, Generell avgraving til + 48,2 var utført i BB.

Poretrykksmålingene ved berg har som forventet ikke påvist noen endringer og derfor ikke bidratt til setninger.

Det oppstod generelt noen setninger (1-2 cm) på nærmeste deler av nabobyggene når det ble forgravet for og rammet spunt. Å forutsi slike setninger er vanskelig, men det skjer ganske ofte.

Setting av jet-peler har ikke medført noen vesentlige deformasjoner, men nivellementene kan tyde på noe heving, lokalt opptil ca. 10 mm. Dette tyder på god

kontroll med at returmasse hadde fritt utløp til enhver tid. Hvis ikke kunne man fått mer tendens til hevning i denne fasen. Noe masse har trengt inn i kjellere mens man holdt på, men har ikke skapt noe stort problem. Det kan nevnes at drensledninger under og rundt husene ble frigravd og plugget før jet-pelingen tok til. Det var viktig for å unngå uønsket utløp av returmasse til utenforliggende røranlegg.

Utgraving av "tarmen", der jet-pel veggene stod helt uavstivet (men det var ribber av jet-peler under traubunn, Fig. 9), medførte generelt beskjedne setninger av byggene som lå helt inntil (anslagsvis 10-20 mm, men datagrunnlaget er noe usikkert her). Et unntak var at eksisterende sprekker i fløyen på Sfg14A åpnet seg noe mere og det kom også noen nye sprekker. (Det var mange eksisterende sprekker i hele denne fløyen med opptil 8-10 mm sprekkeåpning). Forklaringen kan være at jet-pelene satt under veggen til Sfg14A langs "tarmen" gav små setninger også av denne veggen, slik som bakveggen som var re-fundamentert på peler til berg i 1954. Dette gjorde antagelig bygget mer ømfintlig for setninger i grunnen mellom front- og bakvegg, som forsterket tendensen til åpning av sprekker. Beboerne ble også meget urolige over tendens til åpning av sprekker. Det kan kanskje forstås når man ser jet-pel veggen og bygget nede fra gropen, jfr. fotografiet, Figur 16. Denne gropen ble stående slik i flere måneder gjennom vinteren 2017, før man begynte å wire-sage bort ytre del av jet-pel veggene og så støpe kjellerkonstruksjonen i denne delen våren 2018. Det ble i denne perioden gjort måling av avstanden mellom jet-pel veggene på hver side av "tarmen", men ingen vesentlige endringer ble registrert over tid.



Figur 16. Fotografi tatt inne i "tarmen". Sfg14A innerst til venstre i bildet, Bv45 innerst rett frem og til høyre

I ettertid kan det vel sis at det hadde vært gunstig å sette jet-peler også under hele gavlveggen i Sfg 14A. men når dette kunne vært aktuelt hadde man ikke adkomst til bakgården i dette bygget.

Utgraving for- og bygging av- kjeller i resten av gropen har også tatt lang tid. Total setning etter at hele kjelleren i nybygget var ferdig var oppe i maksimalt ca. 4 cm ved Vkg5 og 3 cm ved JAag17. Skiller man ut setning som følge av forgraving og spunting, som utgjør ca. 30-40 % av totalen, er målt setning som følge av utgraving fortsatt noe større enn beregnet i forkant. Målte setninger har avtatt tilnærmet lineært til null i ca. 10 m avstand fra spuntveggen. Det har ført til noen mindre riss, men ingen alvorlige skader.

OVg22 og en del av BB har fått noe større setninger, opptil ca. 6 cm, noe som har utviklet seg over lang tid. Dette har antagelig sin forklaring i tre forhold:

- Det ble gravet med bratt gravestuff nesten helt inntil der første rørstiveren som skulle monters, men uten at denne var satt på plass. Det innebar liten sidestøtte for spunten i overgangen mellom spunt- og jet-pelet vegg (Figur 7) ved nordre ende av BB i en lang periode.
- Østre del av byggegropen ble stående slik i månedsvis mens det ble arbeidet med kjelleren inne i "tarmen", det vil si uheldig lang tid.

- Spesielt OVg22 var allerede meget anstrengt som følge av tidligere skjevsetninger. Det kan ha hatt en tendens til å "henge", med lite eller kanskje ikke noe kontakttrykk mot grunnen der dybden til berg og bygget hadde satt seg mest. Det stod også et lite bygg inntil dette som ble revet (se Figur 2), og som kan ha bidratt til å støtte opp Ovg22. Dette gjør bygget meget ømfintlig for nye tendenser til deformasjoner i grunnen. Det er en lærdom verdt å ta med seg.

Under utgraving for fordypning av kjeller i Bv45 har det så langt ikke vært målt setninger av betydning på bygget eller byggene rundt.

5.2 Kvalitet av jet-pelene

Krav til minste diameter på 180 cm ble generelt tilfredsstilt, men det var på et parti i "tarmen" indikasjoner på at dette ikke var oppnådd for noen peler. Kontrollboring ved kjerneprøvetaging horisontalt gjennom peler bekreftet at det var noen undermålere, med peler med diameter ned til 150 cm. Der dette ble konstatert ble det satt ekstra peler fra innsiden av Vkg 1 og 3. Jetgrunn AS mener at årsaken til undermålerne var feil ved prosedyrer som ble fulgt, og fikk skjerpet inn på prosedyrene. Det har under de senere arbeider ikke vært noen klare indikasjoner på undermålere.
Under jet-peling tas det regelmessig prøver a returmassen, som erfaringsmessig viser tilnærmet identiske egenskaper med massene i pelene når de er ferdig herdet.

Av i alt 86 kjerner testet kan den statistiske fordelingen av oppnådd trykkstyrke oppsummeres som følger:

Middelverdi: 12,1 MPa
Standardavvik: 2,14 MPa

Oppnådd karakteristisk styrke var altså nesten det dobbelte av hva som ble benyttet ved prosjekteringen.

Ved bruk av høyere trykkstyrke under prosjekteringen kunne antageligvis diameter av jet-pelene stedvis vært noe redusert. Diameter i bunn av pelene var mye styrt av vertikal bæreevne av jet-pel veggene. Høyere styrke kunne likevel åpnet for en optimalisering ved at man laget en større diameter på nederste del av pelene, og mindre oppover.

5.3 Praktiske aspekter

Utgraving inne i eksisterende bygg er rent praktisk utfordrende og tidkrevende. Under arbeidene i Bv45 og Vkg 1 vil alle masser tas ut gjennom en transportåpning laget gjennom veggen i Bv45 ut mot Sorgenfrigaten. Det vil si at området rundt nedkjøringsrampen som man ser av bildet i Figur 17, blir tatt til slutt. Det kan diskuteres om det ikke hadde vært mer hensiktsmessig å ta ut masser via transportbånd og/eller lage en nedkjøringsrampe av stål.



Figur 17. Fotografi av kjeller i Bv45 tatt fra nedkjøringsrampen, utgraving til underbetong ferdig høyre del.

NGI vil til slutt takke alle parter som har samarbeidet om prosjektering og gjennomføring av de arbeider som er beskrevet. Et åpent og tillitsfullt samarbeide der alle gjør sitt for å finne beste tilpasning av løsninger er en forutsetning for at slike kompliserte ombyggingsprosjekter skal lykkes.

Så kan man jo spørre seg var det vært prisen? Det vet vel bare byggherren. Men det må kunne stilles spørsmål om Byantikvaren/Riksantikvaren ikke burde sagt ja til rivning av den del av eksisterende bygningsmasse som var av dårligst kvalitet og hadde de største skjevheter og skader.

6 REFERANSER

Karlsrud, K. and Hernandez-Martinez, F. (2012). Strength and deformation properties of Norwegian clays from tests on high quality block samples. Canadian Geotechnical Journal, 2014, 51(10): 1218, DOI: 10.1139/cgj-2014-0357.

Langford, J., Karlsrud, K., Lande, E.-J., Baardvik & Engen, A. (2016). BegrensSkade – Limitation of damage caused by foundation and ground works. Grundläggningsdagen 2016, Stockholm, Sweden.

Lier, K-E. (2012) Grunnforsterkning. Jetpeler. NGF kurs, Sandefjord, 2012.

EFFEKTIV KOMMUNIKATION AV GEO-RELATERAD UNDERMARKSINFORMATION I ETT LCC-PERSPEKTIV

Mats Svensson och Olof Friberg

Tyréns AB

SAMMANFATTNING

De ökade kraven på BIM som arbetssätt och en anläggnings livscykel (LCC) som tidsperspektiv ställer nya krav på hur geotekniskt relaterad information behöver kommuniceras. De huvudsakliga utmaningarna är avsaknad av standardiserade dataformat för de flesta undersökningsmetoder som används, avsaknad av klassningssystem för undermarksobjekt samt avsaknad av överföringsformat mellan de olika system som används av olika aktörer och i olika skeden. GeoBIM-konceptet möjliggör hantering av den första frågan genom en nyutvecklad effektiv databas där alla geotekniskt relaterade data i ett uppdrag kan samlas och därifrån på ett smidigt sätt kommunicera direkt med alla de programvaror som används i det geotekniska hantverket och i den fortsatta projekteringen. GeoBIM-databasen hanteras med enbart en web-läsare vilket gör att alla aktörer, inklusive sakägare och tex myndigheter, kan ges samma tillgång till data och modeller som projektteamet.

För att möjliggöra full BIM-kompatibilitet av geotekniska objekt pågår framtagning av ett klassningssystem för undermarksobjekt inom CoClass-systemet. Ett förslag på klassningssystem presenteras och kommer under våren 2019 att pilottestas i projekt Marieholmsförbindelsen, Nyhamnen i Malmö och ett depå-projekt i projekt Roslagsbanan.

SUMMARY

The increased requirements for using BIM as a working method and having a Life Cycle Cost (LCC) perspective put new demands on how geotechnical related information needs to be communicated. The main challenges are the absence of standardized data formats for most of the investigation methods used, the absence of a classification system for underground objects and also the lack of transmission formats between the different systems used by different actors and in different stages in the geotechnical industry. The GeoBIM concept handle the first question through a newly developed efficient database where all geotechnically related data in a project can be gathered and, in a smooth manner, communicated directly with all the software used in the geotechnical engineering and in the following design process. The GeoBIM database is managed with using only a web browser, which means that all actors, including stakeholders and eg authorities, can be given the same access to data and models as the design team.

To enable full BIM compatibility of geotechnical objects, a classification system for geotechnically related underground objects within the CoClass system is being developed. A proposal for a classification system is presented and will be tested in project Marieholmsförbindelsen, Nyhamnen in Malmö and a depot project in project Roslagsbanan during spring 2019.

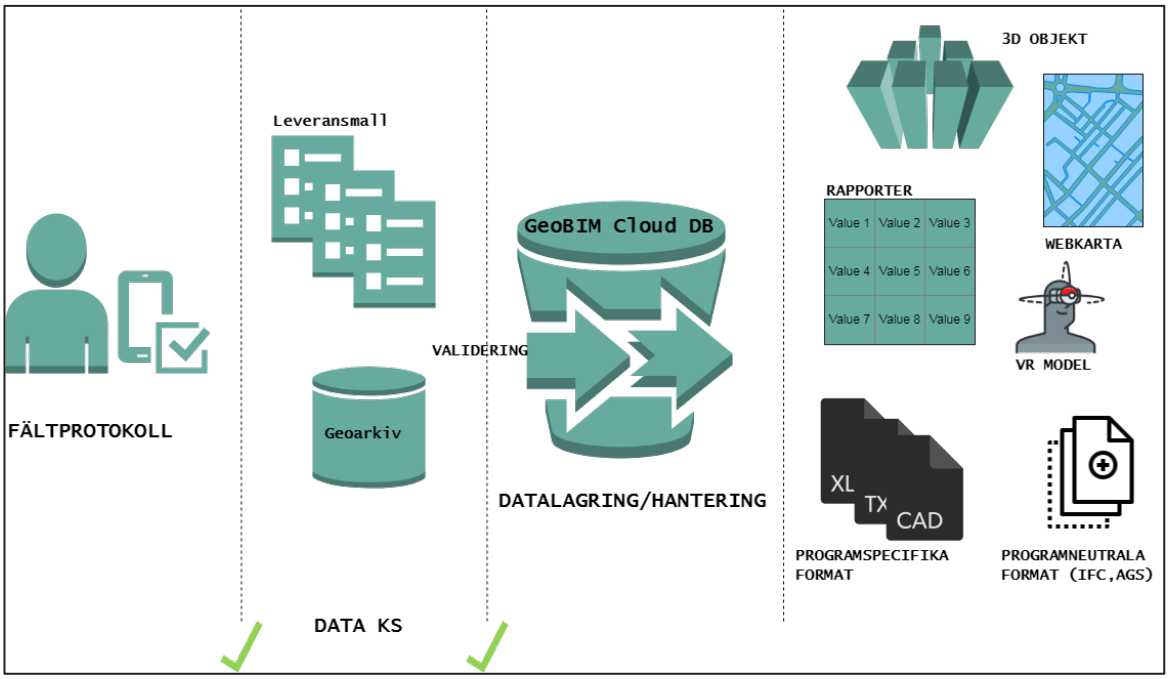
1 INLEDNING

Hur påverkas det dagliga geotekniska detektivarbetet av den allomfattande digitaliseringen i samhällsbyggandet? Processen från planering till färdig geomodell och kommunikation och visualisering av denna modell av den sk undermarksrymden är nu helt digital (Svensson et al, 2018), vilket skapar nya möjligheter för effektivisering, kvalitetssäkring, och förvaltning av data och geomodeller. Men det saknas ett steg. Geotekniska data och modeller, allt oftare levererade i 3D och också i 4D, är ännu inte helt BIM-kompatibla, vilket innebär att data och framtagna modeller inte kan förmedlas genom alla inblandade aktörers system hela vägen från fältundersökning till förvaltning i ett LCC-perspektiv utan ett ganska omfattande manuellt arbete. För att denna process ska bli mer strömlinjeformad krävs standardisering av de dataformat som används vid insamling av alla geotekniskt och geologiskt relaterade data, framtagning av fungerande sk överföringsformat mellan olika skeden i byggprocessen och mellan olika aktörers system, samt ett gemensamt klassificeringssystem för både objekttyperna data och modeller. I det pågående FoU-projektet ”Vidareutveckling av BIM genom standardisering av undermarksinformation för möjliggörande av nya innovativa processer och tillämpningar i samhällsbyggandet” utvecklas det sk CoClass-systemet med klassningar för geotekniskt relaterade undermarksobjekt. Projektet genomförs av Tyréns, Skanska, TRV och SLL.

2 SLUTEN DIGITAL KEDJA

Det geotekniska hantverket omfattar hela kedjan från geotekniska fältundersökningar med borrbandvagnar och geofysiska undersökningsmetoder till leverans av en BIM-kompatibel 3D-modell av undermarksrymden. Hela den kedjan blir allt mer digital och i många uppdrag är den idag en helt sluten digital kedja, se figur 1. Borrprogrammen designas i en sk fältapp, sonderingsdata och klassning av jordprover samlas in i digitala enheter och protokoll ute på borrvagnarna i fält eller tex vid en geologisk kartering, data laddas direkt upp i molnbaserade databaser, tex GeoBIM, och hämtas därifrån av handläggare och projektörer för vidare analys, beräkningar, modelleringsarbete och rapportering. I den fortsatta projekteringen tillsammans med övriga teknikområden sker sedan det mesta arbetet i CAD-program. Slutlig leverans sker idag i form av en BIM-kompatibel sk Anläggningsmodell i 3D med informationsbärande objekt, se figur 1. För att all den

geotekniska informationen ska kunna följa med i den leveransen krävs det utveckling inom flera områden, se nedan.



Figur 1. Den slutna digitala geotekniska kedjan (Svensson, 2016)

2.1 Behov av standardisering och klassificering

I ett större infrastrukturprojekt är antalet använda geotekniska undersökningsmetoder stort, >100 när man tar med data från geofysik, lab, berg, grundvatten och förorenad mark. Ett fåtal av dessa data samlas in och levereras i standardiserade dataformat. Antalet programvaror som efter fält- och laboratoriearbetet ska användas för analys, beräkning, projektering och visualisering baserad på dessa data är också många, >50. Ovan angivna fakta medför att möjligheten att utnyttja samtliga data för samtolkning etc är långt ifrån optimal. Skälet är till stor del bristen på gemensamma dataformat och standarder på olika nivåer och inom olika teknikområden, vilket alltså medför svårigheter att enkelt kommunicera mellan alla data och programvaror. Det finns mycket samhällsnytta att utvinna ur dessa processer om de olika datatyperna och programvarorna kan kommunicera och utbyta information på ett bättre sätt än idag. För att uppnå full BIM-kompatibilitet genom en anläggnings hela livscykel, dvs i ett LCC-perspektiv, med alla de fördelar det innebär, krävs nu en omfattande standardisering på flera plan – dataformat, överföringsformat och klassificeringssystem av byggdelar och objekt.

2.2 Bristfällig förvaltning

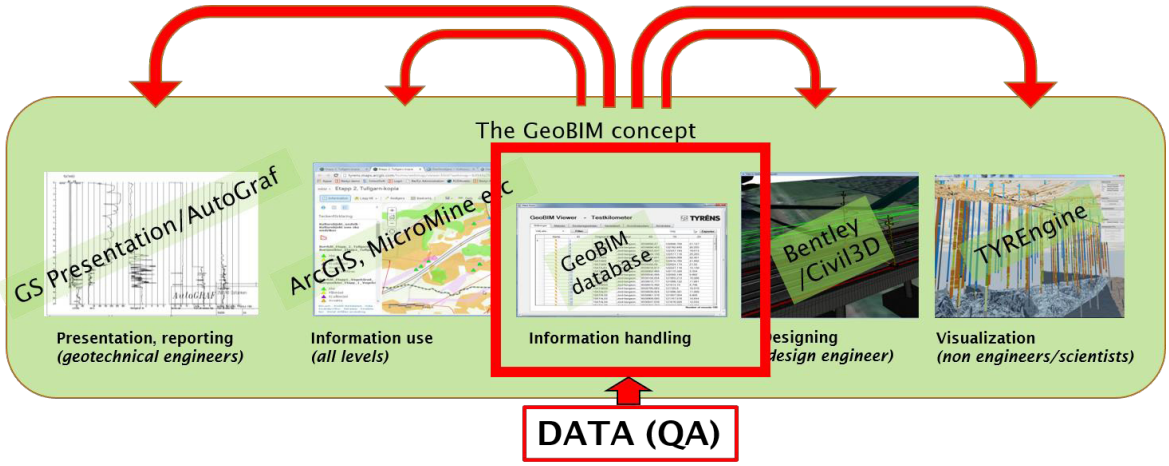
Bristen på gemensamma dataformat och avsaknaden av standarder avseende hur vi överför data och modeller mellan olika skeden och olika aktörers system innebär också i samhällsbyggandet att de ansvariga aktörerna generellt sett har stora

svårigheter att förvalta geotekniska data. Även förmågan att hålla ordning och reda på geotekniska data i pågående projekt är bristfällig. Till och med i stora pågående anläggningsprojekt. Detta gäller alltså på alla nivåer och både avseende projekt och avseende förvaltning - stora beställare och förvaltare som TRV och SLL, utförare (oftast konsulter), mindre beställare och förvaltare (kommuner) och entreprenörer.

3 GEOBIM-KONCEPTET

I GeoBIM-projektet har en för geotekniska sammanhang helt ny databas för geotekniska data utvecklats. GeoBIM-databasen är kärnan i det geotekniska GeoBIM-konceptet, se figur 2 nedan. GeoBIM-databasen kan importera data från alla de metoder inom teknikområdena geoteknik, geofysik, miljögeo, berg och grundvatten som normalt används i ett infrastrukturprojekt i Sverige och lagrar data i ett format som på ett enkelt sätt kommunicerar med alla de programvaror som normalt används i projekteringen. Med alla data samlade i en och samma databas förenklas arbete i alla skeden betydligt. Gränssnittet mot GeoBIM-databasen är en vanlig webläsare, vilket innebär att inga särskilda licenser eller programvaror krävs, vilket i sin tur gör data och modeller enkelt tillgängliga för samtliga aktörer i ett projekt, tex både projektör, sakägare och myndigheter. Databasen är en molnbaserad PostgreSQL-databas.

GeoBIM-konceptet har använts i >25 olika projekt, både i stora infrastrukturprojekt och i mindre projekt. Nedan presenteras exempel på några tillämpningar från Varbergstunneln och Norrbotniabanan.



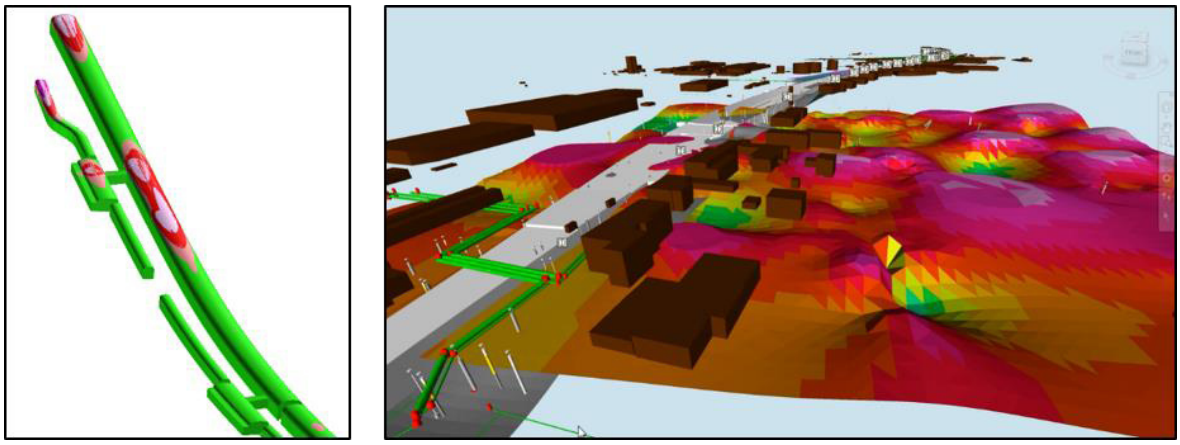
Figur 2. Schematisk bild av GeoBIM-konceptet där databasen är kärnan och enkel kommunikation mellan databas och branschens olika programvaror har möjliggjorts, (Svensson and Friberg, 2018).

3.1.1 Exempel Varbergstunneln

I projekt Varbergstunneln, totalt 6 km ny järnväg varav 3 km i tunnel under centrala Varberg, var två av de många georelaterade utmaningarna *liten bergtäckning*

respektive *ett av klorerade lösningsmedel förorenat område*. Ett underlag för diskussionen om bergtäckning, dvs avståndet mellan tunneltak och bergets överyta, kunde tack vare den goda ordningen på all data samlad i GeoBIM-databasen och den enkla kommunikationen mellan de olika modellerings- och projekteringsverktygen tas fram inom tidsramen för pågående möte, se figur 3(V).

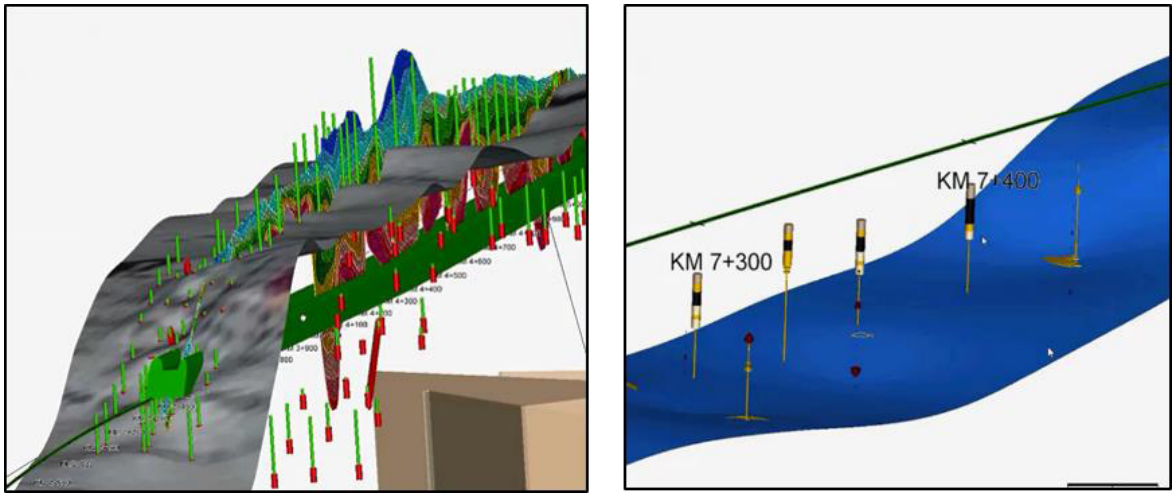
För att kunna hantera de klorerade föroreningarna i byggskedet var det fundamentalt att få fram en mycket detaljerad modell av bergets överyta och sprickzoner. Bergmodellen togs fram mha toppmodern seismisk landstreamer-teknik (Malehmir et al, 2018), kärnborrningar och Jb-sonderingar. All information samlades i GeoBIM-databasen och både data från alla metoder och framtagen bergmodell kunde sedan visualiseras i projekteringsverktyget i ett smidigt arbetsflöde, se figur 3(H).



Figur 3. Exempel på GeoBIM-tillämpningar i projekt Varbergstunneln. Bergtäckningen projicerad i form av sk iso-linjer, 1–4 m, för ett avsnitt av Varbergstunneln framtagen i projekteringsskedet. (V) Tolkad bergmodell visualiserad i samgranskningsmodell tillsammans med alla övriga anläggningsmodeller i projektet. (H)

3.1.2 Exempel Norrbotniabanan

I projekt Norrbotniabanan har geotekniska undersökningar utförts i >2000 punkter och ett stort antal km geofysiska undersökningar har utförts, fördelade på huvudsakligen två sträckningar, se figur 4(V). Förhållandena längs sträckan varierar mellan mycket lös jord, mäktiga organiska jordar och berg. I ett skede togs en modell fram för underkant lösjord och visualiserades i 3D, se figur 4(H). Samtliga aktörer, projektör och beställare, hade via GeoBIM-databasen tillgång till den framtagna modellen och kunde studera den tillsammans med det underlag, dvs de undersökningspunkter som modellen baserades på. Den tydliga och enkla kommunikationen gjorde då det mycket begränsade antalet punkter uppenbart och bidrog till en diskussion om kompletterande undersökningar.



Figur 4. Projekt Norrbotniabanan. Översiktlig modell av all geodata, bergmodell och aktuell tunneldesign (V). Modell över underkant lösjord och tillgängliga geotekniska data (H).

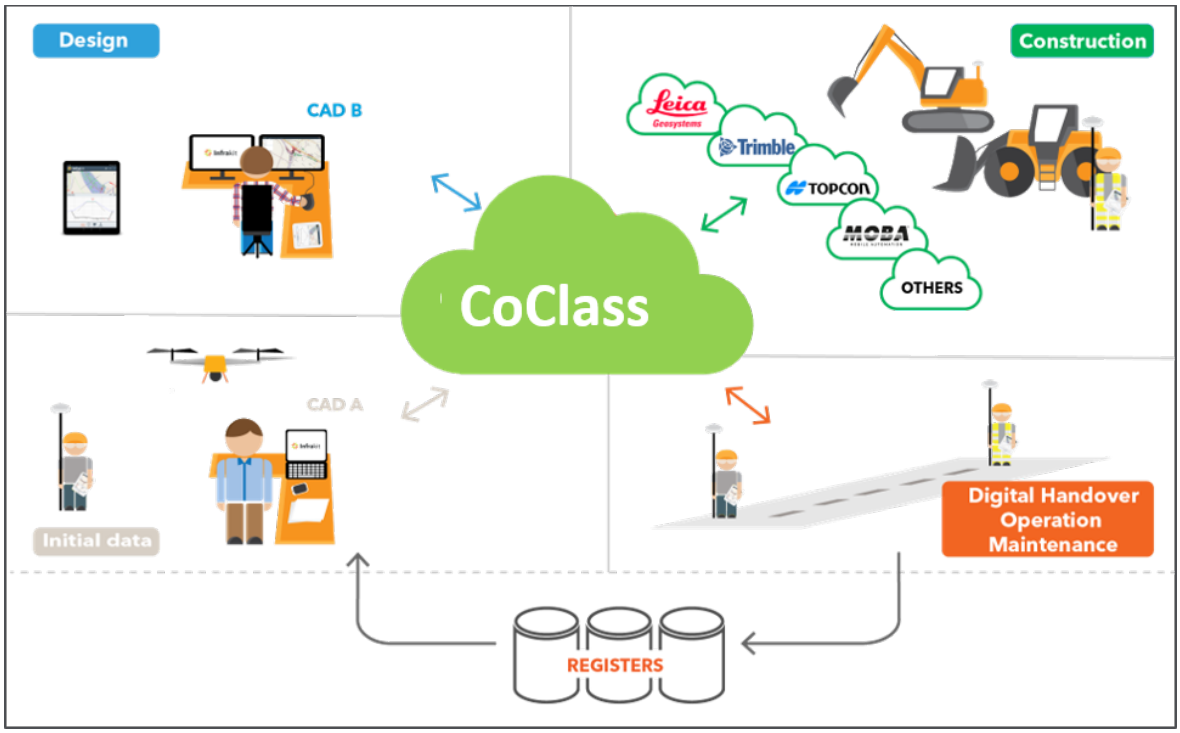
4 COCLASS FÖR UNDERMARKSOBJEKT

GeoBIM-konceptet gör det möjligt att hantera avsaknaden av standardiserade dataformat för alla undersökningsmetoder. Det löser dock inte kravet på full BIM-kompatibilitet. För att ta hand om den frågan krävs det att de geo-relaterade objekten fylls med sk metadata, dvs information om aktuellt objekt, som åtföljer objektet genom en anläggnings alla skeden, inklusive förvaltning. Det innebär alltså ett LCC-perspektiv på upp till 120 år för vissa anläggningar.

Inom husbyggnad har man sedan länge utvecklat och använt BSAB-systemet, där tex varje objekt i BIM-modellerna innehåller data som tex ID, modellbeteckning, tillverkare, serviceintervall. Sedan 2018 har BSAB övergått i det mer moderna CoClass-systemet. I CoClass-systemet behandlas dock ännu inte undermarksobjekt, vilket innebär att all information avseende geoteknik, berg, grundvatten och förorenad mark ännu inte har möjlighet att inlemmas i fullskaliga BIM-modeller. Ett pågående initiativ för att ändra på detta är FoU-projektet ”Vidareutveckling av BIM genom standardisering av undermarksinformation för möjliggörande av nya innovativa processer och tillämpningar i samhällsbyggandet” (GeoBIM 2.0).

I utvecklingsprojektet utvecklas CoClass-systemet för undermarksobjekt, med fokus på georelaterade data och modeller – geoteknik, grundvatten, förorenad mark och berg. Syftet är att ta fram ett kod/klassificeringssystem för att kunna kommunicera geotekniskt relaterade data och modeller mellan branschens alla olika system på ett problemfritt sätt från planering till förvaltning, se figur 5. Ett exempel kan vara att en modell över en föroreningsplym i 3D framtagen i projekteringen ska kunna tas upp på skärmen ute i en schaktmaskin och föraren ska kunna se när hon närmar sig föroreningen för att vidta de åtgärder som då krävs. Ett annat exempel kan vara att

entreprenör ska kunna resursplanera efter volymer och innehåll i en tolkad geomodell.



Figur 5. För att kunna kommunicera mellan alla olika system som används från fältundersökning till förvaltning av geotekniska data och modeller krävs en branschgemensam struktur på data, överföringsformat och klassificeringssystem för alla objekt (Svensson and Friberg, 2017).

4.1 Projektmål

Projektet har som huvudmål att utreda, testa och slutligen leverera ett förslag på kodsystem för geotekniskt relaterade undermarksobjekt i CoClass-systemet till Svensk Byggtjänst, vilken är den organisation som förvaltar CoClass i Sverige. I projektet utreds också möjligheterna att använda befintliga internationella överföringsformat för motsvarande objekt. Projektet förväntas generera respektive utreda nyttjande av nedan produkter, tjänster och processer.

- Klassificeringsstrukturer avseende undermarksobjekt i CoClass
- Mappningar mellan undermarksobjekt och överföringsformaten InfraGML, IFC, AGS
- Definition av tjänsten BIM-samordnare för undermarksbyggande
- Definition av informationsprocessen för undermarksbyggande.

Projektmålen delas upp i *Resultatmål* respektive *Effektmål* enligt nedan.

4.1.1 Resultatmål

1. Utveckla och anpassa CoClass för undermarksinformation.

2. Koppla CoClass-klassificering till de objekt som levereras via GeoBIM-konceptet.
3. Kunna integrera undermarksinformation – både data och modeller – med övriga objekt och system inom samhällsbyggnadssektorn – både i Sverige och globalt.
4. Utveckla schema för att kunna representera undermarksinformation enligt den föreslagna InfraGML-standarden.
5. Föreslå en implementering av undermarksinformation i det standardiserade IFC-formatet.
6. Tillgängliggöra och implementera punkterna 1-5 ovan i samhällsbyggnadsbranschen.

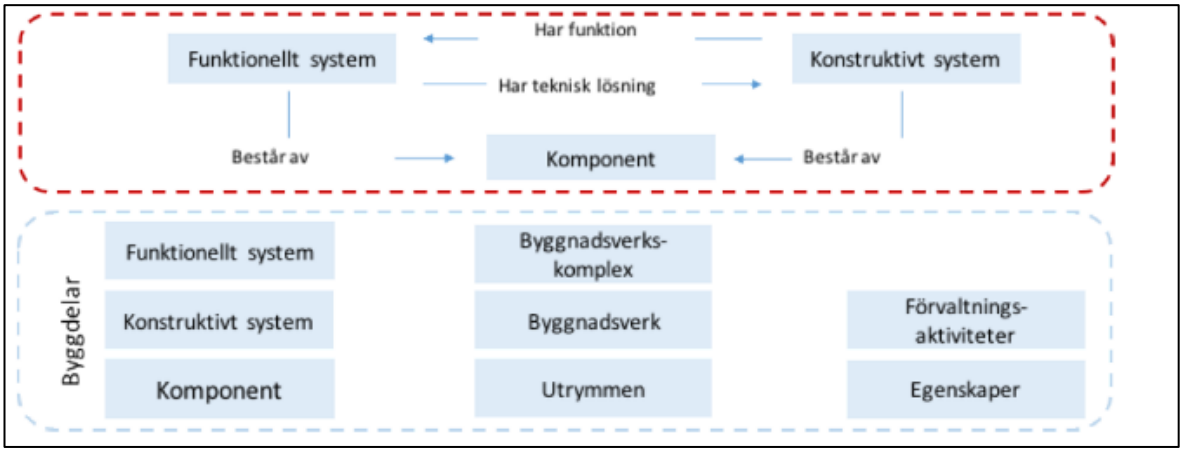
Vissa av målen är av utredande karaktär, tex möjligheterna att utnyttja internationella standarder som InfraGMLoch IFC för undermarksobjekt. I dagsläget förefaller tex IFC sakna stöd för geotekniska undermarksobjekt, och förväntas inte ha det utvecklat före 2021. Den typen av svar påverkar så klart möjligheterna att uppnå vissa av nedan effektmål. De inledande effektmålen är emellertid:

4.1.2 Effektmål

1. Effektivare dataflöden och processer i projekteringsskedet och byggskedet, vilket resulterar i lägre anläggningskostnader.
2. Kraftigt förbättrade system för förvaltning av undermarksinformation, vilket bl.a. förväntas ge lägre kostnader avseende geotekniska undersökningar och projektering.
3. Undermarksinformationen införlivas i kalkylprocesser och produktionsplanering via information i BIM-objekt, vilket förbättrar effektiviteten i alla led i byggprocessen.
4. Förbättrad kvalitet, färre byggfel och oväntade händelser tack vare bättre möjlighet att kommunicera och visualisera undermarksförhållanden i alla skeden.
5. Avsevärt förbättrade möjligheter för medborgarinflytande tack vare att gemensamma dataformat möjliggör utnyttjande av weblösningar för bla 3D-modeller, vilket gör att inga specialprogram behövs för att kunna ta del av informationen.
6. Ordning och reda på undermarksdata möjliggör helt nya möjligheter att arbeta med geostatistiska verktyg, vilket i sin tur möjliggör framtagning av osäkerhetsmodeller, vilket i sin tur ger helt nya möjligheter till riskfördelning vid kontraktsskrivande mellan byggherre och entreprenörer.
7. Nya affärsmodeller avseende tjänster och produkter i anslutning till det ”virtuella” undermarksbyggandet.

4.2 Föreslagen CoClass-struktur för undermarksobjekt

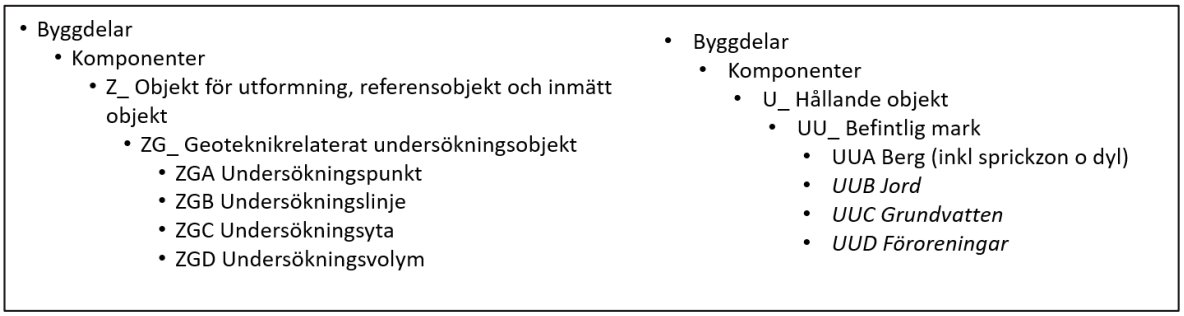
CoClass är ett hierarkiskt klassificerings-system och är ett svenskt initiativ som bygger på den internationella standarden ISO 12006-2, (www.coclass.byggtjanst.se). Systemet (version 1.0) är hittills utvecklat för anläggningar ovan mark och stöds nu av den internationella Building Smart-organisationen (www.buildingsmart.org). CoClass är ett hierarkiskt system som börjar på nivån Objekt, följt av Byggdelar, med undernivåerna *Funktionellt* system, *Konstruktivt* system och *Komponent*, se Figur 6.



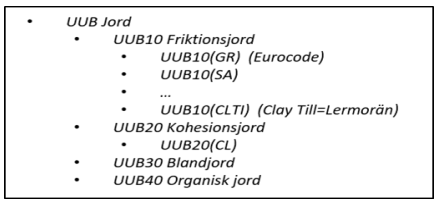
Figur 6. Principiell uppbyggnad av CoClass-systemet. (www.svenskbyggtjanst.se)

4.3 Föreslagen geoteknisk CoClass-indelning

Det pågående projektet föreslår en tydlig uppdelning mellan **undersökningsobjekt** och **modellerade objekt**, se figur 7. Objekt som representerar metod och resultat från fältundersökningar klassificeras enligt erhållna resultat från dessa metoder. De modellerade geotekniska objekten klassificeras som just modellerade, tex tolkade ytor eller volymer av berg, jord, grundvatten och föroreningar, se figur 7. För ytterligare detaljer kan man använda sk typer, se figur 8(V). För att ta hand om egenskaper, såsom skjuvhållfasthet, kopparhalt, grundvattennivå, inom varje typ kan de definieras som egenskaper som definieras i bifogade listor över egenskaper eller som referens till etablerade nationella eller internationella industristandarder (till exempel SGF, AGS, Eurocode). I figur 8(H) visas exempel på några CoClass-klassade objekt enligt det preliminära förslag som är framtaget i FoU-projektet.



Figur 7. Föreslaget CoClass-system för geotekniskt relaterade undermarksobjekt (ZG). Mätresultat respektive Modeller (UU).



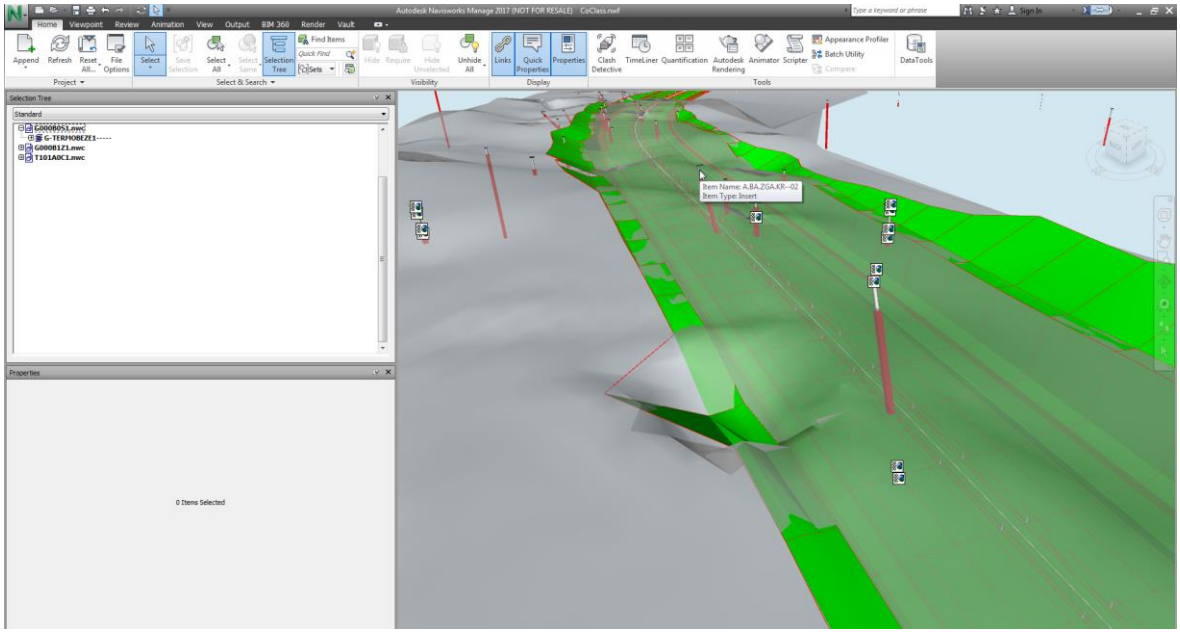
Exempel på objekt	Grafisk representation	Föreslagen CoClass-kod
Sandprov	Point	A.AB01.ZGA.10
Seismisk linje	Line	A.AB01.ZGB.03
Inmätt berg i dagen	Yta	A.AB01.ZGC.01
Föroreningsplym	Volym (modellerad)	A.AB01.UUC30
Överkant lerlager	Yta (modellerad)	A.AB01.UUB20

Figur 8. Föreslagen CoClass-struktur för nivån Jord (V). Exempel på CoClass-koder för några olika undermarksobjekt enligt framtaget förslag (H).

4.4 CoClass för geoteknik - pilottest

Under ett första pilottest har fokus varit på att undersöka informationsutbytet mellan projekteringsfasen och byggskedet. Testet har visat att den föreslagna CoClass-klassificeringen fungerar, dvs modellen som entreprenören (Skanska) har fått från projektören (Tyréns) innehåller precis samma information. Med hjälp av CoClass kan entreprenören därmed snabbt använda informationen i sina egna verktyg och system.

Pilottestet har också visat att det krävs vidareutveckling av egenskapslistan för förbättring av versionshantering och beskrivning av osäkerheter avseende de modellerade objekten då modelleringen av undermarken är en iterativ process som pågår under hela projekttiden. I figur 9 visas en modell baserad på CoClass-klassificerade objekt från entreprenörens detaljerade designverktyg. Samtliga objekt klassificerades av konsulten i den tidigare projekteringsfasen och modellen överfördes till entreprenören för framtagning av mer detaljerade modeller för de olika delskedena i byggfasen.



Figur 9. Anläggningsmodell levererad från projektör till entreprenör med CoClass-klassning som styrande parametrar. Vid en jämförelse med den levererade modellen från projektören innehöll entreprenörens modell korrekt information.

5 FINANSIÄRER

Projektet ”Vidareutveckling av BIM genom standardisering av undermarksinformation för möjliggörande av nya innovativa processer och tillämpningar i samhällsbyggandet” finansieras av Smart Built Environment, Sven Tyréns Stiftelse, SBUF och TRVs BIG-program.

6 REFERENSER

Malehmir, A., Lindén, M., Friberg O., Brodic, B., Möller, H., and Svensson, M., (2018). Unraveling contaminant pathways through a detailed seismic investigation, Varberg− southwest Sweden. EAGE Near Surface Geoscience, Porto-Portugal, September 2018

Svensson M., (2016), GeoBIM for optimal use of geotechnical data, *Proceedings of the 17th Nordic Geotechnical Meeting, Reykjavik* 25th – 28th of May

Svensson M. and Friberg O. (2017). GeoBIM for infrastructure planning, *EAGE Proceedings of the 23rd Near Surface Geoscience conference, Malmö* 3-7 September

Svensson M. and Friberg O., (2018), Communication of geophysics in underground infrastructure projects, *Proceedings of the 31st Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems*, Nashville, TN, March 25-29

Svensson M., Friberg O, Hansson P., (2018) Ordning och reda i undermarksrymden tydliggör osäkerheter, Bygg och Teknik nr 1, pp 18-21

LÄS MER
www.geobim.se.se
https://coclass.byggtjanst.se/ 0

ALLA GODA TING ÄR 3(D)?

Torbjörn Edstam och Anders Kullingsjö

Skanska Sverige AB

SAMMANFATTNING

Schaktarbeten skall alltid utföras på ett sådant sätt att stabiliteten är tillfredställande. Vid små eller måttliga schaktdjup och avsaknad av geometriska konflikter tillgrips normalt ”frischakt”, dvs en schaktgrop omgärdad av slänter. Om detta inte är möjligt tvingas man tillgripa en stödkonstruktion – i bästa fall i form av en konsolspont, men om det inte är tillräckligt i form av en spont som stöttas på en nivå, osv.

För att i möjligaste mån undvika behovet av en stödkonstruktion, eller göra den så enkel/billig som möjligt, kan det i vissa fall vara fördelaktigt att anpassa framdriften av schaktarbetet så att man kan utnyttja ”3D-effekten”, dvs att tillse så att det ”kritiska belastningssnittet” har en begränsad utbredning längs schaktkrönet.

I denna artikel redogörs för 3 SBUF-projekt som genomför(t)s i regi av Skanska Sverige AB och som har nyttjande av ”3D-effekten” vid temporära schaktarbeten i lös lera som minsta gemensamma nämnare.

SUMMARY

Excavations must always be performed in such a way that the stability conditions are satisfying. For shallow or moderate excavations, without geometrical constraints in the vicinity, sloping may be sufficient. Otherwise, a supporting structure is required. Depending on the site conditions this structure may be a cantilever wall, a wall supported at one level, etc.

In order to try to completely avoid a supporting wall, or make it as simple/cheap as possible, it may be beneficial to account for “3D-effects”, i.e. executing the excavation works in such an order that the critical cross-section has a limited geometrical extent (e.g. sequential excavation).

This Paper describes three R&D-projects, performed by Skanska Sverige AB and financially supported by SBUF (the Swedish construction industry's organisation for research and development), where focus is on how to account for “3D-effects” for temporary excavations in soft clay. The main-scenarios studied are excavating using sloping, a cantilever sheet pile wall or a sheet pile wall supported at one level.

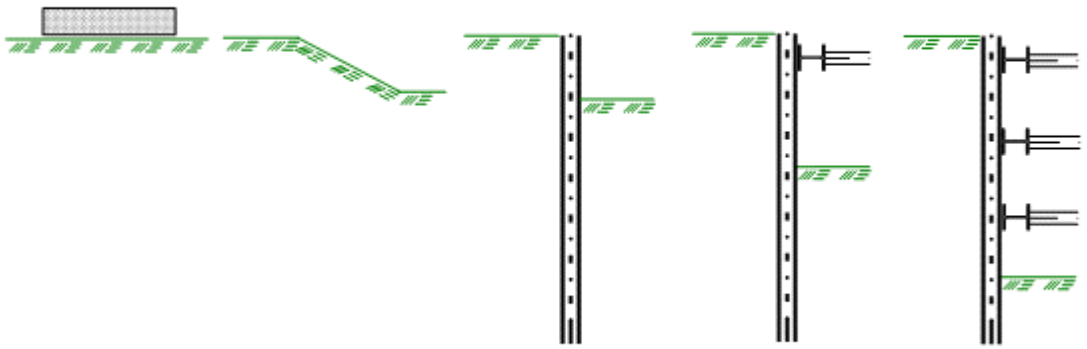
1 INLEDNING

Vid utformningen av en geokonstruktion utförs den ofta under antagandet att en 2D-situation (plant töjningstillstånd) råder. Detta antagande är normalt mer eller mindre på säkra sidan, vilket innebär att det ofta finns en möjlighet att optimera geokonstruktionen. Denna optimering kan avse såväl bruksgränstillstånd (SLS) som brottgränstillstånd (ULS) och påkänningarna i såväl jorden (GEO) som i eventuella konstruktionselement (STR) som ingår i geokonstruktionen.

Några exempel på geokonstruktioner som i praktiken ofta är mer eller mindre tredimensionella är ytliga fundament, slänter samt konsol-, enbands- och flerbandssponter vilka schematisk illustreras (i 2D) i Figur 1.

Förutsatt att jordprofilen utgörs av lös lera finns svensk branschpraxis när det gäller hur man bör tillgodoräkna sig 3D-effekter (ULS/GEO) för ytliga fundament, slänter samt flerbandssponter. Däremot saknas motsvarande branschpraxis när det gäller utformning av konsolsponter och enbandssponter (även om en vanlig missuppfattning är att den metod som utvecklats för flerbandssponter även är tillämpbar för dessa situationer).

I denna artikel redogörs för tre SBUF-projekt som fokuserar på hur 3D-effekter bör tillgodoräknas vid temporära schakter i lös lera (dvs situationer då lerans odränerade skjuvhållfasthet är relevant ”hållfasthetsmått”) varvid schaktgropen omgärdas av schaktslänter, en konsolspont eller en enbandsspont.



Figur 1. Illustrationer (i 2D) av några geokonstruktioner som i praktiken ofta är mer eller mindre tredimensionella.

2 FRISCHAKT MED NYTTJANDE AV 3D-EFFEKTER

2.1 Inledning

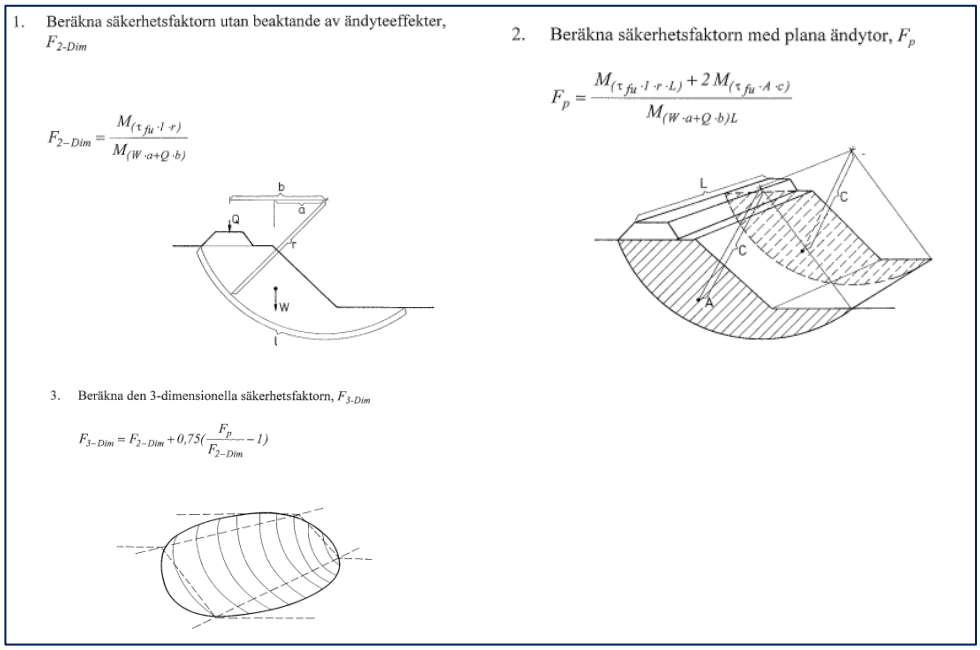
I Figur 2 visas schaktarbetet för ett blivande brostöd som ingick i en entreprenad som utfördes av Skanska Sverige AB år 2013. I det aktuella fallet var förhållandena sådana att frischakt/släntschakt åtminstone var geometriskt möjlig. Stabiliteten vinkelrätt schaktens kortsida (”in i papperet”) hade dock inte varit tillfredsställande om kortsidans utbredning varit för stor eftersom stabilitetsförhållandena inom den kritiska delsträckan i så fall hade närmat sig en 2-dimensionell situation för vilken gällt att $F_{kritisk,2D} < F_{erforderlig}$. Tack vare de närliggande överstarka delsträckorna (med $F_{överstark,2D} > F_{erforderlig}$) bedömdes dock att stabilitetsförhållandena var tillfredsställande ($F_{3D} \geq F_{erforderlig}$). Eftersom geokonstruktionen enbart utgjordes av jord var enbart GEO aktuellt för ULS.

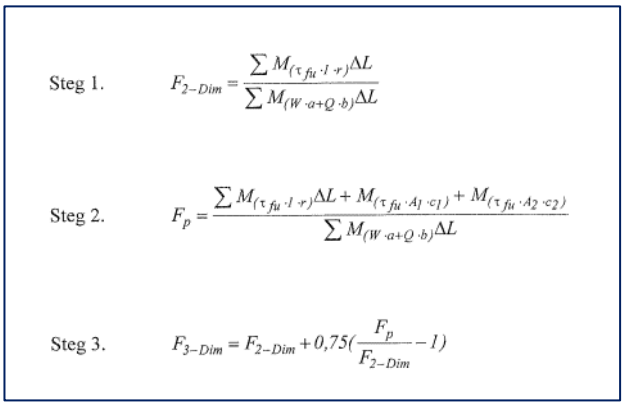
2.2 Beaktande av 3D-effekter enligt nuvarande svensk praxis

Den ovan beskrivna bedömningen baserades delvis på den metod som beskrivs i Skredkommissionen (1995), vilken torde anses som praxis inom den svenska geoteknikerkåren. ”Huvudstegen/Ekvationerna” i den metoden återges i Figur 3. Noteras bör att tillvägagångssättet enligt den övre delen av figuren endast är tillämpbart om de överstarka delsträckorna är oändligt överstarka, dvs 3D-glidytan är fullständigt ”instängd” inom den kritiska delsträckan, vilket snarare är undantag än regel. Således är tillvägagångssättet enligt den nedre delen av figuren det som är aktuellt i normalfallet.



Figur 2. Exempel på frischakt för ett brostöd där 3D-effekter nyttjades i syfte att uppnå tillfredsställande stabilitet.





Figur 3. Huvudstegen vid beaktande av 3D-effekter enligt nuvarande svensk praxis (Skredkommissionen, 1995).
Övre delen: Förutsatt att den kritiska delsträckan omges av delsträckor där leran har oändligt hög odränerad skjuvhållfasthet.
Undre delen: Förutsatt att den kritiska delsträckan omges av delsträckor med begränsad stabilitet.

Sedan en handfull år gäller Eurocode 7 i Sverige och därmed förekommer det numera att stabilitetsförhållandena kontrolleras på basis av antingen dimensionerande värden ($F_{EN,erforderlig} \geq 1{,}00$ förutsatt Säkerhetsklass 2) eller karakteristiska värden ($F_{erforderlig} \geq 1{,}50$ förutsatt Säkerhetsklass 2 och odränerad analys). Det förefaller rimligt att samtliga ekvationer i Figur 3 skall vara direkt tillämpbara oavsett om dimensionerande eller karakteristiska värden används, men det kan enkelt visas att så inte är fallet när det gäller ”Huvudsteg/Ekvation 3”. Som framgår i Skred-kommissionen (1995) baseras den däri angivna förenklade metoden

för att beakta 3D-effekten på en artikel av Gens et al (1988) och i den artikeln återges inte (åtminstone inte explicit) tillvägagångssättet i Figur 3. Däremot redovisas bl.a. diverse diagram där det framgår hur ändytornas form (plan, krökt, mfl) – allt annat lika - påverkar storleken på den tredimensionella säkerhetsfaktorn F_{3D} förutsatt att den kritiska delsträckan omges av delsträckor med lera som har oändligt hög odränerad skjuvhållfasthet. Efter närmare studium av dessa diagram är konklusionen att ekvationen i ”Steg 3” i den övre delen av Figur 3 skall modifieras enligt följande:

$$F_{3D} = F_{2D} + 0.75 \cdot F_{2D} \cdot \left(\frac{F_P}{F_{2D}} - 1\right) = F_{2D} + 0{,}75 \cdot (F_P - F_{2D}) \qquad (1)$$

Denna modifierade ekvation (inklusive dess bakgrund och härledning) har diskuterats med flera av delförfattarna till Skredkommissionen (1995), vilket föranlett slutsatsen att ”Tryckfels-Nisse” sannolikt var i farten 1995 (Larsson et al, 2016). Ekvation 1 är således direkt tillämpbar vid kontroll av stabilitetsförhållandena på basis av såväl dimensionerande värden som karakteristiska värden.

Vid tillämpning av tillvägagångssättet i Figur 3 (inklusive den modifierade ekvationen) är det av största vikt att beakta att kritiska glidytor vid 3D-förhållanden normalt är betydligt grundare än de kritiska glidytorna vid 2D-förhållanden. Om detta inte beaktas är sannolikheten stor att stabilitetsförhållandena överskattas, se Kapitel 2.3.

I de fall som den kritiska delsträckan omges av delsträckor med lera som har begränsad odränerad skjuvhållfasthet måste detta beaktas. Enligt Skredkommissionen (1995) kan detta göras genom förfarandet i den undre delen av Figur 3, men som framgår i Kapitel 2.3 förefaller sannolikheten vara stor att ett sådant tillvägagångssätt leder till att stabilitetsförhållandena överskattas.

2.3 3D-effekter enligt nuvarande svensk praxis jämfört med 3D-FEM

Genom att jämföra säkerhetsfaktorn erhållen från 3D-FEM (finita element metoden med beaktande av tredimensionella effekter; använd FE-mjukvara är Plaxis 3D) med den metod som beskrivs i Kapitel 2.2 erhålls en indikation på hur tillförlitlig nuvarande svensk praxis är. Denna jämförelse görs för två mycket enkla scenarier enligt nedan.

Ursprunglig topografi och grundförhållanden:

- Plan markyta
- Lera till 11.2 m djup (11,2=4x2,8)
- Lerans (valda) odränerade skjuvhållfasthet: 10 kPa
- Lerans (valda) tunghet: 16 kN/m^3

Schaktgeometri:

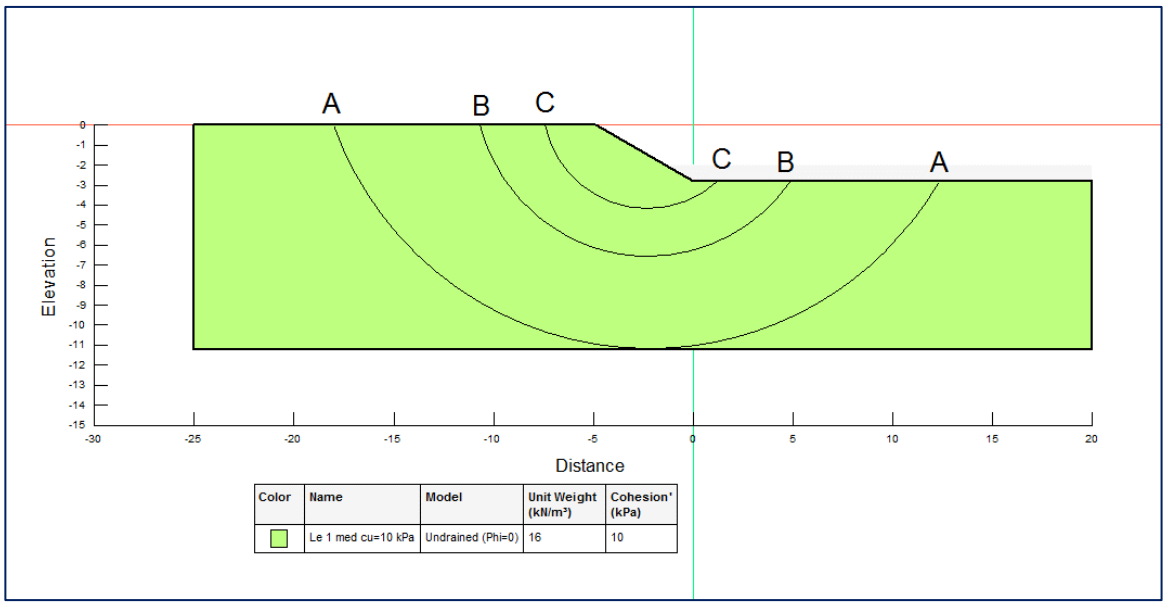
- Kritisk delsträcka: Schaktdjupet 2,8 m (=11,2/4), släntlutningen 30° och krönlängden 8,4 m (8,4=3x2,8)
- Överstarka delsträckor på ömse sidor om den kritiska delsträckan:
  Scenario 1: Samma geometri som inom kritisk delsträcka, men med oändligt hög odränerad skjuvhållfasthet.
  Scenario 2: Schaktdjupet 2,0 m, släntlutningen 30°, samma grundförhållanden som inom den kritiska delsträckan samt oändligt lång krönlängd. Således är sekundärslänten (vinkelrätt primärslänten), i gränsen mellan kritisk och överstark delsträcka, vertikal.

Beräknad 2D-stabilitet

Den studerade 2D-sektionen framgår i Figur 4, i vilken även markerats de glidytor vars 2D-säkerhetsfaktor återges i Tabell 1. Eftersom den odränerade skjuvhållfastheten är konstant leder den djupaste glidytan/cirkelbågen till lägst 2D-säkerhetsfaktor.

Tabell 1. Beräknad säkerhetsfaktor vid 2D-förhållanden (mjukvara Slope/W).

	Säkerhetsfaktor F_{2D} [-]		
Schaktdjup [m]	Cirkelbåge A-A	Cirkelbåge B-B	Cirkelbåge C-C
2,8	1,25	1,28	1,38
2,0	1,75	1,79	1,88



Figur 4. Cirkelbågar/glidytor som analyserats vid 2D-beräkningarna.

Beräknad 3D-stabilitet enligt 3D-FEM

Förutsatt Scenario 1 erhålls en brottmekanism enligt Figur 5 vilken resulterar i 3D-säkerhetsfaktorn F_{3D}=1,68. Förutsatt Scenario 2 erhålls dock brottmekanismen enligt Figur 6 och säkerhetsfaktorn F_{3D}=1,54.

3D-stabilitet enligt tillvägagångssättet i Kapitel 2.2

Den beräknade 3D-säkerhetsfaktorn, med nyttjande av Ekvation 1, för de olika glidytorna/cirkelbågarna och scenarierna framgår i Tabell 2. Följande kan konstateras:

- Scenario 1: Den grundaste glidytan/cirkelbågen har lägst 3D-säkerhetsfaktor medan den djupaste glidytan/cirkelbågen har högst 3D-säkerhetsfaktor.

- Scenario 2: Enligt Skredkommissionen (1995) skall studeras hur olika längd på den bidragande överstarka delsträckan påverkar 3D-säkerhetsfaktorn, jfr den undre delen av Figur 3. Detta leder till de intervall som framgår i Tabell 2. För cirkelbågarna A-A och B-B minskar 3D-säkerhetsfaktorn monotont med ökande överstark delsträcka och går asymptotiskt mot $F_{2D,överstark}$. För cirkelbåge C-C ökar dock säkerhetsfaktorn monotont med ökande överstark delsträcka och går asymptotiskt mot $F_{2D,överstark}$.

Tabell 2. Beräknad säkerhetsfaktor vid beaktande av 3D-effekten.

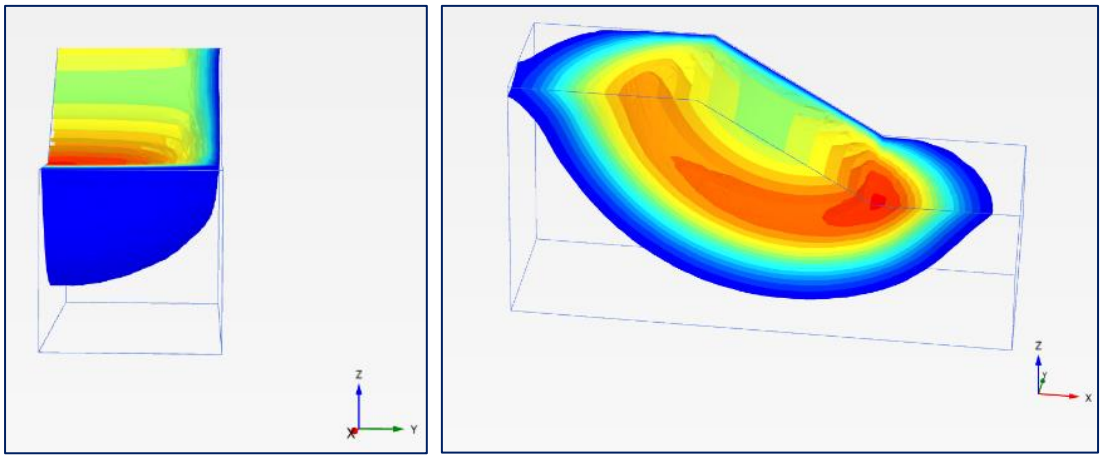
	Säkerhetsfaktor F_{3D} [-]		
Scenario	Cirkelbåge A-A	Cirkelbåge B-B	Cirkelbåge C-C
1	2,20	1,80	1,72
2	1,75 - 2,20	1,79 - 1,80	1,72 - 1,88

Några övergripande kommentarer

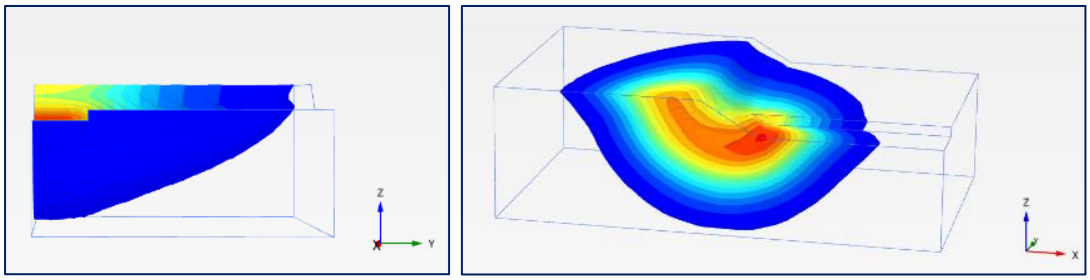
För Scenario 1 (den kritiska delsträckan omges av delsträckor med oändligt hög skjuvhållfasthet) förefaller den metodik som redovisas i Skredkommissionen (1995), dock med nyttjande av Ekvation 1, ge i stort sett identisk 3D-säkerhetsfaktor som 3D-FEM och diagrammen i Gens (1988). Detta förutsätter dock att man analyserar andra (mindre) glidytor/cirkelbågar än den glidyta/cirkelbåge som är kritisk vid 2D-förhållanden. Om så inte görs kan säkerhetsfaktorn mht 3D-förhållandena överskattas påtagligt. Scenario 1 förekommer dock mycket sällan (aldrig?) i praktiken.

För Scenario 2 (den kritiska delsträckan omges av delsträckor med begränsad 2D-stabilitet, vilken dock är högre än 2D-stabiliteten inom den kritiska delsträckan) förefaller den metodik som redovisas i Skredkommissionen (1995), ånyo med nyttjande av Ekvation 1, resultera i en 3D-säkerhetsfaktor som är betydligt större än den som erhålls med 3D-FEM. I aktuellt exempel uppgår överskattningen till 0,14

vilket ungefär motsvarar en säkerhetsklass. I sammanhanget bör påpekas att i Gens et al (1988) berörs ej situationer motsvarande Scenario 2.



Figur 5. Erhållen brottmekanism ur olika perspektiv vid modellering mha 3D-FEM varvid förutsatts att den kritiska delsträckan omges av delsträckor med oändligt hög skjuvhållfasthet.



Figur 6. Erhållen brottmekanism ur olika perspektiv vid modellering mha 3D-FEM varvid förutsatts att den kritiska delsträckan omges av delsträckor med begränsad 2D-stabilitet, vilken dock är högre än 2D-stabiliteten inom den kritiska delsträckan.

2.4 SBUF-projektet ”Frischakt (släntschakt) i lös lera med nyttjande av ”3D-effekten””

Som framgår av Kapitel 2.3 innebär den konceptuella modell som utgör nuvarande svenska praxis att 3D-säkerheten kan överskattas. En mer tillförlitlig bedömning av 3D-säkerheten erfordrar i normalfallet nyttjande av 3D-FEM, men detta måste utföras av personer som behärskar och har tillgång till sådana beräkningsverktyg - dessutom blir beräkningstiden omfattande. Därför påbörjades ett SBUF-projekt i november 2018 (Edstam, 2018a) vars syfte är att utveckla en strategi och metodik för hur 3D-effekten vid temporär frischakt (släntschakt) i lös lera kan tillgodoräknas

på ett mer tillförlitligt sätt. I detta inryms att utveckla en förenklad beräkningsmodell som ej erfordrar tidskrävande analyser mha 3D-FEM, åtminstone inte i lika stor omfattning som annars vore fallet. En stor del av arbetet utgörs av teoretiska studier, mha 3D-FEM, av stabilitetsförhållandena för ett antal vanligen förekommande 3D-scenarier. De huvudscenarier som avses att studeras är, jfr även Figur 7:

- Långsträckt ledningsschakt med lokal ytlast
- Etappvis schakt, ledningsläggning och återfyllning
- Schakt för brostöd
- Schakt för pumpstation

I skrivande stund pågår 3D-analyserna för fullt och preliminärt omfattar de sammantaget ca 60 st olika kombinationer av grundförhållanden, schaktgeometrier samt ytlaster. Målsättningen är att avrapportera SBUF-projektet i slutet av 2019.



Figur 7. Illustrationer av de huvudscenarier som avses att analyseras mha 3D-FEM i SBUF-projektet.

3 SCHAKT MED NYTTJANDE AV KONSOLSPONT OCH 3D-EFFEKTER

3.1 Inledning

I Figur 8 visas en ledningsschakt som ingick i en entreprenad som utfördes av Skanska Sverige AB år 2010. I det aktuella fallet var förhållandena sådana att frischakt/släntschakt inte var möjligt längs alla sidor pga det trafikerade järnvägsspåret som kan skönjas strax bakom spontväggen. Stabiliteten (ULS/GEO) vinkelrätt schaktens kortsida (”ut ur papperet”) hade dock inte varit tillfredsställande, förutsatt en konsolspont, om kortsidans utbredning varit för stor eftersom stabilitetsförhållandena inom den kritiska delsträckan i så fall hade närmat sig en 2-dimensionell situation för vilken gällt att $F_{kritisk,2D} < F_{erforderlig}$. Tack vare de när-liggande överstarka delsträckorna (med $F_{överstark,2D} > F_{erforderlig}$) bedömdes dock att stabilitetsförhållandena var tillfredsställande ($F_{3D} \geq F_{erforderlig}$).



Figur 8. Exempel på en ledningsschakt vars ena sida stöttades av en konsolspont för vilken 3D-effekter nyttjades i syfte att uppnå tillfredsställande stabilitet.

3.2 SBUF-projektet ”Etappvis schakt i lös lera med nyttjande av konsolspont och hammarband” – inledande fas

Inom ovannämnda entreprenad ingick även etappvisa schaktarbeten i lös lera i omedelbar anslutning till ett befintligt trafikerat järnvägsspår längs en ca 600 m lång sträcka, varvid schaktväggen som gränsade mot järnvägsspåret stöttades av en konsolspont. Vid den aktuella tidpunkten fanns dock ingen vedertagen svensk praxis angående hur 3D-effekter bör tillgodoräknas för konsolsponter. Därför initierades SBUF-projektet ”Etappvis schakt i lös lera med nyttjande av konsolspont och hammarband” som avrapporterades i form av en Slutrapport i slutet av förra året. I detta kapitel och Kapitel 3.3 sammanfattas valda delar av Slutrapporten – för detaljer hänvisas till Edstam (2018b).

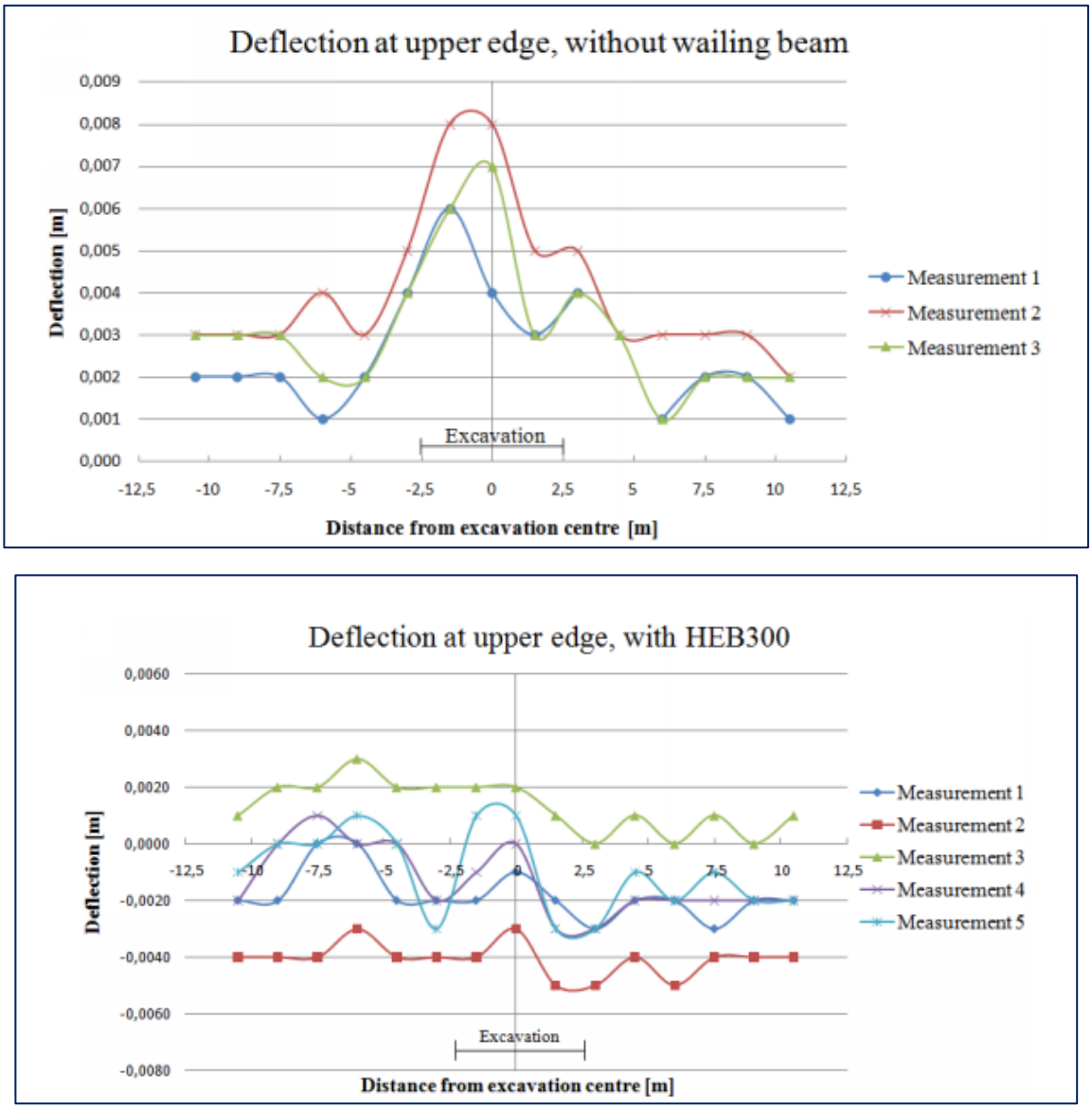
Inledningsvis var fokus på fältmätningar och inledande teoretiska analyser, varvid en stor del av arbetet utfördes inom ramen för ett examensarbete (Persson och Sigström, 2010).

Inom några delsträckor fanns möjlighet att genom fältmätningar studera hur spontväggens utböjning påverkades av huruvida ett hammarband nyttjades eller ej, se Figur 9. Längs ena delsträckan saknade konsolsponten (AU14-plankor) hammarband medan ett kontinuerligt hammarband (HEB 300) nyttjades inom den andra delsträckan. Som framgår var schaktdjupet begränsat, men på grund av det intilliggande trafikerade järnvägsspåret i kombination med de utmanande grundförhållandena krävdes förhållandevis långa spontplankor pga den dimensionerande tåglasten.

De uppmätta horisontalrörelserna, vinkelrätt spontväggen, i toppen av spontplankorna redovisas i Figur 10. Som framgår medför nyttjandet av hammarbandet påtaglig minskade rörelser. I aktuellt fall är rörelserna vid nyttjande av hammarband så små att de är i paritet med mätprecisionen, vilket yttrar sig i form av ”brus”. Orsaken till de små uppmätta rörelserna torde vara att den dimensionerande tåglasten dominerar den ”pådrivande lasten”, vilket i sin tur resulterat i den förhållandevis kraftiga stödkonstruktionen.



Figur 9. De studerade schaktetapperna vid fältmätningarna. Övre bilden: Delsträckan utan hammarband. Undre bilden: Delsträckan med hammarband.



Figur 10. Uppmätta horisontalrörelser vinkelrätt spontväggen (Persson och Sigström, 2010).
Övre bilden: Delsträckan utan hammarband.
Undre bilden: Delsträckan med hammarband.

Modellering av de etappvisa schakterna utfördes mha FE-programmet Plaxis 3D Foundation (P3DF) som på den tiden (år 2010) var ett av de mest avancerade FE-programmen för geotekniska tillämpningar vid vilka tredimensionella effekter kunde beaktas.

Under genomförandet av examensarbetet framkom ett flertal begräsningar i P3DF men vissa intressanta ”parameterstudier” kunde ändock genomföras varvid bl.a. framkom:

- I realiteten är spontplankornas böjstyvhet relativt stor i vertikalled, men mycket begränsad i horisontalled (dels pga spontplankornas korrugerade

tvärsnitt och dels pga att spontlåsen ”glappar”). För att kunna modellera detta krävs ”plate-element” med anisotropa materialegenskaper. Detta kan P3DF förvisso beakta approximativt, men genom ett antal FE-modelleringar av enbart den korrugerade spontväggen framkom att de rekommendationer som ges i ”User Manual” till P3DF påtagligt överskattar spontväggens böjstyvhet i horisontalled. Konsekvenserna av detta visade sig även vid efterföljande P3DF-modelleringar av ett scenario som var någorlunda likt förhållandena vid schakten för delsträckan utan hammarband, se Figur 11 och Figur 12. I dessa figurer är ”Alt 1” den parameteruppsättning som rekommenderas i ”User´s Manual” till P3DF. Den parameteruppsättning som bedöms vara mest realistisk för en spontvägg uppbyggd av de aktuella spontplankorna benämns ”Alt 4” och som framgår leder det till en maximal utböjning som är ca 50 % större än ”Alt 1” - allt annat lika. Noteras bör även att om stödkonstruktionens böjstyvhet i horisontalled antas vara lika stor som den i vertikalled (”Alt 5”) erhålls en maximal utböjning som endast är ca 1/3 av den utböjning som erhålls för den parameteruppsättning som bedöms vara mest realistisk (”Alt 4”).

- Effekten på utböjningen (SLS) vid nyttjande av olika typer av hammarband - allt annat lika - framgår i Figur 13. Som förväntat minskar utböjningen ju styvare hammarband som nyttjas och förutsatt ett HEB300-hammarband förefaller den maximala utböjningen kunna halveras jämfört med en situation där inget hammarband nyttjas.

Table 4.3. Properties of different sheet pile walls tested in the soil/structure model. Flexural rigidity is depending on the internal moments of inertia in different directions, which are presented. Relations to I_1 within brackets.

Alt	I_1 [m^4]	I_2 [m^4]	I_{12} [m^4]	
1	$2{,}871 \cdot 10^{-4}$	$1{,}436 \cdot 10^{-5}$ (I_1/20)	$2{,}871 \cdot 10^{-5}$ (I_1/10)	PLAXIS manual recommendations
2	$2{,}871 \cdot 10^{-4}$	$3{,}811 \cdot 10^{-8}$ (I_1/7533)	$2{,}871 \cdot 10^{-5}$ (I_1/10)	I_2 from PLAXIS 2D simulations
3	$2{,}871 \cdot 10^{-4}$	$3{,}811 \cdot 10^{-8}$ (I_1/7533)	$2{,}871 \cdot 10^{-7}$ (I_1/1000)	I_1, I_2 from PLAXIS 3D simulations
4	$2{,}871 \cdot 10^{-4}$	$3{,}811 \cdot 10^{-8}$ (I_1/7533)	$2{,}871 \cdot 10^{-6}$ (I_1/100)	I_{12} adjusted
5	$2{,}871 \cdot 10^{-4}$	$2{,}871 \cdot 10^{-4}$ (I_1/1)	$2{,}871 \cdot 10^{-4}$ (I_1/1)	Isotropic

Figur 11. Olika parameteruppsättningar som använts vid modellering av utböjningen hos en spontvägg uppbyggd av AU14-spontplankor (Persson och Sigström, 2010).

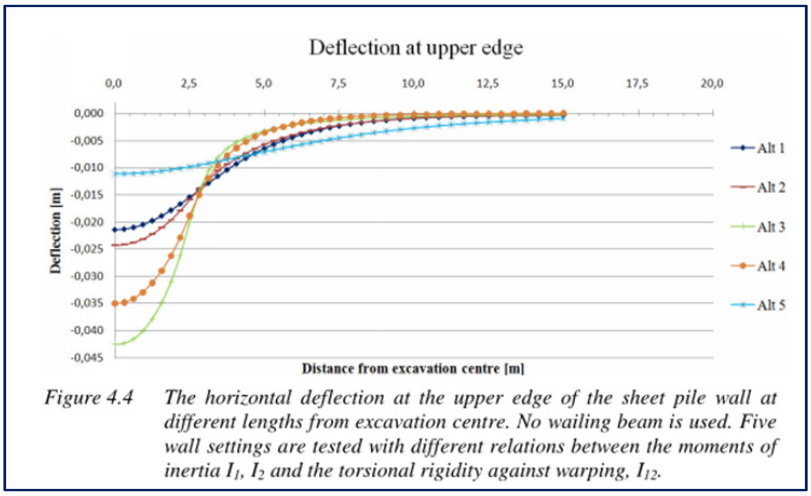
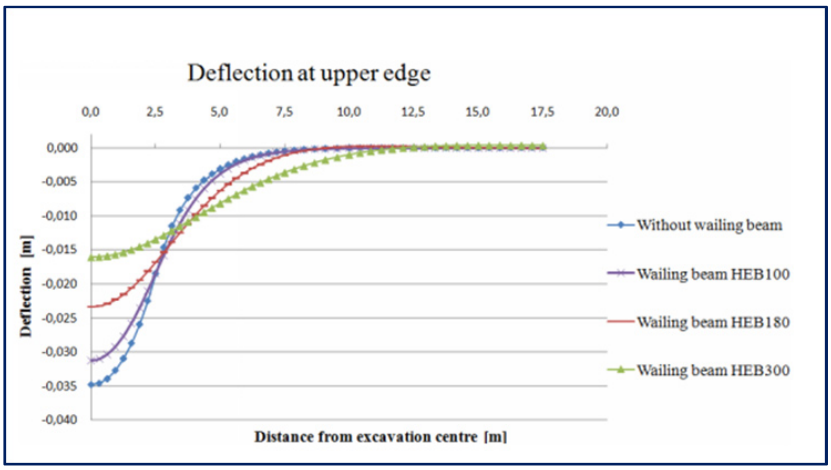


Figure 4.4 *The horizontal deflection at the upper edge of the sheet pile wall at different lengths from excavation centre. No wailing beam is used. Five wall settings are tested with different relations between the moments of inertia I_1, I_2 and the torsional rigidity against warping, I_{12}.*

Figur 12. Utböjning av en spontvägg vid etappvis schakt för olika antaganden rörande spontväggens böjstyvhet (Persson och Sigström, 2010).



Figur 13. Spontväggens utböjning vid nyttjande av hammarband med olika böjstyvhet (Persson och Sigström, 2010).

3.3 SBUF-projektet ”Etappvis schakt i lös lera med nyttjande av konsolspont och hammarband” – avslutande fas

Nya versioner av P3DF (numera benämnda Plaxis 3D) har utvecklats under årens lopp, varvid flera av begränsningarna i de tidigare versionerna har försvunnit. Våren 2018 ansågs att tiden blivit mogen att slutföra det aktuella SBUF-projektet. Som ett led i detta utfördes ett antal analyser med Plaxis 3D 2017, varvid fokus var att ta fram en förenklad beräkningsmodell, med fokus på ULS, för ett antal scenarier som någorlunda efterliknar diverse situationer som uppkommer vid nyttjandet av konsolspont. Således är den föreslagna beräkningsmodellen inte direkt tillämpar för

kvantitativa bedömningar för andra scenarier än de som studerats. För sådana fall bör det redovisade tillvägagångssättet dock vara användbart som inspiration vid planering och genomförande av systematiska modelleringar med 3D-FEM.

Nedan framgår de kombinationer avseende grundförhållanden, schaktgeometri, stödkonstruktioner, mm som har analyserats. Vidare återges valda delar av beräkningsresultaten.

Indata - grundförhållanden och materialegenskaper:

Lera till stor djup (”svävande” spont) med tre alternativa hållfasthetsprofiler c_u:

- 10 kPa
- 10+1z kPa (z= i 0 i markytan)
- 20 kPa

Lerans tunghet = 16 kN/m^3. Hydrostatisk grundvattensituation med gvy i markytan. K_0=0,7. Leran är modellerad som ett odränerat tvåfas Mohr-Coulomb material med E=250c_u och ν=0,2.

Indata - schaktgeometri:

Den kritiska schaktetappens totalsäkerhetsfaktor (ULS/GEO) förutsatt 2D-förhållanden (plant töjningstillstånd) uppgår genomgående till $F_{2D} \approx 1{,}2$. Detta motsvarar ca 2,0-3,6 m schaktdjup beroende på aktuell hållfasthetsprofil.

Den kritiska schaktetappens längd varierar mellan ca 5,0 och 18,0 m.

De intilliggande överstarka delsträckornas schaktdjup är ca 1,0-2,0 m mindre än inom den kritiska schaktetappen.

Sekundärslänterna vinkelrätt spontväggen har genomgående lutningen 1:2 på ömse sidor om den kritiska schaktetappen.

Schaktbredden (vinkelrätt spontväggen) uppgår till 30 m.

Indata - stödkonstruktioner:

Spontväggen utgörs av 12 m långa AU14 S355 spontplankor med egenskaper enligt ”Alt 4” i Figur 11, men med dimensionerande momentkapacitet ca 400 kNm/m vid böjning kring en horisontell axel (med beaktande av låsglidning) samt 1,5 kNm/m vid böjning kring en vertikal axel (antaget mycket lågt schablonvärde).

I de scenarier där ett hammarband nyttjas utgörs det genomgående av HEB300 S355 med dimensionerande momentkapacitet ca 660 kNm.

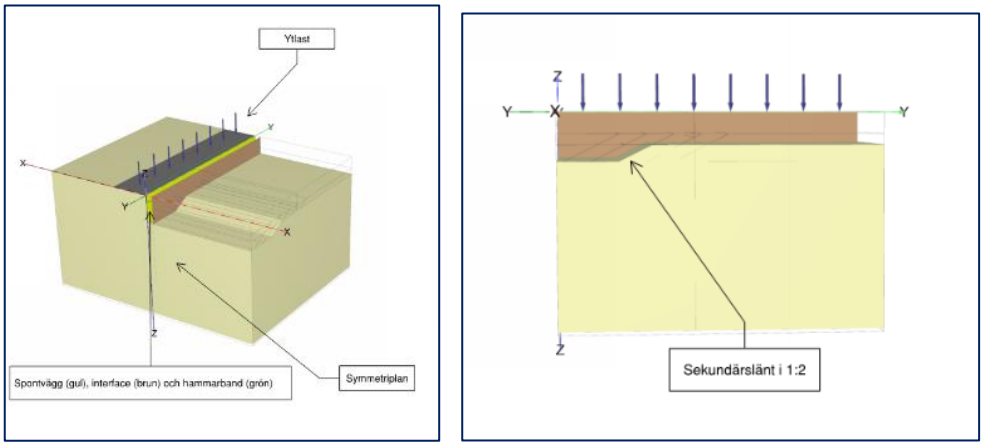
Indata - övrigt:

Råheten mellan spont och lera uppgår till 0,5. Mellan leran och sponten finns en vattenspalt med vattenytan i nivå med ök lera (tillika markytan).

Omedelbart bakom spontväggen finns en 5,0 m bred, men långsträckt ytlast med intensiteten 10 kPa.

FE-modellens geometriska utseende:

Den nyttjade FE-modellen framgår av Figur 14. Eftersom fokus är på ULS är underkant lera förlagd endast 4 m under spontfoten medan det horisontella avståndet från FE-modellens ytterkant och spontväggen, på ”aktivsidan”, är 15 m. Spontväggens krönlängd är vald till 25 m. Samtliga dessa mått är valda på basis av inledande tester, varvid brottmekanismens (ULS/GEO) utbredning och den resulterande totalsäkerhetens storlek studerades. Elementnätets finhet bestämdes genom motsvarande inledande tester. På detta sätt kunde beräkningstiden begränsas till några enstaka timmar per scenario.

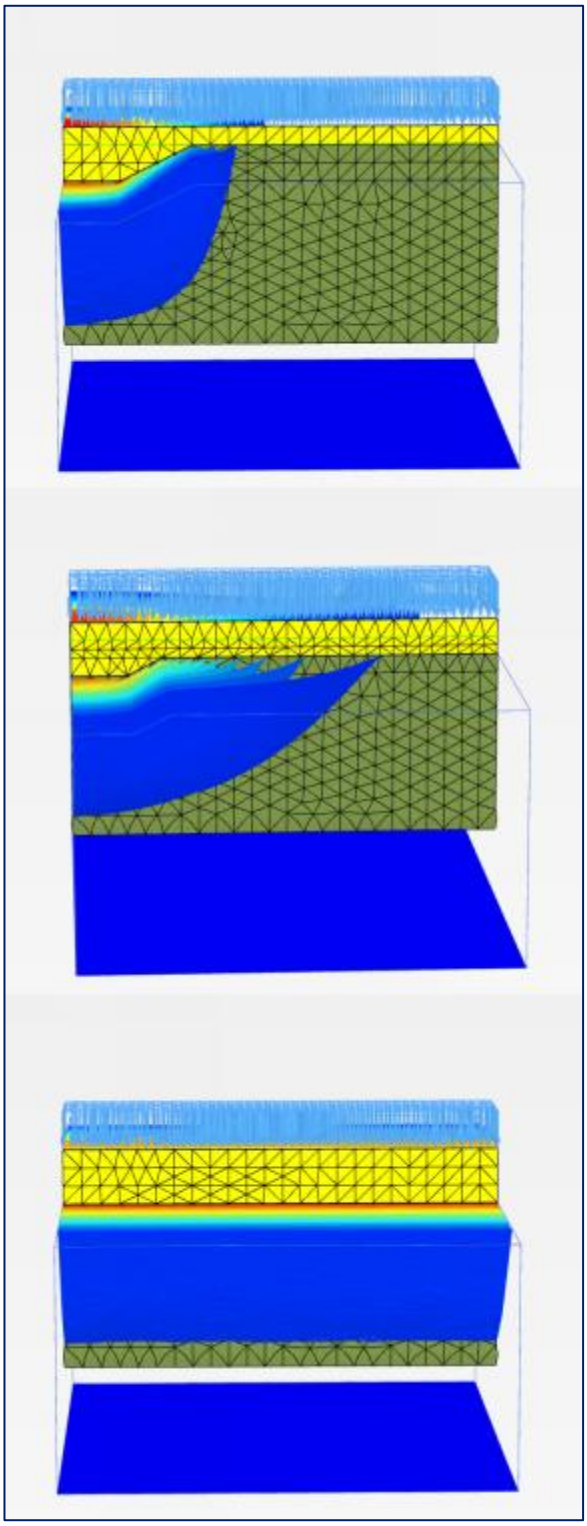


Figur 14. FE-modellen ur några olika perspektiv. Utöver det i den vänstra figuren markerade verkliga symmetriplanet har även modellens övriga vertikala begränsningsytor tilldelats randvillkor motsvarande ett vertikalt symmetriplan.

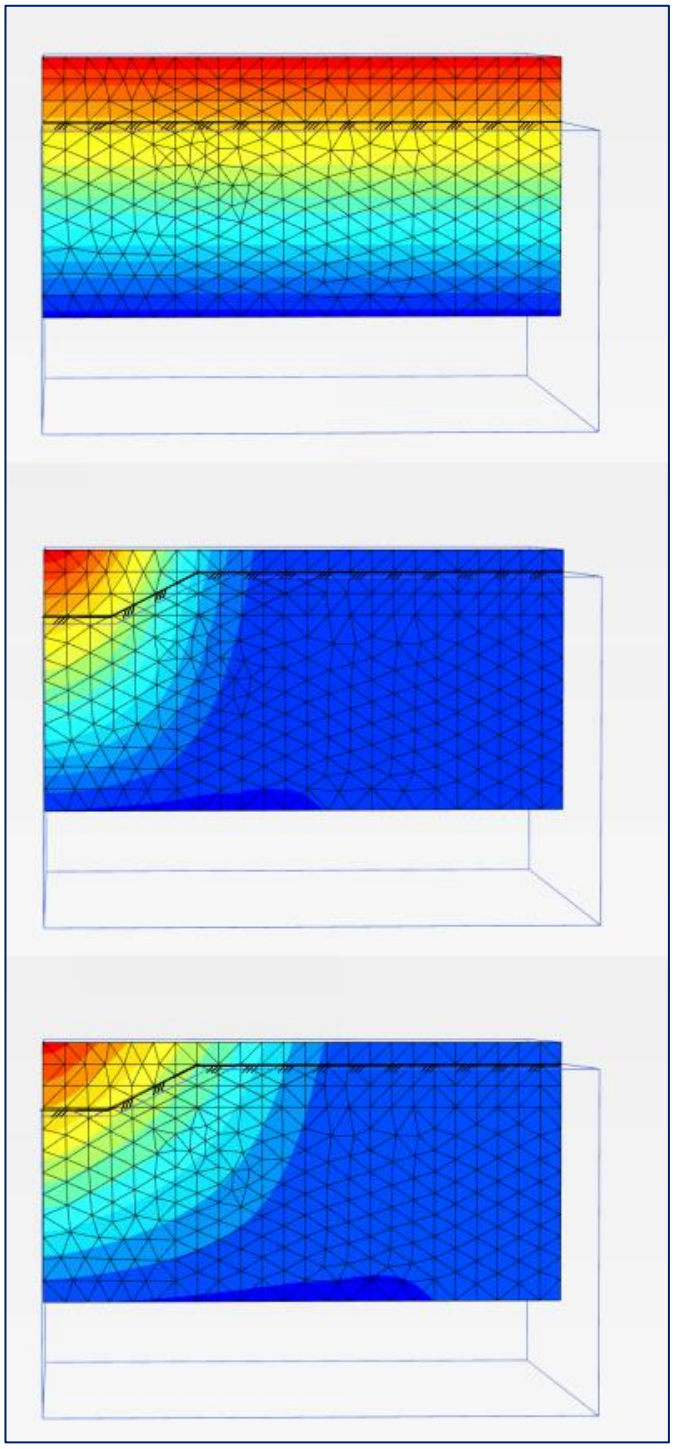
Beräkningsresultat – några exempel på brottmekanismens form:

En långsträckt schakt (dvs 2D, plant töjningstillstånd) kan betraktas som ett extremfall av en etappvis schakt när det gäller kvoten mellan den överstarka och den kritiska delsträckans 2D-säkerhetsfaktor. I Figur 15 framgår hur denna kvot påverkar brottmekanismens utbredning längs spontväggen - som förväntat minskar dess utbredning med ökande kvot.

Spontväggens horisontella rörelsemönster i ULS illustreras i Figur 16. Som framgår är horisontalrörelsen störst i spontväggens överkant inom den del som ingår i brottmekanismen. Vidare framgår att vid nyttjande av ett hammarband ökar brottmekanismens utbredning längs spontväggen.



Figur 15. Brottmekanismens ungefärliga utbredning vid varierande 2D-säkerhet för den överstarka delsträckan jämfört med den kritiska delsträckan – allt annat lika.



Figur 16. Spontväggens horisontella utböjning i brottstadiet (röd=stor rörelse; blå=liten rörelse; schaktbotten är schematiskt illustrerad).
Överst: Schaktetapp med oändlig horisontell utbredning (2D)
Mitten: Schaktetapp med begränsad längd utan nyttjande av hammarband.
Nederst: Schaktetapp med begränsad längd med nyttjande av hammarband.

Beräkningsresultat – förslag på en förenklad 3D-modell mht ULS

ULS/STR:

Lasteffekten i stödkonstruktionen påverkas av bl.a. styvhetsförhållandet mellan stödkonstruktion och omgivande jord vilket i sin tur beror av hur hårt ansträngd jorden är. Nedan angivna lasteffekter i själva stödkonstruktionen (ULS/STR) har utvärderats ur FE-analyserna när en fullt utbildad brottmekanism (ULS/GEO) har utbildats förutsatt att totalsäkerhetsfaktorn inte överstiger 1,50 (dvs Säkerhetsklass 2 eller lägre). I de fall då totalsäkerhetsfaktorn överstiger 1,50 har lasteffekten dock utvärderats vid totalsäkerhetsfaktorn 1,50 (dvs motsvarande Säkerhetsklass 2).

Det beräknade maximalt mobiliserade böjmomentet i spontplankorna överstiger inte ca 200-300 kNm/m i något av de studerade scenarierna, vilket är betydligt lägre än den dimensionerande momentkapaciteten (ca 400 kNm/m) för de klenaste spontplankor (typ PU12 eller AU12) som numera används. Således fanns ingen orsak att försöka utveckla en förenklad 3D-modell som kan nyttjas för att bedöma denna aspekt mer ingående.

Det beräknade maximalt mobiliserade böjmomentet i HEB300 hammarbandet uppgår i vissa scenarier till dess dimensionerande momentkapacitet. Ett HEB300 hammarband är relativt kraftigt, men som framgår i Figur 9 och Figur 13 är ett så kraftigt hammarband lämpligt för att erhålla en påtaglig SLS-effekt. Ett pragmatiskt sätt att hantera detta är att bortse ifrån hammarbandets stabilitetshöjande effekt map ULS/GEO (som framgår i Edstam (2018b) förefaller hammarbandets effekt vara relativt begränsad map ULS/GEO) och enbart nyttja det mht SLS.

Därmed kvarstår dimensioneringsförutsättningarna för svetsarna mellan hammarbandet och spontplankorna. Den beräknade ”linjelasten” mot hammarbandet uppgår maximalt till ca 50 kN/m (tryck mitt för den kritiska delsträckan men drag bortom densamma), vilket enbart erfordrar enklare ”standardsvetsar”. Således fanns ingen orsak att försöka utveckla en förenklad 3D-modell som kan nyttjas för att bedöma denna aspekt mer ingående.

Det bör noteras att de lasteffekter som berörs ovan baseras på 3D-beräkningar där beaktats att råheten spont/lera är begränsad och att det finns en vattenspalt på aktivsidan, dvs i enlighet med SS-EN 1997:1 (2005) och Fredriksson et al (2018). Jämförande beräkningar, där den begränsade råheten spont/lera samt vattenspalten på aktivsidan inte beaktas, indikerar att lasteffekten kan minska med minst ca 50 % jämfört med tidigare nämnda lasteffekter, dvs högst påtagligt på ”osäkra sidan”.

ULS/GEO:

Oavsett den exakta matematiska formuleringen av en förenklad beräkningsmetod som skall kunna hantera 3D-effekter måste den rimligen beakta (åtminstone) förhållandena inom såväl den kritiska delsträckan (beskriven av $F_{2D,kritisk}$, $L_{kritisk}$) som närliggande överstarka delsträckor (beskriven av $F_{2D,överstark}$). En av de enklast möjliga ekvationerna som inkluderar dessa ”parametrar” är:

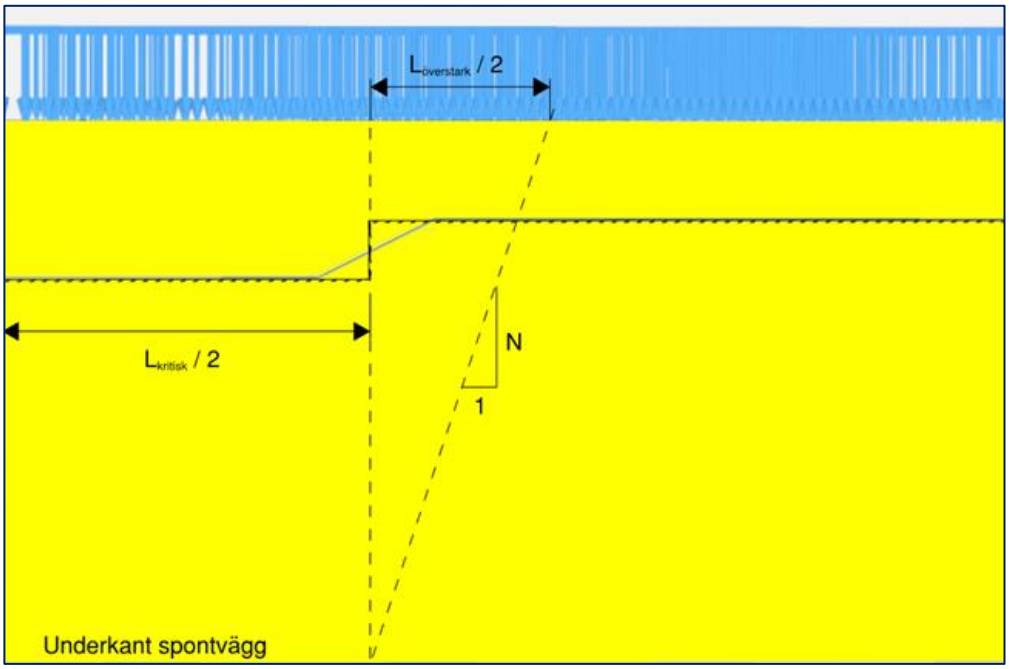
$$F_{3D} = \frac{F_{2D,kritisk} \cdot L_{kritisk} + F_{2D,överstark} \cdot L_{överstark}}{L_{kritiskt} + L_{överstark}} \qquad (2)$$

Om denna ekvation förutsätts vara tillämpbar kan $L_{överstark}$ ”bakåträknas” ur de scenarier som analyserats med 3D-FEM. Det bör noteras att $L_{överstark}$ därmed är en ”modellparameter” (definierad av Ekvation 2). Således saknar $L_{överstark}$ exakt geometrisk innebörd men parametern är rimligen starkt kopplad till brottmekanismens horisontella utbredning längs spontväggen. Exempelvis kan förväntas att $L_{överstark}$ minskar med ökande stabilitetskvot $F_{2D,överstark}$ / $F_{2D,kritisk}$ och vice versa - allt annat lika.

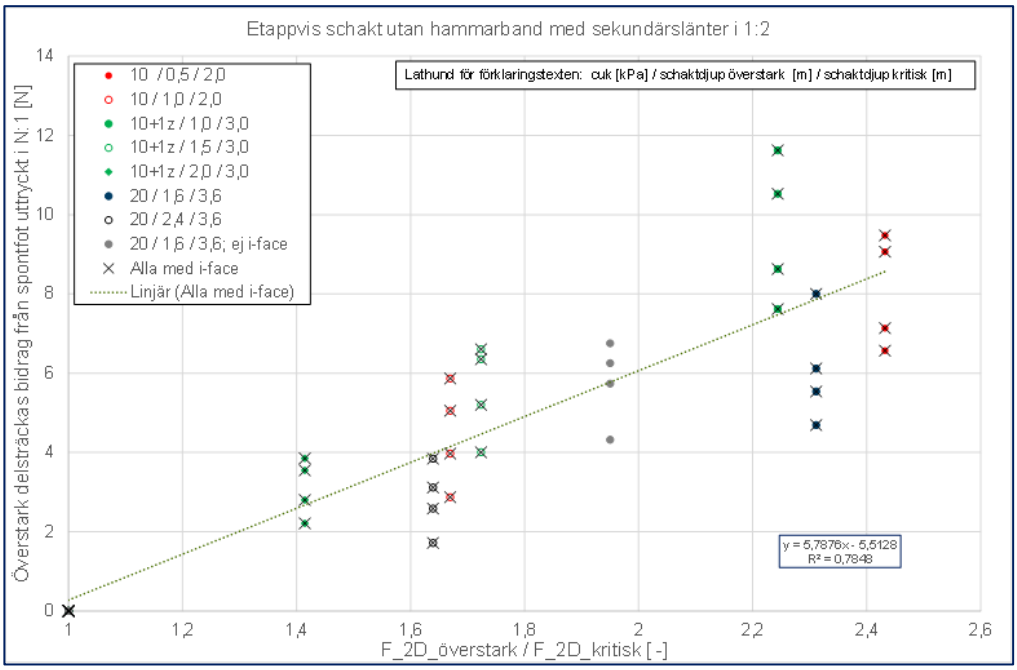
I samtliga analyserade scenarier har förutsatts 12 m långa spontplankor eftersom kortare spontplankor sällan nyttjas vid svävande spontväggar – åtminstone inte vid de förutsatta förhållandena. Det förefaller dock rimligt att spontplankornas längd delvis påverkar brottmekanismens horisontella utbredning inom de överstarka delsträckorna – allt annat lika. Ett approximativt sätt att beakta detta är att införa lutningen ”N” med definition enligt Figur 17. På basis av de utförda FE-analyserna (beräknad F_{3D}, men enbart för scenarier utan hammarband) har således $L_{överstark}$ erhållits ur Ekvation 2 och därefter har ”N” erhållits ur definitionen i Figur 17. Detta förfarande resulterar i Figur 18. Som förväntat ökar N när kvoten $F_{2D,överstark}$ /$F_{2D,kritisk}$ ökar och vice versa. För en godtyckligt vald kvot $F_{2D_överstark}$/$F_{2D,kritisk}$ ökar N med ökande schaktetapplängd – även detta är som förväntat. Linjär regression resulterar i det approximativa sambandet som redovisas i den aktuella figuren.

För givna värden på $F_{2D,kritisk}$ och $F_{2D,överstark}$ kan således ”N” bestämmas ur sambandet i Figur 18. För en given spontlängd kan därmed $L_{överstark}$ bestämmas mha definitionen i Figur 17. Med kännedom om $L_{kritisk}$ kan slutligen ett approximativt värde på F_{3D} beräknas mha Ekvation 2. En jämförelse mellan den på detta approximativa sätt beräknade 3D-säkerhetsfaktorn och den säkerhetsfaktor som erhållits mha 3D-FEM återges i Figur 19. Som framgår är skillnaden inom ± 10%. Förutsatt att ett hammarband nyttjas (mht SLS) finns dock en begränsad ”extra säkerhet” vid tillämpning av denna förenklade metod.

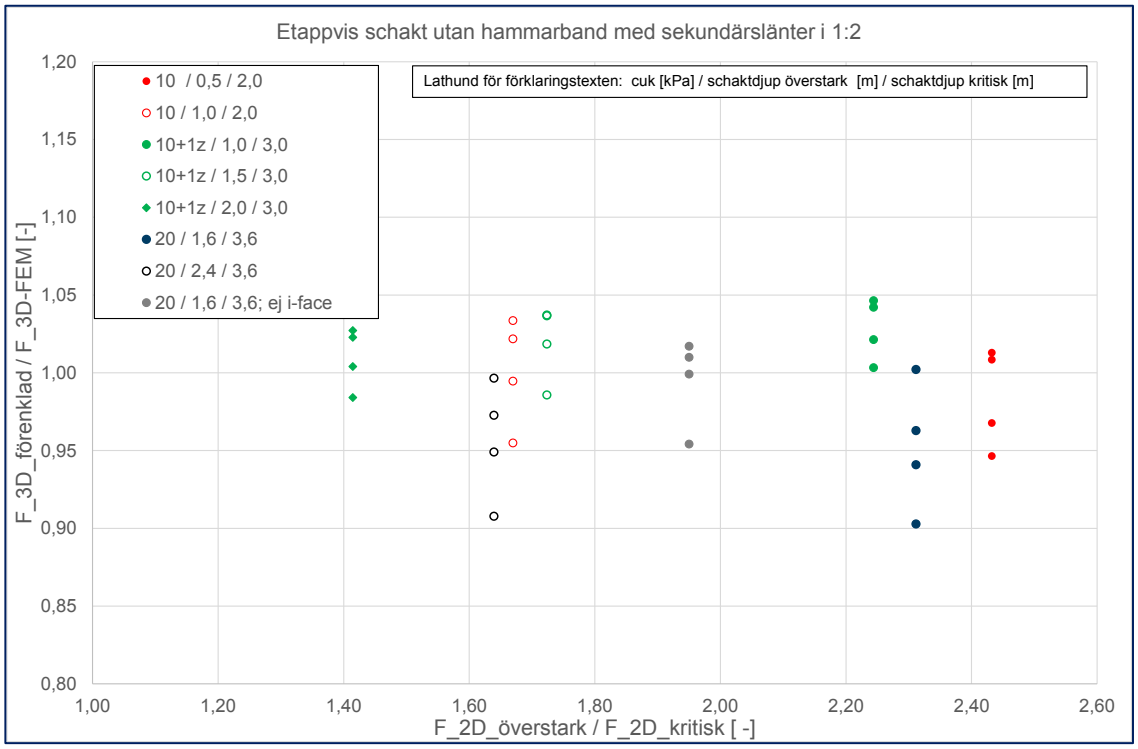
Ånyo påminns om att ovan beskrivna förenklade beräkningsmodell baseras på 3D-beräkningar där beaktats att råheten spont/lera är begränsad och att det finns en vattenspalt på aktivsidan, dvs i enlighet SS-EN 1997:1 (2005) och Fredriksson et al (2018). Jämförande beräkningar, där den begränsade råheten spont/lera och vattenspalten på aktivsidan inte beaktas, leder till att stabiliteteten överskattas påtagligt (i såväl 2D som 3D).

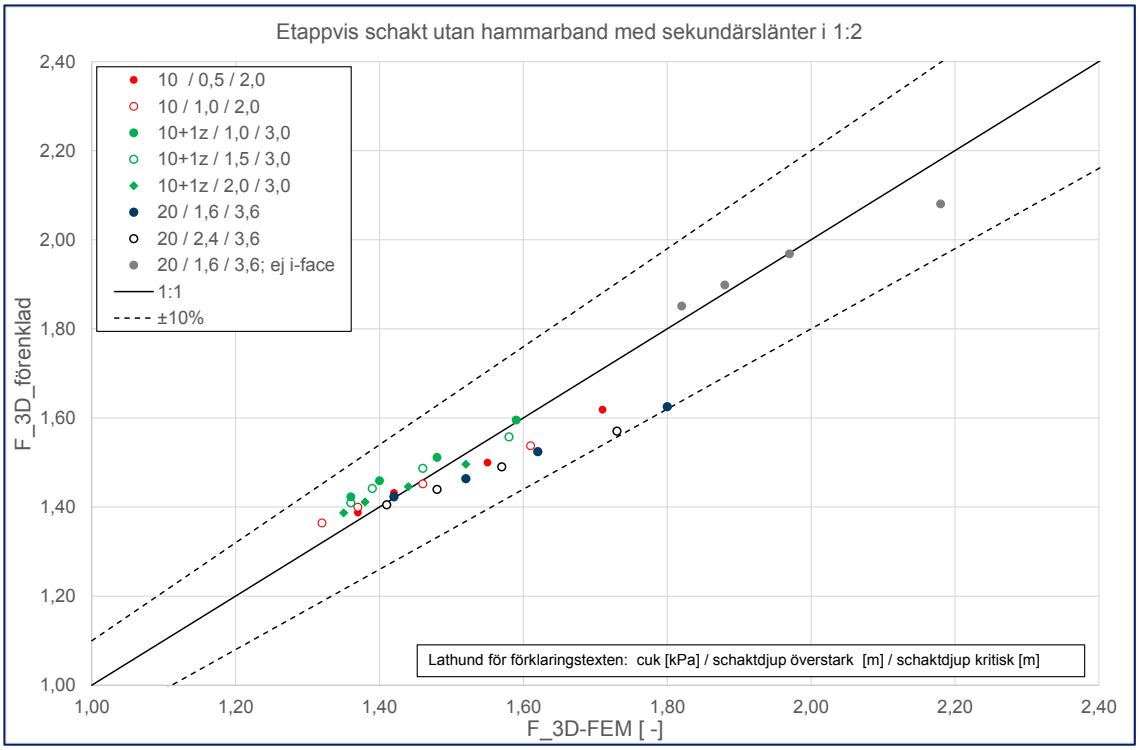


Figur 17. Definition av lutningen ”N”.



Figur 18. Lutningens ”N” variation som funktion av kvoten mellan de överstarka och de kritiska schaktetappernas 2D-säkerhetsfaktorer för samtliga studerade scenarier utan hammarband.





Figur 19. Jämförelse mellan 3D-säkerhetsfaktorn beräknad enligt föreslagen förenklad metod och enligt 3D FE-analyserna.

4 SCHAKT MED NYTTJANDE AV ENBANDSSPONT OCH 3D-EFFEKTER

Figur 20 visar en schakt för en källare som ingick i en husentreprenad som utfördes i centrala Göteborg i regi av Skanska Sverige AB år 2009. I detta projekt hade schaktentreprenören och dennes geokonstruktör (från ett av Sveriges största byggkonsultföretag) planerat att ta ut schakten till ca 2,5 m djup över merparten av fastigheten och till drygt ca 5 m djup under halva huvudbyggnaden. Arbetet skulle utföras enligt principen etappvis schakt och successiv motgjutning med grovbetong, i nivå med slutlig schaktbotten, mot en konsolspont. Vid utförandet gav dock stödkonstruktionen vika vid två tillfällen och dessutom utbildades mycket stora schaktinducerade rörelser. I detta skede fick Skanska Teknik i uppdrag att utreda orsaken till den uppkomna situationen samt att övervaka/granska den omprojektering som uppenbarligen erfordrades. Så småningom kunde schaktarbetena återupptas varvid etappvis schakt och motgjutning ånyo nyttjades, men denna gång kompletterad med stämp, jfr Figur 20.

I samband med ovannämnda ”räddningsaktion” genomförde Skanska Teknik en erfarenhetsinsamling angående hur geokonstruktörer resonerar kring och beaktar de olika former av 3D-effekter (lokala tryckbankar, stämp och delvis gjuten grovbetong, men även lokalt djupare schakter för pålplintar, hissgropar, voter, etc) som ofta uppkommer vid schaktarbeten inom spont. Självklart måste destabiliserande 3D-effekter alltid beaktas och självklart är det önskvärt att tillgodoräkna sig stabiliserande 3D-effekter. Hur detta skall göras är dock långt ifrån självklart, vilket även framkom vid ovannämnda erfarenhetsinsamling.

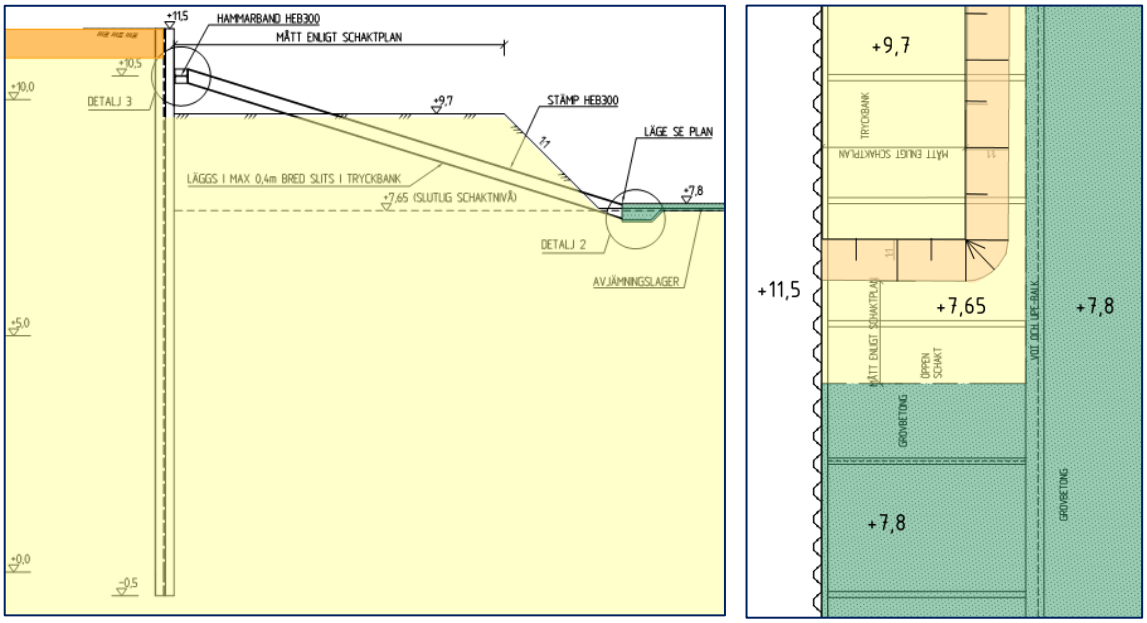


Figur 20. Exempel på etappvis schakt och motgjutning med nyttjande av stämp stöttade mot en grovbetong.

Några år senare engagerades Skanska Teknik i en annan husentreprenad (Tennet 2) som utfördes i centrala Göteborg i regi av Skanska Sverige AB. I detta fall engagerades dock Skanska Teknik redan i planeringsskedet och ansvarade därefter för utformningen av stödkonstruktionen och hur schaktarbetet skulle bedrivas. De byggnadstekniska förhållandena var delvis likartade med de förhållanden som rådde vid den tidigare berörda entreprenaden. Därför nyttjades ånyo ungefär samma variant av etappvis schakt och motgjutning, se Figur 21. I syfte att bedriva schaktningsarbetet så effektiv som möjligt utfördes initialt en lokal central inre schakt, varvid konsolsponten stöttades av tryckbankar, varefter en grovbetong gjöts på schaktbotten. Därefter installerades stämp mot grovbetongen. När stämpen installerats utfördes en etappvis bortschaktning av tryckbanken med succesiv motgjutning mot sponten. Slutligen demonterades stämpen.

Tidigare nämnd erfarenhetsinsamling påvisade att det inte finns någon vedertagen branschpraxis när det gäller hantering av de 3D-effekter som uppkommer vid denna typ av schaktarbeten inom enbandsspont. Därför initierades ett SBUF-projekt (Kullingsjö, 2011) vars målsättning är att utveckla en strategi och en metodik för prognos av förväntade schaktinducerade rörelser vid etappvisa schakter vid nyttjande av enbandssponter samt hur stödkonstruktionen kan optimeras utan att säkerheten äventyras. Som ett led i detta arbete instrumenterades spontväggen i Tennet 2 med inklinometerrör, i syfte att mäta hur rörelserna i spontväggen utvecklades i takt med schaktarbetets framdrift. Spontlängden valdes baserat på konventionella 2D-totalstabilitetsanalyser, varvid dels studerades schaktskedet omedelbart innan stämpen monterats (varvid spontväggen stöttades av tryckbanken) och dels studerades skedet efter stämpdemontaget (då spontväggen stöttades av grovbetongen). I det förstnämnda skedet krävs naturligtvis en viss ”överkapacitet” i 2D eftersom den efterföljande etappvisa bortschaktningen av tryckbanken åstadkommer en lokalt kritisk delsträcka. I det specifika fallet bedömdes att behovet av 2D-överkapacitet var störst mht ULS/STR (primärt i hammarband och stämp), men mindre mht ULS/GEO. En mer detaljerad beskrivning av schaktarbetena, mätresultaten och övriga byggnadstekniska förhållanden framgår i Fagergen och Linde (2017).

Beroende på de byggnadstekniska förhållandena kan olika varianter av etappvis schakt med nyttjande av enbandsspont vara att föredra mht framdriften. Om schaktgropen inte är alltför bred brukar Skanska Teknik kombinera horisontella stämp, som spänner mellan de motstående spontväggarna, med successiv schakt i strimlor och motgjutning av grovbetong, se Figur 22 (vänster). Om schaktdjupet är begränsat kan det vara mer effektivt att nyttja ett mellanting mellan en konsolspont och en enbandsspont, se Figur 22 (höger). I detta fall är konsolsponten förlagd ”framför” schaktfronten medan enbandssponten (med grovbetongen som kontinuerligt ”stämp”) är förlagd ”bakom” den samma.



Figur 21. Schaktgeometri och arbetssekvens vid Tennet 2 (sektion och plan). Gult = lera; Grönt=grovbetong.

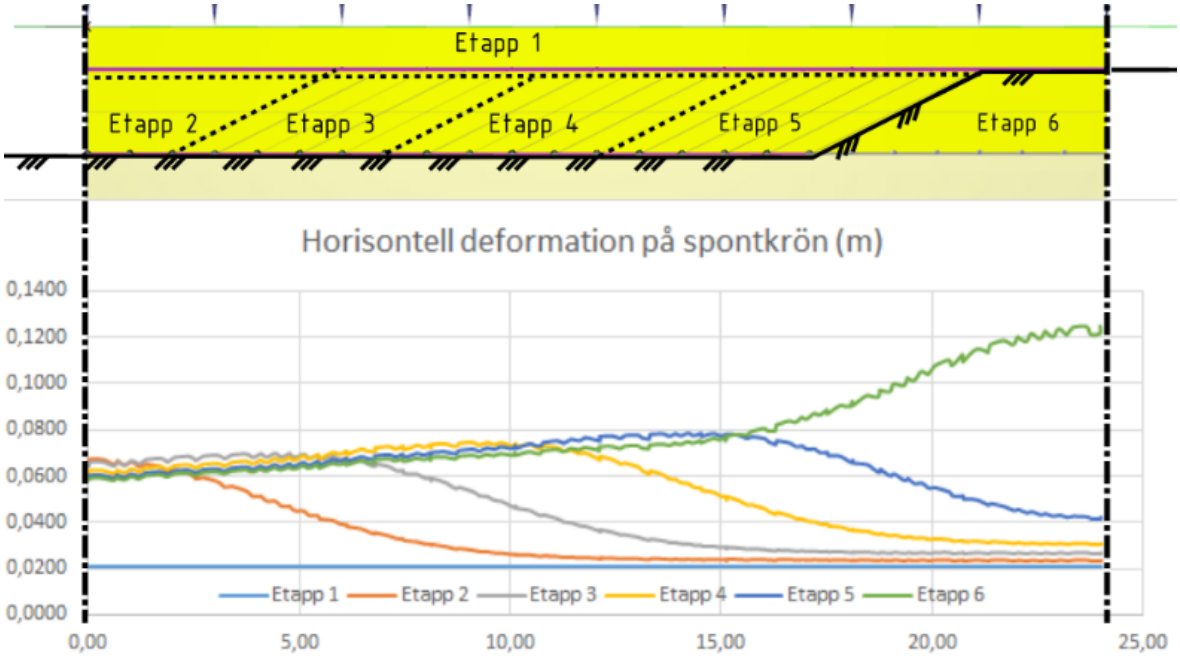


Figur 22: Exempel på olika typer av etappvis schakt inom spont. Vänstra figuren: Schaktfronten förflyttar sig ”in i papperet”. Högra figuren: Schaktfronten förflyttar sig ”ut ur papperet”

Den sistnämnda varianten innebär att den allra första schaktetappen till fullt schaktdjup motsvarar den situation som behandlas i Kapitel 3. I Figur 23 (övre delen) illustreras schematiskt denna inledande schaktetapp (”Etapp 2”) och några efterföljande etapper (”Etapp 3” till ”Etapp 6”). Denna sekvens har modellerats mha 3D FEM, varvid ett av scenarierna i Kapitel 3 (och den tillhörande beräkningsfilen) har ”byggts ut”, vilket resulterar i bl.a. den beräknade schaktinducerade horisontaldeformationen enligt Figur 23 (nedre delen). Som framgår utbildas huvuddelen av spontdeformationen vid den första schaktetappen till fullt djup (då stödkonstruktionen är en ”äkta konsolspont”). Dessutom framgår

hur spontväggens rörelse ”följer” schaktfronten samtidigt som den maximala rörelsen successivt ökar något. Rörelsen som uppkommer i samband med ”Etapp 6” är ej relevant eftersom den är kraftigt påverkad av FE-modellens högra ytterkant och sannolikt är responsen vid åtminstone även ”Etapp 5” delvis påverkad av närheten till FE-modellens högra kant. Som jämförelse kan nämnas att en 2D FE-analys som försummar den etappvisa framdriften resulterar i en rörelse uppgående till ca 16 cm, dvs ungefär dubbelt så mycket som vid den modellerade etappvisa schaktsekvensen. I en sådan 2D-situation skulle dock stabiliteten inte vara tillfredsställande ($F_{2D} \approx 1{,}2$) innan grovbetongen har gjutits.

I SBUF-projektet pågår och planeras för 3D FE-analyser avseende ett antal scenarier där någon/några av de ovan beskrivna varianterna av etappvis schakt, med nyttjande av enbandsspont, modelleras. Vid dessa analyser är fokus primärt på ULS/GEO och ULS/STR. Ambitionen är att kring årsskiftet 2019/2020 avrapportera projektet i form av en Slutrapport.



Figur 23. Exempel på beräknad spontrörelse vid en 3D FE-modellering av etappvis schakt och motgjutning med grovbetong mot en spontvägg som försetts med ett lastfördelande hammarband.

5 NÅGRA AVSLUTANDE KOMMENTARER OCH ÖVERGRIPANDE SLUTSATSER

Geokonstruktioner är i praktiken ofta mer eller mindre tredimensionella, vilket innebär att det normalt finns en tredimensionell effekt (3D-effekt) som det är önskvärt att utnyttja. När så görs för schakter måste man dock beakta (åtminstone)

2D-stabilitetsförhållandena inom såväl den kritiska delsträckan som anslutande överstarka delsträckor och dessutom den kritiska delsträckans utbredning. Gemensamt för de tre SBUF-projekt som beskrivs i denna artikel är att ett antal scenarier analysera(t)s mha 3D-FEM i syfte att utveckla en mer tillförlitlig strategi och metodik för hur 3D-effekten kan tillgodoräknas vid temporära schaktarbeten i lös lera. I detta inryms framtagandet av en förenklad beräkningsmodell som ej erfordrar tidskrävande analyser mha 3D-FEM, åtminstone inte i lika stor omfattning som annars vore fallet.

5.1 Släntschakt med nyttjande av 3D-effekter

- Nuvarande svenska branschpraxis förefaller vara behäftad med en del oklarheter/felaktigheter som i normalfallet leder till en överskattning av stabilitetsförhållandena.

- Det redovisade exemplet antyder att ovannämnda överskattning kan uppgå till motsvarande en Säkerhetsklass.

- I det nyligen påbörjade SBUF-projektet kommer att analyseras fyra ”huvudscenarier” enligt följande: a) Långsträckt ledningsschakt med lokal ytlast; b) Etappvis schakt, ledningsläggning och återfyllning; c) Schakt för brostöd; d) Schakt för pumpstation.

5.2 Schakt med nyttjande av spont och 3D-effekter

De viktigaste erfarenheterna från det nyligen avslutade SBUF-projektet avseende konsolspont är:

- De utförda fältmätningarna och analyserna med 3D-FEM påvisar tydligt att nyttjande av ett kraftigt hammarband leder till avsevärt minskade schaktinducerade rörelser.

- Det är viktigt att på ett korrekt sätt beakta spontväggens anisotropa styhets- och hållfasthetsegenskaper.

- En förenklad beräkningsmodell för beaktande av ”3D-effekter” har utvecklats map ULS/GEO.

- Förutsatt Säkerhetsklass 2 är den beräknade lasteffekten i stödkonstruktionen (ULS/STR) så begränsad att normalt förekommande spontplankor, hammarband och svetsar mellan hammarbandet och spontplankorna kan användas.

- Om den begränsade råheten spont/lera och vattenspalten på spontväggens aktivsida inte beaktas överskattas totalsäkerhetfaktorn (ULS/GEO) påtagligt samtidigt som lasteffekten i stödkonstruktionen (ULS/STR) underskattas avsevärt.

SBUF-projektet avseende enbandsspont pågår, men så här långt har noterats att flera av ovannämnda erfarenheter avseende konsolspont även gäller i detta fall. Jämfört med situationen vid konsolspont tillkommer dock fler ”konstruktionselement” vilket innebär ett mer komplext kraftspel inom geokonstruktionen. Eftersom stödkonstruktionen blir kraftigare innebär det även att geokonstruktionen blir mer beroende av stödkonstruktionen, vilket torde innebära att hanteringen av ULS/STR blir viktigare än i fallet med en konsolspont.

6 REFERENSER

Edstam, T. (2018a). Frischakt (släntschakt) i lös lera med nyttjande av ”3D-effekten”. Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond, Pågående projekt 13626.

Edstam, T. (2018b). Etappvis schakt i lös lera med nyttjande av konsolspont och hammarband. Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond, Rapport 12340.

Fagergren, L., Linde, B. (2017). Numerical Modelling of a Staged Excavation in Soft Clay - A case study of the Tennet 2 project. Institutionen för bygg- och miljöteknik. Göteborg: Chalmers tekniska högskola. Geologi och geoteknik. Examensarbete BOMX02-17-29

Fredriksson, A. Stille, H., Kullingsjö, A., Ryner, A. (2018). Sponthandboken 2018. Dimensionering av temporära stödkonstruktioner. Pålkommissionen. Rapport 107.

Gens, A., Hutchinson, J.N., Cavounidis, S. (1988). Three-dimensional analysis of slides in cohesive soils. Geotechnique, Vol. 38, No. 1.

Kullingsjö, A. (2011). Nyttan av etappvis schakt inom stöttad spont. Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond, Pågående projekt 12495.

Larsson, R., Bengtsson, P-E., Sällfors, G. (2016). Personlig kommunikation.

Persson, H., Sigström, D. (2010). Staged excavation in soft clay supported by a cantilever sheet pile wall - Numerical analysis and field measurements of the effect of using a wailing beam. Chalmers tekniska högskola. Institutionen för Bygg- och miljöteknik. GEO. Geologi och geoteknik. Examensarbete 2010:41.

Skredkommissionen (1995). Anvisningar för släntstabilitetsutredningar. Ingenjörsvetenskapsakademien, IVA. Skredkommissionen. Rapport 3:95. Linköping.

SS-EN 1997:1 (2005). Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner – Del 1: Allmänna regler.

GEOFYSIK SOM EN SJÄLVKLAR DEL VID FÖRUNDERSÖKNINGAR I KOMPLEX GEOLOGI? EXEMPEL FRÅN SALTSJÖN I STOCKHOLM

Roger Wisén [A,B], Torleif Dahlin [A], Ola Forssberg [C]

[A] Teknisk Geologi, LTH

[B] Impakt Geofysik AB

[C] Trafikverket

SAMMANFATTNING

Undermarksbyggandet för infrastrukturprojekt har under de senaste decennierna ökat i svenska storstäder. Vid undermarkskonstruktion är osäkerheterna från, och svårigheten vid förundersökning större än vid ytligt förlagda projekt och behovet av en väldesignad förundersökning blir därmed större. Speciellt vid förundersökningar i vattenpassager är infrastrukturprojekt relaterade med stora kostnader, både för förundersökningar och möjliga konsekvenser av ofullständiga sådana. Medan geofysiska metoder internationellt ofta ses som ett av flera självklara verktyg i en förundersökning, så är de ännu inte fullt accepterade i Sverige. Det är därför viktigt att diskutera vilken extra nytta geofysik tillför, och om den extra kostnaden är befogad.

Under våren 2018 utförde Trafikverket med stöd av WSP, Bergab och Ramböll en omfattande undersökning med geofysik i Saltsjön i Stockholm. Orsakerna till metodvalet, som bestod av en kombination av resistivitetsmätning och refraktionsseismik, var flera och på många sätt typiska för hur det kan se ut när geofysik utnyttjas. Däribland kan nämnas att metoden är oförstörande, ger en god areell täckning och är förhållandevis snabb och billig att utföra.

I denna artikel redogör vi för frågeställning och andra grunder till vårt metodval. Hur arbetet utfördes och vilka resultat vi åstadkom. I den efterföljande diskussionen analyseras nyttan med insatsen. Några centrala erfarenheter från arbetet är att:

- Geofysiska undersökningar ska ses som ett naturligt led i ett undersökningsprogram där man kombinerar metoder. Det är extra effektivt när man har dåligt med bakgrundsdata från tidigare projekt, och när ordinarie undersökningar, såsom borrning, är svåra att genomföra.
- Areell täckning kan erhållas på ett ekonomiskt sätt när tidigare underlag saknas. Ett kombinerat geofysiskt utlägg i en hel profil över Saltsjön kan kostnadsmässigt jämställas med en enda marin geoteknisk sondering.
- Syftet med och förväntningar på geofysiska undersökningar behöver specificeras tidigt och är centrala om man vill göra en rättvis utvärdering av undersökningens effektivitet.

SUMMARY

During the last centuries construction of underground infrastructure have increased in Swedish cities. For underground construction the uncertainties of and difficulties for site investigation is larger than for projects on the ground surface, and the need for correct design of site investigation therefore increase. Especially for site investigation in water passages these projects are related to large costs, both for site investigation and possible consequences from having insufficient or bad information. While geophysical methods in an international perspective often are seen as one of many obvious tools for site investigation, it is not yet widely accepted in Sweden. It is therefore important to discuss what extra use geophysical methods can provide, and if the extra cost is justified.

During the spring 2018 the Swedish Transport Administration with support from WSP, Bergab and Ramböll performed an extensive site investigation with geophysics in Saltsjön in Stockholm. The reasons for choice of methods, that was a combination of resistivity measurements and refraction seismic, where many and in many ways typical for how it can look when geophysics is utilized. Some of these are that the methods are non-destructive, gives a good areal coverage and are relatively fast and cost-effective.

In this paper we give an account for the question at issue, reasons for choice of method, how the work was done, the results that were achieved and we discuss the benefit from the efforts made. Some of the main experiences from this work are:

- Geophysical investigations should be seen as a natural part of an integrated site investigation program. It is extra efficient when dealing with incomplete or uncertain background material and when more conventional investigations, like drilling, are difficult to perform.
- Areal coverage can be achieved in a cost-effective way when no such is yet available. A combined geophysical survey of one profile over Saltsjön can in cost be compared with one marine geotechnical drilling.
- The purpose of and expectations on the geophysical investigation need to be specified early and are of central importance for a fair evaluation of the efficiency of the investigation compared to conventional methods.

1 INTRODUKTION

Undermarksbyggandet för infrastrukturprojekt har under de senaste decennierna ökat i svenska storstäder. Platsbrist och miljöhänsyn är viktiga orsaker till detta. När anläggningar ska utföras i undermarken är osäkerheterna och svårigheten att undersöka större än vid ytligt förlagda projekt och behovet av förundersökningar blir därmed också större.

Under våren 2018 utförde Trafikverket med stöd av WSP, Bergab och Ramböll en omfattande undersökning med geofysik i Saltsjön. Orsakerna till metodvalet var flera och på många sätt typiska för hur det kan se ut när geofysik utnyttjas. Däribland kan nämnas att metoden är oförstörande, ger en god areell täckning och är förhållandevis snabb och billig att utföra. I denna artikel redogör vi för frågeställning och andra grunder till vårt metodval. Hur arbetet utfördes och vilka resultat vi åstadkom, samt diskuterar hur väl metoderna uppfyllde våra förväntningar.

Under senare år har flera geofysikkampanjer genomförts i projekt i Stockholm såväl som på andra platser i Sverige. Huruvida kampanjerna varit lyckade kan man få vitt skilda svar på beroende på vem man frågar. När man talar om geofysik i anläggningsbranschen i Sverige finns en utbredd skepsis till metoderna. Internationellt används geofysiska metoder dock betydligt oftare än i Sverige, och metoderna är mer accepterade standardverktyg vid förundersökning, även i våra grannländer med delvis liknande geologi (se t.ex. Vegdirektoratet 2016). Vi argumenterar för att geofysik med rätt frågeställning och rätt uppställda förväntningar bör betraktas som ett av många lämpliga verktyg att i kombination med andra metoder regelmässigt nyttja i samband med förundersökningar av komplex geologi.

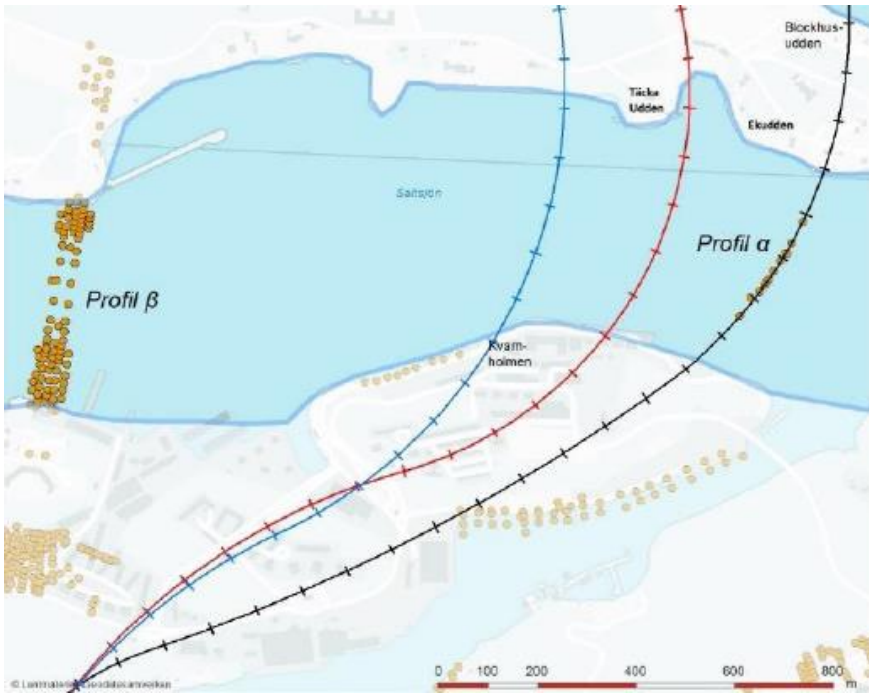
Vi ser en särskild vinst med geofysik när infrastruktur ska anläggas tvärs vattenpassager såsom Södermalmsförkastningen i Saltsjön. I sådana områden är osäkerheter och risker stora och dessutom saknas oftast historiskt framtagna data varför inget eller mycket lite är känt om geologi och topografi på förhand. I marin miljö blir traditionella undersökningsmetoder snabbt kostsamma eller miljömässigt problematiska, men på samma gång innebär ofullständiga undersökningar risk för än större kostnader i ett senare skede. Vi vill i detta arbete visa på fördelarna med marin geofysik i ett tidigt skede.

1.1 Projektet östlig förbindelse

Östlig Förbindelse kallas den östliga delen av ringleden kring Stockholm som ännu inte är byggd. Tanken med leden är att den ska knyta samman Norra länken och Södra länken i ett snitt över Saltsjön öster om Slussen samt att förstärka kollektivtrafikförbindelsen i samma snitt med spår eller vägbunden trafik. Olika sträckningar har diskuterats. Projektet påbörjades så smått 2015 med förundersökningar, och tillsammans med WSP har framtagande av material till planprocess inletts under 2016. Efter politiska beslut lades projektet ner under

hösten 2018 och i nuläget pågår en specificering av ett riksintresse för att bibehålla möjligheten att i framtiden åstadkomma denna trafiklösning.

En av de största utmaningarna och riskerna i projektet utgörs av passagen av Saltsjön. Under våren 2018 avskrevs alternativet att bygga en bro, och därefter fortsatte utredningar för att avgöra om bergtunnel eller sänktunnel är det mest fördelaktiga alternativet. En central faktor i detta beslut är hur bergytan ser ut samt vilken bergkvalitet som föreligger i de djupaste delarna under Saltsjön.



Figur 1. Saltsjöpassagen. Gula punkter utgör tidigare sonderingar. röd, blå och svart linje är några av de passager som utreddes. Ju längre västerut passagen kan göras desto kortare tunnel behövs, men dragningen är starkt beroende av bergnivån i läget för passagen. (figur är arbetsmaterial framtagen av WSP/Bergab).

1.2 Val av undersökningsmetodik

Sent under hösten 2017 pågick diskussioner kring linjeval och vad man behövde veta för att välja rätt alternativ. En avgörande faktor identifierades vara bergtäckning och då specifikt var bergets lågpunkt låg i olika tänkta linjer samt vilken nivå bergytan låg på där. Det underlag som fanns tillgängliga begränsades till två snitt över Saltsjön i ytterkanterna av området (se Figur 1) i vilka borrning och geofysik utförts, men däremellan fanns ingen som helst information. Området var ca 500 meter tvärs över och knappt 2 km i brett.

Det första förslaget som togs fram för att undersöka dessa förhållanden utgjordes av ett Screeningprogram med ca 40 marina sonderingsborrningar spridda över hela vattenområdet mellan de två befintliga snitten. Trafikverket såg flera problem med detta förfarande. Kostnadsmässigt skulle en sådan insats sannolikt bli omfattande

(någonstans över 10 miljoner kronor var bedömningen). Tidsmässigt skulle det ta flera månader att utföra arbetet. Redan i detta skede var det tydligt att svaren från undersökningarna inte skulle finnas framme till dess att ett val av linjesträckning var planerat i slutet av juni 2018. Det var dessutom inte säkert att projektet kunde få tillstånd miljömässigt att borra i området under fiskarnas lektid, så det fanns risk att delar av kampanjen skulle behöva skjutas till hösten. Utöver detta fanns inom Trafikverket och även hos konsulten (WSP och Bergab) olika åsikter och erfarenheter av hur heltäckande och pålitligt resultatet av en sådan undersökning skulle vara.

I samband med detta lyfte Trafikverket tanken om geofysik. En mindre undersökning med resistivitetsmätning (ERT – Elektrisk Resistivitets Tomografi) kombinerat med refraktionsseismik hade utförts i form av ett examensarbete på LTH (Lindvall & Warberg 2016) i två profiler i området 2015. Den östliga av profilerna hade visat fina resultat medan den andra, västliga, var betydligt sämre. Iden var således att utföra kombinerad mätning med ERT och refraktionsseismik och räkna med ett visst databortfall.

Geofysik som är ett omstritt ämne i branschen rörde förstås upp känslor och engagemang i organisationerna. Bland bergspecialisterna på konsultsidan fanns de som hade mindre goda erfarenheter av undersökningar som utförts i liknande situationer, och även inom Trafikverkets organisation fanns det dem som var skeptiska. Men det fanns inom organisationerna även kännedom om lyckade exempel på undersökningar från exempelvis Fv 659 Nordöyvegen norr om Ålesund i Norge (efter muntlig redogörelse från Geovista) och från det östra snittet i Saltsjön som undersöktes i examensarbetet 2015, vilket presenterades tillsammans med ytterligare exempel från Stockholm på GD2017 (Dahlin & Wisén 2017). Till detta kom uppenbara kostnadsfördelar och en förhoppning om areell täckning samt tidsvinster som var relevanta i det skede projektet befann sig (se Tabell 1 med nyckeltal).

Tidigt 2018, under tiden som diskussioner och argumentation pågick, beslutades högre upp i organisationen för projektet att borrning inte fick utföras i Saltsjön under våren. Anledningen vara att projektet Östlig Förbindelse officiellt hade stoppats (politiskt) även om Trafikverket hade en aktiv beställning och diskussioner fortfarande pågick kring hur ett sådant avslut skulle ske. I detta läge ville ingen ta ansvar för att skicka ut en eller flera stora borriggar på flottar i Saltsjön i Trafikverkets namn. Med denna nya situation stod det klart att om vi ville ha någon som helst information om bergförhållanden i Saltsjösnittet återstod endast geofysik vilket gjorde valet lite lättare.

Tabell 1. Nyckeltal för jämförelse mellan sonderingsborrning och geofysik i marin miljö

Nedan redogörs för några nyckeltal för jämförelse av tid och kostnad mellan marin geofysik med kombinerade utlägg och marin undersökningsborrning. Värdena baseras på de totala kostnader och tider Trafikverket betalade för borrinsatsen i Saltsjön 2015 (WSP) samt kostnaden för de geofysiska undersökningar som utfördes under 2018 (WSP/Bergab/Ramböll). Naturligtvis är talen grova. De kan innehålla olika omfattning av tolkning, och även kringkostnader som sjömätning och annat. Men vår bedömning är att de ger jämförbara värden.	
Borrning Utfördes under hösten 2015 11 borrhål utfördes i ett snitt över Saltsjön Sjömätning utfördes för området omkring snittet. En hel del arbete gick åt till olika former av tillstånd, omdirigering av trafik etc.	Geofysik Utfördes under våren 2018 Sammanlagt undersöktes 12 linjer med kombinerade geofysiska metoder eller på några ställen med enbart seismik. Sjömätning utfördes för hela undersökningsområdet.
Total kostnad för Trafikverket ca 2,7 miljoner kronor. Vilket ger ca 250 kkr per borrhål.	Total kostnad för Trafikverket ca 3 miljoner kronor inklusive tolkning. Vilket ger ca 250 kkr per tvärsnitt
Tidsåtgången var ca 4 veckor vilket ger ca 2 dagar per borrhål Ett program med 40 punkter skulle således ta 3-4 månader om man nyttjade en rigg.	Tidsåtgången totalt var 2 veckor för fältmätningarna, med någon dags uppehåll för instrumentjustering i början. Tid i sjön var ca 1 natt per utlägg

1.3 Vikten av att ha rätt frågeställning

Något som framkom i de diskussioner som föregick beslutet var att uppfattningen om huruvida geofysik är användbart över huvud taget är kopplad till vilka förväntningar man har på resultaten. Vill man använda metoden för att svara på frågor om specifika nivåer i absoluta tal är sannolikheten stor att man blir besviken. Detsamma gäller om man ser geofysiken som en enskild fullständig undersökningsmetod som står för sig själv.

Om man istället ser geofysik som ett första steg i en undersökning där sondering är ett naturligt andra steg, och om man nyttjar resultaten från geofysiken för att inrikta

sina fortsatta utredningar och sin borrinsats på bästa sätt, är chanserna större att den tillför värde och uppfyller förväntningarna.

Som förespråkare för geofysik i ett sådant här fall, när det även kan finnas lite inbakad prestige och inte handlar om småpengar, är det bra att tydligt definiera och dokumentera frågeställningen. I slutskedet är det mot denna frågeställning som resultaten ska bedömas. Finns ingen tydlig frågeställning kommer bedömningen sannolikt ske mot en allmän förväntan att få veta allt, och mot ett fullskaligt borrprogram som i det här fallet skulle kosta 4-5 gånger så mycket och ta 10 gånger så lång tid.

1.4 Frågeställning

Det övergripande målet var att hitta mest gynnsamma passage för bergtunnel under Saltsjösnittet under givna tids- och tillgänglighetsbegränsningar.

Den specifika frågan var om det finns något snitt över Saltsjön där bergets lägsta punkt går upp ytligare på ett sådant sätt att det kan bidra till linjevalet och en kortare bergtunnel? Eller om det fanns någon annan geometrisk företeelse av betydelse för planeringen av passagen?

Förväntningen på geofysiken var i det sammanhanget att:
- Få en indikation på frågan om bergytans läge över hela området.
- Få bättre uppfattning av var vi i ett nästa steg ska borra.

Syftet som låg till grund för metodval och omfattning var att:
- Innan lokalisering (dvs innan sista juni 2018) få information om bergets topografi i området mellan de två kända snitt som fanns tillgängliga.

- Få så god bestämning av bergytan som möjligt trots att ytterligare borrning ej kunde göras under rådande omständigheter.

Om projektet skulle överleva 2018 års val fanns även en långsiktig plan att:
- Fa ett bättre underlag för planering av borrning. En konservativ uppskattning gjordes att insatsen skulle kunna halveras från 40 till 20 borrhål i screening-processen.

- Den kombinerade kunskapen om området med geofysik och den halverade borrinsatsen skulle ge bättre och mer heltäckande information än endast borrning.

2 METODER OCH METODIK

De geofysiska mätningarna utfördes av Ramböll (i nära samarbete med Impakt Geofysik och Teknisk geologi LTH) som en kombinerad mätning med ERT och refraktionsseismik. Bägge typerna av undersökningar utförs med bottenförlagda kablar som för denna fältkampanj hade monterats tillsammans för att effektivisera arbetet. Kabeln läggs ut med båt och kraven på position på den utlagda kabeln är höga. Arbetet med kabeln utfördes med en 8.5m lång undersökningsbåt (Figur 2) specialutrustad för arbete med just bottenförlagd kabel, bl a ett hydrauliskt spel och dubbla utombordsmotorer för ökad manövrerbarhet. För planläggning och navigering vid utläggning av kabel har dedikerad navigationsprogramvara, t.ex. NaviPac från EIVA, använts. Position erhålls från en RTK GNSS mottagare och registreras i programmet. Vid utläggning förankras kabeln i bägge ändar i kända positioner, antingen på land eller i ankare som positioneras när de sänks ned på bottnen, och under förloppet då kabeln sträcks ut och sänks ner på bottnen registreras båtens position. På detta sätt erhålls en relativt hög precision i horisontal led. Efterföljande positioneras hydrofonkabeln genom triangulering av hydrofonelementen. Detta går till så att en uppsättning små laddningar skjuts i vattenytan i kända positioner (positionerade med RTK GNSS). Den seismiska P-vågs hastigheten i vattnet mäts med en s k SVP (Sound Velocity Profiler) och med denna hastighet känd kan gångtiderna från skotten till hydrofonerna räknas om till avstånd, vilka kan användas för bestämning av hydrofonernas position. Positionering av kabeln i höjdled erhålls från befintlig, eller för tillfället inmätt, höjdmodell av havsbottnen. Alla mätningar utfördes nattetid på grund av att buller från trafik och industri under dagtid gav en försämrad datakvalitet, samt av logistiska skäl då båttrafiken i området är relativt omfattande.



Figur 2. Undersökningsbåten Lili af Sakskøbing i arbete.

2.1 Refraktionsseismik

För de refraktionsseismiska undersökningarna användes en hydrofonkabel med 72 aktiva hydrofoner med 5 meters avstånd och en total längd på 355 meter. Som vibrationskälla användes sprängladdningar och dessa placeras på kabeln med 20-40 meters avstånd ca 0,75m över bottnen. I bägge ändar av kabeln placeras så kallade fjärrskott med syfte att erhålla refraktortäckning för berget i bägge riktningar och för alla hydrofoner. För de profiler där behovet av längd på seismiklinjen var mer än 355 meter gjordes flera mätutlägg med minst en geofons överlapp. Data från dessa utlägg har sedan lagts samman och tolkats som en profil. En 48 och en 24 kanalers ABEM Terraloc Pro2 seismograf användes för mätningarna.

För modellering av seismikdata utfördes refraktionstomografi med programvaran Rayfract Pro och hastigheter i berget analyserades också med +/- metoden. På grund av en bitvis kraftig hastighetsinversion och dolda lager, grunda organiska gasbärande lager med mycket låg seismisk P-vågshastighet, kunde +/- metoden inte användas till utvärdering av djup till berg.

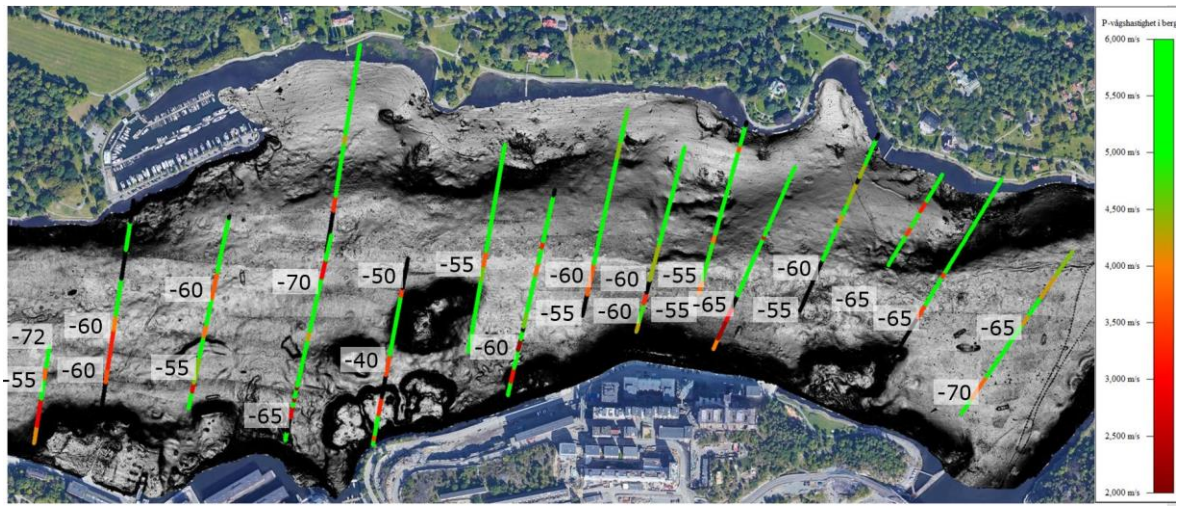
2.2 Elektrisk ResistivitetsTomografi (ERT)

ERT undersökningar, även känt som CVES (Contiuous Vertical Electrical Sounding) (t.ex. Dahlin 1996), genomfördes med hjälp av en elektrodkabel med 128 elektroder och en total längd på 635m. En ABEM Terrameter LS2 med 12 mätkanaler användes för mätningarna, där flerkanalsmätning medför en snabb mätningsprocess trots det stora antalet datapunkter. För att kunna få användbara uppskattningar av resistivitet i jord och berg, är det nödvändigt att integrera vattendjup och resistiviteten hos vattnet i tolkningsmodellen. Fel i vattendjup eller resistivitet leder till artefakter i modellen då inversionsprogrammet kompenserar för ett felaktigt överskott eller underskott i ledningsförmåga i vattenmodellen genom motsvarande ökning eller minskning i resistivitet i jord/bergmodellen. Tolkade modeller av resistivitetsfördelningen i bottensedimenten och berggrunden skapades med hjälp av inversionsprogramvaran Res2dinvx64. Inversion utfördes som L1-norm (robust) med elektroderna liggande i botten av vattenskiktet (Loke et al 2003; Loke och Lane 2004). Inversionsprogramvaran har anpassats för att uppfylla kraven i det här projektet genom att tillåta flera vattenskikt med olika resistivitet (Dahlin och Loke 2018).

3 RESULTAT

Figur 3 visar en översiktskarta med de linjer som samlats in i Saltsjön våren/sommaren 2018 och under examensarbetet som genomfördes 2015. Översikten visar de delar av linjerna där en hastighet av berget kunnat utvärderas i refraktionsseismiken, hastigheten visas i en färgskala där rött är låg hastighet, vilket kan tolkas som svagt berg, och grönt är hög hastighet, vilket tolkas som hårt berg. I figuren redovisas också de lägsta nivåerna för berget som indikeras av geofysiken. Det är viktigt att poängtera att de tolkningar av djup till berg som visas endast i två

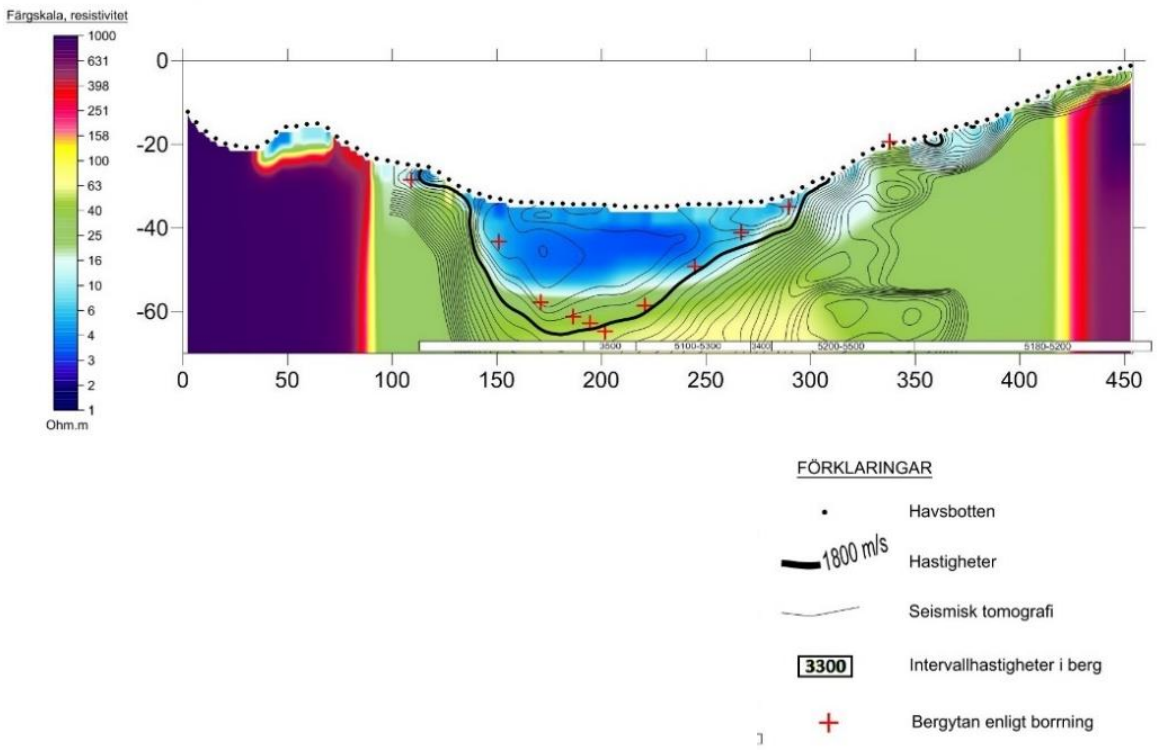
fall är baserade på borrning, övriga tolkningar av djup är tolkningar från enbart geofysiken vilket innebär att osäkerheten i angivelsen är jämförelsevis stora.



Figur 3. Översiktskarta som visar seismisk P-vågshastighet längs linjerna i en färgskala som går från 2000m/s, mörkröd, till 6000m/s, ljusgrön, och med 4000m/s vid orange. 4000m/s ses ofta som övergången från mekaniskt intakt berg till uppsprucket berg. På översikten är de från geofysiken tolkade största djupen längs linjerna redovisade i nivå till vänster om varje linje. Bakgrunden i bilden består av flygfoto och en representation av den bathymetriska höjdmodellen som är skuggad för att framhäva morfologin i sjöbottnen.

Figur 4 presenterar den profil som går genom den östliga av de två borrprofilerna i Saltsjön, mellan Kvarnholmen och Blockhusudden. För denna profil är resultatet från både seismik och ERT mycket bra vilket givit en god möjlighet till jämförelse med borrning och verifikation av geofysiken.

Tolkningen av berg följer borrningarna. Det finns en avvikelse mellan ERT och seismik där tolkningen av berg ligger som djupast vilket kan bero på ett lager med morän ovanpå berget. Det syns också en avvikelse i djup till tolkat berg för borrningar på den södra flanken som eventuellt kan förklaras av att berget på sydsidan är mer vittrat, vilket kan leda till en avvikelse mellan geologisk tolkning från borrningarna och hårdhet som ligger till grund för seismikresultatet.



Figur 4. Exempel på resultat från refraktionsseismik, resistivitetsmätning och borrning i linjen längs den östliga borrprofilen i Saltsjön (Figur 1).

För övriga profiler varierar kvaliteten på geofysiken ganska mycket. Vissa håller samma höga kvalitet som den som presenteras i Figur 4, bland annat den östliga av de två linjer som utfördes 2015 (Lindvall & Warberg 2016). Andra profiler kan av olika skäl ha begränsningar i kvalitet av data och kvalitet av de geofysiska modellerna, men kombinationen av refraktionsseismik och ERT som använts i nästan alla linjer har gjort det möjligt att göra en uppskattning av djup till berg i alla profiler. De största källorna till bristande datakvalitet i detta projekt har varit:

- För seismiken var det gas i organiska avlagringar som effektivt kan dämpa signalen och som i delar av ett par linjer gjort data oanvändbara. I flera andra linjer har detta skapat mycket extra arbete med modelleringen på grund av att hastigheterna i de organiska lagren bitvis kan vara lägre än hastigheterna i vatten vilket döljer den refrakterade signalen inne i vattenvågen.
- För ERT var det begränsningar i utläggslängd som begränsat djupnedträngningen och medfört att det inte tydligt gått att se en kontrast mellan jord och berg.
- För bägge metoderna gav 3D effekter från den komplexa geologin i området troligen en förvrängd bild av geologin, p g a flera zoner som sannolikt passerar flera profiler längs med eller diagonalt dessa (bägge metoder är 2-dimensionella och antar att strukturer endast passerar vinkelrätt mot profilerna).

Eftersom projekt Östlig Förbindelse stängdes ned under loppet av några månader så kunde inte alla de arbeten med tolkning som var planerade utföras. Ett arbete med ett modellverktyg för visualisering och tolkning i 3D som skulle kombinera lineamentdata, borrhål och geofysiska profiler var planerat men genomfördes aldrig. Sådan tolkning har använts framgångsrikt på andra projekt i liknande geologi i bl a Stockholm och kan till viss del kompensera för de 3D effekter som ibland förvränger bilden i geofysikresultaten (att utföra riktig 3D mätning är teoretiskt möjligt, men skulle vara logistiskt mycket svårt och det skulle endast i undantagsfall gå att genomföra inom en realistisk budget). Därför kan vi här nu inte presentera en uppdaterad bergmodell. Men en rudimentärt sammanställd planskiss visar lägen för var de djupaste punkterna har tolkats i respektive snitt, samt en preliminär uppskattning på djupet i dessa lägen (Figur 3). Notera dock att detta inte är en syntetiserad tolkning utan en rad av tvådimensionella tolkningar. Vår bedömning är att resultatet hade blivit bättre i en syntetiserad modell. Tanken är dock att det får vänta tills projektet startar igen (om det sker).

4 DISKUSSION OCH SLUTSATSER

Som alltid när det gäller geofysik finns det ett stort mått av tolkningsutrymme i erhållna data. Kvarstående frågor är ofta fler än innan undersökningen gjordes, men de är mer riktade och mer specifika.

En annan förväntad begränsning med geofysik är att vissa tester och vissa profiler är helt utan värde. Om de fysiska omständigheterna är besvärliga kan en eller båda tillämpade metoderna visa sig fruktlösa. Det kan t ex jämföras med att sätta ett grundvattenrör i en punkt där man stöter på berg innan man kommer till grundvattnet vilket medför att resultaten inte går att använda, men det är en realitet som man måste vara förberedd på i dessa sammanhang. I föreliggande fall fick vi dock tillräckligt många fungerande tvärsnitt, och de kombinerade metoderna, ERT och refraktionsseismik, stöttade varandra, gjorde fler tvärsnitt tolkningsbara, jämfört med om bara en metod använts, och gjorde det möjligt att använda den ena metoden för att fylla i kunskap om den andra i flera fall. Extrakostnaden för att utföra båda metoderna samtidigt var mycket lägre än vad den sammanlagda kostnaden för att utföra två separata undersökningar hade varit, eftersom planeringen och logistiken kunde samutnyttjas.

I utvärderingen av erhållna resultat har Trafikverket utgått ifrån syfte och frågeställning. Anledningen är som nämnts ovan att det annars lätt blir en orättvis jämförelse mellan en insats som är billig snabb och indikativ (geofysik) och en insats som är dyr, tar tid men som är mer robust (sonderingsborrning). I Tabell 1 redovisas en genomgång av hur mål, förväntningar och syften uppnåtts med de insatser som gjordes. Här nedan beskrivs resonemang lite mer utförligt bakom denna värdering.

En central fråga i sammanhanget är om vi har fått ökad kännedom om bergytan inom undersökningsområdet? Det tydligaste underlaget vi har idag är Figur 3. Den visar att det finns en passage mellan profil 5-6 från väst räknat där djupet till berg på lägsta punkten eventuellt är grundare än förväntat (mellan 50 – 60meter) även profil 9-10 visar något ytligare berg än förväntat. Dessa siffror får ej ses som absoluta men är naturligtvis intressanta och skulle i ett nästa skede ha undersökts vidare med borrning.

Figuren visar också att de djupaste delarna av berget ligger längre söderut än vad som var förväntat när det ursprungliga borrprogrammet togs fram. Man kan således fundera på om en ensidig borrinsats alls hade träffat på djupaste berg enligt presenterat utlägg. Eller om ytterligare borrhål hade behövts med ytterligare kostnader och tidfördröjning som följd. De erhållna resultaten från geofysiken ser således ut att vara användbara för att vid ett senare tillfälle styra om de borrningar som planeras till specifika lägen där risk och osäkerhet bedöms som extra stor.

De resultat vi fått fram är på sina ställen att betrakta som så pass säkra att man inom dessa områden inte alls behöver borra för att få en tillförlitlig screening (översikt) av bergytan i undersökningsområdet. Dessa borrhål skulle därför kunna strykas.

Utöver dessa primärt eftersökta resultat, så har vi dessutom fått indikativ information om zoner och bergkvalitet. Det fanns ej med i primär frågeställning men skulle kunna vara värdefullt i ett senare skede.

Sammanfattande värdering av resultaten

Värdering av de absoluta resultaten av geofysiken, dvs slutsatser vi kan dra direkt från geofysiken i ett läge där borrning inte har utförts i större delen av området, har vi idag bättre uppfattning om bergytans läge än innan arbetet utfördes. Vi ser bland annat att den djupast gående zonen troligtvis ligger längre söderut vilket kan få konsekvenser för geometrin på tunneln, då sjunkningen från Nackasidan redan idag utgör en stor begränsning i tunnelns utformning. Vi ser också att det inte sker några abrupta förändringar i djup längs med Saltsjön men att berget visar en tendens att ligga ytligare än förväntat mellan profil 5-6 från väst räknat.

Kunskapensvinsten är förstås extra stor om den ställs mot att vi inte hade någon information alls innan försöken utfördes och då borrning var uteslutet givet miljöskydd och politiska omständigheter. Vår bedömning är också att bättre och tydligare resultat hade kunnat erhållas om man utförde en mer genomarbetad 3D-tolkning av resultaten.

Trots den ökade kunskapsbilden av bergytan i stort i undersökningsområdet vill vi vara noga med att betona att det individuella felet i data ställvis kan vara stort. Nivåer som anges i de tolkade profilerna ska ses som indikationer på samma sätt som typisk interpolerad tolkning av mellanrummet mellan glest borrade sonderingspunkter är en indikation mer än något annat.

Värdering av resultaten som en del i ett förundersökningsprogram, dvs där borrning är ett naturligt nästa steg, är vår uppfattning att vi skulle fått ett bättre resultat i data och med större areell utsträckning för en mindre totalkostnad och en kortare undersökningstid i fält. Den primära uppskattningen att antal borrhål kan halveras ser vi som högst sannolik så länge syftet är en screening. Det fanns dessutom tecken på att den initialt planerade borrinsatsen skulle ha missat målet med risk för ytterligare kostnader som följd. Vi kan därför lågt räknat göra antagandet att vi kunde ha undvikt borrning för omkring 5 miljoner kronor till en kostnad av 3 miljoner kronor. Vi tror således att vi skulle ha sparat ca 2 miljoner kronor och fått ett bättre resultat för pengarna. Tyvärr fick vi i detta projekt inte chansen att visa detta, utan det återstår att göra i framtiden.

En övergripande slutsats är därför att Geofysiken i detta projekt fyllde en funktion, men att den hade blivit ännu bättre om vi fått nyttja den i kombination med borrning. Det är också vårt viktigaste budskap. Betrakta geofysik som en naturlig del av verktygslådan när utredning ska göras i komplexa, svårtillgängliga eller tidigare ej undersökta geologier. Och utför den tidigt och använd den i planering av fortsatta undersökningar. I Tabell 2 redovisas en uppföljning av förväntningar och mål.

Tabell 2. Uppföljning av förväntningar och mål ur projektets perspektiv

Frågeställning	**Resultat**
Det övergripande målet var att hitta mest gynnsamma passage för bergtunnel under Saltsjösnittet under givna tids- och tillgänglighetsbegränsningar.	Det övergripande målet med förundersökningarna uppfylldes ej. Det var inte heller rimligt att förvänta sig absoluta resultat utan möjlighet till borrning. Analystiden för geofysiken drog ut på tiden och pengarna i ÖF-projektet tog slut innan en tredimensionell modell kunde tas fram. Det fanns inte heller någon tid i projektet för vägprojektörerna att inarbeta denna information.
Den specifika frågan var om det finns något snitt över Saltsjön där bergets lägsta punkt går upp ytligare på ett sådant sätt att det kan bidra till linjevalet och en kortare bergtunnel? Eller om det fanns någon annan geometrisk företeelse av betydelse för planeringen av passagen.	De högre bergytenivåerna i passagen mellan profil 5-6 från väst räknat skulle kunnat utredas mer om projektet hade fortsatt, men denna analys frös inne i samband med stängning av projektet. Något annat som framkom var en eventuellt försvårande omständighet med en mer sydligt belägen djupzon. Effekterna av detta hann dock inte heller analyseras djupare i projektet.

Tabell 2 forts.

Förväntningen på geofysiken är i det sammanhanget att: • få en indikation på frågan om bergytans läge över hela området • få bättre uppfattning av var vi i ett nästa steg ska borra	Förväntningarna på geofysiken uppfylldes på båda punkter.
Syftet som låg till grund för metodval och omfattning var 1. Att innan lokalisering (dvs innan sista juni 2018) få information om bergets topografi i området mellan de två kända snitt som fanns tillgängliga. 2. Att få så god bestämning av bergytan som möjligt trots att ej ytterligare borrning kunde göras under rådande omständigheter.	Syfte nummer 1 uppfylldes ej. Tiden för analys blev längre än förväntat och data fanns inte framme när deadline för lokaliseringsarbetet nåddes. Syfte nummer 2 uppnåddes. Några alternativa metoder fanns ej att tillgå, och idag finns betydligt mer kunskap om området än innan undersökningarna utfördes.
Om projektet skulle överleva riksdagsvalet fanns även en långsiktig plan att: 3. Ha ett bättre underlag för planering av borrning. En konservativ uppskattning gjordes att insatsen skulle kunna halveras från 40 till 20 borrhål i screeningprocessen. 4. Att den kombinerade kunskapen om området med geofysik och den halverade borrinsatsen skulle ge bättre och mer heltäckande information än endast borrning.	Som sagt kom detta ej tillstånd. Syfte nummer 3 uppnåddes. Det finns bättre underlag. Vår bedömning är fortsatt att en insparning av 50% av borrpunkter i ett framtida program är helt realistisk. Syfte nummer 4 realiserades aldrig men vi är fast övertygade om att syftet skulle uppnås med en väl planerad borrinsats.

5 REFERENSER

Dahlin T., Loke M.H. (2018) Underwater ERT surveying in water with resistivity layering with example of application to site investigation for a rock tunnel in central Stockholm, Special issue on urban geophysics, *Near Surface Geophysics*, 16, 230-237.

Dahlin T., Wisén R. (2017) *Geofysisk kartläggning av sedimentdjup och strukturer I berg under vatten*, Procs. Grundläggningsdagen 2017, Stockholm, Sweden, Mars 2017, 15p.

Lindvall E., Warberg E. (2016) *Kombinerad förundersökning för tunnlar med resistivitet och refraktionsseismik i urban undervattensmiljö*, Examensarbete, Lunds Universitet, ISRN LUTVDG / (TVTG-5145) / 1-85 /(2016), 85s.

Loke, M.H., Acworth, I., Dahlin, T. (2003) A comparison of smooth and blocky inversion methods in 2D electrical imaging surveys. *Exploration Geophysics* 34, 182-187.

Loke M.H., Lane J.W. (2004) Inversion of data from electrical resistivity imaging surveys in water-covered areas. *Exploration Geophysics* 35, 266-271.

Vegdirektoratet, 2016. *N500 Vegtunneler*. Håndbok. Statens vegvesen. ISBN:978-82-7207-697-8.

Wichmann, C. (2018) Att passera Saltsjö-Mälarsnittet med tunnel—En ny utmaning. *Proceedings of Grundläggningsdagen 2018*, Stockholm, Sweden, March 15, 2018, 8p.

STAND UP – TA KOMMANDO!

Helena Berggrund [A], Magnus Sjöberg [B], Thomas Torefeldt [C]

[A] Sweco AB

[B] Stockholms Hamn AB

[C] Veidekke Entreprenad AB

SAMMANFATTNING

Trots de senaste årens stora fokus på ökad säkerhet ser vi inte någon positiv trend för en bättre arbetsmiljö. En av fyra arbetsgivare inom byggbranschen anser att de inte skulle överleva utan att fuska med regelverken (ur Arbetsmiljöverkets intervjuundersökning 2017). Det är till och med så illa att dödsolyckorna ökar, från 10 (2017) till 14 personer (2018). Till det kommer nästan lika många utlandsstationerad personal.

Svensk Grundläggning statistik av tillbud och olyckor står också och stampar, låga siffror verkar vara mer beroende av omständigheter och tillfälligheter än ett systematiskt arbetsmiljöarbete. Och detta trots att vi utbildar våra yrkesmän, säkerhetsföreskrifter är på plats liksom möjligheten att använda rätt produkter och ge rätt förutsättningar.

Är det elefanten i rummet som ställer till det?

Utan att göra någon djupare analys kan vi plocka några lågt hängande frukter. Byggnadsarbetaren pekar på - tidspress, stress, dålig planering, språkförbistring, splittrade arbetsplatser och oseriösa företag. Vi fyller på med - okunskap, rädsla att tappa jobb, machoattityder, brist på erfarenhetsåterföring och LPP tradition (löses på plats).

Vi tre är aktiva inom Svensk Grundläggning. Tillsammans representerar vi en central och avgörande del i byggprocessen. Utifrån vår samlade erfarenhet hoppas och tror vi kunna påminna om och lyfta fram betydelsen av ett genomtänkt syn- och förhållningsätt, genom hela grundläggningsprocessen, som en del i en mer positiv utveckling. Självklara uppmaningar men tyvärr alldeles för sällan tillämpade, till hela branschens, till dig, för att våga ta kommando!

1 BAKGRUND

Är något påstående aktuellt för dig?

”Bygg säkert och med förtroende, eller inte alls.”

”Projektering är en uppskattning av osäkerheter, inte ett underlag för att jaga ansvar.”

”Utan godkänd och vidmakthållen arbetsplattform sker ingen grundläggning.”

Vi hoppas att du känner dig bekväm, förstår vad vi menar och gärna tar orden i din mun. Om det inte alltid känns så enkelt så delar vi den synen. Därför behöver vi din hjälp för att skapa en större medvetenhet om det gemensamma ansvaret för en säker arbetsplats. Du kan själv bidra genom att i din professionella vardag jobba för en ökad förståelse för - förutsättningar, respekt och kompetens - mellan aktörerna beställare, konsult och entreprenör. Om vi dessutom skapar en bra kommunikation med operatörerna, de som hanterar de för projektet helt avgörande resurserna - grundläggningsmaskinerna - kan vi tillsammans uträtta under(grund)verk.

2 BYGGHERRENS SYN

En byggherre behöver ett säkert och hållbart projekt. Inte att få sin produkt billigt och snabbt om det sker på bekostnad av arbetsmiljön. Bygget tillhör sällan kärnverksamheten, särskilt inte grundläggningen, är kanske bara ett nödvändigt ont för att starta verksamheten och byggherrar är ofta väldigt känslig för störningar.

Byggherrens förväntningar på konsulten är att få relevant kunskap, en genomtänkt riskhantering och ett trovärdigt och ömsesidigt förtroende. Konsulten ska vara byggherrens kompetens i alla frågor som rör grundläggningen, projektering och riskhantering lämna löpande information. Vara ett aktivt stöd och vid behov ifrågasätta antaganden, lösningar och utförande.

Entreprenören ska utföra och fullfölja arbetet enligt kontraktet. Säkert, utan störningar, lojaliteten ska vara ömsesidig. Säkerheten ska gå före allt, inte vara konkurrensutsatt utan börja gälla redan i anbudsskedet – för båda parter. Det innebär att:

- Byggherren ska ge rätt förutsättningar

- Entreprenören ska genomföra jobbet med god säkerhetskultur.

3 KONSULTENS SYN

I geoteknik finns ett antal osäkerheter. Vi baserar våra modeller på en relativt liten mängd data, i alla fall jämfört med andra konstruktionsämnen. Det enda vi egentligen kan vara helt säkra på är att det inte kommer se ut precis som det har antagits. En geoteknisk modell/tolkning är just det – en tolkning. Det kommer alltid att ske avvikelse och det är helt normalt.

Hur kan vi bli tydligare med detta och hur kan vi hantera dessa osäkerheter på ett sätt så att inte arbetsmiljön blir en bricka i ett ekonomiskt spel?

Jo – genom att ”nyktert konstatera” att det finns osäkerheter och att vi gemensamt kan lösa detta genom dialog och samarbete.

Och hur löser vi uppkomna problem rent praktiskt? Genom samarbete, entreprenör och konsult. Som sannolikt resulterar i omprojekteringar, kompletteringar och anpassningar på plats. Om vår föreslagna lösning är säkrare men ”för dyr”, kan vi erbjuda rollen som rådgivare, bli en ”Trusted advisor”.

Är då detta något speciellt? Nej, egentligen inte. Men trots att det troligtvis är självklart för de flesta hos er lyssnare i publiken måste vi påminna oss om att:

- det är inget konstigt inom geoteknisk projektering med avvikelser, som behöver hanteras i produktionen och
- det måste vi geotekniker vara tydliga med, samt
- påtala att vi finns med i projektet även efter att handlingarna levererats.

4 ENTREPRENÖRENS SYN

Yrkesarbetarens arbetsmiljö på arbetsplatsen är helt central. En säker grundläggning kräver:

- Rätt förutsättningar från beställaren från underlag genom hela utförandet
- Avropstider, arbetsberedning, startmöten i samverkan med BAS-P och BAS-U
- Anpassade och bäriga arbetsområden och arbetsytor för personalen och maskiner, med en korrekt konstruerad arbetsplattform
- Säkerhetsavstånd både på arbetsplats och för tredje man
- Konkurrensneutral arbetsmiljö
- Inga spekulationer kring mängder, metoder, tider och risker
- Balanserade villkor och risker mellan parterna för en optimerad riskfördelning.

5 SLUTORD

Avslutningsvis att ta med och fundera på till oss alla.

Vilka värderingar står du, vi, branschen för?

Vilka skillnader i attityder, kultur och förväntningar finns mellan generationerna och vad betyder det för vår framtida roll i byggindustrin?

Vilket företag vill du jobba på, vill du lämna efter ditt värv?

LÄRAREN SOM KLEV UT UR SITT KLASSRUM

Göran Sällfors
Chalmers tekniska högskola/GeoForce AB

Sammanfattning/Summary

Utvecklingen inom geotekniken har under de senaste 40 åren varit fantastisk. Det gäller såväl teoretiska landvinningar, beräkningsmetoder och förståelse av jords egenskaper, som mätteknik och metoder för uppföljning.
Dessvärre går det ändå snett emellanåt, kanske främst beroende på förbiseende eller att rätt kunskap inte funnits på plats i hela projekterings- och genomförandefasen.
För att råda bot på detta krävs att en helhetssyn genomsyrar hela processen samtidigt som fortbildningen inom branschen moderniseras och utvidgas.

The progress within the field of geotechnical engineering has, during the last 40 years, been fantastic. This is true for theoretical insights, methods of analysis and understanding of soil behavior, as well as measuring and monitoring methods.
Unfortunately, sometimes failure occur or buildings are damaged, maybe mostly due to inadvertence or that proper knowledge was not available during the complete design and implementation phases.
In order to redeem this deficiency a holistic approach is necessary in all parts of the process accompanied by an expanded, improved and modernized continuing education.

1 INLEDNING

40 år är en lång tid och otroligt mycket har hänt, på gott och ont, så även inom området geoteknik med grundläggning. Det mesta är goda nyheter, grundläggningstekniken har utvecklats, nya metoder har introducerats. T.ex. var schakt till 7 m i lera på 70-talet en sensation, idag schaktar man över 20 m djupt och hanterar komplicerade grundvattenfrågor, bergbyggande mm.

2 FRAMSTEG

Avancerade beräkningsmetoder gör att man kan upprätta detaljerade prognoser för rörelser, krafter mm i samband med framdrift av byggnationen. Den helt fantastiska utvecklingen av mätteknik med tillhörande datainsamling och redovisning gör det möjligt att i detalj följa vad som sker på arbetsplatsen

och i omgivningen. Satellit-mätningar gör det möjligt att följa sättningsutvecklingen i detalj över större områden. Därtill kommer möjligheten att jämföra prognoser med utfall och därmed kan man successivt justera utförandet och i vissa fall även sin design.

Mycken ny kunskap har kommit fram tack vare omfattande forskning, såväl vid våra tekniska högskolor, som hos aktörer verksamma inom branschen. Inte minst har samverkan mellan forskare och näringsliv, och forskare verksamma inom näringslivet, medfört att mycken ny kunskap har tillämpats i många av de stora projekten. Vikten av samverkan kan inte nog poängteras. Just implementeringen är ju nyckeln till framgången.

3 BAKSLAG

Ändå går det snett ibland. Några slänter har rasat med stora ekonomiska och praktiska konsekvenser. Det finns byggnader som fått oacceptabla sättningar med åtföljande skador, vilket medfört att de måste grundförstärkas. Det är dessvärre inte ovanligt med juridiska tvister till följd av skador orsakade av otillräcklig eller felaktig geoteknik.

Att det går snett beror i många fall antingen på slarv eller på otillräcklig kunskap i något av leden av hela byggprocessen.

4 HELHETSSYN

Innan jag tar upp utvecklingen och hierarkin inom geotekniken, skall jag göra en liten jämförelse med ett annat utvecklingsområde.

Tillkomsten av internet har på ett tidigare oöverträffat sätt revolutionerat många delar av samhället. Man kan dock konstatera att

- Internet tog inte död på TV:n
- TV:n tog inte död på biograferna
- Biograferna tog inte död på teatern
- Teatern tog inte död på böckerna och läsandet
- Böckerna tog inte död på berättarkonsten

Alla dessa delar är en väsentlig del av vår kultur, där egentligen ingen del är dominerande, alla är viktiga.

Geotekniken har på ett sätt en mycket kortare historia och man skulle på liknande sätt kunna säga att

- Finita elementmetoden slog inte ut analytiska lösningar
- Analytiska lösningar slog inte ut närmemetoder
- Närmemetoder slog inte ut överslagsberäkningar
- Överslagsberäkningar slog inte ut erfarenhet och empiri
- Erfarenhet och empiri slog inte ut sunt förnuft

Det första setet med strecksatser kan sammanfattas som *KULTUR*, medan det andra setet med strecksatser kan sammanfattas som *INGENJÖRSKONST*. Alla delar är lika viktiga och vi behöver specialister inom alla områden. Samtidigt behöver vi generalister, som ser till helheten. Det finns alltid en fara att vi sekvenserar, ser för mycket till enskilda detaljer eller teoretiserar i alltför stor omfattning och glömmer helheten.

5. FÖREGÅNGARERS REFLEKTAIONER

Carl Terzaghi och Arthur Casagrande var i många avseenden framsynta och det finns en hel del att begrunda när man studerar delar av deras arv. Man hittar en del återgivet i Burland's Nash lecture från 1984. Han påpekar de farhågor dessa herrar såg för långt mer än 50 år sedan.

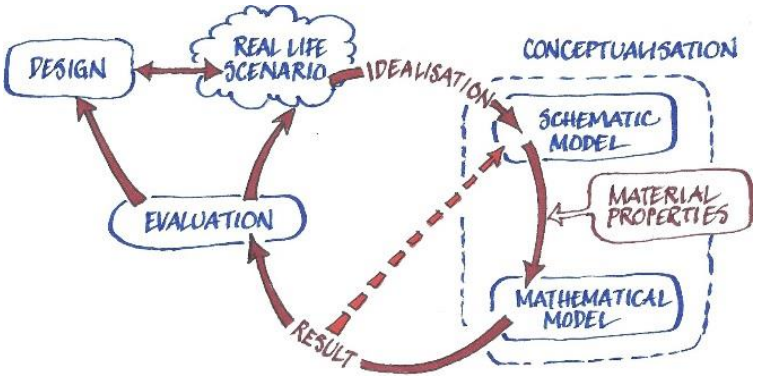
Burland skrev (fritt översatt) "Man slås av deras (Terzaghis och Casagrandes) oro över att geotekniken skulle bli alltför teoretisk.

I en hyllning till Terzaghi 1965, skrev Casagrande:

"*Terzaghi acquired his **aversion to theory, uncontaminated by practical experience**, early in his career. I recall his prediction made in the late 1920's, that the worst enemies of soil mechanics would not be those who were at the time trying to deny the validity of its basic principles, because those men would die out; but the worst harm would be done when pure theoreticians*

discovered soil mechanics, because the effort of such men could undermine its very purpose".
Detta skall absolut inte uppfattas som att man skall undvika att utveckla teoretiska modeller, men väl att man skall betona att de förutsägelser som de teoretiska modellerna ger inte är allmängiltiga, utan bara gäller för de idealiseringar som modellen i sig bygger på.

6. DELAR I DESIGNPROCESSEN



Låt oss studera denna bild som illustrerar hela designprocessen. Själva konceptualiseringen görs i den högra delen av bilden, med de tre viktiga delarna

- Idealisering och definitionen av den förenklade två- eller tredimensionella streckmodellen (Schematic Modell)

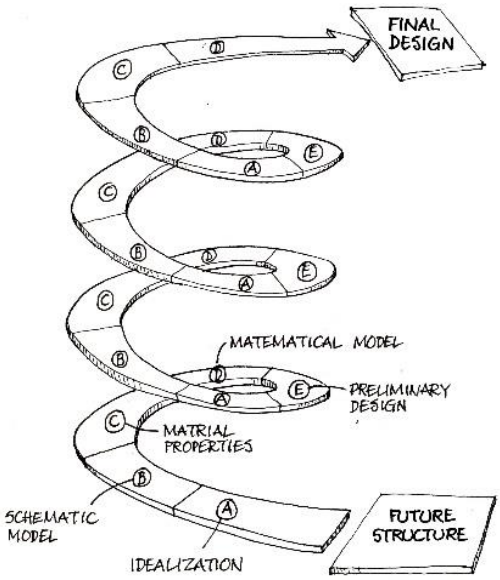
- Val av materialmodell med tillhörande parametrar (Material Properties)

- Beräkningar (Mathematical Model)

De resultat som de teoretiska beräkningarna gäller för är den förenklade streckmodellen med tillhörande idealisering av materialets beteende. Därför är just steget värderingen så viktigt, liksom det steg som representerar idealiseringen, eller förenklingen av problemställningen. Hela denna process måste stämmas av mot det verkliga beteendet, det som ovan går under uttrycket ”practical experience”.

Sedan är det ju så att mycken geoteknisk design kan göras utan några avancerade beräkningar. Många gånger är det tillräckligt med lite erfarenhet, god lokalkännedom om de geologiska och geoteknisk förhållandena på

platsen, kombinerad med någon överslagsberäkning, för att landa i en tillräckligt bra design. Man kan se designprocessen som att man går flera varv i denna snurra.



Varje varv kräver mer resurser och designen förfinas. Processen avbryts egentligen inte förrän de nytillsatta resurserna inte ger ekonomisk utdelning i billigare konstruktion eller ökad säkerhet.

7 UTVECKLING AV FORTBILDNING

Med den intressanta utveckling som sker inom geotekniken är det inte konstigt att behovet av fortbildning är stort. Precis som det inom geotekniken har gjorts stora framsteg, så har det också skett det inom pedagogiken och kunskapen om hur lärande bäst sker. Det första vi kan konstatera är att lärandet är ytterst individuellt, inte bara om och när, utan också hur vi lär.

Det är nog ingen överdrift att säga att den klassiska högskoleundervisningen med två timmar föreläsning, följt av två timmar räkneövning, är lite gammalmodig. Begrepp som förekommer inom många områden som ”individanpassad”, ”flexibel” och ”just in time” har så sakteliga börjat få gehör även inom utbildningsväsendet, om än inte ännu i den omfattning som det borde eller förtjänar.

Dagens nyutexaminerade civilingenjörer inom samhällsbyggnads-teknik är mycket kunniga, ambitiösa och ofta vetgiriga, men långt ifrån ”färdigutbildade”. Förr stod det i studiehandboken att de två första åren i arbetslivet efter civilingenjörsexamen, skulle betraktas som en del av

utbildningen. I många fall är det dessvärre så att kraven på debiterbarhet, att göra nytta, finns alltför tidigt med i företagets önskemål.

Jag vet att många unga, och en del äldre också för den delen, upplever en viss otillräcklighet i sin kunskapsbas. Man känner inte alltför sällan att man borde lära sig mer, kunna mer, om de frågeställningar man tvingas fatta beslut om. Dessvärre saknas många gånger tid, eller kanske möjlighet att just då skaffa sig den kunskapen.

SGF har ett i vissa avseenden imponerande kursutbud, mestadels endagarskurser som behandlar ett väldefinierat område. Dessa kurser är säkert väl genomarbetade, men frågan är hur effektiva de är och i vilken omfattning de leder till ökad kompetens, förändringar i tillämpningen och sättet att arbeta när kursdeltagarna väl är tillbaka i vardagen. Som lärare är man oftast övertygad om logiken i upplägget av en kurs och vilka insikter det leder till, men oftast ur lärarens perspektiv.

Den lärandes perspektiv är ofta annorlunda. Den bästa grogrunden för att lära sig något nytt är att resurserna finns tillgängliga just när jag behöver kunskapen eller färdigheten. Det är sällan just den veckan som en viss kurs ges. Detta talar för att det bör finnas väl genomarbetat kursmaterial tillgängligt. Tillgängligheten är numer inget problem, tack vare internet. Däremot kräver det vissa resurser för att ta fram och anpassa kursmaterialet.

Inom pedagogiken talar man nu ofta om ”blended learning” och ”the flipped classroom”, vilket innebär att olika undervisningsformer och läromedel används, så att stora delar av kunskapsinhämtandet sker individuellt med stöd av förinspelade föreläsningar och övningsuppgifter medan ”face-to-face-undervisningen” mer handlar om problematisering och diskussion om redan inläst material. Detta borde kunna tillämpas inom respektive företag, eller grupper av företag, förutsatt att man har en grupp som arbetar med geoteknik som sammantaget kanske utgör 10 personer.

Problemidentifikation sker i gruppen då en frågeställning aktualiseras. En eller flera medarbetare får i uppdrag att specialstudera en viss frågeställning eller ett väldefinierat kompetensområde. Inläsning och färdighetsträning sker i en till stor del nätbaserad kurs, omfattande en rad olika moment. Därefter diskuterar och utvecklar man frågeställ-ningen i en mindre grupp, som leds av en senior medarbetare eller externt inhyrd expert. På så sätt blir utbildningen effektiv och stimulerande och fortbildningen inom gruppen/företaget tillgänglig för en bredare grupp av medarbetare.

Det som vi nu behöver är egentligen att identifiera vilka områden som man bör arbeta fram kurser inom och se till att det successivt blir gjort.

- Utbildningsbehovet finns, och är stort
- Kunskap och rapporter finns i stora mängder
- Lämplig Plattform/IT-verktyg för kursformat finns till-gängligt
- Någon behöver strukturera materialet och komplettera med några mini-föreläsningar

8. SLUTORD

Så återigen konstaterar vi att 40 år i och för sig är en lång tidsperiod och det har hänt enormt mycket, så även inom geotekniken och dess tillämpning. Det finns naturligtvis fortfarande områden där det saknas kunskap, vilket utgör en stor utmaning. Men den största utmaningen är nog ändå att se till att den kunskap och de insikter som kommit fram når ut till alltfler och sedan tillämpas, så att vi slipper alla onödiga merkostnader p.g.a. bristfällig geoteknik.

SOIL DISPLACEMENTS RESULTING FROM PILING ACTIVITIES WITH FOCUS ON DISPLACEMENTS OF THE GÖTAÄLVBRON MASTER'S THESIS IN GEOLOGY AND GEOTECHNICS

Anna de Bourgh & Emma Jägryd

Chalmers University of Technology
Department of Architecture and Civil Engineering
Division of Geology and Geotechnics

ABSTRACT

Deep foundations in form of piling are sometimes required to transfer load from a superstructure down to a stiffer layer when building on soft soils. When displacements piles are installed, i.e. piles that are installed without the removal of soil equivalent to the pile volume, it results in horizontal and vertical soil displacements. These soil displacements can in turn affect existing constructions in the nearby area. This was the case in the spring of 2017 when piles were installed, for the Hisningsbron among other projects in the central area of Gothenburg, which gave rise to displacements in the nearby Götaälvbron.

To ensure that surrounding constructions are not negatively affected by the installation of displacement piles, a prediction is needed to estimate the magnitude of the soil displacements. Thus, the aim of this Thesis was to investigate how the installation of a pile group will affect existing piles, with respect to horizontal and vertical displacements, shear forces and bending moments, with the piling work for the new Hisingsbron as a case study.

The study was conducted using the finite element method in the software program Plaxis 2D. The induced soil displacements for the Hisingsbron were modeled as a prescribed line displacement and the existing piles for the Götaälvbron were modeled using the embedded beam row feature in Plaxis. The obtained results were compared with field measurements provided from the database *Projektnav GG* from the Traffic office of Gothenburg city.

The study area is complex, with a lot of unknown input data, which limits the possibility to achieve a result that reflects the reality perfectly. However, the results reflect the expected soil kinematics rather accurately. The vertical displacement could not be modeled properly using the presented model setup, and further investigations are needed to model the surface heave correctly in a 2D model. However, if the concrete structure that overlays the piles for the Götaälvbron was set to be fixed or stiff to move in a horizontal direction, values for horizontal displacements close to those measured in the field were obtained.

SAMMANFATTNING

När en konstruktion uppförs på finkorniga jordar kan djupa fundament i form av pålar krävas för att överföra laster från överbyggnaden ner till styvare jordlager. Om massförträngande pålar installeras, dvs. pålar som installeras utan att motsvarande jordvolym avlägsnas, resulterar detta i horisontella och vertikala förskjutningar av jorden. Denna massförträngning kan i sin tur påverka redan befintliga byggnader i närområdet. Detta var fallet under våren 2017 där pålar installerades för bland annat Hisningsbron i centrala Göteborg, vilket ledde till förskjutningar av den närliggande Götaälvbron.

För att säkerställa att omgivande konstruktioner inte påverkas negativt av massförträngande pålar måste en prognos tas fram för att uppskatta effekten av massförträngningen. Därför var syftet med denna rapport att undersöka hur installationen av en pålgrupp bestående av massförträngande pålar kommer att påverka befintliga pålar i backen med avseende på horisontella och vertikala förskjutningar, skjuvkrafter och böjmoment, med pålningsarbetet för den nya Hisingsbron som fallstudie.

För att genomföra studien användes finita element metoden i mjukvaruprogrammet Plaxis 2D. De inducerade jordförskjutningarna från pålningen för Hisingsbron modellerades som en föreskriven linjeförskjutning och de befintliga pålarna för Götaälvbron modellerades med hjälp av det inbyggda "embedded beam row" elementet i Plaxis. De erhållna resultaten jämfördes med fältmätningar som tillhandahölls från databasen *Projektnav GG* från Trafikkontoret i Göteborg.

Studien är komplex med många okända parametrar, vilket begränsar möjligheten att uppnå ett resultat som perfekt återspeglar verkligheten. Resultaten reflekterade dock de förväntade jordrörelserna som observerats vid litteraturstudier. Den vertikala förskjutningen kunde dock inte modelleras korrekt med den använda systemuppbyggnaden och ytterligare undersökningar behövs för att modellera hävningen av markytan korrekt i en 2D-modell. När betongstrukturen som vilar ovanpå pålarna för Götaälvbron var fixerad eller ansatt som stel mot förflyttningar i horisontell riktning, erhölls värden som korrelerade väl med de uppmätta i fält.

BUCKLING OF END-BEARING RETAINING WALLS IN CLAY

Fredrik Jansson & Nils Nilsson

KTH Royal Institute of Technology
Department of Civil and Architectural Engineering
Division of Soil and Rock Mechanics

ABSTRACT

The design of back-anchored retaining walls in Sweden has traditionally not included global elastic instability of the retaining wall as a possible failure mode. Eurocode 3 part 5 (SS-EN 1993-5) requires design of steel structural members for retaining walls to assess the risk of buckling if the normal force exceeds 4 % of the critical buckling load of the retaining wall.

The geological conditions in Eastern Sweden are characterized by the intersection of very hard Precambrian rock and very soft Holocene clays. Thus often ground anchors anchored in rock at a 30-50 degree angle to the vertical plane are used to support retaining walls, resulting in a very high utilization of the ground anchor and a significant normal force in the retaining wall. The threshold value for buckling risk is consequently frequently exceeded and the specific failure mode, of global buckling, is often limiting the use of the structural members in practical design.

The buckling load can either be calculated using Euler's second or third buckling mode, or by modelling the soil-structure interaction by a suitable model. Since no such model is specified in the code, the aim of this thesis was to develop a model which takes into account the stabilizing effect of the soil for the calculation of the buckling force and to model the soil-structure interaction with a beam-spring model connected to Winkler springs.

The model simulations show that the soil has a significant influence on the critical load, especially when the retaining wall base is driven to depths greater than 2 meters below excavation depth. The model simulations suggest that higher utilization, with up to 4 times greater critical load, of the steel members is possible for some specific cases and an idealized design factor is also elaborated.

SAMMANFATTNING

Dimensioneringen av bakåtförankrade spontväggar har traditionellt sett i Sverige inte tagit hänsyn till risken för global knäckning. I och med införandet av Eurokod 3 kapitel 5 (SS-EN 1993-5) som styrande dokument vid dimensionering av sponter måste risken för knäckning nu mera beaktas när normalkraften överstiger 4 % av den kritiska knäckningslasten.

De geologiska förhållandena i de östra delarna av Sverige, med lösa leror som täcker hårt berg, leder till att bakåtförankrade sponter med brant lutande stag ofta används. Detta leder till en hög utnyttjandegrad av ankaret och också stora normalkrafter i sponten, vilket leder till att knäckning ofta blir dimensionerande brottmod för sponten.

Metoden för att beräkna knäckningslasten kan enligt SS-EN 1993-5 göras med Eulers andra eller tredje knäckningsfall eller med en modell som tar hänsyn till jordens stabiliserande effekt. Idag finns ingen sådan numerisk modell att hitta i litteraturen, varför målet med detta arbete har varit att finna en lämplig modell för att ta hänsyn till jordens inverkan vid bestämning av knäckningslasten. För att modellera samverkan mellan jorden och sponten användes en balkmodell med Winkler fjädrar.

Simuleringarna visar att jorden har en signifikant inverkan på den kritiska knäckningslasten, särskilt när nedslagsdjupet är större än 2 meter. Flera simulerade geometrier har gett drygt fyra gånger högre knäcklast jämfört med den knäcklast som erhålls om SS-EN 1993-5 följs. Om jorden tas hänsyn till i dimensioneringen av en spont skulle således slankare konstruktioner kunna användas.

FINES CONTENT AND DENSITY EFFECTS ON TAILINGS BEHAVIOUR

A LABORATORY STUDY ON GEOTECHNICAL PROPERTIES

Viktor Wiklund

Luleå tekniska universitet
Institutionen för samhällsbyggnad och naturresurser

ABSTRACT

Tailings are a rest product from the extraction of metals and minerals, and is therefore produced in large volumes by all mining companies. One common way to store tailings material is to deposit it as a hydraulic slurry on a tailings impoundment, where the tailings are held in place by tailings dams. Deposit and discharge of tailings, often conducted along the dams, causes a particle segregation which creates different fines contents (percentage of particles smaller than 0,063 mm in the tailings) in the impoundment at various distances from the discharge. Another effect from the discharge is that different densities are created in the deposited layers. Since some tailings dams are constructed on top of old deposited tailings, and if possible with tailings as a construction material, the fines content and density effects on the tailings behaviour are important factors for dam stability.

In this thesis, tailings material with different fines contents and different densities have been studied with the purpose to see how the behaviour in strength, compressibility and permeability varies. After an initial case study of sampled tailings from a specific impoundment, the fines content for the three tested materials were determined to be 10, 50 respectively 90%.

The behaviour in strength was tested in both triaxial and simple shear tests. Only drained strength was studied for three consolidation stresses in both apparatuses. The result from both tests showed that the strength is increasing with decreasing fines content, and thus evaluated friction angles increases with decreasing fines content. Evaluated friction angles from the simple shear test are though significantly smaller than those from the triaxial tests. Friction angles from triaxial tests are seen as most reliable, since the principal stresses are controlled during the whole test. The difference in friction angles from simple shear and triaxial test is however not a new discovery, it has been found by others before. The results from the triaxial tests indicates that a transitional fines content must exist somewhere between 10 – 50 %, where the behaviour in strength switches from sand dominated to silt dominated.

Oedometer tests were conducted to study the compressibility of the three materials. The results showed that the compressibility increased with increasing fines content and with decreased density. In agreement with that conclusion, evaluated oedometer modulus from the normal consolidation curve tended to increase with increasing density and to a smaller extent increase with decreasing fines content.

Determination of characteristics in permeability were done by evaluating the hydraulic conductivity from constant head tests. Results from this showed that the hydraulic conductivity increases with decreasing fines content. Furthermore, with increasing density the hydraulic conductivity decreases.

Results of both the compressibility and the hydraulic conductivity are of course expected. To develop the relations in compressibility and permeability is considered as hard, since the behaviours are both dependent of fines content and density. However, the results indicate that with different combinations of fines contents and densities similar behaviour in compressibility and permeability can be obtained for different materials.

SAMMANFATTNING

Anrikningssand (eng. tailings) är en restprodukt från utvinningen av metaller och mineraler. Alla gruvföretag producerar varje år stora volymer anrikningssand som måste förvaras på något sätt. Detta görs ofta genom att anrikningssanden deponeras som en slurry med processvatten på magasin. Anrikningssanden hålls sedan på plats av dammar och ibland i kombination med naturlig topografi. Deponeringen sker ofta från utsläppspunkter längs dammen, vilket resulterar i en sortering av kornstorlekar i magasinet som i sin tur skapar olika finjordshalter (procent av partiklar mindre än 0,063mm) på olika avstånd från utsläppspunkten. Deponeringen skapar också olika lager, som också får olika densiteter. Eftersom en del typer av gruvdammar byggs inåt och grundläggs på tidigare deponerad anrikningssand, samt eftersom anrikningssand ibland används som byggmaterial vid höjningar, är finjordshalten och densitetens effekt på materialbeteendet intressant ur stabilitetssynpunkt för dammarna.

I det här arbetet har anrikningssand med olika finjordshalter och densiteter undersökts i laboratorieförsök för att bestämma hållfasthets-, kompressions- och permeabilitetsegenskaper. Först gjordes en case study, med provtagning och klassificering av anrikningssand från en specifik anläggning. Därefter bestämdes att tre stycken material med finjordshalter på 10, 50 och 90 % skulle undersökas.

Hållfasthetsegenskaper har undersökts i både triaxial och direkta skjuvförsök. Endast dränerad hållfasthet har studerats för tre stycken konsolideringsspänningar för varje material i både triaxial och direkta skjuvförsök. Resultaten från både triaxialförsök och direkta skjuvförsök visar att hållfastheten ökar med minskad

finjordshalt och därför ökar även värdet på utvärderade friktionsvinklar med minskad finjordshalt. Utvärderade friktionsvinklar från direkta skjuvförsök är dock betydligt lägre än friktionsvinklar från triaxialförsök. Friktionsvinklarna från triaxialförsöken är mer trovärdiga eftersom man under hela testet har koll på huvudspänningsriktningarna. Skillnaden i resultatet mellan direkta skjuvförsök och triaxialförsök är inte en ny upptäckt, utan har hittats av andra tidigare. Från resultatet av triaxialförsöken i det här arbetet kan man antyda att det finns ett ”transitional fines content” (TFC) mellan 10 och 50 %, där materialet övergår från sand dominerat beteende till silt dominerat beteende under skjuvning.

Ödometerförsök utfördes för att studera kompressionen hos de tre materialen. Resultaten visar att kompressibiliteten ökar med ökad finjordshalt och med lägre densitet. Utvärderade ödometer moduler från normalkonsolideringskurvorna visar att styvheten ökar med ökad densitet, samt en aning till tendens mellan ökad styvhet och minskad finjordshalt.

Permeabilitetsegenskaper har studerats genom utvärdering av hydraulisk konduktivitet från constant head test. Det observerades att den hydrauliska konduktiviteten ökar med minskad finjordshalt. Gällande densitetens effekt visar resultaten att med ökad densitet så minskar den hydrauliska konduktiviteten.

Både resultat i kompressionsegenskaper och hydraulisk konduktivitet är förstås väntade. Att utveckla sambanden kring kompressions- och permeabilitets-egenskaper anses svårt, eftersom det är beroende av både finjordshalt och densitet. Resultaten indikerar att det med olika kombinationer av finjordshalt och densitet går att uppnå liknande beteende för olika material i både kompression och permeabilitet.

LABORATORY TESTING RELATED TO UNLOADING MODULUS OF SOFT CLAY

Sofia Hasselberg

Lund University
Dept. of Construction Sciences
Faculty of Engineering LTH

ABSTRACT

The unloading modulus, together with the permeability, are responsible for the swelling process of a soil that is subjected to unloading. Studies to examine the unloading modulus of clay has previously been performed and several relationships describing this parameter has hence been developed. The methods to study the unloading modulus has previously been both laboratory studies and field measurements. The laboratory studies has generally focused on using incremental loading (IL) oedometer tests.

This master thesis has three aims:

- Examine if the storage time of the samples will affect the obtained unloading modulus for soft clay.
- To investigate if modified CRS-tests can be used in order to determine the unloading modulus of soft clay in the same extent as IL-tests.
- Investigate if one set of model parameters, obtained from PLAXIS 2D and restricted to the *Soft soil creep* model, can describe the behaviour of the soil when exposed to both compression and unloading.

Piston sampler of the type STI was used in order to retrieve undisturbed samples of clay to performed laboratory tests on. Samples from 3 levels; 17 m, 20 m, and 25 m were obtained from one location in central Gothenburg, Sweden. Standard CRS-tests were initially perform in order to develop an understanding of the stress history of the clay and serve as the basis for determining the unloading sequences of the samples from the borehole. Two rounds of unloading tests, using modified CRS-tests, were performed on samples with 8 weeks of storage time in between.

There could not be found any tendency that suggested that the unloading modulus of soft clay is affected by storage time. The clay in these specific sample tubes however had a tendency to swell extensively which might have affected the initial tests. The result from the performed tests showed that modified CRS-test appears to

work satisfactory in order to capture the unloading behaviour of soft clay in the same extent as IL-tests. The data showed that the unloading modulus, obtained with modified CRS-test, was larger for unloading sequences above the in-situ pre-consolidation pressure than below.

If the set of parameters, that was obtained for compression of the clay in the software PLAXIS 2D and the material model *Soft soil creep,* was used to also describe the behaviour of the soil during unloading, the magnitude of the expansion of the soil was underestimated.

SAMMANFATTNING

Avlastningsmodulen, tillsammans med permeabiliteten, reglerar svällningen av en jord som utsätts för avlastning. Studier för att undersöka avlastningsmodulen av lera har tidigare utförts och flera samband som beskriver denna parameter har följaktligen utvecklats. Metoderna som tidigare har används för att studera avlastningsmodulen har varit både laboratorieundersökningar och fältmätningar. Laboratoriesundersökningarna har generellt fokuserat på att använda stegvisa ödometer försök (förkortade till IL).

Detta examensarbete har tre delsyften:

- Undersöka om lagringstiden av proverna påverkar den erhållna avlastningsmodulen för lera.

- Undersöka om modifierade CRS-tester kan användas för att bestämma avlastningsmodulen för lera i samma utsträckning som IL-tester.

- Undersök om ett parametersett kan användas i programmet PLAXIS 2D, och material modellen *Soft soil creep,* för att beskriva jordens beteende när den utsätts för både kompression och avlastning.

Standard kolvprovtagare av typen STI användes för att erhålla ostörda lerprover att utföra laboratorietesterna på. Prover från 3 nivåer; 17 m, 20 m och 25 m erhölls från en plats i centrala Göteborg. Standard CRS-tester utfördes initialt på proverna för att få en förståelse för lerans spänningshistorik samtidigt som resultatet från testerna användes för att bestämma avlastningssekvenser som prover från samma borrhål skulle utsättas för. Två omgångar av avlastningstester utfördes, med modifierad CRS, på prover med en lagringstid på 8 veckors däremellan.

Någon tendens som antydde att avlastningsmodulen för leran påverkas av lagringstiden kunde inte observeras. Leran i dessa specifika prover hade emellertid en tendens att svälla i stor utsträckning, vilket kan ha påverkat de initiala testerna. Resultatet från de utförda testerna visade att modifierade CRS-tester tycks fungera

för att fånga avlastningsbeteendet hos lera i ungefär samma utsträckning som IL-tester. Utifrån den erhållna datan kunde slutsatsen dras att avlastningsmodulen, erhållen med modifierade CRS-tester, är högre för avlastningssekvenser under in-situ förkonsolideringstrycket jämfört med avlastningssekvenser över in-situ förkonsolideringstrycket.

Om samma uppsättning parametrar som erhölls för kompressionsförhållanden av leran, i programmet PLAXIS 2D och material modellen *Soft soil creep,* används för att beskriva lerans beteende även under avlastning kommer storleken på expansionen av leran att underskattas.

Partnerföretag



