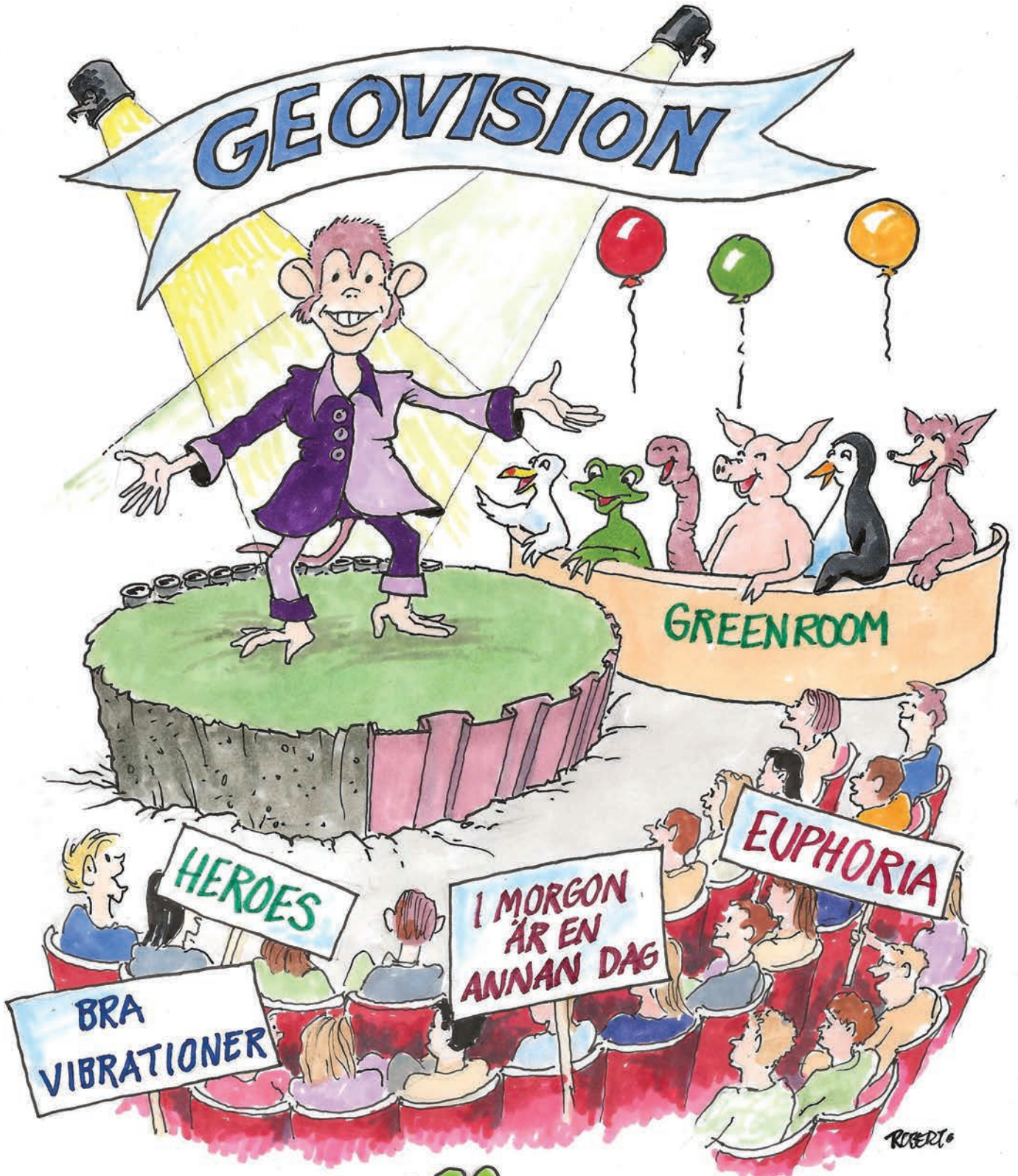




Swedish Geotechnical Society

1950 - 2025

Svenska Geotekniska Föreningen



GRUNDLÄGGNINGSDAGEN
13 MARS DAGEN 2025



GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2025

Publikationen med programmet och artiklarna

SGF - Svenska Geotekniska Föreningen

FÖRORD

Måste villigt erkänna att jag inte är något stort fan av melodifestivalen och Eurovision. Men då det är så förankrat i den svenska kulturen har jag ändå inga problem att hänga med i referenserna i årets tema GEOVISION. Vi kan alla känna Euphoria när vi lyssnar på våra unga Heroes, som ger oss bra vibrationer innan vi på eftermiddagen reflekterar och känner att imorgon är en annan dag.

Precis som melodifestivalen, eller ”mello”, är bland svenska folket hoppas jag att Grundläggningdagen är en gemensam samlingspunkt och något som skapar en känsla av tillhörighet och igenkänning. Hur ofta händer det inte på kontoret att det sägs något i stil med ”det där intressanta föredraget som Fanny höll 2023...”, eller ”kommer ni ihåg när Victoria fick SGFs pris...”, eller den gamla klassikern ”minns ni SGFs bildspel i montern...”.

Årets grundläggningdag blir den sista som ordförande i SGF för min del. Det känns sorgligt, men samtidigt vet jag att GD inte kommer att försvinna. GD kommer att finnas kvar under många år framöver och fortsatt vara min största känsla av tillhörighet och igenkänning – Fanny D + GD + SGF = kärleken är evig!

Nu köör vi!



Fanny Deckner
Ordförande
Svenska Geotekniska Föreningen

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

PROGRAM GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2024	8
TALARE GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2024	12
ARBETSGRUPPEN	19

ARTIKLAR

1-1) JETINJEKTERING I EN HISTORISK MILJÖ: INNOVATIV GRUNDFÖRSTÄRKNING UTAN STÅLPÅLAR	21
<i>Victor Enbom, GeoMind KB, Robert Thurner & Rasmus L. Tebäck, Keller Grundläggning AB</i>	
1-2) TILLIT OCH SAMVERKAN: LÖSNINGARNA SOM HÅLLER VARBERGSTUNNELN PÅ RÄTT SPÅR	33
<i>Robin Nerborg, Trafikverket, Daniel Baltrock, Implenla, Madelene Markusson, WSP</i>	
1-3) MARKFRYSNING OCH GRUNDFÖRSTÄRKNING MED JETINJEKTERING – STUREGALLERIAN	53
<i>Andrea Servetto & Robin Tvrdek, Sweco Sverige AB, Christoph Haidenthaller, Züblin Scandinavia AB</i>	
2A-1) HÅLLBAR MARKFÖRSTÄRKNING MED MULTICEM-PELARE: EN FALLSTUDIE FRÅN MARGRETELUND	69
<i>Oscar Ögren, NCC Sverige AB</i>	
2A-2) YTVÅGSSEISMIK FÖR GEODYNAMISK JÄRNVÄGSPROBLEMATIK ...	89
<i>Felix Söderberg & Rasmus Müller, Tyréns Sverige AB</i>	
2A-3) VÄG 77: OPTIMALT UNDERSÖKNINGSPROGRAM MED HJÄLP AV RESISTIVITETSMÄTNINGAR.	101
<i>Ehsan Elhami, Joakim Pehrson, Peter Agerberg & Matilda Garpefjäll, Sweco Sverige AB</i>	
2B-1) PREFABRICATED CONCRETE SCREW PILE: INNOVATIVE SOLUTIONS FOR SUSTAINABLE FOUNDATIONS IN SCANDINAVIA	117
<i>Peter Wardinghus, Centrum Pæle A/S, Jakob T. Udengaard, Per Aarsleff A/S</i>	
2B-2) FRAMTIDENS KOMPETENSUTVECKLING	131
<i>Bengt Hansson, IEG, Fanny Deckner, SGF, Leena Haabma Hintze, Svensk Grundläggning, Olle Båtelsson, Pålkommisionen</i>	
2B-3) Paneldiskussion (ingen artikel)	137
3A-1) WET DEEP MIXING – BÄTTRE SENT ÄN ALDRIG.	139
<i>Anian Kriege, GeoMind KB, Tony Forsberg, Nordic Geo Construction</i>	
3A-2) FIBEROPTIK I GEOTEKNIK – NYA MÖJLIGHETER.	153
<i>Sölve Hov & Priscilla Paniagua, NGI / NTNU</i>	

3A-3) INSIKTER OM BÄST-FÖRE DATUM FÖR SCHAKTSLÄNTER I LERA . . .	163
<i>Johannes Tornborg, Torbjörn Edstam & Anders Kullingsjö, Skanska Sverige AB</i>	
3B-1) CPT I SVERIGE – NYTTJAR VI RESULTATET RÄTT?	173
<i>Roger Knutsson, LTU/SGI, Viktor Wiklund, Boliden Minerals AB, Sven Knutsson & Jan Laue, LTU</i>	
3B-2) TRIAXIALFÖRSÖK – VIKTEN AV KORREKT VOLYMBESTÄMNING. . . .	189
<i>Lukas Haga, Tailings Consultants Scandinavia AB, Roger Knutsson, LTU/SGI, Sven Knutsson & Jan Laue, LTU</i>	
3B-3) STUDIE AV BALLASTADE JÄRNVÄGSSPÅR I ÖVERGÅNGSZONER MED HYBRIDMODELL FÖR DISKRET-KONTINUERLIG SIMULERING	207
<i>Alireza Ahmadi & Stefan Larsson, KTH, Kourosh Nasrollahi & Jens Nielsen, Chalmers, Carl Wersäll, Kerberos geotechnics</i>	
4-1) VÄSTLÄNKEN E05 – SLITSMUR SOM STÖDKONSTRUKTION, VERIFIERING AV TÄTHET MOT INLÄCKAGE AV GRUNDVATTEN..	217
<i>Karl Martin Iversen, NCC/WLC, Emil Johansson & Björn Pedersen, NCC Sverige AB</i>	
4-2) STRUKTURMEKANISKT 3D PROJEKTERAD STÖDKONSTRUKTION – EN VINST FÖR MILJÖN, PRODUKTIONEN OCH PLÅNBOKEN	233
<i>Victor Granlund Hedén & Anders Palmén, Veidekke Grundläggning AB</i>	
4-3) FRÅN KATASTROF TILL FRAMGÅNG – REKORDSNABB ÅTERUPPBYGGNAD AV E6 STENUNGSUND.	245
<i>Mats Ekenborg, COWI, Markus Dahlström, Geotechnica</i>	
EXAMENSARBETEN - ABSTRACTS	
CALCINED CLAY IN DRY DEEP MIXING – A PRELIMINARY INVESTIGATION OF A BINDER MIXTURE CONTAINING CALCINED CLAY TO REDUCE ENVIRONMENTAL IMPACT	271
<i>William Högefjord Kristiansson & Tobias Wedholm, Chalmers Tekniska Högskola</i>	
INVESTIGATION OF SPILING BEHAVIOR WITH RESPECT TO BLOCK SIZE AND JOINT ORIENTATION	273
<i>Mateusz Maciej Swillo, Kungliga Tekniska Högskolan</i>	
TRIAxIALFÖRSÖK OCH UTVÄRDERING AV PARAMETRAR FÖR MODELLERING	275
<i>Lukas Haga, Luleå Tekniska Universitet</i>	
BERÄKNINGSMETODIK FÖR BERGKONSBROTT	277
<i>Lucas Dingle & Svante Grönqvist, Lunds Tekniska Högskola</i>	

PROGRAM FM GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2025

08:00 Registrering & kaffe i utställningen

09:00 Välkomstanförande med Arbetsgruppen för GD och SGF

09:10 **PASS 1: (STORA SALEN)**
EUPHORIA

Jetinjektering i en historisk miljö: Innovativ grundförstärkning utan stältpålar

Victor Enbom, GeoMind & Robert Thurner, Keller Grundläggning AB

Varbergstunneln – 3km av utmaningar, var samverkan lösningen?

Robin Nerborg, Trafikverket, Daniel Baltrock, Implenia & Madelene Markusson, WSP

Markfrysning och grundförstärkning med jetinjektering – Sturegallerian

Christoph Haidenthaller, Züblin Scandinavia

Andrea Servetto & Robin Tvrdek, Sweco



10:10 Prisutdelningar

- ▣ Bästa geotekniska examensarbete 2024 delas ut av SGF & Structorstiftelsen
- ▣ Guldpålen 2024 delas ut av Pålkommisionen & Svensk Grundläggning SAFE
- ▣ Sven Hansbos pris delas ut av SGFs ordförande

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

Fikasponsor



11:10 **PASS 2A: (STORA SALEN)**
HEROES

Hållbar markförstärkning med Multicem-pelare: En fallstudie från Margretelund

Oscar Ögren, NCC Teknik

Ytvågsseismik för geodynamisk järnvägsproblematik

Felix Söderberg & Rasmus Müller,
Tyréns Sverige AB

Väg 77: Optimalt undersökningsprogram med hjälp av resistivitmätningar

Ehsan Elhami, Joakim Pehrson &
Peter Agerberg, Sweco Sverige AB

PASS 2B: (LILLA SALEN)
FoU

Centrum Prefab Screw Pile – A new pile system in Scandinavia 

Peter Wardinghus, Centrum Pæle A/S
Jakob Thuesen Udengaard, Per Aarsleff A/S

Framtidens kompetensutveckling, Knutpunkt Geo

Bengt Hansson

Diskussion om kompetens i geobranchen

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



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

PROGRAM EM GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2025

13:25 PASS 3A: (STORA SALEN) BRA VIBRATIONER

Wet deep mixing – bättre sent än aldrig

Anian Kriege, GeoMind, Tony
Forsberg, Nordic Geo Construction

Fiberoptik i geoteknik – nya möjligheter

Sölve Hov, NGI

Insikter om bäst-före datum för schaktslänter i lera

Johannes Tornborg, Skanska Teknik

PASS 3B: (LILLA SALEN) FoU

CPT i Sverige – Nyttjar vi resultatet rätt?

Roger Knutsson, LTU/SGI

Triaxialförsök – vikten av korrekt volymbestämning

Lukas Haga, TCS

Hybridmodellering av ballastade järnvägsspår i övergångszoner

Alireza Ahmadi, KTH

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



Fikasponsor

14:30 Kaffepaus samt tid att besöka utställningen och knyta kontakter



15:15 **PASS 4:** (STORA SALEN)

IMORGON ÄR EN ANNAN DAG

**Västlänken E05 – Slitsmur som stödkonstruktion,
verifiering av täthet mot inläckage av grundvatten**

Björn Pedersen, Emil Johansson & Karl-Martin Iversen, NCC

Spontant enkel nöt att knäcka – en kraft- & deformationsjämförelse

Victor Granlund Hedén & Anders Palmén, Veidekke Grundläggning AB

**Från katastrof till framgång – rekordsnabb återuppbyggnad av
E6 Stenungsund**

Mats Ekenberg, Cowi & Markus Dahlström, Geotechnica



16:25 **Avslutningsanförande** av SGFs ordförande

19:00 **GD-Middag**

Grundläggningdagen avrundas med diskussioner och fortsatt nätverkande under en traditionsenlig middag i Vinterträdgården på Grand Hôtel (föranmälan krävs)

TALARE GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2025



PASS 1-1:

**JETINJEKTERING I EN HISTORISK MILJÖ:
INNOVATIV GRUNDFÖRSTÄRKNING UTAN STÅLPÅLAR**

Victor Enbom

GEOMIND



PASS 1-1:

**JETINJEKTERING I EN HISTORISK MILJÖ:
INNOVATIV GRUNDFÖRSTÄRKNING UTAN STÅLPÅLAR**

Robert Thurner

KELLER GRUNDLÄGGNING AB



PASS 1-2:

**VARBERGSTUNNELN - 3 KM AV UTMANINGAR,
VAR SAMVERKAN LÖSNINGEN?**

Robin Nerborg

TRAFIKVERKET



PASS 1-2:

**VARBERGSTUNNELN - 3 KM AV UTMANINGAR,
VAR SAMVERKAN LÖSNINGEN?**

Daniel Baltrock

WSP



PASS 1-2:

**VARBERGSTUNNELN - 3 KM AV UTMANINGAR,
VAR SAMVERKAN LÖSNINGEN?**

Madelene Markusson

TRAFIKVERKET



PASS 1-3:

**MARKFRYSNING OCH GRUNDFÖRSTÄRKNING
MED JETINJEKTERING - STUREGALLERIAN**

Christoph Haidenthaller

ZÜBLIN SCANDINAVIA

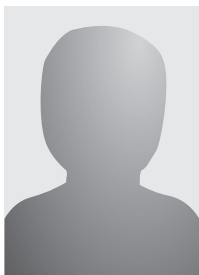


PASS 1-3:

**MARKFRYSNING OCH GRUNDFÖRSTÄRKNING
MED JETINJEKTERING - STUREGALLERIAN**

Andrea Servetto

SWECO



PASS 1-3:

**MARKFRYSNING OCH GRUNDFÖRSTÄRKNING
MED JETINJEKTERING - STUREGALLERIAN**

Robin Tvrdek

SWECO



PASS 2A-1:

**HÅLLBAR MARKFÖRSTÄRKNING MED MULTICEM-
PELARE: EN FALLSTUDIE FRÅN MARGRETELUND**

Oscar Ögren

NCC TEKNIK



PASS 2A-2:

**YTVÅGSSEISMIK FÖR GEODYNAMISK
JÄRNVÄGSROBLEMATIK**

Felix Söderberg

TYRÉNS



PASS 2A-2:

**YTVÅGSSEISMIK FÖR GEODYNAMISK
JÄRNVÄGSROBLEMATIK**

Rasmus Müller

TYRÉNS



PASS 2A-3:

**GEOFYSISKA MÄTNINGAR BANAR VÄG (77)
FÖR OPTIMALT UNDERSÖKNINGSPROGRAM**

Ehsan Elhami

SWECO SVERIGE AB





PASS 2A-3:

**GEOFYSISKA MÄTNINGAR BANAR VÄG (77)
FÖR OPTIMALT UNDERSÖKNINGSPROGRAM**

Joakim Pehrson

SWECO SVERIGE AB



PASS 2A-3:

**GEOFYSISKA MÄTNINGAR BANAR VÄG (77)
FÖR OPTIMALT UNDERSÖKNINGSPROGRAM**

Peter Agerberg

SWECO SVERIGE AB



PASS 2B-1:

**CENTRUM PREFAB SCREW PILE
- A NEW PILE SYSTEM IN SCANDINAVIA**

Peter Wardinghus

CENTRUM PÆLE A/S



PASS 2B-1:

**CENTRUM PREFAB SCREW PILE
- A NEW PILE SYSTEM IN SCANDINAVIA**

Jakob Thuesen Udengaard

PER AARSLEFF A/S



PASS 2B-2:

**FRAMTIDENS KOMPETENSUTVECKLING,
KNUTPUNKT GEO**

Bengt Hansson

IEG / ENSKILD FIRMA

PASS 2B-3:

DISKUSSION OM KOMPETENS I GEOBRANSCHEN

Paneldebatt



PASS 3A-1:

WET DEEP MIXING - BÄTTRE SENT ÄN ALDRIG

Anian Kriege

GEOMIND

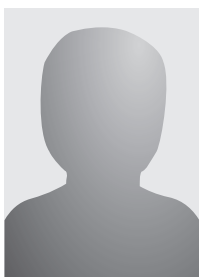


PASS 3A-1:

WET DEEP MIXING - BÄTTRE SENT ÄN ALDRIG

Tony Forsberg

NORDIC GEO CONSTRUCTION



PASS 3A-2:

FIBEROPTIK I GEOTEKNIK - NYA MÖJLIGHETER

Sölve Hov

NGI



PASS 3A-3:

**INSIKTER OM BÄST-FÖRE DATUM
FÖR SCHAKTSLÄNTER I LERA**

Johannes Tornborg

SKANSKA TEKNIK



PASS 3B-1:

CPT I SVERIGE - NYTTJAR VI RESULTATET RÄTT?

Roger Knutsson

LTU / SGI



PASS 3B-2:

**TRIAXIALFÖRSÖK - VIKTEN AV KORREKT
VOLYMBESTÄMNING**

Lukas Haga

TCS

>>



PASS 3B-3:
**HYBRIDMODELLERING AV BALLASTADE
JÄRNVÄGSSPÅR I ÖVERGÅNGSZONER**

Alireza Ahmadi

KTH



PASS 4-1:
**VÄSTLÄNKEN E05 - SLITSMUR SOM STÖDKONSTRUKTION,
VERIFIERING AV TÄTHET MOT INLÄCKAGE AV GRUNDEVATTEN**

Björn Pedersen

NCC



PASS 4-1:
**VÄSTLÄNKEN E05 - SLITSMUR SOM STÖDKONSTRUKTION,
VERIFIERING AV TÄTHET MOT INLÄCKAGE AV GRUNDEVATTEN**

Emil Johansson

NCC



PASS 4-1:
**VÄSTLÄNKEN E05 - SLITSMUR SOM STÖDKONSTRUKTION,
VERIFIERING AV TÄTHET MOT INLÄCKAGE AV GRUNDEVATTEN**

Karl Martin Iversen

NCC / WEST LINK CONTRACTORS HB



PASS 4-2:
**SPONTANT ENKEL NÖT ATT KNÄCKA
- EN KRAFT- & DEFORMATIONSJÄMFÖRELSE**

Victor Granlund Hedén

VEIDEKKE GRUNDLÄGGNING AB



PASS 4-2:
**SPONTANT ENKEL NÖT ATT KNÄCKA
- EN KRAFT- & DEFORMATIONSJÄMFÖRELSE**

Anders Palmén

VEIDEKKE GRUNDLÄGGNING AB



PASS 4-3:

**FRÅN KATASTROF TILL FRAMGÅNG - REKORDSNABB
ÅTERUPPBYGGNAD AV E6 STENUNGSUND**

Mats Ekenberg

COWI



PASS 4-3:

**FRÅN KATASTROF TILL FRAMGÅNG - REKORDSNABB
ÅTERUPPBYGGNAD AV E6 STENUNGSUND**

Markus Dahlström

GEOTECHNICA

ARBETSGRUPPEN FÖR GD 2024/2025

AG GD inom SGF har som uppgift att planera och genomföra Grundläggningdagen årligen. Nu genomförd 43 gånger sedan 1978.



Anna-Karin Jönsson

TYRÉNS SVERIGE AB

+46 (0)76 117 17 59

anna-karin.jonsson@tyrens.se



Anne Unverzagt

HERCULES GRUNDLÄGGNING AB

+46 (0)70 276 41 04

anne.unverzagt@hercules.se



Johannes Pettersson

PEAB GRUNDLÄGGNING AB

+46 (0)73 337 39 25

johannes.pettersson3@peab.se



Jasmina Toromanovic

LULEÅ TEKNISKA UNIVERSITET

+46 (0)70 280 58 76

jasmina.toromanovic@ltu.se

JETINJEKTERING I EN HISTORISK MILJÖ: INNOVATIV GRUNDFÖRSTÄRKNING UTAN STÅLPÅLAR

Victor Enbom^A, Robert Thurner^B, Rasmus L. Tebäck^B

^A *GeoMind KB*

^B *Keller Grundläggning AB*

SAMMANFATTNING

För grundförstärkningen av Postmuseum visade sig jetinjektering vara tekniskt fördelaktig jämfört med traditionella stålplålar. Metoden anpassades för att klara av de utmanande förhållandena i Gamla Stan. Utvärderingen av jetinjekteringens geometri och mekaniska egenskaper verifierades genom verifiering av diameter, kärnprovtagningar och borrhålsfilmning. Provtagningar i jetinjekterad jord uppvisade osäkerheter men med hjälp av filmning kunde en mer komplett bild av pelarnas integritet säkerställas.

Projektresultaten visar på minimal påverkan på byggnaden och omgivningen, kontrollerade små sättningar och en tekniskt hållbar lösning. Jetinjektering, som fortfarande är en relativt ovanlig teknik för grundförstärkning i Sverige, kan vara ett möjligt alternativ i känsliga miljöer där traditionella metoder ofta är begränsande.

SUMMARY

For the underpinning of Postmuseum, Jet Grouting proved to be technically superior to the traditional steel piling solution. The method was adapted to handle the challenging ground conditions of Gamla Stan, Stockholm. The evaluation of the performance, including geometry and mechanical properties, was verified through diameter control tests, core drilling and borehole filming. Sampling in jetgrouted soil showed uncertainties but by utilizing borehole filming a more complete picture of the column integrity could be verified.

Summarizing the project, the results were minimal impact on the building and the surroundings, controlled small settlements and a technically sound solution. Jet Grouting, still a relatively sparsely used technique for underpinning in Sweden, could be a potential solution in sensitive environments where traditional methods often are limited.

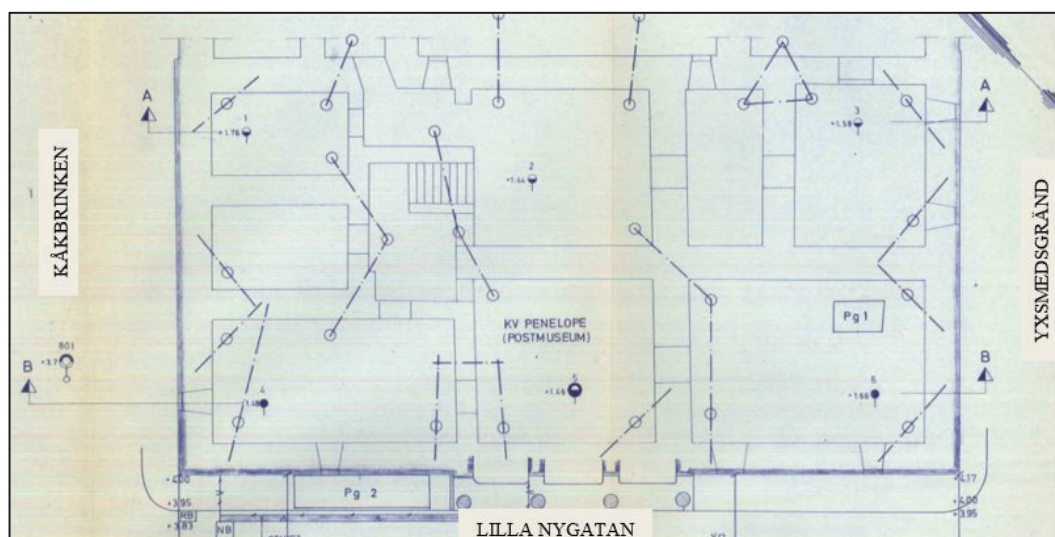
1 INTRODUKTION

I hjärtat av Stockholm, Gamla Stan, användes en för Sverige innovativ lösning för att åtgärda de långvariga sättningsproblemen för Postmuseum, en byggnad från 1600-talet. Trots tidigare försök med traditionella metoder kvarstod sättningarna, men 2024

ändrades detta genom att använda jetinjektering – en tekniskt fördelaktig metod vid grundförstärkning. Arbetet utfördes i byggnadens känsliga källarmiljö med låga takhöjder och valvbågar, vilket krävde stor precision.

1.1 Bakgrund

Postmuseum har grundförstärkts tidigare i olika skeden, vilket bland annat redovisas i Figur 1-1. Av arkivdata och sättningmätningar sedan 70-talet är det uppenbart att den norraöstra halvan av byggnaden har sättningsproblem, medan den andra delen inte har det. Icke avstannande differentialsättningar på upp till 0,8 mm/år har uppmätts under de ca 40 år som mätningar utförts. Syftet med grundförstärkningen är att bryta den negativa sättningstrenden och ersätta befintlig otillräcklig grundläggning.



Figur 1-1: Utdrag ur tidigare utförd grundförstärkning, FU 2022-12-14

Kvarteret ligger utanför Gamla Stans ursprungliga strandlinje, se Figur 1-2. Fyllningen är ca 6 – 7 m tjock och består av sand, trärester samt torv/dy. Fyllningen vilar på ett ca 2 - 6 m tjockt friktionsjordlager bestående av sand och grus. Berg återfinns på ca 7 – 13 m djup från källargolv. Grundvattennivån ligger ca 1,2 m under källargolv.



Figur 1-2: Byggnadsgeologiska jordartskartan (ca 1980), ungefärligt område markerat med rött

Valet av grundförstärkning med jetinjektering berodde på geopolitiska händelser (Rysslands fullskaliga invasion av Ukraina) och bedömningen att aktuella materialdimensioner vid grundförstärkning med rotationsborrade pålar och balkar kunde lida av resursbrist, varför alternativ utvärderades. Jetinjektering skulle även vara ekonomiskt konkurrenskraftig vid jämförelse av anbud, därtill mer heltäckande och likvärdigt eller mindre omgivningspåverkande.

Vid sedvanlig grundförstärkning med rotationsborring borrar stålrörspålar som understöder bärande delar med balkar. Denna metod är robust, men kräver en större schakt för att få plats med balkar samt kan orsaka större påverkan på byggnaden på grund av små vibrationer samt de stora håltagningar i murar som krävs.

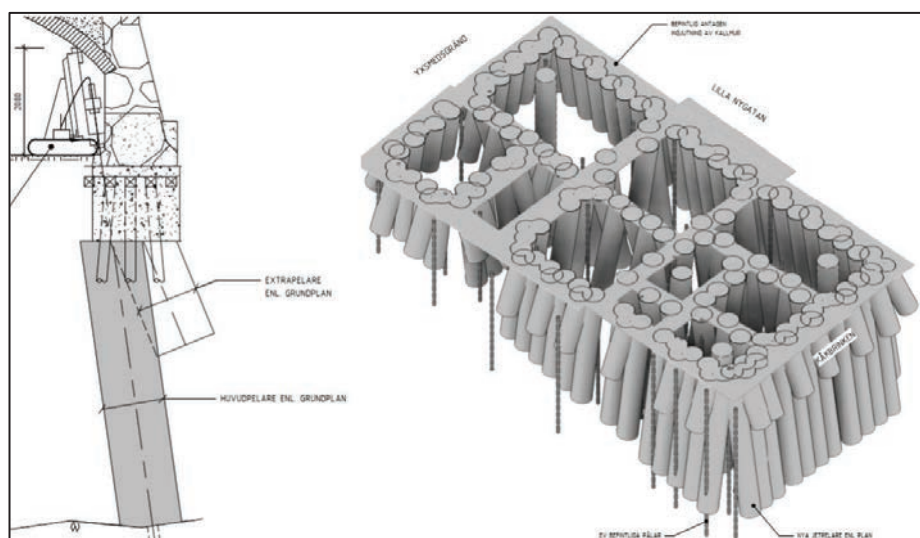
Jetinjekteringen kräver istället mindre schakter, och gällande omgivningspåverkan stör den endast området som påverkas av jetstrålen, vilket motsvarar utförd diameter. Denna metod kan kräva mer arbete i byggskedet, i synnerhet för att verifiera dess kontinuitet och hållfasthet längs med hela djupet.

2 DESIGN

2.1 Designkoncept

Efter håltagning (220 mm) genom grundmur utförs jetinjektering med cementsuspension som eroderar bort finmaterial i jorden och ersätter det med cementsuspension, i detta projekt hela vägen från berg upp till ingjuten grundmur. Längs med ytterväggar, där symmetri inte finns mellan huvudpelarna utförs även kortare pelare med större lutning som avsåg föra över excentricitet till huvudpelarna. Pelardiameter ansattes till 1,2 m med vct 0,8 och nominellt tillförd mängd cement 720 kg/m³ stabiliserad jord och en karakteristisk enaxiell tryckhållfasthet efter 28

dygn på 4 MPa. I Figur 2-1 nedan redovisas en typsektion och en 3d-vy över planerad utformning.



Figur 2-1: Förslag till utformning, utdrag ur ritningar K-15-0-010 samt K-15-2-020 (FU 2022-12-14)

För sättningsuppföljning ingick flertalet befintliga dubbar i aktuell samt omkringliggande fastigheter. Flera ytterligare dubbar installerades invändigt i entreprenadområdet. Dagliga mätningar skulle utföras i alla dubbar inom 5 m från pågående arbeten, övriga veckovis. Därtill installerades automatiska sprickviddsmätare i kritiska sprickor i valv samt manuella gipsvakter i mindre kritiska sprickor. För sättningar ansattes larmgräns till 5 mm och stoppgräns till 10 mm.

3 UTFÖRANDE

3.1 Förberedande arbeten

Utöver planerade förberedelser såsom borttagande av befintliga golv, dörrar och byggnation av påfartsramper, innebar det mycket begränsade utrymmet flera utmaningar för att etablera den uppställning som behövdes för jetinjekteringen och hanteringen av returflödet. Som framgår av Figur 3-1 gjordes särskilda arrangemang för att få plats med all utrustning i det tilldelade utrymmet. I Figur 3-2 visas maskin för jetinjektering i det trånga källarutrymmet.



Figur 3-1: Etablering av pumpstation längs Postmuseums södra fasad



Figur 3-2: Maskin för jetinjektering under Postmuseums källarvalv

3.2 Jetinjektering

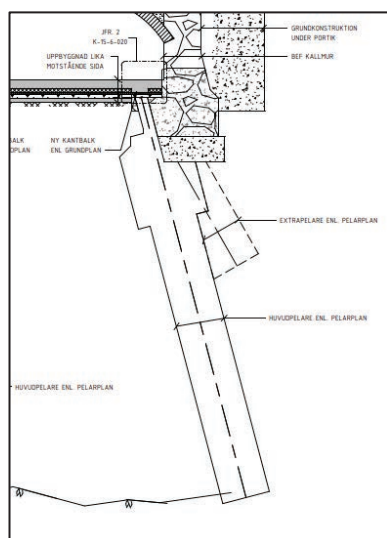
Keller avsåg utföra jetinjekteringen med triplexmetoden med avstängd luftkanal, dvs endast med kanaler för cementsuspension och vatten. Inför produktionsstart ändrades receptet till vct 0,6-0,67 för att höja cementmängden och anpassas till triplex-systemets (*Ground Improvement; Jet Grouting, Chapter 6*) förutsättningar såsom munstycke och tryck.

De inledande arbetena med håltagning i källarmur ned till fundamentets underkant försvårades av inneslutna hålrum med grus, som försvårade neddrivning av borr, och orsakade ett stort slitage av borrhänder.

Efter diskussioner och tester tog Keller fram en alternativ metod, som även använts i andra projekt. Metoden går ut på att sondera sig fram till läget för fundamentets underkant genom att variera vinkeln på borrsträngen i ansättningspunkten. Eftersom

ansättningspunkten flyttats ut i rummet krävdes en större vinkel mot fundamentet i anläggningen än ursprunglig projektering. Detta kompenseras för genom att utföra pelaren med en förstörd ”krona” med en diameter på 1,8 m så att pelartoppen kunde utföras med den anliggningsyta mot muren som krävdes för lasterna. Metoden kallades internt i projektet för ”tasting” och redovisas nedan i Figur 3-1.

Då huvudfokus var att jetinjektering skulle utföras genom grundmuren var det alltid prioriterat att den utfördes enligt ursprunglig projektering. Om grundmuren hade ovan nämnda hålrum följdes steg i ett beslutsträd för att komma så nära fundamentets kant som möjligt med ”tasting”-metoden.



Figur 3-1: Utformning efter nytt utförande, utdrag ur ritning K-15-2-010 (FU 2022-12-14)

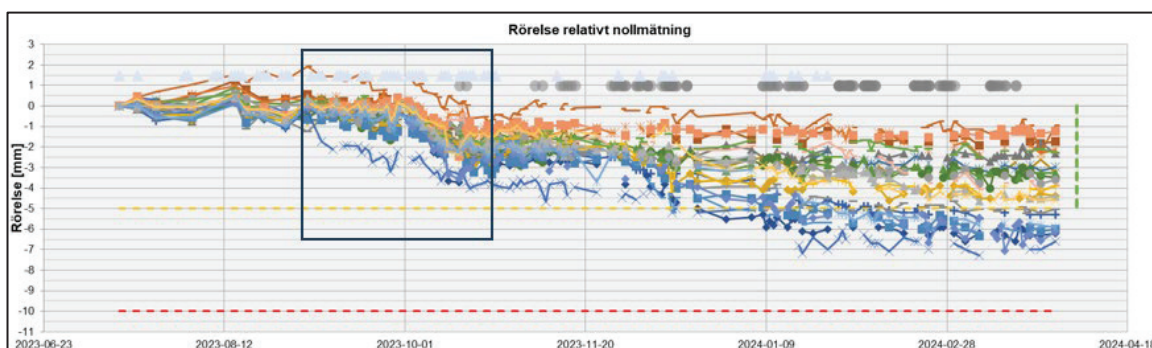
För att möjliggöra vinkeländringen i anslagspunkten behövde håltagningen i betongplattan göras större (upp till 300 mm), vilket även medförde andra fördelar. Befintlig fyllning och den stora mängden träpålar under fundamenten resulterade nämligen också i stora mängder trärester (träflis) som kom upp med returflödet. Då konventionell lösning med pumpar inte fungerade krävde detta manuell hantering med skyfflar och skottkärra (se Figur 3-2). De större håltagningarna gjorde det möjligt att jetinjektera nästan kontinuerligt utan det produktionsstopp som kunde skett på grund av blockering av kanalen. Om det blir stopp i returflödeskanalen måste jetinjekteringen avbrytas omedelbart av säkerhetsskäl, annars är risken stor att området (inklusive fundament och byggnader) häver sig kraftigt utan förvarning.



Figur 3-2: Håltagning 300 mm samt exempel på icke-pumpbart returflöde (träflis) som manuellt hanterades med skyffel och skottkärra

3.3 Mätprogram

Utvärdering av rörelser i dubbar utfördes kontinuerligt under byggnation. Inledningsvis utfördes rivning och schaktning, huvudsakligen mellan datumen 2023-09-05 och 2023-10-25. De största rörelserna i projektet kan härledas till dessa aktiviteter, där rivning utförs av golv och konstruktionsdetaljer, samt efterföljande schaktning. Under detta tidsspänn kan en sättning tydligt urskönjas i alla dubbar. Fram till aktiviteternas slut har en sättning på upp till 4 mm utbildats (se Figur 3-3).

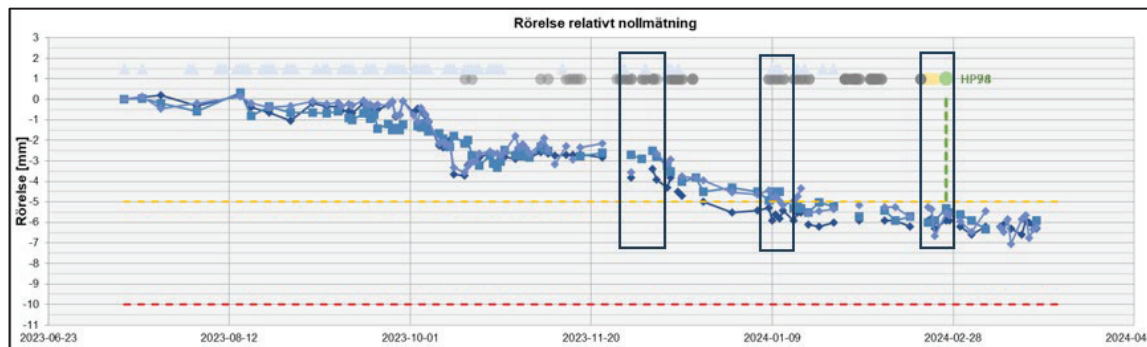


Figur 3-3: Rörelser (mm) vid rivning och schaktning

Vissa balkar från tidigare grundförstärkning kapades endast om nödvändigt 7-14 dagar efter dess ändrar grundförstärkts med jetinjektering. Kapning resulterade i sättningar på 1-2 mm.

Rörelser förväntas vid jetinjektering då man till viss del och lokalt under en kort tid ”förvätskar” jorden under fundamentet tills cementsuspensionen hydratiserats. Jetinjektering utförs därför i ”sekvenser”, för att undvika att en hel vägg ”undermineras”. För att undvika detta, utförs först jetinjektering i några positioner innan övrig jetinjektering utförs. Därtill sprutas cementsuspension in i fundamentet där håligheter fylls och omfördelas. Ett tag efter färdig jetinjektering förväntas byggnaden ”anpassa sig” och spänningarna utjämnas på den nya grundläggningen.

I ett område utfördes huvuddelen av jetinjekteringen i 3 sekvenser (se Figur 3-4). Den första installationsperioden orsakade tydligt en större långdragen sättningsprocess på ca 2 mm över 4-6 veckors tid, medan nästföljande installationsperioder skapade mindre och mindre påverkan om ytterligare ca 1 mm.



Figur 3-4: Rörelser (mm) vid jetinjektering

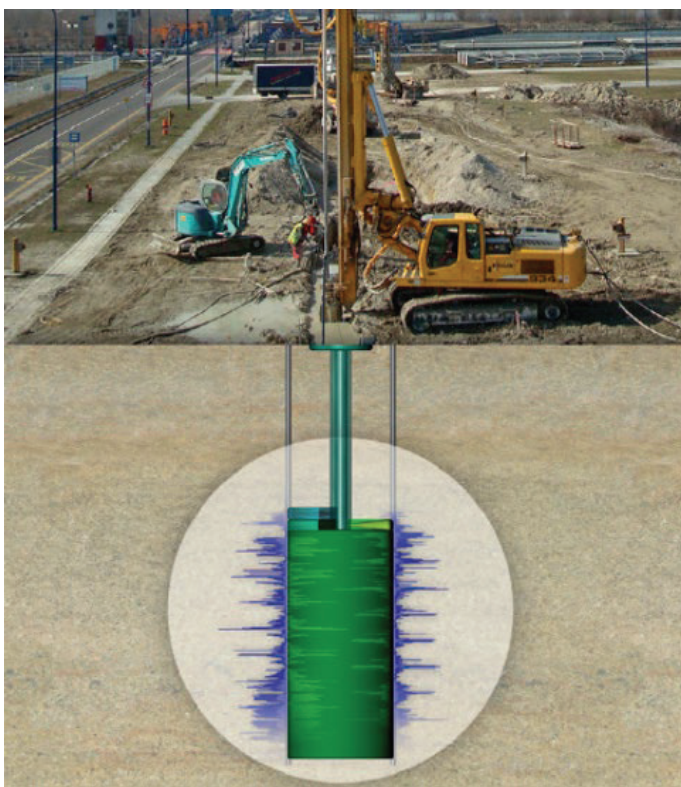
4 KVALITETSKONTROLL

Utöver sedvanliga kvalitetskontrollåtgärder enligt standarder (*SS-EN 12716:2018*), redovisas ett urval av utförda kontroller nedan.

Kontroll av diameter för jetinjektering utfördes med ACI-metoden (Acoustic Column Inspector). Det är en vidareutveckling av metoden med målade stänger, som enbart innebär att erosionsmönster mot indikatorstängerna avläses efter att testet avslutats.

Metoden är utvecklad och patenterad av Keller och används globalt som standard för verifikation av diameter. Genom att installera två till tre indikatorstänger på en radie från borrhypunkten motsvarande projekterad radie samt montering av akustiska givare på stängerna kan processen för jetinjektering både utvärderas och styras under testets gång (se Figur 4-1). Varje borrhypunkt mäts in med inklinometer så att den faktiska radien på varje djup kan utvärderas. Den akustiska signalen beror på flertalet parametrar, däribland kontaktenergi och jordförhållanden (Acoustic Column Inspector – ACI – Brochure, Keller) och därför utförs ACI-tester enbart av särskilt utbildad och erfaren personal.

Med hjälp av ACI-metoden kan jetinjekterings fundamentala installationsparametrar justeras och framförallt optimeras samtidigt som testpelaren tillverkas. ACI-metoden kan medge betydliga kostnadsbesparingar genom reduktion av antalet testpelare som behöver utföras samt en produktionsoptimering som minimerar för utförande och materialåtgång.



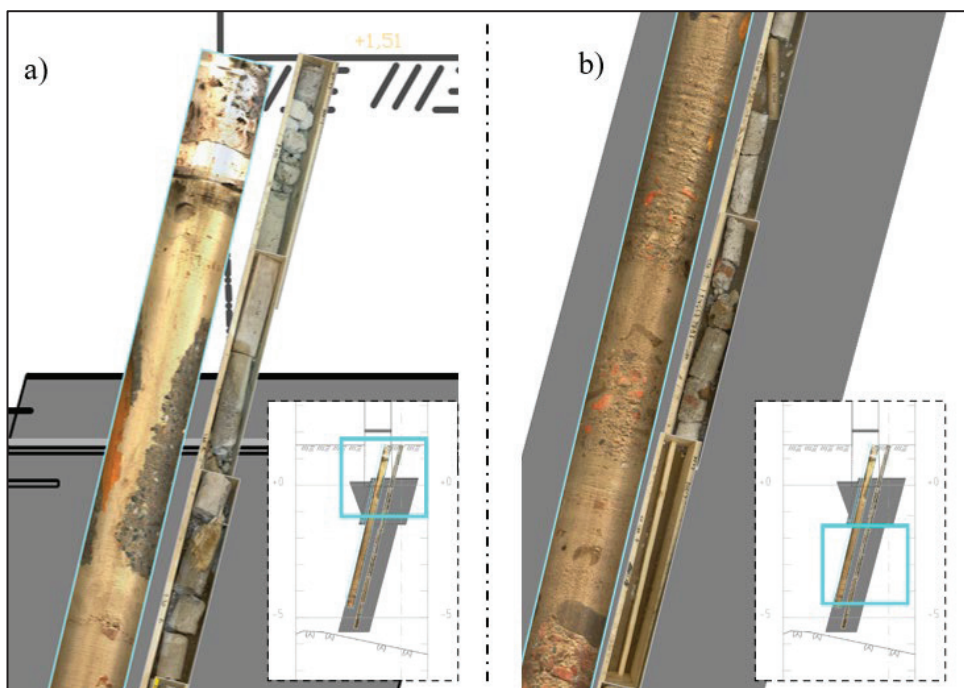
Figur 4-1: ACI-metoden för diameterverifikation. Cementsuspensionen träffar indikatorstängerna och uppkomna vibrationer spelas in och tolkas akustiskt.

Kärnprovtagning utfördes på flera pelare med ”single tube” och ”double tube”. I regel innehöll provtagningarna kärnförluster, krossade provbitar och var av delvis dålig kvalitet. Det kunde bland annat förklaras av påverkan från kärnboringens utförande, som komplicerades av övergångar mellan passerade lager, där tex fundament, stabiliserad jord, träpålar och sten krävde ständig anpassning av neddrivningsparametrar. I flera fall kunde skuggeffekter från pålar anas, där kärnprovtagning tog upp jord eller hela pålar. Om jetinjekteringen utförs genom en påle sker ingen injektering runt om. Är pålen vid sidan av, sker i regel en viss ”omfamning” runt pålen (se Figur 4-2), med mindre diameter på pålens skuggsida.



Figur 4-2: Kärnprover visar t.ex. anslutningen mellan jetinjektering och de gamla träpålarna

Filmning i kärnborrhål utfördes för att utreda kärnprovtagningarnas kärnförluster samt jetinjekteringens kontakt med grundmur. Resultaten visade på sammanhängande stabilisering av jorden även där kärnförluster fanns och god anslutning till grundmur. Filmningar kunde inte utföras genom hela pelare och tog ibland stopp tidigt, troligtvis på grund av rester av kärnförluster som täppt till hålen. Det var trots det en mycket användbar metod vid utvärderingen, då den effektivt kunde lösa uppkomna oklarheter.



Figur 4-3: Jämförelse mellan filmning och kärnprovtagning i två fall, (a) anslutning av jetinjektering mot grundmur och förekommande påle samt (b) kärnförluster

Provtryckningarnas tryckhållfasthet utvärderades efter indelning mot djup, där man bland annat i kronan inte kunde uppnå ställda krav avseende tryckhållfastheten. Inom hela djupet uppmättes värden på 1,2–27,8 MPa, med ett medelvärde på 4,6 MPa. För kronan uppmättes ett medelvärde på 3,2 MPa. De lägre uppmätta tryckhållfastheterna bedöms till viss del ha påverkats av störning i utförande och upptagningsprocessen, där metoden kan ha orsakat sprickor. På grund av förekommande lägre tryckhållfastheter kontrollerades fundamentets utbredning mot djupet med ytterligare håltagningar och kärnprovtagningar, vilken jämfördes mot projekterad utbredning. Detta innebär att det kunde verifieras att lasten från byggnaden spreds på en större yta mot pelartoppar. Beställaren kunde då utföra nya beräkningar för lastens utbredning mot bredare grundmurar, vilket medförde en reducerad spänning. I flera fall var detta tillräckligt, men i vissa positioner kräves utförande av kompletterande jetinjektering.

5 SLUTSATS

En fördel med jetinjektering jämfört med pålar är att den vid utförande genom fundamentet även fyller hålrum och binder grus. Därmed skapas en ridå från berg till fundament. Ridån innebär att en spänningsomfördelning kan ske i den nya

grundläggningen. Man binder ihop fundament och skapar en jämnare lastfördelning mellan upplagen och lokal skadeverkan kan minimeras eller till och med undvikas helt. Vid utförande av jetinjektering krävs det att stor vikt läggs på kontroller i byggskedet, med ett rigoröst förprovningsskede med undersökning av håltagningsmetoder i grundmur samt utförande av tidig provning med verifiering av diameter, kärnborrning och filmning.

Sammanfattningsvis kan det konstateras att grundförstärkning med jetinjektering nu är en beprövad metod i Sverige även i svåra jordförhållanden med delvis okända och oklara befintliga grundläggningsförhållanden. Postmuseum, med all dess historia, står nu åter på säker grund.

Artikelförfattarna vill tacka kund och samarbetspartners för deras stöd, samarbete och professionella lagarbete.

6 REFERENSER

- SS-EN 12716:2018 Utförande av geokonstruktioner – Jetinjektering
- Ground Improvement; Chapter 6; George Burke & Hiroshi Yoshida; 3rd Edition, by Klaus Kirsch (Editor), Alan Bell (Editor); 2012.
- Acoustic ColumnInspector – ACI – Brochure, Keller; Determination of enlargement for Soilcrete® products, 67-04D/E
- Kv Penelope 1:2 Postmuseum, Förfrågningsunderlag (FU) 2022-12-14 och kompletterande handlingar
- Byggnadsgeologisk karta ca 1980, Stockholms Stads Geoarkiv 2024

TILLIT OCH SAMVERKAN: LÖSNINGARNA SOM HÅLLER VARBERGSTUNNELN PÅ RÄTT SPÅR

Robin Nerborg^A, Daniel Baltrock^B, Madelene Markusson^C

^A Trafikverket, ^B Implenla, ^C WSP

Abstract

Entreprenaden i projekt Varbergstunneln, som inleddes hösten 2018 och beräknas vara klart under 2026, omfattar en järnvägssträcka på cirka 9 km, varav 3 km går i tunnel. Sträckan planeras att tas i drift i mitten av juli 2025. Entreprenaden har genomförts som en Totalentreprenad med samverkan enligt Trafikverkets modell ”nivå hög”.

Projektet har ställts inför både tekniska och affärsmässiga utmaningar kopplade till samverkansentreprenaden. Den här artikeln kommer att lyfta fram fördelarna med god samverkan mellan beställare, entreprenör, underentreprenör och projektör för att hantera problem utan att påverka tidsplanen. Exempel på situationer där samverkan varit avgörande inkluderar:

- Stagborring genom jordlager bestående av sand, silt och lera, ner i hårt berg, vilket ledde till urspolning utanför spont. Arbetet utfördes nära Västkustbanan utan möjlighet att stoppa trafiken.
- Tunneldrivning under flera känsliga riskobjekt förekom samt att det inom vissa partier var liten bergtäckning ovanliggande jordlagren var finkorniga och löst lagrade vilket ledde till sättningar som överskred de fastställda riktvärdena. I samverkan fokuserades på riskobjekten, tvärvetenskapligt tänkande som involverat alla parter ledde till att det var möjligt med att utföra kontinuerlig aktiv design med snabba åtgärdsbeslut.
- Förändringar i projekteringen, sent i processen, innebar att spont behövde ominstalleras. Genom en snabb process från beslut till att underlag fanns på plats kunde spontentreprenören fortsätta sitt arbete utan att tidsplanen påverkades.
- Vid bergschakt och tunnelsprängning har inläckaget varit högre än flöden som angavs i miljödomen. Med utökade kontroller, åtgärder och framför allt en öppen dialog mellan utförare, entreprenör, Trafikverket och tillsynsmyndigheten har produktionen kunnat fortsätta utan avbrott.

Under projektets gång har inblandade parter lärt känna varandra och byggt upp stark tillit och löst problem genom gemensamma diskussioner, med fokus på risker och möjligheter för att hålla tidplan och budget, utan att kompromissa med miljö- eller arbetsmiljökrav. En framgångsfaktor har varit att alla som är delaktiga är beslutsmässiga samt att projekteringen har bedrivits i nära samarbete med produktionen.

SUMMARY

The Varberg Tunnel (Varbergstunneln) is a construction project for a new double track railway of approximately 9 km including a new station. Three kilometers are tunneled in rock, 1km is a cut and cover tunnel and the rest is through excavation. The project started in autumn 2018 and has an estimated completion date by 2026. The project is being carried out as a total contract with high collaboration between parties.

The project has faced both technical and financial challenges related to the collaborative contracting approach. This article will highlight the benefits of good collaboration between clients, contractors, subcontractors, and designers to manage problems without affecting the time schedule. Below are some examples of the project where collaboration has been a crucial factor:

- Pile drilling through soil layers of sand, silt, and clay down to bedrock, which led to washouts outside the sheet piles. Work was carried out near the West Coast Line without the possibility of stopping traffic.
- Tunnel excavation below several sensitive risk buildings, where in some sections, a thin cover of bedrock was found above tunnel ceiling, while overlying soil layers were fine-grained and loosely deposited, leading to settlements exceeding established tolerance values. In these cases, collaboration focused on the risk objects, and interdisciplinary thinking involving all parties, made it possible to implement continuous active and improved design with quick decision-making for corrective actions.
- Design changes, late into the process, required reinstallation of sheet piles. Through a quick process, from decisions to having the necessary documentation at place, sheet piling contractors were able to continue their work without affecting the time schedule of the project.
- During bedrock excavation and tunnel blasting, water ingress was higher than the flows specified in the environmental permit. With increased controls, actions, and above all open dialogue between the contractor, subcontractor, the Swedish Transport Administration and the supervisory authority production was able to proceed without any further interruption.

Throughout the project, involved parties have gotten to know each other, and built strong trust. Problem solving was obtained through joint discussions, focusing on risks and opportunities to maintain the time schedule and budget, without compromising environmental or workplace safety requirements. A key factor for success has been that all participants are decisive, and that the design process has been closely coordinated with the construction work.

1 PROJEKT VARBERGSTUNNELN

Projekt Varbergstunneln omfattar utbyggnad från enkelspår till dubbelspår på en del av Västkustbanan om cirka 9 km varav ca 3 km förläggs i en ny bergtunnel under staden. Öppning för trafik på nya dubbelspåret sker sommaren 2025, därefter rivs befintligt enkelspår och projektet avslutas 2026. Projektet finansieras av Trafikverket, Varbergs kommun, Jernhusen och Region Halland med en total budget på 8,9 miljarder kronor (2021 års prisnivå).

Frågan om dubbelspår genom Varberg började utredas 1986. Banverket utredde olika alternativ för dubbelspåret och beslutade 2003 att detta skulle ske i tunnel under staden. Efter ansökan om tillåtlighet beslutade regeringen i mars 2013 att tillåta tunnelutbyggnaden. Järnvägsplanen fastställdes i november 2017 och vann laga kraft i maj 2018.

I samband med framtagande av järnvägsplan framkom det att tidsaspekten i projektet var väldigt viktig. Till följd av bland annat Västlänken i Göteborg var det önskvärt att bygga ut till dubbelspår genom Varberg till 2025, vilket innebar att tiden från färdig järnvägsplan till öppning för trafik var kort. Till följd av bl a detta, fattade Trafikverket beslut att projektet skulle gå vidare med en enda stor totalentreprenad i samverkan. Entreprenaden skulle vara av kontraktsformen TEM, Tidig Entreprenörs Medverkan (i andra projekt även kallat ECI, Early Contractor Involvement), och bygga på ABT06 redan i Fas 1.

I och med dessa val skaffade sig Trafikverket en stor möjlighet till att hitta bra och effektiva lösningar redan i tidigt skede och att börja produktionen tidigt under pågående projektering. Tillsammans med entreprenören skulle Trafikverket kunna hitta lösningar på komplexa problem och stora utmaningar inom flera teknikområden, inte minst grundläggning.

Sommaren 2018 kom Implenia in i projektet som totalentreprenör och startade Fas 1 med projektering av bland annat tekniska lösningar samt start av vissa entreprenadarbeten. Hösten 2019 gick entreprenaden in i Fas 2 och detaljprojekteringen startade.

Trafikverket gick in i entreprenaden med sin egen kultur och bild av hur samverkan skulle gå till och Implenia kom in med sin kultur och bild. Det är alltid en utmaning att hitta ett gemensamt arbetssätt för att få samverkan att fungera i praktiken, något som har stötts och blötts sedan dag ett i projektet. Resultatet har varit gott i projektet där en tillit och ett arbetssätt byggts upp över tid mellan parterna som präglats framåtanda och en vilja att lösa saker tillsammans.

Aktuella aktörer inom grundläggning och tunneldrivning:

- Beställare: Trafikverket
- Entreprenör: Implenia
- Underentreprenör grundläggning: Skanska
- Projektör: WSP

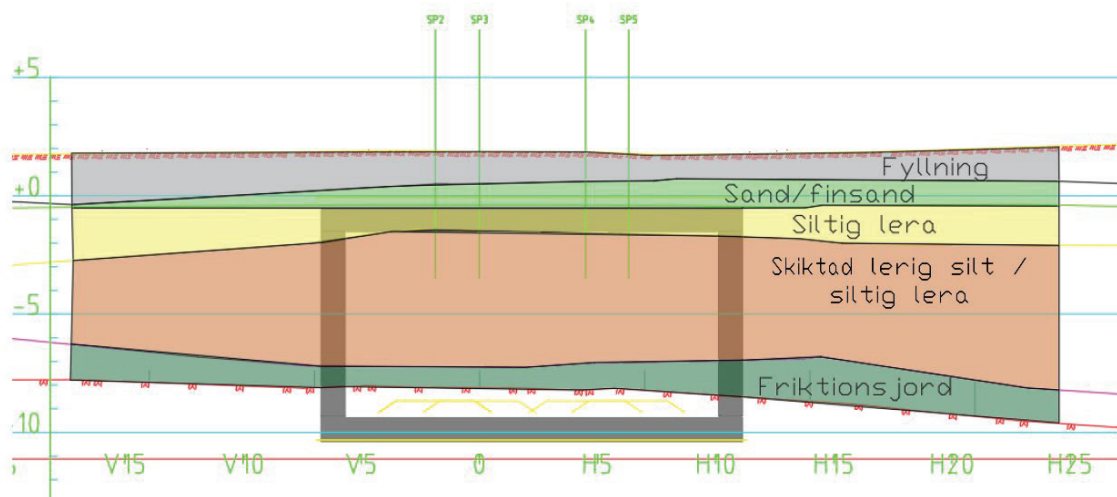
Denna artikel kommer fokusera på fyra av de utmaningar som uppstått i projektet och som lösts genom god samverkan. Det är inte de tekniska utmaningarna i sig som är det unika med Varbergstunneln utan främst det arbetssätt i samverkan och öppenhet som präglar projektet. Nedan följer fyra områden som exemplifierar det unika samarbetet.

- Stagborrning orsakat urspolning av finkorniga jordar utanför spont.
- Tunneldrivning under flera känsliga riskobjekt förekom med bl a låg bergtäckning.
- Sent beslut om ändrad utformning medförde att redan installerad spont fick projekteras om och injektering skulle justeras i läge och djup.
- Vid bergschakt och tunnelsprängning har uppmätt inläckage av vatten varit högre än angivna villkor i miljödomen.

2 FÖRUTSÄTTNINGAR OCH BYGGMETODER

2.1 Geotekniska förhållanden

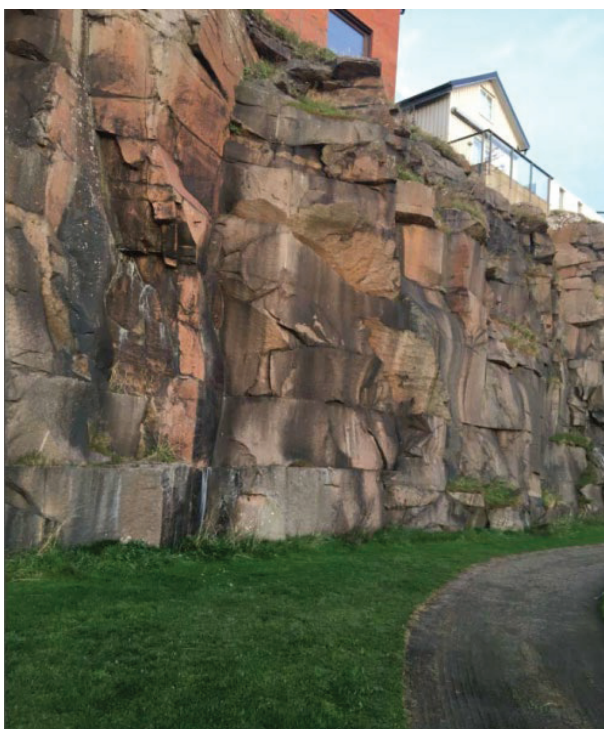
Generellt består jordlagren inom det norra tråget och betongtunneln av fyllning ovan ett sand- finsandlager (ursprunglig havsbotten) ovan siltig lera som mot djupet övergår i ett mycket skiktat material av sand, silt och lera ovan morän på berg. Jorddjupet varierar mellan någon meter upp till ca 12 m inom läget för tråget.



Figur 1. Principskiss över tolkad jordlagerföljd som förekommer i läget för det norra tråget.

2.2 Bergtekniska förhållanden

Berggrunden utgörs principiellt av charnokit, gnejsig granit och amfibolit. Dominerande är charnokit. Charnokiten har generellt låg sprickfrekvens, hög RQD samt hög hållfasthet. Bild nedan visar på charnokitens typiska sprickighet.

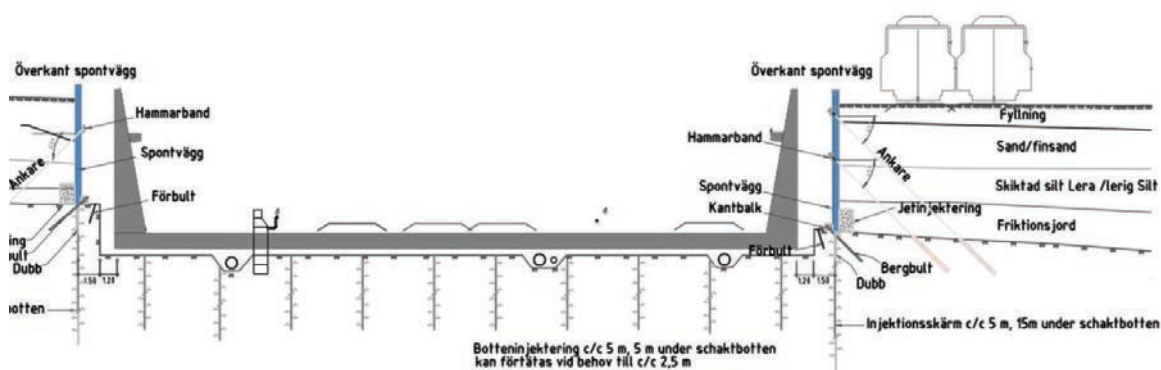


Figur 2. Exempelbild för Charnokit som är den dominerande bergarten.

2.3 ”Cut and cover” tråg och betongtunnel

Tråg och betongtunnel har utförts genom traditionell ”cut and cover” med slagna sponter som bakåtförankras i berg. Längs stora delar av tråg och betongtunneln ligger grundläggningen under ursprunglig bergnivå vilket innebär att sponter har installerats till berg med installation av dubb och att sponten har förankrats på flera nivåer med bakåtförankring i berg. En kantbalk installerades i spontfot innan bergschakt utfördes.

Tätning för att förhindra läckage i spontfot har utförts med jetinjekteringspelare. Bergets täthet i bergslänt och bergbotten har därefter systematiskt kontrollerats och injektering har utförts efter behovsstyrda villkor.



Figur 3. Principskiss spontkonstruktion

2.4 Bergtunneln

Bergtunneln sprängdes överlag ut i fulla sektioner som systematiskt förstärktes med bergbult och sprutbetong. I vissa områden begränsades drivningsdjupet och bitvis utnyttjades pilot och strossmetoder för att innehålla uppställda krav på vibrationer och rörelser.

För att innehålla inläckagekrav i gällande miljödom och inte orsaka skadlig grundvattenpåverkan utfördes systematisk förinjektering med cementbaserade bruk innan sprängning. Bitvis, såsom vid låg bergtäckning, kompletterades både förstärkningsarbetena och injekteringsarbetena med metoder som anpassats efter förutsättningarna.

3 SPONT OCH STAGBORRNING OCH PROBLEM SOM UPPSTOD

3.1 Stagborrning och materialtransport

Stag av typen MAI76 samt MAI111 har installerats som bakåtförankring av sponter. Inborrning i berg varierade enligt ursprunglig handling mellan 5 och 6,5 m (längden tar hänsyn till att berget kan vara uppsprucket i ytan). Borrning har utförts med vatten och sen har stagen injekterats och gjutits fast. På vissa ställen har berget varit väldigt hårt att borra i vilket lett till att stagborrningen i berg tagit lång tid och kronan har slitits ut vilket i sin tur fått konsekvensen att borrningen tagit ännu längre tid. Vissa stag har avslutats innan fullt bergdjup nåtts då berget ansetts som väldigt hårt.

Risken för materialtransport av de finkorniga jordlagren ökar med tiden för borrning vilket ger en ökad risk för att slukhål uppstår. Materialtransporten har framförallt skett utanför sponten så den har varit svår att upptäcka under pågående borrning. Vattnet från borrningen har även varit grumligt av material, dels från bergkax och dels från materialtransport från jorden, vilket gjorde det svårt att se hur stor del jord som verkligen spolades bort.

Slukhålen har uppkommit dels i direkt samband med borrning men även ett tag efteråt, särskilt i samband med stor nederbörd och/eller i samband med att marken går från tjälad till att tina. Hålen har uppstått i området ovanför stagborrning. Orsak till att slukhålen inte utbildas direkt kan vara att jorden i sig har en valvverkan samt att det finns rester från jetgroutinstallationen som kan fungera som ett överbryggande lager.

3.2 Exempel observerade slukhål

Slukhål har observerats på några olika ställen både på västra och östra sidan om schakten för tråg och betongtunneln.

Slukhålen har uppstått i nära anslutning till sponten och inte ovan den punkt där staget går in i berg. Uppkomsten av slukhål har haft en koppling till antalet stagnivåer, dvs de förekommer främst där det finns stag i 2 till 3 nivåer.

Hålen har varierat i storlek och djup. Många gånger har det varit svårt att se hur stort och djupt hålet varit under markyta pga valvverkan och uppspolat material från jetgrouten i de övre jordlagren. Storleken bedöms dock uppgått till upp till 2,5 m djup och ca 2 till 3 m i diameter där de varit som störst.



Figur 4: Slukhål väster om grop 3.3 och öster om grop 3.4

3.3 Framtagande av lösningar i samverkan

I samband med att slukhål uppkom tillkallades geotekniker till platsen för konsultation. Det startades omgående en mötesserie med representanter från Trafikverket, Implenia, WSP, Skanska där olika möjliga metoder för att minimera risken för fler slukhål diskuterades.

Denna grupp började med att vida åtgärder för säkra arbetsmiljö för de som jobbade runt och säkra den intilliggande tågmiljön så som:

- att spärra av runt påträffat hål.
- schaktades ur och sedan fyllda och packa (med fjärrstyrd padda) påträffat hål.
- En grävmaskin försöker packa/slå hål på ev håligheter efter stagborrning för nivå 1, på de sträckor som befarats innefatta håligheter.
- Extra bevakning av befintligt spår tillsattes vid installation längs den västra sidan där problemen uppstod.

På sittande möte arbetades sedan fram förslag på justeringar i dimensioneringen så som minskad mängd stag genom t ex ändring av hammarband, minskad borrlängd i berg. På detta sätt minskades vattenspolningen. Den minskade borrlängden i berg kunde göras då det i dimensioneringen förutsatts uppsprucket berg. Nu gjordes en bedömning för varje enskilt stag vid borrningen och borrningen i berg minskades till 4 m.

Det laborerades med olika sätt att i produktionen minimera materialtransporten, allt från att bedöma skillnaderna i borring av olika stag, borra med cementslurry under hela borringen till att trycka ner ett löst foderör runt det självborrande staget. Alla förslagen utgick från befintlig maskinpark i projektet eller som var tillgänglig vid tillfället för att minimera effekterna på tidplanen.

Efterhand som förslagen togs fram testades de i produktion och alla inblandade parter var med i beslutet att arbeta vidare med att trycka med ett foderrör runt de självborrande stagen genom jordmaterialen. Med denna metod rann ca 50% av vattnet inom foderröret utmed staget och ca 50% utanför foderröret. Dock påverkas tiden för borring markant och risken för stopp på tex block medför att metoden var känslig för stopp i produktionen som resultat.

Ett förslag till åtgärd, som inte genomfördes pga att maskiner och utförare inte kunde uppbringas till projektet (inom den tid som behövdes för att tidplanen skulle kunna hållas), var att borra med OD-borring. Där kan innerkronan hållas en bit efter foderröret, på detta vis kan spolningen styras till att hållas inom foderröret och därmed bör urspolningen kunna minskas. Efter borring till berg kan sedan bergborringen ske med foderröret tätt mot berget så spolflödet kommer inom foderröret. Staget installeras sedan i färdigborrat hål

I och med samtliga parter deltagande i framtagande av tekniska lösningar var alla parter aktiva i och villiga till att hitta bra lösningar framåt. Den ersättningsmodell som tillämpats (löpande räkning med riktpolis) innebar en kostnadsmedvetenhet utan att lägga fokus vid vem som ska betala. Den tekniska lösningen har prioriterats framför den ekonomiska, både i tid och fokus.

4 SENA PROJEKTERINGSFÖRÄNDRINGAR

I fas 1 utfördes projektering av tekniska lösningar och framtagning av underlag för prissättning av den kommande fas 2 med detaljprojektering och utförande av byggnationen. I och med valet att korta ner fas 1 och enbart ta fram tekniska lösningar och inte detaljprojektera hela anläggningen påträffades en del justeringar i detaljprojekteringen i fas 2. Eftersom tidplanen var tajt påbörjades de första entreprenadarbetena, såsom grundläggning och tunneldrivning, innan andra delar av projekteringen hunnit påbörjas. När detaljprojekteringen drevs framåt konstaterades att vissa justeringar behövde utföras. Några av de större justeringarna som behövde utföras sent och påverkade de redan påbörjade entreprenadarbetena var:

- Breddning av servicetunneln och förlängning av mötesplatser vid tvärtunnlar
- Tunneldrivning och bergförstärkning i område med mycket liten bergtäckning (<1,5 m)
- Breddning av delar betongtunnel och trågets total bredd
- Byggnation av ett betydligt större och djupare vattenmagasin/pumpgrop än tidigare planerat

Dessa fyra är olika exempel på hur justeringar sent i processen hanterades.

4.1 Breddning av servicetunneln

För breddningen av servicetunneln och förlängning av mötesplatser konstaterade projektets produktions- och projekteringspersonal snabbt genom en genomlysning av alternativen på ett antal möten att det som redan sprängts och förstärkts inte kunde justeras utan stora konsekvenser både för tidplanen och kostnaderna.

All vidare produktion fick utföras efter de nya förutsättningarna och de projekterade handlingarna uppdaterades skyndsamt med den nya informationen. Därefter togs det fram en konsekvensanalys av vilka projektspecifika krav och vilka generella Trafikverkskrav som påverkades av dessa beslut och den faktiska tunnelarean efter sprängningen. Detta sammanställdes till Trafikverket som kontrollerade dessa effekter med påverkade myndigheter och drift och underhåll. Därefter togs gemensamt beslut att göra mindre justeringar i projekteringen och att de avsteg som inte kunde åtgärdas inte hade påverkan på servicetunnelns kommande drift eller säkerhet.

4.2 Tunneldrivning i område med mycket liten bergtäckning

Tidigare undersökningar av bergytan visade på en svacka i centrala Varberg vid kvarteret Prosten och kvarteret Brunnsparken. Identifierad bergtäckning i detta område var endast mellan 3 och 4 meter. Detaljprojekteringen för tunneldrivning och bergförstärkning i området togs fram med förutsättningen att bergtäckningen översteg 3 meter. I samband med tunneldrivningen under centrala Varberg utfördes sonderingsborrning framför stoff för att verifiera bergprognosen. Vid en av dessa sonderingsborrningar upptäcktes att bergtäckningen endast uppgick till ca 1,5 meter. Då detaljprojektering saknades för denna nya förutsättning tvingades projektet att stoppa tunneldrivningen i spår-tunneln i en front i avvaktan på ny projektering. I samverkan mellan Trafikverket, Implenia och projekterande konsult kunde en ny detaljprojektering tas fram under kort tid. För att ytterligare reducera risken att försena trafiköppning togs beslutet att öppna upp ytterligare en tvärtunnel för att möjliggöra fler drivningsfronter. Detta innebar även omprojektering av vissa installationer i servicetunneln som snabbt kunde utföras i samverkan.

4.3 Breddning av betongtunnel och tråget

Vid detaljprojektering av betongtunnel och tråg utfördes justeringar av betongens utformning som påverkade dess total bredd. Detta framkom efter att spont och jetinjektering var utförda inom de delar som berördes av justeringen. I detta fall valdes att inte utföra någon åtgärd då tidplanen hade påverkats och projektet hade riskerat att inte kunna hålla den planerade inkopplingen.

Följden av detta blev mindre utrymme vid kommande gjutning av betong och arbetsmiljöproblem vid gjutning och återfyllning. Utrymmesbristen löstes bl a genom:

- Gjutning direkt mot berg med ensidig formsättning
- Pågjutning på berg med så kallad ”negativ betong” så konstruktionsbetongen kunde gjas med ensidig formsättning.
- Specialbyggda ställningar för att kunna utföra ev. evakuering av personal
- Förslag på hur återfyllning, i vissa områden, skulle kunna utföras utan packning togs fram

Motgjutningen och pågjutning med s.k. ”negativ betong” får påverkan på genomströmningen tvärs tunneln som det finns krav på i gällande miljödom. Av denna anledning gjordes en utredning av dess effekt på genomströmningen. En enkel test av genomsläppligheten av det glidskikt av den ”friktionsduk” som installerade mellan konstruktionsbetong och bakomvarande skikt för att inte får in okontrollerade spänningar i konstruktionsbetongen utfördes.



Figur 5: Bilder som visar gjutningar och s.k. ”negativ betong”. Till väster kan den negativa betongen ses mellan konstruktionsbetongen och spanten/berget. Till höger kan den s.k. ”negativa betongen” mellan armeringen och spantplankan.

Utredningen visade att dessa motgjutningar inte fick någon betydande påverkan på genomsläppligheten då de berörda områdena hade liten geografisk omfattning och låg på för detta ändamål lämpliga områden. Testet av ”friktionsduken” visade också att denna hade i det närmaste samma genomsläpplighet som tänkt återfyllning.

Med detta som underlag, att visa för tillsynsmyndigheten, kunde Trafikverkets ansvariga för tillstånd och omgivningspåverkan godkänna lösningen.

4.4 Vattenmagasinet

Enligt systemhandling och projektering av tekniska lösningar i fas 1 skulle dagvatten i tråget ledas till en pumpgrop varifrån det senare skulle pumpas upp i en damm väster om betongtråget och därefter ledas med självfall ut i havet väster om projektet. I detaljprojekteringen framkom det att den lösningen inte skulle bli kostnadseffektiv i drift, då det skulle krävas väldigt stora pumpar som skulle förbruka stora mängder

energi. Det bestämdes därför att projektet gemensamt skulle utreda en lösning med större magasinvolym.

När detta beslut togs hade större delen av sponten för schakten för tråg och betongtunnel installerats och jetinjektering av spontfot var i princip klar. Injektering av bergschakt och bergbotten var i full drift och hade utförts inom stora delar av schakten.

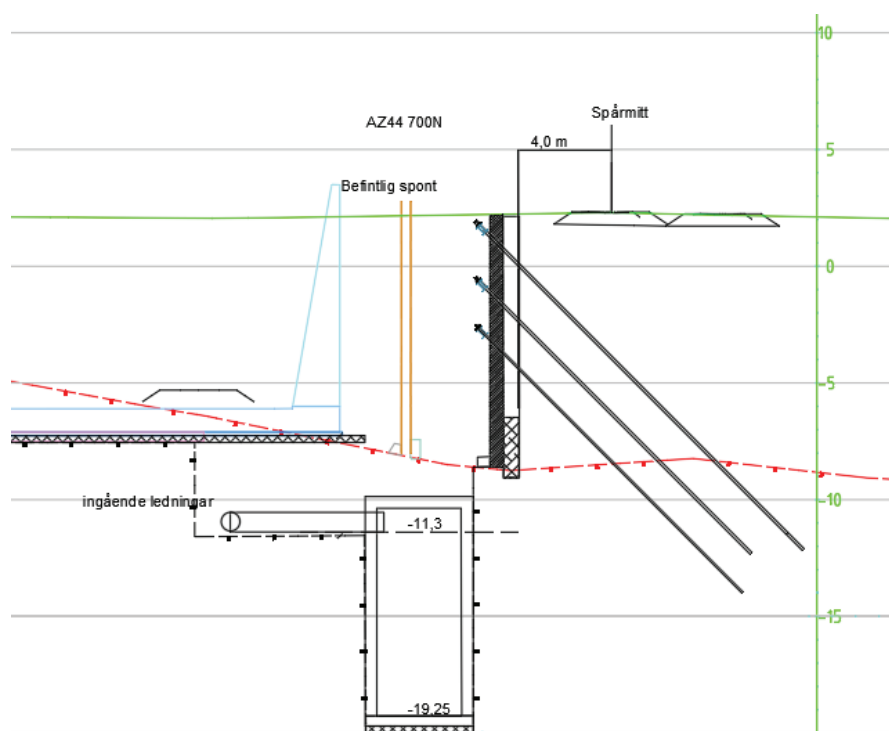
I projektet fanns följande krav och begränsningar på var vattenmagasinet/pumpgropen kunde placeras:

- Magasin kunde inte utföras i eller under betongtunneln eller tråget.
- Ledningen för utgående vatten fick inte dras under betongtunneln eller tråget
- Ledningen kunde inte dras runt tråget pga den långa sträckan, samt att vid det aktuella tillfället var alla förstärkningsarbeten norrut redan utförda.

Ovanstående innebar att placeringen av vattenmagasinet/pumpstationen till slut blev på västra sidan av betongtunneln och tråget vilket ur geoteknisk synvinkel var den sämsta placeringen. På västra sidan ligger befintlig trafikerad västkustbana, vilket innebar att en ny planerad jetinjektering måste placeras med minsta avstånd av 4 m från spårmittpunkt.

Med dessa förutsättningar hölls ett samverkansmöte med representanter från projektering, produktion och Trafikverkets byggplatsuppföljning inom alla påverkade discipliner, allt från BEST och konstruktion till VA och grundläggning. Dessutom var både Trafikverket och Implenias projektchefer med vid samverkansmötet.

Mötet beslutade om en placering av nytt vattenmagasin/pumpgrop väster om och djupare än intilliggande betongtråg. Beslutet medförde en ökad schaktbredd på 4 m (så brett som var möjligt med avseende på befintligt spår) samt ett ökat schaktdjup till ca 22 m under markytan vilket innebar ytterligare ca 11 m bergschakt.



Figur 6: Principskiss placering vattenmagasinet

Efter beslutet stoppades all produktion och projekteringen inom berört område och utförandet fick på mycket kort tid justeras med:

- Ny spont med tillhörande jetinjektering som fick installeras ca 4 m från befintlig järnväg inom en sträcka på ca 50 m.
- Styvare spont med fler stagnivåer fick installeras för att minska rörelserna i bakomliggande järnvägsanläggning
- Kompletterade injektering av schaktbotten fick utföras till betydligt större djup än tidigare.

Eftersom produktionen inom området redan var igång utfördes samtidig projektering och produktion genom ett tätt samarbete mellan den inblandade projektören och arbetsledningen för grundläggning. Detta samarbete fortsatta genom hela produktionen av vattenmagasinet då fler problem uppstod just i detta område såsom block i moränen samt en sprickzon vilket orsakade ytterligare ändringar i projektering och utförande så som:

- Justering dubb/dubbrör i glapp mellan spont och berg på upp till 4 till 5 m.
- Tätning-mellan spont och berg med jetinjektering på upp till 5 m.
- Tätare cementinjektering av berg och komplettering med polyuretan
- Sågning av berg för att erhålla största möjliga volym i schakten.

Dessa problem i utförandet tillsammans med den sena justeringen medförde påverkan på tidsplanen för kommande arbeten såsom markarbeten och betonggjutningar. Med

ett öppet arbetssätt mot angränsande teknikområden kunde en del justeringar och omkastningar i tidsplanen göras, med bl a ändrad gjutordning på trågmonoliterna. Detta innebar att den slutliga tidsplanen för delområdet inte behövde påverkas. Vattenmagasinet kom till slut på plats efter en schakt till ca 22 m under markytan.

5 ÖKAT INLÄCKAGE I SCHAKT OCH TUNNELDRIVNING

5.1 Betongtunnel och tråg

Vid uttag av norra betongtunneln och tråget var kravet från miljödomstolen 480 l/min i rullande 60 dagars medelvärde. Inläckaget gäller byggskedet för betongtunnel och tråg på en sträcka av 1250 m med schakt till som djupast 12 m under markytan. Trots tätspons, jetinjektering och systematisk injektering av bergkonturen enligt beskrivning ovan kunde det tidigt, när schakten drivits ca 400 m, konstateras att projektet passerat inläckagekravet.

Genom samverkan och öppenhet i projektet kunde Trafikverkets ansvariga för miljö och omgivningspåverkan hållas informerade om problemen med höga inläckage. De första åtgärderna som vidtogs redan i tidigt skede var:

- Föra en öppen dialog med tillsynsmyndigheten (Länsstyrelsen) om inläckaget.
- Kontrollera flödesmätningarnas riktighet och sekvensera dessa så projektet kunde se inom vilka delar de största läckagen påträffades.
- Utföra en utredning om det förelåg risk för skada och vilken typ av skada detta skulle kunna vara.

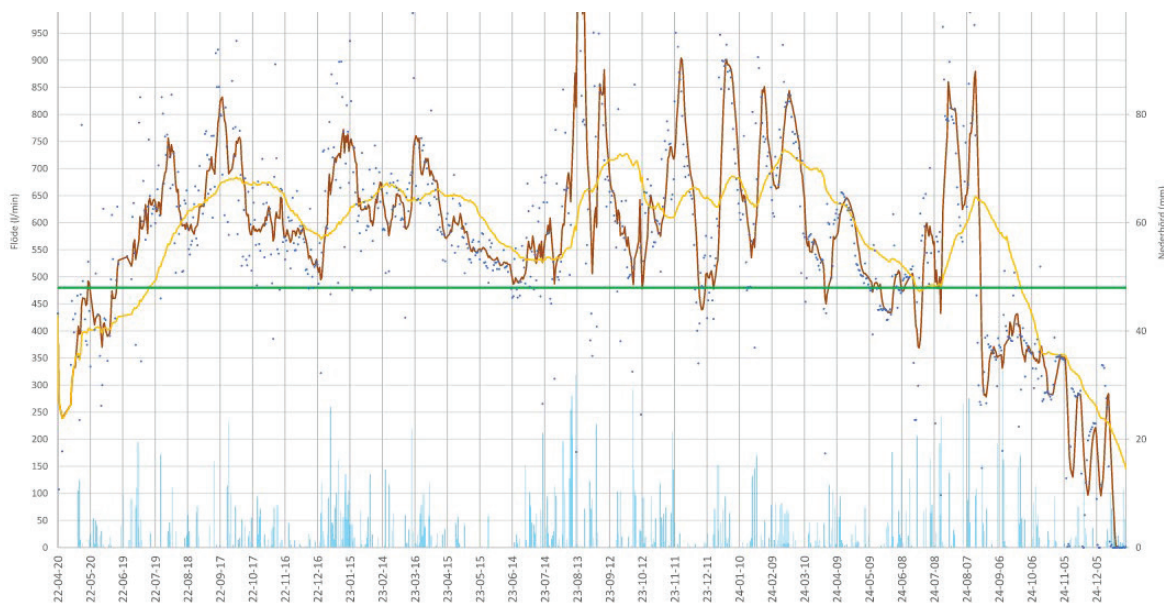
Eftersom samtliga utredningar visade på att ingen skada förväntades mer än att enstaka energibrunnar kunde påverkas av sänkta grundvattennivåer, togs beslut om fortsatt arbete enligt tidigare utförande.

Efterhand som arbetena fortskred kunde läckagen ungefärligen lokaliseras. Detta med hjälp av sekvensering av mätningar, okulär besiktning av schaktväggar samt genom de pumpbrunnar som var installerade i schakten. Det observerades också att grundvattennivåerna i vissa sänkor spred sig längre från schakten än i övriga delar. Efterhand som dessa saker upptäcktes vidtogs fler åtgärder i projektet och tillsynsmyndigheten hölls kontinuerligt informerad om läckagevärden och vidtagna skyddsåtgärder. De åtgärder som vidare utfördes var:

- Storskalig efterinjektering med cementslurry av bergslanter i schakten, både från markytan bakom sponten och borrning horisontellt i bergslanten från schakten.
- Efterinjektering av schaktbotten i samband med borrning av permanenta stag, vilket gjorde att efterinjekteringen fick minimal påverkan på tidsplanen.
- Småskalig injektering med Polyuretan i jord, berg och spont, som både utfördes systematiskt inom bestämda områden och punktvis i synliga läckage.
- Temporär infiltration i områden med större avsänkning av grundvattenytan

Med efterinjektering i schakten kunde inläckaget hållas relativt konstant på mellan 550 l/min och 650 l/min, trots fortsatta schaktarbeten. Med dessa ansträngningar, utredningar som visade att det inte förelåg risk för skada samt utförd infiltration, kunde tillsynsmyndigheten hållas informerade och projektet fortsätta. Efterhand som betonggjutningar och återfyllnad utfördes, kunde ett minskat inläckage och höjda grundvattennivåer noteras.

För driftskedet är inläckagekravet < 1 l/s, för både betongtråg och betongtunnel i norr.



Figur 7: Redovisning av inläckage i schakt för betongtunnel och tråg. I diagrammet redovisas dygnsvärde (blå punkter), rullande 7 dagarsvärde (brun linje), rullande 60 dagars medelvärde och nederbörd som måste räknas från dygnsvärdet. Grön linje visar inläckagekrav i byggskede, 480 liter/min.

5.2 Bergtunnel

För bergtunneln var motsvarande inläckagekrav 360 l/min i rullande 60 dagars medelvärde på den ca 3 km långa bergtunneln. Vid sämsta tidpunkt för inläckaget, ungefär vid genomslaget för bergtunneln, hade projektet ett inläckage på ca 750 l/min. Arbetet för att arbeta mot att uppfylla detta krav har bedrivits på motsvarande vis som för betongtunnel och tråg med åtgärder i form av:

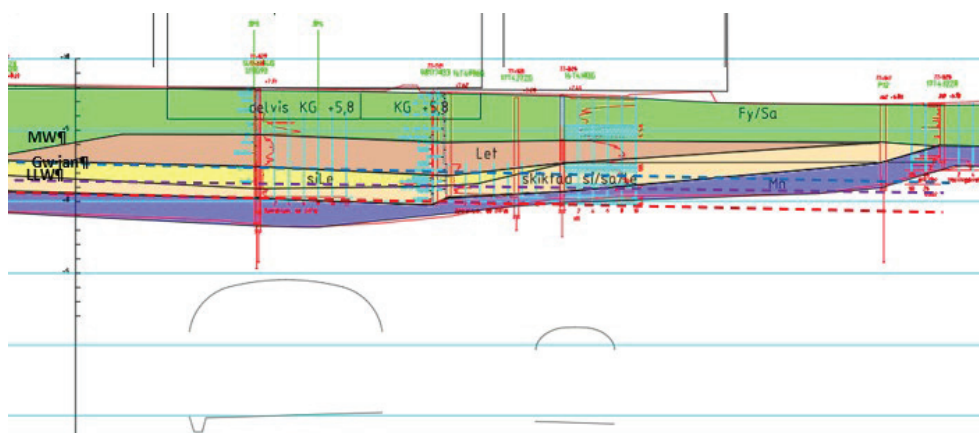
- Öppen dialog med tillsynsmyndigheten om inläckage i schaktgropar samt skriftlig redovisning till länsstyrelsen för bergtunnlarna.
- Bitvis ändrat utförande av skärminjektering.
- Systematisk efterinjektering av schaktbottnar i tunneln.
- Småskalig injektering med polyuretan, som både utfördes systematiskt inom bestämda områden och punktvis i synliga läckage.
- Temporär infiltration och förberedelse för infiltration i områden med större avsänkning av grundvattenytan.

6 TUNNELDRIVNING OCH RÖRELSER

Tunneldrivningen har utförts genom traditionell borrh- och sprängteknik.

Att tunneldrivning under Varbergs centrum skulle bli en utmaning hade projektet kontroll på innan drivningen påbörjades då följande problemställningar varit uppe under projektets inledande fas:

- Delvis liten bergtäckning, ned till 3 m i undersökningarna men som visade sig vara så låg som 1,5 m vid sonderingsborrning i tunneldrivningen.
- Sprick- och svaghetszoner samt sub-horisontella sprickor i berget vilka ligger i samma plan som injekteringsborrningen som ger svårigheter med injektering och därmed tätning av tunneln med inläckage som följd.
- På grund av förekommande låg bergtäckning och flacka zoner som försämrar spårtunnelns stabilitet i tak och anfang förväntades bergklassen vara mycket dåligt till extremt dåligt (Bergklass 5) under vissa riskobjekt.
- Bergsänkor med genomsläppliga jordlager och deformationszoner med stor utbredning vilket lett till att påverkan på grundvattennivån sträcks sig långt utanför tunneln.
- Jordlagren som har en hög finjordsandel (silt och finsand), lös lagringstäthet och varit ensgraderade vilket ökat risken för kompaktering vid vibrationer.



Figur 8. Sektion genom kv Brunnsparcken norra fasad som visar på liten bergtäckning och relativt mäktiga jordlager av störningskänslig jord.

6.1 Sättningar och orsaker

När tunneldrivningen av servicetunneln närmade sig centrala Varberg noterades vibrationsnivåer och sättningar som överskred de uppsatta riktvärden.

Orsaken till sättningar vid tunnelborrning kan bero på flera saker, såsom t ex:

- Rörelser i bergets överyta i samband med sprängning
- Omlagring av jord pga vibrationer
- Sättningar i jordprofilen pga stora grundvattensänkningar
- Urspolning av jordlager pga höga läckageflöden

När sättningar uppstod var det en svår uppgift att bestämma hur stor del av sättningen som orsakats av respektive arbetsmoment eller åtgärd. Av denna anledning tillgreps rimlighetsresonemang för att förklara upphovet till sättningarna.

Projektet utförde tvärvetenskapliga utredningar som berörde geoteknik, berg, och hydrogeologi för att identifiera och följa upp sättningar. Utifrån arbetsordningen kontrollerades löpande uppmätta vibrationsvärden. Vibrationsvärdena jämfördes därefter med uppmätta sättningar. I och med detta fick man en bild av vad som troligen initierade en del av sättningarna. Det gick också att se tydliga kopplingar mellan utförandet av injekteringen och grundvattensänkningen i området. Det beräknades då vilka sättningar som skulle kunna uppstå pga. de uppmätta grundvattensänkningarna. Dessa beräkningar kalibrerades och kontrollerades mot de sättningar som uppstod över tid varvid det gick att härleda sättningar pga. grundvattensänkningen, som blev till följd av att injekteringen inte fyllde ut sprickorna till fullo, och senare också sprängning och uttag av berg. Utöver dessa sättningar kunde även sättningar i bergets överyta registreras i de bergdubbar som installerats innan arbetena påbörjades.

6.2 Arbetssätt i riskområden

I projektet utpekades fyra kvarter som riskobjekt utifrån ovanstående, kv Prosten, kv Brunnsparken, kv Läkaren och kv Gästgivaren. Alla byggnader är klassade som historiska byggnader och är grundlagda direkt i mark, förutom halva kv Läkaren som är pålad.

Inom projektet tillsattes en expertgrupp och en beslutsgrupp. Expertgruppen för att kunna utföra uppföljning och utreda åtgärder för att minska omgivningspåverkan i form av vibrationer, sättningar och grundvattensänkningar. Expertgruppen lämnade förslag på åtgärder till beslutsgruppen som tog beslut om de förslagna åtgärderna utifrån konsekvenser i omgivningspåverkan, tid och kostnader.

Expertgruppen utgjordes av Trafikverksspecialister och Implenias experter, dvs projekterande konsulter, inom berörda områden samt representanter för både Implenias produktionspersonal och Trafikverkets byggplatsuppföljning. Expertgruppen arbetade fram utredningar för alla riskobjektet och tog fram förslag på att införa följande åtgärder.

- Förändrad tunneldrivning genom ändring av sprängplan för uttag av pilot och stross och kortare sprängsalvor
- Förändrad injektering
- Förtätad mätning, kompletterande mätningar
- Inventering, platsbesök och syn
- Översyn och revidering av tidigare satta riktvärden
- Förberedelse och idrifttagande av infiltration.

Beslutsgruppen representerades av Trafikverkets delprojektledare för både berg samt mark, Implenias Blockchef berg, Trafikverkets ansvariga miljö och tillstånd, Implenias ansvariga för tidplan samt projekteringsledning från Implenia.

På detta sätt kunde expertgruppen arbeta fram tekniska åtgärder utan tanke på tids- eller kostnadskonsekvenser. Beslutsgruppen bedömde åtgärdernas tid och kostnadskonsekvens tillsammans i en för projektet gemensam riskanalys. Med detta arbetssätt erhålls ett gemensamt synsätt mellan Trafikverket och Implenia för projektets framdrift och risktagande avseende omgivningen. I och med att dialogen var öppen inom projektet och Trafikverkets ansvariga för miljö och tillstånd var med i processen kunde en direkt och öppen dialog föras med tillsynsmyndigheten.

Följande förändringar och åtgärder beslutades att genomföras.

6.2.1 Förändrad tunneldrivning

Beslut att reducera salvlängden till 3 m (vid behov) tillsammans med sekventiell indelning som innebar att salvan delades upp i till exempel pilot och stross. Detta innebär att en mindre tunnel sprängs först, varefter resten av tunnelarean sprängs ut i sekvenser tills full tunnelarea uppnås.

Beslut om en förändrad tändplan. Tändplanen för en sprängsalva styr i vilken ordning som de olika hålen som är laddade med sprängämne detonerar. Genom att använda sig av elektroniska sprängkapslar kan man på ett noggrant sätt styra salvan så att hålen detonerar i en ordning som gör att den samverkande laddningen blir liten och så att salvan får ett så fritt utslag som möjligt.

6.2.2 Förändrad injektering

Förinjektering anpassades efter de erfarenheter som erhållits i samband med tidigare tätning och påföljande berguttag, speciellt erfarenheter i servicetunneln som drivits tidigare även om detta skett i en bergmassa med större bergtäckning och på så sätt lite annorlunda hydrogeologiska förhållanden. I den mån tätning inte uppnåtts fullt ut med förinjektering infördes komplettering med systematisk efterinjektering. En speciell grupp sammansatt av representanter för entreprenören och byggledningen utarbetade planer för både för- och efterinjektering. Denna grupp hade en dokumenterad strategi för observationer och mätningar, uppföljning och utvärdering. Utvärderingen resulterade i en åtgärd som relaterade till en inläckagebudget.

6.2.3 Förtätad mätning, kompletterande mätningar

I samband med expertgruppens arbete togs beslut om att förtäta antalet dubbar på hus, förtäta mätfrekvensen, installera bergdubb på bergets överyta, installera extensiometrar samt införa fler konvergensmätningar. Man beslutade även att öka mätfrekvensen på grundvattenrör och installerade divers.

Eftersom konvergensmätningar installeras i tunneln efter att det bärande huvudkonstruktionen etablerats fångas enbart kvarstående rörelser till följs av

spänningsomlagring upp. Det visade sig att den största uppmätta rörelsen i berg fångades av bergdubben och visar rörelser i bergets överyta som sker direkt efter uttag av berget.

6.2.4 Inventering, platsbesök och syn

Beslut om att vid överskridande av uppsatta riktvärden genomföra en kontrollsyn till dess att drivning av spårtunneln kopplat till rörelser lämnat kvarteret. Synen utfördes snarast möjligt efter sista salvan i varje sektion/tunnelarea. Synen utfördes av byggnadskonstruktör tillsammans med representant från Trafikverket.

För aktuella fastigheter som klassats som riskobjekt utfördes en ny mer djuplodande inventering som gav bättre underlag för bedömning av byggnadernas känslighet.

6.2.5 Översyn och revidering av tidigare satta riktvärden

Utifrån ovanstående inventering och syner gjordes en revidering av tidigare satta riktvärden utifrån byggnadernas konstruktionsmässiga känslighet för rörelser.

6.2.6 Förberedelse och idrifttagande av infiltration.

Kompletterande grundvattenrör installerades och infiltration startades i kv Brunnsparken och på Torggatan. Infiltration utfördes i direkt närhet till tunnel där avsänkningen var som störst. Effekten på grundvattennivån utvärderades och en tid efter att arbetet med tunneln uttaget och tätningen var klar togs beslut om att avsluta infiltrationen.

7 SUMMERING AV ARBETSSÄTTET MED KONTRAKTSFORMEN TEM

Erfarenheterna från arbete med kontraktsformen TEM, Tidig EntreprenörsMedverkan är efter en tid med inkörningsproblem till största delen positiva:

- Det tar tid att hitta samarbetsformerna och det är viktigt att det ges tid till detta
- Ju längre projekteringen i fas 1 kan drivas innan produktionen i fas 2 påbörjas, ju enklare kommer produktionen att kunna bedrivas
- Samverkan är till stor del personrelaterat och det är viktigt att alla parter är villiga att delta i samverkansarbetet
- Genom att gemensamt ta fram tekniska lösningar känner båda parter ansvar för att utförandet ska bli så bra som möjligt
- När gemensamma krafter arbetat för att hitta rätt väg framåt har det varit relativt smidigt att komma överens i och med att samtliga fokuserat på bästa lösningen och inte den egna plånboken.
- Samverkan börjar i projektledningen och det är viktigt att projektledningen visar vägen i samverkansarbetet för resterande del av projektet
- Hantera teknikfrågorna på en nivå och kostnader respektive tidfrågor på en annan nivå har varit en del av framgången i projektet
- Båda parter måste vara beslutsfärdiga och delegeringen av beslut till lägre nivå underlättar samverkan. Erfarenheten visar att samverkanslösningarna ofta löses nära problemets ursprung redan mellan arbetsledning och BPU:er
- Möjligheten att produktion och projektering arbetar fram lösningar tillsammans ger kortare ledtider och stora möjligheter till att återanvända resurser och material som finns inom projektet.
- Vid prissättning av utförandet av fas 2, i slutskedet på fas 1, är alla inom projektet positiva till att dra igång projektet varför det kan finnas tendenser till att alla håller ner priser, tider o dyl. för att projektet ska få fortsätta. Detta kan rendera i lågt satt riktpreis och för kort tidplan, vilket projektet kan lida av under hela dess utförande och risken är istället att kostnaden blir högre i slutändan än den behövt bli.

8 REFERENSER

1. Trafikverket (2025) Trafikverkets projektsida www.trafikverket.se/vara-projekt/projekt-i-hallands-lan/varbergstunneln/ 2025-02-01
2. Trafikverket (2025) Trafikverket sidan för miljödom Varbergstunneln <https://bransch.trafikverket.se/arkiv/projektdokument/projektdokument/prio-1/dokument37/miljodomsansokan/> 2025-02-01

MARKFRYSNING OCH GRUNDFÖRSTÄRKNING MED JETINJEKTERING – STUREGALLERIAN

Servetto, Andrea ^A, Tvrdek, Robin ^A, Christoph Haidenthaller ^B

^A *Sweco Sverige AB*

^B *Züblin Scandinavia AB*

SAMMANFATTNING

Projektet Kv. Sperlingens Backe i Stockholms innerstad innefattar komplexa geotekniska och hydrogeologiska utmaningar, särskilt på grund av närheten till befintlig bebyggelse med "känsliga" grundläggningsförhållanden med bland annat träpålar. Det temporära byggskedet ställer krav på att minimera avsänkning av grundvatten, samtidigt som det finns vattenförande sprickor och bankningsplan i berget som behöver tätas. Medan det är viktigt att förhindra dämning i det permanenta skedet. I kvarteret finns en blandning av olika grundläggningstekniker och grundläggningsrester, vilket gör installation av traditionell tätspont eller borrade RD-väggar problematiskt. För att upprätthålla de hårda kraven i miljödomen med hänsyn till grundvattenpåverkan utfördes en tät berlinspont med utfackning av frysning. Valet av berlinspont minskar risken för krockar under produktionen och minskar även mängden stål som krävs, tack vare den ökade tryckhållfastheten i jorden vid frysning.

För att göra detta möjligt behövdes tre hus grundförstärkas med hjälp av jetinjektering, en ovanlig metod i Sverige som lämpar sig optimalt vid tuffa tidplaner och känsliga miljö.

SUMMARY

The project Kv. Sperlingens Backe in central Stockholm involves complex geotechnical and hydrogeological challenges, particularly due to the proximity to existing buildings with 'sensitive' foundation conditions, including wooden piles. The temporary construction phase requires minimizing groundwater lowering, while there are also water-bearing fractures and drainage plans in the rock that need to be sealed. It is important to prevent damming during the permanent phase. Within the block, which is over 130 years old, there is a mix of different foundation techniques and remnants, making the installation of traditional tight sheet piling or drilled RD walls problematic. To meet the stringent requirements of the environmental permit regarding groundwater impact, a tight Berliner wall was constructed with the aid of freezing. The choice of the Berliner wall reduces the risk of collisions during production and decreases the amount of steel required, thanks to the increased compressive strength of the soil when frozen.

To make this possible, three buildings needed foundation reinforcement, carried out using jet grouting underpinning, an uncommon method for foundation reinforcement in Sweden that is optimally applicable under tight schedules and in sensitive environments.

1 INLEDNING

Kvarteret Sperlingens Backe, även känt som Sturekvarteret genomgår en omfattande totalrenovering för att modernisera de gamla lokalerna, byggda under 1900-talet. Renoveringen inkluderar att skapa tydligare kommunikationsvägar inom kvarteret och förbättrade kopplingar samt tillgänglighet till tunnelbanan.

Det omfattande arbetet har utförts i flera etapper som kallas Preworks och Mainworks. Byggherren Sturegallerian AB, i samarbete med TAM Group AB, grundförstärkte ett antal byggnader i kvarteret i Pre Works med hjälp av jetinjektering. Arbetet projekterades av Sweco Sverige AB och utfördes av Züblin Scandinavia AB under år 2021 och 2022. Inom denna del utfördes även ett par sponter som sedan skulle användas i Main Works.

Det stora ny- och ombyggnadsprojektet, kallat Mainworks, inleddes med den södra etappen som startade 2023 och planeras att vara färdig 2026. Projektet tilldelades Peab Sverige AB och projekteras av Sweco Sverige AB med Züblin Scandinavia AB som underentreprenör för alla mark- och grundläggningsarbeten, se Figur 1 för placering.



Figur 1 – Översikt över ombyggnadsområdet markerat i rött (byggnad 51a och b, 52, 31a och b, 41, 42).

Mainworks omfattar komplexa grundläggningsarbeten med djupa jord- och bergschakt under grundvattennivån (max. cirka 9 meter under befintligt källargolv) precis intill befintliga byggnader samt uppförandet av nya byggnader. Logistik och noggrann planering är avgörande för projektets framgång, och inget får lämnas åt slumpen.

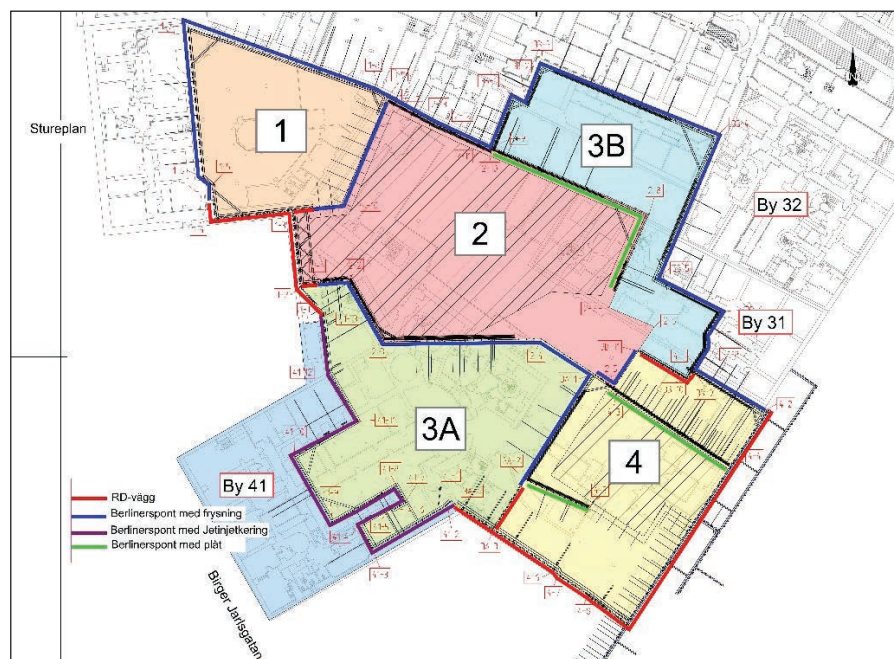
I denna artikel presenteras utförandet av grundförstärkningen med jetinjektering och berlinaerspont i kombination med frysning.

2 PROJEKTBESKRIVNING

För att driva arbetet på ett tidseffektivt sätt i produktion behövde Mainworks delas upp i 5 etapper, se Figur 2.

Inom område 1, 2, 3B och 4 revs befintliga byggnader helt. Tungrivning påbörjades i område 1 och allt eftersom den fortlöpte ut mot område 2 påbörjades spontinstallation i område 1. När schakt och grundläggning var utförd i ett område påbörjades sedan platsgjutning och stomresning.

Inom området ägs de flesta, utom två, av de intilliggande byggnaderna av byggherren. Grundläggningen för byggnaderna runt schakten varierar och utgörs av bland annat kallmurar på friktionsjord/berg, stålkärnepålar och träpålar. De byggnader som inte ägs av byggherren är grundlagda på träpålar. För att möjliggöra schakt i Mainworks och med hänsyn till nya lastplaner grundförstärktes därför tre byggnader som var grundlagda på träpålar, By 31, By 32 och By 41 i Preworks, se Figur 2.



Figur 2 – Indelning av arbetsområden 1 till och med 4 samt läge för de grundförstärkta byggnaderna 31, 32 och 41 i Kv. Sperlingens Backe. De skrafferade ytorna i Område 2 och 4 visar utförda bergschakt.

Med hänsyn till befintlig grundläggning, fri höjd och olika entreprenader har olika typ av stödkonstruktion valts i området. Huvudsakligen har berlinerspont med utfackning av fryst jord valts som sponttyp (mer om det senare). Dock har en traditionell RD-vägg installerats vid de två byggnader på träpålar då frysning anses kunna skada befintlig grundläggning. Utöver detta har en spont som installerades i befintlig källare, under Preworks, utförts som en berlinerspont med jetinjektering som utfackning.

3 GEOTEKNISKA FÖRUTSÄTTNINGAR

Området kännetecknas av en varierande geologi. Där jordlagerföljden i den östra delen av området huvudsakligen utgörs av fyllning, lös lera och friktionsjord ovan berg. Ut mot väster och Stureplan ansluter området till utkanten av Brunkebergsåsen, en rullstensås. Jorddjupen, från befintligt källargolv, varierar mellan cirka 2 till 10 meter inom större delen av området och ökar kraftigt ut mot Brunkebergsåsen med jorddjup på upp mot 30 meter.

Fyllningen består huvudsakligen av sand, grus och rester från äldre grundläggning, samt block med en varierande mäktighet. Den lösa leran varierar i mäktighet från cirka 1 till 8 meter och är ställvis sulfidfläckig och sandig. Lerans karakteristiska skjuvhållfasthet varierar mellan cirka 17 och 22 kPa. Friktionsjorden består av sand och silt och innehåller mycket sten och block. Lagret varierar också kraftigt i mäktighet, från cirka 0,2 upp till 5 meter där lagringstätheten varierar mot djupet från låg till medelhög närmast berget.

Kärnprovtagning som har utförts i området visar att sprickfrekvensen är högre i de översta metrarna av bergprofilen. Vattenförlustmätningar indikerar att sprickorna i den övre delen av berget är öppna och troligtvis är i kontakt med de ovanliggande jordlagren.

4 PRE-WORKS

4.1 Grundförstärkning med jetinjektering

Från början planerades grundförstärkningen med en traditionell metod, med borrarade stålspålar, avväxlande okbalkar och nischer i kallmurar. En metod som dock tar relativt lång tid att utföra. För att minska ingreppen i byggnaden och snabba på utförandet byttes metod till jetinjektering. I denna artikel beskrivs utförandet med fokus på produktion, för en mer ingående beskrivning av projektet hänvisas till Tvrdek et. al (2023).

Metoden med jetinjektering är generellt skonsam mot omgivningen, vilket minimerar påverkan i form av vibrationer, buller och grundvattenpåverkan vilket är viktigt i stadsmiljö, speciellt för detta projekt. Givetvis finns det aspekter som t.ex. permeabla lager där returflöde kan försvinna och befintlig grundläggning som måste beaktas.

4.2 Förberedande arbete

För att komma igång med produktion behövde ett antal förberedande arbeten utföras. Först installerades ett antal propelare för att säkerställa att receptet med flöde, tryck, lyfthastighet, VCT etc, gav den dimension och hållfasthet som behövs.

Efter det utfördes övriga arbeten, där By 31 krävde extra förarbete. Byggnaden var grundlagd på träpålar under kallmurar som visade sig vara av varierande kvalitet och inte tillräckligt stabila. För att öka hållfastheten, förbättra lastfördelningen, minska påverkan på omgivningen och underlätta håltagningen genom dessa murar genomfördes en lågtrycksinjektering av murarna före jetinjekteringen. Lågtrycksinjekteringen hjälpte även till att förhindra att returflödet från jetinjekteringen försvann okontrollerat på grund av hålrummen i murarna.

I byggnaden var även den låga takhöjden en utmaning som krävde schakt och kapning av utstickande delar av kallmurar, se Figur 3.



Figur 3 – Till vänster visas hur kallmuraren i BY31 stack ut vilket var ett problem för maskinen. Till höger efter kapning med diamantsåg.

4.3 Produktion

Jetinjekteringen genomfördes från golvyta i befintlig källare genom förborrade hål i befintliga fundament. Det minimerar skador och möjliggör arbete nära hinder utan djupa schakt och på så sätt hålls även arbetet ovan grundvattennivån samt att jetstrålen är på ett säkert avstånd under marken.

Maskinerna behövde en fri höjd på ca 2,5 m vid installation av vertikala jetpelare. Eftersom höjden i källarna var begränsad, sågades en ca 70 cm bred slits upp i golvet närmst väggarna och schaktades ur.

En av de viktigaste aspekterna för att undvika skador på grund av underminering var produktionsordningen, vilket krävde noggranna maskinflyttningar och välplanerade förberedelser såsom sekvens, håltagning och ledningsomläggning för att säkerställa tillgång till olika delar av byggnaderna som var i bruk under utförandet.



Figur 4 – Comacchio MC 3D, står redo för tillverkning av jetpelare. Observera diket längs fundament för lättare hantering av returflöde.

Rörelser och vibrationer i både intilliggande och aktuella byggnader övervakades före, under och efter produktion för att kontrollera hur omgivningen påverkades. Under produktion utfördes framför allt två typer av kontroller av vertikala rörelser:

- En kontinuerlig övervakning med hjälp av ett lasersystem för att övervaka påverkan i realtid och undvika att skadliga rörelser upptäcktes först efteråt, vilket kan leda till betydande skador.
- Mätning på installerade sättningsdubbar installerade på väggar och pelare i sådan utsträckning att byggnaderna kunde kontrolleras oavsett var jetpelarna utfördes.

Jetpelare, både provpelare och produktionspelare har även kontrollerats avseende den uppnådda tryckhållfastheten och E-modulen genom analys på upptagna kärnor för att validera kvalitet och egenskaper. Vid inledning observerades, i vissa kärnor, stora mängder träflisor som eroderades från träpålar och blandades in i jetpelare. Vilket ledde till justeringar i processparametrar och utförande för att öka spolning av dessa i returflödet. De uppmätta enaxliga tryckhållfastheterna i kärnorna från produktionspelarna varierade mellan cirka 3 och 18 MPa, med ett genomsnitt på cirka 6 MPa, vilka uppfyller kravställda egenskaper vid design.

Trots fördelarna finns det även nackdelar med jetinjektering. Det krävs relativt stora etableringsytor för fabriken och silos, vilket har varit en stor utmaning i vårt fall och krävde en fantasifull lösning in i kvarteret, se Figur 5. Hantering av returflöde har också varit en utmaning pga begränsade tillgängliga ytor. Detta löstes med

uppsamling av returflöde i separata container och daglig borttransport med lastbilar. Dessutom är vatten- och cementåtgången stor.



Figur 5 – Moment när fabriken placeras i läge för lansering in i byggnaden där öppningen i golv utfördes för att ställa fabriken i slutligt läge på källargolv.

Produktionssiffror

- By 41 – Pågick augusti 2021 till början på mars 2022. Totalt utfördes ca 370 pelare med en total längd på ca 3100 m. Byggnadsarea 1400 m².
- By 31 – Pågick oktober till december 2021. Ca 175 jetpelare med en totallängd på ca 920 m. Byggnadsarea 310 m².
- By 32 – Pågick september 2021 till januari 2022. Ca 150 jetpelare med en totallängd på ca 720m. Byggnadsarea 460 m². Maskin flyttade mellan byggnader under perioden.
- Utöver detta utfördes propelare och kärnprovtagning.

4.4 Kontroll av jetpelarens hållfasthets inför frysning

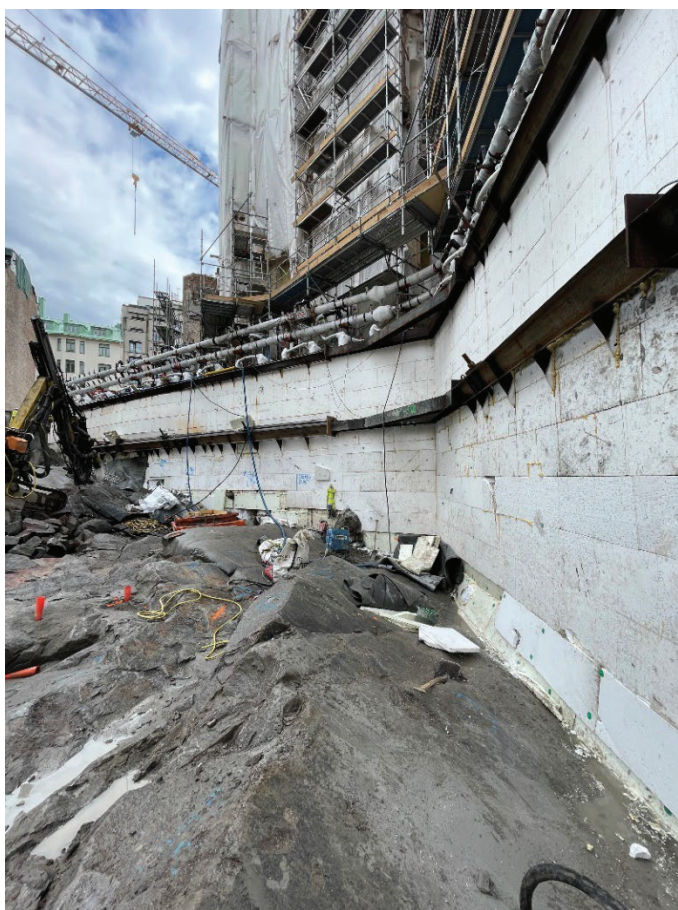
Vid en senare tidpunkt under projekteringen av stödkonstruktioner för så kallad Mainworks har nya kärnprov tagits för att analysera påverkan på jetinjektering med avseende på frysning. Syftet var att jämföra tryckhållfastheten hos urborrade kärnor i tre olika tillstånd: ofrusen, frusen och tinad. Detta gjordes för att undersöka om frysning kunde genomföras i närheten av de grundförstärkta byggnaderna. Resultaten visade en viss reduktion av hållfastheten i de tinade proverna, cirka 20%, men värdena var fortfarande betydligt högre än de krav som ställts för grundförstärkningen.

5 FRYSNING

Innerstadsprojekt som Kv. Sperlingens Backe, där schakt utförs i direkt anslutning till befintlig bebyggelse och med komplexa geotekniska- samt hydrogeologiska förhållanden medför många utmaningar. Så vad var egentligen grunden till att en berlinerspont med utfackning av frysning valdes?

De huvudsakliga motiven var de hårda kraven i miljödomen avseende grundvattenpåverkan i närområdet. Både avsänkning i det temporära byggskedet på grund av den känsliga grundläggningen med träpålar i närliggande byggnader, samt permanent grundvattendämning.

I berg finns det även flera stora, vattenförande sprickor och bankningsplan som delvis är fyllda med finsand och silt som var viktiga att få täta. Speciellt med tanke på den närliggande Brunkebergsåsen. Detta kan vara en utmaning med traditionell ridå-/botteninjektering med cementbaserade injekteringsmedel. Här ersatte frysningen traditionell ridåinjektering och utfördes till 10 m under schaktbotten.



Figur 6 - Bild på isolerad frysspont i Område 2, schaktdjup ca 8 m till berg.

Inom kvarteret, som är mer 130 år gammalt, har byggnaderna byggts om, renoverats, grundförstärkts och rivits genom åren. Det medför att det finns allt från kallmurar,

trä-, betong- och stålplastpålar, kvarlämnande sponter samt armerade och oarmerade fundament inom området. Hinder i mark som gör det svårt att installera en traditionell tätspont eller borra kontinuerliga RD-väggar utan att stöta på problem.

Utöver att minska risken för krockar och luckor i den täta sponten under produktion så minskar även lösningen med frysning mängden stål avsevärt. Dels på grund av att användandet av berlinerspont möjliggörs och dels på grund av att den enaxliga tryckhållfastheten i jorden ökar kraftigt när den fryser.

5.1 Grundläggande frysning

Artificiell frysning av jord utförs i detta projekt med ett kylsystem med cirkulerande vätska, som avkyls i en konventionell mekanisk kylanläggning. Kylsystemet utgörs av en ”tvåstegs” anläggning med en primär kylslinga i själva kylaggregatet. I denna slinga finns också en kondensator som använder vatten eller luft för borttransport av värme.



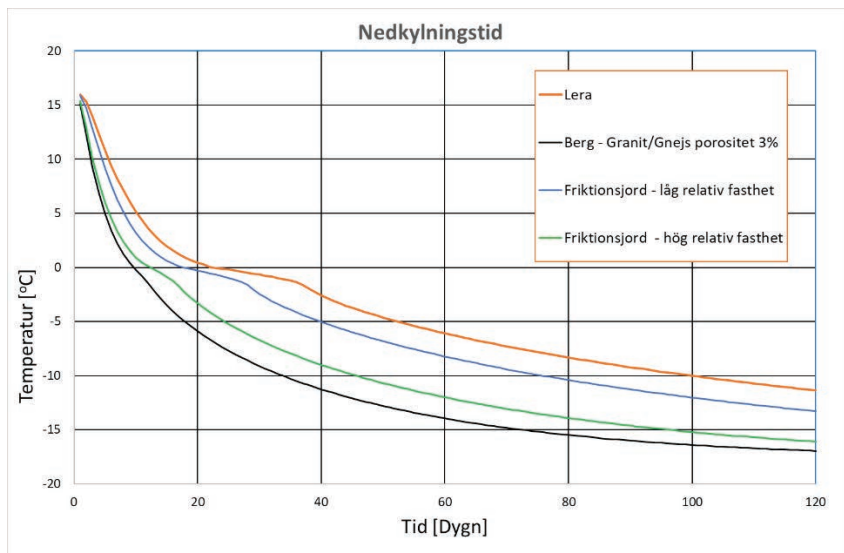
Figur 7 – I bilden pågår schakt, fräsning av fryst jord innanför spont och isolering i Område 1. Ovanför spont syns matarledningarna och inkopplingen till frysrören.

Därtill finns även en sekundär slinga, vilken innehåller kylvätskan som cirkulerar i frysrören. I dessa tas värmen upp från jorden, varefter vätskan avkyls i

värmeväxlaren. I denna slinga utnyttjas en lösning med NaCl och benämns som brine. Temperaturer ned till -35 C kan åstadkommas (varierar något mellan system). Frystiden för denna metod är veckor eller månader beroende på frysrörsdiametrar och avstånd mellan frysrören. Metodens stora fördelar är att frysförloppet är enkelt att kontrollera och att utrustningen är billig i drift under långa tidsperioder.

Vid dimensionering av en frysriddå måste hänsyn till bland annat följande tas:

- Jordens termiska egenskaper (vattenhalten och porositet är en viktig faktor).
- Tillgänglig tid för nedfrysning (bestämmer kylrörsdiameter och avstånd mellan kylrör).
- Grundvattenflödets hastighet samt dess salthalt.
- Bedömning av markrörelser och tryckökning till följd av frys- och den tinande processen.
- Utrymme för kylanläggning, vatten- och elförsörjning.

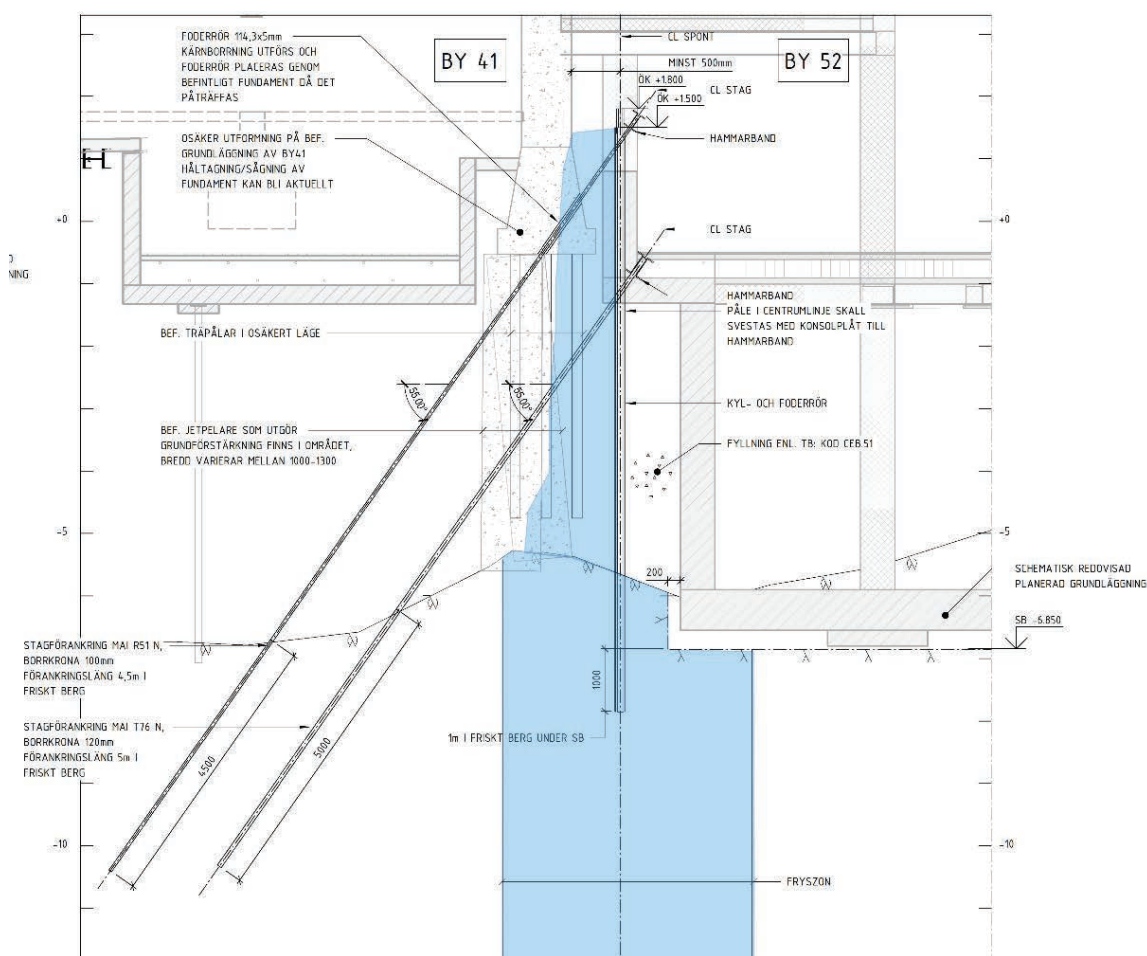


Figur 8 – Nedkylningstid i olika jord- och bergtyper i projektet Kv. Sperlingens Backe.

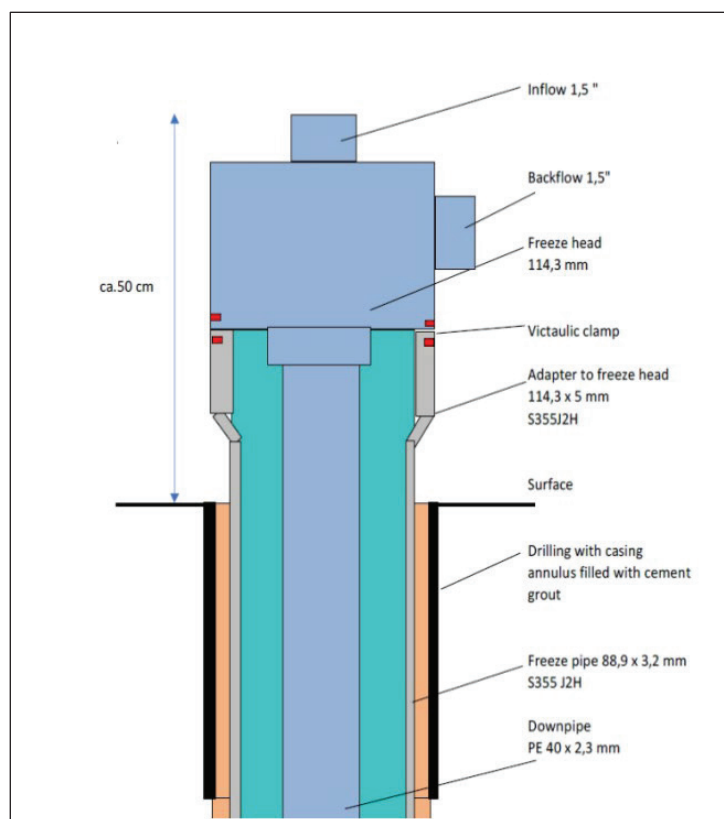


Figur 9 – Kylaggregaten (3 x 220 kW) installerades i mycket trånga utrymmen i By 41, ett stort kyltorn (1 x 1 MW) placerades utomhus på Birger Jarlsgatan.

Vid installation av kylrör i jord borras först ett foderrör, Φ 139,7 mm, 1 m in i berg. Efter installation utförs underborrning i berg och ett slutet stålrör installeras inuti hålet ned till erforderligt djup, se Figur 10. I stålröret installeras sedan plastslangar Φ 40 mm genom vilka ett kylmedium cirkuleras, se Figur 11. Stryp och avstängningsventil monteras på grupper av tilllopps- och retur slang för att ett kylrör ska kunna stängas och kopplas bort om läckage eller skada inträffar. Genom strypventilen ska flödet genom varje kylgrupp kunna regleras. Matar- och returledning till kylmaskinen förläggs längs sponten.



Figur 10 - Typsektion för frysning. Notera att figur visar byggnader vid färdig utförande.



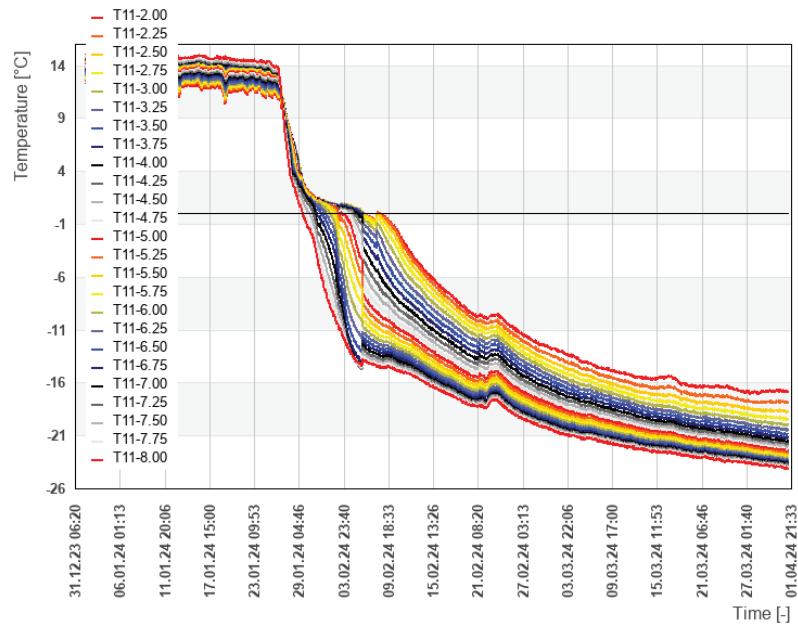
Figur 11 – Sektionssnitt av fryshuvudet (freezing head)

5.2 Monitorering i produktion

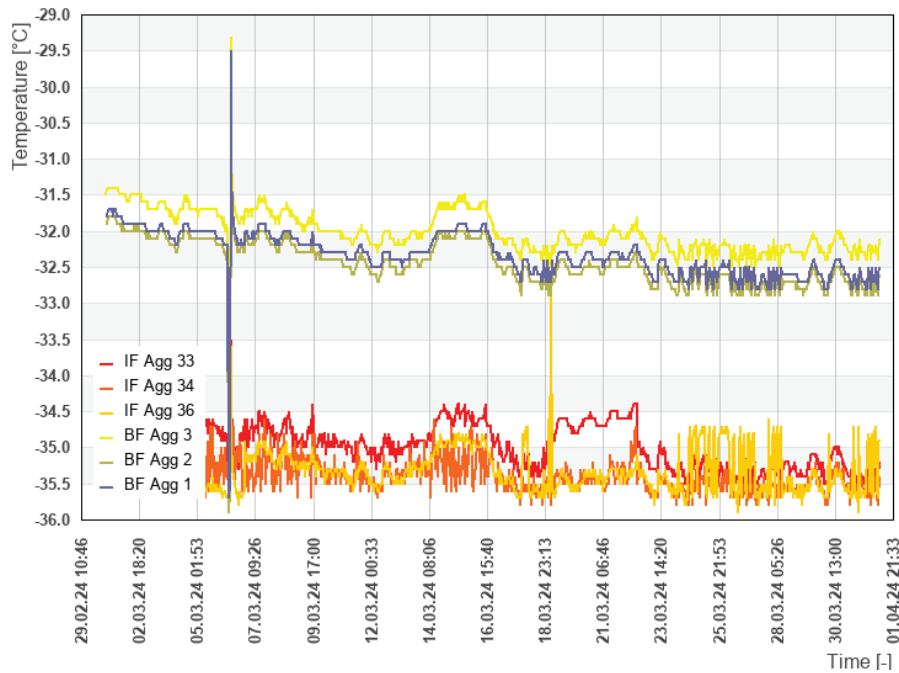
Under projektets gång har det varit viktigt att säkerställa att beräkningsmodellerna fungerar som tänkt. Därför har rörelser i spont och byggnader monitorerats med hjälp av prismor, temperatur i fryskroppen med temperaturgivare, ut- och återledningstemperatur på brine och snittkrafter med stagkraftsgivare med mera.

5.2.1 Kontroll av temperatur

För att övervaka temperaturutvecklingen under nedkylningen och kontinuerligt följa temperaturen under hela schaktarbetet har ett antal temperaturmätningar installerats. På grund av platsbrist placerades givarna 250 mm bakom spontlinjen mellan två kylrör med ca 10 m avstånd runt om hela schaktet. Avståndet är valt med hänsyn till tätning och att valvverkan skall uppstå mellan foderören. På strategiska punkter har givare även placerats på andra avstånd, t.ex. 1, 4 och 8 m från spontlinjen.



Figur 12 – Temperaturutveckling vid nedkylning registrerat i ett av installerade temp-rör. Alla data hanteras via projektportal.



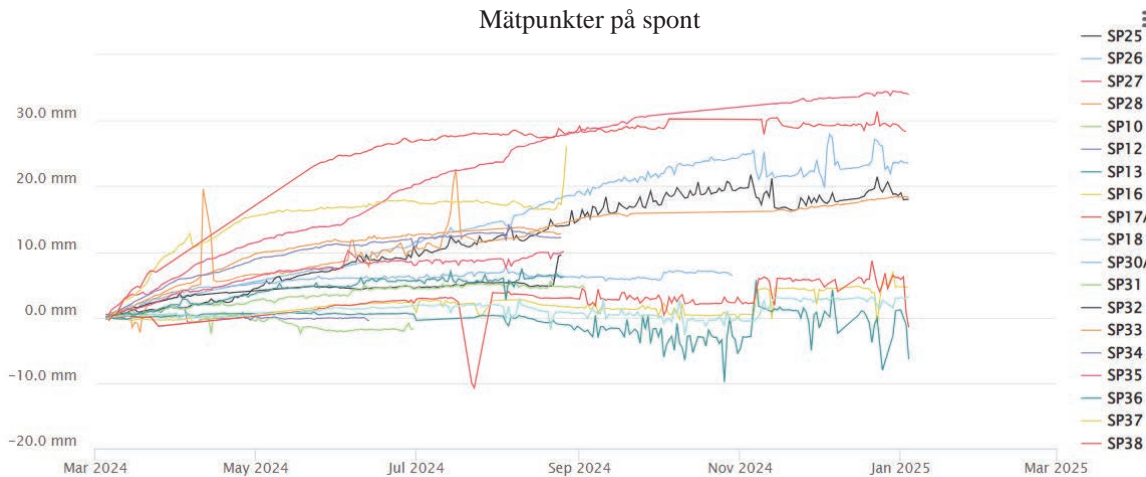
Figur 13 – Brine temperatur. IF utgående brine från kylaggregat. BF retur brine till kylaggregat efter ett helt varv i spont-systemet.

5.3 Rörelser

I Figur 14 presenteras mätdata för horisontella rörelser på hammarbandsnivån runt om i schaktet. Data är hämtad från det automatiska mätsystemet och som syns är rörelserna generellt små och stämmer väl överens med prognoserna. Det finns dock ett fåtal punkter, SP25-28, där deformationerna är större än förväntat. Dessa punkter

ligger alla i ett område där befintliga träpålar drogs upp före installation av sponten. Varpå sidomotståndet i jorden försämrades och därmed ökade också deformationerna i detta område.

Mätnoggrannheten i de automatiska mätningarna är ibland lägre än förväntat, vilket bland annat beror på att det är en trång arbetsplats där prismorna stundtals blir skynda. Detta har dock kontrollmätts manuellt vid tveksamheter.



Figur 14 – Horisontella rörelser (vinkelrätt mot spontlinjen) runt om i kvarteret. Det kan noteras att mätnoggrannheten är något större än önskvärt pga. den trånga arbetsplatsen där punkter stundtals blir dolda för den automatiska mätstationen. De punkter där mätdata tar slut under sommaren har avslutats vid samma tidpunkt.

5.4 Stagkraftsgivare

I projektet fanns det en tanke om att den frysta jorden och risk för tjälning samt en expanderade fryskropp skulle kunna leda till ökade stagkrafter varvid flera stagkraftsgivare monterades. Resultaten visar att samtliga stagkraftsgivare, oavsett om de monterades på hammarbandsnivå 1 eller 2 och vilken förspänningslast som användes, har visat konstanta värden över tid.

6 ERFARENHETER

Det här speciella projektet i Stockholms innerstad har bjudit på en hel del erfarenheter, både förväntade och några oväntade. Här är några av dem:

- Rörelser orsakade av installation av jetpelare stämde väl överens med förväntade rörelser och val av produktionsordning för pelarna är avgörande. Utförs flera pelare intill varandra under samma dag risker delar av grundläggningen att undermineras.
- Kontroll av jetpelarnas lutning medförde att en mer ingående analys av grundläggningens beteende kunde utföras vid behov.

- Kärnborrning genom de tjocka befintliga kallmurarna kan vara utmanande och tidskrävande, beroende på kvaliteten på muren. Block kan lossna och/eller rotera och skada kronor och foderrör. Lågtrycksinjektering med cement före kärnborrning minskar avsevärt dessa problem.
- Mätning av temperaturutveckling och fryskroppens storlek stämmer väl överens med prognoser och beräkningar. Undantag utgjorde en del av området som påverkades av yttre faktorer där det tog längre tid att frysa ihop.
- Provpumpningar som utförde inom projektet visade att konstruktion i princip blir så tät som det kan bli med i princip ingen omgivningspåverkan avseende grundvattensänkning. Någon som även stämde under schakt där det enbart pumpades ett fåtal liter om dagen på sin höjd. I de områden med andra typer av spontkonstruktioner än frysning har omgivningspåverkan varit större.
- Flera bankningsplan och krosszoner i berg medförde att det tog tid att installera kylrören inuti foderrören då hålen rasade igen. Och det krävdes en del injektering. Vid liknande förhållanden hade det varit en fördel att installera foderrören till fullt djup för att spara produktionstid.
- Det är möjligt att installera stag genom fryskroppen under grundvattenytan utan större problem med inläckage som medför att fryskroppen tinar. I projektet utfördes det upp till ca 3 m under grundvattenytan.
- Inte oväntat är tidsaspekten för frysning avgörande både för schaktstart och hur stor fryskroppen växer sig under tiden. Något som medför att en förlängd produktionstidplan medför att fryskroppen kan behöva monitoreras i större utsträckning.
- Att fräsa bort den frysta jorden på insidan av schakten var ibland väldigt tidskrävande då jorden var väldigt hård. Speciellt om det gick längre tid än planerat från det att frysning startades.

Kv. Sperlingens Backe är ett komplext projekt med många utmaningar, både projekteringsmässigt och i produktion. Trots en hel del utmaningar har arbetet fortlöpt bra. För att lyckas krävdes ett mycket tätt samarbete mellan Tam Group, Peab, Züblin och Sweco. Frysning har varit en lyckad lösning, framför allt med hänsyn till grundvattenpåverkan i omgivningen som i princip har varit noll. När ombyggnaden av Sturegallerian är färdig kommer den kunna njutas under många år framöver.

7 REFERENSER

Tvrdek, R., Servetto, A., Karawajczyk, E., Fredriksson, A., 2023. *Unik Grundförstärkning med jetinjektering i stadsmiljö - Kv. Sperlingens Backe*. Bygg och Teknik Nr 1, 2023, s 8-15.

HÅLLBAR MARKFÖRSTÄRKNING MED MULTICEMPELARE: EN FALLSTUDIE FRÅN MARGRETELUND

Oscar Ögren^A

^A **NCC Sverige AB**

SAMMANFATTNING

Inom projektet för anläggning av ÖVAR – Nytt reningsverk i Margretelund, Österåkers kommun, ska en ny reningsanläggning uppföras med minimal påverkan på närmiljön. För att den nya anläggningen ska smälta in i omgivningen, kommer den att täckas med jord och en park anläggas på taket. Detta innebär en uppfyllnad på upp till cirka 10 meter. Jordprofilen består av 2-3 meter fyllningsmassor följt av lös lera med en odränerad skjuvhållfasthet (c_u) på cirka 13-15 kPa och en mäktighet på 4-6 meter ovanpå cirka 3-5 meter siltig sand.

För att säkerställa stabiliteten vid uppfyllnaden har marken förstärkts genom djupstabilisering med inblandningspelare av bindemedlet Multicem, en klimatförbättrad version av traditionella kalkcementpelare. Om den vertikala tillåtna belastningen i pelarna skulle begränsas enligt TRVInfra-00230 utan särskild utredning (80 kPa), skulle cirka 11 000 m³ lättfyllning krävas som del av uppfyllnaden. En detaljerad studie genomfördes för att verifiera att pelarna klarar av den höga slänten. Finita element-beräkningar utfördes i Plaxis för att studera valvverkan mellan pelarlameller samt deformationsförlopp efter påförd uppfyllnad.

Beräkningarna visade att stabiliteten kan uppnås med normala begränsningar på pelarmaterialet för pelarrader i skivverkan, men att högre hållfasthets- och styvhetsvärden behövdes för deformationer och tillåten vertikal belastning än de normala begränsningarna i TRVInfra-00230. Det fastställdes att pelare i fält behövde verifieras för $c_u = 210$ kPa för att få en acceptabel deformationsprognos samt för att begränsa risken att spänningen i pelarna närmar sig brottspänning.

Pelarsonderingar visade på odränerad skjuvhållfasthet mellan 200-400 kPa efter 28 dygn. Utvalda pelare schaktades fram efter cirka 100 dagars härdningstid och blockprover togs för att utföra triaxialförsök på laboratorium.

Utförda triaxialförsök bekräftade att högre hållfasthet och framför allt högre styvhet kunde nyttjas för pelarmaterialet.

Genom att utnyttja en större del av pelarnas hållfasthet kan den stora bankfyllnaden hanteras av enbart pelarlameller med en täckningsgrad på cirka 40%, och deformationerna begränsas till mellan 8 och 15 cm. Genom den detaljerade utredningen kunde den stora mängden lättfyllning undvikas och mängden pelare optimeras.

SUMMARY

As part of the project for the construction of ÖVAR – New Treatment Plant in Margretelund, Österåker Municipality, a new treatment facility will be established with minimal impact on the surrounding environment. To ensure the new facility blends into the surroundings, it will be covered with soil and a park will be created on the roof. This results in a fill of up to approximately 10 meters. The soil profile consists of 2-3 meters of fill material followed by soft clay with a shear strength (c_u) of approximately 13-15 kPa and a thickness of 4-6 meters above approximately 3-5 meters of silty sand.

To safely perform the fill, the ground was reinforced through deep stabilization with mixing columns using the binder Multicem, a climate-improved version of traditional lime-cement columns. If the vertical allowable load in the columns were to be limited according to TRVInfra-00230 without special investigation (80 kPa), approximately 11,000 m³ of lightweight fill would be required as part of the fill. A detailed study was conducted to verify that the columns can handle the high slope. Finite element calculations were performed in Plaxis to study the arching effect between column rows and the deformation process after the fill was applied.

The calculations showed that stability can be achieved with normal limitations on the column material for overlapping column rows, but higher strength and stiffness values were needed for deformations and allowable vertical load than the normal limitations in TRVInfra-00230. It was determined that columns in the field needed to be verified for $c_u = 210$ kPa to obtain an acceptable deformation prognosis and to limit the risk of stress in the columns approaching the breaking stress.

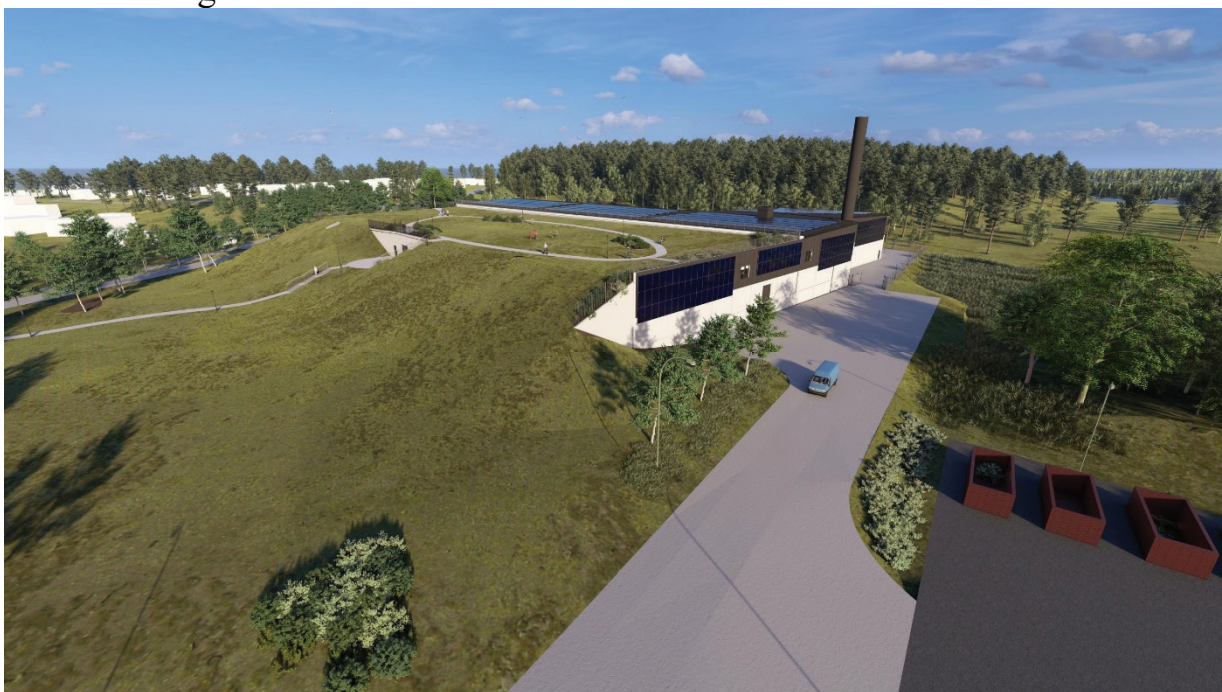
Column soundings showed undrained shear strength between 200-400 kPa after 28 days. Selected columns were excavated after approximately 100 days of curing time and block samples were taken for triaxial testing in the laboratory. The triaxial tests confirmed that higher strength and especially higher stiffness could be utilized for the column material.

By utilizing a larger portion of the columns' strength, the large embankment fill can be managed by overlapping column rows alone with a coverage rate of approximately 40%, and deformations limited to between 8 and 15 cm. Through the detailed investigation, the large amount of lightweight fill could be avoided and the number of stabilized columns optimized.

1 BAKGRUND

I Österåkers kommun i norra delen av Stockholmsregionen ska ett nytt, modernt avloppsreningsverk anläggas för att möta framtida ökade reningsbehov och bidra till en hållbar reningsprocess. Det nya verket kommer ha en kapacitet på 57 000 pe (personekvivalenter) med möjliga utbyggnadsmöjligheter upp till 125 000 pe (Roslagsvatten, 2024).

För att öppna upp miljön runt reningsverket ska processbyggnad motfyllas och en park anläggas på taket av byggnaden. Förutom att öppna upp närmiljön döljer uppfyllnaden/parken den stora betongbyggnaden och anläggningen smälter bättre in i naturen. Slänten mot byggnaden blir som mest 10 m hög med släntlutning mellan 1:1,6 – 1:2,5. En visionsbild över färdig anläggning redovisas i figur 1 nedan.

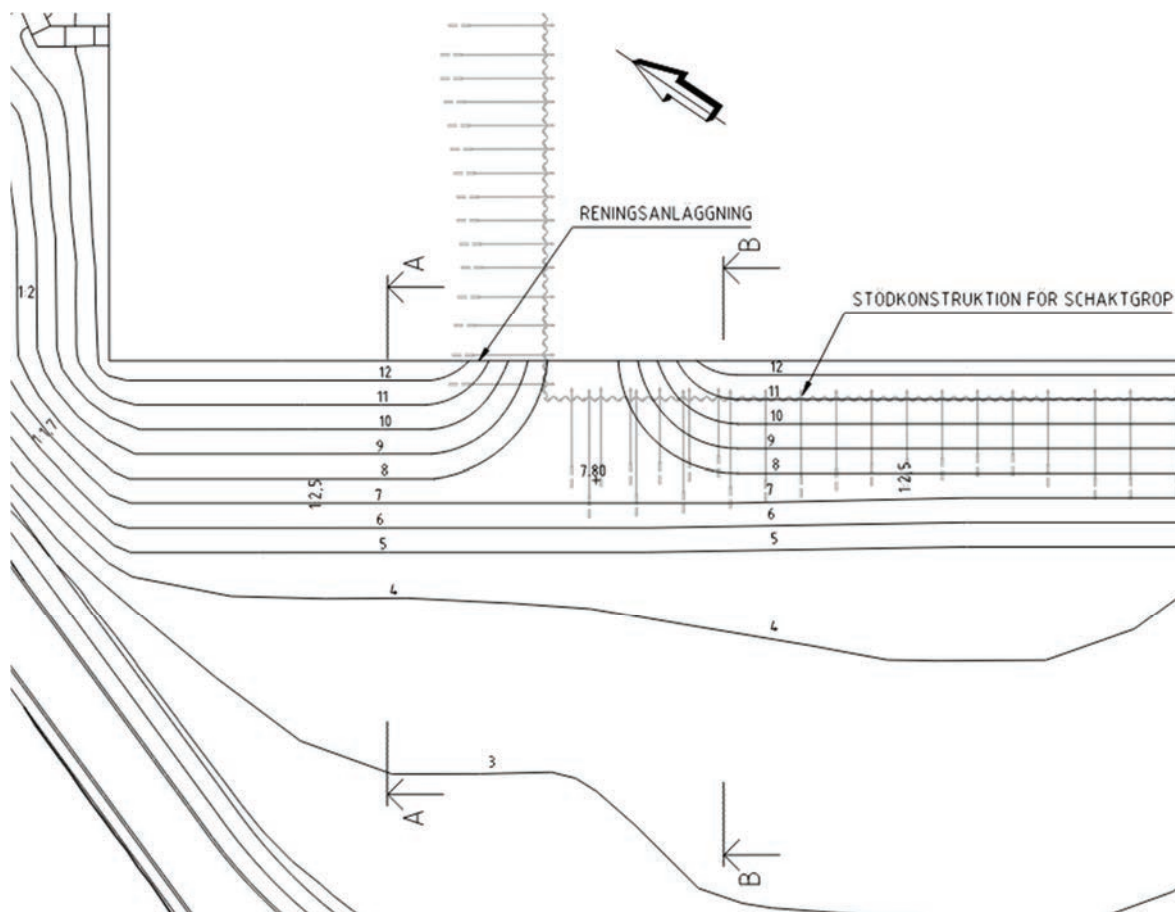


Figur 1 Visionsbild över planerad reningsanläggning och park.

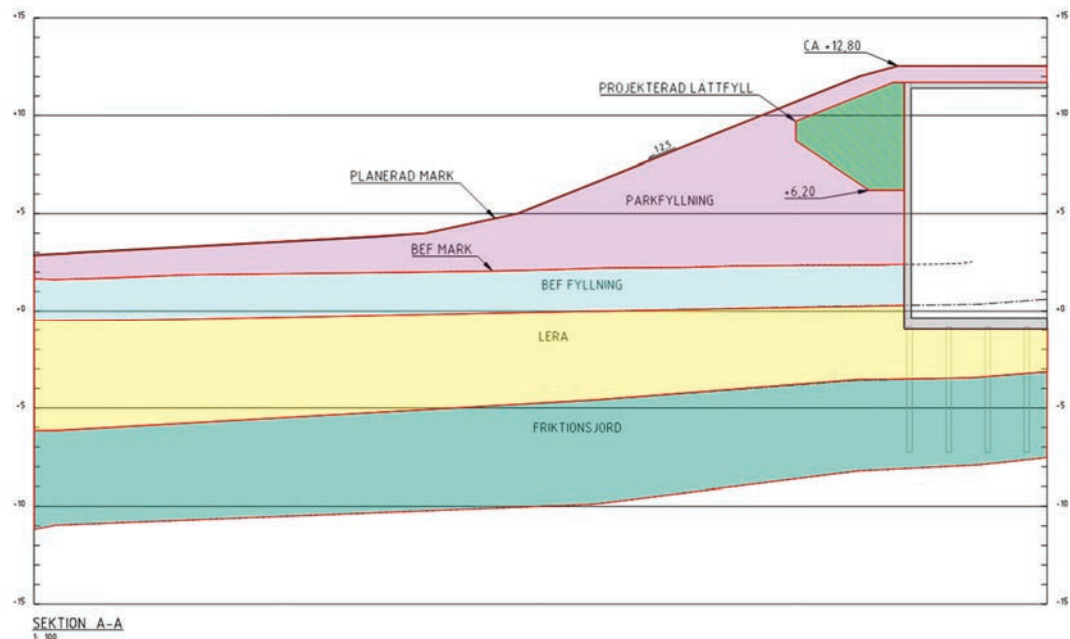
2 PLANERAD KONSTRUKTION

Uppfyllnaden utförs på två av fyra sidor av reningsanläggningen. För att hantera horisontellt jordtryck mot byggnaden ska en viss mängd av

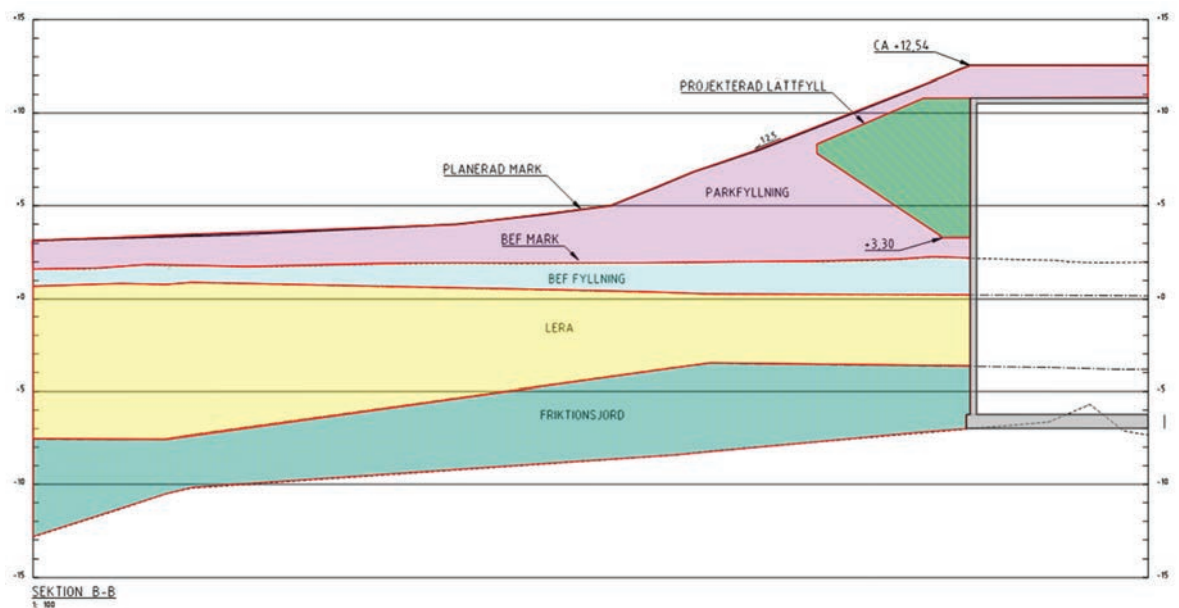
uppfyllnaden närmast byggnaden utföras med lättfyllning som kan ses i sektionsskisser i figur 3 och 4. Slänten som byggs upp täcker än yta på ca 3500 m². Krönet på uppfyllnaden ligger kring nivå +12,50 till +13, befintlig markyta i området ligger mellan ca +1,5 till +2,5 och utformningen på slänten redovisas i figur 2,3 och 4 nedan.



Figur 2 Översikt över parkuppfyllnad mot sida där lös lera förekommer.



Figur 3 Sektion A genom slänt.



Figur 4 Sektion B genom slänt

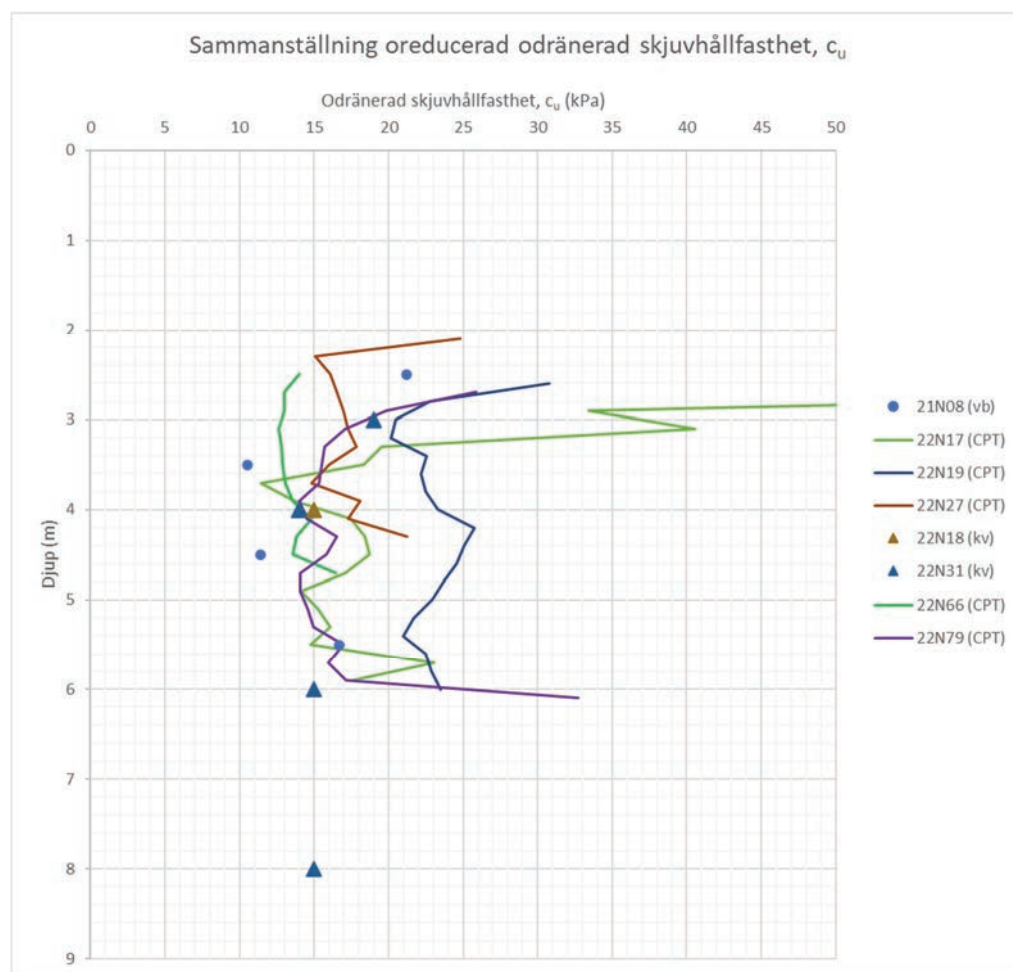
3 GEOTEKNISKA FÖRHÅLLANDEN

Jordprofilen i området består generellt av följande:

- 1-2 m fyllning med stort innehåll av byggrester
- 4-5 m sulfidhaltig lös lera
- 3-4 m siltig sand

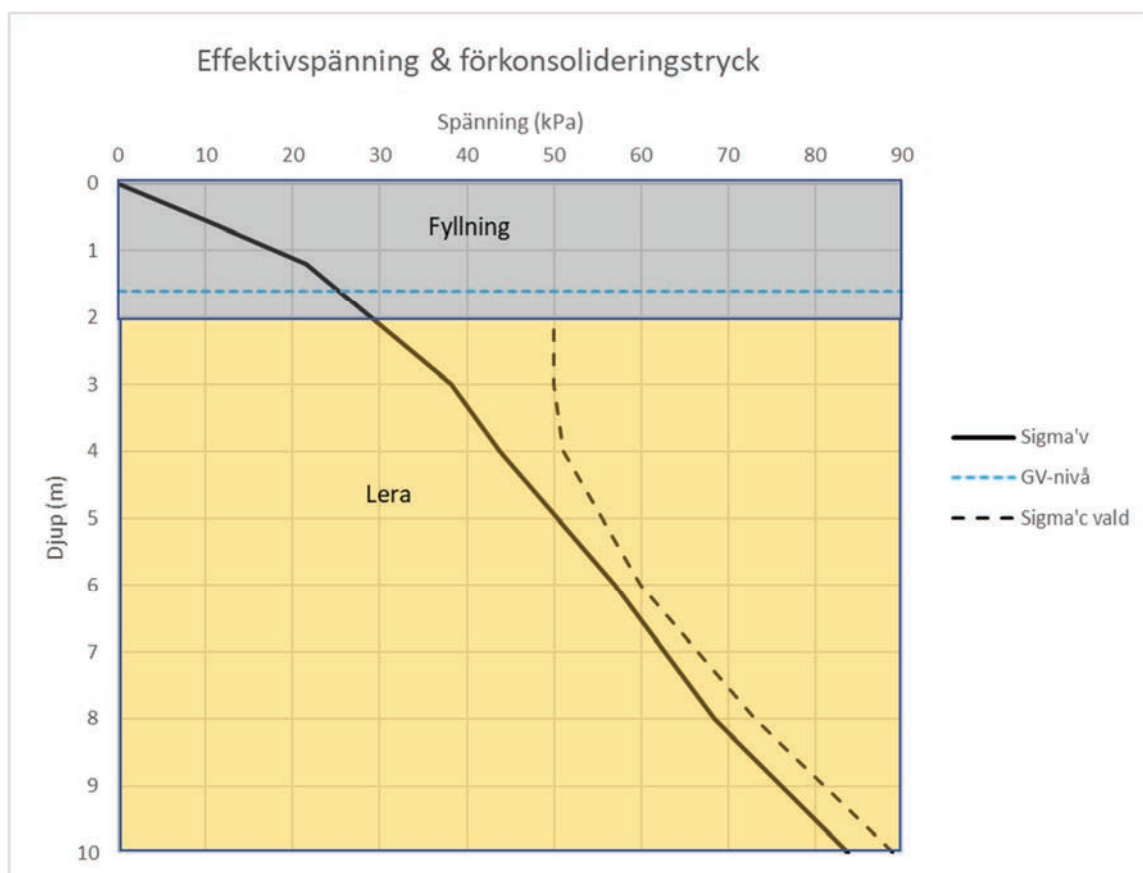
Befintlig markyta ligger kring nivå +2 och trycknivån i det undre magasinet ligger generellt mellan +0 och +0,5.

Den lösa lera är normalkonsoliderad och utvärderad odränerad skjuvhållfasthet är kring 15 kPa utan någon tydlig ökning med djupet. Sammanställning av utvärderad odränerad skjuvhållfasthet visas i figur 5 nedan.



Figur 5 Sammanställning av odränerad skjuvhållfasthet i lera i förstärkningsområdet.

Från CRS-försök har kompressionsmodulen M_L utvärderats till 400–700 kPa. En idealiserad figur av effektivspänning och förkonsolideringstryck visas i figur 6. Som kan ses är större delen av profilen normalkonsoliderad vilket i kombination med utvärderad kompressionsmodul ger ett mycket sättningsbenäget beteende.



Figur 6 Övergripande konsolideringssituation in-situ.

4 GEOTEKNISK ÅTGÄRD

Geoteknisk åtgärd för att säkerställa stabiliteten i slänten samt framtida deformationer valdes till djupstabilisering med inblandningspelare med bindemedlet Multicem (50% cement och 50% CKD, restprodukt från betongindustrin). Valet baserades på de stora ytorna som behövde förstärkas och att andra alternativ som exempelvis bankpålning eller påddäck medför mycket komplexitet, kostnader och klimatavtryck av betong och pålar.

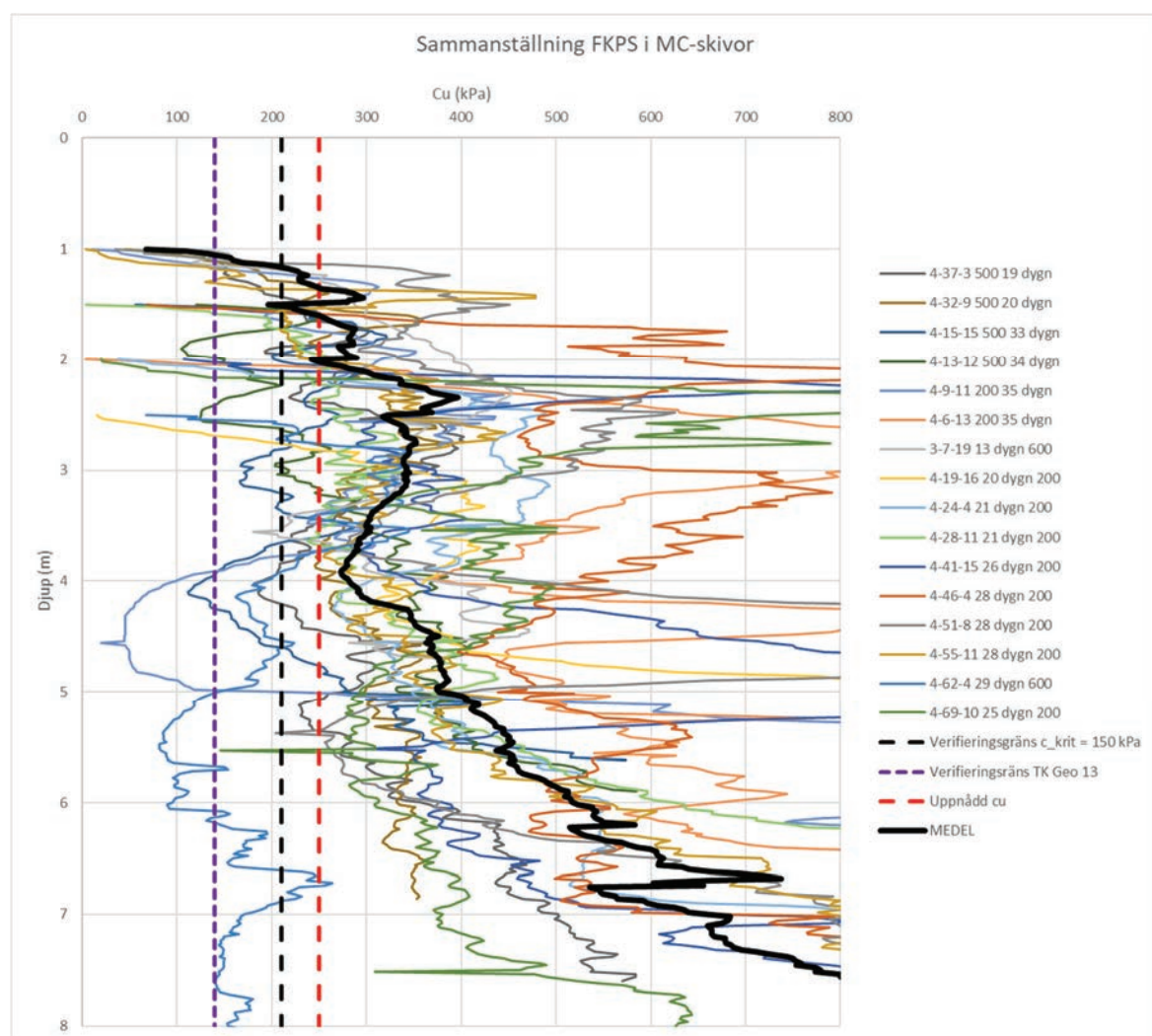
Eftersom uppfyllnaden ovanför pelarna är betydligt större än normalfallet för djupstabilisering (enligt TRVInfra-00230 bör GK3 väljas om belastning på pelarna överstiger 80 kPa/ 4 m bankfyllning) gjordes en särskild utredning kring genomförbarhet och geoteknisk kategori 3 valdes. Då uppfyllnaden ovan pelare blir upp emot 12 m behöver även pelarnas vertikala bärförmåga beaktas då man med normala hållfasthetsparametrar för mjuka pelare enligt TRVInfra-00230 börjar närma sig den exakta hållfastheten i pelarna.

För dimensionering av släntstabilitet så uppfyller slänten kraven om ”mjuka pelare” nyttjas, dvs pelarna antas ha en skjuvhållfasthet på 100-150 kPa enligt Svensk Djupstabilisering rapport 17. Pelarna placeras då i skivverkan, alltså

överlappande pelarrader, diameter på pelare 800 mm och centrumavstånd mellan skivor 1,8 m, motsvarande en täckningsgrad på cirka 40 %. Pelarnas överlapp var 150 mm.

Deformationsmässigt skulle detta dock inte fungera då den stora lasten skulle få hela pelaren att plasticera och väldigt stora deformationer skulle uppstå som i sin tur skulle kunna orsaka brott i leran mellan skivorna.

Erfarenheter från tidigare installerade pelare längre bort inom entreprenaden visar dock att pelare har betydligt högre hållfasthet och styvhet än rekommenderade maxvärden enligt TRV-Infra 00230. En sammanställning av utförda pelarsonderingar från yttre område visas i figur 7. Som kan ses är medelvärdet av alla sonderingar minst 210 kPa i toppen med ökande hållfasthet mot djupet.

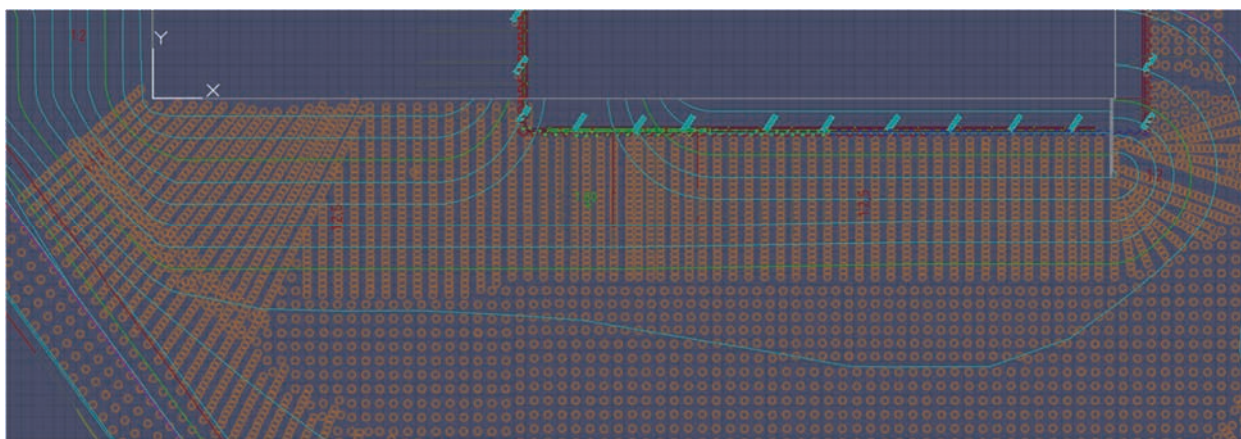


Figur 7 Sammanställning av utförda pelarsonderingar i ett närliggande förstärkningsområde med skivverkan.

Av denna anledning kan man ifrågasätta om verkligt beteende i pelarna verkligen följer teorin om ”mjuka” pelare. Det valdes i projektet att göra en djupare studie kring pelarnas parametrar och beteende för att utreda om pelare i skivmönster (ej masstabilisering) kan bära upp hela lasten utan att behöva lägga in lättfyllning i banken.

Stabilitetsberäkningar utfördes även för scenariot med ”medelhårda” pelare enligt SDR-17. Pelarna räknas då ta hela lasten utan någon samverkan med mellanliggande lera och separat kontroll utfördes att lerkilen mellan pelarskivor ej går till brott.

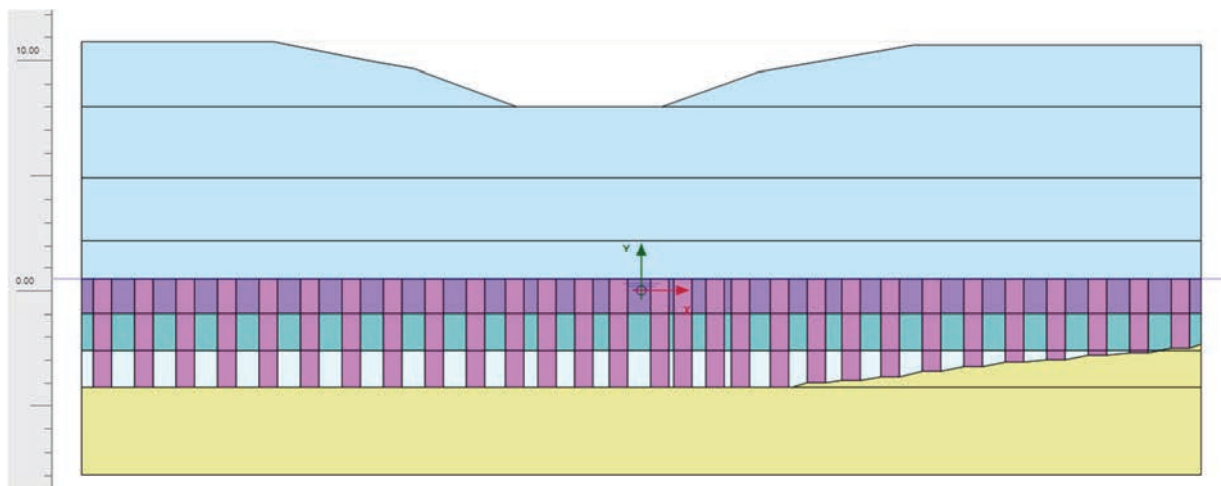
Slutgiltig utformning av pelarmönster visas översiktligt i figur 8 nedan. Generellt nyttjades pelare i skivverkan med centrumavstånd ca 1,6 – 1,8 m mellan skivor. Placering av skivor anpassades för att tillåta bakåtförankring av spont mellan skivorna för att undvika svaghetszoner i pelarna.



Figur 8 Pelarutformning under framtida uppfyllnad.

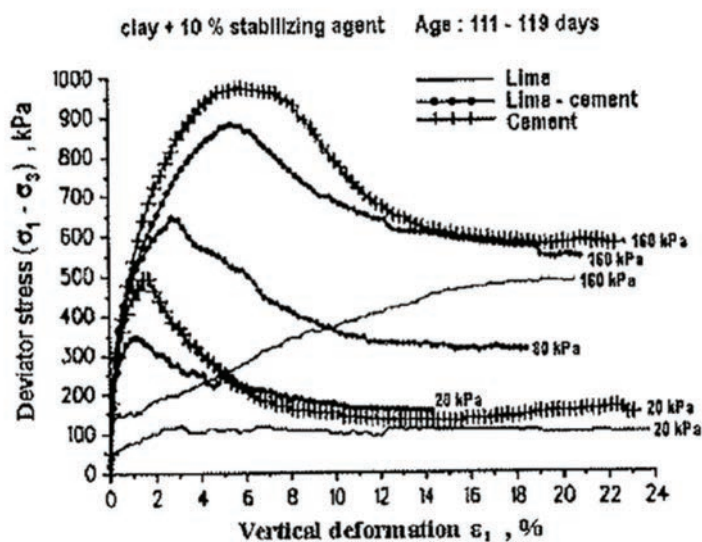
5 VERTIKAL BELASTNING & DEFORMATIONS PROGNOSEN

För att studera lastfördelning mellan pelare och lera byggdes en FE-modell i det, vertikalt, mest belastade snittet av slänten. Det var även av intresse att studera långtidsdeformationerna i det mest belastade snittet. Därav modellerades leran med materialmodellen Soft Soil Creep, materialmodellen kalibrerades mot utförda CRS-försök.



Figur 9 - FE-modell B.

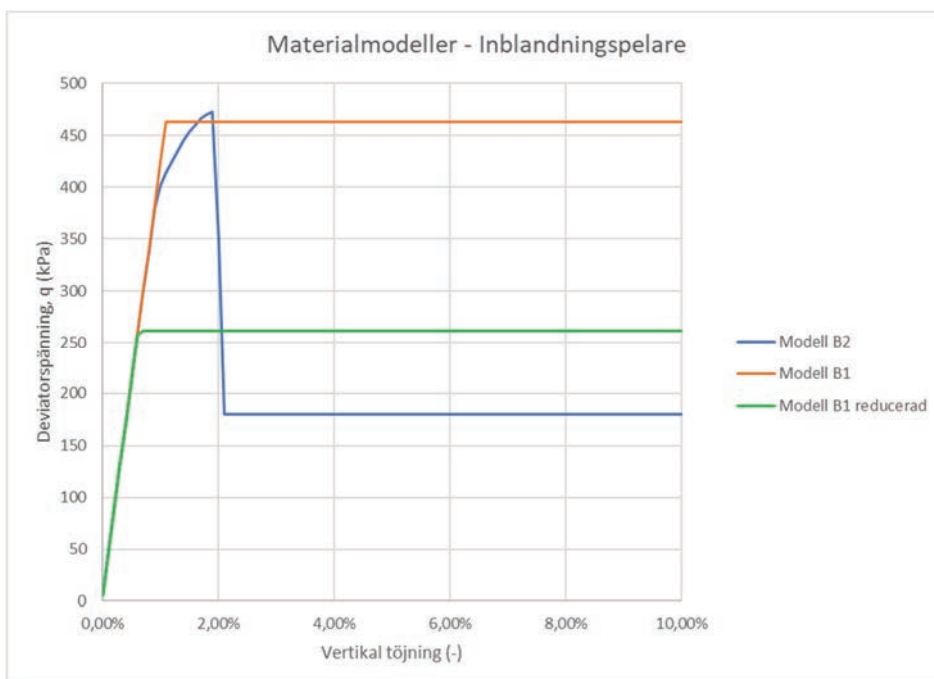
För pelarmaterialet användes två olika materialmodeller för att studera om modellen skulle påverkas av ett töjningsmjuknande beteende som normalt är det verkliga fallet för DSM-pelare, se figur 9 tagen från SDR-7. De modeller som användes var en enkel Mohr-Coloumb-modell, som är perfekt elastoplastiskt, samt en Concrete-Model som tillåter ett töjningsmjuknande beteende efter en viss brotttöjning.



Figur 10 - Exempel på spännings-töjningsbeteende för äldre inblandningspelare, Baker, S, 2000.

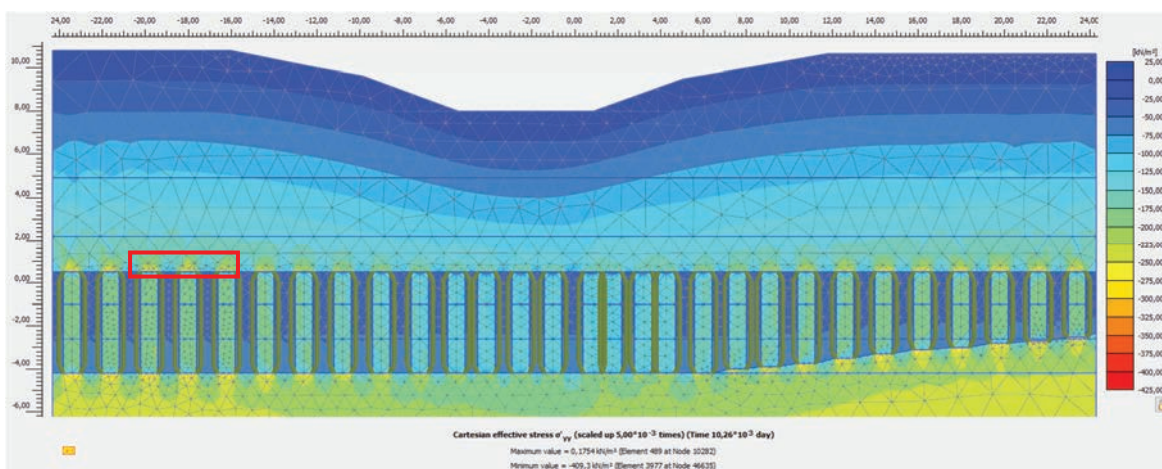
Materialparametrarna utvärderas med hjälp av utförda pelarsonderingar samt korrelationer sammanställda av Sölve Hov och Stefan Larsson 2023 gällande enaxlig tryckhållfasthet och E-modul. Gällande Mohr-Coloumb-modellen så jämfördes två alternativ; Alternativ 1 så matchades c_u/q_u från pelarsonderingar vilket gav ett effektivt kohesionintercept på 116 kPa (vid en antagen

frikionsvinkel på 32°). Alternativ 2 så ansattes c' enligt TRV-Infra 00230 för aktiv skjuvning dvs 40% kritisk skjuvspänning ($c_u/1,4 = 150$ kPa) som innebar $c' = 60$ kPa.

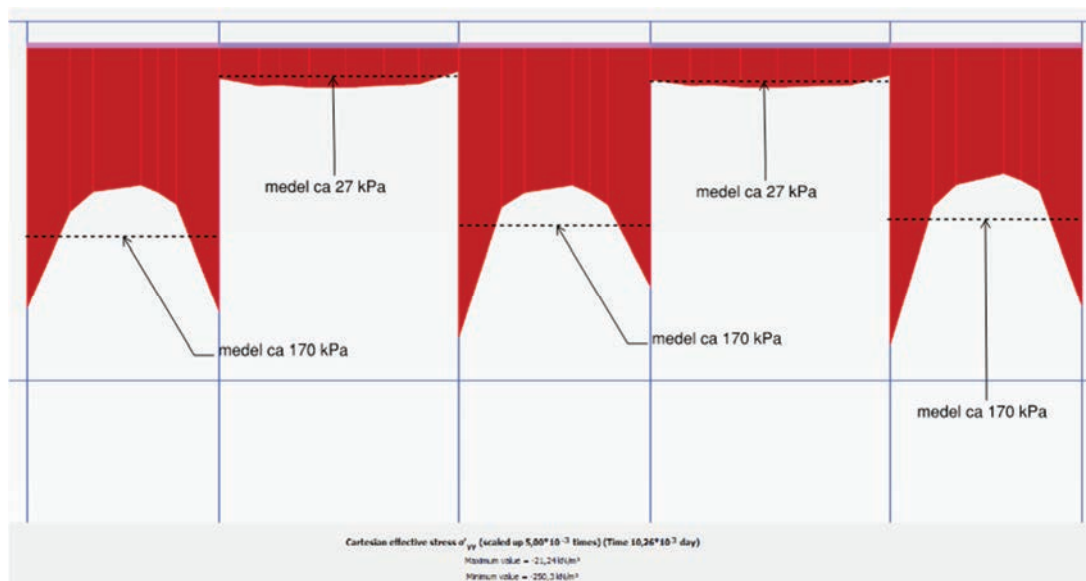


Figur 11 - Jämförelse av beteende mellan de tre modellalternativen.

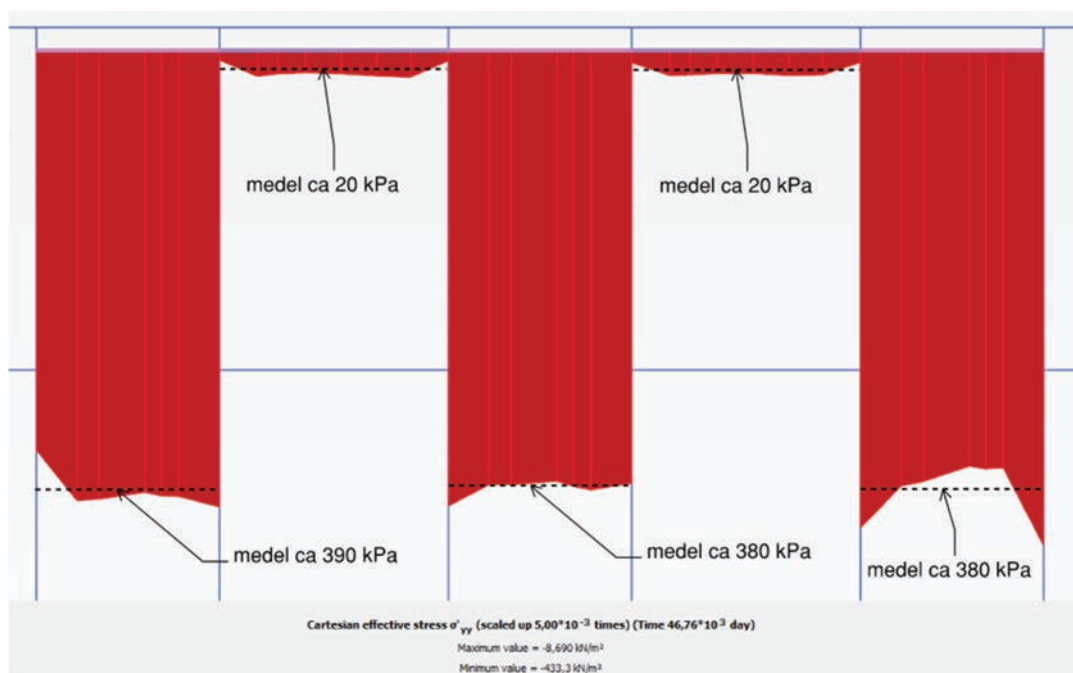
Alla modeller visar på en väldigt tydlig valvverkan mellan pelarskivor vid uppfyllnad av slänten med spänningskoncentrationer i pelarna och marginell spänningsökning i mellanliggande lera. I figur 11 – 13 visas resultat från FE-beräkningar efter att uppfyllnaden lastats på.



Figur 12 - Vertikal spänningsfördelning efter pålastning för modell B1.

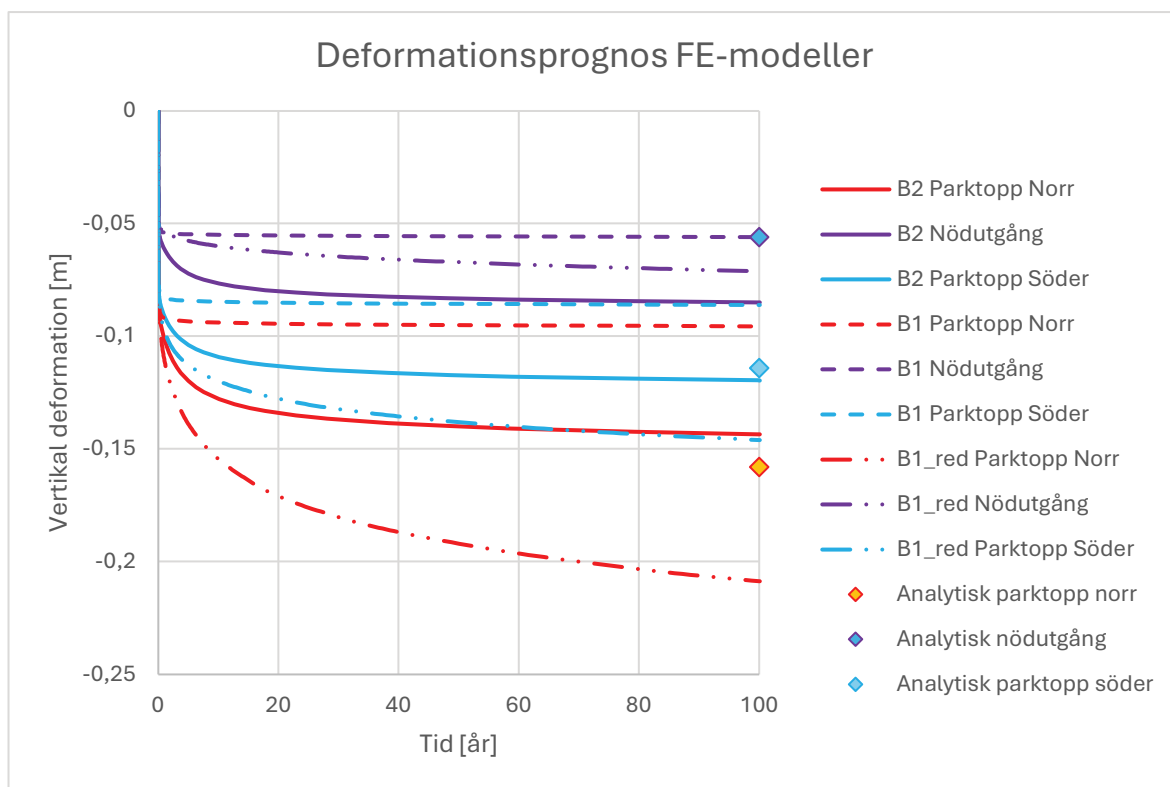


Figur 13 - Spänningsfördelning mellan pelare och lera efter pålastning i modell B1.



Figur 14 - Spänningsfördelning mellan pelare och lera efter konsolidering i modell B1.

Resultat från deformationsprognosen presenteras i figur 14 nedan. För jämförelse har analytiska sättningsberäkningar utförts.



Figur 15 Sammanställning av deformationsprognoser för FE-modeller samt analytiska beräkningar.

6 VERIFIERING AV PELARE

Då uppfyllnad av parken sker lång tid efter installation (nya reningsverket ska anläggas först) fanns i detta fall möjlighet (och nödvändighet) att verifiera verkligt pelarbeteende genom framgrävning av pelare och blockprovtagning för att utföra labförsök på in situ-blandade pelare och på så sätt verifiera antagna parametrar baserade på närliggande pelarsonderingar.

Vid tre skivrader i den innersta delen av slänten (under lättfyllning och med största sannolikhet innanför eventuell farlig glidyta) grävdes pelare fram och block av pelare grävdes upp ca 2 till 2,5 m djup från ök pelare. Det valdes att gräva upp stora block på interna rekommendationer där man i tidigare projekt hade problem med kärnprovtagning och att pelarproverna sprack pga materialets sprödhet. Blockproven grovtrimmades på plats och fraktades i lådor till Labmind i Stockholm för fintrimning och triaxialförsök. Totalt utfördes 5 aktiva odränerade triaxialförsök, 3 försök med celltryck kring 20 kPa och två försök med väldigt höga konsolideringsspänningar. Labbförsök utfördes när pelarna var ca 90-120 dagar gamla.



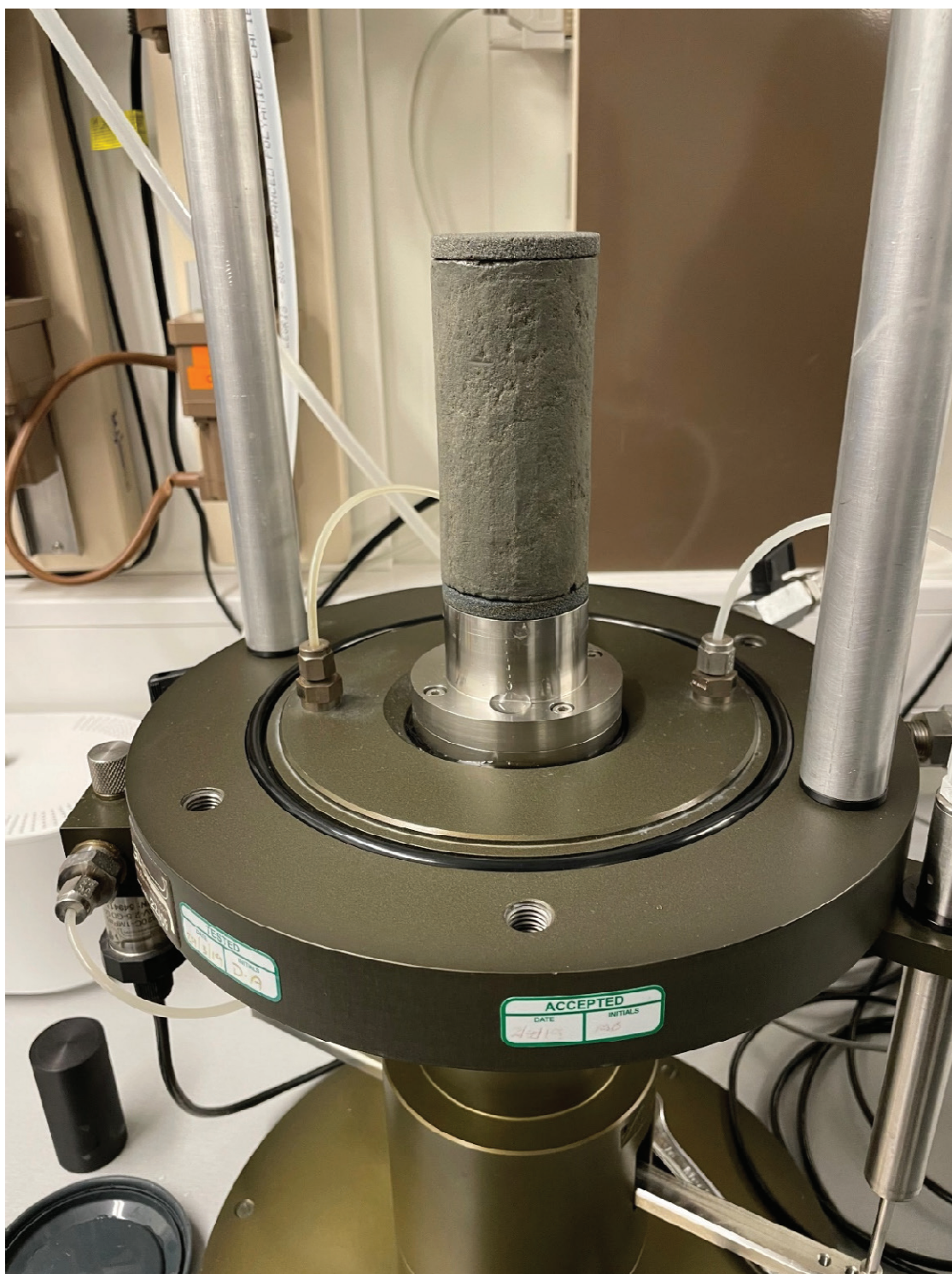
Figur 16 Framschaktade pelare i fält.



Figur 17 Uppgrävd MC-pelare.

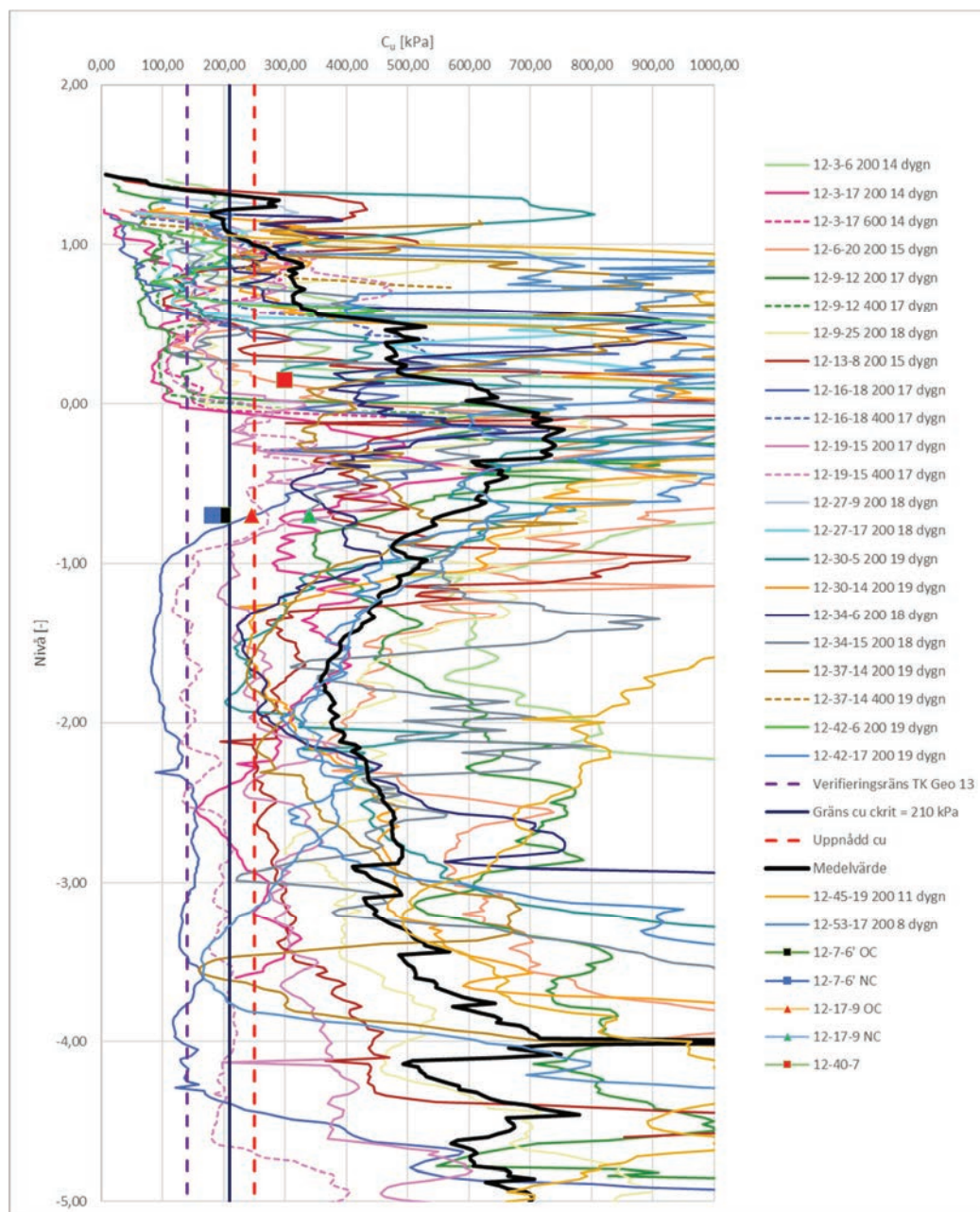


Figur 18 Fältrimmat blockbrov, ca 30x30 cm



Figur 19 MC-provkropp monterat i triaxialutrustning på lab.

Resultaten var spretiga som väntat, på samma sätt som pelarsonderingar är spretiga. Aktiv skjuvhållfasthet utvärderades mellan 180 – 340 kPa och brottöjning utvärderades till mellan 2,5 % och 15 %. Från resultaten kan noteras att ingen märkbar skillnad syns mellan labförsök och pelarsonderingar som utfördes när pelarna var ca 20 dagar gamla.



Figur 20 Sammanställning av pelarsonderingar och labtester för pelare i parkområdet.

Utifrån Hov, S och Larsson, S empiriska korrelation skulle motsvarande styvhet i pelarna ligga mellan 36 – 64 MPa, E50 utvärderad vid triaxialförsök låg mellan 44 – 100 MPa. I sättningsberäkningar nyttjades $c_u = 150$ kPa och $E_{50} = 42$ MPa. Utifrån serien av odränerade aktiva skjuvförsök kunde en grov bedömning av dränerade parametrar göras och ungefärliga värden uppskattades till:

Friktionsvinkel: ca 35 grader

Kohesionsintercept: ca 60 kPa

7 SLUTSATS

Genom att göra en detaljerad studie och utifrån resultaten på denna våga nyttja pelarna något hårdare än normalfallet kunde lättfyllning i uppfyllnaden undvikas och antalet pelare i slänten optimeras vilket var en stor klimatbesparing. Genom att göra aktiva triaxialförsök simulerades belastningssituationen för de pelarna i innersta delen av slänten som kommer att vara hårt belastade vertikalt och bedöma pelarnas förmåga att hantera den stora vertikallasten. Utvärderat kohesionsintercept stämmer mycket bra överens med TRVs rekommendation om aktiv skjuvning i dränerad situation (40% av ckrit) som antagits i beräkningarna men trolig friktionsvinkel är betydligt högre än Trafikverkets tumregler.

Vissa av triaxialförsöken visade inget tydligt brott, troligtvis pga inhomogen provkropp och möjlig inblandning av fyllnadsmaterial i den övre delen av pelaren, för de ”renaste” proverna utvärderas brotttöjning mellan 2,5 och 8 %. Resultaten är inte perfekta enligt teorin men var ytterst värdefulla för att få data från pelare utförda i fält och inte labinblandade prover. Generellt visar Sölve Hov och Stefan Larsson i sin sammanställning töjningskompatibilitet mellan lera och stabiliserad pelare i aktiv skjuvning. Utifrån utförda FE-modeller är det dock tveksamt om samverkan mellan materialen verkligen sker då nästan all tillkommande last förs ner till pelarskivor.

Uppfyllnaden av parken planeras att utföras under 2027-2028.

8 REFERENSER

Baker, S., 2000. *Deformation Behaviour of Lime/Cement Column Stabilized Clay*, Göteborg: u.n.

Hov, S. & Larsson, S., 2023. Strength and Stiffness Properties of Laboratory-Improved Soft Swedish Clays. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*.

Larsson, R., 2006. *Djupstabilisering med bindemedelsstabiliserade pelare och masstabilisering - En vägledning*, Linköping: Svensk Djupstabilisering.

Roslagsvatten, 2023. *Nytt Reningsverk i Margretelund - Bakgrund om projektet*. [Online]

Available at: <https://projektmargretelund.roslagsvatten.se/content/bakgrund-om-projektet>

[Använd 24 Januari 2025].

Trafikverket, 2023. *TRVINFRA-00230 - Geokonstruktion, Dimensionering och utformning*. u.o.:u.n.

YTVÅGSSEISMIK OCH GEODYNAMIK FÖR JÄRNVÄGSPROBLEMATIK

Felix Söderberg ^A, Mats Svensson ^A, Rasmus Müller ^A

^A *Tyréns Sverige AB*

SAMMANFATTNING

I järnvägsprojekt såsom Ostlänken behöver geodynamiska utredningar utföras för att hantera de potentiella höghastighetsfenomen som uppstår när tåg färdas i höga hastigheter. Tåg i rörelse ger upphov till markvibrationer i form av seismiska vågor som utbreder sig i och utmed marken i olika riktningar, däribland i samma riktning som tåget. När dessa vågor har samma hastighet som tåget, kallad den kritiska tågfartern, uppstår ett resonansfenomen som gör att tåget skakar kraftigt vilket påverkar såväl komforten för resenärer på tåget som omgivande mark. För att kunna utföra tillförlitliga analyser av detta fenomen behövs underlag för de variabler som påverkar de geodynamiska beräkningar som ligger till grund för analyserna. Den mest kritiska variabeln är jordlagrens skjuvvågshastighet. I studien som presenteras i denna artikel användes metoden MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) för att mäta Rayleigh-vågor utmed fem delsträckor mellan Bäckeby och Linghem utanför Linköping. Dessa ytvågor analyserades och inverterades enligt MASW-metoden för att konstruera 2D-profiler för skjuvvågshastigheter utmed de minst gynnsamma delsträckorna, där risken för höghastighetsfenomenet är som störst. Resultaten visade god korrelation med punktvis utförda seismiska CPT-sonderingar (S-CPTer) och gav därmed en bättre bild av hastighetsvariationen i marken utmed en längre sträcka. Detta gav en mer heltäckande indata till de geodynamiska beräkningar som utfördes och gav även information om var förstärkningsåtgärder bör utföras utmed delsträckorna.

SUMMARY

Geodynamic calculations are necessary within the Ostlänken project to handle the high speed phenomena which arises when a high speed train travels with equal velocity as the vibrations it generates into the ground. These vibrations are seismic waves that travel into and along the ground in different directions. When these waves travel in the same direction and with equal velocity as the train, also called the critical train velocity, a resonance happens between the two which makes the train vibrate with great force, affecting travellers and the surrounding area. To make reliable geodynamic calculations one needs realistic data on the different soil variables, the most critical one being the shear wave velocity of the subsurface layers. The MASW-method (Multichannel Analysis of Surface Waves) was applied to measure Rayleigh-waves along five subsections of the planned high-speed railway between Bäckeby and Linghem outside Linköping. These surface waves were analysed and inverted

according to the MASW-method to construct 2D-shear wave velocity profiles along the subsections that had least favourable ground conditions, where the risks of the high speed phenomena are greatest. The results were compared with older S-CPT-probes with good correlation and also gave a better understanding of the variations of shear wave velocity along the subsections. This gave site specific data for the geodynamic calculations as well as where ground reinforcements, such as lime-cement pillars, should be focused.

1 INLEDNING

1.1 Bakgrund

Ostlänken är en 16 mil lång höghastighetsbana mellan Järna och Linköping där maximal hastighet på tågen uppgår till 250 km/h. Den planeras att öppnas för trafik 2035 och byggnationen har redan påbörjats på vissa delar av sträckan. Tyréns Sverige AB ansvarar för att ta fram järnvägsplan med tillhörande miljökonsekvensbeskrivning, systemhandlingar samt handlingar för ansökan om tillstånd för vattenverksamhet för den 11 km långa sträckan mellan Bäckeby och Lingham.

När ett tåg färdas på en järnväg ger den upphov till markvibrationer. Vibrationerna är olika former av seismiska vågor där en av vågtyperna är ytvågor som bland annat utbreder sig i järnvägens längdriktning, vilket orsakar förskjutningar i järnvägs-konstruktionen. Storleken på dessa förskjutningar är i allmänhet mycket små men ökar kraftigt när tågets hastighet höjs och jorden under konstruktionen utgörs av lösa jordlager som lera, torv eller gyttja. Storleksökningen beror på att hastigheten för ytvågorna i områden med lös jord är relativt låg. När tågets och ytvågens hastighet närmar sig varandra uppstår ett resonansliknande fenomen i jorden som påminner om vad som sker när ett flygplan spränger ljudvallen. Hastigheten där denna geodynamiska effekt blir som störst kallas för kritisk tågfart (Håård, 2023).

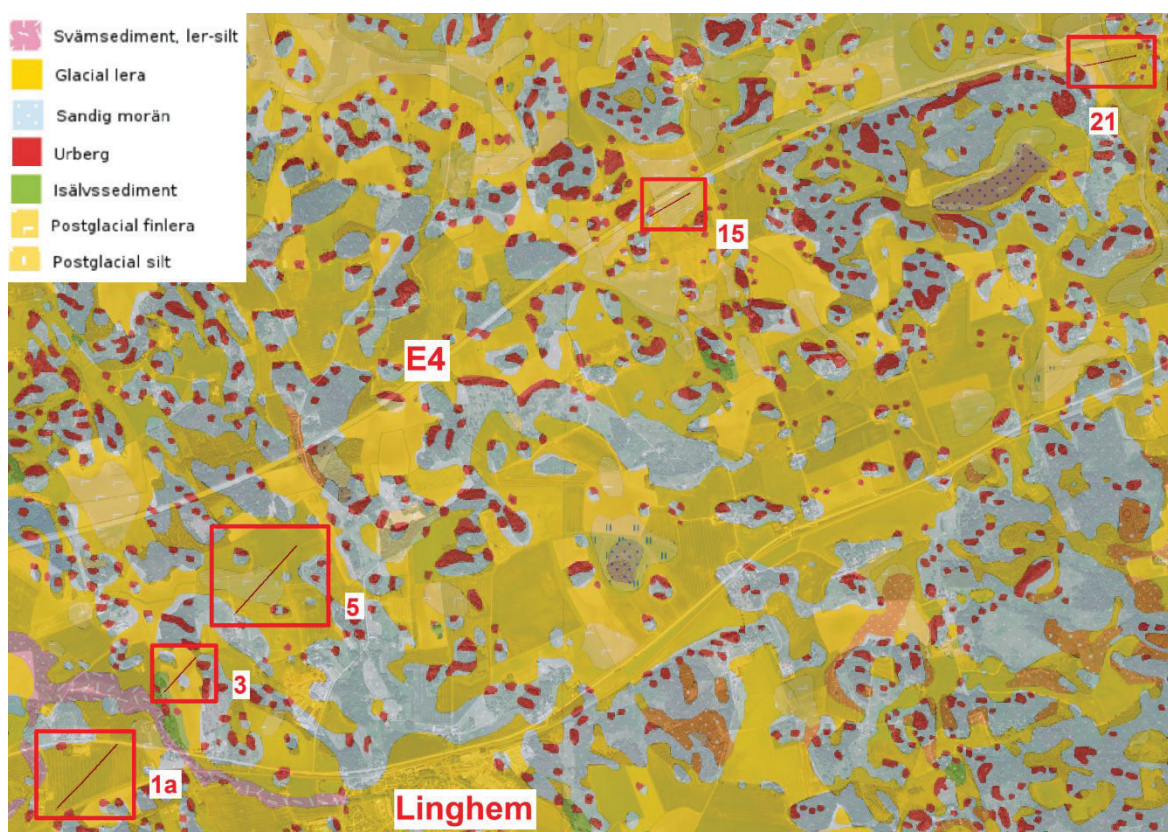
För att kunna utföra pålitliga geodynamiska beräkningar för tåg som färdas i hög hastighet behövs ett tillförlitligt geotekniskt underlag, bland annat hur snabbt utbredningen av skjuvvågor sker i förekommande lösa jordlager. Längs den 11 km långa sträckan har sju seismiska CPT:er (S-CPT:er) utförts för att bestämma den så kallade skjuvvågsfarten. S-CPT ger en bra uppfattning om skjuvvågsfart i en specifik punkt, men för att få en bättre bild över hur vågfarten förändras över en längre sträcka, som för en tågbana, kan man komplettera med längdprofiler utvärdera ytvågsseismik.

1.2 Syfte

Syftet med artikeln är att beskriva hur metoden MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) tillämpades inom projektet Ostlänken, sträckan Bäckeby – Lingham samt presentera andra lärdomar om metoden. Resultaten från MASW jämfördes med resultat från tidigare utförda S-CPT:er för att analysera pålitligheten i metoden och användes sedan som indata till geodynamiska beräkningar.

2 OMRÅDE OCH GEOLOGISKA FÖRUTSÄTTNINGAR

Utifrån geotekniska förutsättningar delades den 11 km långa sträckan upp i 28 delsträckor, av vilka 5 undersöktes med MASW; 1a, 3, 5, 15 och 21, se Figur 1. Dessa valdes ut för att de är lösjordsområden där förstärkningsbehov för att uppfylla de geodynamiska kraven inte kunde uteslutas med hjälp av empiriska samband. Enligt gällande krav (TKGeo, kapitel 18) ska markens dynamiska egenskaper i sådana fall bestämmas genom fältundersökningar. Att utföra fler S-CPT:er krävdes tillstånd från Länsstyrelsen på grund av områdets höga kulturmiljövärden. Detta var inte möjligt med hänsyn till projektets tidplan då handläggningstiden hos Länsstyrelsen i detta fall var för lång. MASW är dock en icke-destruktiv metod och kräver därmed inte tillstånd för att utföras inom känsliga områden. Generellt består jordprofilen på delområdena av 2-3 m torrskorpelera på 5-20 m varvig lera med varierande förekomst av siltskikt och därefter morän på berg.



Figur 1 Undersökningsområde, jordartskarta från SGU. Delsträckor där MASW utfördes är markerade med röda rektanglar.

3 METOD OCH UTFÖRANDE

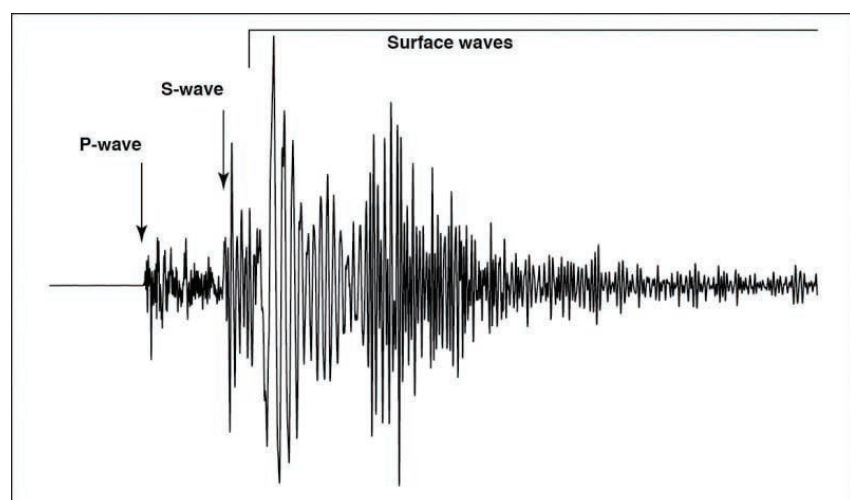
3.1 Generellt om seismiska vågor

En seismisk våg är en mekanisk våg med akustisk energi som färdas i jorden och de klassificeras som volymvågor (body waves) eller ytvågor (surface waves).

Det finns två typer av volymvågor, de snabba (primära) longitudinella kompressionsvågorna (P-våg, V_p) där materialet som vågen färdas i trycks ihop eller dras ut och de långsammare (sekundära) transversella skjuvvågorna (S-våg, V_s) där materialet som vågen färdas i förskjuts vinkelrätt mot utbredningsriktningen.

Utöver volymvågor finns även två typer av ytvågor, Rayleigh-vågor där markytan rör sig vertikalt likt vågors utbredning i vatten samt Love-vågor som orsakar horisontell skjuvning i markytan. De utbreder sig utmed jordytan och är långsammare än volymvågorna. Däremot har de låg frekvens, lång varaktighet och stor amplitud, vilket gör dem lättare att mäta.

Genom att orsaka en stöt i marken kan dessa vågor mätas med signalmottagare, geofoner, som monteras på markytan eller i borrhål, se Figur 2. Genom analys av vågorna kan man få ut olika jordlayers våghastigheter.



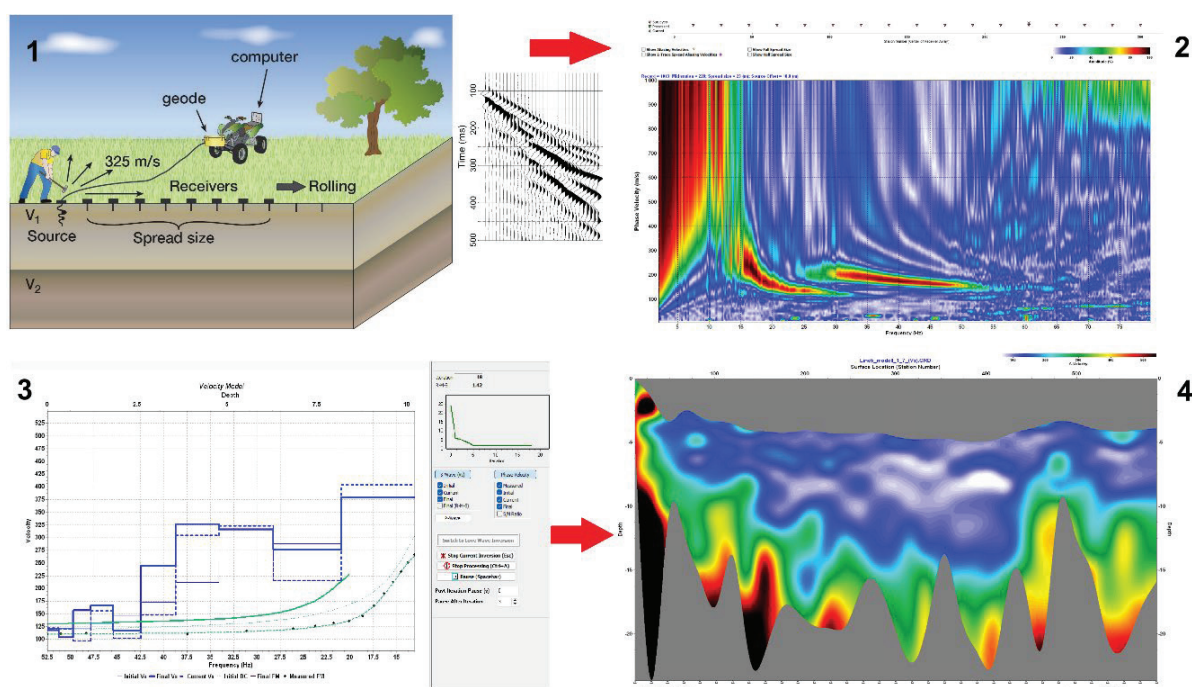
Figur 2 Exempel på en seismisk våg, bild från <https://www.mtu.edu/geo/community/seismology/learn/seismology-study>.

3.2 Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW)

MASW-metoden utvecklades av Kansas Geological Survey i mitten av 1990-talet (Park et al., 1999). Den fokuserar på att analysera Rayleigh-vågor.

Hela processen kan summeras i fyra steg (Miller et al., 1999), se Figur 3:

1. Insamling av seismisk multikanal-data
2. Framställning av dispersionskurvor
3. Inversion av dispersionskurvor för 1D V_s -profiler
4. Sammanställning av flera 1D-profiler till en 2D-profil



Figur 3 De fyra huvudsakliga stegen för MASW.

3.2.1 Insamling av seismisk data i fält

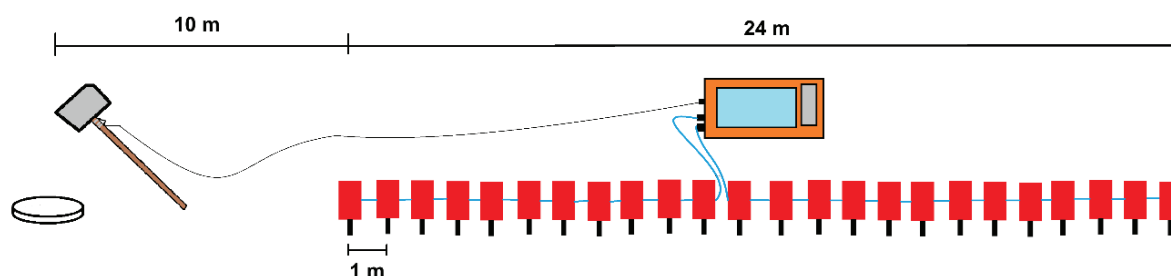
Fältundersökningen utfördes under fyra veckor på harvad åkermark utanför Lingham, strax öster om Linköping, se Figur 1. Alla undersökningstillfällen förutom ett inföll på natten för att undvika störande vibrationer från trafik, då E4 och andra trafikerade vägar ligger i närheten.

Utrustningen som användes var en Terraloc seismograf från ABEM med 24 st 4,5 Hz geofoner (signalmottagare), se Figur 4. Som källa användes en 6 kg slägga och gummiplatta som placerades på marken.



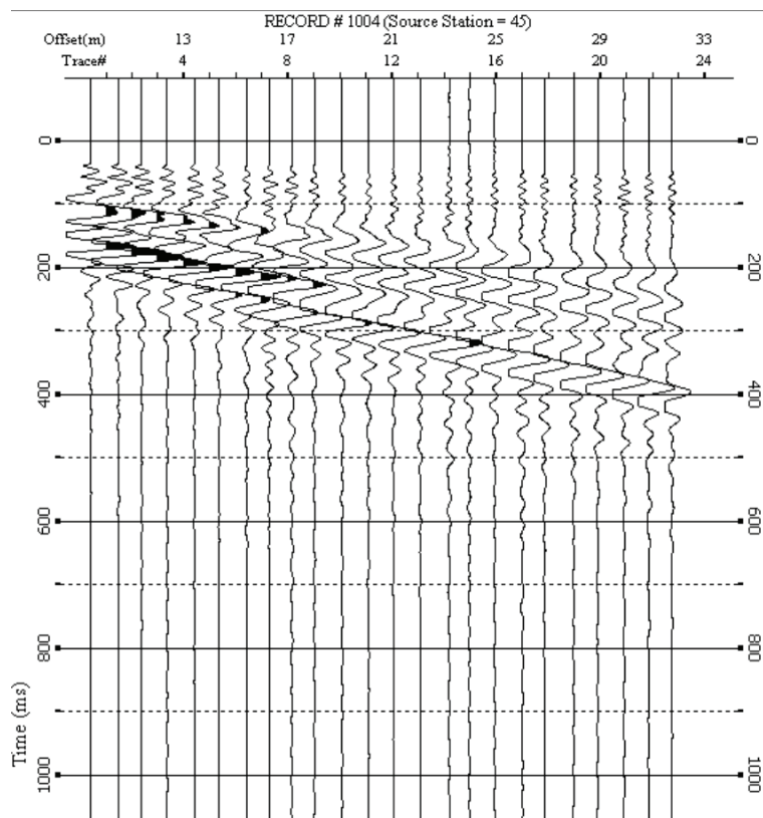
Figur 4 Seismograf Terraloc med 4,5Hz geofoner på delsträcka 5.

Mottagaravståndet var 1 m, vilket gav en mottagarutbredning på 24 m, se Figur 5. Efter att mätning utförts flyttades systemet fram 18 m och de 6 sista geofonerna på föregående profil blev de 6 första på nästa mätprofil för att få överlappande profiler. MASW-metoden antar att de ytnära jordlagren kan behandlas som en modell utan lateral variation i elastiska egenskaper, varför mätprofilen görs kort.



Figur 5 System för multikanalsmätning.

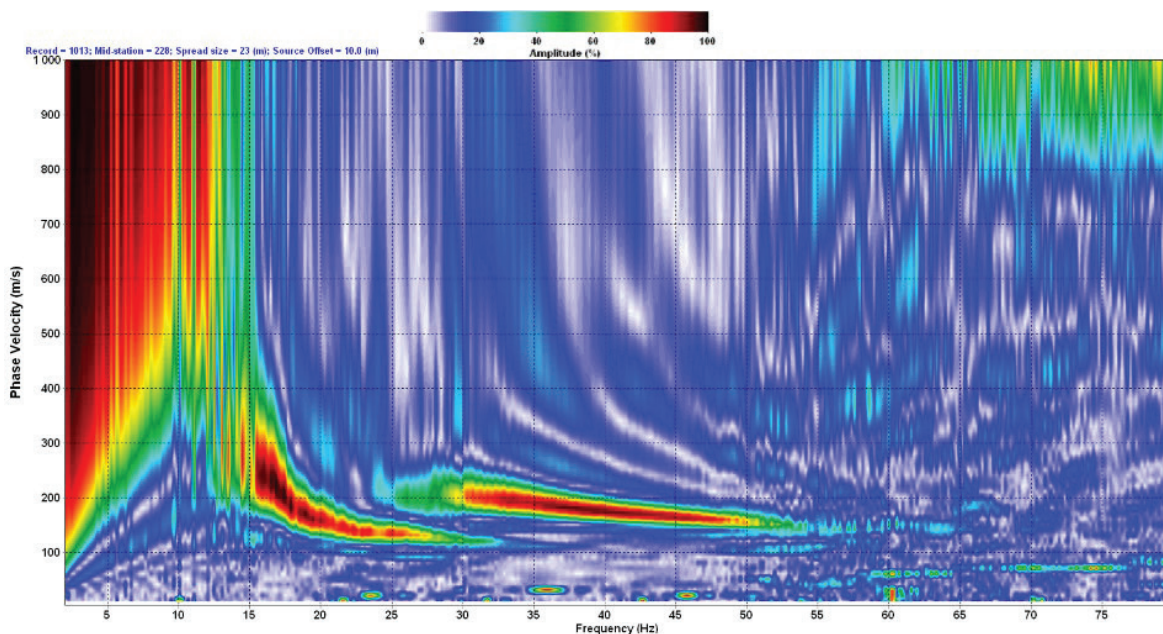
Fem slag gjordes vid varje mätprofil med ett avstånd på 10 m räknat bakåt från första geofonen (offset). Inspeknings tid var 2048 ms och samplingsintervall 1 ms. De fem inspelningar (shots) som gjordes för varje mätprofil summerades (stack) till en shot gather för att förstärka de signaler som genererades och för att förminska störningar från t ex trafik (s k signal-to-noise), se Figur 6.



Figur 6 Exempel på insamlad seismisk data i shot gather.

3.2.2 Framställning av dispersionskurvor

Dispersionskurvor inom frekvens-hastighets-spektrat framställdes i mjukvaran SurfSeis 6.2 från Kansas Geological Survey utifrån de Rayleigh-vågor som uppmättes utmed profilerna, se Figur 7. Kvaliteten på dessa var liknande över alla profiler, då datainsamlingen utfördes likadant över alla delsträckor.



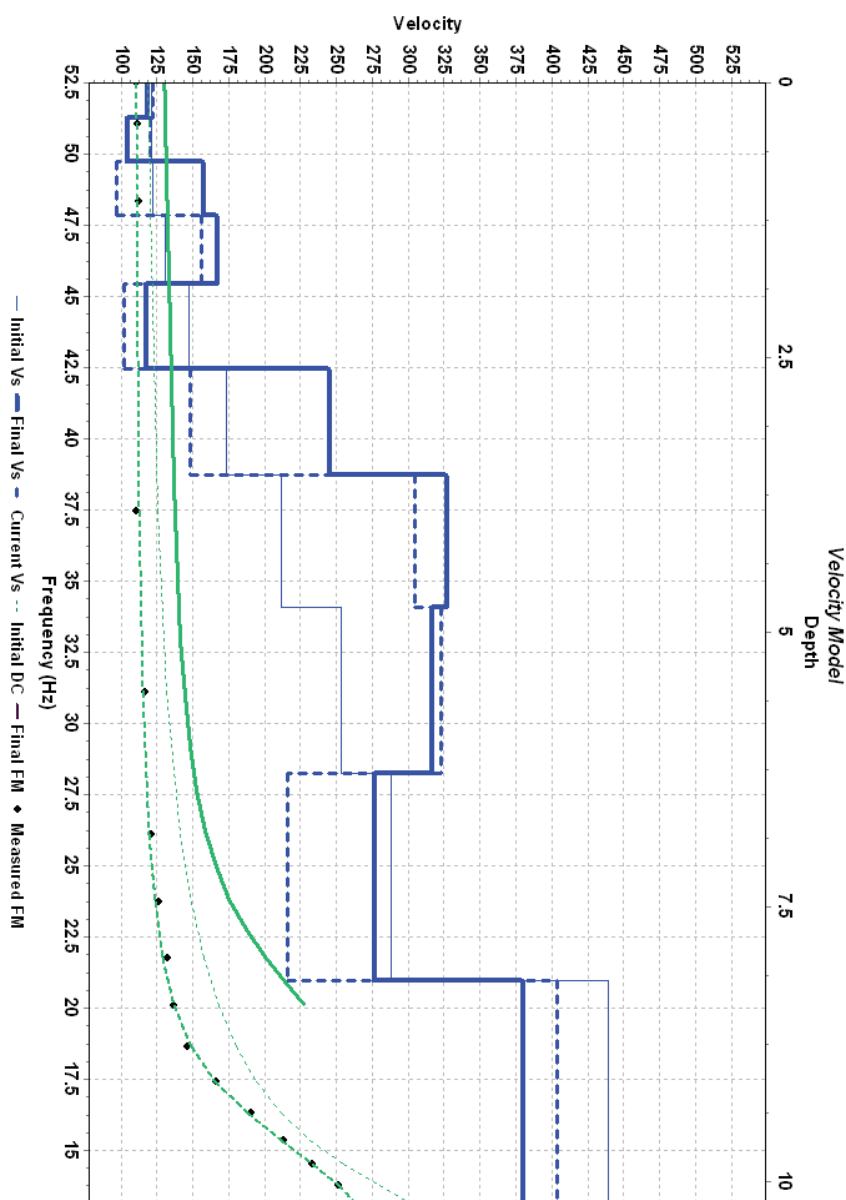
Figur 7 Exempel på dispersionskurva i SurfSeis 6.2. Färgskalan visar vågornas amplitud (energiinnehåll).

3.2.3 Inversion av dispersionskurvor

Målet med ytvågsinversionen är att hitta en V_s -lagermodell vars beräknade dispersionskurva rimligtvis matchar med den observerade dispersionskurvan.

Inversion av de genererade dispersionskurvorna genomfördes i SurfSeis 6.2, som använder algoritmerna utvecklade av Xia et al. (1999) för den fundamentala moden av ytvågen, se Figur 8.

Inversionen bygger på att en jordlagermodell konstrueras där densitet, Poissons tal, V_s och V_p anges för de olika lagren. Utifrån tidigare utförda geotekniska undersökningar användes samma valda värden för densitet som används för den geotekniska projekteringen, där de första 2-3 m har högre densitet pga torrskorpelera, och därefter en lägre densitet i leran. Dessa värden varierade mellan de olika delsträckorna, med torrskorpa mellan 1.65-1.8 t/m³ och leran 1.55-1.7 t/m³. Poissons tal valdes till 0.495 i detta uppdrag, vilket är en förenklad modell av vattenmättad, inkompressibel lera.



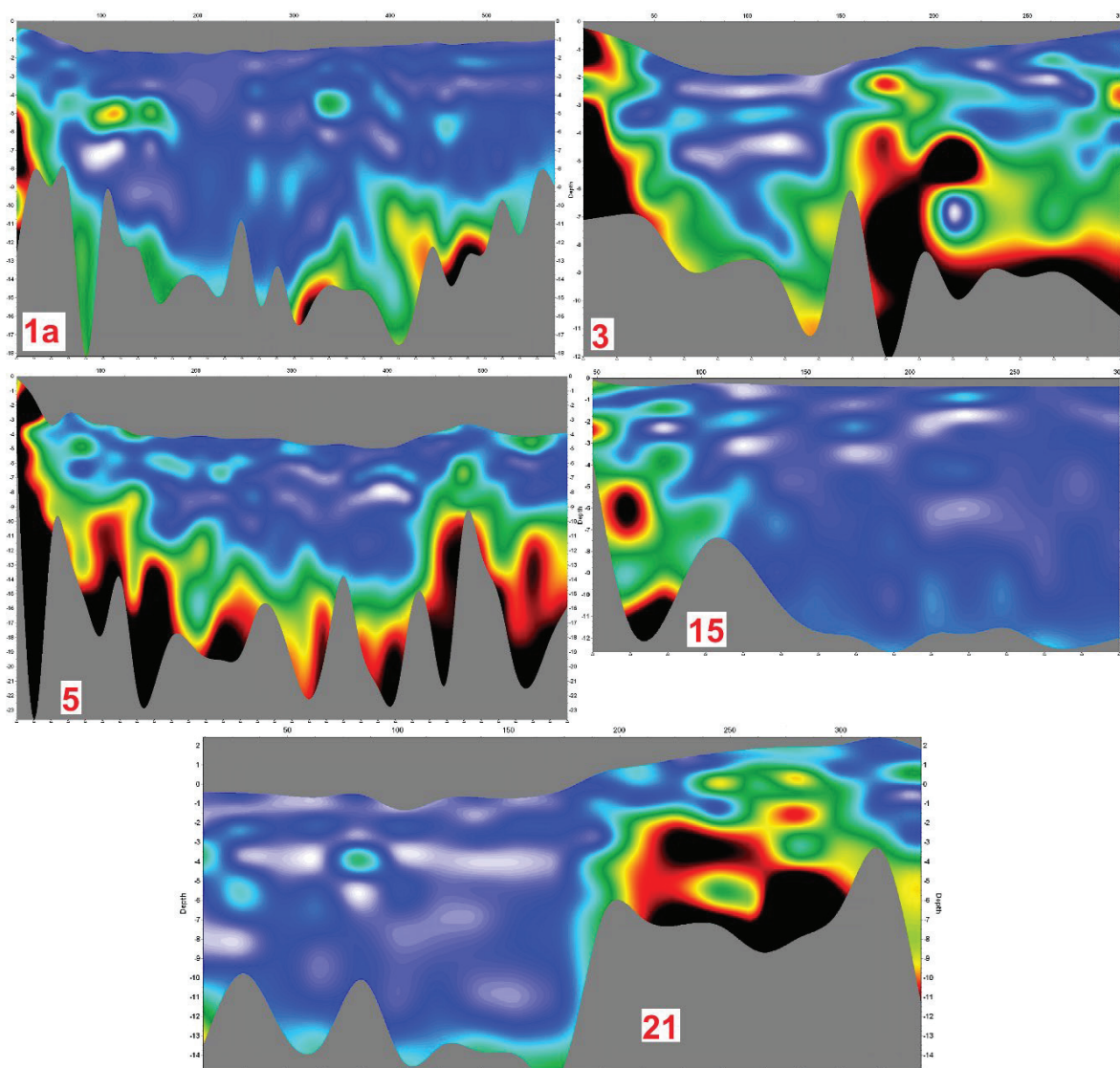
Figur 8 Inversion av dispersionskurvor i SurfSeis 6.2. X-axeln visar V_s och Y-axel djup/frekvens. En dispersionskurva från en initial V_s -modell jämförs med den valda dispersionskurvan från fältmätning i en iterativ process tills en matchning mellan de två uppnås.

3.2.4 Sammansättning av flera 1D-profiler till en 2D-profil

En vertikal 1D V_s -profil konstruerades för varje dispersionskurva som gjordes för varje delprofil med 24 geofoner. Detta innebär att man får ett medelvärde på V_s över dessa 24 meter. Alla 1D V_s -profiler sammansätts till en 2D profil för att rita upp hela delsträckans V_s -profil. De 2D profiler som konstruerades från insamlad data presenteras nedan i kapitel 4.

4 RESULTAT

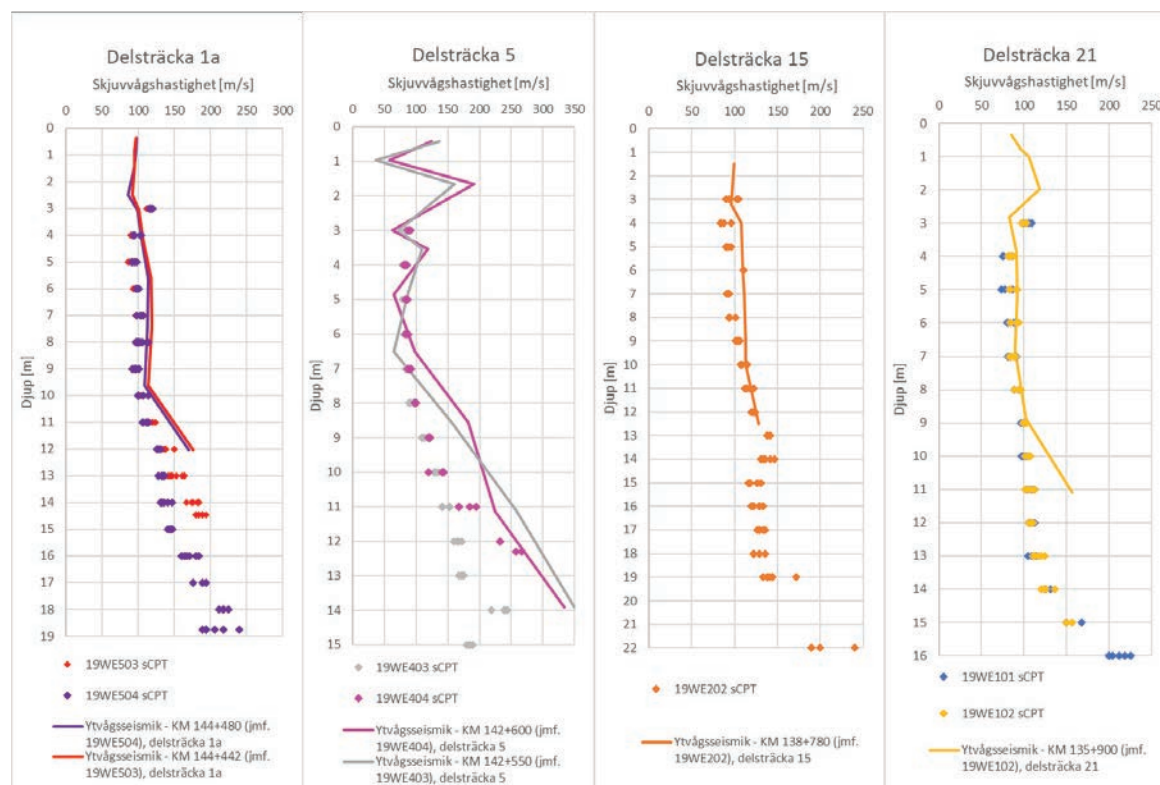
Som resultat ger SurfSeis 6.2 en grafisk 2D V_s -profil samt tillhörande textfiler där V_s kan läsas ut och användas som input till geodynamiska beräkningar. Nedan presenteras de grafiska profilerna för varje delsträcka. Y axeln visar djup under markytan i meter, X-axeln visar position på mätprofilen i meter och färgskalan visar utvärderade skjuvvågshastigheter. Riktningen för graferna är söder till norr, från vänster till höger i bilderna. Notera skillnaden på längd- och höjdskala. Den gråa ytan överst visar markytan, den gråa ytan nederst visar ytvågsseismikens nedre gräns.



Figur 9 2D V_s -profiler för varje delsträcka. X-axel visar geofon-position, Y-axel djup från markytan och färgskalan visar V_s . Svart färg visar $V_s > 400$ m/s.

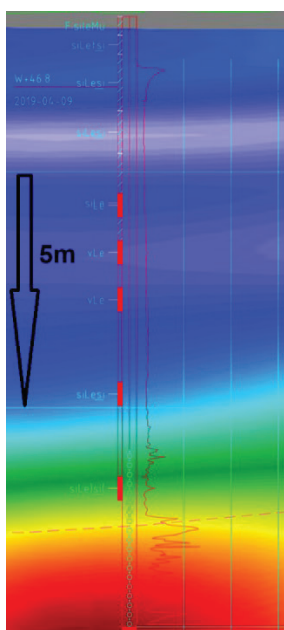
5 DISKUSSION OCH SLUTSATS

För att utvärdera hur pålitliga resultaten av ytvågsseismiken var jämfördes dessa med S-CPT utförda utmed delområde 1a, 5, 15 och 21. S-CPT:er är utförda 5 till 15 m från profilen som utvärderats med ytvågsseismik. Det framgår i Figur 10 att de två metoderna visar på god korrelation. Hastigheter utvärderade från ytvågsseismik är oftast något högre än de för S-CPT, men trenderna är jämförbara.



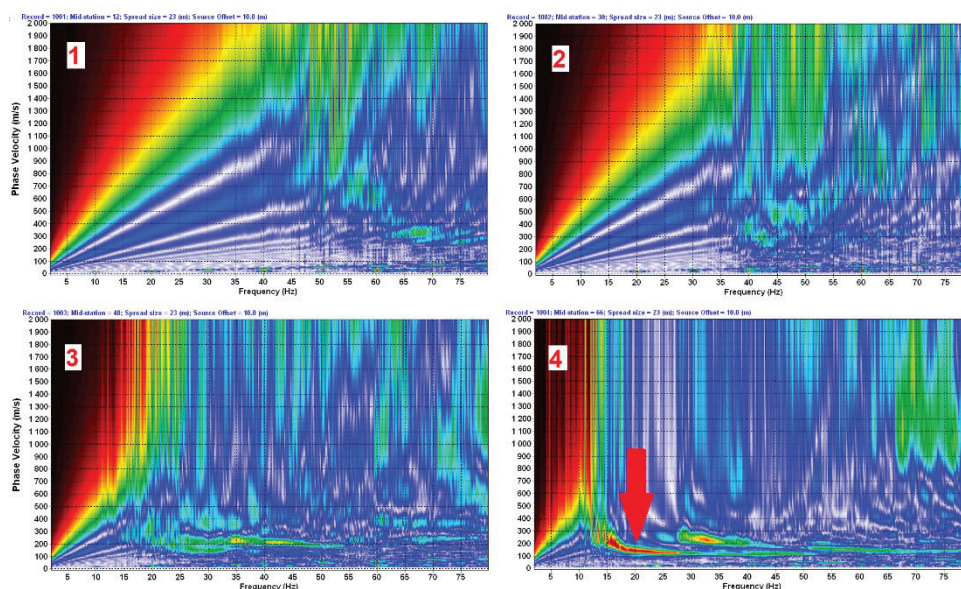
Figur 10 Jämförelse mellan ytvågsseismik (linjer) och tidigare utförda S-CPT (prickar). Den del av profilen med ytvågsseismik som låg närmast utförd S-CPT användes för jämförelsen.

Jämförelser med det geotekniska underlaget visar att högre skjuvvågshastigheter sammanfaller med förändringar i jordartsprofilen. V_s i leran ökar t ex med förhöjt siltinnehåll, och ännu mer där grövre jordarter eller sonderingstopp påträffas, se Figur 11.



Figur 11 Vs-profil jämförd med geotekniska sonderingar, delsträcka 5.

Djupnedträngningen för ytvågsseismiken har varierat mellan och inom de olika delsträckorna. Det teoretiska djupnedträngningen är ca 17 meter med den offset och mottagarutbredning som användes, men detta påverkas också av geologi och om de lågfrekventa vågorna hinner utvecklas. Detta var märkbart i dispersionskurvor från de första 2-3 delprofilerna för flera delsträckor, där fundamentala modet av Rayleighvågor inte kunde identifieras förrän delprofilerna hade flyttats ut på åkern och jorddjupet ökade. Detta beror sannolikt på att vågor med låg frekvens inte hann utvecklas pga markytans närhet till ett hårt lager eller berg samt ett fastare lager överst (torrskorpelera), se Figur 12.



Figur 12 Exempel på dispersionskurvor från delsträcka 15 där fundamental mode inte gick att tydligt analysera förrän den fjärde dispersionskurvan.

Utifrån jämförelser med S-CPT och övrigt geotekniskt underlag så anses resultaten vara pålitliga och ge en god bild av variationen i skjuvvågshastighet över de undersökta delsträckorna. Med mer platsspecifika värden för den mest avgörande variabeln (V_s) kunde mer tillförlitliga geodynamiska beräkningar utföras. Som resultat av detta kunde exempelvis en mer optimal projektering av förstärkningsåtgärder utföras, vilket är mer skonsamt för både miljön och projektets ekonomi.

6 LÄRDOMAR

Ytvågsseismik är även en ”icke-förstörande metod” där inga borrhandsvagnar krävs vilket gör den attraktiv i områden med natur- och kulturmiljövärden. En annan fördel med MASW-metoden är att den går relativt snabbt och man kan undersöka sträckor för att se variationer i skjuvvågshastigheter. Metoden har även erhållit god korrelation med S-CPT, vilket gör resultaten mer pålitliga. Detta gör metoden till ett attraktivt komplement till undersökningar med S-CPT som ger värden i en punkt. MASW är en metod som bäst används i tidiga skeden av projekt för att bilda en uppfattning om rådande förhållanden, för att därefter komplettera med punktinsatser som S-CPT och geotekniska sonderingar i de mest kritiska områdena.

7 REFERENSER

Håård, A., Johansson, J., Viking, K., Larsson, S., 2023. Tågtrafik i ”överjordshastighet”, Tidningen Bygg & Teknik 1, 30 Januari 2023.

Miller, R. D., J. Xia, C. B. Park, and J. M. Ivanov, 1999, Multichannel analysis of surface waves to map bedrock: *The Leading Edge*, 18, 1392-1396.

Park, C. B., R. D. Miller, and J. H. Xia, 1999, Multichannel analysis of surface waves: *Geophysics*, 64, 800-808.

Park, C. B., R. D. Miller, and J. Xia, 1998, Imaging dispersion curves of surface waves on multi-channel record 68th Annual International Meeting, SEG, Expanded Abstracts, 1377-1380.

Xia, J. H., R. D. Miller, and C. B. Park, 1999, Estimation of near-surface shear-wave velocity by inversion of Rayleigh waves: *Geophysics*, 64, 691-700.

VÄG 77: OPTIMALT UNDERSÖKNINGSPROGRAM MED HJÄLP AV RESISTIVITETSMÄTNINGAR

Ehsan Elhami, Joakim Pehrson, Peter Agerberg, Matilda Garpefjäll

Sweco Sverige AB

SAMMANFATTNING

Väg 77 (mellan E4 öster om Knivsta till trafikplats Rösa vid E18) föreslås att ledas om via en ny och kortare sträckning till E18 för att uppnå en god tillgänglighet och trafiksäkerhet för samtliga trafikantgrupper, särskilt med tanke på ökad trafikvolym och behovet av smidiga förbindelser mellan regionerna.

Geotekniska undersökningar behövde utföras för att ligga till grund till utformning av vägplan inför ombyggnationen av väg 77 samt för att redovisa de geotekniska förutsättningarna längs sträckan.

För att i ett tidigt skede bilda sig en uppfattning om markförutsättningarna längs planerad vägsträcka utfördes resistivitetsundersökningar längs stora delar av den nya väglinjen. Resistivitetsresultatet låg sedan till grund för framtagandet av geoteknisk undersökningsplan där fokus låg på att identifiera de mest kritiska områdena dit geotekniken kunde fokuseras.

Sammanfattningsvis så har kombinationen av geofysiska undersökningar (resistivitetsmätningar) och riktade geotekniska undersökningar bidragit till ett mer kostnadseffektivt och omfattande beslutsunderlag. Metoden har visat sig vara ett värdefullt komplement till geotekniska undersökningar, och har potential att användas mer i liknande infrastrukturprojekt i framtiden.

SUMMARY

Connecting E4 and E18, Road 77 plays an important role in transportation sector in the areas of Arlanda/Uppsala and Mälardalen. Road 77 is planned to be reconstructed along a new and shorter length towards E18 to fulfil the need for availability and traffic security for all the road users specially with regards to the increasing traffics and the need to connect different areas in the region.

Geotechnical investigations had to be conducted to determine the geotechnical conditions of the ground where the upcoming road is planned to be built. The results from the investigations can be used then as the base in the road design process for the new construction of the road 77.

Resistivity measurements have been conducted along most parts of the planned road line to give the first clue regarding the general geological/geotechnical conditions of the ground in an early stage. The results from the conducted resistivity measurements have then been used to develop an optimal geotechnical investigation plan where more focus put on the areas which has been evaluated as critical (areas which consists mostly of thick layers of cohesive- and organic soils which require relatively more extensive reinforcement measures) according to the resistivity measurements.

In conclusion the combination of the resistivity measurements and the selective geotechnical investigation has contributed to a more cost-effective and accurate means in the decision-making process. The resistivity measurements showed to be a valuable complementary method to the geotechnical investigations and has a potential to be applied in more similar projects in the future.

1 INLEDNING

1.1 Bakgrund

Väg 77 sträcker sig från E4, öster om Knivsta, till trafikplats Rösa vid E18 och är en viktig förbindelse mellan Norrtälje/Kapellskär och Arlanda/Uppsala/Mälardalen (Figur 1). Längs vägen passerar man orterna Gottröra, Rimbo och Finsta. I Uppsala län, nära Knivsta, är vägen bred och har god sikt, medan den inom Stockholms län är smalare och mer krokig, med många enskilda anslutningar (Trafikverket, 2022). Vägen går genom en naturskön kulturbygd som rymmer många värdefulla och känsliga allmänna intressen.

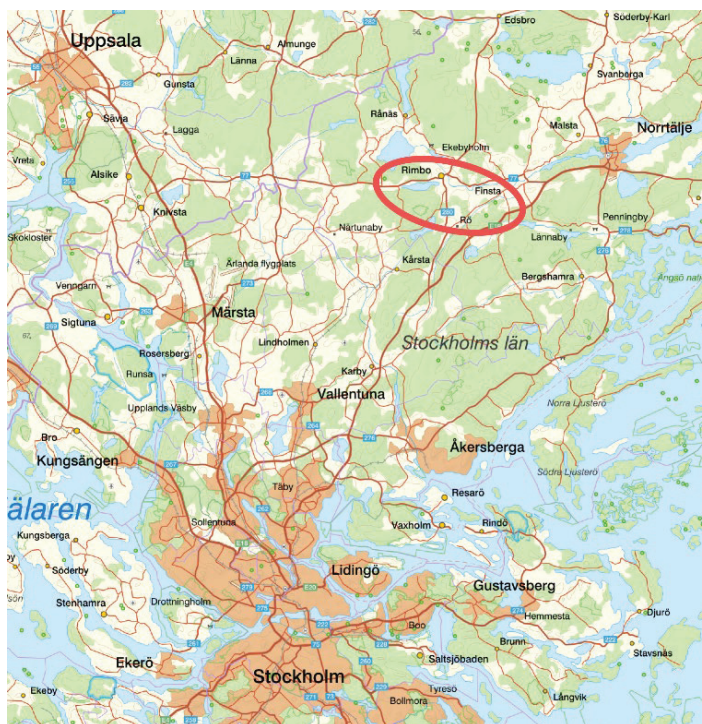
Trafikflödet ligger mellan 3900 och 6200 fordon per dag vilket förväntas öka markant fram till 2040, enligt Trafikverkets prognoser. En stor andel av trafiken utgörs av tung trafik, mycket på grund av att vägen är en viktig länk till Kapellskärs hamn, som har färjeförbindelser till Åland, Finland och de baltiska länderna.

Vägen är också olycksdrabbad. Enligt Transportstyrelsens olycksdatabas STRADA inträffade 113 olyckor med personskador mellan 2010 och 2020 på sträckan Eknäs – trafikplats Rösa. Dessa olyckor resulterade i 1 dödsolycka, 28 svåra skador och 119 lindriga skador. Trafiksäkerhetskameror installerades längs sträckan 2014.

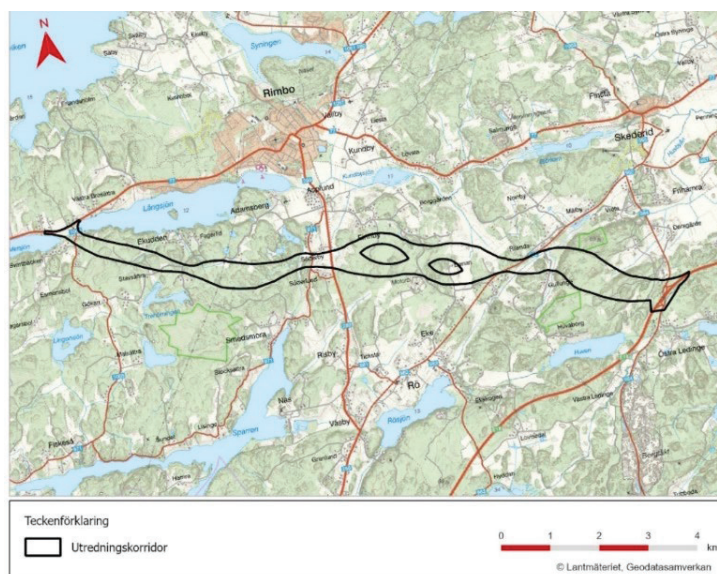
Sammantaget ger förutsättningarna att det är angeläget att förbättra väg 77. Planeringen för en sådan förbättring har pågått under flera år. Trafikverket utförde 2019–2020 ett ”Val av lokalisering” (Trafikverket, 2020) där det redovisades att det är optimalt att leda väg 77 via en ny kortare väg till E18, från Eknäs till trafikplats Ledinge. Val av lokaliseringen anger ett korridorområde mellan Eknäs och Ledinge, i vilket det framtida vägområdet bedöms kunna inrymmas (Figur 2).

Sweco Sverige AB har fått i uppdrag av Trafikverket att planlägga vägområdet inom korridorområdet som definieras i ”Val av lokalisering”.

Markundersökningar behövs planeras med syftet till att klarlägga jordlager- och grundvattenförhållanden längs den planerade vägsträckan för att sedan kunna användas som underlag till utformning av vägplan för Väg 77.



Figur 1. Orienteringsfigur (Lantmäteriet, <https://minkarta.lantmateriet.se>)

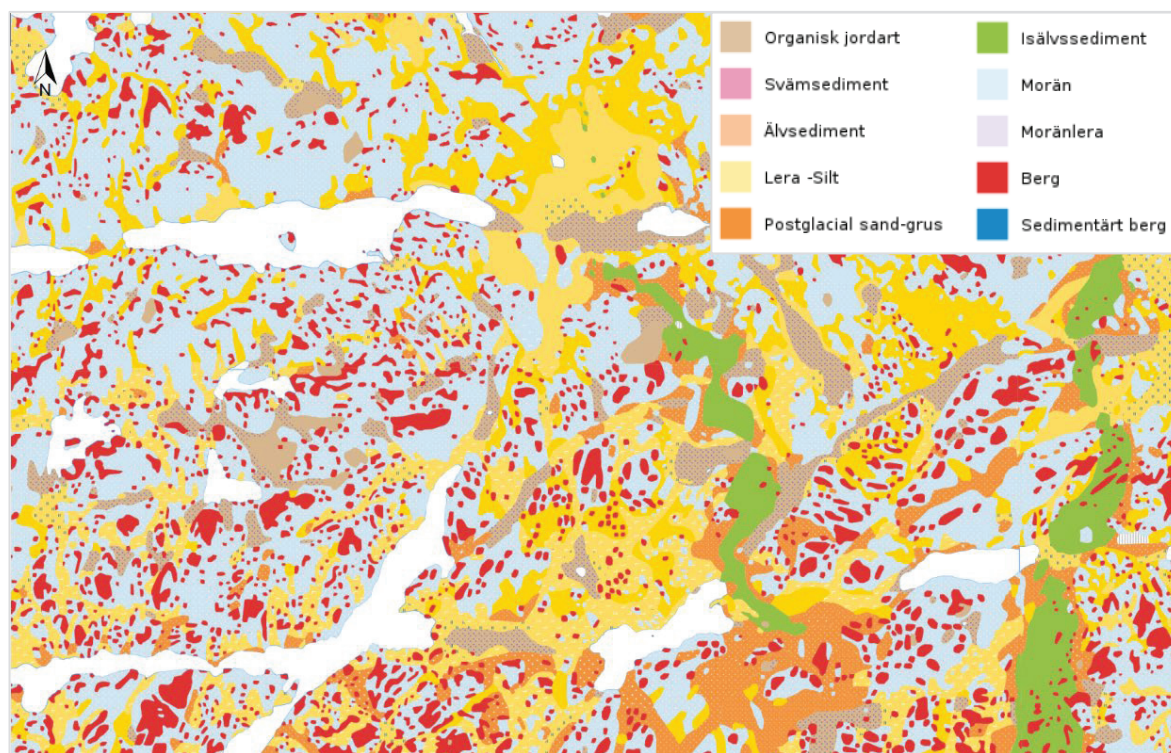


Figur 2. Korridorområde för ny vägsträckning av Väg 77 (Trafikverket, 2020).

1.2 Geotekniska förhållanden

Utredningsområdet för väg 77 passerar genom ett jordbrukslandskap med inslag av vattendrag och skogsområden. Landskapet kännetecknas av dalgångar med åkermark, omgivna av kuperad terräng med skogsområden som påverkar topografin. I den östra delen av området blir terrängen flackare, med inslag av bebyggelse, vegetation, åkerholmar och mindre kuperade partier.

Utredningsområdet karaktäriseras av varierande jord bestående av torv, gyttjelera, glacial- och postglacial lera samt postglacial finlera, postglacial sand, isälvsediment och morän. Berg i dagen och/eller ytligt berg förekommer längs delar av sträckan. Jorddjupen varierar mellan ca 0–20 m längs sträckan. I Figur 3 redovisas SGU:s jordartskarta över området.



Figur 3. Jordartskarta (Sveriges geologiska undersökning (SGU), <https://apps.sgu.se/kartvisare/kartvisare-jordarter-25-100.html>, hämtad 2025-02-12)

2 METOD

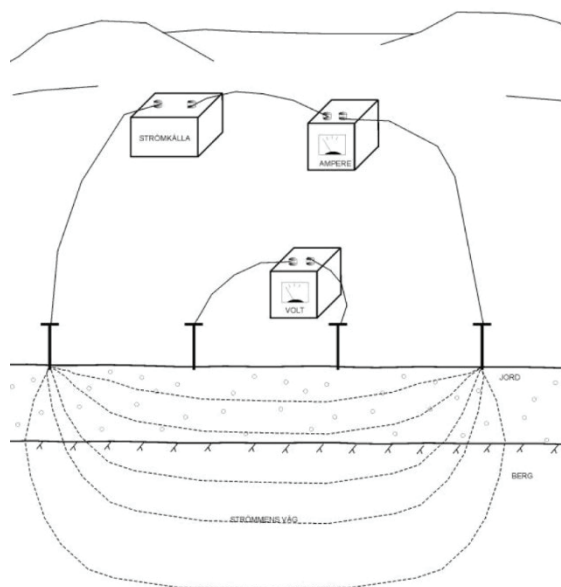
Framtagande av geoteknisk undersökningsplan inom den valda korridoren kunde ha varit tid-/kostnadskrävande eftersom området inte hade undersökts tidigare. Utan underlag erfordrades en första undersökningsplan med relativt jämt avstånd mellan

undersökningspunkterna för att redovisa de allmänna markförutsättningarna innan en mer detaljerad undersökningsplan kunde tas fram.

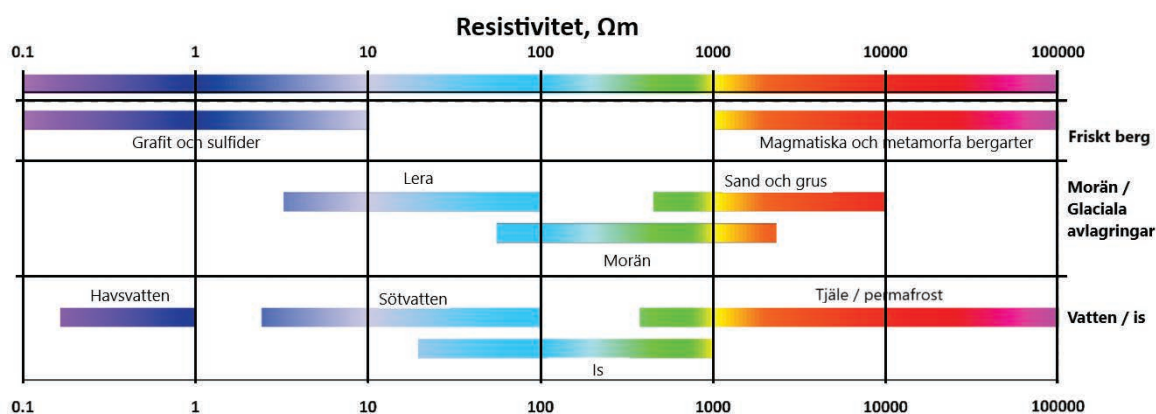
Resistivitetmätningar utfördes i ett inledande skede för att få en första uppfattning om markförutsättningarna längs planerad vägsträcka inom en acceptabel tid och budget. Resultaten från utförda resistivitetmätningar indikerade om marken är fast eller lös samt gav en ungefärlig mäktighet på de lösa jordlagren. Detta låg sedan till grund för framtagandet av geoteknisk undersökningsplan där fokus låg på att identifiera de mest kritiska områdena (lösmarkområdena) dit geotekniken kunde fokuseras.

2.1 Resistivitetmätning

Resistivitet är en geoelektrisk metod som går ut på att man mäter och beräknar markens elektriska ledningsförmåga. Genom att skicka ut en elektrisk ström av känd storlek i marken mellan två elektroder och mäta den potentialskillnad som uppstår hos två mellanliggande elektroder kan ett resistivitetsvärde beräknas utifrån principen om Ohms lag $U = R \times I$ (Figur 4). Det elektriska motståndet är en materialparameter men beror även på yttre komponenter där de mest betydande är kornstorlek, porositet och vattenhalt. Följaktligen kan olika geologiska material identifieras och särskiljas utifrån deras resistivitetsvärde. (se Figur 5 för typiska resistivitetsvärden).



Figur 4. Principskiss över en resistivitetmätning där en känd ström går mellan de två yttre elektroderna samtidigt som potentialskillnaden mäts mellan de två inre elektroderna. Utifrån de kända storheterna ström (I) och potentialskillnad (U) så kan resistansen (R) beräknas, vilken sedan ligger till grund för att kunna uppskatta ett värde på jordvolymens resistivitet. (SGF, 2008)



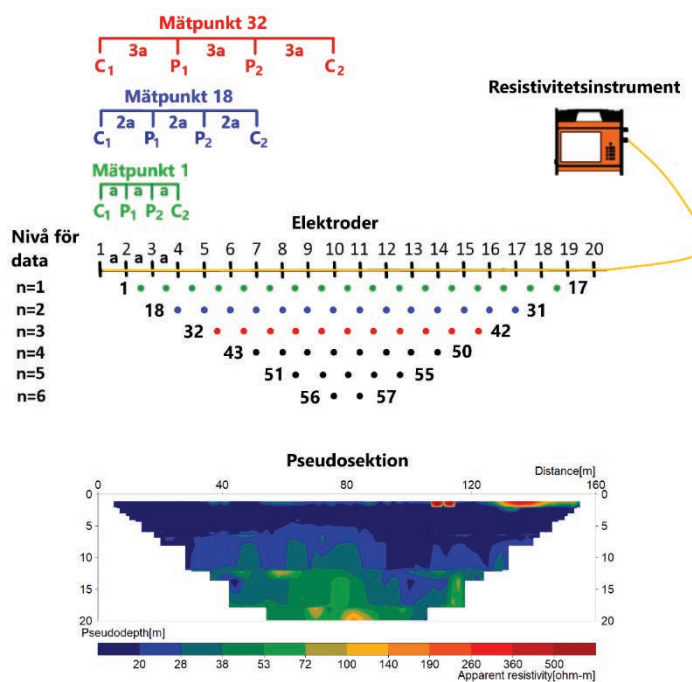
Figur 5. Diagrammet ovan illustrerar typiska resistivitetsintervallen för olika material. Färgskalan sträcker sig från blått (låga resistivitetsvärden) till rött (höga resistivitetsvärden), vilket kan ge en indikation på vilka typer av material som visualiseras i en resistiviteitsprofil. I presentationen av resistiviteitsresultat representeras lera i regel med blått, medan ökande fraktionsstorlekar följer färgskalan mot höger. Friskt berg framhävs i en mörkröd nyans.

2.1.1 Fältmätning

Fältundersökningen inleds med att ett kabelsystem läggs ut längs önskad undersökningslinje. Till kablarna kopplas sedan metallektroder som slås ned i marken. Vanligtvis så utgörs ett fullt utlägg av 80 st elektroder som är separerade 2 eller 5 m, vilket ger ett maximalt linjeutlägg om 400 meter. Undersökningslinjerna kan dock förlängas avsevärt med s.k. roll-a-long teknik där man efter varje utförd mätning flyttar fram den första kabeln och på så vis förlänger linjen ytterligare 100 meter. Detta förfarande kan sedan upprepas så många gånger som behövs. Till kablarna kopplas även ett s.k. resistiviteitsinstrument som presenteras i Figur 6. Utifrån fördefinierade mätprotokoll kan resistiviteitsinstrumentet automatiskt styra hur strömmen skickas ut och potentialskillnaden mäts för ett stort antal mätkonfigurationer. Resultatet blir hundra-/tusentals mätpunkter som vart och ett kopplas till ett specifikt läge och djup i undersökningsprofilen och som sedan används för att bygga upp en initial modell utifrån de beräknade resistiviteitsvärdena, en s.k. pseudosektion, över marken, se Figur 7.



Figur 6. Använd fältutrustning, Terrameter LS2 från Guideline Geo med tillhörande 5 m kabelsystem. En komplett konfiguration med 4 inkopplade kablar ger en 400 m lång undersökningslinje. Genom att flytta fram den första kabeln efter varje mätning kan undersökningslinjen förlängas obegränsat.

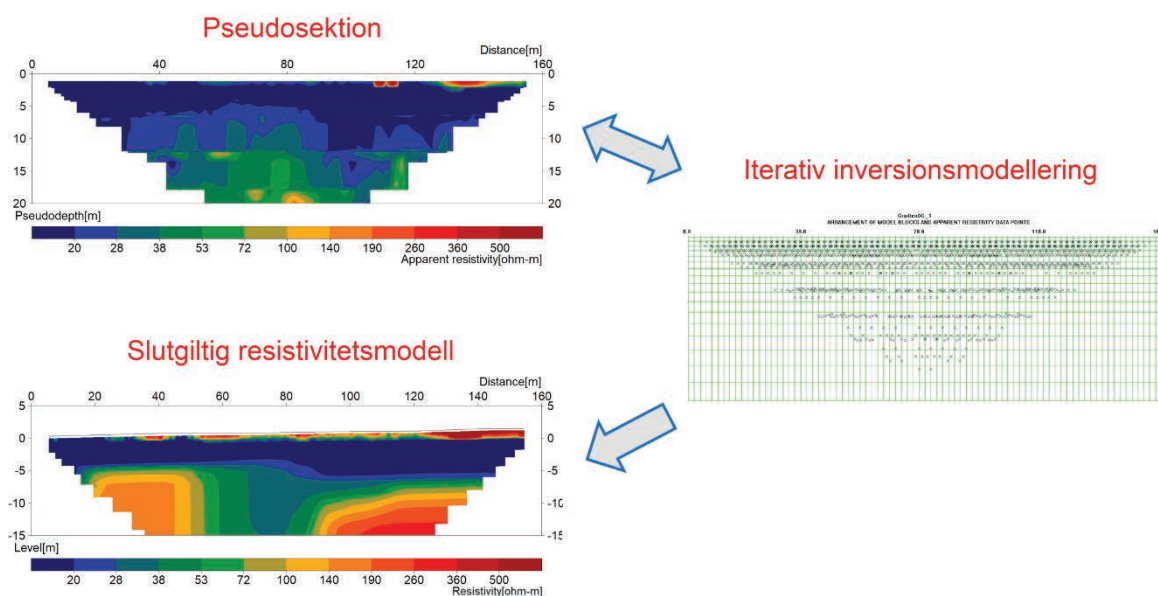


Figur 7. Principskiss som visar hur uppmätta mätvärden, för olika mätkonfigurationer, kan åskådliggöras i en flerlagermodell där varje mätvärde hör till en specifik punkt i marken. Mätpunktens placering i modellen bestäms av separationen mellan ström- och potentialelektroder vid mättillfället. Utifrån storleken på beräknade resistivitetsvärden så kan modellen färgläggas och en pseudosektion genereras.

2.1.2 Dataprocessering och redovisning

Mätvärdena som bygger upp den initiala resistivitetsmodellen kallas skenbar resistivitet och kan betraktas som ett medelvärde för jordvolymen mellan mätelektrodena. För att få fram faktiska resistivitetsnivåer i marken längs undersökningslinjen behöver en inversion av mätdatat göras. I denna undersökning användes programvaran Res2Dinv från Seequent för att utföra inversionsmodelleringen (Figur 8).

Det modellerade resistivitetsdatat presenteras som sektionsritningar där ingående färger indikerar vilken ledningsförmåga som råder i marken. Genom att justera vilket resistivitetsintervall som ska visas i profilen så kan fokus sättas på specifika material i undersökt jordvolym. Exempelvis om man önskar kunna särskilja ingående material i en lösjord så skulle resistivitetsskalan kunna sättas inom spannet 2 – 500 Ohm-m, medan ett intervall i storleksordningen 2 – 5000 Ohm-m lämpar sig väl för att kunna särskilja berg från mer lågresistiva jordarter.



Figur 8. Inversionsprocessen utgår vanligtvis från en initial markmodell baserad på homogena jordlagerförhållanden där programvaran beräknar förändring i specifika modellparametrar för att minska skillnaden mellan de modellerade och uppmätta skenbara resistivitetsvärden. Programvaran Res2Dinv använder “smoothness-constrained Gauss-Newton least-squares inversion technique” (Sasaki 1992) för att generera 2D-modeller av marken från den skenbara resistivitetsdatan.

2.1.3 Tolkningsförfarande

Att tolka ett resistivitetsresultat är inte alltid intuitivt där geologin låter sig beskrivas med distinkta materialgränser och exakta djupnivåer. Vid tolkningsarbetet är det

viktigt att bära med sig att resistivitetsmetoden är en volymmätning, där en begränsad lokal anomali i marken kan komma att påverka beräknade resistivitetsnivåer över ett större område. För att optimera det slutgiltiga resultatet bör man alltid beakta och integrera all tillgänglig information till tolkningsarbetet, såsom fältobservationer, jordarts- och jorddjupskartor samt eventuellt sonderingsdata.

2.2 Geotekniska undersökningar

Geotekniska undersökningar har utförts efter resistivitetmätningarna för att bekräfta och noggrannare bedöma jordlagerföljden och jordens egenskaper. De geotekniska undersökningarna genomfördes för att få en mer detaljerad information om jordlagerföljden, jordarter och jordens egenskaper, såsom sammansättning och hållfasthet.

2.2.1 Val av undersökningsområden

Undersökningarna har inriktats på specifika sträckor som identifierades utifrån resultaten av resistivitetmätningarna. Fokus har legat på områden där resistivitetsdatan visade tydliga skillnader och avvikelser, samt områden med låg resistivitet. Totalt har geotekniska undersökningar gjorts på cirka 5,8 km av den 13 km långa vägsträckan, med undersökningspunkter separerade ungefär 25-50 meter.

2.2.2 Urval av undersökningsmetoder

De metoder som har använts i den geotekniska undersökningen har huvudsakligen varit viktsonderingar, vilket ger en bedömning av mäktigheten av lös jord. Utöver detta genomfördes provtagning av jorden på olika djup, där dessa prover analyserades i laboratorium för att fastställa jordart och dess egenskaper. Vingförsök och kolvprovtagning utfördes där det bedömdes att marken består av lösjord enligt resistivitetmätningar för att ta fram hållfasthetsegenskaper hos lösjord. Slutligen utfördes även jordbergsonderingar för att bedöma djup till berg samt bergkvalité.

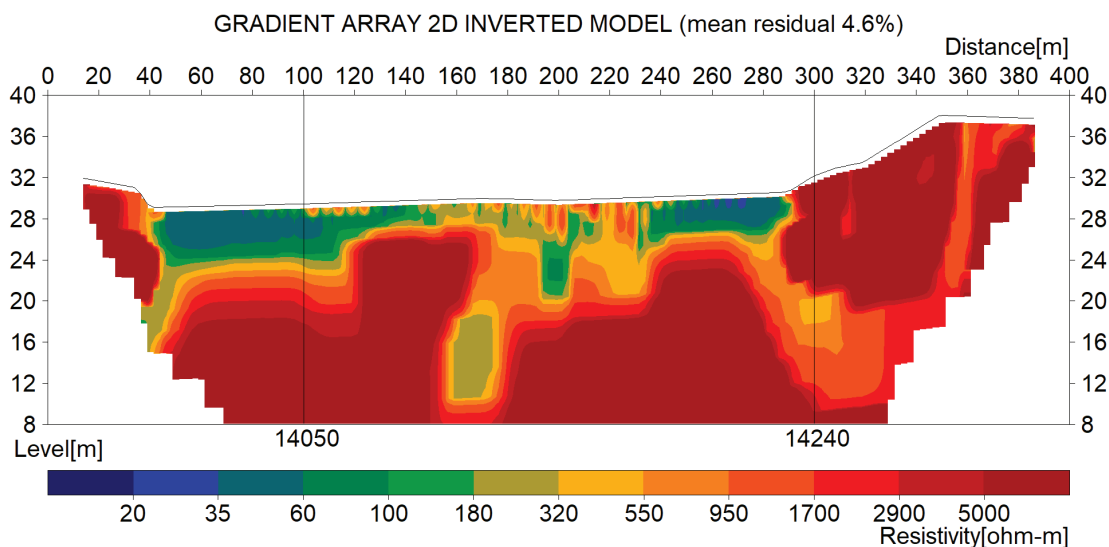
3 RESULTAT

3.1 Resistivitetmätningar

3.1.1 Fastjord/Berg

Berggrunden i området utgörs av granit och gnejs vilket är bergarter som ligger högt på resistivitetsskalan och som särskiljer berget mot de flesta förekommande material i området. Följaktligen kan många gånger en tydlig gräns mot mindre resistiva jordarter identifieras och bergöverytans nivå bestämmas.

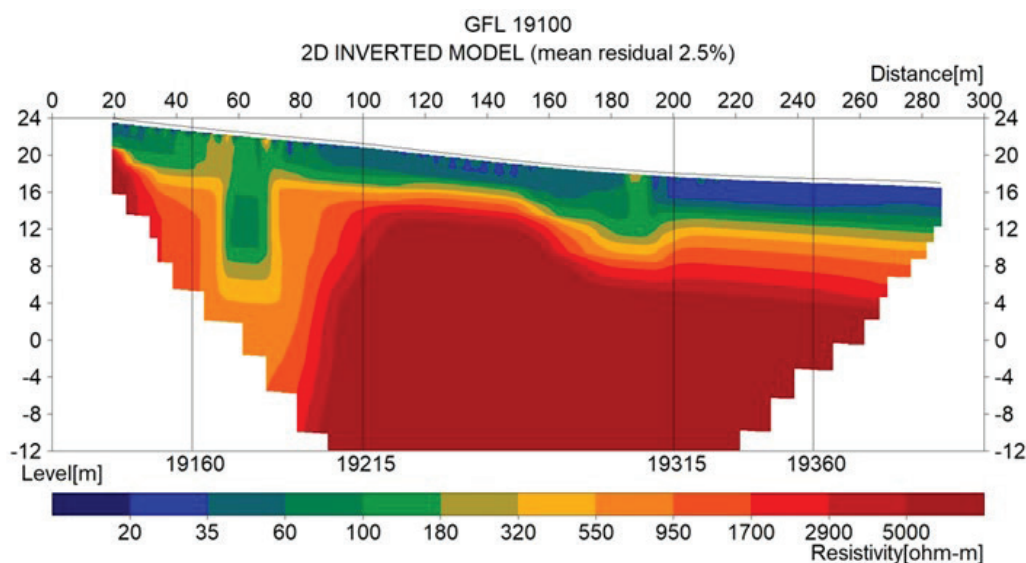
I det fall berget är uppsprucket och vattenförande så sjunker registrerade resistivitetsnivåer avsevärt och bergvolymen kan bli svår att särskilja mot grövre jordarter som morän eller sand/grus.



Figur 9. Bergvolym gestaltad i en resistivitetsprofil. De röda partierna, med en resistivitet över 5000 ohm-m, består av berg och visar en tydlig gräns mot de ovanliggande materialen som utgörs av mer lösa jordarter, från lera till sandig morän. Vid ungefärlig längdmeter 50, 170 samt 290 sker markanta sänkningar i resistivitetsnivåerna i bergvolymen vilket sannolikt går att koppla till mer uppspruckna partier.

3.1.2 Lösjord/Lera

Lera framträder vanligtvis som områden med låg resistivitet i resistivitetsresultatet. Detta beror på att lera ofta innehåller betydande mängder vatten och elektrolyter, vilket gör den mer ledande än andra jordarter. Profilen i Figur 10 är utförd på åkermark där man vid markytan kan se en tydlig gräns mellan två lerområden med olika karaktär.



Figur 10 profil 19/100 – 19/400: Till vänster i bilden har vi ett grön-blått område vilket utifrån resistivitetsskalan tyder på något högre resistivetsnivåer jämfört med det blåa området längst till höger i bilden. Tolkningen man kan göra utifrån ett sådant utseende är att vi har en inblandning av silt och sand i översta lerlager till vänster i profilen medan leran är mer homogen till höger. I området mellan längdmätning 40 – 100 m finns en tydlig störning i resistivetsdatat vilket sannolikt har sitt ursprung i uppsprucket berg.

3.2 Kombination av resistivetsdata och geotekniska undersökningar

Utifrån resistiviteten planerades geotekniska undersökningar för att verifiera och komplettera resultaten. De kombinerade resultaten från resistivetsmätningarna och de geotekniska undersökningarna har samredovisats för hela vägsträckan. Nedan följer två exempel på hur intressanta områden identifierades utifrån resistivetsresultatet och sedan kompletterades med geotekniska undersökningar.

3.2.1 Längdmätning 18/100 – 18/350

På denna sträcka visade resistiviteten ett område där lösare jordarter tycktes underlagra det grövre sand-/moränmaterialet som indikerades på jordartskartan. Flygbilder visade på skog och kalhygge i det aktuella området (Figur 11).

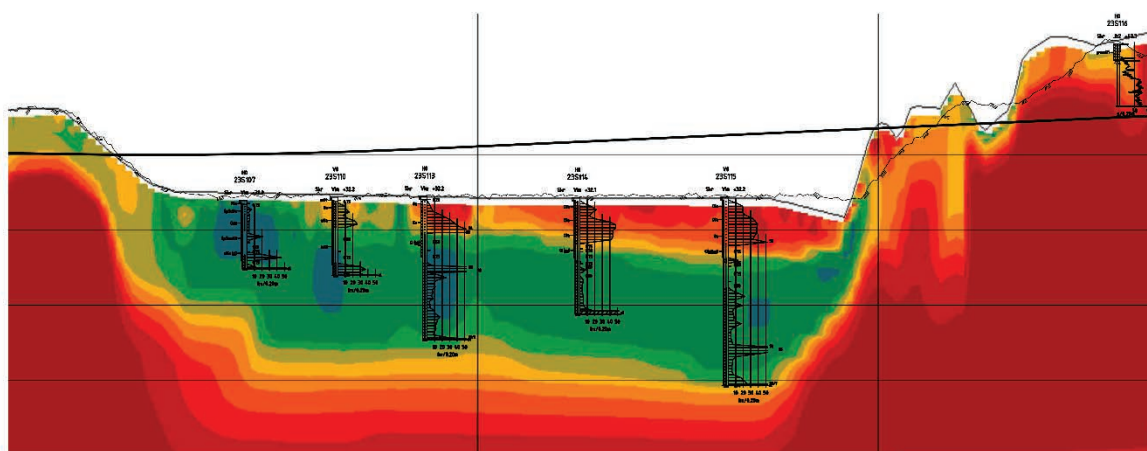
De geotekniska undersökningarna, som omfattade viktsonderingar, jordbergsonderingar och provtagning av jord på olika djup, bekräftade och kompletterade resultaten från resistivetsmätningarna i Figur 12. Det uppmätta motståndet från viktsonderingarna visar en fastare jord i de översta 2-3 meterna under markytan, därunder har ”fri sjunkning” uppmätts från viktsonderingarna vilket indikerar på lösjord. Den lösa jorden har en mäktighet på ca 2-3 meter, därefter ökar motståndet från viktsonderingarna mot djupet. Provresultaten av jordproverna visade att

jordlagerföljden består av 2-3 meter sand på 2-3 meter lera. Lerans underlagras av en fastare lera alternativt halvfast lagrad silt eller sand som i sin tur vilar på morän ovan berg.

I Figur 12 bekräftar jordberg-sonderingen resultaten från resistivitetsmätningarna, vilket visar att berget grundas upp. Resultaten från jordbergsonderingen visar att berget ligger 1 meter under markytan till höger i figuren.



Figur 11. Flygbild över området mellan km 18/100-18/350 som visar på att området består av skog (Lantmäteriet, <https://minkarta.lantmateriet.se>, hämtad 2025-02-12). Profillinje redovisas i blått. Enligt SGU:s jordartskarta förekommer sand (orange) och morän (blått) i området. Norrut angränsar ett område med lera (gult).



Figur 12. Profil över sträckan mellan km 18/100-18/350 med resistivitetsdata och geotekniska undersökningar.

3.2.2 Längdmätning 20/600 – 20/850

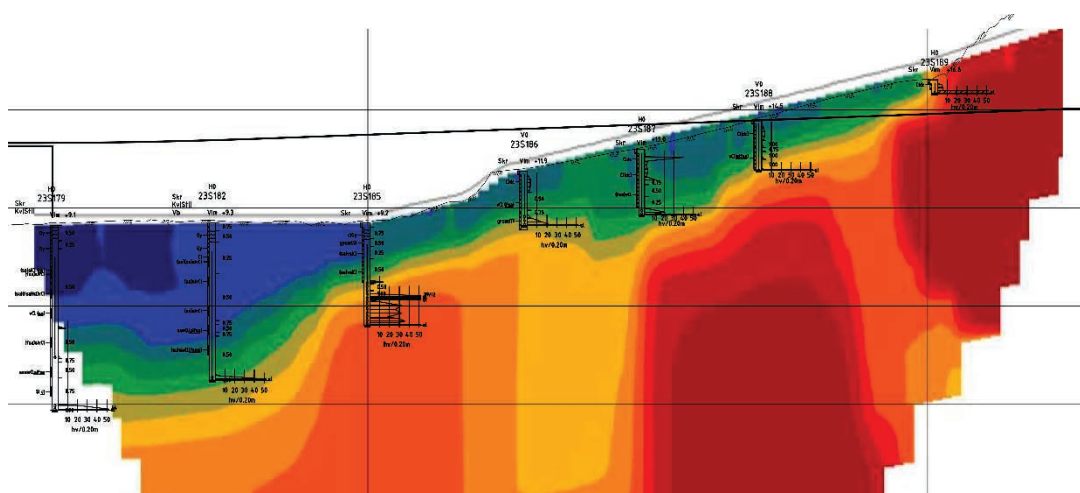
På denna sträcka visade resistivitetsmätningarna på ett område med ett tjockt lager av lösare jordarter som avtar mot ett fastmarksområde. Enligt flygbild över området korsar profilen åkermark samt ett vattendrag (Figur 13).



Figur 13. Flygbild över området mellan km 20/600-20/850 (Lantmäteriet, <https://minkarta.lantmateriet.se>, hämtad 2025-02-12). Profillinje redovisas i blått. Enligt SGU:s jordartskarta förekommer torv (brunt) och gyttjelera/lera (gult) i området. Österut angränsar området till morän (blått) och berg (rött).

De geotekniska undersökningarna, som omfattade viktsonderingar samt provtagning av jord och vingförsök på olika djup, bekräftade och kompletterade resultaten från resistivitetsmätningarna i Figur 14. Det uppmätta motståndet från viktsonderingarna visar på ”fri sjunkning” från markytan ner 7-9 meter i figuren till vänster, vilket indikerar lösjord. Längre till höger i figuren visar viktsonderingar halvfast jord i den första meter och därefter ”fri sjunkning” ner till 1-3 meter. Längst till höger i figuren stoppar en viktsondering vid 0,5 m under markytan.

Provresultaten från jordproverna visade att jordlagerföljden åt vänster i figuren består av 1-2 meter gyttja på 6-7 meter siltig lera ovan 1-2 m silt. Silten underlagras i sin tur av en morän ovan berg. Längre till höger i figuren består jordlagerföljden överst av 1-2 m torrskorpelera ovan 1-3 m lera ovan morän på berg. Längst till höger i figuren består jorden av torrskorpelera ovan morän på berg.



Figur 14. Profil över sträckan mellan km 20/600-20/850 med resistivetsdata och geotekniska undersökningar.

4 DISKUSSION

I projektet visade sig fördelarna med att inleda markundersökningarna med resistivitet framför allt i möjligheten att på ett bättre sätt kunna planera de geotekniska undersökningarna. Genom att kunna fokusera de geotekniska insatserna till de områden där resistiviteten indikerade mer utmanande markförutsättningar bedömdes kvaliteten på slutresultatet höjas samtidigt som antalet sonderingspunkter kunde minimeras.

Nedan listas fördelar med att inleda markundersökningarna med resistivitet som identifierades i projektet:

- Metoden är förhållandevis tids- och kostnadsbesparande; relativt långa sträckor kan undersökas under en fältdag
- Undersökningsmetoden är flexibel och relativt enkel att utföra, funkar ofta bra i besvärlig terräng där en borrhög kan ha problem att ta sig fram
- Icke destruktiv metod som inte gör någon påverkan på omgivningen vilket var fördelaktigt i kontakten med markägarna i området
- En miljömässigt hållbar metod som lämnar ett mycket litet klimatavtryck
- Mycket värdefullt underlag att tillgå då snabba beslut ska fattas

Det finns även svårtolkade situationer där resistiviteten har svårt att ge något entydigt svar. Det kan exempelvis vara besvärligt att identifiera någon tydlig gräns mellan ett moränmaterial och en uppsprucken och vattenförande bergöveryta eftersom dessa ofta ligger inom överlappande resistivitetsspann. Ett annat scenario som kan ställa till det är när ledningsegenskaperna i det översta jordlagret är låga och kontakten mellan

mark och elektroder blir dålig vilket kan generera mätdata med större osäkerhet. Det kan exempelvis handla om väl-dränerade områden med sand/grus eller tjälad mark.

Att enbart utföra resistivitetsmätningar gör det utmanande att klargöra jordlagerföljden och bestämma noggranna djupnivåer. Därför krävs sondering och provtagning av jorden för att bekräfta jordlagerföljden och möjliggöra en korrekt tolkning.

Mätningarna har en begränsad täckning i plan, för att täcka in ett bredare område måste parallella undersökningslinjer utföras.

5 SLUTSATSER

Genom att kombinera resistivitetsmätningar och geotekniska undersökningar har en mer komplett bild av de geotekniska förutsättningarna framtagits; det har varit avgörande för att bedöma omfattningen av de geotekniska förstärkningsåtgärderna för den nya stäckningen av väg 77. Metoden har en stor potential i liknande projekt och omfattning.

6 TILLKÄNNAGIVANDE

Vi vill uttrycka vårt uppriktiga tack till alla som har bidragit till genomförandet av detta arbete. Vi vill särskilt tacka Henrik Nilsson och Malin Lindström på Sweco för deras insatser i fält med utförandet av resistivitetsmätningarna. Vi är också tacksamma mot Nenad Jelisic på Trafikverket för hans vägledning och stöd under projektets gång.

7 REFERENSER

Sasaki, Y. 1992. Resolution of resistivity tomography inferred from numerical simulation. *Geophysical Prospecting*, 40, 453-464.

Svenska Geotekniska föreningen (SGF). (2008). *Automatiserad Resistivitetsmätning – metodblad*.

Trafikverket. (2020). *SAMRÅDSHANDLING – Väg 77 Uppsala länsgräns – TPL Rösa, Delen Eknäs – Tpl Ledning*. TRV 2014/96335. AFRY

Trafikverket. (2022). *Samrådsunderlag – Väg 77 Eknäs-Ledinge*. TRV 2021/73081. Sweco.

Transportstyrelsen. (2022). *Olycksdatabasen - Swedish Traffic Accident Data Acquisition (STRADA)*.

PREFABRICATED CONCRETE SCREW PILE: INNOVATIVE SOLUTIONS FOR SUSTAINABLE FOUNDATIONS IN SCANDINAVIA

Peter Wardinghus^A, Jakob T. Udengaard^B

^A Centrum Pæle A/S, Denmark and Centrum Pile AB, Sweden

^B Per Aarsleff A/S, Denmark

SUMMARY

In Scandinavia, the newly introduced prefabricated concrete screw pile, CPSP, represents the latest development in full displacement pile systems, designed to tackle both current and future challenges. This pile system reduces environmental impact significantly by lowering noise, vibration, and concrete usage, all while maintaining the advantages of prefabrication.

This paper will present trial and testing conducted during the development phase of the pile system. Additionally, two completed projects will be presented, each with different motivations for choosing the prefabricated screw pile system.

1 INTRODUCTION

The demand for sustainable and environmentally friendly ground engineering solutions to realize an advancing urbanization, effective infrastructure and other societal developments, continues to rise. Traditional pile systems are challenged to be more effective in reducing their carbon footprint and environmental impact. Still, economic considerations need to be balanced to achieve market acceptance. These outer constraints and expectations define the challenge for the innovating organization.

The prefabricated concrete screw pile, CPSP, is an example of a product and concept, which has undergone an innovation management process and successfully being launched to the European ground engineering markets. An understanding of the market demands and potentials, technical possibilities, structural, mechanical and geotechnical design, and considerable trials in the production plant and on site, have challenged and matured the product throughout the process.

The result of the innovation process is a product which meets the objectives as the product supplies a more effective, sustainable piling solution with the lowest possible environmental impact (noise and vibrations) on the project surroundings.

1.1 Centrum Prefabricated Screw Pile (CPSP)

The pile type is a circular pile with a continuous outer thread. It has a hollow core with keyways for installation with a steel drive rod, see Fig. 1. The diameter of the core is 377 mm, the height of the threads is 55 mm, and hence the outer diameter across the threads is 487 mm. The pitch of the thread is 250 mm, i.e., 4 revolutions per meter. The standard length is 8 meters per pile segment and piles are mechanically spliced together on site. The bottom pile is mounted with a steel tip.

The pile is a displacement pile and is installed using a drilling rig with a torque capacity of 280 kNm. During installation, a special drive rod is inserted through the entire length of the pile into the steel tip. Smooth or partially smooth segments (without threads) are produced as required.

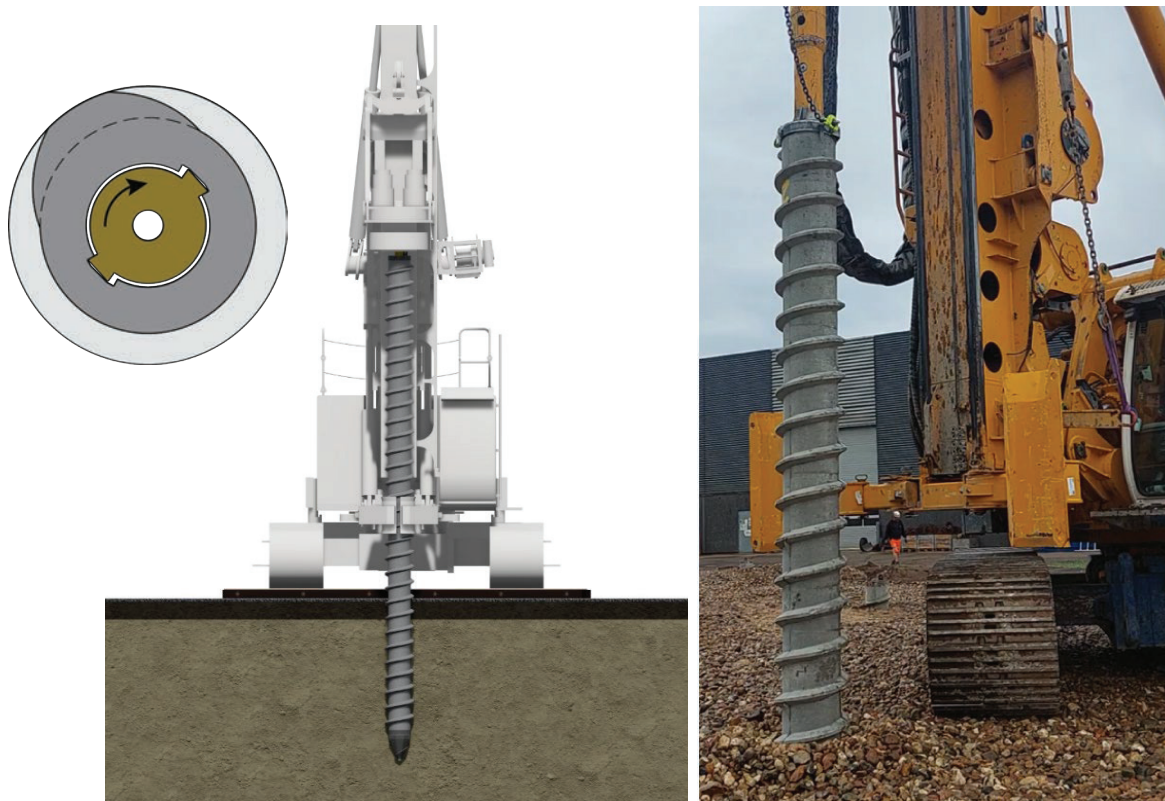


Fig. 1 The precast concrete screw pile during installation: A specially developed drive rod is inserted through the whole length of the pile. Torque from drilling rig is transferred through the drive rod to the pile and pile point via a steel key and a cast keyway in the hollow core of the screw pile

The concrete volume of CPSP is 0,088 m³/m. In comparison, the concrete volume of a circular solid section with an equivalent diameter (508 mm) is 0.203 m³/m. That is a saving of 0,115 m³/m or 57 % concrete consumption.

1.2 Carbon emissions comparison example

One of the drivers for the pile innovation described in this paper is the saving of materials and hence CO₂ emissions. A fictional project with 50 piles of 16-meter length is assumed to calculate the saving in CO₂ with the precast CPSP compared to a bored cast-in-situ solution. These piling technologies are compared since they share the advantage of being noiseless and vibration free methods. As a gross assumption, the pile foundation can be realized with either the CPSP or bored piles (CCFA) with a similar diameter (Ø508).

The calculation of CO₂-equivalent emission for both pile types is shown in Table 1. The calculation was made with EFFC DFI Project Carbon Calculator v. 5.0 and with EPD data (environmental product declaration) from the pile manufacturer. Emissions from Mob/demob, people’s transportation, assets, and waste are not considered.

Table 1 Carbon emission calculation for fictional project

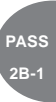
Pile foundation	Pile design	Freight assumptions	Materials + energy + freight [tCO ₂ e]	Total [tCO ₂ e]
Prefabricated concrete screw pile (CPSP)	50 piles, 16 m, Ø487/377	Total pile weight 185 tons Distance from pile factory 250 km	44 + 4 + 3	51
Bored cast-in-situ pile (CCFA)	50 piles, 16 m, Ø508	Concrete C30/37: 178 m ³ (incl. 10% waste) Reinforcement: 18 kg per m pile Distances: - Concrete plant 50 km - Reinforcement supplier 500 km	60 + 7 + 5	72

The calculation of the fictional project shows a saving of 30 % in total tCO₂e with CPSP compared to the equivalent bored cast-in-situ solution. Despite the concrete consumption being more than halved with the CPSP, the material emission overall is not. This is primarily attributed to the steel tip and steel pile joints. Further developments of the steel parts to reduce material usage without compromising performance continue.

2 TRIAL AND TESTING

2.1 Model testing and industry-academia collaboration

When developing a new pile system, it is necessary to document its load and settlement behaviour to gain recognition basis. In these efforts, collaboration between industry and academia can be valuable. Centrifuge model testing at scale 100 have



been performed by Lucerne University of Applied Sciences and Arts and TU delft, Arnold and Askarinejad (2020).

These model tests were conducted in Vingerling-Clay. It was concluded that the screw pile can sustain larger axial loads than a smooth pile with a diameter equal to the outer thread diameter of the screw pile. Furthermore, the screw pile was showing a more robust loading behaviour with some hardening effects compared to the smooth pile. The test also showed that both the smooth pile and screw pile showed the same stiffness as a load-transferring system. The settlement at ultimate limit state of the screw pile corresponded well to 10 % of the diameter, Arnold and Askarinejad (2020).

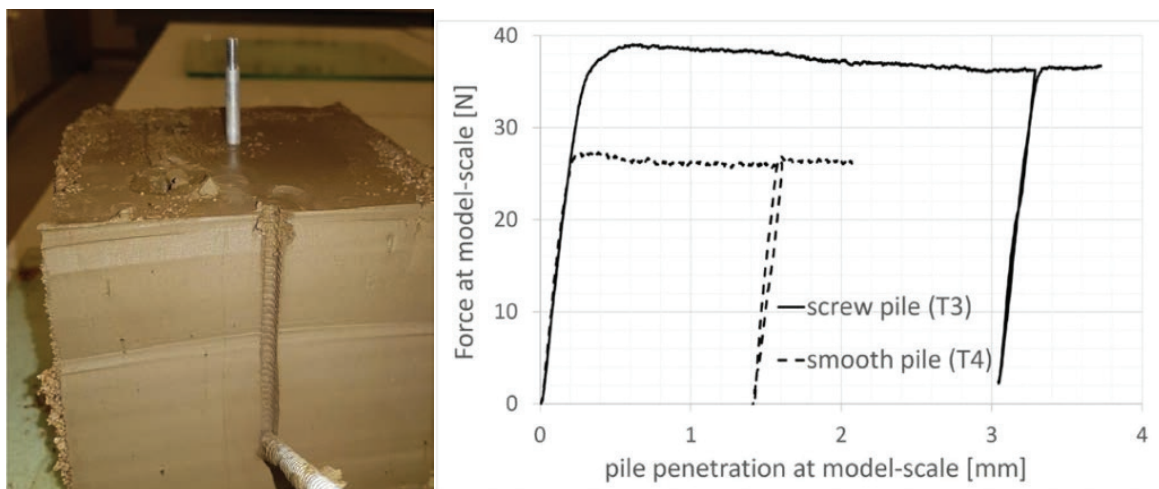


Fig. 2 Reproduced from Arnold and Askarinejad (2020).

LEFT: Vingerling Clay-block after centrifuge test: Backwards: smooth pile; in front: screw pile with the screw profile visible in the pile-soil interface. Model width: 133mm; model length: 200 mm; model depth: 120; pile embedment depth: 80 mm. RIGHT: Load-settlement curves of the screw- and smooth piles tested in the same Vingerling-Clay soil model.

2.2 Full-scale Test of the Prefabricated Concrete Screw Pile

A test-site with ground conditions that is representative of the intended application and fulfils the objectives of the test may prove hard to find. In this case, however, it turned out that optimal geotechnical conditions were found at the site of the concrete plant itself. Here, an area with near uniform ground conditions (in lateral direction) was identified. The stratigraphy is described in the table below. Depth to ground water level is 2.5 m below ground level.

The site consisted of typical Danish ground conditions, enabling a real scenario test and to investigate both installation aspects and bearing capacities in sand as well as clay till. At 15 meters depth, shear vane tests exceeded values of 450 kPa, characterizing the clay till as very stiff to hard. Hence, the site was ideal for putting equipment and installation possibilities to the test in these difficult installation conditions.

Table 2. The test site soil profile

Depth (m below GL)	Soil type / description	q_c [MPa]	c_u [kPa]
from 0 m to 2,0 m	Sand fill of which the upper 1 m is with organic topsoil	5 to 30	
From 2,0 m to 4,3 m	Sand fill	2 to 7	
from 4,3 m to 7,3 m	Loose to medium dense glacial meltwater sand	3 to 8	
from 7,3 m to 15,0 m (bottom of borehole)	Very stiff to hard glacial clay till		150 to 450
from 15 m to 20,0 m (bottom of borehole)	Hard glacial clay till		300 to 700

GL = Ground Level

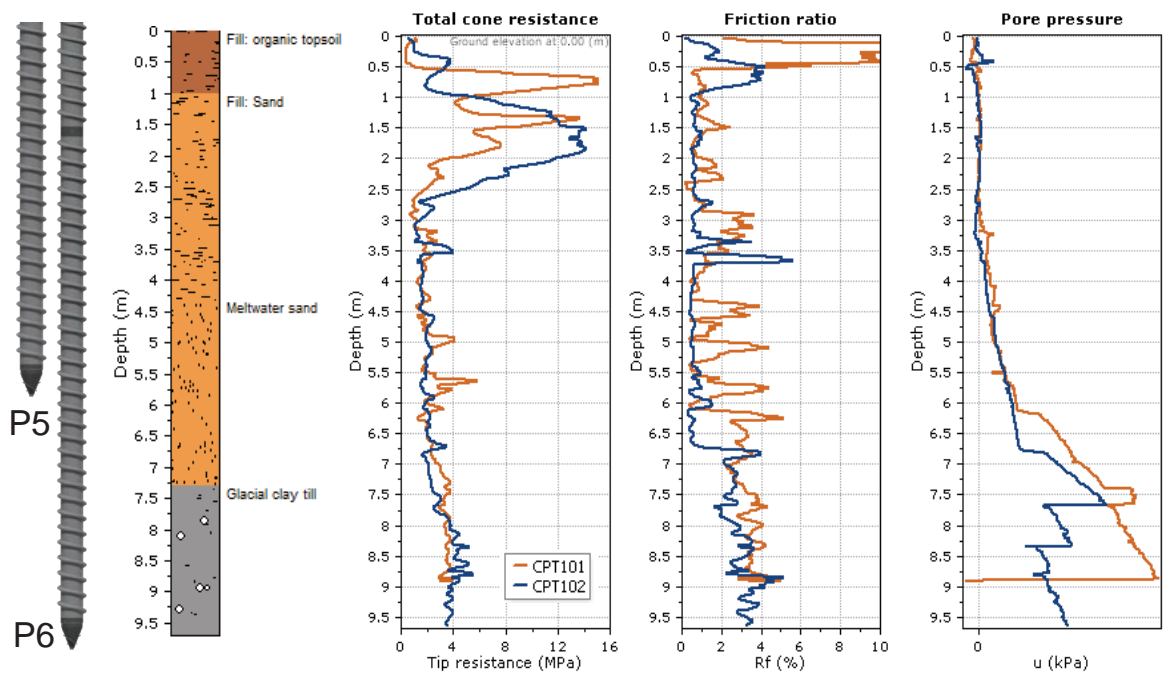


Fig. 3. Test site CPT results

A total of 15 test piles were installed in lengths between 6 and 16 m. The longest piles consisted of two 8-meter segments. A layout of the test piles can be seen in Fig. 4.

The test was conducted in two phases. In the first phase, learning to install the new pile was the primary focus. This includes, training of the rig operator and crew, testing of handling equipment prototypes, pitch, predrilling, and data recording. As expected, there were issues during the first test with e.g. handling equipment and newly developed rig software. Hence, some piles were sacrificial, such that only a few data were gathered that were representative of expected scenarios.

In the second phase, particular observations made during the first phase were tested further. Furthermore, focus turned towards how the pile works in the ground. Two instrumented static load tests were conducted to investigate the geotechnical bearing capacity and settlement behaviour or stiffness. One pile was installed to 5.5 meters depth with its base in the meltwater sand layer, and one pile was installed to 9.5 meters depth with base ~2.5 meters into glacial clay till. The piles were instrumented with strain transducers to evaluate base and shaft bearing resistance.

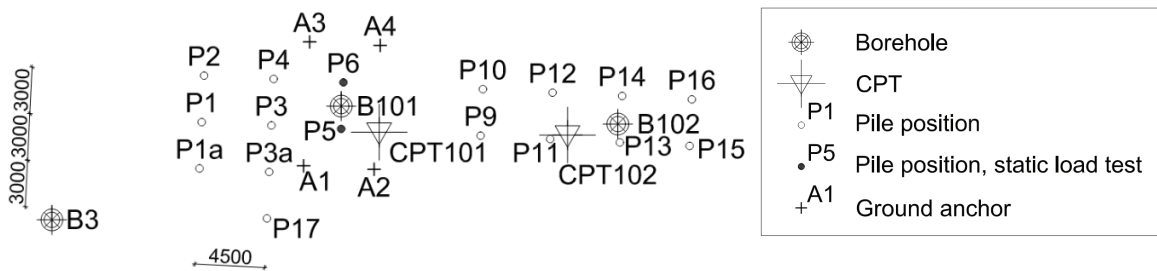


Fig. 4. Layout on the test site.

The static load tests were conducted 4 weeks after installation and were performed as a one-cycle maintained load test according to DS/EN ISO 22477-1:2018 Geotechnical investigation and testing – Testing of geotechnical structures – Part 1: Testing of piles: static compression load testing, however with smaller load steps and shorter load holding times to facilitate the strain measurements. The ultimate load was evaluated at a deformation of 10 % pile diameter (= 49 mm). For P5, the load became difficult to maintain after ~42 mm and was then interrupted.

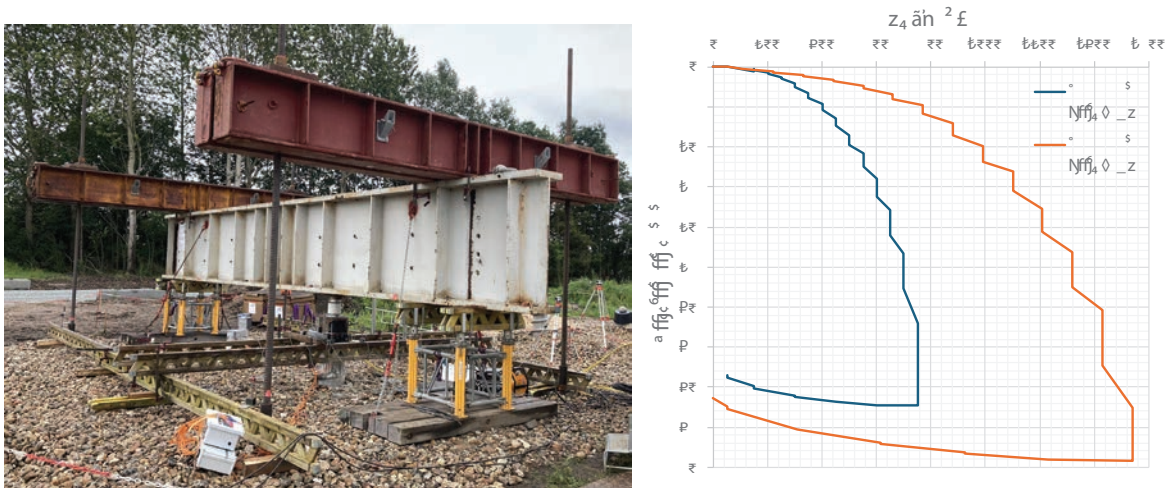


Fig. 5 Left: Static load testing setup. Right: Load-settlement curves.

Table 3. Results from full scale static load testing

Pile no.	Base depth	Soil type at base	$R_{ult} = R_{ult,shaft} + R_{ult,base}$	$R_{ult,shaft}$	$R_{ult,base}$
P5	5.5 m below GL	Loose meltwater sand	750 kN	550 kN	200 kN
P6	9.5 m below GL	Very stiff to hard glacial clay till	1540 kN	1140 kN	400 kN

GL = Ground Level

An interesting observation from the two static load tests are, that even though they are relatively short with L/D ratios of 12 and 18, both were primarily shaft bearing. This can be contributed to the special shape of the pile that forces the shaft failure slip surface outside of the thread diameter (= 0,49 m) to give a high shaft bearing capacity. This observation consistent with the findings by Arnold and Askarinejad (2020), that the shaft bearing capacity is higher than a comparable cylindrical pile with the same diameter.

2.3 Extraction Test

Another important aspect in innovation is to inform or involve external stakeholders in the work, e.g. by presenting test results. People outside the innovation team/organization may have a different view on the product and raise questions previously unthought of. An example is, that the nature of the installations process and the shape of the prefabricated concrete screw pile prompted question to the robustness and integrity of the unreinforced concrete threads. The hypothesis of damaged threads was hence tested by extracting the test pile P5 by means of deep excavation.



Fig. 6. Extraction of concrete screw pile after installation and static load test

The extraction test of P5 after static load testing proved the integrity of the pile thread. All threads were intact. Wear on the leading edge of the continuous thread just above the steel pile point was observed. This is regarded to be unavoidable without influence of the general integrity of the pile nor its thread. Furthermore, soil trapped in the space between the threads was highly compacted, confirming the assumption that the pile can, at minimum, be regarded as a smooth pile with the outer diameter in terms of calculating geotechnical bearing capacity.



Fig. 7. Inspection of extracted concrete screw pile after installation and static load test

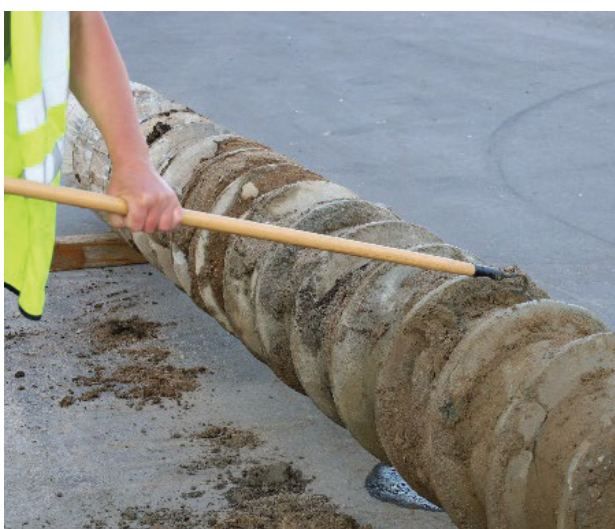


Fig. 8. Removal of compacted soil between threads of extracted screw pile

3 REFERENCE PROJECTS

3.1 EV Gigafactory near Berlin, Germany

In the planning of a GIGA-Factory for electric vehicles in Grünheide near Berlin in Germany, a piling solution applying driven precast piles was strongly preferred. As an underlying drinking water reservoir dominated the main part of the layout of the project, avoidance of interaction between wet concrete chemicals and the surrounding soil had high priority and the choice of precast piling system was first. During the execution of the works, parts of the gigafactory opened production which raised the need for a low-noise, vibration-free piling technology in a certain proximity zone of the production facilities.

These two special determining factors for the system choice – no (chemical) interaction with sensible surrounding soil and vibration impacting the neighboring structures – are central attributes of the CPSP. The project was realized with the larger predecessor of the CPSP, which had an outer diameter of 550 mm compared to the current 487 mm.



Fig. 9 Piling at EV Gigafactory near Berlin, Germany

The soil conditions on this project are typical for the Berlin region – “Berliner Sande”. The sand grains are rounded with an even size distribution and therefore relatively

easy to rearrange when impacting mechanically. This phenomenon eases installation (driving or rotating displacing methods) but often provides low bearing capacity as the sand grains do not easily pack. The CPTs conducted showed a resistance in the sand $q_c = 8-9 \text{ MN/m}^2$.

With a pile embedment depth of 4,5 – 5 m in this layer, a static load test could mobilize a total bearing capacity of approximately 1400 kN. The bearing capacity of driven precast piles was higher, but the level serviced the needs of the structural design.

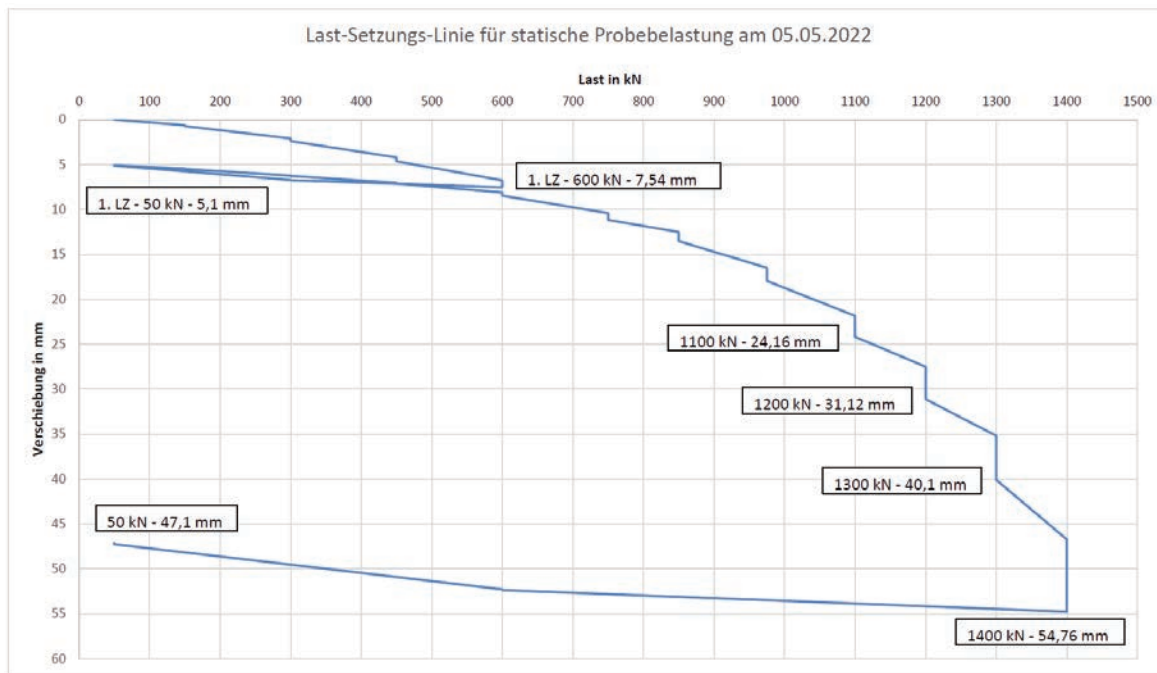


Fig. 10 Load-settlement curve from static load test.

The application of the CPSP pile system – in combination with classical square driven precast piles – allowed an effective realization of the necessary pile foundations considering all expectation of the client besides time and costs: Low environmental impact on neighboring structures and a very sensible ground water situation.

3.2 Office building in Middelfart, Denmark

The project is located immediately near existing structures. Still, the original planning foresaw driven precast piles as pile foundation. Due to rising concerns about the impact from vibration and noise on neighboring structures, the screw pile was chosen as a foundation solution for part of the building.

Besides the restrictions concerning noise and vibration, the existing critical close level of ground anchors from the neighboring sheet pile wall restricted the accepted pile settlements. Balancing the accepted level of settlement of max. 10 mm the possible bearing capacity resulted in two pile lengths – 8 and 12 m.

The ground conditions consisted of 5 meters of sand and sandfill above 2 meters of organic material above high plasticity clay “lillebæltler” with c_u values of 100 to 250 kPa. All piles were installed with base in lillebæltler.

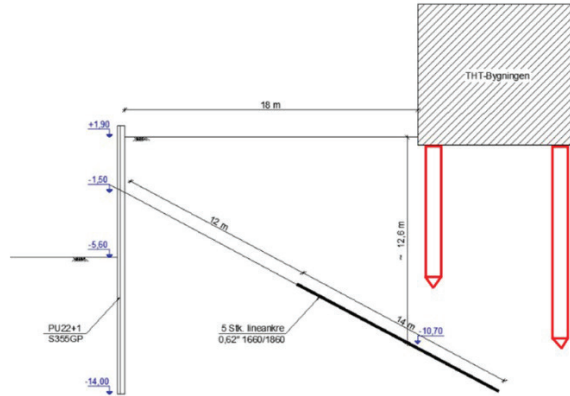


Fig. 11 Cross section near existing structures, Middelfart, Denmark

Two static load tests verified the desired bearing capacity at the allowed settlement level: 440 kN and 880 kN for 8- and 12-meter piles respectively. The load test did not identify the ultimate load bearing capacity (Commonly derived at a deformation equal to 10 % of the pile diameter, 49 mm). A theoretical extrapolation of the load settlement curve suggests an ultimate capacity of approximately 1350 kN.

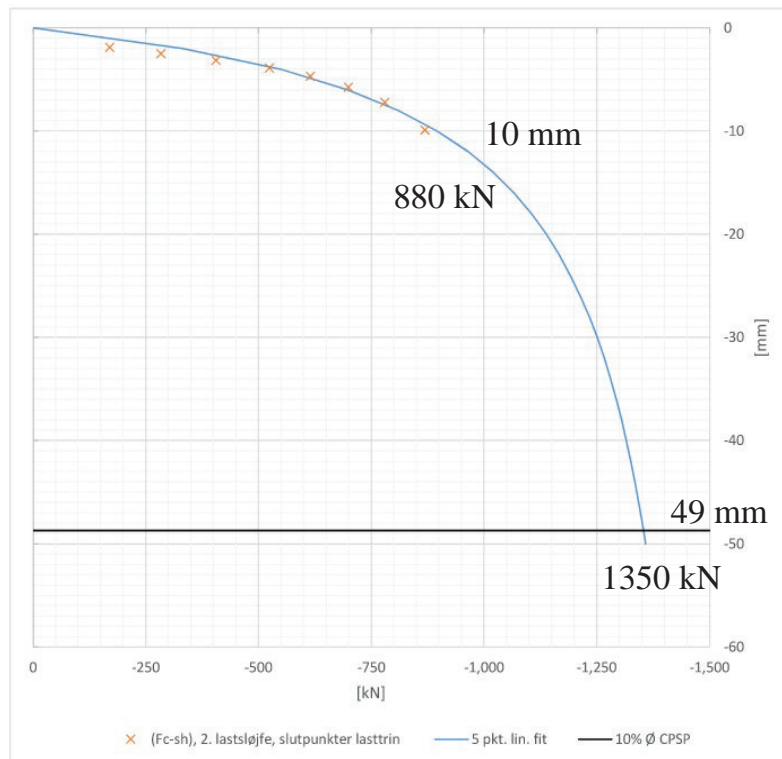


Fig. 12 Static load test of 12-meter CPSP, Middelfart, Denmark. Orange points: Load steps; blue line: Extrapolated load-settlement behaviour; Black line: 10 % diameter of CPSP



Fig. 13 Installation of CPSP directly up against existing structures.

Still, not exploiting the full potential bearing capacity, the pile system serviced all the client needs for a low environmental impact, time and costs.

4 CONCLUSION

The motivation to introduce the prefabricated concrete screw pile is the rising demand for ground engineering solutions with a lower environmental impact. As the urbanisation challenges the traditional piling methods, new methods enabling low noise, vibration and carbon emission level are asked for. The prefabricated concrete screw pile is new in Scandinavia and serves the needs for a lower environmental impact.

This paper has presented test and trials conducted during developments of the pile system, CPSP, and has shown two reference cases where the system was successfully employed and verified. The cases confirm the need for the new environmentally friendly piling system under various circumstances.

Recent projects in Denmark and Germany have confirmed the systems suitability in a variety of soil types. Still, further development and testing will be carried on expanding the data bank of experience and the field of application.

5 REFERENCES

Arnold, André and Askarinejad, Amin (2020), "Behaviour of prefabricated concrete screw piles under axial loading." Proceedings of the 4th European Conference on Physical Modelling in Geotechnics

FRAMTIDENS KOMPETENSUTVECKLING

***Bengt Hansson^A, Fanny Deckner^B, Leena Haabma Hintze^C,
Olle Båtelson^D***

^A Implementeringskommissionen, IEG

^B Svenska Geotekniska Föreningen, SGF

^C Svensk Grundläggning

^D Pålkommissionen

SAMMANFATTNING

Vi tror på samverkan i branschen för att gemensamt förflytta oss framåt. Att identifiera, analysera och åtgärda behöver vi alla göra. I denna artikel lyfter vi fram förbättringsområden som vi anser vara angelägna. I grunden handlar det om att tillsammans skapa oss förutsättningar för ett rättvist, effektivt och säkert genomförande av branschens projekt.

SUMMARY

We believe in industry collaboration as a means of collectively advancing forward. The processes of identification, analysis, and resolution are responsibilities we all share. In this article, we highlight key areas for improvement that we consider to be of particular importance. Fundamentally, our goal is to create the necessary conditions for the fair, efficient, and safe execution of industry projects.

1 BAKGRUND

Pålkommissionen, IEG (Implementeringskommission för Europastandarder inom Geoteknik), SGF (Svenska Geotekniska Föreningen) och Svensk Grundläggning arbetar med underlag, handböcker och publikationer som ska stödja byggprocessen inom grundläggnings branschen.

Dessa fyra organisationen samverkar i ett forum som benämns Knutpunkt Geo. Knutpunkten har därmed en bred förankring i branschen och god insyn och förståelse i vad som fungerar bra respektive vad som behöver förbättras. Vi tror på samverkan i branschen för att gemensamt förflytta oss framåt. Att identifiera, analysera och åtgärda behöver vi alla göra. I denna artikel lyfter vi fram förbättringsområden som vi anser vara angelägna.

2 HUR VI ARBETAR - GEOPROCESSEN

Pålkommisionen och Svensk Grundläggning genomför ett gemensamt övergripande förbättringsarbete som benämns Geoprocessen, från tidiga skeden till förfrågningsunderlag och produktion. Även erfarenheter och resultat från Pålkommisionens arbete med Pålhandboken har bidragit in i detta arbete. Geoprocessen kräver kompetens i alla led för att leda rätt. I arbetet har ett antal angelägna förbättringsområden identifierats, exempelvis:

- förfrågningsunderlagets kvalitet och komplexitet
- ansvar och helhetssyn för att relevant information förs vidare till nästa led
- omfattningen av och relevanta geo tekniska undersökningar avseende föreslagna metoder
- förutsättningar och erfarenhetsuppföljning mellan aktörer
- frånskrivningar i uppmätning och otydliga mängdförteckningar
- justering av tidplaner vid framflyttad projektstart (realistiska tidplaner)
- ett pragmatiskt synsätt på vad FU är. Det vill säga ett sätt att få in likställda anbud och att den tekniska lösningen kan behöva vidareutvecklas därifrån.

Målet med förbättringsarbetet är att öka förståelse för vilka kravställningar från projektstart som kan leda till mindre spekulation och tvister. Det behövs ett ökat fokus på grundläggningens utförande med början i systemhandlingarna där byggherrens/beställarens tidiga engagemang är avgörande.

Förbättringsarbetet kommer att sammanställas i en vägledning som ska vara ett hjälpmedel för att upp rätta tydliga förfrågningsunderlag med för projektet relevanta, och vid behov kompletterande, geotekniska undersökningar. Osäkerheter måste minimeras för att möjliggöra tydliga kalkylförutsättningar som skapar förutsättningar för en byggprocess där den geotekniska osäkerhetsnivån successivt reduceras till en acceptabel risknivå i förfrågningsunderlaget, handlingen som entreprenörens anbud baseras på.

Genom att tydligt beskriva, minimera och ta ansvar för kvarstående osäkerheter skapar beställaren en sund konkurrens med kalkylerbara förutsättningar. Risknivån vid grundläggningsarbetets genomförbarhet minskar och en bättre totalekonomi kan uppnås. Under arbetets gång har ett antal olika aktiviteter genomförts för att samla in medlemmarnas tankar, synpunkter och förslag. Se några exempel i figur 1.



Figur 1. Under arbetets gång med Geoprocessen har ett antal aktiviteter hållits för att samla in medlemmarnas tankar, synpunkter och förslag. Några av dessa redovisas i figuren.

Arbetet med geoprocessens framgångsfaktorer fortgår. Några centrala begrepp som en sammanfattande utgångspunkt för ett lyckat projekt är:

- LEDNING – beställaren är och tar rollen som projektets nyckelperson
- INSTÄLLNING – tillit mellan parterna med en helhetssyn för projektet
- PROCESS – med tydliga krav och texter, en pragmatisk syn där FU ses som baseline med snabb och löpande hantering av ändringar med kalkylerbara risker
- KONTRAKTET – återspeglar tydlighet och förväntan på resultatet
- KOMPETENS – kunniga erfarna personer som agerar fackmässigt.

Där det sistnämnda leder vidare till en diskussion om vikten av ständig löpande professionell kompetensutveckling.

3 FRAMTIDEN KOMPETENSUTVECKLING

Rubriken i sig har i alla tider varit en utmanande frågeställning och den är för oss idag, med hänsyn till den höga förändringstakten, om möjligt än mer utmanande.

Framtidsforskare spår att förändringstakten kommer att öka 1000 gånger under det här århundradet jämfört med det förra.

Vår inställning är att vi som bransch behöver ensa oss om vilka kompetenser och nivåer på dessa som erfordras för de olika yrkesrollerna. För att skapa förutsättningar och underlag för en strukturerad kompetensutveckling har Knutpunkt Geo, tagit fram en kompetensmatris, se figur 2. Syftet är att:

- Öka kompetensen
- Skapa förutsättningar för erfarenhets överföring
- Underlag för planering av personlig och organisations kompetensutveckling

Verktyg för denna utveckling och kunskapsuppbyggnad finns etablerad inom Knutpunkten i form av kursutbud inom respektive organisation.

Allmän Normal Overkurs	Kompetensnivå innebär											
	nivå 1 Deltagaren känner till grundläggande begrepp och kan använda informationen											
	nivå 2 Deltagaren känner till, förstår och kan tillämpa kunskap på egna enklare projekt/situationer											
nivå 3 Deltagaren förstår, kan analysera, kan kritiskt värdera lösningar och välja/utföra optimal lösning för komplexa situationer												
Kompetensblock (innehåll i varje block se separat lista)	Engagerade i projektet											
	Arbetsledare						Beställare					
	Operatör	Konstruktör Bygg & Anl.	Geotekniker mot konstruktion	Geotekniker mot projektering	Geotekniker Fält	Arbetsledare Grundläggning	Arbetsledare Bygg och anl.	Beställare - Bygghedare	Beställare skede utförande	Beställare skede projektering	Beställare - Inköpare	
1. Design bas	1	3	3	3	1	2	1	1	1	1	1	
2. Grunder Geoteknik	1	2	3	3	2	2	1	2	1	2	1	
3. Grunder Geokonstruktion	1	2	3	2	1	2	1	2	1	1	1	
4. Dokumentation - informationsöverföring	1	2	3	3	1	2	2	3	3	3	3	
5. Jordförstärkning	1	1	2	3	1	2	1	2	1	1	1	
6. Pålar	1	3	3	2	1	2	1	2	1	1	1	
7. Spont	1	3	3	2	1	2	1	2	1	1	1	
8. Stabilitet	1	2	2	3	1	2	2	2	1	1		
9. Undersökning- planering - utvärdering	1	1	2	3	2	1	1	1	1	1	1	
10. Förenad mark i byggskedet	1		1	3	2	1	2	1	1	1	1	
11.Utförande	3	1	2	1	3	3	2	3	2	2	2	
12.Övriga Konstruktioner.	1	2	3	2		2	1	2	1	1	1	
13.Arbeitsmiljö	2	1	1	1	2	3	3	2	2	2	1	
14.Geohydrologi	1	2	2	3	1	2	2	2	1	1		
15. Klimat och hållbarhet	1	3	3	3	1	1	1	1	1	2	2	

Figur 2: Kompetens matris framtagen inom forumet Knutpunkt Geo.

4 EN SÄKER BYGGPROCESS

Den nya föreskriften (AFS 2023:3) om projektering och byggarbetsmiljösamordning innehåller tydligare regler som om hur framför allt Byggherren ska organisera, kontrollera och följa upp arbetsmiljöarbetet. Svensk Grundläggning riktlinjer och krav ger här mer specifika råd som stöd för hur reglerna kan uppfyllas. Byggherren ska vara delaktig och aktiv i arbetsmiljöfrågorna under hela bygg projektet bland annat genom att hen; planerar och organiserar resurser, arbete och arbetsprocesser på ett sådant sätt att det skapar förutsättningar för en god arbetsmiljö följer upp tidplanen och vidtar åtgärder när det exempelvis inte finns tillräckligt med tid för att förebygga olyckor och ohälsa tydliggör olika aktörers ansvarsområden och gränsdragningar samt att arbete som medför omedelbar och allvarlig fara stoppas eller ändras att arbetsmiljöplanen och arbetsmiljöarbetet lämnas över från Bas-P till Bas-U vid byte av byggarbetsmiljö samordnare, samt hur underlag från projektering överlämnas till Bas-U då projekteringen fortsatt pågår under produktionen.

För projektören tydliggörs ett ökat ansvar för betydelse av arbetsmiljön under byggskedet genom bland annat;

- följa anvisningar från Bas-P för att möjliggöra samordning av planering en och projekteringen och se till att föreslagna lösningar förebygger arbetsmiljörisker och är förenliga med andra projektörers lösningar
- redovisa skriftliga underlag till Bas-P med förslag på möjliga lösningar för allvarliga arbetsmiljörisker som kvar står till byggskedet
- inom uppdraget utreda eventuella arbetsmiljörisker om nya metoder, tekniker eller material ska användas

På motsvarande sätt förtydligas ansvaret för BAS-P och BAS-U.

BAS-P ska exempelvis;

- informera och meddela byggherren om det finns brister i projekteringsarbetet
- börja direkt med, och kunna visa upp, arbetsmiljöplanen under hela den tidansvaret finns
- informera om arbetsmiljöarbetet som genomförts när arbetsmiljöplanen lämnas till efterträdande byggarbetsmiljösamordnare samt fortsätta samordna projekteringen om den fortsätter efter att arbetsmiljöplanen överlämnats.

BAS-U ska exempelvis;

- informera och meddela byggherren om det finns brister som inte kan avhjälpas på plats
- genomföra introduktion på byggarbetsplatsen, att den hålls i god ordning och städas
- innan klartecken för entreprenörernas arbete, begära in uppgifter om arbetsmiljörisker och åtgärder samt systematiskt kontrollera och följa upp entreprenörernas arbetsmiljöarbete

- o ta emot uppgifter om arbetsmiljöarbetet från tidigare byggarbetsmiljösamordnare

Knutpunkt Geo upplever att vi som bransch inte efterlever och utför det som föreskrivs avseende byggarbetsmiljösamordning till den nivå vi som rimligtvis kan förvänta oss av varandra. Vi uppmanar alla branschens parter till kommande arbetsmiljövecka, v43 2025, att förbereda och genomföra aktiviteter för att synliggöra, befästa och utveckla det proaktiva arbetet som byggarbetsmiljösamordningen utgör. Vi uppmanar också alla aktörer att följa Svensk Grundläggnings riktlinjer och krav, vilka stödjer sund konkurrens och säker arbetsmiljö.

5 BRANSCHGEMENSAM KOMMUNIKATIONSPLATTFORM

Inom GEO branschen finns ett stort engagemang som vi ska vara tacksamma och stolta över. Det har bland annat resulterat i ett antal organisationer som alla arbetar för en attraktiv, sund och säker bransch. En samverkan inom Knutpunkt Geo för en gemensam kommunikationsplattform skapar både tydlighet och synergier som gynnar alla. Något som hela branschen behöver för att effektivt samla och dela på information från projektering till utförande.

6 REFERENSER

Arbetsmiljöverket., 2023. *Arbetsmiljöverkets föreskrifter och allmänna råd (AFS 2023:3) om projektering och byggarbetsmiljösamordning – grundläggande skyldigheter*. Arbetsmiljöverkets författningssamling, Stockholm.

WET DEEP MIXING - BÄTTRE SENT ÄN ALDRIG

Anian Kriege^A, Tony Forsberg^B

^A *GeoMind KB*

^B *Nordic Geo Construction*

SAMMANFATTNING

Ett omfattande landvinningsprojekt utförs i Timrå, strax norr om Sundsvall. Byggherre är Biorefinery Östrand AB. Landvinningen sker i en vik i Östersjön. Markförhållandena utgörs främst av mäktiga lager av siltig lera med mycket låg skjuvhållfasthet. Ett större skred inträffade inom aktuellt område 1981. För att möjliggöra landvinningen utförs en ca 600 m lång inneslutande vall i viken mellan de två strandanslutningarna. Vallen utgörs av krossat berg grundlagd på djupstabilisering som utgör dels grundläggning för vallen dels stödkonstruktion för uppfyllnaden innanför vallen.

Djupstabiliseringen utfördes i enlighet med SS-EN 14679, Djupstabilisering med bindemedel. Såväl torr metod (Dry Deep Mixing, DDM) som våt metod (Wet Deep Mixing, WDM) utfördes inom ramen för entreprenaden. WDM utfördes från ponton där detta var möjligt med hänsyn till pontonens djupgående medan DDM utfördes i grundare vatten mot strandanslutningarna.

Denna artikel beskriver översiktligt projektering och utförande av WDM som utgör merparten av vallen. Motiven till metodvalen redogörs för, liksom viktiga förutsättningar för projekteringen. Artikeln beskriver också utförande, kontroll och uppföljning av arbetet. Avslutningsvis presenteras de viktigaste faktorerna för projektets framgång samt lärdomar för framtiden.

SUMMARY

A vast land reclamation project is under construction in Timrå, just north of Sundsvall. The owner is Biorefinery Östrand AB. The land reclamation is carried out within a bay of the Baltic Sea. Ground conditions in the bay consist of deep deposits of silty clays with very low shear strength. A major landslide occurred in the area in 1981. To enclose the area in the bay, a 600 m long rubble mound consisting of crushed rock founded on deep mixing is constructed between the two shore connections. The deep mixing serves as foundation of the rubble mound and as retaining structure for the land reclamation.

Deep mixing is carried out using both dry deep mixing (DDM) and wet deep mixing (WDM). The WDM was carried out from a barge where this was possible given the draught of the pontoon whereas DDM was carried out towards the shallow shore connections.

This paper focuses on the design and execution of the WDM that covers the majority of the rubble mound. The reasons for the choice of method are discussed as well as key factors in the design process. The paper also touches the execution and quality control as well as the monitoring program. To conclude, the key factors for the success of the project and learnings are presented.

1 INTRODUKTION

Ett omfattande landvinningsprojekt utförs i Timrå, strax norr om Sundsvall där byggherre är Biorefinery Östrand AB. Landvinningen sker i en vik i Östersjön. Markförhållandena utgörs främst av mäktiga lager av siltig lera med mycket låg skjuvhållfasthet. Ett större skred inträffade inom aktuellt område 1981. För att möjliggöra landvinningen utfördes en ca 600 m lång inneslutande vall i viken mellan de två strandanslutningarna, se Figur 1 (a). Vallen utgörs av krossat berg grundlagd på djupstabiliserad jord, se Figur 2. Djupstabiliseringen utgör dels grundläggning för vallen dels stödkonstruktion för uppfyllnad innanför vallen. I den västra delen med vattendjup mindre än 2 m utfördes ca 150 m av förstärkningslinjen från land med torr metod (DDM). De resterande 450 m utfördes med våt metod (WDM) från ponton där vattendjupet som mest uppgick till ca 8 m. För utförande av DDM och WDM se Figur 1 (b). Djupstabiliseringen och vallen projekterades av GeoMind KB. Entreprenaden som innefattade djupstabiliseringen utfördes av Bauer Spezialtiefbau GmbH med Dmixab AB som underentreprenör för utförandet av DDM.



(a)

(b)

Figur 1. (a) Översikt över projektet efter färdigställande av förstärkningslinjen. Foto: Håkan Sjödin; (b) Byggskedet med djupstabilisering med DDM utförd från land i förgrunden och djupstabilisering med WDM utförd från ponton i bakgrunden. Foto: Kristina Borgström.

I Sverige utförs djupstabilisering uteslutande med DDM, dvs genom blandning av torrt bindemedel med naturlig jord. I Sverige har WDM, såvitt författarna känner till, endast använts två gånger¹ tidigare. I övriga världen är WDM däremot den mest använda metoden. Det kan tyckas märkligt att WDM provades för första gången i Sverige 2021, trots att DDM använts i stor omfattning sedan 1970-talet. De få projekt som hittills utförts med WDM har visat att metoden fungerar mycket bra i svenska leror med hög vattenkvot och låg skjuvhållfasthet.

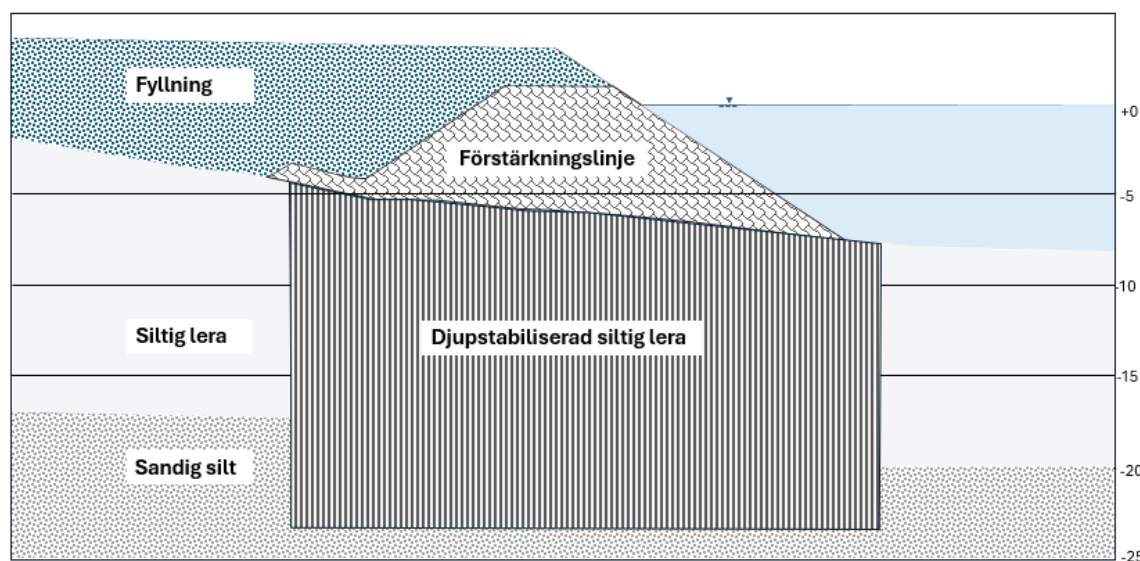
Denna artikel beskriver översiktligt projektering och utförande av WDM som utgör merparten av den 600 m långa vallen. Motiven till valet av WDM redogörs för, liksom nyckelfaktorer i projekteringen. Artikeln beskriver också utförandet, kontroll och uppföljning av arbetet. Avslutningsvis presenteras de viktigaste faktorerna för projektets framgång och lärdomar.

¹ Sanering Kolkajen 2021, Stockholm Stad. Provindallation Kolkajen 2022, Stockholm stad.

2 GEOTEKNISKA OCH HYDROGEOLOGISKA FÖRHÅLLANDEN

Jordlagerföljden inom aktuellt område består av bottensediment överlagrande siltig lera ovan sandig silt på friktionsjord på berg, se Figur 2. Lerans naturliga vattenkvot är 50 – 70% och konflytgränsen 50 – 60%. I lerlagrets nedre del återfinns ett till två ”tappningsvarv”, dvs skikt med friktionsjord med mäktighet ca 0,3 m som ligger inbäddade i lerlagret. Leran är generellt sulfidhaltig och klassas som siltig. I några punkter har leran utvärderats som sulfidlera/sulfidsilt. I flera undersökningspunkter har leran dessutom klassificerats som kvicklera. Valda värden för respektive lager redovisas i Tabell 1.

Medelvattennivån i Skönviken är +0,03. Grundvattnets trycknivå i det undre magasinet varierar i plan mellan nivå +4,0 till +6,0. Tappningsvarven antas ha hydraulisk kontakt med det undre magasinet. I den siltiga leran antas portrycksnivån öka linjärt mellan det övre och det undre magasinet.



Figur 2. Sektionen visar generell jordlagerföljd, djupstabilisering samt uppfullnad av vall med krossat berg (förstärkningslinje).

Tabell 1. Valda värden för jordlagrens egenskaper inom vattenområdet

Jordlager	Djup under sjöbotten (m)	γ, γ' (kN/m ³)	c_u (kPa)	ϕ' ($^{\circ}$)
Siltig lera 1	0,0 till 2,0	15,5 (5,5)	3 + 1 kPa/m	-
Siltig lera 2	2,0 till uk lera	16,8 (6,8)	5 + 1,3 kPa/m	-
Sandig silt	-	18,0 (10,0)	-	32

3 PROJEKTERING

För att utföra landvinningen krävdes först anläggande av en ca 600 m lång inneslutning i havsviken mellan de två strandanslutningarna. Det fanns flera tänkbara tekniska lösningar för utförandet av inneslutningen. Utvärderingskriterierna utgjordes bl.a. av byggtid, kostnad, arbetsmiljö, muddermassor samt beständighet. Flera metoder analyserades och av dessa bedömdes cellspont, dubbelspont (längsgående parallella sponter) och vall av krossmaterial grundlagd på djupstabiliserad jord vara de mest lämpliga för fördjupade analyser.

Det slutliga metodvalet påverkades i stor utsträckning av de stora djupen till fast botten och de mäktiga lagren av siltig lera med extremt till mycket låg hållfasthet. Metoderna cellspont och dubbelspont hade krävt hantering av mycket långa spontplank installerade från ponton, vilket bedömdes som utmanande ur arbetsmiljösynpunkt och omgivningspåverkan med hänsyn till buller. Metoderna hade dessutom krävt omfattande muddring till ca 17 m djup under havsytans nivå, deponering av delvis förorenade muddermassor samt återfyllning med krossmaterial. Den slanka spontprofil som normalt används för cellspont bedömdes vara olämplig för installation i stenig, blockig morän där risk att sponten går ur lås bedömdes som hög. En dubbelspont hade krävt flera stäpnivåer under vattenytan, vilket bedömdes som tidskrävande och svårbedömt avseende tid och kostnad samt negativt ur arbetsmiljösynpunkt. För såväl cellspont som dubbelspont hade djupstabilisering på aktivsidan krävts för att uppnå tillfredsställande totalstabilitet.

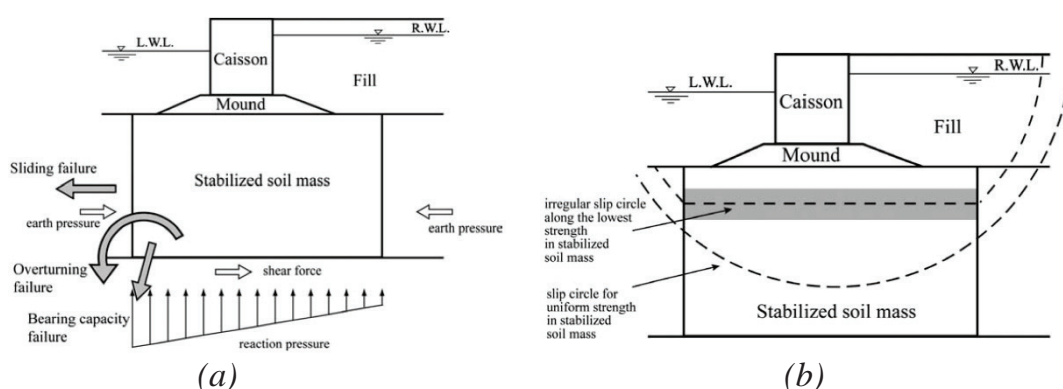
Förslaget med vall av krossmaterial grundlagd på djupstabiliserad jord bedömdes utgöra det mest fördelaktiga alternativet. En osäkerhet var dock bristen på liknande referensprojekt i Sverige. För att minimera risken för oförutsedda händelser gjordes en omfattande riskanalys i samarbete med byggherren. Djupstabiliseringen projekterades med DDM inom områden med begränsat vattendjup och med WDM inom övriga områden. DDM utfördes från land genom successiv installation av pelare och anläggning av vall som avhandlas i Deckner *et. al.* (2024) och WDM utfördes från ponton. Nedan redogörs för några av motiven till val av WDM.

I aktuellt projekt krävdes att djupstabiliseringen kunde utföras med bibehållet pelarmönster till som mest 23,5 m under havsytan för att säkerställa erforderlig stabilitet. Djupet hade varit möjligt att uppnå med DDM men det rådde stor osäkerhet om projekterat pelarmönster kunde upprätthållas på djup större än 10 m på grund av borrhålsavvikelse. Analyser av uppmätta borrhålsavvikelse med DDM i tidigare projekt indikerade att oacceptabelt stora avvikelser kunde förväntas. Sannolikheten att innehålla kravet på vertikalitet bedömdes som större med WDM på grund av styvare borrhålsstänger med denna metod. Borrsträngen för WDM kunde därtill förses med integrerade givare för registrering av lutningsändring, vilket medgav möjlighet att kontrollera raketten för samtliga produktionspelare. Ytterligare en fördel med WDM i detta fall var möjligheten att tillverka pelare med stor diameter.

Projekteringen utfördes med pelardiameter $\Phi 2,0$ m. Entreprenören föreslog och byggherren accepterade sedermera $\Phi 3,0$. Den effektiva täckningsgraden uppgick till 90%. Med WDM var det möjligt att på arbetsplatsen blanda flera olika bindemedelstyper som levererats separat till arbetsplatsen. Detta hade varit en fördel vid nyttjande av slagg och cement. Att placera blandningsstationen på land och pumpa suspensionen till pontonen bedömdes vara rationellt jämfört med leverans av bindemedel med separat ponton, vilket troligen hade krävts för DDM på grund av de stora avstånden från strandlinjen upp till 150 m.

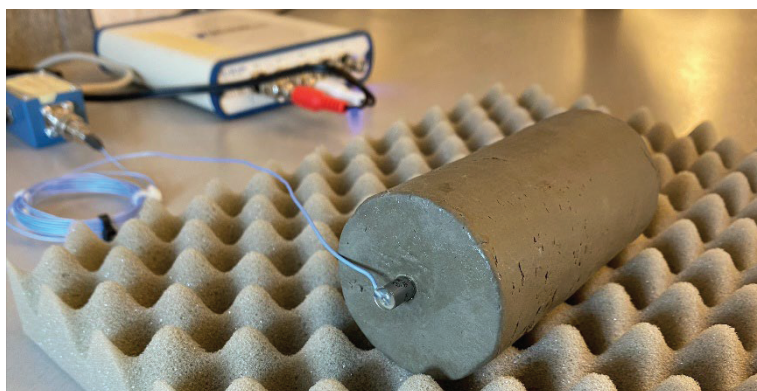
Med WDM avses djupstabilisering genom mekanisk inblandning av cementsuspension med naturlig jord. Cementsuspensionen tillverkas i en separat blandningsstation och pumpas därefter till borrhjgen och inblandningsverktyget. Borrhjgarna har ofta högt vridmoment då de är anpassade för blandning av jordar som normalt skulle anses olämpliga för DDM. Eftersom cementsuspensionen innehåller vatten är metoden inte lika beroende av fritt tillgängligt vatten i den naturliga jorden för cementreaktionerna. Cementsuspensionen underlättar även blandning av jordar med flytindex $\ll 1$. Det skulle visa sig att denna effekt hade betydelse för stabilisering av den siltiga leran med sulfidskikt.

Projekteringen utfördes enligt SS-EN 1997-1 och SS-EN 14679. Stöd inhämtades från Japan där det finns stor erfarenhet av liknande projekt i marin miljö. Värdefull information om projektering, utförande och kontroll hämtades från handboken *The Deep Mixing Method* (Kitazume, 2013) samt artiklar som presenterats vid konferenser som t.ex. Larsson (2005). I projekteringen kontrollerades bland annat totalstabilitet med hänsyn till glidning, stjälpning och bärighet samt att glidytor inte skulle uppstå genom den djupstabiliserade jorden, se Figur 3. Stabilitetsanalyser utfördes såväl analytiskt i Slope/w som numeriskt i Plaxis.



Figur 3. Exempel på brottmekanismer för dimensionering av djupstabiliseringen (a) Totalstabilitet: Glidning, Stjälpning och Bärighet; (b) Inre stabilitet: Glidytor genom djupstabiliserad jord (Kitazume, 2013)

Inblandningsförsök utfördes med endast cement, cement/slagg och Multicem. Tillförd bindemedelsmängd varierade mellan 100 – 250 kg/m³ ostabiliserad jord. Blandningar med endast cement och cement/slagg (30/70) uppvisade bäst hållfasthetstillväxt. För produktion valdes sedermera endast cement då slagg kostade avsevärt mer och dessutom behövde transporteras ca 5 timmar enkel resväg. Inblandningsförsök och utvärdering av skjuvhållfasthet utfördes dels genom enaxiella tryckförsök dels genom p-vågsmätningar (Åhnberg, 2013 och SGF Rapport 2:2021). P-vågsmätningarna utfördes för blandningar med det valda bindemedlet endast cement och bindemedelsmängd 150 respektive 200 kg/m³. P-vågsmätningar innebär att samma prov kan användas för upprepade mätningar vid olika tidpunkter, se Figur 4. Den relativa skillnaden mellan olika mätningar är därför oberoende av provets kvalitet till skillnad från enaxiella tryckförsök där provets kvalitet inte kan bortses från. Den utvärderade skjuvhållfastheten enligt p-vågsmätningarna efter 28 dygn varierade mellan 360 och 490 kPa. P-vågsmätningar utfördes även för prov med in-situ blandad jord och nominell cementmängd 150 kg/m³. Utvärderad odränerad skjuvhållfasthet för dessa varierade mellan 150 och 300 kPa efter 28-dygn.



Figur 4. Exempel på utförandet av p-vågsmätning på en provkropp från utförda inblandningsförsök för utvärdering av skjuvhållfasthet och dess utveckling vid olika tidpunkter

4 UTFÖRANDET

Entreprenadformen för djupstabiliseringen var en utförandeentreprenad. Detta bedömdes vara fördelaktigt för implementering av en i Sverige ny metod då det krävdes ett tätt samarbete mellan beställare, konsult och entreprenör. För att kunna fastställa de processparametrar som ledde till erforderlig hållfasthet i djupstabiliseringen samtidigt som god produktionstakt erhöles implementerades ett omfattande kontrollprogram.

Hållfasthetsutveckling för pelare utförda med WDM verifierades i fält genom provtagning av nyss tillverkade pelare genom s.k. wetgrab-provtagning. Provtagning av in-situ härdade pelare skedde genom kärnprovtagning. Totalt utfördes 1520st pelare med WDM varav 93st provtagits med wetgrab vid olika djup och 29st provtagits genom kärnprovtagning vid olika in-situ härdningstider. Pelarnas hållfasthet utvärderades i labb genom enaxiella tryckförsök. Totalt utfördes 1027st tryckförsök.

Wetgrab provtagning medgav omedelbar visuell kontroll av cementsuspensionens inblandning och en förhållandevis kostnadseffektiv, kontinuerlig kvalitetskontroll av den utförda djupstabiliseringen med WDM. Metoden var därför värdefull när projektspecifika processparametrar för inblandning av cementsuspensionen skulle bestämmas.

Parametrar som kontrolleras med WDM är:

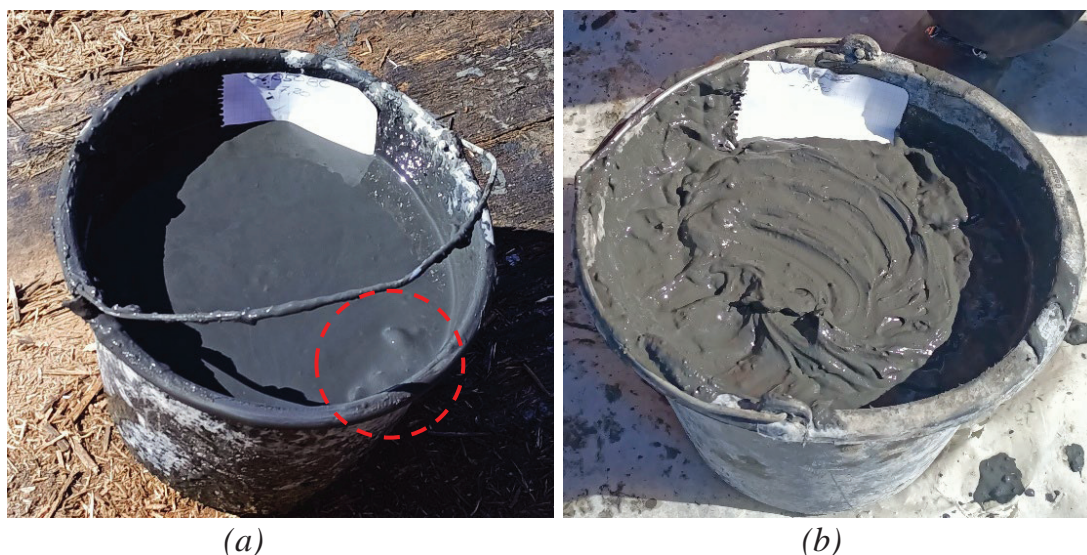
- Cementsuspensionens densitet [kg/m^3] och vattencementtal [-].
- Pumpflödet [l/min].
- Inblandningsarbete vilket mäts i blandningscykler per meter pelare BRN^2 [n/m].

Utmaningen med att erhålla en jämn kvalitet över hela pelarens längd var att bestämma processparametrar för de aktuella jordförhållandena. Lerlagrets egenskaper varierade mot djupet vilket ledde till att processparametrarna varierades mot djupet inom en och samma pelare.

² BRN ... blade rotation number i [n/m] är ett mått på inblandningsarbete som beskriver hur många blad som skär genom 1m pelare. I beräkning av BRN ingår rotationshastigheten N i [rot/min], nedstigning/uppstigningshastighet V i [m/min] och blandningsverktygets utformning mht antal blad M i [n] (Kitazume, 2013).

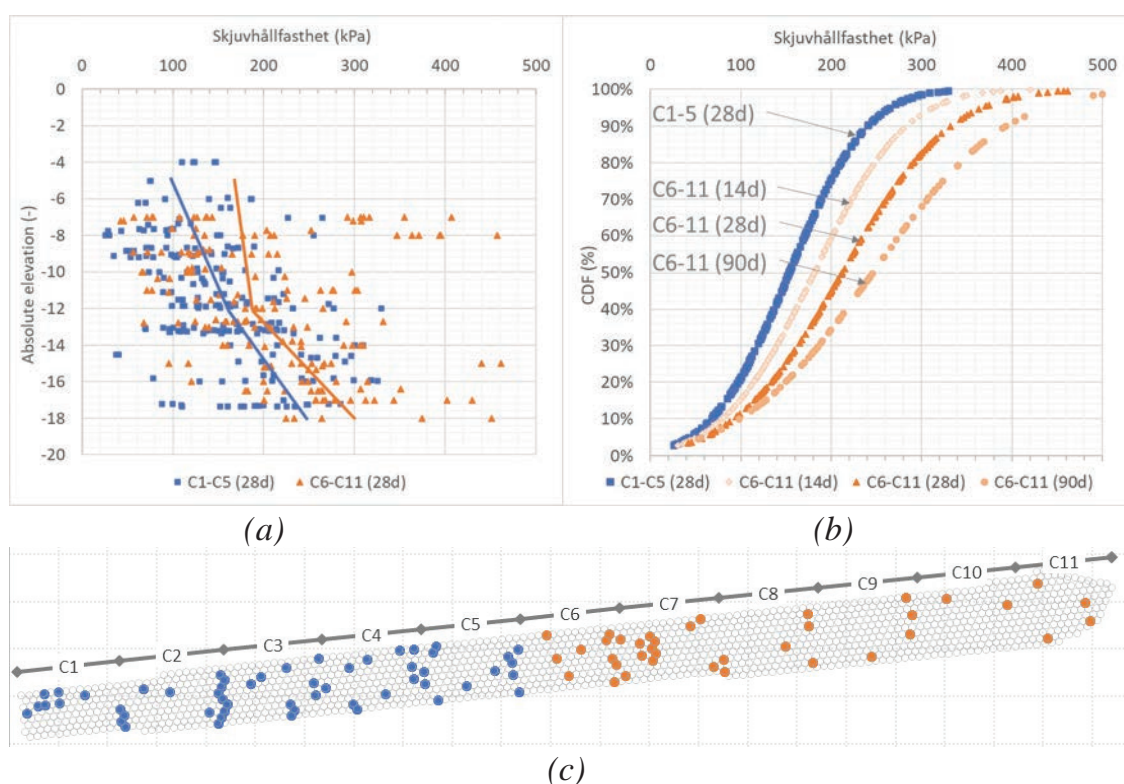
En parameter som varierades var pumpflödet. Med WDM tillsätts normalt merparten av cementsuspensionens totala mängd på vägen ner. Detta förfarande kunde bibehållas för den djupt liggande lera där ca 85% av den totala mängden cementsuspension tillsattes på vägen ner och de resterande 15% på vägen upp. För blandning av lera i de övre lagren med extremt låg skjuvhållfasthet och hög naturlig vattenkvot anpassades dock tillförsel av cementsuspension till ca 40% på vägen ner och resterande ca 60% på vägen upp.

Utöver pumpflödet varierades rotationshastigheten och nedstignings/uppstigningshastighet med djupet som styr inblandningsarbetet. Wetgrab provtagning av två intilliggande pelare i det övre lerlagret redovisas i Figur 5 för jämförelse. Lerans odränerade skjuvhållfasthet före stabilisering vid detta djup var 5 kPa. För pelare (a) utvärderades pelarens skjuvhållfasthet vid 28 dygn till 45 kPa. För pelare (b) däremot visade proverna 300 kPa. Skillnaden mellan dessa två pelare var enbart inblandningsarbetet vilket för pelare (b) med BRN = 800 [n/m] är två gånger så högt som för pelare (a) med BRN = 400 [n/m]. Det kunde konstateras att inblandningsarbetet vid pelare (a) inte var tillräckligt för att åstadkomma tillräcklig blandning av lera med den tillsatta cementsuspension där klumpar av lera fanns kvar i blandningen.



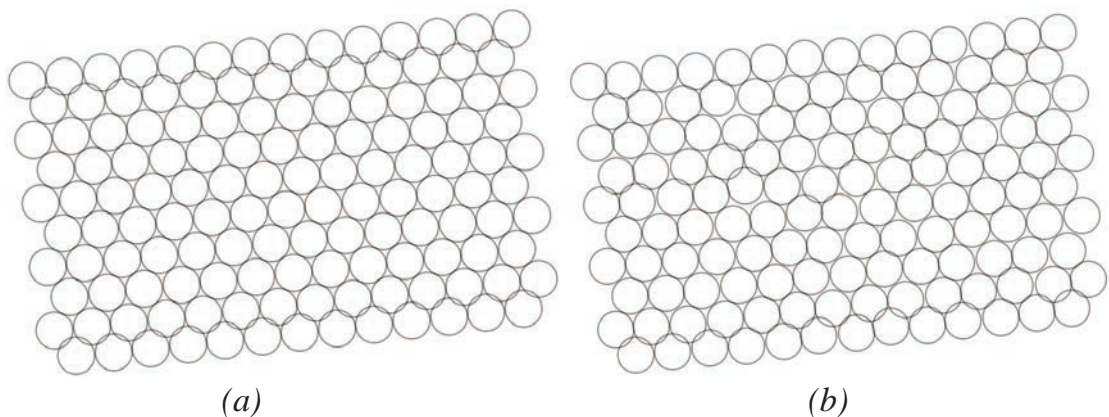
Figur 5. Wetgrab-prover för två intilliggande pelare vid samma djup i den övre delen av jordlagret: (a) Cementsuspension och lera delvis ej blandad, lera i klumpar finns kvar i blandningen se markering med röd cirkel; (b) Bra blandning av lera med cementsuspension.

Den valda installationsordningen i plan sträckte sig från väst till öst vilket sammanföll med ökande vattendjup ju längre installationen fortskridit och den kritiska sektionen sist i arbetsordningen. Hållfastheten i pelarna kontrollerades med enaxiella tryckförsök på prover från wetgrab och kärnprovtagning efter 7, 14, 28, 56 och 90 dygn. Den uppnådda hållfastheten i WDM redovisas i Figur 6 uppdelade i västra delen av förstärkningslinjen (delområde C1 till C5) och östra delen (delområde C6 till C11), se Figur 6 (c) för översikt i plan. För hela förstärkningslinjen noterades en hållfasthetsökning mot djupet, se Figur 6 (a). Hållfastheten efter 28 dagar i delområde C6 till C11 i medel ca 35% högre än för de inledande delområden C1 till C5 av den utförda förstärkningslinjen, se Figur 6 (a) och (b). Det förbättrade resultatet kunde hänföras till den ökade kunskapen och successiva anpassningen av processparametrarna i samband med utförandet. Hållfasthetstillväxten i område C6 till C11 med hänsyn till provernas härdningstid uppgick till ca +17% från 14 till 28 dygn och +16% från 28 till 90 dygn. Variationskoefficienten beräknades till 44%. Motsvarande japanska erfarenheter för djupstabilisering med WDM för marina konstruktioner är 20 till 48% (Kitazume, 2013). Variationskoefficienten för djupstabiliseringen i aktuellt projekt är således i den övre regionen vilket kan bero på den svårblandade sulfidhaltiga leran.



Figur 6. Skjuvhållfasthet utvärderad från enaxiella tryckförsök utförd på wetgrab- och kärnprover för delområden C1 till C5 och C6 till C11; (a) mot djupet (b) som kumulativ fördelningsfunktion "CDF" och (c) utförd provtagning i plan.

Förstärkningslinjens geometri och därmed kontroll av pelarmönstret mot djupet var av betydande roll för valet av WDM för merparten av förstärkningslinjen, se avsnitt 3. Vid utförandet har vertikalitet verifierats via lutningsgivare i borrarsträngen och lutningsmätningens medelvärde blev 1,9 cm/m (1,9%). Värt att nämna är att den uppmätta riktningen av luntningen var mestadels åt samma håll och följer installationsriktning från väst till öst varför inbördes avvikelse mellan pelare var förhållandes liten. Uppmätta lutningar redovisas i en Figur i Eriksson *et al.* (2024). Exempel på uppnått pelarmönster vid underkant av djupstabiliseringen jämfört med projekterat mönster redovisas för ett delområde i Figur 7.



Figur 7. Pelarmönster för delområde C4 (a) Projekterad mönster vid pelares överkant i nivå -5, (b) As-built vid pelarnas underkant i nivå -19.

Övervakningsprogrammet för att verifiera förstärkningslinjens funktion i de olika laststegen i byggskedet utgörs av tre olika mätsystem: markpegel, inklinometer och portrycksgivare. I skrivande stund motsvarar lasten från uppfyllanden ca 1 m överlast. De uppmätta horisontella rörelserna är lägre jämfört med prognos. Resultat från inklinometer mätningar och portrycksgivare redovisas i Eriksson *et al.* (2024)

5 SLUTSATSER

Projekteringen var både lärorik och utmanande. Den innehöll flera intressanta utmaningar till exempel komplicerade geotekniska förhållanden med mäktiga lager av silt/lera, sandig silt, kvicklera, sulfid, artesiska förhållanden för att nämna några.

Som så ofta i större uppdrag skedde utvecklingen successivt vilket innebar att det ibland blev nödvändigt att omvärdera tidiga val. I komplexa uppdrag är det värdefullt att noga dokumentera valen, och motiven till valen, så att det finns möjlighet att enkelt gå tillbaka och påminna sig om på vilka grunder vissa tidiga val gjordes.

Erfarenheterna från föreliggande projekt är mycket positiva. Metoden lämpade sig väl för utförande från ponton, även i sträng kyla. Att pumpa suspension från den fasta blandarstationen som var placerad på land till pontonen fungerade utmärkt. Det var möjligt att utföra pelare till stora djup med förhållandevis små avvikelser med hänsyn till vertikalitet. Inblandning med suspension var fördelaktigt i den svårblandade siltiga leran med sulfidskikt. Trots detta krävdes betydande anpassning av processparametrar för att uppnå tillfredställande resultat. WDM medger möjlighet att anpassa processparametrarna för rådande jordförhållanden i större utsträckning än för DDM.

Djupstabilisering med DDM har nyttjats kommersiellt i Sverige i snart 50 år. Internationellt är WDM den dominerande metoden. Trots att metoderna är snarlika tog det nästan 50 år innan WDM kom att provas och användas i Sverige. Skälen till detta kan man bara spekulera i. Behovet fanns inte? Olämpligt att tillföra vatten till jordar som har hög naturlig vattenkvot? Olämplig metod under vintertid? Den tekniska lösningen med vall av krossmaterial på djupstabiliserad jord har hittills bidragit till betydande kostnadsbesparingar och kortare byggtid jämfört alternativen baserade på spont. Det nära samarbetet mellan beställare, projektör och entreprenör var en förutsättning för det lyckade slutresultatet. Med fler utförda projekt och ökad kunskap om inblandningsprocessen, val av processparametrar och utformning av blandningsverktyg bör detta behov kunna minska.

I Sverige finns förutsättningar för ökad tillämpning av WDM eftersom den är snarlik DDM, där det finns mycket samlad kunskap och erfarenhet. WDM kan vara ett alternativ vid höga krav på homogenitet, vid behov av högre hållfasthet än vad som är brukligt med DDM, vid djupstabilisering av svårblandade jordar och sist men inte minst om höga krav på geometrin råder.

6 REFERENSER

Deckner, F., Enbom, V., Kriege, A., Borgström, K., Forsberg, T., 2024. *Monitoring of soil deformations induced by deep mixing using an FME-based data analysis tool*. Proceedings of the XVIII ECSMGE 2024.

Eriksson, H., Forsberg, T., Hov, S., 2024. *Large diameter marine Deep Mixing*. Proceedings of the Deep Mixing 2024 conference Yokohama, Japan.

Kitazume, M., Terashi, M., 2013. *The Deep Mixing Method*, first ed. Taylor& Francis Group, London, UK.

SGF Rapport 2:2021. *Maximal dynamisk modul från laboratoriemätning*.

Larsson, S. (2005). State of Practice Report – Execution, monitoring and quality control. Proceedings of the International Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances, Svensk Djupstabilisering Report 13, Vol. 2, pp.732-788

Åhnberg, H., Holmén, M., 2011. *Assessment of stabilized soil strength with geophysical methods*. ICE Ground Improvement 164(3).

FIBEROPTIK I GEOTEKNIK – NYA MÖJLIGHETER

Sölve Hov^A, Priscilla Paniagua^A

^A NGI (Norges Geotekniska Institut) / NTNU (Norges Tekniska och Naturvetenskapliga Universitet)

SAMMANFATTNING

De senaste 20 åren har en ny mätteknik utvecklats som möjliggör i princip kontinuerlig mätning av töjning, temperatur och vibrationer längs en fiberoptisk kabel. Mätningen går ut på att initiera en laserpuls i kabeln, varpå ljusreflektioner utefter kabeln mottas och processeras. Mättekniken kan ge en upplösning på 1-2 m utefter flera kilometer långa kablar, eller under en millimeter för kortare kablar, och kallas därför distribuerade sensorer. Mättekniken används inom många områden, allt från inom flygplansindustrin till biomedicin, och inom geovetenskap används tekniken alltmer till bl.a. skredövervakning, detektering av jordbävningar och brandövervakning i tunnlar.

Mättekniken innebär också nya möjligheter för geoteknik och grundläggning. Vi kan nu med mycket hög upplösning mäta deformationer av sponter, pålar eller KC-pelare, vibrationer och temperatur i konstruktioner och i mark, eller töjning av små prover i laboratoriet. Möjligheterna är många och fördelarna jämte traditionella mätmetoder är ofta stora.

SUMMARY

The past 20 years have seen the development of a new measurement technique that enables virtually continuous measurement of strain, temperature, and vibrations along a fibre optic cable. The method involves initiating a laser pulse in the cable, after which light reflections along the cable are received and processed. The technique provides a resolution of 1–2 meters along cables several kilometres long, or less than a millimetre for shorter cables, and is therefore referred to as distributed sensors. This measurement technology is used in many fields, ranging from the aerospace industry to biomedicine. In geosciences, it is increasingly applied for applications such as landslide monitoring, earthquake detection, and fire monitoring in tunnels.

The technique also presents new opportunities for geotechnics and foundation engineering. We can now measure deformations in sheet piles, piles, or lime-cement columns with very high resolution, as well as vibrations and temperature in structures and soil, or strain in small samples in the laboratory. The possibilities are numerous, and the advantages compared to traditional measurement methods are often significant.

1 INLEDNING

Denna artikel ger en kortfattat beskrivning över hur fiberoptisk sensorteknik fungerar och vilka metoder som används för att mäta töjning, temperatur och vibrationer. Den beskriver också hur mätdata erhålls och ger exempel på vilka kommersiella produkter som finns tillgängliga. Avslutningsvis beskrivs några utvalda projektexempel.

2 FIBEROPTISK SENSORTEKNIK

2.1 Grundläggande princip

En fiberoptisk kabel består av en kärna och en mantel som möjliggör transport av ljussignaler. Manteln omgivs av beläggningar som fungerar som skyddande lager, se figur 1. Den principiella uppbyggnaden är densamma för fiberoptisk kommunikation och för fiberoptiska sensorer, men kärnans diameter och de skyddande lagren kan variera. För fiberoptiska sensorer har kärnan en diameter på runt 9 μm , runt hälften så tjock som ett mänskligt hår, och en mantel på runt 125 μm . Båda dessa är uppbyggda av transparent och flexibel amorf kvarts, men eftersom manteln tillverkas med ett lägre refraktionsindex kommer en ljussignal att reflekteras i ytterkanten av kärnan och därmed transporteras axiellt utefter kärnan, en så kallad vågledare.

Kvartsmaterialet i kärnan är däremot inte ett perfekt material, och på grund av orenheter och heterogenitet på molekylnivå kommer något av ljuset att reflekteras, också bakåt från där ljussignalen initierades från. Figur 2 visar principen med en utrustning (benämns interrogator) som initierar ljussignaler med en laser och samtidigt mottar de reflekterade ljussignalerna. Eftersom ljusets hastighet i kvartsmaterial är känt, kan längden utefter kabeln (z) bestämmas för en viss ljusreflektion enligt:

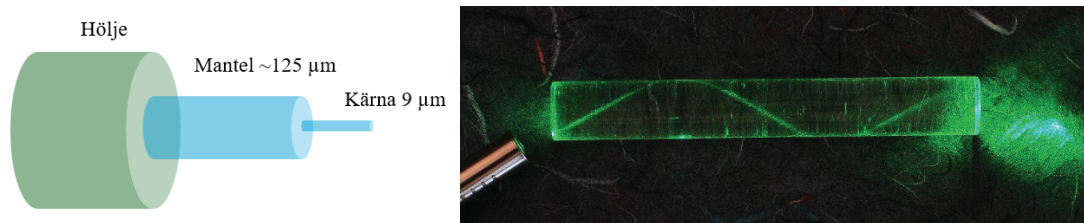
$$z = \frac{c\Delta t}{2n}$$

där c är ljusets hastighet i vakuum, n är refraktionsindexet (~ 1.47) och Δt är tidsåtgången från att signalen initierades till mottagandet. Ljusets hastighet i kärnan ges av c/n , dvs. ca. 200 000 km/s.

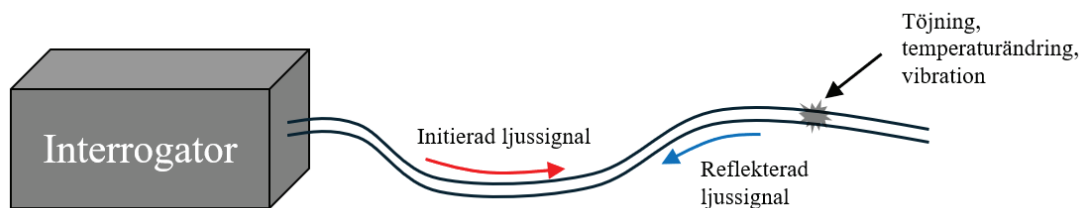
Ljussignalen som initieras är inom det infraröda spektrat med våglängder runt 1310 nm eller 1550 nm, två våglängder med låg energidämpning, vilket gör att ljussignalen kan transporteras så långt som möjligt. Spridning av ljussignaler, dvs. den reflekterade mottagna signalen, kan delas in i tre kategorier (se figur 3):

- Brillouinspridning: Ljuset reflekteras mot så kallade akustiska fononer i kvartsmaterialet, och ändrar då frekvens och våglängd. Ändringen i frekvens är proportionerlig mot töjning eller förändring av temperatur.
- Ramanspridning: Ljuset reflekteras mot molekylära vibrationer och ändrar frekvens och våglängd. Däremot påverkas denna reflektion endast av ändringar i temperatur.

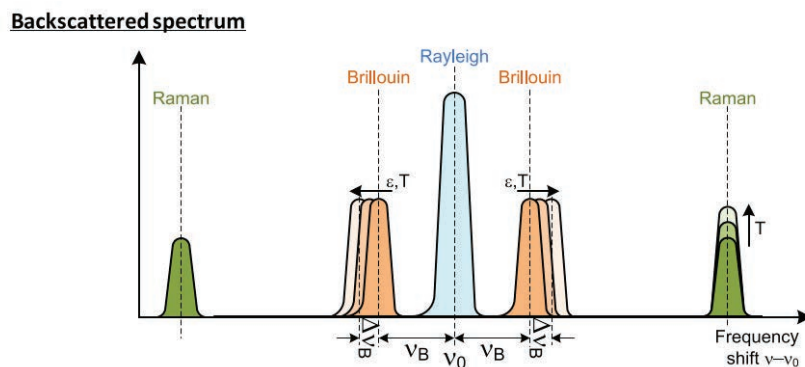
- Rayleighspridning: Ljuset reflekteras mot orenheter och heterogeniteter i kvartsmaterialet, men frekvens och våglängd ändras inte. Mycket känslig för ändringar i täthet och kan användas för detektering av mekaniskt påtvingad töjning (statisk eller vibration) eller pga. av en temperaturändring (värme expanderar materialet).



Figur 1. Uppbyggnad av en fiberoptisk kabel (så kallad singelmode) och bild av laserstråle i en vågledare (bild från Wikipedia).



Figur 2. Mätning av en fiberoptisk kabel.



Figur 3. Olika typer av spridning i frekvensspektrat och vilka egenskaper som kan mätas (Soga and Luo 2018).

2.2 Metoder

Det finns en mängd olika metoder för att initiera ljussignaler (pulserande signal, varierande frekvensinnehåll, osv) och processera mottagna ljussignaler längs en kabel (i båda ändar av kabeln, i ena ändan, i tids- eller frekvensdomän, osv.) – allt beroende

på vad som önskas mäta och med vilken ljusspridning (Brillouin, Raman eller Rayleigh). Några vanligt använda metoder är:

- Optical time domain reflectometry (OTDR): oftast Rayleigh-baserad, används för att detektera kabelbrott, särskilt inom fiberoptisk kommunikation, eller mätning av tryck genom ett flexibelt membran i ändan av kabeln.
- Brillouin optical time domain analysis (BOTDA): kräver åtgång från båda ändar. Används för töjning och temperatur över långa avstånd upp till 100 km med upplösning ca 0.5-1 m. Precision runt 0.2°C och runt 5 $\mu\epsilon$ (mikrotöjning, dvs. $10^{-6} \epsilon$).
- Brillouin optical frequency domain analysis (BOFDA): likt BOTDA men har bättre upplösning ned till några centimeter. Precision runt 2 $\mu\epsilon$.
- Brillouin optical time domain reflectometry (BOTDR): mätning utförs från ena ändan. Används för töjning och temperatur över långa avstånd upp till 50 km med upplösning ca 0.5-1 m. Precision runt 2°C och runt 30 $\mu\epsilon$ (mikrotöjning, dvs. $10^{-6} \epsilon$).
- Raman optical time domain reflectometry (ROTDR): används för temperatur, precision <0,1 °C, upplösning ned till 0,1 m och mätlängder upp till ca. 70 km.
- Rayleigh optical frequency domain reflectometry (ROFDR) / optical backscatter reflectometry (OBR): för korta kablar (upp till 70-200 m) men med extremt hög upplösning ned till tiondels mm. Precision ~0,1 °C och ~1 $\mu\epsilon$. Används för töjning och temperatur.

Det bör bemärkas att utvecklingen går snabbt och att mätlängd, upplösning, precision mm. ändras för varje ny interrogator som utvecklas och byggs.

Alla ovanmända tekniker är så kallad distribuerade (kontinuerliga) sensorer eftersom de ger närmast kontinuerlig data längs kabeln. Beroende på vad som önskas mätas används följande engelska förkortningar:

- Distributed strain sensing (DSS): distribuerad töjningsmätning
- Distributed temperature sensing (DTS): distribuerad temperaturmätning
- Distributed acoustic sensing (DAS): en avancerad variant av OTDR som används för att detektera och följa vibrationer, baseras på Rayleigh-spridning och analyserar ljusamplituder istället för frekvensspektrat. Mätlängder upp till 100 km, upplösning 1-2 m.

Ett något enklare system med diskreta sensorer benämns fiber bragg grating (FBG) och baseras på tillverkade slitsar i kärnan för att ge tydliga ljusreflektioner. Dessa sitter oftast med några meters avstånd, men kan ge tillräckligt hög upplösning för ändamålet.

En snabbt utvecklade teknik är också så kallad shape sensing som består av flera DSS-sensorer som byggs in i en större kabel med ett visst avstånd. Om denna kabel böjs uppstår kompression i den ena sensorn och extension i den andra sensorn, vilket gör att böjningen av kabeln kan beräknas.

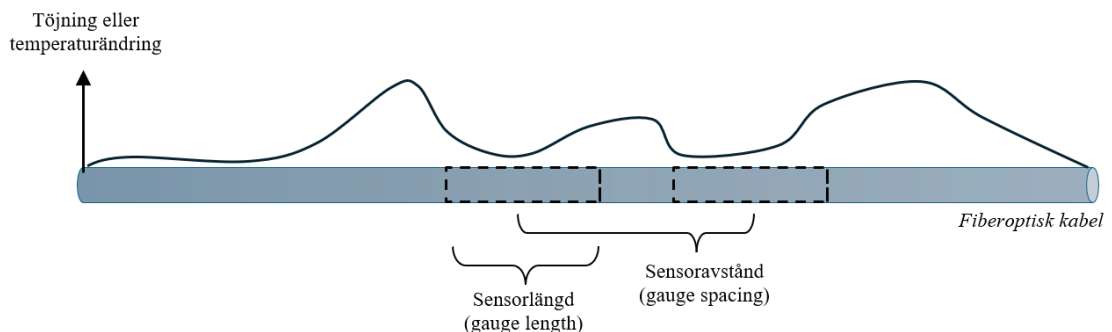
3 PRAKTISKA ÖVERVÄGANDEN

3.1 Mätdata

Figur 4 illustrerar en fiberoptisk kabel och den mätdata som erhålls. Uppenbarligen behövs en viss längd av fiberkabeln för att kunna detektera en viss töjning eller en temperaturändring. Den längd eller det segment som analyseras kallas sensorlängd (eng: gauge length) och är alltså den längden av kabeln varifrån de reflekterande ljussignalerna mottas och processeras. Erhållna töjnings- eller temperaturvärden är alltså ett medelvärde av ändringen inom en sensorlängd.

Sensorlängden kan oftast varieras, och i princip erhålls alltid bättre och tydligare signaler ju längre sensorlängden är, dock på bekostnad av en minskad upplösning. Till exempel: om sensorlängden är lång och en stor töjning över en kort längd uppstår inom sensorlängden, kommer denna att endast visas som en något högre töjning. Beroende på metod kan sensorlängden, alltså den rumsliga upplösningen, vara alltifrån 2 m ned till sub-millimeter.

Avståndet mellan sensorsegmenten kallas sensoravstånd (eng: gauge spacing) och är alltså det avstånd mellan erhållna mätpunkter. Denna kan också varieras och kan vara större, lika eller mindre än sensorlängden.



Figur 4. Illustration av mätlängd (gauge length), upplösning.

3.2 Utrustning

Det finns en mängd olika kommersiella kablar som kan användas inom geoteknik. Figur 5 visar några vanligt använda kablar som varierar i uppbyggnad och material, dvs. typ av hölje och beläggning utanför manteln. De är ofta uppbyggda med olika lager tillverkade av olika typer av polymer, eller tillverkas monolitiskt för bättre töjningsegenskaper, dvs. utan inre lager som kan glida mot varandra. De kan också vara uppbyggda med ett olje- eller gelfyllt glapp runt kärnan och manteln, så kallad loose tube. På så sätt kan temperatur mätas utan att kärnan påverkas av töjning. Det finns också varianter med flera kärnor som kan vara både loose tube och fasta. Vissa kablar är också armerade som skydd. De vanligaste ytterdiametrarna är mellan 1 och 8 mm.

Vissa kablar har en jämn överyta och vissa är räfflade för att bättre fäste, likt armeringsjärn. Dessa egenskaper är särskilt viktiga för töjningsmätningar eftersom töjning behöver överföras från jorden eller konstruktionen in till kärnan av den fiberoptiska kabeln. Denna töjningsöverföring är beroende på tillräcklig vidhäftning som påverkas av både materialtyp, yttre struktur samt typ av jord eller konstruktion.

Vanliga tillverkare för distribuerade kablar är Solifos, NanZee, Nerve-Sensors, OFS Optics, medan vanliga tillverkare för FBG-kablar är FBGS och Technica.

Det finns också flera typer av interrogatorer, se exempel i figur 6. Den största tillverkaren är Luna Innovations, men det finns också många andra specialiserade på till exempel Brillouin och akustisk sensing (vibration) som till exempel fibrisTerre.



Figur 5. Några vanliga fiberoptiska kablar, till vänster kablar för töjning och temperatur, till höger en shape sensing (3DSensor från Nerve-Sensors).



Figur 6. Några vanliga interrogatorer.

3.3 Installation och val av metod

Installation av fiberoptiska kablar behöver som alla andra mätmetoder anpassas efter vad som önskas mäta. Fiberkablar kan grävas ned i jorden, installeras i jorden vertikalt genom borrhning (och eventuell ingjutning liknande inklinometerrör), monteras på spontplank, gjutas in i betongpålar (fästs då ofta i armeringskorgen).

Typ av kabel och interrogator behöver anpassas efter frågeställning och efter vilken total mätlängd, vilken sensorlängd och -avstånd som önskas. En mycket användbar metod inom geoteknik och grundläggning är ROFDR/OBR. Denna metod kan till exempel ge mätvärden varje cm. Den maximal mätlängden är dock runt 70 m, men är oftast tillräcklig för geokonstruktioner.

Beroende på typ av kabel och mätmetod, kan en ljussignalens förändring påverkas av både töjning och temperatur. Detta gäller exempelvis ROFDR/OBR. I dessa fall är det därför viktigt att kontrollera temperaturen vid töjningsmätning, och vid behov göra en korrigering.

4 ANVÄNDNINGSSOMRÅDEN INOM GEOTEKNIK OCH GRUNDLÄGGNING

4.1 Inledning

Fiberoptisk mätning används nu över hela världen inom många områden. Några exempel inom geoteknik:

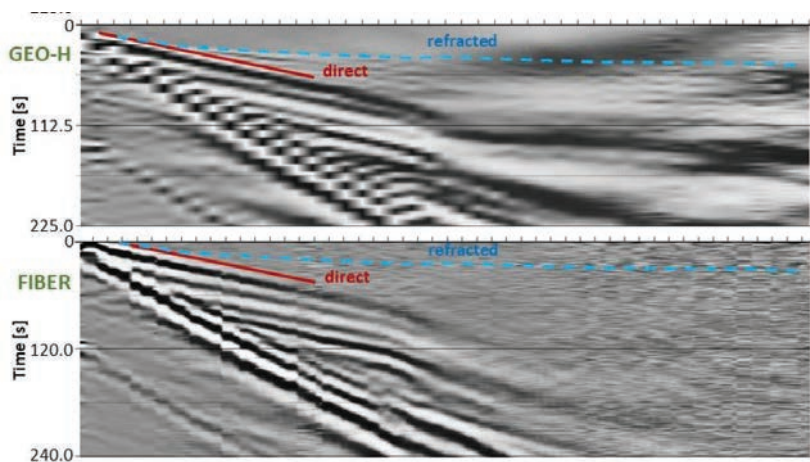
- Stål- och betongpålar (Xu et al. 2018, Pelecanos et al. 2018, Seo 2020, Monsberger et al. 2020),
- Förankringar och jordspikning (Xu and Yin 2016, Chen et al. 2023),
- Sekantpålar eller slitsmurar (Mohamad et al. 2011, Lin et al. 2023),
- Deformation av jord (Zhang et al. 2018, Liu et al. 2019, Yeskoo and Soga 2022),
- Geofysiska mätningar (Rørstadbotnen et al. 2023, Trafford et al. 2024).

4.2 Nordiska exempel

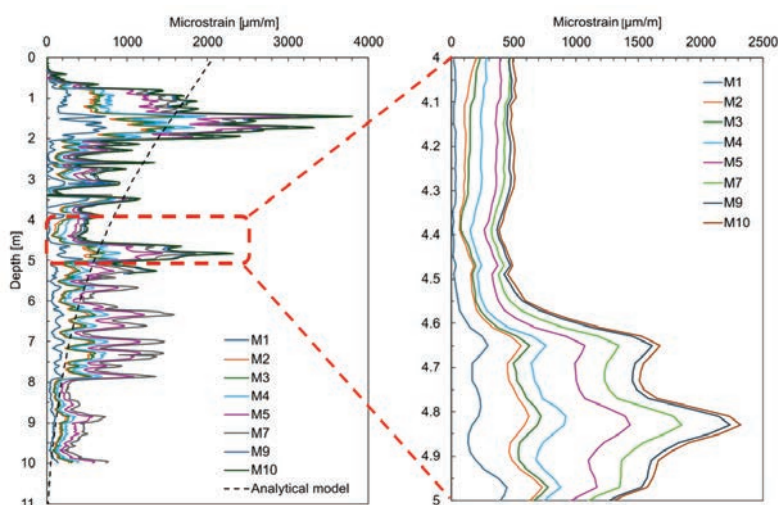
Fiberoptisk mätning i geoteknik och grundläggning har används flera gånger också i de nordiska länderna. Här är några exempel på publicerade resultat:

- Distribuerad akustisk sensing (DAS) utfördes för en ytstabilisering i Lund finansierat via SBUF (Rossi et al. 2020, 2022). Fiberoptiska kablar grävdes ned horisontellt över ett ystabiliserat område. Ytseismiska vågor analyserades och resultaten från DAS jämfördes med konventionella geofoner. Resultaten var jämförbara och visade på att fiberoptik kan användas för kvalitetskontroll av åtminstone ytstabilisering eller masstabilisering. Se exempel på resultat i figur 7.

- Temperaturmätning av kc-pelare inom Västlänken (Nygren et al. 2018). Visar på att man kan följa temperaturutvecklingen över tid i en kc-pelare genom att installera en fiberoptisk kabel vertikalt i pelaren.
- Mätning av utböjning av spontkonstruktion med fiberoptiska kablar (Monsås et al. 2024). Visade att fiberoptiska kablar kan fästas till på var sida av ett spontplank och sedan användas för att beräkna utböjning och således beräkning av momentkrafter i spontväggen. Mättes fortlöpande i takt med utgrävningen.
- Instrumentering av sättning i djupstabiliserade pelare (Hov et al. 2024). Visade att fiberoptiska kablar kan användas för att erhålla töjning med hög upplösning (cm) i pelare för att till exempel identifiera svaghetszoner. Se exempel på resultat i figur 8.



Figur 7. Jämförande seismogram från geofoner och fiberoptisk kabel för ytvågsseismik (Rossi et al. 2020).



Figur 8. Exempel på töjning i djupstabiliserad pelare (Hov et al. 2024).

5 REFERENSER

Chen, W., Hong, C., Chena, X., Luo, G., and Sua, D. 2023. Comparative analysis of anchor cables in pullout tests using distributed fiber optic sensors. *Canadian Geotechnical Journal*, 60(12): 1861–1876. Canadian Science Publishing. doi:10.1139/cgj-2022-0455.

Hov, S., Meland, H., Helvacioğlu, A., Thurner, R., Amdal, Å.M. 2024. Distributed Fiber-Optic Strain Sensing in Deep Mixed Columns. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 151(2): 05024015. American Society of Civil Engineers. doi:10.1061/JGGEFK.GTENG-12825.

Lin, S.-Q., Tan, D.-Y., Leung, Y.F., Yin, J.-H., Li, I., Sze, E.H.Y., Lo, F.L.C., Kan, H.-S., Wong, T.C.W., and Chan, E.Y.M. 2023. Fiber-Optic Monitoring of a Twin Circular Shaft Excavation: Development of Circumferential Forces and Bending Moments in Diaphragm Walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 149(12). American Society of Civil Engineers (ASCE). doi:10.1061/jggefek.gteng-11211.

Liu, J., Song, Z., Lu, Y., Bai, Y., Qian, W., Kanungo, D.P., Chen, Z., and Wang, Y. 2019. Monitoring of vertical deformation response to water draining–recharging conditions using BOFDA-based distributed optical fiber sensors. *Environmental Earth Sciences*, 78(14). Springer Verlag. doi:10.1007/s12665-019-8409-7.

Mohamad, H., Soga, K., Pellew, A., and Bennett, P.J. 2011. Performance Monitoring of a Secant-Piled Wall Using Distributed Fiber Optic Strain Sensing. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(12): 1236–1243. American Society of Civil Engineers (ASCE). doi:10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000543.

Monsås, E., Oberhollenzer, S., Land, E.J., and Løyland, M. 2024. Performance of cantilever sheet pile walls in sensitive clays: case study Campus Ullevål. In *Proceedings of the XVIII ECSMGE 2024*. pp. 683–688.

Monsberger, C.M., Lienhart, W., and Hayden, M. 2020. Distributed fiber optic sensing along driven ductile piles: Design, sensor installation and monitoring benefits. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 10(4): 627–637. Springer. doi:10.1007/s13349-020-00406-3.

Nygren, C., Johansson, S., and Sjö Dahl, P. 2018. Produktionsuppföljning KC fält - temperatur. Trafikverket/NCC,.

Pelecanos, L., Soga, K., Elshafie, M.Z.E.B., de Battista, N., Kechavarzi, C., Gue, C.Y., Ouyang, Y., and Seo, H.-J. 2018. Distributed Fiber Optic Sensing of Axially Loaded Bored Piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(3): 04017122. American Society of Civil Engineers (ASCE). doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001843.

Rørstadbotnen, R.A., Dong, H., Landrø, M., Duffaut, K., Growe, K., Kakhkhorov, U., Wienecke, S., and Jacobsen, J. 2023. Quick clay monitoring using distributed acoustic sensing: A case study from Rissa, Norway. *Geophysics*, 88(5): B267–B283. Society of Exploration Geophysicists. doi:10.1190/geo2022-0251.1.

Rossi, M., Wisén, R., and Rydén, N. 2020. Kontroll av markstabilisering med optisk fiber. SBUF rapport 13579: 1–46.

Rossi, M., Wisén, R., Vignoli, G., and Coni, M. 2022. Assessment of Distributed Acoustic Sensing (DAS) performance for geotechnical applications. *Engineering Geology*, 306: 106729. Elsevier. doi:10.1016/J.ENGGEOL.2022.106729.

Seo, H. 2020. Monitoring of CFA pile test using three dimensional laser scanning and distributed fiber optic sensors. *Optics and Lasers in Engineering*, 130. Elsevier Ltd. doi:10.1016/j.optlaseng.2020.106089.

Soga, K., and Luo, L. 2018. Distributed fiber optics sensors for civil engineering infrastructure sensing. *Journal of Structural Integrity and Maintenance*, 3(1): 1–21. Taylor and Francis Ltd. doi:10.1080/24705314.2018.1426138.

Trafford, A., Ellwood, R., Godfrey, A., Minto, C., and Donohue, S. 2024. Distributed acoustic sensing for seismic surface wave data acquisition in an intertidal environment. *Geophysics*, 89(4): KS95–KS103. Society of Exploration Geophysicists. doi:10.1190/GEO2023-0455.1.

Xu, D. sheng, and Yin, J. hua. 2016. Analysis of excavation induced stress distributions of GFRP anchors in a soil slope using distributed fiber optic sensors. *Engineering Geology*, 213: 55–63. Elsevier. doi:10.1016/J.ENGGEOL.2016.08.011.

Xu, D. sheng, Yin, J. hua, and Liu, H. bei. 2018. A new measurement approach for deflection monitoring of large-scale bored piles using distributed fiber sensing technology. *Measurement: Journal of the International Measurement Confederation*, 117: 444–454. Elsevier B.V. doi:10.1016/j.measurement.2017.12.032.

Yeskoo, A., and Soga, K. 2022. Distributed Fiber Optic Monitoring of Ground Settlement. In *11th International Symposium Field Monitoring in Geomechanics*. pp. 1–7.

Zhang, C.C., Shi, B., Gu, K., Liu, S.P., Wu, J.H., Zhang, S., Zhang, L., Jiang, H.T., and Wei, G.Q. 2018. Vertically Distributed Sensing of Deformation Using Fiber Optic Sensing. *Geophysical Research Letters*, 45(21): 11,732–11,741. Blackwell Publishing Ltd. doi:10.1029/2018GL080428.

INSIKTER OM BÄST-FÖRE DATUM FÖR SCHAKTSLÄNTER I LERA

Johannes Tornborg^A, Torbjörn Edstam^A, Anders Kullingsjö^A

^A Skanska Sverige AB

SAMMANFATTNING

Denna artikel presenterar en metod för att beräkna och generalisera säkerhetsfaktorns utveckling med normaliserad tid (tidsfaktor) efter schaktning. Resultaten ger en insikt i hur ”snabbt” stabilitetsförhållandena för schakter försämras som en funktion av tid efter schaktning, permeabilitet, styvhet och dräneringslängd. Resultaten kan t.ex. användas för att bedöma hur mycket en säkerhetsfaktor beräknad med odränerad analys för en släntlutning 1V:2H reducerats en viss normaliserad tid efter schaktning. I artikeln rekommenderas dock att inledningsvis utgå från så kallad kombinerad analys i utformningen av schakter. Därtill påtalas även ett antal praktiska aspekter, vilka bör beaktas då schakter utformas.

SUMMARY

This article presents a method for calculating and generalizing the development of the safety factor with normalized time (time factor) after excavation. The results provide the industry with insights into how “quickly” the stability of excavations deteriorate as a function of time after excavation, permeability, stiffness, and drainage length. The results can, for example, be used to assess how much a safety factor calculated with undrained analysis for a slope inclination of 1V:2H has been reduced a certain normalized time after excavation. It is, however, recommended to initially base the design of excavations on so called combined analysis. Additionally, the article highlights some practical aspects that should be considered when designing excavations.

1 INTRODUKTION

I samband med att författarna genomfört interna kurser avseende schaktningsarbeten för Skanska yrkesmedarbetare, har det framkommit att schaktrelaterade tillbud och olyckor är vanligt förekommande. Detta styrks av Arbetsmiljöverkets statistik (2025), vilken ger att elva schaktrelaterade dödsolyckor har inträffat sedan år 2011. På Skanska genomförs så kallade Säkerhetsstopp, då dödsolyckor inträffat inom Skanskakoncernen. Dessvärre har ett antal sådana stopp varit relaterade till dödsolyckor i schakter (i Sverige och internationellt). En bidragande orsak till schaktrelaterade olyckor är troligen, att stabilitetsförhållandena i schakter är som ”bäst” direkt efter schaktning, vilket ger upphov till en falsk trygghet. Med tiden försämras stabilitetsförhållandena, i värsta fall med ett skred eller ras som påföljd. Denna artikel berör hur stabilitetsförhållanden försämras med normaliserad tid efter schaktning i lerjordar. Principerna som behandlas kan dock sägas vara giltiga även för schakter i t.ex. silt och lermorän.

Vid utförandet av schaktning i homogena lågpermeabla jordar sker initieellt ingen alternativt endast begränsad volymförändring, vilket gör att ”stabiliserande” portrycksförändringar uppkommer. Därmed blir medeleffektivspänningarna i jorden i huvudsak oförändrade, undantaget förändringar på grund av skjuvtöjningar. Så kallad ”odränerad totalspänningsanalys” avser analys av stabilitetsförhållanden för ett sådant extremfall (helt oförändrade medeleffektivspänningar). I takt med att de stabiliserande portrycksförändringarna, och därmed effektivspänningarna, förändras över tid i samband med och efter schaktningen, kommer stabilitetsförhållandena att försämras. Detta har belysts av t.ex. Bishop och Bjerrum (1960). Vanliga (rimliga) frågeställningar i entreprenadsammanhang är följaktligen ”hur lång tid” en schakt är stabil, hur länge alternativt om odränerad analys kan antas gälla och när dränerad alternativt kombinerad analys skall beaktas? Eller, med andra ord, hur lång tid efter schaktning passerar en schaktslänt sitt ”bäst-före datum” och ett skred är ett faktum?

För uppfyllnader på normalt- till svagt överkonsoliderade jordlager är förhållandena i princip de omvända jämfört med schakter. Det vill säga, stabilitetsförhållandena är som sämst i samband med en uppfyllnad, för att därefter förbättras då porövertrycken avtar och medeleffektivspänningarna i jorden ökar. Även detta belysts av Bishop och Bjerrum (1960). För analys av stabilitetsförhållanden listade Larsson (1983) fyra analystyper, vilka återges i Tabell 1 tillsammans med en mycket kort sammanfattning av Larssons slutsatser och rekommendationer.

Trots ovanstående, inklusive insikterna från t.ex. Bishop, Bjerrum och Larsson (m.fl. för den delen), är författarna till denna artikel av uppfattningen att odränerad totalspänningsanalys är den dominerande typen av analys, vilken inledningsvis utförs för att utforma schakter i lera i Sverige. För utformningen av schakter borde dock normalläget vara ett annat, nämligen att inledningsvis utföra en kombinerad analys alternativt effektivspänningsanalys med beräkning av portrycksförändringen vid belastningsändring. Kombinerad analys är dock ett relativt enkelt ”verktyg” (jämfört effektivspänningsanalys med beräkning av portrycksförändringen vid

belastningsändring) att tillgripa i konventionella stabilitetsberäkningar med lamellmetoden. Kombinerad analys har även den fördelen, jämfört med dränerad effektivspänningsanalys, att eventuella kritiska djupa glidytor kan identifieras. Dränerad effektivspänningsanalys kan nämligen, beroende på val av materialmodell och parametrar, t.ex. φ' och c' , resultera i hög skjuvhållfasthet mot djupet (högre än den odränerade skjuvhållfastheten). Detta kan resultera i att endast ytliga kritiska glidytor identifieras och att djupare kritiska glidytor negligeras. Genom att lägsta skjuvhållfasthet av dränerad och odränerad hållfasthet väljs i den kombinerade analysen hanteras detta, samt korrektion av odränerad skjuvhållfasthet för ökande överkonsolideringsgrad (minskande effektivspänningar), på ett förenklat sätt men per automatik (jämför figur 10 i Larsson et al. 2007). Om schakten är begränsad i tid, kan geoteknikern självklart fråga sig om situationen ej hinner bli helt dränerad och att en andel av eventuella kvarstående ”stabiliserande” portrycksförändringar efter schaktningen därmed kan beaktas och nyttjas. Utformning av schakter baserat på odränerad totalspänningsanalys riskerar dock att ge alltför okonservativa resultat, måhända med risk för skred. Således krävs en insikt i hur säkerhetsfaktorn förändras efter schaktningen, och vilka faktorer som kan påverka förloppet från odränerat till dränerat.

Tabell 1. Typer av stabilitetsanalys. Nomenklatur, rekommendationer och slutsatser från Larsson (1983).

Typ av analys	Rekommendation och slutsats
Dränerad effektivspänningsanalys	Endast farligaste fall då dränerad hållfasthet är lägre än för fallet relevant odränerad skjuvhållfasthet. Som regel i starkt överkonsoliderade jordar, alternativt vid minskningar av effektivspänningsnivån i jorden (t.ex. schakter).
Odränerad totalspänningsanalys	Någorlunda representativ om lastökning ger att effektivspänningarna når upp till gränsspänningarna. Som regel vid belastningsökningar i normal- till svagt överkonsoliderade jordar (t.ex. fyllningar).
Effektivspänningsanalys med beräkning av portrycksförändringen vid belastningsändring ¹⁾	Torde vara den mest korrekta metoden men omfattande kunskap om jorden behövs. ...borde med tiden kunna bli mycket användbar. (anm. slutsats från 1983).
Kombinerad analys	Med de begränsningar som finns (anm. år 1983) borde den kombinerade analysen vara att rekommendera för vanliga stabilitetsberäkningar. De värsta felkällorna i den helt dränerade analysen och totalspänningsanalysen är eliminerade.

¹⁾ Kan utföras för såväl odränerade som dränerade förhållanden, och tillstånd däremellan.

I denna artikel visas hur dimensionsanalys kan nyttjas för att forma en dimensionslös grupp av ett antal ingående variabler, vilka påverkar säkerhetsfaktorns utveckling mellan extremfallen (med avseende på tiden från dess att schakten togs ut) odränerade respektive helt dränerade förhållanden. Resultaten från beräkningar av säkerhetsfaktorn för ett antal idealiserade schakter och normaliserade tider sammanställs i dimensionslösa diagram. En del av resultaten har tidigare redovisats i Tornborg et al. (2025). I denna artikel redovisas därutöver även en jämförelse mot en välinstrumenterad provschakt i Kanada. Rekommendationer och slutsatser ges därutöver dels baserat på de teoretiska insikterna, dels baserat på ett antal praktiska aspekter och erfarenheter, vilka även de bör has i åtanke då schakter utformas.

2 METOD

Följande variabler antas i denna artikel idealiserat att påverka säkerhetsfaktorns FoS förändring efter schaktning: tiden t , permeabiliteten k , styvheten E , dräneringslängden D , släntlutningen $1:X$, schaktdjup H , friktionsvinkeln φ' , kohesionsinterceptet c' . En dimensionslös grupp kan skapas av t , k , E och D , vilket resulterar i tidsfaktorn T_v . I det aktuella fallet med schakter, ansätts dräneringslängden i tidsfaktorn till schaktdjupet (ett antagande så som av Eigenbrood 1975 och L'Heureux et al. 2009). Detta ger den dimensionslösa tidsfaktorn, $T_v = c_v t / H^2 [-]$, där $c_v = kE / \gamma_w [\text{m}^2\text{s}^{-1}]$.

För att studera hur FoS varierar med T_v utförs effektivspänningsanalys med beräkning av portrycksförändringen vid belastningsändring och med tid. Beräkningarna utförs med Finita elementmetoden och en linjär elastisk, perfekt plastisk materialmodell (Mohr-Coulomb, MC). I avsnitt 5 ges rekommendationer avseende vidare studier med mer avancerade materialmodeller. Parametervärden för MC-modellen redovisas i Tabell 2. Värdena i tabell 2 väljs för att vid odränerad belastningsändring ge upphov till en skjuvhållfasthetsfördelning mot djupet enligt Tabell 3.

Tabell 2. Parametervärden för MC-modellen.

Parameter	Värde
Tunghet, γ/γ'	16/6 kN/m ³
Viljordtryckskoefficient, K_0	0,6
Friktionsvinkel, φ'	21°
Dilatansvinkel, ψ'	0°
Kohesionsintercept, c'	4 kPa
Styvhet, E	Varieras, se figur 1
Permeabilitet, k	10 ⁻⁹ m/s

Tabell 3. Resulterande odränerad skjuvhållfasthet med MC-modellen för effektivspänningsförhållanden innan schakt och parametervärden enligt Tabell 2.

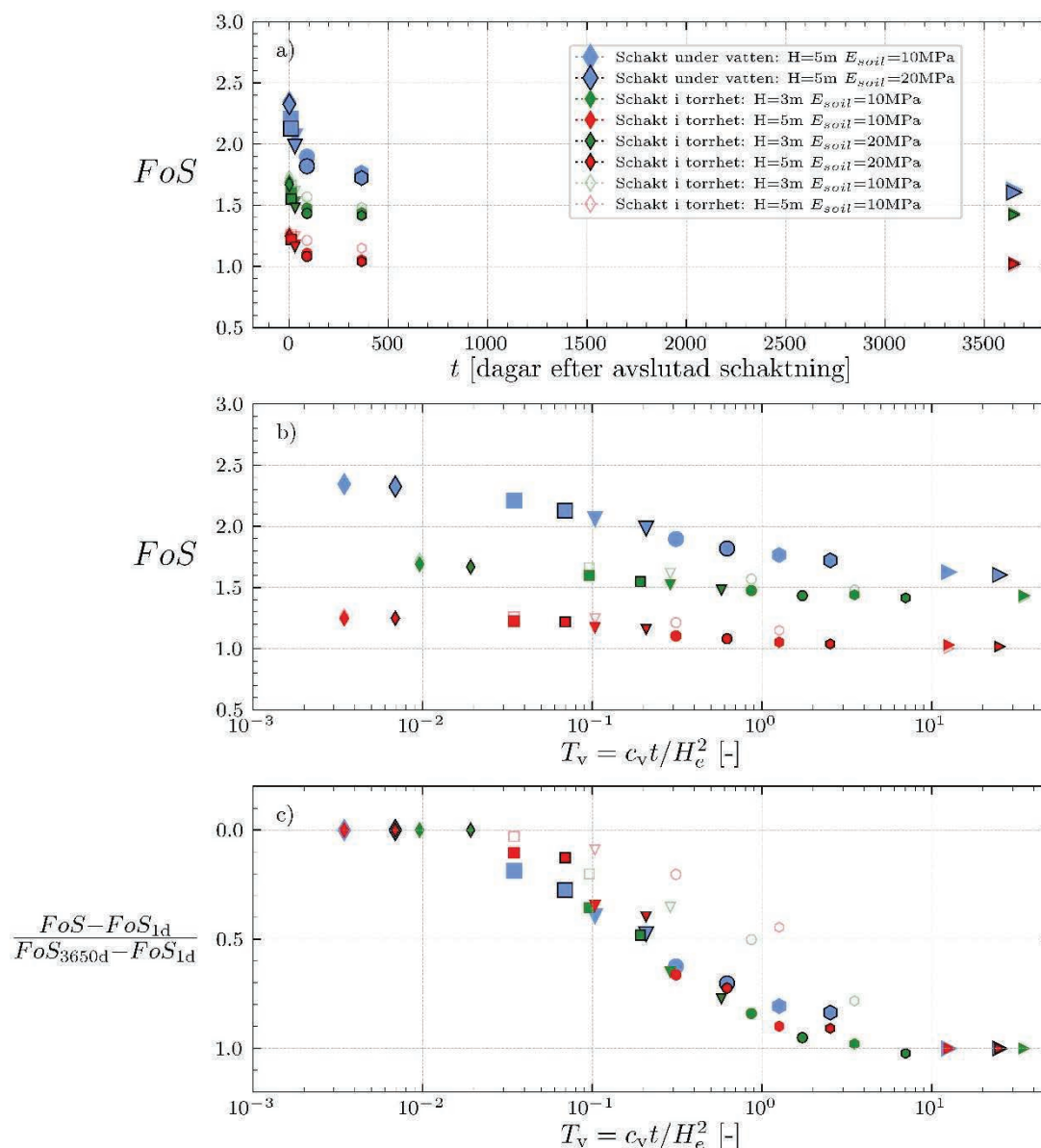
Djup under markytan (m)	Odränerad skjuvhållfasthet (kPa)
0	4
1,5	$11+1,7z$, där z är antal meter under 1,5 m djup

Ett antal idealiserade schakter studeras i denna artikel. Grundvattenytan är inledningsvis belägen 1,5 meter under markytan. Ett idealiserat fall utgörs av schakt i torrhet och ett av schakt under vatten. I beräkningarna varierar schaktdjupet, tiden (efter schaktning) och jordens styvhet. Släntlutningen är 1:2 (vertikalt:horisontellt). Övriga idealiseringar är: ett homogent lerlager, ingen torrskorpa, permeabiliteten är lika i vertikal- och horisontalled, inga belastningar bakom släntröner. Beräkningarna utförs med Plaxis 2D version 2021. Resultaten redovisas i avsnitt 3.

3 RESULTAT

I Figur 1 redovisas beräkningsresultaten för de studerade idealiserade schakterna. När resultaten normaliseras så som i Figur 1c, framgår att övergången från i princip odränerade förhållanden (en dag efter schaktning) till helt dränerade förhållanden överensstämmer väl för de studerade beräkningsfallen. Undantaget är två fall (ofyllda symboler) för schakt i torrhet med förhindrad utjämning av portrycksförändringar mot schaktbotten och schaktslänten. De fallen anses dock vara på osäkra sidan, avseende hur ”snabbt” en förändring sker från odränerade till dränerade förhållanden, eftersom portrycksförändringar i praktiken bedöms kunna utjämnas ”uppåt” mot schaktbotten och schaktslänten med hänsyn till sprickbildning och nederbörd.

Beräkningsresultaten i Figur 1 kan jämföras mot en välinstrumenterad provschakt vilken redovisas av Lafleur et al. (1988). I provschakten med släntlutning 1:2 var $T_v=2,1$ enligt L’Heureux et al. 2009 då de uppmätta portrycksförändringarna efter schaktningen utjämnats. En jämförelse mot beräkningsresultaten för de idealiserade schakterna under vatten och i torrhet (med möjlighet för portrycksförändringar att dränera mot schaktbotten och schaktslänten), ger att 0 till ca 15% förändring av säkerhetsfaktorn mot helt dränerade förhållanden kvarstår då $T_v=2$ (se Figur 1c).



Figur 1. Beräkningsresultaten sammanställda i tre delfigurer visande utvecklingen av: (a) säkerhetsfaktor med tid, (b) säkerhetsfaktor med tidsfaktor, vilket är mer generellt jmför enbart tid, samt (c) normaliserad säkerhetsfaktor med tidsfaktor. Fyllda symboler och ofyllda symboler indikerar att portrycksförändringar orsakade av belastningsändring kan dränera mot schaktbotten och schaktslänten respektive är förhindrade att göra detsamma.

Resultaten i Figur 1 innebär att för de studerade idealiserade schakterna, har i princip alla stabiliserande portrycksförändringar efter belastningsändringen (schaktningen) utjämnats vid T_v ca 2. Tiden (efter schaktning) då detta inträffar för en fiktiv schakt t.ex. $H=3$ m, $k=10^{-9}$ m/s och $E=10$ MPa är ca 50 dagar efter schaktning. Men, notera att redan då T_v är ca 0,2 har ca 50% av de stabiliserande portrycksförändringarna utjämnats och stabilitetsförhållandena därmed försämrats. Detta inträffar, för samma fiktiva schakt, redan ca 5 dagar (!) efter schaktning oaktat eventuella permeabla skikt,

vilka kommer att påskynda förloppet. Är permeabiliteten eller styvheten (eller en kombination av dem) i fält 10 gånger högre än den antagna, är motsvarande tider endast 5 respektive 0,5 dagar (!) oaktat eventuella permeabla skikt.

Det bör nämnas att element-tätheten i finita elementmodellerna påverkar beräknad FoS och att de här redovisade beräkningarna har utförts med ett relativt grovt nät. Syftet med denna artikel är dock inte att beräkna FoS med exakthet, utan snarare att belysa en metodik för att generalisera säkerhetsfaktorns utveckling med tidsfaktorn T_v . En kontrollberäkning utfördes dock genom att välja modellgeometri, grundvattenytans läge samt parametervärden för materialmodellen för ett fall presenterat av Sæterbø Glåmen et al. 2004. För den schakten erhöles $FoS=1,65$ (1 dag efter schaktning) jämfört med 1,63 (FEM) och 1,60 (Janbus direktmetod, odränerad totalspänningsanalys) i Sæterbø Glåmen et al. 2004. Detta indikerar att den nu nyttjade element-tätheten är acceptabel sett till syftet med den föreliggande artikeln.

Det bör även nämnas, att när effektivspänningsanalys med beräkning av portrycksförändringen vid belastningsändring utförs, erhålls att endast en viss andel av totalspänningsförändringarna på grund av avlastningen genererar "stabiliserande" portrycksförändringar. Den andra andelen omvandlas på grund av skjuvtöjningar momentant till effektivspänningsförändringar (minskade effektivspänningar). Bishop och Bjerrum (1960) beskriver detta i form av Skemptions portrycksparameter A . Principen kan också sägas vara analog med hävning i schakter, där en andel sker momentant och en andel är tidsfördröjd. Att storleksordningen av den momentana hävningen beror på t.ex. mobiliseringsgrad visades t.ex. av Magnusson (1975). Således försämras FoS momentant i samband med schaktningen, hur mycket beror bland annat på mobiliseringsgraden, men även t.ex. på förekomsten av eventuella permeabla skikt, vilka delvis förhindrar uppkomsten av stabiliserande portrycksförändringar. Detta fångas ej av en odränerad totalspänningsanalys, inte heller FoS ytterligare försämring med normaliserad tid (vilket påtalats tidigare i artikeln). Således kan det även vara behäftat med fel (på osäkra sidan) att nyttja diagrammet i Figur 1 med ett "startvärde" för FoS ($FoS=1d$) baserat på resultaten från en odränerad totalspänningsanalys. För att erhålla ett "startvärde" för FoS (efter schaktning), med en effektivspänningsanalys med beräkning av portrycksförändringen vid belastningsändring, måste bland annat förekomsten av permeabla skikt beaktas i beräkningsmodellen för att ej riskera att överskatta FoS för det "odränerade" fallet och alla skeden därefter.

4 SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER

Denna artikel har belyst en metodik för att generalisera hur stabilitetsförhållandena efter schaktning försämras som en funktion av ett antal faktorer. Det har visats att hur ”snabbt” stabilitetsförhållandena försämras, utöver tid även beror på t.ex. permeabilitet, styvhet och dräneringslängd. Förutom tiden, är övriga faktorer sådana att värdena på dessa för en given belastningssituation in situ, är behäftade med stora osäkerheter. Således finns det anledning att inledningsvis utforma schakter baserat på kombinerad analys. Om geoteknikern förlitar sig på eventuella kvarvarande, ”stabiliserande” portrycksförändringar en viss tidsfaktor (tid, permeabilitet, styvhet, dräneringslängd med hänsyn tagen till eventuella dränerande skikt) efter schaktningen, bör denne ha goda argument för detta. Om odränerad totalspänningsanalys nyttjas för utformning av schakter, tillgodogör geoteknikern sig ”stabiliserande” portrycksförändringar på så sätt att effektivspänningsförhållandena är lika de innan schaktningen. Detta är på osäkra sidan och rekommenderas ej.

Vid utformning av schakter rekommenderas följande:

- Inledningsvis bör schakten utformas baserat på kombinerad analys. Portryckssituationen i slänten behöver värderas för att beräkningarna skall vara representativa.
- Om belastningssituationen är kortvarig (se vidare i nästa punkt) kan odränerad totalspänningsanalys övervägas för att någorlunda (i bästa fall) karakterisera säkerhetsfaktorn omedelbart efter schaktning. Observera att en odränerad totalspänningsanalys dock alltid överskattar säkerhetsfaktorn för schakter. Detta eftersom en viss andel av totalspänningsförändringen momentant bidrar till minskade effektivspänningar, och därmed minskad hållfasthet i jordlagren. Överskattningen (av såväl FoS baserad på odränerad totalspänningsanalys samt hur lång normaliserad tid det tar för övergången till dränerade förhållanden) ökar om t.ex. permeabla skikt förekommer i jordlagren.
- Stabilitetsförhållandenas förändring (försämring efter schaktning) styrs av ett antal faktorer, bland annat av den normaliserade tidsfaktorn T_v , det vill säga tid samt permeabilitet, jordens styvhet och dräneringslängd i vertikal- och horisontalled, samt mobiliseringsgrad, med mera.
- För att i utformningen av schakter förlita sig på annat än kombinerad analys, bör geoteknikern därför skaffa sig kunskap om och utföra känslighetsanalyser avseende alla de faktorer vilka kan tänkas påverka varaktigheten och schaktens ”bäst-före datum”. En sådan faktor, vilken ej påtalats tidigare i denna artikel, kan vara påslagning, vilket kan generera porövertryck vilka helt eller delvis kan motverka ”stabiliserande” portrycksförändringar på grund av schaktning.
- Det finns andra praktiska aspekter och osäkerheter att beakta när schakter utformas. Till exempel det faktum att en schakt kan korsa eller komma att gå parallellt med tidigare utförda schakter, vilka återfyllts med fyllnadsmassor av sämre hållfasthetsegenskaper (t.ex. omrörd lera) jämfört med den naturligt lagrade jorden. I samband med att författarna genomfört kurser för Skanskas

yrkesmedarbetare, har sådana fall/tillbud återberättats. Sådana skred kan vara förrädiska, då de sämre återfyllnadsmassorna är dolda bakom schaktslänter i naturliga jordlager. Vid utformningen av schakter bör geoteknikern även noga värdera skjuvhållfasthet(smodell) och genomsläpplighet i eventuell torrskorpelera, vilken normalt kan anses som uppsprucken och därmed bör modelleras som ett kombinerat material.

Fortsatta studier bör inkludera beräkningar med mer realistiska materialmodeller (jämfört den nu nyttjade Mohr-Coulomb), varierande permeabilitet i såväl vertikal- som horisontalled, varierande slänthlutningar, inverkan av en uppsprucken torrskorpelera, belastningar bakom släntkrön, med mera.

5 REFERENSER

- Arbetsmiljöverket (2025). Statistik om dödsolyckor i arbetet. <https://www.av.se/arbetsmiljoarbete-och-inspektioner/arbetsmiljostatistik-officiell-arbetssskadestatistik/statistik-om-dodsolyckor-i-arbetet/>. Hämtad 2025-02-19 kl 16:19.
- Bishop, A.W. & Bjerrum, L. (1960). The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems. Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, 437–501.
- Eigenbrod, K. D. (1975). Analysis of the Pore Pressure Changes Following the Excavation of a Slope. Canadian Geotechnical Journal, 12 (3), 429–440.
- Lafleur, J., Silvestri, V., Asselin, R., & Soulié, M. (1988). Behaviour of a test excavation in soft Champlain Sea clay. Canadian Geotechnical Journal, 25(4), 705–715.
- Larsson, R. (1983). Släntstabilitetsberäkningar i lera. Statens geotekniska institut, Linköping. Rapport 19.
- Larsson, R., Sällfors, G., Bengtsson, P.-E., Alén, C., Bergdahl, U., & Eriksson, L. (2007). Utvärdering av skjuvhållfasthet i kohesionsjord. Statens geotekniska institut, Linköping. Information 3.
- L'Heureux, J. S., Leroueil, S., & Laflamme, J. F. (2009). Evolution of the factor of safety following excavation in clay. Canadian Geotechnical Journal, 46 (5), 487–493.
- Magnusson, O. (1975). Deformationer i en schaktbotten av lera. Statens råd för byggnadsforskning. Stockholm.
- Sæterbø Glåmen, M.-G., Nordal, S., & Emdal, A. (2004). Slope stability evaluations using the Finite Element method, XIV Nordic Geotechnical Meeting, Proceedings vol. 1.
- Tornborg, J., Edstam, T., & Kullingsjö, A. (2025). Angående säkerhetsfaktorns minskning med tiden vid temporära schakter i lera. Bygg & Teknik, 2025(1).

CPT I SVERIGE – NYTTJAR VI RESULTATET RÄTT?

Roger Knutsson^A, Viktor Wiklund^B, Sven Knutsson^C, Jan Laue^C

^A *Luleå tekniska universitet / States geotekniska institut*

^B *Boliden Minerals AB*

^C *Luleå tekniska universitet*

SAMMANFATTNING

Cone Penetration Test (CPT) är en sonderingsmetod som är väl beprövad och används ofta i geoteknik-Sverige. Metoden är snabb och ger en högupplöst dataprofil över den sonderade jorden. Från att primärt nyttjats för lerjordar har metoden utvecklats till att alltmer studera silt- och sandjordar. Nyttjandet sker i såväl naturligt geologiska jordar som i krossprodukter, exempelvis anrikningssand.

En av styrkorna med CPT är att sonderingen utförs för jordens aktuella lagrings- och spänningsförhållande. I synnerhet för silt- och sandjordar är dessa aspekter mycket svåra att återskapa i laboriemiljö. En utmaning med CPT (likt många sonderingsmetoder) är att det som mäts i sonderingen inte är storheter som vi vanligen är ute efter. Varken skjuvhållfasthet, elasticitetsmodul, eller lagringstillstånd mäts. Till detta används empiriska utvärderingsmetoder.

I denna artikel behandlas osäkerheter kopplade till utvärderingsmetoder av CPT-resultat. Vilka storheter bör utvärderas? Vad baseras utvärderingsmetoden på, och för vilka jordar? Är metoderna applicerbara för krossprodukter? Vad går att kalibrera med laborierresultat? Hur ska vi hantera utmaningen med att sonderingsspetsen mäter ett tillstånd då jorden deformerats/fallerat, men vi är intresserade av ett ”ostört” tillstånd? Hur ska geoteknik-Sverige hantera framtida era utan CONRAD?

På Luleå tekniska universitet sker nu forskning kring dessa ämnen och författarnas bedömning är att CPT nyttjas och utvärderas aningen ”lätt” i dagsläget. Empirin bakom utvärderingsmetoderna är i behov av uppdatering, gärna i linje med en sofistikerad syn på jordmekanik. Med denna artikel ges en insyn i arbetet med att nå ökad medvetenhet i ämnet bland Sveriges geotekniker.

SUMMARY

The Cone Penetration Test (CPT) is a well proven and common field investigation in geotechnical engineering. The test is quick and provides a data profile with high resolution. The test is now well used in both clayey as well as granular soils, and is

performed both in soils formed under natural geological conditions as well as in crushed aggregates and tailings.

One of the major benefits with CPT is that the test is performed at in situ conditions. Especially for silts and sands such conditions are very hard to reproduce in the laboratory. A challenge with CPT (among other field investigations) is the measured data are not the properties that are used in geotechnical analyses. Neither shear strength, nor state conditions are measured. For such properties empirical correlations are needed.

In this article uncertainties associated with CPT evaluations are presented. Which properties can be evaluated? What are hidden in the evaluation method? Are the equations appropriate for crushed materials? How can we deal with the challenge that the cone tip measures the conditions at the failure zone, but we want to find the conditions at undisturbed conditions? How should geotechnical engineers in Sweden continue to evaluate CPT results without the popular CONRAD software?

At Luleå University och Technology research is ongoing on these topics. The authors' opinion is that CPT is used and evaluated a bit too "easy" in Sweden. The empirical correlations behind the evaluation tools are in need for an update, preferably with a sophisticated view on soil mechanics. With this article, a first glimpse is presented for Swedish geotechnical engineers towards better CPT evaluations.

1 CPT – SNABBT OCH ENKELT

Med en neddrivning på två centimeter per sekund så är CPT ett mycket snabbt försök. Även med etablering, förberedelser, eventuella stopp för utjämningsförsök, uppdrivning och städning så kan man med CPT få en snabb och noggrann beskrivning av jordprofilen.

CPT har utvecklats till en mycket vanlig sonderingsmetod i svensk geoteknik. Enbart på Bolidens svenska gruvdammsanläggningar har 547st CPT-försök utförts de senaste fem åren, och har utvecklats till en primär bedömningskälla för dimensionering av gruvdammar.

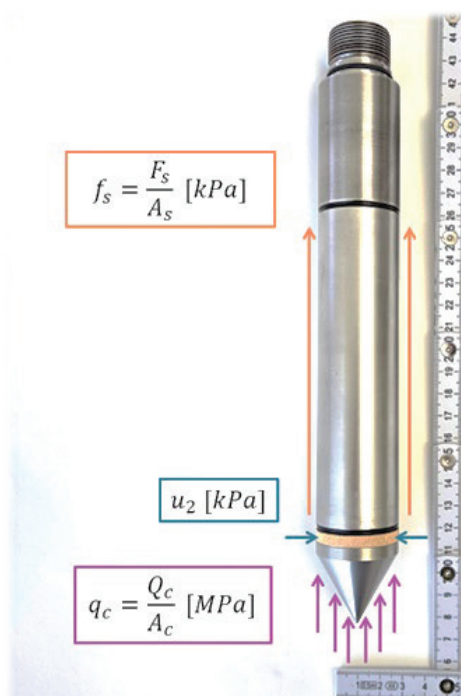
De första typerna av CPT introducerades runt 1935. Vid den tidpunkten var mätningarna fullt mekaniska. Innan dess var viktsondering en vanlig metod för bestämning av jordlagerföljd, men som med stångfriktion gjorde mätdatats upplösning svår att hänvisa till särskild jordlagerföljd/nivå. Fördelen med CPT är att mätningen istället sker vid spetsen, ej påverkad av stångfriktion. På 1950-talet blev CPT-mätningarna elektriska, och 1975 introducerades även portrycksmätning till sonderingen. (SGI 2015)

Under tiden då sonderingar utfördes utan portrycksmätningar så lämpade sig testet främst för väl-dränerade jordar där porvattentryck sällan hade en betydande inverkan. Det byggdes då upp en erfarenhetsbas kring naturligt lagrad sand. Med tiden har

forskning kring CPT i sandjordar ofta utförts med storskaliga försök eller kalibreringskammare, med mål att bygga upp en empiri för utvärdering. (SGI 15)

På finkornig jord är tyvärr den äldre databasen ej användbar. Dels gav sonderingarna utan portrycksmätning otillräcklig information, dels var många års sonderingar med portrycksmätningar ej korrigerade med hänsyn till faktorer som hur portryck och spetstryck påverkade varandra, temperatur, måttoleranser, filterplacering osv. Det var först efter konsekvent utrustning och användning som undersökningsresultat började nyttjas för att bygga upp en vettig empiri av CPT-resultat. (SGI 15)

Nuförtiden nyttjas vanligen en CPT-sond enligt Figur 1, där en kon trycks ned samtidigt som spetstryck, mantelfriktion och porvattentryck mäts¹. Utöver dessa tre storheter finns även tilläggs-mätningar för exempelvis geofysiska ändamål, men dessa ingår inte i standardutförandet och kommer inte beröras ytterligare i denna artikel.



Figur 1. CPT-sond, från Wiklund (2024)

Det finns ingen egentlig begränsning i kornstorlek för testets principer, men med dagens konventionella utrustningar brukar försöket begränsas till att inte utföras i jordar med grus eller grövre fraktioner.

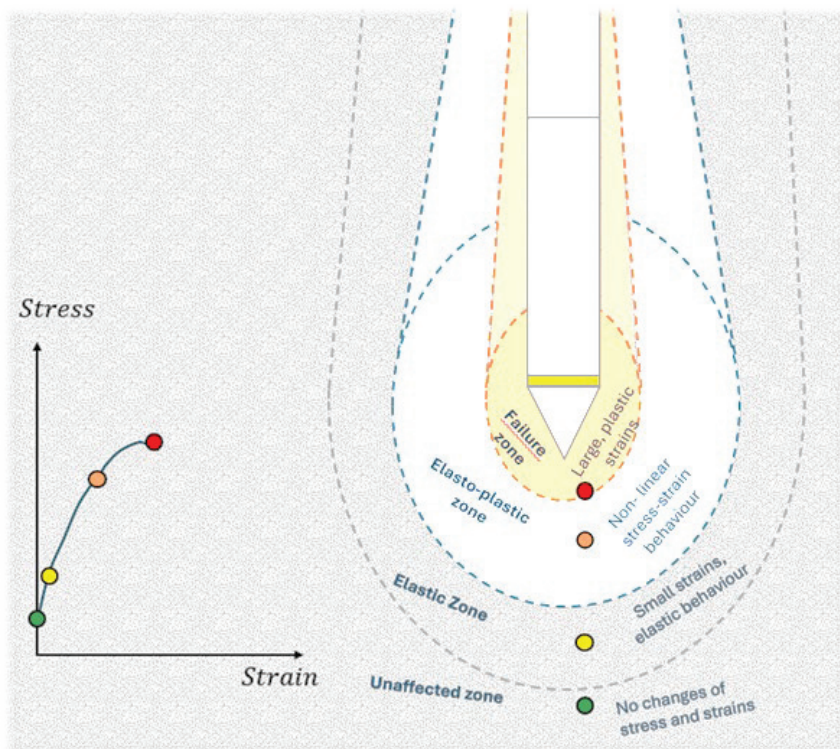
För korrekt och standardiserat utförande finns en internationell standard för ändamålet (ISO 22476-1:2022). Standarden är begränsad till krav kring utrustning och utförande av testet, men berör ej utvärdering av jords egenskaper eller beteende.

¹ Spetstryck och mantelfriktion beräknas genom att dela uppmätt kraft över aktuell area.

2 UTVÄRDERING AV CPT-RESULTAT

I samband med att CPT-sonden penetrerar jorden så trängs jord undan för att skapa hålrum för konen och efterföljande sondstål. Undanträngningen innebär att jorden intill sonden deformeras, och innebär en mycket komplex spänning-töjningssituation.

”Långt framför” spetsen är jorden opåverkad av den nedträngande spetsen. På tillräckligt stort avstånd påverkar inte spetsen den ostörda jorden. Men ”lagom nära” spetsen mobiliseras spänningar till följd av de töjningar som genereras. Här känner jorden av den spets som närmar sig. Och precis vid spetsen genereras ett hålrum till följd av spetsen som tränger undan jorden. Därutöver sker en spänning-töjning i radiell riktning som gör allt ännu mer komplext, illustrerat i Figur 2. Hur kan man på ett analytiskt sätt nyttja försökets mätningar (spets-, mantel- och porttryck) för att bestämma jordens geotekniska egenskaper? Även om dessa teorier diskuterats och forskats på i årtionden så finns inte den kunskapen idag (Salgado et al. 2022). Vi har inte verktygen för att beskriva samband som dessa. Forskningens framsteg i frågan är tydligt återgiven av Wiklund (2024).



Figur 2. Idealisering spänning-töjningsförhållande, Wiklund (2024).

I stället för att analytiskt beskriva jorden vid CPT så nyttjas empiri för att relatera de uppmätta storheterna till jordens geotekniska egenskaper. Det finns i litteraturen en mängd olika lokala ”kalibreringar” mellan uppmätta storheter och jordens beteende. Vissa är rent empiriska, baserade på bakåträkningar och korrelation till lämpliga storheter. Andra kan vara semi-empiriska, med analytiska inslag till jordmekaniska modeller.

Redan 1987 sammanfattade Larsson och Sällfors (SGI 1987) följande:

*”Förutom jordlagerföljd har man ur resultaten från spetstryck-portryckssondering² med varierande framgång försökt utvärdera faktorer som friktionsvinkel, relativ lagringstäthet, odränerad skjuvhållfasthet, elasticitetsmodul, skjuvmodul, överkonsolideringsgrad, konsolideringskoefficient, permeabilitet, effektiva hållfasthetsparametrar i lera och t.o.m. kompressionsmoduler i lera. Goda lokala korrelationer kan ofta erhållas för de flesta parametrar **men någon generell utvärdering finns inte för någon av dem.**”*

I Sverige nyttjas ofta programmet CONRAD för redovisning och utvärdering av CPT. Programmet utvecklades av SGI och första versionen lanserades 1993. Efter flera uppdateringar så avslutades vidareutvecklingen av programmet. Sista uppdateringen lanserades 2010, och programmet släpptes fritt 2021 (SGI 2010; SGI 2025). Programmet används ännu av många geotekniska handläggare i Sverige för redovisning och utvärdering.

I CONRAD nyttjas empiri för uppskattning av jordlagerföljd, förkonsolideringstyck och överkonsolideringsgrad, odränerad skjuvhållfasthet, lagringstäthet, friktionsvinkel och deformationsegenskaper. Det enda du som användare behöver förse programmet med för många av utvärderingarna är en uppskattning av vertikal jordtrycksprofil (som beräknas med din indata på jordens tunghet). För vissa storheter nyttjas även jordens flytgräns (om tillgänglig).

3 BEKVÄMLIGHET VS. RISKTAGANDE

Visst har CONRAD och andra utvärderingsmetoder inneburit ett enhetligt och bekvämt arbetssätt för att redovisa och utvärdera sonderingsresultat, men det har samtidigt inneburit att den bakomliggande empirin ofta betraktats som sanning. Författarnas åsikt är att det alltför ofta presenteras geotekniska utredningar där CPT-sonderingar utvärderats utan att veta 1) vilken empiri som används, 2) om empirin är lämplig för ändamålet, eller 3) om det möjligen finns annan empiri som är mer lämplig. Flera av de empiriska samband som nyttjas i CONRAD är baserade på publikationer från sent 80-tal. Sedan dess har forskningen fortgått, inte nödvändigtvis med självklara framsteg i ”ny” empiri, men åtminstone med flera förtydligande kring befintliga samband. 1995 hölls ett första internationellt symposium om CPT i Linköping. Sedan dess har det hållits fem uppföljande symposium runt om i världen där forskningens samlade kompetens kring CPT diskuterats. Det senaste hölls i Bologna 2022.

Hos gruvbolagen har CPT under de senaste åren blivit en primär sonderingsmetod för utvärdering av anrikningssandens egenskaper. Anrikningssand är ett samlingsnamn för gruvavfallet som återstår efter anrikning av malm, och kan, trots namnet, bestå av både ler-, silt- och sandfraktioner. Materialet är en krossprodukt, med förhållandevis

² CPT_u

kantiga korn. Anrikningssand deponeras vanligtvis i magasin, omgivna av s.k., gruvdammar. Vid stabilitetsbedömning av dammarna nyttjas CPT för att uppskatta anrikningssandens beteende.

För gruvdammar och anrikningssand är det idag stort fokus på att avgöra materialets lagringstillstånd i förhållande till kritiskt tillstånd, via Critical State Soil Mechanics (Schofield & Wroth 1968). Lös lagring (i förhållande till kritiskt) benämns kontraktant, och fast lagring benämns dilatant. Kontraktant lagring innebär att det vid odränerad skjuvning kan byggas upp ett porvattenövertryck som innebär att odränerad skjuvhållfasthet är lägre än dränerad skjuvhållfasthet. Denna beskrivning är naturligtvis inte unik för anrikningssand, utan empirin som finns för att med CPT uppskatta lagringstillståndet är i huvudsak baserat på naturliga jordar (ej krossprodukter).

I samband med att nya utvärderingsmetoder utvecklats så har det för gruvdammsgeotekniker alltmer blivit uppenbart att töjning-spänningsförhållandet runt CPT är oerhört komplext, och att resultatet från utvärderingsmetoderna kan vara mycket känsliga för små skillnader i indata.

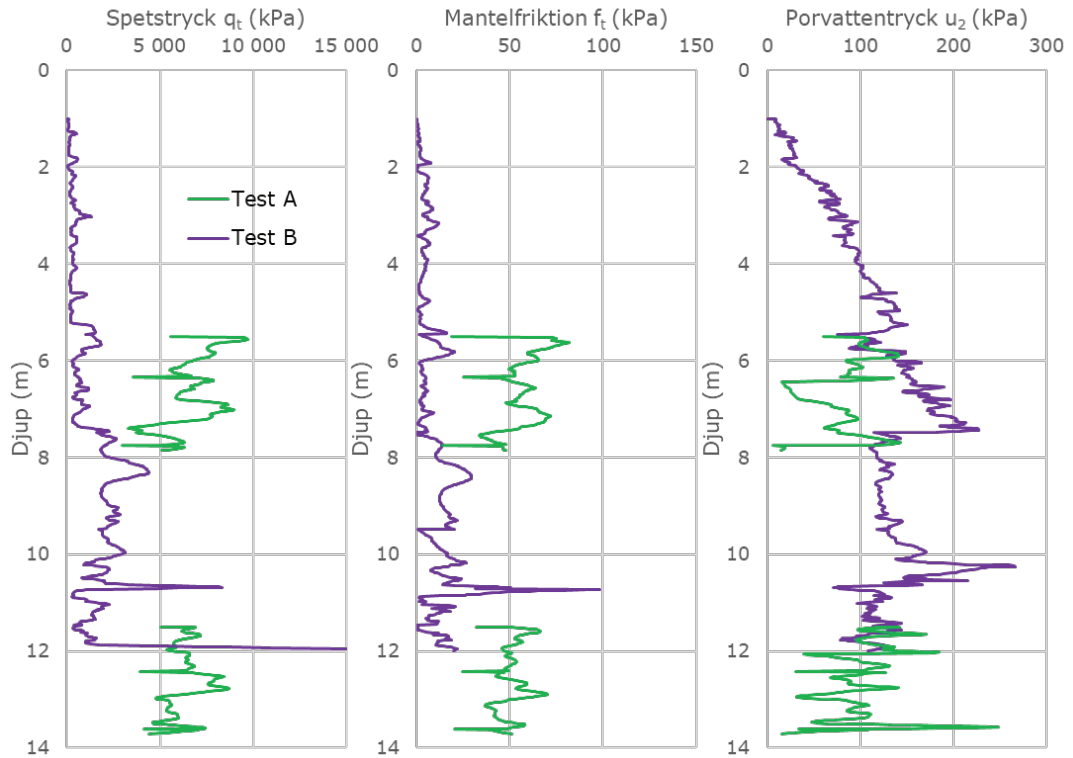
3.1 Jämförande exempel

I följande stycke kommer skillnader i CPT-utvärdering belysas. För två CPT-resultat utförda i anrikningssand kommer både empiri enligt CONRAD och Peter Robertson (1990, 2016 och 2022) nyttjas. Robertsons arbete har varit centralt i den utveckling kring utvärderingsmetoder som skett de senaste 30 åren.

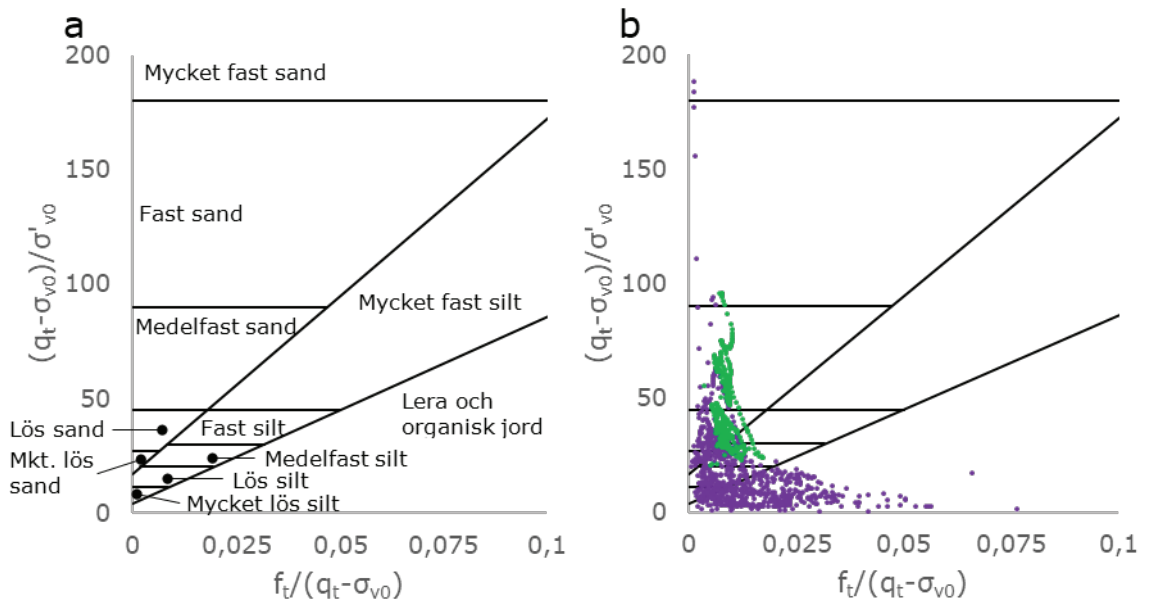
I Figur 3 redovisas spetstryck, mantelfriktion och porvattentryck för de två sonderingarna. För sondering A finns olyckligtvis ett glapp i data mellan djupen ca 0-5m samt 8-11m (anledning okänd för författarna).

I CONRAD (SGI 2010, SGI 2015) nyttjas ett diagram (Figur 4a) för att klassificera jorden. Till detta nyttjas spetstryck (q_t) och mantelfriktion (f_t) som normaliseras med hänsyn till spänningsnivå. För uppskattning av totalspänningar och effektivspänningar har här en konstant tunghet på 18kN/m^3 nyttjats. Det genererade porvattentrycket (u_2) nyttjas inte i denna bedömning³. Grundvattennivån (uppskattad utifrån utjämningsförsök, ej vidare diskuterad här) är 7,5m under markytan för test A och 0,1m under markytan för test B. Normaliserade spetstryck och mantelfriktion från sonderingarna redovisas i Figur 4b.

³ u_2 nyttjas dock tillsammans med konens kalibreringskoefficienter för att korrigera för vattnets effekter på spetstrycket



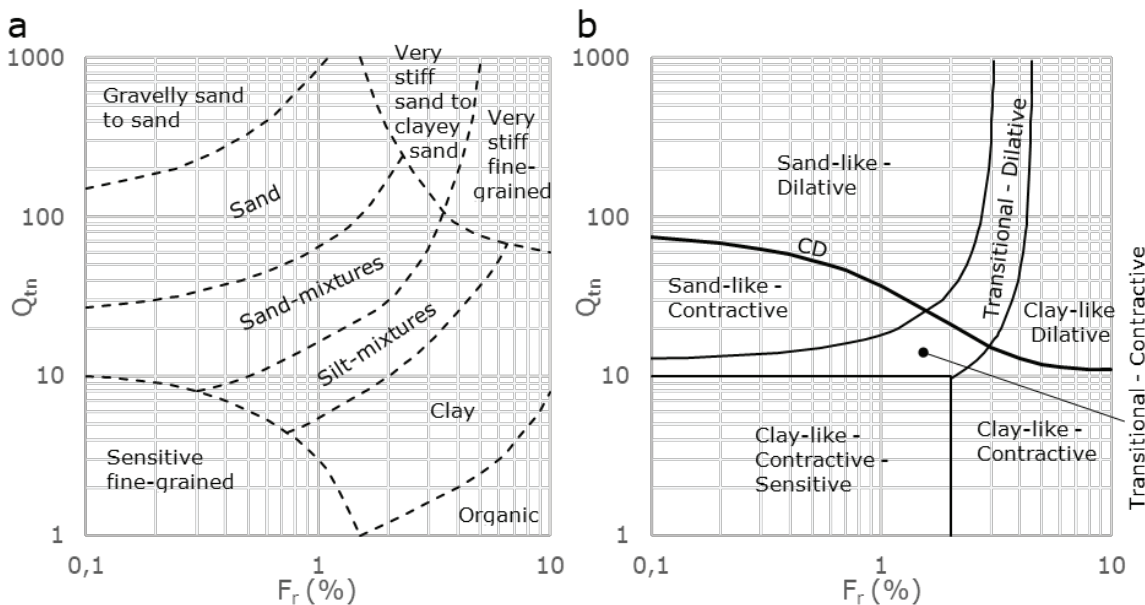
Figur 3. CPT-resultat för Test A (grön) och Test B (lila)



Figur 4. a) Diagram för klassificering enligt CONRAD. b) Klassificering av sonderingsresultat från test A (gröna) och B (lila).

Robertson presenterade 1990 ett diagram där normaliserat spetstryck och mantelfriktion nyttjades för att klassificera jorden enligt Figur 5a. De normaliserade trycken påminner starkt om de som nyttjas i CONRAD, men skiljer sig dock en aning

(för detaljer hänvisas till respektive källa). Diagrammet har därefter uppdaterats efterhand som mer data tillkommit forskningen, och 2016 presenterade Robertson en indelning enligt diagrammet i Figur 5b. Till skillnad från 1990-års indelning så är 2016-års diagram inriktat på om jorden är att betrakta som kontraktant eller dilatant. I artikeln från 2016 ges även förslag på klassificering av jordar där portrycket är betydande, men detta utelämnas i aktuell jämförelse.

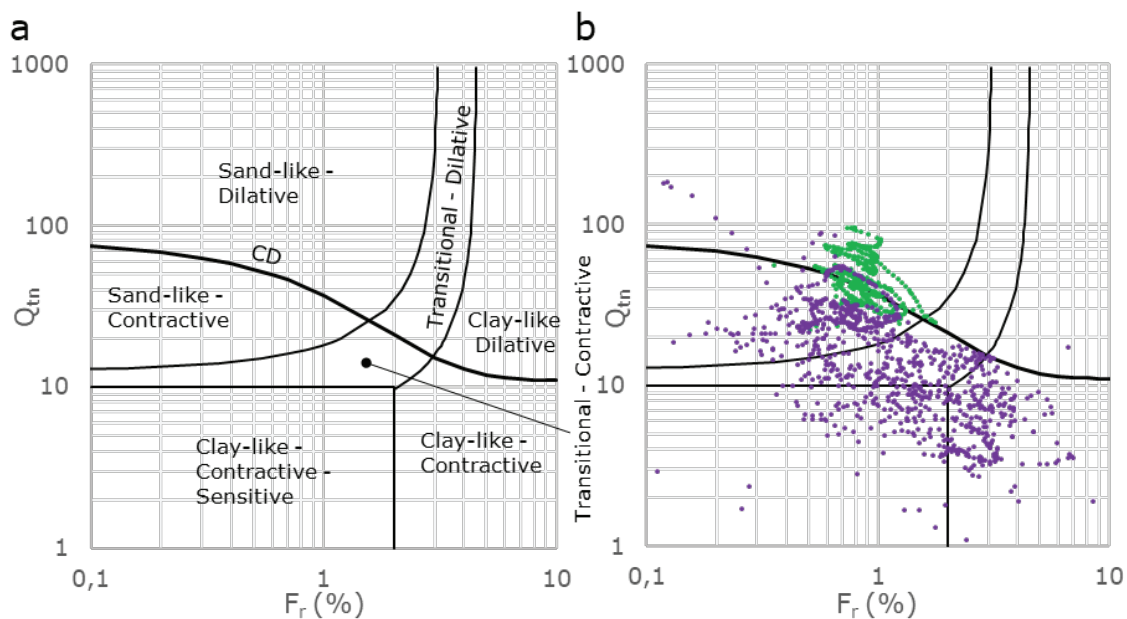


Figur 5. Klassificering enligt Robertson. 3a) Soil Behavior Type (SBT) från 1990. 3b) Uppdaterat klassificeringsdiagram från 2016.

I Figur 6 redovisas data från de två sonderingarna över Robertsons diagram från 2016. Det är tydligt att test A är betydligt mer ”sandigt” än vad som upplevs i test B. För test A är datapunkterna spridda både över och under kurvan som skiljer kontraktans och dilatans (CD). För test B är majoriteten av punkterna under kurvan, och betraktas således som kontraktanta. Test B har en stor spridning, och utvärderas som ler-, silt- och sandjord.

I Tabell 1 summeras klassificeringen från både CONRAD och Robertsons metod. I CONRAD sker ingen indelning avseende kontraktans och dilatans. För att underlätta jämförelse så har beteckningarna ”Mycket fast”, ”Fast” samt ”Medelfast” summerats för att jämföra med dilatant beteende från Robertsons metod, och ”Lös” samt ”Mycket lös” summeras för att jämföra med kontraktans.

I Tabell 1 indikerar CONRAD en högre halt av silt än vad som uppskattas av Robertsons metod (se Transitional), och innebär samtidigt att Robertsons metod uppskattar ett högre innehåll av sand. I övrigt är det svårt att dra en generell slutsats kring skillnaden mellan de två klassningarna.



Figur 6. Gröna punkter = Test A. Lila punkter = Test B.

Tabell 1. Klassificering (jämför Figur 4b och Figur 6b)

CONRAD	Test A		Test B		Robertson 2016	Test A	Test B
Mycket fast sand					Sand-like Dilative	64%	5%
Fast sand	2%	Σ42%	1%	Σ6%	Sand-like Contractive	35%	35%
Medelfast sand	40%		5%		Transitional Dilative	1%	
Lös sand	42%	Σ42%	17%	Σ22%	Transitional Contractive		19%
Mycket lös sand			5%		Clay-like Dilative		
Mycket fast silt					Clay-like Contractive		24%
Fast silt	3%	Σ16%	1%	Σ12%	Clay-like Contractive Sensitive		17%
Medelfast silt	13%		11%				
Lös silt			11%	Σ15%			
Mycket lös silt			4%				
Lera & organisk jord			45%				

I CONRAD, liksom den generella synen i svensk geoteknik, så betraktas all sand som fullt dränerande. För sand utvärderas en friktionsvinkel i CONRAD, via metodik av Marchetti (1985). Risken för att lös (kontraktant) sand kan innebära en odränerad skjuvhållfasthet lägre än den dränerade beaktas ej. För silt kan både en odränerad skjuvhållfasthet och friktionsvinkel utvärderas, beroende på hur högt porvattentryck som genererats vid neddrivning. Den odränerade skjuvhållfastheten utvärderas via nettospetrycket (spetryck – totalspänning) dividerat med 14,5. Friktionsvinkeln beräknas på samma sätt som för sand i de fall som portrycksparmetern B_q^4 är lägre än 0,03. För lerjord uppskattas odränerad skjuvhållfasthet, huvudsakligen via nettospetryck. I fall (som här) då ingen korrigering görs till flytgräns så divideras nettospetrycket med 16,3 för att uppskatta den odränerade skjuvhållfastheten i leran.

För många av de mer moderna utvärderingsmetoderna råder ett stort fokus kring kontraktans respektive dilatans eftersom det kan resultera i stora skillnader i förmågan att mobilisera skjuvspänningar vid odränerade tillstånd. Det finns flera metoder för att uppskatta skjuvhållfastheten med denna utgångspunkt (Olson & Stark 2002, Robertson 2022, Jefferies & Been 2015). Även för sand, som ofta betraktas som ”dränerad”, sker nu ofta en uppskattning av dess odränerade skjuvhållfasthet i de fall som de bedöms som kontraktanta.

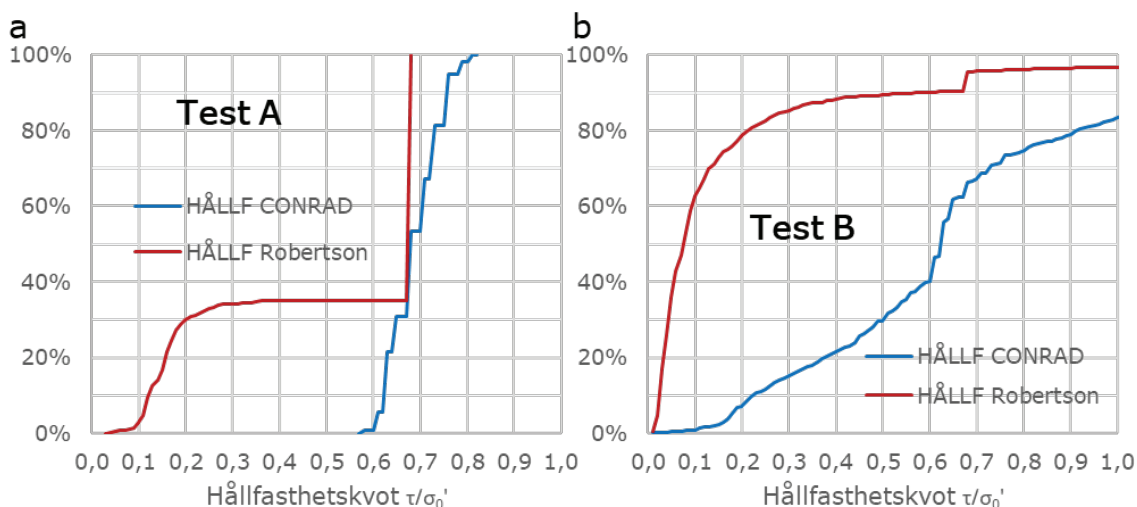
Med hjälp av Robertsons metod från 2022 uppskattas en odränerad skjuvhållfasthet vid långtgående skjuvning med hjälp av ett normaliserat spetryck (dock inte samma normalisering som vid jordartsklassificering!). Skjuvhållfastheten är att betrakta som ett tillstånd efter jordförvätskning – men är oavsett töjningsmjuknande eller ej ett tillstånd då odränerad skjuvning innebär en spänningsväg med konstant portal tills kritiskt tillstånd uppnås (pga minskad effektivspänning orsakad av porvattenövertryck pga skjuvning). Den utvärderade hållfastheten kan bli mycket låg, och beror på ”graden av kontraktans”, dvs. hur löst lagrad jorden är.

Utvärderad skjuvhållfasthet presenteras i Figur 7 som kvoten mellan skjuvhållfasthet (τ) och effektiv vertikalspänning (σ'_0) innan skjuvning. I Figur 7a (vänster) redovisas data för test A och i Figur 7b (höger) redovisas data för test B. Resultatet från respektive test presenteras som en kumulativ fördelning, och kan läsas liksom ett kornstorleksdiagram. Exempelvis, för test A har 30% av den sonderade jordprofilen en hållfasthetskvot lägre än 0,2 (Robertsons metod). Det är betydande skillnader i utvärderad hållfasthet mellan CONRAD och Robertsons metod, där den senare ger mycket lägre värden.

Hållfastheten i Figur 7 representerar både odränerad och dränerad skjuvhållfasthet, beroende på vad utvärderingsmetoden bedömer som ”lämplig”. T.ex., från CONRAD beskrivs all sand med dränerad skjuvhållfasthet, och för silt görs ytterligare kontroll med portrycksparmetern för att avgöra huruvida odränerad eller dränerad skjuvhållfasthet bör nyttjas. För Robertsons metod beskrivs all kontraktant jord samt

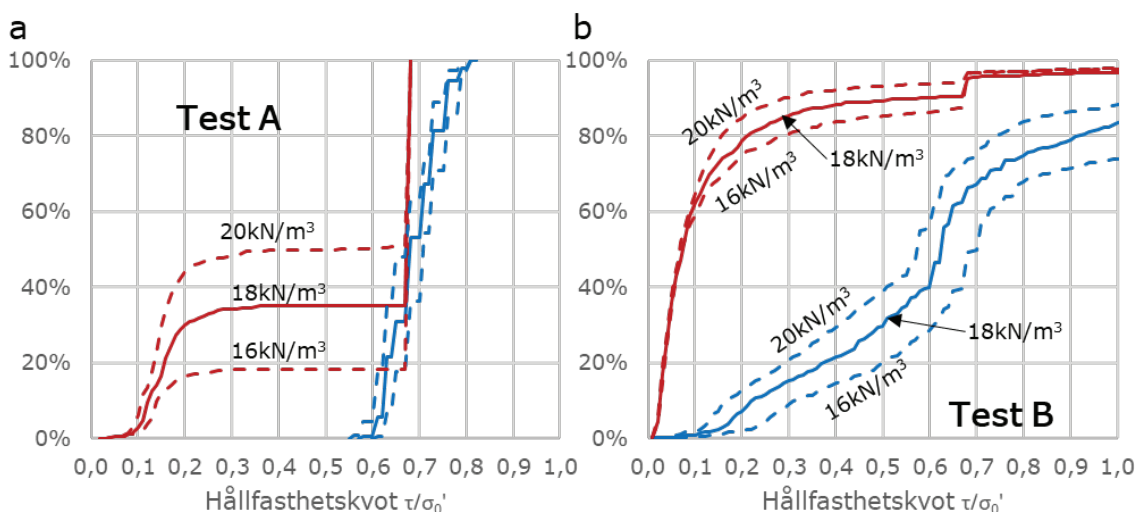
⁴ $B_q = \Delta u / (q_t - \sigma_{v0})$ där $\Delta u (= u_2 - u_0)$ är porövertrycket bakom spetsen

lera med odränerad skjuvhållfasthet, och med dränerad hållfasthet vid dilatanta förhållanden.



Figur 7. Kumulativ fördelning av skjuvhållfasthet utvärderad enligt CONRAD respektive Robertsons metod (2022).

För att belysa effekten av användarens enda antagande bakom utvärderingen så redovisas en känslighetsanalys i Figur 8. Här har jordens tunghet varierats mellan 16 kN/m³ och 20 kN/m³ för att belysa effekten av en förändrad spänningsnivå i jordprofilen. Tydligt är att lägre ansatt tunghet i utvärderingen resulterar i färre lager av bedömd kontraktans, och följaktligen en högre utvärderad skjuvhållfasthet. Detta är bl.a. belyst av Silfver (2023).



Figur 8. Känslighetsanalys med varierad tunghet. Röda kurvor enligt Robertsons metod, och blå kurvor enligt CONRAD.

Ur känslighetsanalysen är det tydligt att sands hållfasthet är förhållandevis opåverkad av antagen tunghet i CONRAD. De blå linjerna i Figur 8a ligger mycket nära

varandra trots variation i tunghet. Med Robertsons metod på Test A så påverkas klassningen (kontraktans/dilatans) starkt av tunghetens variation. Detta märks inte lika väl för Test B eftersom detta material till största del är kontraktant oavsett denna variation i tunghet. Däremot syns en effekt på CONRAD-utvärderingen på Test B (blå) eftersom odränerade utvärderingar påverkas av totalspänningen i jorden.

Nyttjandet av denna låga skjuvhållfasthet för kontraktant jord vid dimensionering eller verifiering blir naturligtvis en fråga kopplad till val av säkerhetsmarginal (krav på säkerhetsfaktor). Frågan om *”sand verkligen ska beskrivas med odränerad skjuvhållfasthet?”* har blivit alltmer diskuterat i branschen (Shibuya et al 2003, De Groot et al 2012, Reid et al 2021, Reid et al 2022, Fanni et al 2025, De Groot et al 2012). Lastfall och säkerhetskrav diskuteras ej ytterligare här, men faktum är att svenska gruvdammar idag till mångt och mycket dimensioneras med hjälp av dessa ”nya” utvärderingsmetoder och låga odränerade skjuvhållfastheter.

Att ta fram värden på skjuvhållfasthet eller lagringstillstånd utifrån storheter som spetstryck, mantelfriktion och porvattentryck är lätt med tillgängliga program eller enkla excelfiler, men utan ett logiskt orsakssamband blir teorin skör och högst riskabel att använda vid geoteknisk dimensionering. Av denna anledning finns ett behov för ytterligare forskning i ämnet.

4 HUR UPPRÄTTAR VI ETT FACIT?

Som introducerats i föregående kapitel så är en betydande utmaning med CPT att det är svårt att veta vad de uppmätta storheterna representerar för geoteknisk egenskap. Målet är att nyttja CPT för att bestämma geotekniska egenskaper, men om vi inte har svaren på vad som råder i marken, hur ska vi då kunna nyttja CPT framåt?

En fördel med CPT är att sonderingen utförs via aktuella spänningar och i ostörd jord (dock påverkad av neddrivande sonden). Utmaningen ligger i att det är spetstryck, mantelfriktion och portryck som mäts, och inte skjuvhållfasthet eller annan geoteknisk egenskap.

På laboratoriet däremot så kan de geotekniska egenskaperna mätas med hög noggrannhet, men utmaningen i labbet ligger i att testerna inte utförs för de lagrings- och spänningsförhållande som råder i fält. All provtagning i (åtminstone) granulär jord innebär störning stor nog för att påverka lagringstätheten, och således måttet av kontraktans eller dilatans. Hur ska då laboratorieresultat kunna jämföras med vad som mäts i fält? Hur kan man kalibrera CPT-resultat om man inte har svaret?

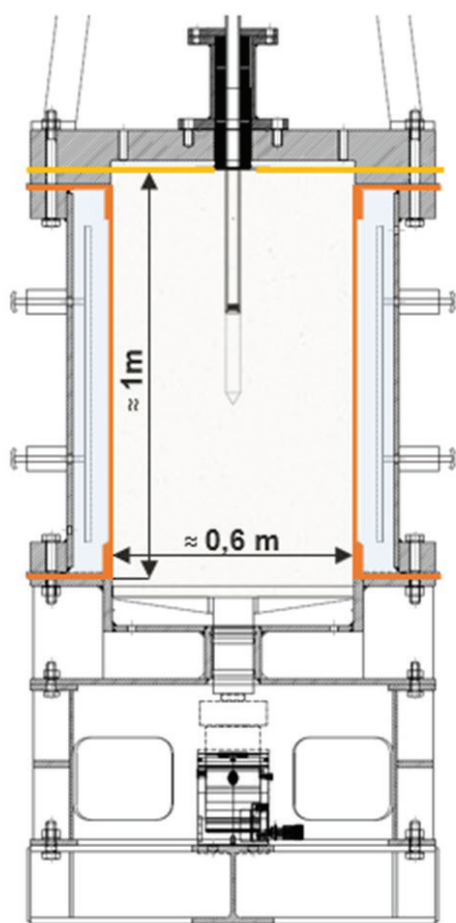
För att studera, och förhoppningsvis reducera osäkerheterna, i utvärderingsmetoder så utförs nu forskning på Luleå tekniska universitet där CPT utförs i kalibreringskammare på material med kända egenskaper.

Forskningen är en del av Viktor Wiklunds doktorandprojekt, där en ny kalibreringskammare dimensionerats och konstruerats. Kammaren består av en

stålcylander (diameter 600mm, höjd 1000mm) med invändigt gummimembran. Innanför membranet placeras jord, som manuellt tillverkas till avsedda lagringsförhållande. Mellan membran och stålvägg finns vatten som kan trycksättas så att jordprovet belastas radiellt. Jordprovet omsluts i toppen och botten så att även axiell belastning kan påföras. I likhet med uppsättningen för ett triaxialförsök kan porvattentrycket i jorden kontrolleras. Från kalibreringskammarens topp ska en CPT-sond pressas ned och mäta responsen. Kalibreringskammarens utseende illustreras i Figur 9.

Materialet som ska studeras under doktorandprojektet består av anrikningssand som utifrån kornstorlek klassas som siltig sand. Parallellt med kalibreringstesterna kommer laborieförsök ske på materialet, med målet att ha en god bas för jämförelse till CPT-responsen. Med tillverkade tillstånd ("facit") i kalibreringscellen så är förhoppningen att en god kalibrering kan uppnås. Därefter kan CPT-resultat (från fält) nyttjas på bättre och mer tillförlitligt sätt.

Efter att doktorandstudiens tester avslutats kan kammaren nyttjas för annan jord i Sverige. Med bättre utvärderingsmetoder tillhandahålls bättre beslutsunderlag i geoteknisk dimensionering.



Figur 9. Kalibreringskammare på Luleå tekniska universitet

5 AVSLUTANDE KOMMENTAR

Författarna till denna artikel vill uppmana till fortsatt användning av CPT i svensk geoteknik, men glöm inte att beakta osäkerheterna i utvärderingen:

- Tänk på vilken empiri som nyttjas och vad som ligger bakom.
- Var försiktig med kalibrering gentemot andra fältförsök och laboratorieförsök.

Det finns flera fall då laboratorieförsök ”verifieras” gentemot CONRAD-utvärderingar, och i nästa läge så verifieras CONRAD-utvärderingen gentemot laboratorieresultat. Det finns betydande risk för korsreferens. Är någon av metoderna tillräckligt rätt för sådan jämförelse, eller skapar vi ett samband med två missledande källor?

Idag används ofta samma empiri oavsett om jorden är geologiskt bildad eller om det är en krossprodukt. Om byggandet med/på jord alltmer går över till att behöva hantera krossprodukter (likt hur betongindustrin fått byta ut sin ballast från naturgrus till krossprodukter) så behöver även sonderingar och dess utvärderingar ställa om till sådana jordar. Vid arbetet med att ta fram lämplig CPT-empiri bör således dessa frågeställningar beaktas.

Nu påbörjas arbetet med kalibreringskammaren på LTU. För framtida bruk bör även naturliga jordar genomgå sådana studier. Resultat från kalibreringstester kan bli en god bas för nya utvärderingsprogram i Sverige.

Den svenska geoteknikbranschen bör snarast ta ställning till hur CPT-hantering bör ske efter att CONRAD inte längre kan användas. Med uppdaterade datorer blir det svårare att använda nu tillgänglig version. Ska ett nytt branschgemensamt program tas fram? Vem ska upprätta och underhålla ett sådant arbete? Är det möjligen något för SGF?

6 REFERENSLISTA

De Groot, M.B., Lindenberg, D.R., Mastbergen, D.R. & van den Ham, G.A, 2012. Large scale sand liquefaction flow slide tests revisited, Eurofuge 2012, Delft, The Netherlands.

Fanni, R., Reid, D. & Fourie, A. 2025. Drained and undrained behaviour of a sandy silt gold tailings under general multiaxial conditions. Géotechnique, ahead of print.

ISO 22476-1:2022 (2022) Geotechnical investigation and testing – Field testing- Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test. CEN – European Committee for Standardization.

Jefferies M. and Been K. 2015. Soil Liquefaction: A Critical State Approach. Second Edition (2nd ed.). London: CRC Press.

Marchetti, S. 1985. On the field determination of K_0 in sand, Panel presentation, Proc. XI ICSMFE, San Francisco, Vol 5:2667-2672.

Olson SM and Stark TD (2002) Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories. Canadian Geotechnical Journal, 39(3), pp. 629-647.

Reid, D., Fanni, R. & Fouire A. 2021. Assessing the undrained strength cross-anisotropy of three tailings types. Géotechnique letters.

Reid, D., Dickinson, S., Mital, U., Fanni, R., & Fourie, A., 2022. On some uncertainties related to static liquefaction triggering assessments. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering 175(2):181-199.

Robertson., P.K., 1990. Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, 27(1), pp. 151-158.

Robertson. P.K., 2016. Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — an update. Canadian Geotechnical Journal, 53(12), pp. 1910-1927.

Robertson, P.K., 2022. Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test: an update, Canadian Geotechnical Journal. 59 (4):620-624.

Salgado R, Bisht V & Prezzi M, 2022. Material Point Method Simulations of Cone Penetration and CPT Interpretation. CRC Press, Taylor & Francis Group. Leiden, pp. 16-27.

Schofield, A. & Wroth, P., 1968. Critical State Soil Mechanics. McGraw-Hill. ISBN: 978-0641940484.

SGI, 1987. Nyare in situ metoder för bedömning av lagerföljd och egenskaper i jord. Larsson, R & Sällfors, G., SGI Info 5, Statens geotekniska institut.

SGI, 2010. Användarmanual CONAD version 3.1, Staten geotekniska institut.

SGI, 2015. CPT-sondering, utrustning – utförande – utvärdering. En in-situ metod för bestämning av jordlagerföljd och egenskaper i jord. Larsson, R. SGI Information 15. Statens geotekniska institut.

SGI, 2025. <https://www.sgi.se/sv/produkter--tjanster/verktyg/conrad/>, 2025-02-03. Statens geotekniska institut.

Shibuya, S., Hight, D.W., & Jardine, R.J. 2003. Four-dimensional local boundary surfaces of an isotropically consolidated loose sand. *Soils and Foundations* 43(2):89-103.

Silfver Ebba 2023 Utvärdering av CPT-resultat i anrikningssand ISSN 0349-4977 Geotechnical Engineering, Dept. Of Construction Sciences, Lund University.

Wiklund, V. 2024. On cone penetration tests in tailings – The need for a calibration chamber. Licentiatuppsats, Division of Mining and Geotechnical Engineering, uleå tekniska universitet.

TRIAXIALFÖRSÖK – VIKTEN AV KORREKT VOLYMBESTÄMNING

Lukas Haga^A, Roger Knutsson^{B, C}, Sven Knutsson^B, Jan Laue^B

^A Tailings Consultants Scandinavia AB

^B Luleå Tekniska Universitet

^C Statens Geotekniska Institut

SAMMANFATTNING

Triaxialförsöket är ett laboratorieförsök med suveräna styrkor. Förmågan att noggrant mäta huvudspänningar och deformationer gör testet väldigt användbart för utvärdering av jords mekaniska egenskaper.

En utmaning vid provtagning och hantering av silt- och sandjordar är att dessa jordar är svåra att testa i ostört tillstånd. Trots noggrann provtagning, försiktig hantering och transport, kan lagringstätheten förändrats (densiteten ökat) till en sådan grad att testet till slut utförts på ett mer vällagrat prov än vad som råder i fält. Slutresultaten kan följaktligen bli felaktiga, vilket kan leda till en överskattning av jordens hållfasthet.

När silt- och sandjordar undersöks har utvecklingen gått mot att tillverka proverna i laboriemiljö snarare än att försöka ta ostörda prover. Olika tillverkningsmetoder finns tillgängliga, med målet att återskapa lagringsförhållandet som råder i fält.

Vid nyttjandet av avancerade jordmodeller är materialets lagringstäthet, vanligen uttryckt som portal, centralt. Att uppnå ett särskilt portal vid tillverkning, och därefter mäta portalet under försöket, är således väldigt viktigt. Detta är dock inte enkelt och många metoder har föreslagits.

I detta arbete har en serie triaxialförsök utförts på en siltig sand, med huvudsyftet att bestämma materialets Critical State Line. Trots noggrant utförande finns osäkerheter i utvärderingen, främst på grund av svårigheter med att bestämma provernas portal.

Utöver modern och noggrann labbutrustning, finns flera steg i processen som är avgörande för huruvida de utvärderade parametrarna ger en bra beskrivning av materialets spännings-/töjningssamband. Resultatet kan ha betydande effekter på efterföljande stabilitetsbedömningar, vilket diskuteras i artikeln.

SUMMARY

Triaxial testing is an outstanding method to evaluate the mechanical properties of silty and sandy soils. A major challenge is obtaining undisturbed samples, as handling and transportation can alter the soil's density, leading to tests being conducted on non-representative samples. As a result, laboratory-prepared samples are commonly used to replicate in-situ conditions. However, the accuracy of such

tests is highly dependent on correct determination of void ratios, which significantly impacts the strength of the soil.

In this study a series of triaxial tests on silty sand have been conducted to determine its Critical State Line (CSL). The results highlight uncertainties in CSL determination due to challenges in accurately measuring void ratio during testing. Void ratio calculations, whether based on triaxial machine measurements of sample volume or calculations via water content, introduces potential errors that can significantly affect the interpretation of the soil's behaviour. Even minor errors in sample volume or water content estimations can lead to incorrect conclusions about the soil behaving contractive or dilatative, with possible major implications for stability assessments and design decisions.

The study concludes that modern lab equipment is essential, but it does not automatically guarantee reliable results. Proper sample preparation and handling of the samples at end of tests are critical. Even small errors in void ratio assessment can lead to costly over- or underestimations of soil stability, affecting stability analyses and forming a base for investment decisions.

1 INTRODUKTION

I detta arbete har en serie triaxialförsök utförts på en siltig sand, med huvudsyfte att bestämma materialets Critical State Line. Trots noggrant utförande råder osäkerheter i utvärderingen av materialets Critical State Line, på grund av svårigheter med att bestämma provernas portal. Osäkerheterna ligger både i utförandet av triaxialförsöken och i utvärderingen av resultatet.

1.1 Triaxialförsök i gruvdammsbranschen

En central fråga i gruvdammsbranschen är att avgöra om materialet i magasinerna kommer att uppvisa kontraktant eller dilatant beteende, alltså om det kommer försöka öka eller minska i volym under skjuvning. Kontraktanta jordar har en lägre skjuvhållfasthet i odränerat än i dränerat tillstånd, och dessutom riskerar jorden tappa hållfasthet vid deformation. Till följd av dammhaverier där grovkornigt (sandigt) kontraktant material har nått ett tillstånd med liquefaction (jordförvätskning) under odränerade förhållanden har branschen gått mot en designfilosofi där allt material som bedöms kontraktant ska hanteras med låg odränerad residualhållfasthet, motsvarande att materialet liquefierar. Denna praxis tillämpas även på sandiga, väl-dränerade jordar.

En förutsättning för att avgöra kontraktans eller dilatans är information om materialets Critical State Line (CSL). Materialets CSL i ett diagram med lagringstäthet (portal) som funktion av effektiv medelspänning utgör gränsen mellan kontraktans och dilatans, och kan användas för att avgöra vilket beteende som förväntas av jorden i fält. Jordlager som har höga portal bedöms kontraktanta och har

skjuvhållfasthet som är lägre för odränerade tillstånd än för dränerade. Det är sådana skikt som man i gruvdammspraxis beskriver med låg odränerad skjuvhållfasthet i stabilitetsanalyser.

1.2 Tillverkning från stört material i stället för ostörd provtagning

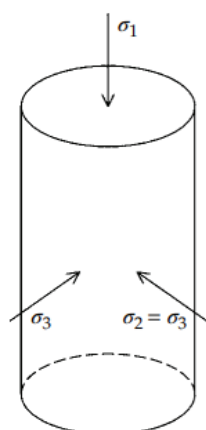
En utmaning vid provtagning och hantering av silt- och sandjordar är att dessa jordar är svåra att testa i ostört tillstånd. Trots noggrann provtagning samt försiktig hantering och transport, kan lagringstätheten ha förändrats (densiteten ökat) till en sådan grad att testet slutligen utförts på ett mer vällagrat prov än vad som råder i fält. Slutresultaten kan följaktligen bli felaktiga, med överskattad tilltro till jordens hållfasthet.

För silt- och sandjordar har utvecklingen gått mot laborietillverkade prover snarare än att försöka ta ostörda prover, till skillnad mot provtagning av exempelvis lera.

2 TRIAXIALFÖRSÖKET

2.1 Principiellt

I ett triaxialförsök placeras ett jordprov i en vattenfylld cell där det utsätts för spänningar i tre riktningar. En riktning är axiell, och två av riktningarna är i radiella (radiell riktning, $\sigma_2 = \sigma_3$). Vanligen studeras cylindriska jordprov, ofta med måtten $\Phi 50 \times 100$ mm. Huvudspänningsriktningarna för ett triaxialförsök illustreras i Figur 1.



Figur 1. Huvudspänningsriktningar för de utförda triaxialförsöken.

Jordprovet som studeras kan antingen ha tagits ostört i fält, eller tillverkats i labbet från provtaget (stört) material. Det är främst lerjordar som kan provtas och hanteras i ostört tillstånd. Eftersom försöken i detta arbete har utförts på en siltig sand har proverna behövts tillverkas från stört material. Sedan har proverna tagits igenom sex faser där de vattenmätas, konsolideras och skjuvas. Skjuvningen har i de aktuella

försöken skett genom att en vertikal töjning tillförts provet, benämnt som ett aktivt försök.

Nedan redovisas några viktiga begrepp kopplat till triaxialförsök:

- Cell pressure ($\sigma_2 = \sigma_3$): Det omslutande celltrycket som belastar jordprovet. Det påverkar provet och styrs av triaxialmaskinen i enlighet med valda instruktioner. Celltrycket är detsamma i alla riktningar, även vertikalt.
- Axiell spänning (σ_1): Summan av spänningar i axiell riktning.
- Back pressure: Det av triaxialmaskinen pålagda portrycket i provet. Justeras vanligen av maskinen under provets gång.
- Portryck (u): Det totala porvattentrycket provet upplever. Består av det av maskinen pålagda portrycket ("back pressure") och eventuellt tillskott från odränerad skjuvning. Mäts av en portryckgivare.
- Deviatorspänning (q): Skillnaden mellan den vertikala spänningen och det omslutande celltrycket, $\sigma_1 - \sigma_3$.
- Effektiv medelspänning (p'): Ett medelvärde av de tre effektivspänningarna σ'_1 , σ'_2 och σ'_3 .
- Dränerade förhållanden: Vid dränerade förhållanden hålls portrycket konstant genom att systemet är öppet och vattnet i provet tillåts tas upp eller tryckas ut ur provet vid behov. Det medför att provets volym kan förändras vid belastning.
- Odränerade förhållanden: Vid odränerade förhållanden är systemet stängt och vattnet i provet tillåts inte tryckas ut ur provet. Det medför att provets volym förblir konstant. I stället kommer portrycket att påverkas vid belastning.

2.2 Faser

Nedan redovisas sammanfattningar av de sex faserna som proven i detta arbete genomgått. Faserna kan variera beroende på vilken triaxialmaskin som använts, men grundproceduren är densamma.

2.2.1 Fas 1: Initiala spänningar

Först appliceras initiala spänningar på provet. Spänningarna är låga men stabiliserar provet genom att säkerställa att det yttre celltrycket är större än det inre portrycket.

2.2.2 Fas 2: Vattenmättnad

Provet vattenmätts sedan genom att "back pressure" ökas tills att portrycket är högt nog att lösa upp luften i provet (Lade, 2016). För att säkerställa provets stabilitet ökas

celltrycket i samma takt som ”back pressure”, med en så kallad vattenmättnadsramp. På så sätt är celltrycket fortsatt högre än det inre portrycket.

2.2.3 Fas 3: B-test

För att kontrollera att provet är vattenmättat genomförs ett B-test där celltrycket ökas under odränerade förhållanden för att se responsen hos portrycket. Om provet är vattenmättat borde hela spänningstillskottet tas av porvattnet ($\Delta\sigma_3 = \Delta u$) (Jefferies och Been, 2006). Genom att beräkna kvoten mellan portrycksresponsen och celltrycksökningen uppskattas ett ”B-value”. Ett perfekt vattenmättat prov borde ge $B = 1$, men på grund av testets utformning och att värdet påverkas av andra faktorer än vattenmättnadsgraden godkänns ofta $B \geq 0,95$ som vattenmättat.

2.2.4 Fas 4: Konsolidering

Nästa steg är att konsolidera provet till avsedda spänningsförhållanden. En spänning läggs på provet samtidigt som vatten tillåts lämna provet, vilket medför en volymminskning. Konsolideringen pågår till dess volymen och porvattentrycket stabiliserats vilket vanligen sker på ett av följande sätt:

- Vid isotropisk konsolidering ökas det omslutande celltrycket lika mycket i provets alla riktningar. Konsolideringsspänningen är då lika stor i alla riktningar.
- Vid anisotropisk konsolidering är konsolideringsspänningarna inte lika i alla riktningar. Ett exempel på anisotropisk konsolidering är K_0 -konsolidering, där vertikala och radiella spänningar ökas på ett sätt så att ingen horisontell töjning sker (vilojordtrycksförhållande). Vilojordtryck representerar ofta spänningsförhållande i fält (Lade, 2016).

I detta arbete har proven konsoliderats isotropiskt.

2.2.5 Fas 5: Skjuvning

Efter 100 % konsolidering skjuvas provet. I detta arbete har skjuvning skett med konstant töjningshastighet, där provet komprimeras vertikalt med konstant töjningshastighet. Vid odränerad skjuvning är volymen och portalet konstant, medan porvattentrycket tillåts variera. Vid dränerad skjuvning är porvattentrycket konstant, och provkroppens volym och portal tillåts ändras.

2.2.6 Fas 6: Avlastning

Efter avslutad skjuvning avlastas provet. Avlastningen kan ske av i/både omgivande tryck och portrycket, eller ii/ av endast omgivande tryck. Om endast portrycket avlastas kan mängden vatten i provet minska, vilket leder till en skillnad mellan provets vattenkvot under skjuvning och den efter avlastning. Avlastas portrycket inte är vattenkvoten istället densamma, men då skapas ett övertryck i provet när det omgivande trycket minskar, vilket är praktiskt svårt att hantera. I detta arbete har både det omgivande trycket och portrycket avlastats.

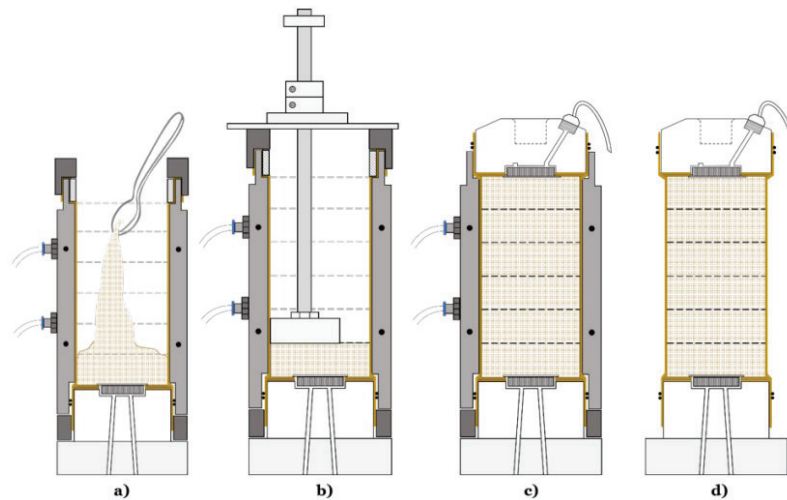
2.3 Tillverkning

Försöken utfördes på en siltig sand varför ostörd provtagning inte var genomförbar. I stället har proverna tillverkats i labb från stört material. Ett foto från provtagningsstillfället går att se i Figur 1.



Figur 1. Använt material med den ytliga provgropen.

Provkroppstillverkning med inpackning av stört material sker i en form med membran på insidan. Formen ställs på en bottenplatta där membranet sätts fast. Provet packas lagervis i membranet. För att membranet ska kunna sluta tätt kring provkroppen tillsätts ett svagt undertryck mellan membranet och formen innan materialet tillförs. När provet packats färdigt släpps undertrycket och formen avlägsnas. Total mängd inpackat material är beräknat så att önskat portal uppnås i provkroppen. Processen för tillverkning av ett prov från stört material illustreras i Figur 2, för ett exempel med fem lager.



Figur 2. Principskiss över tillverkning av ett prov från stort material (Viana da Fonseca et al., 2021). a) En bestämd mängd material tillsätts. b) Materialet packas till bestämd höjd. c) När alla lager packats kopplas "toppen" på provet. d) Undertrycket släpps och formen avlägsnas.

Då huvudsyftet med triaxialförsöken har varit att bestämma materialets Critical State Line har fokus under tillverkningen legat på att skapa lösa prover, då dessa oftast är lämpligare att använda för CSL-utvärdering (Viana da Fonseca et al., 2021). För att skapa lösa prover, som samtidigt har samma densitet över hela provet och är stabila nog att kunna hanteras, har två metoder använts. Dessa är "moist tamping preparation" (Jefferies och Been, 2006) och "under compaction method" (Lade, 2016).

"Moist tamping preparation" syftar främst till att kunna bygga lösa prover. Metoden går ut på att jorden först torkas, varefter vatten blandas in för att uppnå en bestämd vattenkvot. Eventuella klumpar efter torkning separeras och efter vatteninblandning får provet vila över natten så att fukten sprider sig jämnt i materialet (Jefferies och Been, 2006). Vattenkvoten som provet blandas till testas fram för att provet ska bli så enkelt som möjligt att hantera efter tillverkning. Resultatet för den använda jorden blev en vattenkvot på 10 %, motsvarande en vattenmättnadsgrad på ca 35 %.

"Under compaction method" har använts för att ge prover med samma densitet i hela provkroppen. Metoden går ut på att tillverka proven i ett bestämt antal lager som packas till samma höjd, men där mängden material i varje lager varierar (Lade, 2016). Om allt material tillsätts på en gång och sedan packas kommer densiteten i toppen av provet att skilja sig från den i botten, eftersom packningen av de övre lagren även påverkar de undre. Detta kompenseras för genom att minska mängden material i de nedre lagerna, som då initialt får en lägre densitet, men då provkroppen är färdigställd har fått samma densitet som övriga delar av provet. Antal lager och procent "under compaction" testas fram för det aktuella materialet utifrån vad som ger ett homogent prov med jämn densitet. Resultatet blev 10 lager och 10 % "under compaction", vilket innebär att det var 10 % mer massa i det översta lagret jämfört med det undre, 9 % mer i det näst översta, osv.

Eftersom proven tillverkas vid relativt låg vattenkvot innehåller de en stor mängd luft. En konsekvens av denna luft är att det kan vara svårt att uppnå fullständig vattenmättnad under det efterföljande försöket. För att underlätta vattenmättnaden av provet under vattenmättnadsfasen och öka sannolikheten att nå full vattenmättnad kan metoden ”flushing” användas. ”Flushing” innebär att vatten trycks in i botten av provet och för att sedan gå ut genom toppen. På så sätt fylls porerna med vatten och luft lämnar provet. ”Flushing” leder dock aldrig till fullständig vattenmättnad utan det uppnås först när den kvarvarande luften löses upp under vattenmättnadsfasen (Jefferies och Been, 2006). ”Flushing” kan vara en effektiv metod för att snabbt öka vatteninnehållet i provet (skjuvningen sker sedan för vattenmättade förhållande). Men metoden har begränsningar när det kommer till möjligheten att sedan kunna uppskatta provets volym och vattenkvot under fortsatta steg i försöket.

3 JORDMEKANIK OCH CRITICAL STATE THEORY

I många sammanhang betraktas den odränerade skjuvhållfastheten vara oberoende av andra egenskaper, men den odränerade skjuvhållfastheten beror egentligen av materialets lagringstäthet och effektivspänningar (Schofield och Wroth, 1968).

Kopplingen mellan materialets lagringstäthet och odränerade skjuvhållfasthet bygger på huruvida materialet vid skjuvning förväntas uppvisa kontraktant beteende och minska i volym eller dilatant och öka i volym. Om skjuvningen sker under odränerade förhållanden kommer ett kontraktant material inte kunna minska i volym eftersom porvattnet inte har någonstans att ta vägen. I stället byggs det upp ett portryck, vilket medför en minskning av materialets effektivspänningar och hållfasthet.

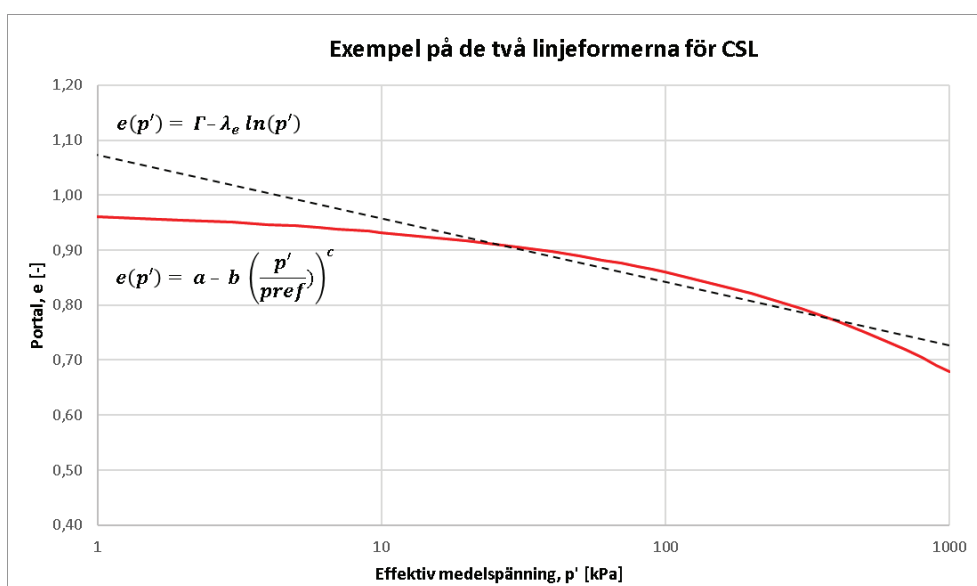
Om denna hållfasthetsförlust till följd av odränerad skjuvning sker väldigt snabbt och den kvarvarande residualhållfastheten är väldigt låg benämns beteendet som sprött och materialet riskerar att komma i flyttillstånd (liquefiera). Beteendet liknar det som kvicklera kan uppvisa.

Som mått på lagringstätheten vid utvärdering av ett materials CSL används portal vilket inte ska förväxlas med porositet. En fördel med att använda portal är att både täljare och nämnare (porvolym resp. solid volym) kan behandlas oberoende av varandra. För porositet däremot ingår porvolymen i både täljare och nämnare (porvolym resp. totalvolym) och båda behöver räknas om vid kompression eller expansion. Hur stor förändring som skett blir då enklare att beskriva om portal nyttjas.

En förutsättning för att avgöra kontraktans eller dilatans är information om materialets Critical State Line (CSL). Materialets CSL i ett diagram över lagringstäthet (portal) och effektiv medelspänning utgör gränsen mellan kontraktans och dilatans. Portal som är högre (lösare) än CSL vid aktuell spänning betraktas som kontraktant, och portal som är lägre (fastare) än kritiskt betraktas som dilatant. CSL är att betrakta som unik för varje jord, med dess unika kornstorleksfördelning, mineralsammansättning, kornform osv.

För att bestämma materialets CSL används i huvudsak triaxialförsök, där flera försök utförs på samma jord men för olika spänningar och portal. Genom att utvärdera kritiskt tillstånd från respektive försök (tillstånd under skjuvningen då ingen ytterligare förändring sker i portal, deviatorspänning eller effektiv medelspänning) utvärderas CSL som sambandet mellan dessa i ett e-p' diagram.

CSL kan beskrivas med två ekvationer. Om $e_{\text{crit}} = \Gamma - \lambda_e \ln(p')$ används erhålls en rak linje i det semi-logaritmiska diagrammet. Men det är även möjligt att en krökt kurva i det semi-logaritmiska diagrammet passar bättre och då används ofta formeln $e_{\text{crit}} = a - b (p'/p_{\text{ref}})^c$. De två formerna illustreras i Figur 3.



Figur 3. Exempel på de två formerna CSL kan beskrivas med.

Oavsett vilken formel som används är processen densamma, där konstanterna anpassas iterativt för att ge en kurva som passar försöksresultaten så bra som möjligt.

Utifrån linjen kan sedan förhållandena i fält (uppskattade portal och spänningar) relateras till den CSL som utvärderats från triaxialförsöken. På så sätt erhålls information om vilket beteende som materialet i fält förväntas uppvisa, och huruvida designen behöver ta höjd för att materialet kan tappa hållfasthet om det skjuvas under odränerade förhållanden eller inte.

4 BESTÄMNING AV PORTAL UNDER SKJUVNING

För att utvärdera materialets Critical State Line baserat på triaxialförsök krävs ett diagram som visar förändringen av den effektiva medelspänningen och portalet under skjuvningsfasen för flera försök på samma material. Den effektiva medelspänningen baseras på uppmätta värden av de tre huvudspänningarna och portrycket. Portalet måste däremot beräknas från den data som triaxialmaskinen levererar. Generellt finns det två sätt för att beräkna portalet hos ett prov, 1/via provkroppens volym eller 2/ via dess vattenkvot.

4.1 Från provets volym

Beräkningen av portal från provkroppens volym bygger på provets korndensitet (ρ_s) och torrdensitet (ρ_d), där portalet (e) beräknas genom sambandet $e = \rho_s/\rho_d - 1$. Korndensiteten bestäms från ett separat labbförsök på samma material, men torrdensiteten är unik för det testade provet, med dess torra massa och volym. Provets torra massa är densamma under försökets gång, och om det tillverkats i labb är den känd. Provkroppens volym kommer däremot att variera under försökets gång.

Triaxialmaskinen gör ett försök att följa förändringen av provkroppens volym under försökets gång, vilket sker på olika sätt beroende på maskin. Beräkningen kommer alltid att baseras på ursprungliga mått för provkroppen, som anges manuellt innan försökets start. Triaxialmaskinens volymbestämmning utgör dock en betydande osäkerhet för lösa prover tillverkade av stört material. Att det är löst inpackat innebär att det är benäget att komprimera, även innan försökets start, vilket kan medföra att måtten för provkroppen vid försökets start inte blir korrekta.

På grund av den låga vattenkvoten blir vattenmättnadsfasen också en stor osäkerhet, eftersom det är en stor mängd vatten som behöver tillföras provet för att uppnå fullständig vattenmättnad. Vattnet som tillförs betraktas ofta som att det enbart fyller ut luftfyllda porer, och inte påverkar porvolymen. Eventuell kompression är svår detekterad under denna fas. Även om föregången ”flushing” kan reducera mängden vatten som tillförs under vattenmättnadsfasen så innebär ”flushing” en ökad risk för att provet komprimeras, varvid portalet påverkas.

4.2 Från provets vattenkvot

Den andra metoden är att beräkna provets portal (e) utifrån dess vattenkvot (w). Under förutsättning att provet är vattenmättat och vetskap finns om korndensiteten (ρ_s) kan detta göras ur sambandet $e = w\rho_s/\rho_w$. Då korndensiteten är densamma under försökets gång och provet förutsätts vara vattenmättat efter avslutad vattenmättnadsfas så kommer förändringen av portalet under skjuvningsfasen att vara direkt proportionerligt mot förändringen av vattenkvoten, antaget $\rho_w = 1 \text{ g/cm}^3$.

Vattenkvoten under skjuvningen kan i sin tur beräknas på två olika sätt. Ett är att bestämma provets vattenkvot efter försökets slut, då provet tas ur maskinen och torkas. Under skjuvningen är provet vattenmättat, vilket innebär att volymförändringen motsvarar en förändring av mängden vatten i provet. På så sätt kan eventuell förändring av vattenkvoten under skjuvningen följas. Då gäller det att vara medveten om att mängden vatten i provet minskar om portrycket avlastas under avlastningsfasen. Om portrycket inte avlastas kommer det i stället att uppstå ett övertryck i provet, vilket ökar risken för spill när provet ska kopplas ur maskinen och föras över till en form för torkning.

Övertrycket kan hanteras genom att implementera en ofta rekommenderad metod som kallas ”freezing” (Jefferies och Been, 2006) (Viana da Fonseca et al., 2021), där provet med övertryck placeras i en frys utan att plockas bort från bottenplattan. Då minskar risken för spill vid hantering av provet, utan att portrycket behöver avlastas.

När provet är fryst tas det bort från bottenplattan och torkas. Mängden vatten i provet är då densamma vid torkning som när skjuvningen avslutades. ”Freezing” kräver dock både frysutrymme och utrustning som klarar av frystemperaturer. Det är inte fallet för all utrustning och det ställer särskilda krav på bland annat kopplingar och slangar då de innehåller vatten som fryser och expanderar.

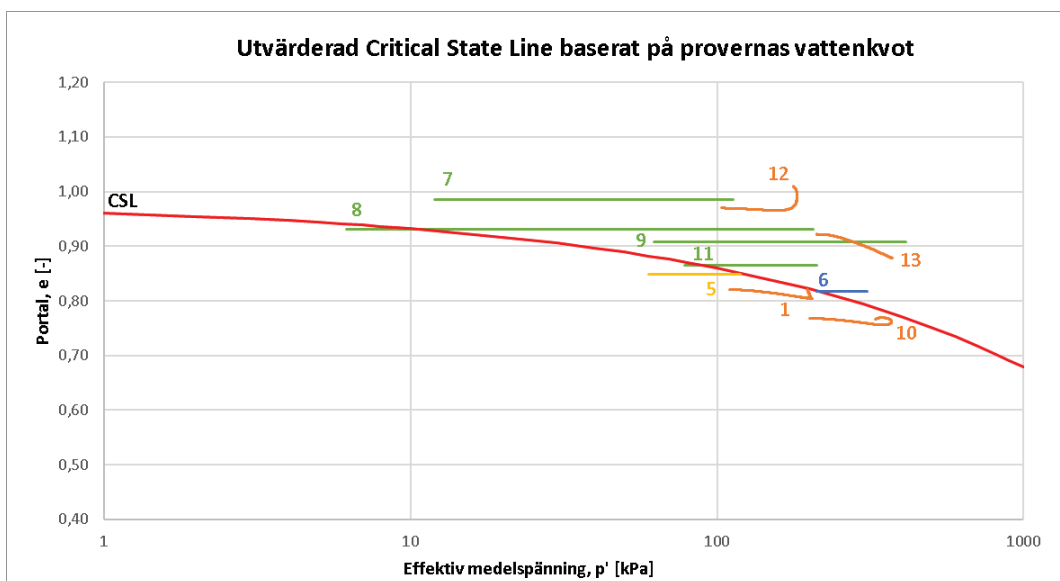
Det andra sättet att beräkna provets vattenkvot under skjuvningen kräver vetskap om provets vattenkvot vid försökets start. När provet tillverkats i labbet så är det känt. Sedan följs mängden vatten som triaxialmaskinen tillför provkroppen fram till dess att provet är vattenmättat, vilket fås som resultat från försöket. Sedan kan eventuell förändring av vattenkvoten under skjuvningen följas utifrån volymförändringen på samma sätt som om ”freezing” använts. Vid användning av denna metod är det viktigt att säkerställa att samtliga kopplingar och slangar är vattenfyllda före försökets start. Annars kommer delar av den mängd vatten triaxialmaskinen tillför provet att fylla dessa i stället för provkroppen. Eftersom ”freezing” inte var en möjlighet i detta arbete är det denna metod för att beräkna provernas vattenkvot och portal som nyttjats.

5 SKILLNAD MELLAN UTVÄRDERADE PORTAL

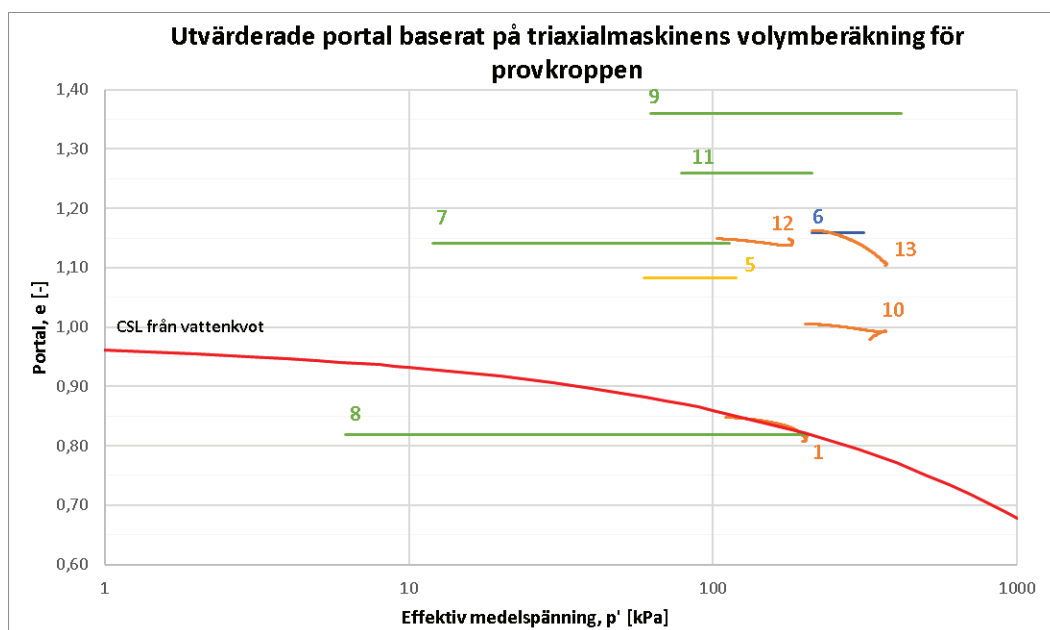
Nedan redovisas en jämförelse mellan de två metoderna för bestämning av provernas portal under skjuvning. I Figur 4 redovisas beräknade portal under skjuvning baserat på vattenkvot och den Critical State Line som utvärderats. Om portalen i stället beräknas från triaxialmaskinens uppskattning av provets volym erhålls portal som ligger högre än den CSL utvärderad från provets vattenkvot, vilket framgår av Figur 5. Information om respektive försök presenteras i Tabell 1. Försök 2, 3 och 4 avbröts innan skjuvningsfasen av olika anledningar och kan därför inte redovisas.

Tabell 1. Sammanställning av de utförda triaxialförsöken.

Försök	Dränerad/odränerad skjuvning	Initialt portal vid tillverkning	Effektivt konsolideringstryck p'_0 [kPa]
1	Dränerad	0,91	100
5	Odränerad	0,91	60
6	Odränerad	0,94	300
7	Odränerad	1,10	100
8	Odränerad	1,20	200
9	Odränerad	1,15	400
10	Dränerad	0,80	200
11	Odränerad	0,90	200
12	Dränerad	0,80	100
13	Dränerad	1,10	200



Figur 4. Beräknade portal under skjuvning baserat på provets vattenkvot och utvärderad Critical State Line.



Figur 5. Beräknade portal under skjuvning baserat på triaxialmaskinens uppskattning av provkroppens volym, att jämföra med CSL beräknad från vattenkvot.

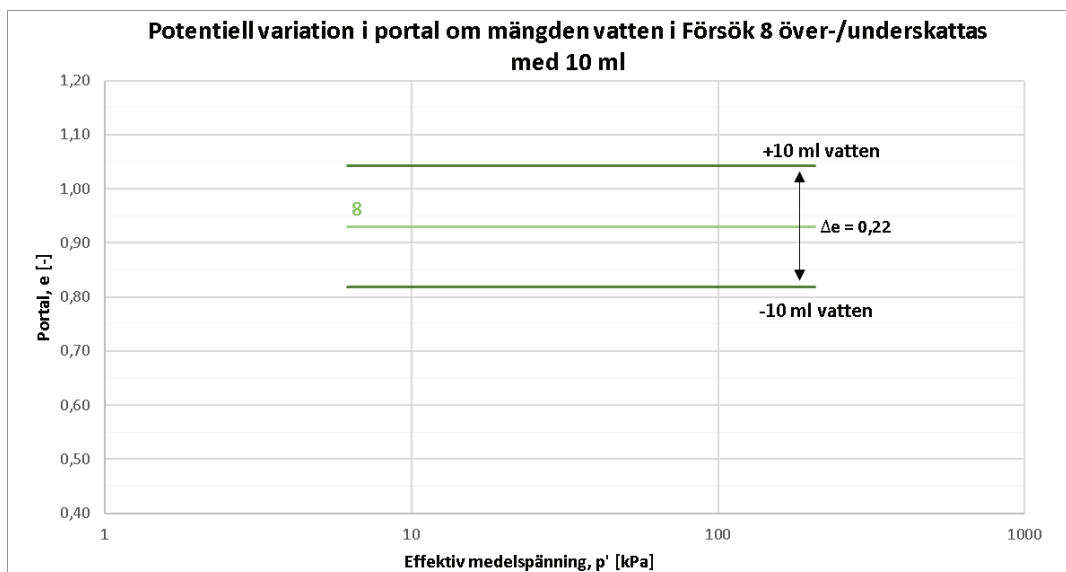
Som framgår är det stor skillnad mellan utfallet för de två metoderna. Om portalen baseras på triaxialmaskinens uppskattning av provkroppens volym är det i detta fall inte möjligt att utvärdera en Critical State Line. Anledningen är mest troligt att volymen på de löst tillverkade proverna i olika utsträckning förändrats från det att de tillverkats och formen avlägsnats tills dess att försöket startat. Det har medfört att måtten som angavs för provet vid försökets start inte varit korrekta, varpå provernas

ursprungliga portal har överskattats och gjort det omöjligt att utvärdera en korrekt CSL.

Detta är inte nödvändigtvis ett fel med maskinens beräkning, även om svårigheter med volymförändringen under vattenmättnadsfasen också kan vara en faktor. Framför allt är det en osäkerhet kopplat till tillverkningen av provet och utförandet av försöket. Konsekvensen blir att triaxialmaskinens uppskattning av provets volym inte bör användas om andra möjligheter finns att tillgå. Detta förhållande visar även att modern och noggrann labbutrustning inte automatiskt medför ett korrekt resultat utan själva handhavandet och förståelse för vad försöket syftar till är av avgörande betydelse för resultatets relevans.

6 VOLYMENS INVERKAN PÅ PORTALET

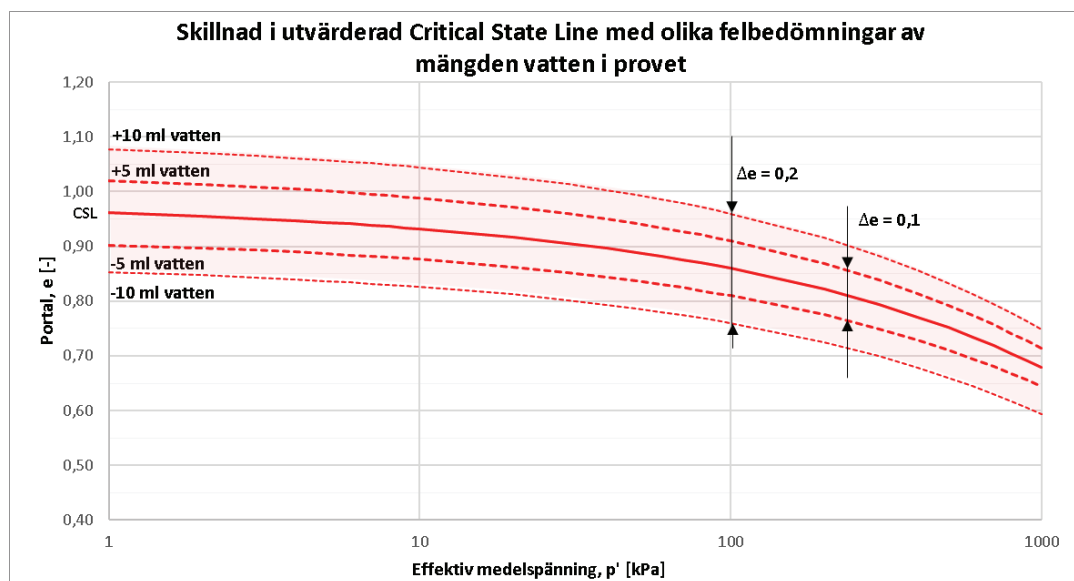
Men beräkningarna är känsliga även om portalen under skjuvningsfasen beräknas från provets vattenkvot, vilket illustreras i Figur 6 där variationen för Försök 8 visas i ett fall där mängden vatten i provet över-/underskattas med 10 ml. I detta fall är provkroppens dimensioner 50x100 mm (diameter x höjd).



Figur 6. Variation av portalet för Försök 8 om mängden vatten i provet över-/underskattas med 10 ml.

En felbedömning av mängden vatten med 10 ml kan i praktiken ske på olika sätt. Ett exempel är om materialet för tillverkning blandas i en större sats tänkt att räcka till flera prover, men vattnet inte blandats in jämnt och får tid att sprida ut sig. Andra exempel är om kopplingar och ledningar inte är vattenfyllda vid försökets start, om spill sker vid hantering av provet efter försökets avslut, eller om smältning sker när provet plockas isär efter ”freezing”.

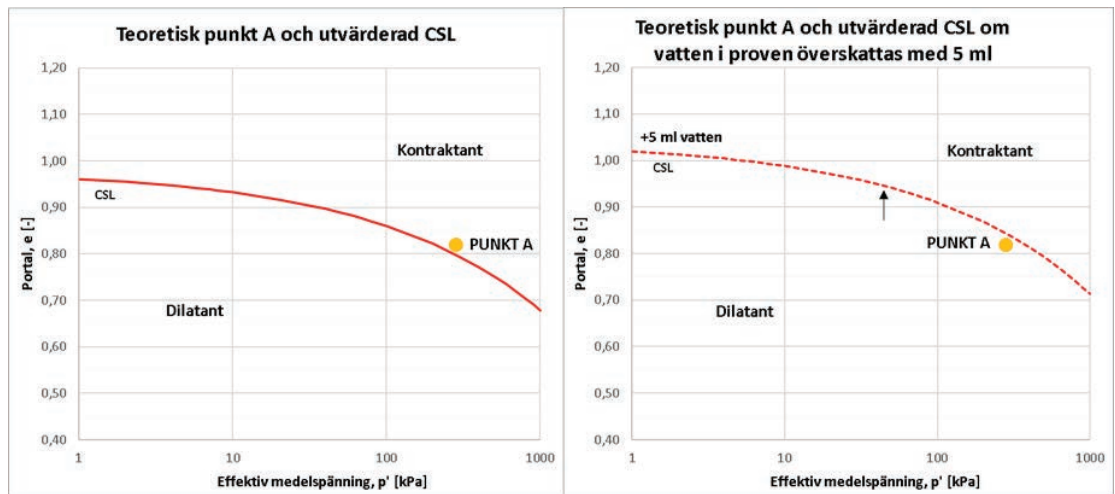
Om felbedömningen appliceras på samtliga försök kan ett spann fås för den Critical State Line som utvärderas, vilket illustreras i Figur 7. För 5 ml över-/underskattning av mängden vatten i provet blir det potentiella spannet på den CSL som utvärderas $\Delta e = 0,1$. För 10 ml blir spannet $\Delta e = 0,2$. Det kanske inte låter som mycket, men ger tydliga skillnader i vilka lagringstätheter som bedöms motsvara kontraktant respektive dilatant beteende. Vid utvärdering av förhållanden i fält kan det få stora följder.



Figur 7. Utvärderade Critical State Lines om portalen hos samtliga försök varierar till följd av olika felbedömningar av mängden vatten i proven.

Som exempel förväntas lagringstäthet och spänningsförhållanden i fält motsvarande Punkt A uppvisa ett kontraktant beteende med den CSL som utvärderats i detta arbete, vilket framgår av Figur 8. Som följd av detta skulle designen behöva ta hänsyn till materialets hållfasthet om det skjuvas under odränerade förhållanden, och i värsta fall behöva ta hänsyn till ett fall med väldigt låg residualhållfasthet.

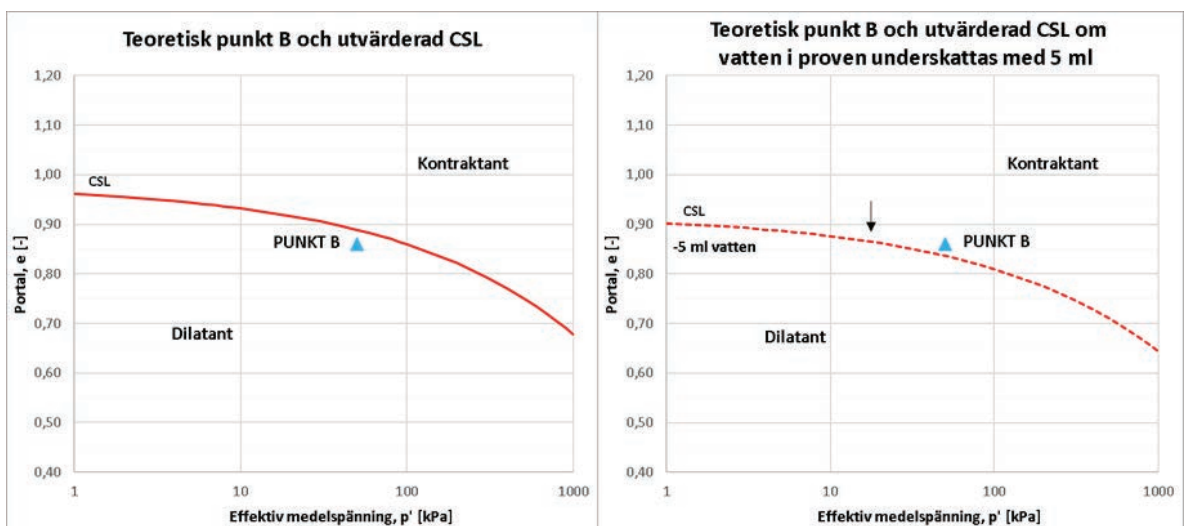
Men om mängden vatten i försöken hade överskattats med 5 ml för samtliga försök hade motsvarande lagringstäthet och spänningsförhållanden i fält i stället förväntats uppvisa ett dilatant beteende, och hållfasthetsförlusten vid odränerad skjuvning hade inte beaktats vid design, trots att materialet egentligen haft potential för det.



Figur 8. Illustration vad samma material med förhållanden motsvarande Punkt A hade klassificerats som i fält, om vattnet i proven hade överskattats med 5 ml vid utvärdering av CSL.

På motsvarande sätt skulle även förhållanden i fält motsvarande Punkt B, som förväntas uppvisa ett dilatant beteende med den CSL som utvärderats i detta arbete, bedömas kontraktant om CSL baseras på prover där mängden vatten i proven underskattats med 5 ml för samtliga försök, som framgår av Figur 9.

Det är på ett sätt ett bättre fall, där designen blir överdimensionerad för att klara en hållfasthetsförlust vid odränerad skjuvning hos materialet som inte kan ske, men medför istället stora ekonomiska investeringar som kunde undvikts vid en korrekt utvärderad CSL.



Figur 9. Illustration vad samma material med förhållanden motsvarande Punkt B hade klassificerats som i fält, om vattnet i proven hade underskattats med 5 ml vid utvärdering av CSL.

7 DISKUSSION OCH SLUTSATSER

Det bör först och främst noteras att problemen med volymbestämning vid triaxialförsök är generella för siltiga jordar och begränsas inte till anrikningssand.

Bestämning av provets volym under triaxialförsökets gång är en stor utmaning. Triaxialmaskinens uppskattning av provets volym baseras på mått från provets tillverkning som anges manuellt innan försökets start, men provet kan påverkas under installation och faserna innan skjuvning. Det är även viktigt att veta hur volymen beräknas för att avgöra om vattenmättnadsfasen utgör en osäkerhet eller inte. Detta gäller speciellt om proven är tillverkade med en låg vattenkvot och en stor mängd vatten därför kommer att behöva tillföras för att uppnå fullständig vattenmättnad av provet.

Den mest konsekventa metoden för att bestämma portalen under skjuvning är att använda ”freezing”. Men det ställer höga krav på utrustningen att kunna innehålla vatten som fryser och expanderar utan att ta skada. Det är även viktigt att processen utförs korrekt, så inget vatten spills till följd av uppkommet övertrycket i provet, eller smältning när provet efter frysning ska tas isär och flyttas till en ugn.

Att utvärdera korrekta portal från labbförsök är av stor betydelse och dessa kan ha stora ekonomiska och säkerhetsmässiga konsekvenser. Det kan därför vara en bra idé att utvärdera portalen på två sätt för att sedan jämföra resultaten. Detta rekommenderas även om metoden ”freezing” används. En jämförelse kan förslagsvis göras med portal från vattenkvoten baserad på mängden tillfört vatten under vattenmättnadsfasen. Att använda två metoder minimerar även risken att försökets portal inte går att bestämma på grund av exempelvis spill i samband med frysning av provet.

Om ”freezing” inte kan användas bör ”flushing” undvikas. Orsaken är att det försvårar bestämningen av provets vattenkvot, samtidigt som det kraftigt ökar risken för att provet komprimeras utan möjlighet till mätning.

Det finns även flera känsliga moment under tillverkningen som kan påverkas av utföraren. Ett exempel är att provmaterialet bör blandas för respektive försök och inte i en större sats ämnad att användas i flera försök, då spridningen av fukten riskerar att bli ojämn och variera mellan proverna. Istället finns på så sätt kunskap om exakt hur stor mängd vatten varje prov innehåller vid försökets start.

Som det framgår är provkroppens volym och mängden vatten i provet två faktorer som inte är helt enkla att mäta och samtidigt lätt påverkas under tillverkning och utförande av triaxialförsöken. Det kan vara lätt att tro att små felbedömningar är försumbara, men även små förändringar i volym eller mängden vatten ger tydliga utslag på de portal som beräknas och den Critical State Line som utvärderas. Detta har även visats av Reid et al. (2021). Eftersom materialets CSL ligger till grund för

tolkningen om materialet förväntas bete sig kontraktant eller dilatant i fält medför det att de vid första anblick försumbara felbedömningarna har potential att påverka utvärderingen av anläggningens stabilitet och ligga till grund för betydande investeringsbeslut.

8 REFERENSER

- Jefferies och Been. (2006). *Soil Liquefaction: A critical state approach*. Taylor & Francis Group.
- Knutsson, R. (2018). *On the behaviour of tailings dams: Management in cold regions*. Luleå tekniska universitet.
- Lade. (2016). *Triaxial Testing of Soils*. John Wiley & Sons, Ltd.
- Reid et al. (2021). *Results of a critical state line testing round robin programme*. Géotechnique 71, No. 7, 616–630.
- Schofield och Wroth. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill.
- Viana da Fonseca et al. (2021). *Recommended Procedures to Assess Critical State Locus from Triaxial Tests in Cohesionless Remoulded Samples*. Geotechnics 2021, 1, 95–127.
- Wiklund, V. (2024). *On Cone Penetration Tests in Tailings: The need for a calibration chamber*. Luleå Tekniska Universitet.

STUDIE AV BALLASTADE JÄRNVÄGSSPÅR I ÖVERGÅNGSZONER MED HYBRIDMODELL FÖR DISKRET-KONTINUERLIG SIMULERING

*Alireza Ahmadi^A, Kouros Nasrollahi^B, Jens Nielsen^B,
Stefan Larsson^A, Carl Wersäll^C*

^A Kungliga Tekniska högskolan, Avd. jord- och bergmekanik

*^B Chalmers tekniska högskola, Institutionen för Mekanik och
Maritima Vetenskaper, Avd. Dynamik*

^C Kerberos geotechnics

Abstract

Ballastade järnvägsspår består av granulära partiklar, inklusive ballast och underballast, som interagerar genom kollisioner, kontakt, brott och överföring av tåglaster till undergrunden. Traditionella analyser inom industrin har främst använt sig av kontinuerliga mekanikmetoder, såsom Finita Elementmetoden (FEM), för att modellera dessa granulära lager. Det är dock viktigt att beakta den diskreta naturen hos dessa material. I denna studie har den Diskreta Elementmetoden (DEM) använts för att simulera de granulära komponenterna i de ballastade spåren, medan kontinuerlig mekanik, specifikt Finita Differensmetoden (FDM), har använts för att modellera element som broar, undergrund och rälsbalkar. Dessutom har en tågbanainteraktionsmodell i FEM använts för att uppdatera hjul-räls-lasten med hänsyn till spårets faktiska förskjutning. Denna hybridmodell representerar på ett effektivt sätt verkliga järnvägsförhållanden när tågets axel rör sig över spåret. Modellen användes för att undersöka beteendet i övergångszoner, där spåret möter stela strukturer som broar eller tunnlar. I dessa zoner ökar den dynamiska påverkan av tåglasten på spåret på grund av skillnader i styvheten hos banvallen mellan banken och bron.

Introduction

Track stiffness plays a crucial role in track degradation and maintenance requirements [1,2]. Transition zones, where track stiffness changes abruptly, are particularly susceptible to issues such as differential track settlement, unsupported sleepers, and increased damage to track components, necessitating more frequent maintenance than standard tracks [3]. Various designs have been suggested to create a more gradual change in track

stiffness, including wedge-shaped backfills, extended sleepers, and ballast layer reinforcement [4]. However, many previous studies have relied on continuum-based numerical models, like the finite element method, which have not account for the variability in ballast layer stiffness. These approaches do not capture the irregular shapes and random distribution of ballast particles, making it difficult to analyze the impact of different mitigation measures on the micro-behavior of ballast [5-9]. To overcome the limitations of continuum-based models, the discrete element method (DEM) has been increasingly used for studying ballast and transition zones. DEM effectively represents the complex shape and particle size distribution of ballast. However, its application in accurately modeling transition zone foundations remains limited due to the high computational demands.

This study employs a hybrid modeling approach to analyze the mechanisms contributing to differential settlement in ballasted track transition zones. A three-dimensional finite difference model was utilized to represent the subgrade material and rail structure, while a three-dimensional discrete element model simulated the granular behavior of the ballast and sub-ballast layers, as well as the sleepers and railpads. Additionally, a two-dimensional finite element model was used to account for the dynamic vehicle track interactions by calculating the vehicle-induced loads on the track. These models were integrated into a single hybrid framework to simulate ballasted track transition zones comprehensively. The findings indicate that hanging sleepers in transition zones result from the differing settlement rates between track sections on bridges and embankments. These suspended sleepers generate higher dynamic impacts on the ballast layer, exacerbating settlement in transition zones.

Methodolgy

The model starts by importing the 3D scans of ballast and sub-ballast particles as a 3D geometry into DEM model. Figure 1 shows these granular particles. These geometries are regenerated with different size and orientation according to the desired particle size distribution. Particle size distribution was chosen based on the common choice of Trafikverket; however, due to the unmanageable computational time for models containing very fine particles, the sub-ballast particles scaled up [10]. Figure 2 shows the used particle size distribution in the model.

The granular layers are poured to the desired depth and compacted in different mini-layers to build the target thickness. Table 1 shows the properties of the material and structural elements in the model. Then the material is put on the subgrade layer from FDM model to reach the initial equilibrium. After the

model reaches the equilibrium and compacted state, the sleepers and railpads from DEM model are added on top of the ballast layer. For the bridge side, the sleepers are added on the same level as the embankment, and are fixed horizontally and vertically to represent the sleepers on the bridge. The displacement of the sleepers on the bridge side is assumed zero in this study. However, the railpads and rail structure on the sleepers are not fixed. After this step, the railpads and rail structure are put on the sleepers, and the model reaches the equilibrium. Then a 2D-FEM model concerning the dynamic wheel-rail load is used to calculate the axle loads traveling on the track [11]. This model takes the stiffness and displacement of the DEM-FDM model as input to calculate the corresponding axle loads at each position on the track. Then the load data is imported to the DEM-FDM model to travel with the train speed (200 km/h) on the rail structure. Figure 3 shows the calculated axle loads along the track. Figure 4 shows the hybrid model that contains all the components.

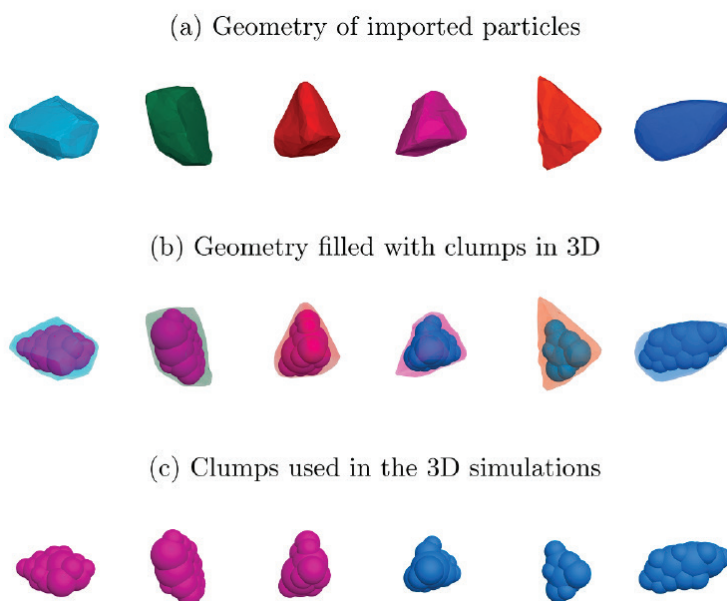


Figure 1: Granular particles used in 3D DEM model [12]

PASS
3B-3

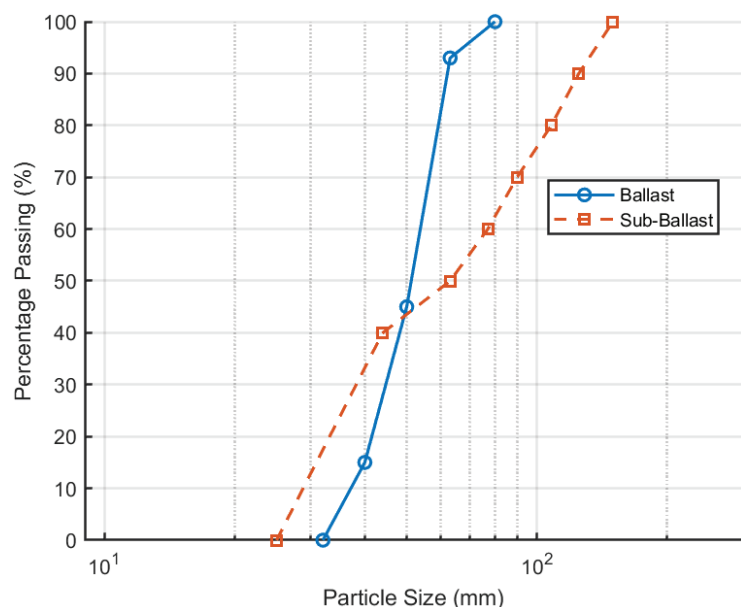


Figure 2: Particle size distribution of granular material

Table 1: Model properties

Parameter	Value
Rail density	7800 kg/m ³
Sleeper density	2400 kg/m ³
Particle density	2700 kg/m ³
Subgrade density	2100 kg/m ³
Ballast layer thickness	30 cm
Sub-ballast layer thickness	30 cm
Subgrade thickness	100 cm
Contact stiffness for ballast (normal and shear)	1.3 x 10 ⁷ N/m
Contact stiffness for sub-ballast (normal and shear)	5 x 10 ⁶ N/m
Friction coefficient for ballast	0.7
Friction coefficient for sub-ballast	0.5
Embankment length	24 m
Bridge length	6 m
Subgrade young modulus	472 x 10 ⁶ Pa
Subgrade poisson ratio	0.25
Sleepers' spacing	60 cm
Rail Young modulus	200 x 10 ⁹ Pa
Rail cross section area	76 x 10 ⁻⁴ m ²
Rail moment of inertia	30.383 x 10 ⁻⁶ m ⁴
Train speed	200 km/h
Train axle load	20 tonnes

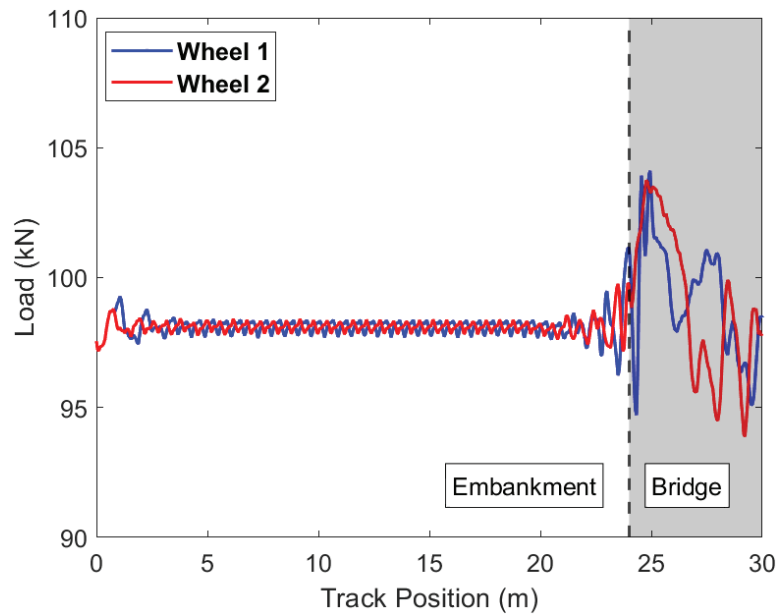


Figure 3: Wheel-rail contact force along the track

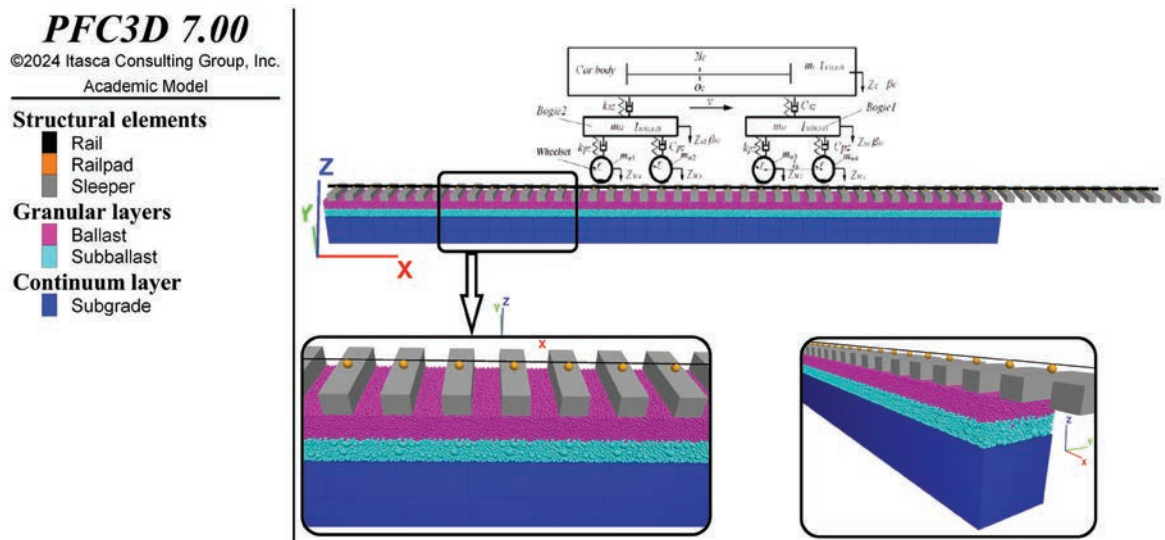


Figure 4: Hybrid model of the ballasted track in a transition zone

Results and discussions

In this section, the measurements from the model are discussed to explain the mechanism of differential track settlement in transition zones. It is worth mentioning that all the results are exported after 100 axle passages on the track.

Figure 5 shows the initial position and the settlement of the rail structure along the track after 100 axle passages. It can be seen that the amount of settlement around 3 m before the bridge is maximum.

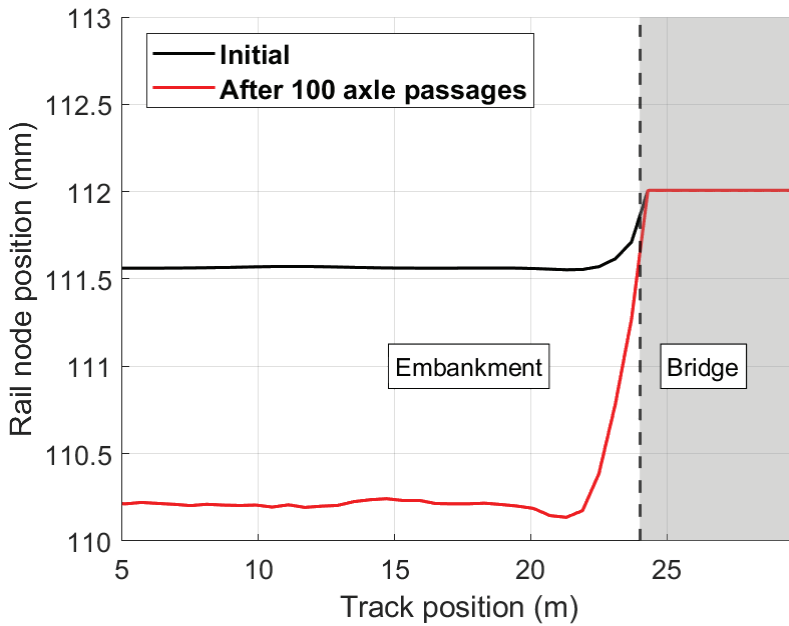


Figure 5: Rail position along the track before and after 100 wheel passages

Figure 6 depicts the displacement range of rail nodes along the track as the final bogie traverses the track. The maximum value of upward and downward displacements have been shown in this figure. The data indicates that the peak downward displacement does not occur at the first sleeper adjacent to the bridge but rather at a few sleepers beyond it, extending toward the embankment. Moreover, the figure demonstrates that the displacement of rail nodes at the four sleepers nearest to the bridge is significantly greater than that of those positioned farther away. Additionally, the upward displacement of rail nodes is more pronounced for the three sleepers within the transition zone, suggesting that rail nodes in these positions undergo a larger displacement range, which in turn influences the structural elements' impact on the ballast layer.

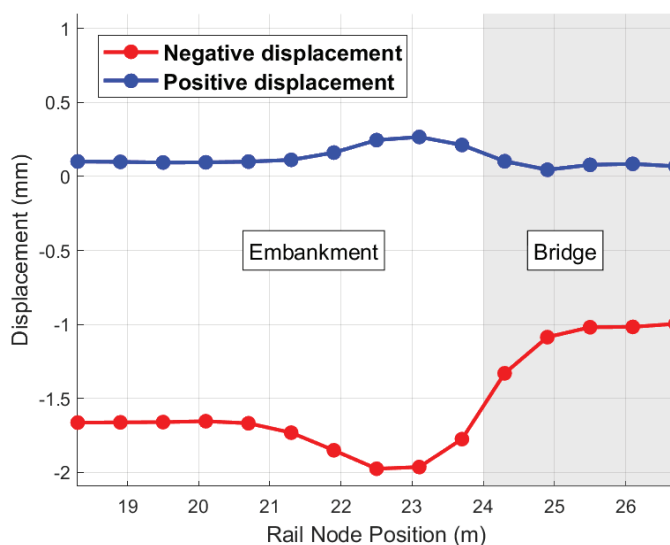


Figure 6: The range of displacement for rail nodes along the track

Figure 7 presents the maximum load borne by the sleepers during the passage of the last bogie. The figure illustrates that the last three sleepers near the bridge on the embankment side carry a reduced load due to being suspended, with the last sleeper experiencing the most significant gap from the ballast layer. Consequently, the first sleeper on the bridge absorbs the combined loads from its adjacent sleepers as well as the dynamic impact exerted by the train as it transitions onto the bridge.

Figure 8 presents the time history of the forces transmitted between the sleeper and the rail structure through the rail pad element. The figure highlights that the first sleeper on the bridge (sleeper #+1) not only bears a greater load but also sustains this load for a longer duration than all adjacent sleepers. This is because it compensates for the loads that are not supported by the suspended sleepers around it. Additionally, the figure shows that this sleeper continues to carry significantly larger loads even after the train has passed, unlike other sleepers that become unloaded. This is due to sleeper #+1 supporting the weight of the rail and the suspended sleepers in the transition zone on the embankment side after the train's passage. Furthermore, sleeper #+3 experiences a negative load direction before the train reaches it directly, resulting from increased displacement of the suspended sleepers on the embankment side, which causes a slight heaving effect on the bridge side of the track.

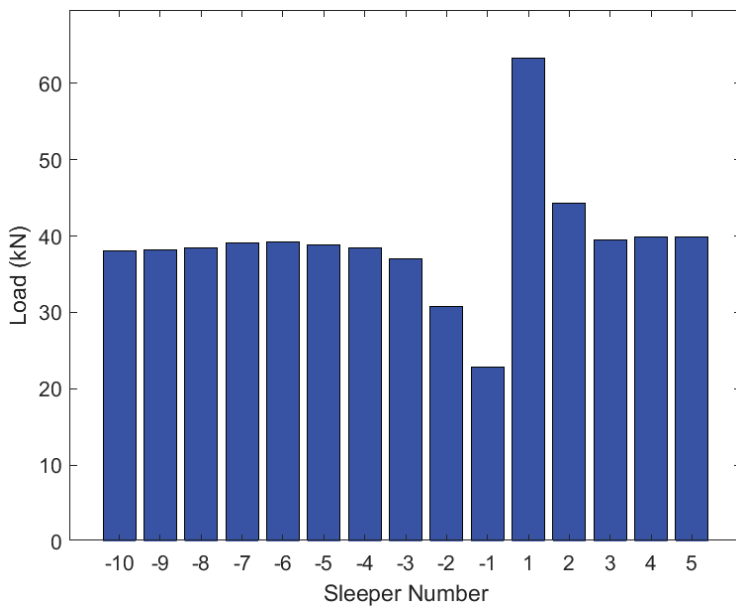


Figure 7: Maximum loads carried by the sleepers during the last bogie passage, with negative sleeper numbers corresponding to the embankment and positive sleeper numbers corresponding to the bridge.

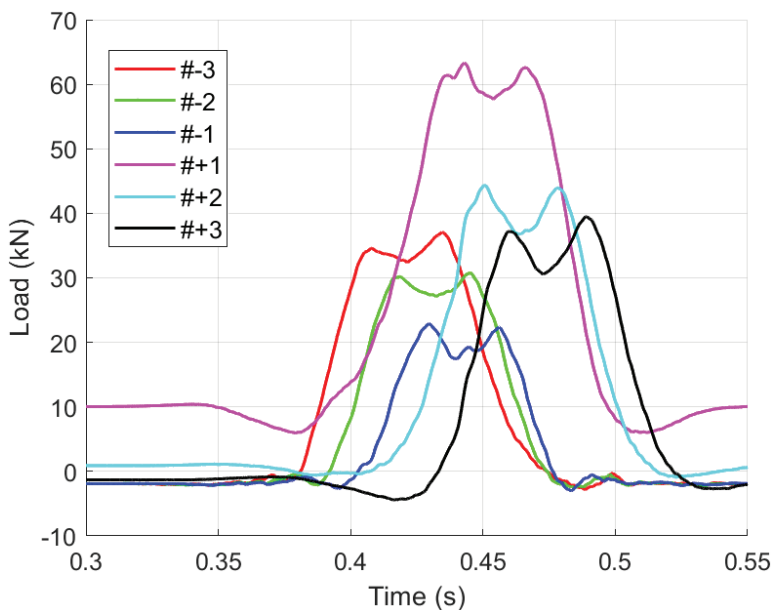


Figure 8: Loads carried by each sleeper during the last bogie passage

Conclusion

This study presents a hybrid modeling approach integrating the Discrete Element Method (DEM), Finite Difference Method (FDM), and a two dimensional Finite Element Method (FEM) to analyze the dynamic behavior of ballasted railway tracks in transition zones. The results highlight that differential track settlement is a key factor contributing to track degradation, particularly at the interface between embankments and bridges. The findings indicate that hanging sleepers, caused by variations in settlement rates,

amplify dynamic loads on the ballast layer, accelerating settlement and this leads to higher maintenance demands.

By incorporating a more detailed particle-scale representation through DEM and a continuum-based structural analysis using FDM and FEM, this hybrid model effectively captures the complexities of ballast-track interactions. The results demonstrate that the stiffness gradient and generated differential settlement between embankment and bridge structures leads to significant variations in sleeper displacement and axle load distribution. Specifically, the first sleeper on the bridge experiences an increased load due to the lack of proper support from adjacent suspended sleepers, leading to amplified stresses in the transition zone.

The insights gained from this study provide valuable guidance for improving track design in transition zones, suggesting that countermeasures such as optimized ballast compaction, gradual stiffness transitions, and enhanced sleeper support can mitigate the effects of differential track settlement. Future research should explore additional mitigation strategies and refine computational models to enhance the accuracy and efficiency of railway track simulations.

References

- [1] M. Shahraki, C. Warnakulasooriya, K.J. Witt, Numerical study of transition zone between ballasted and ballastless railway track, *Transp. Geotech.* 3 (2015) 58–67, <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2015.05.001>.
- [2] A.L. Pita, P.F. Teixeira, F. Robuste, High speed and track deterioration: The role of vertical stiffness of the track, *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit* 218 (1) (2004) 31–40. <https://doi.org/10.1243/095440904322804411>
- [3] Shi C, Chen Z. Coupled DEM/FDM to evaluate track transition stiffness under different countermeasures. *Construction and Building Materials.* 2021 Jan 10;266:121167. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121167>
- [4] R. Sañudo, L. dell'Olio, J. A. Casado, I. A. Carrascal, and S. Diego. Track transitions in railways: A review. *Construction and Building Materials.* 112, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.084>.

[5] Bezin Y, Iwnicki SD, Cavalletti M, De Vries E, Shahzad F, Evans G. An investigation of sleeper voids using a flexible track model integrated with railway multi-body dynamics. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*. 2009 Nov 1;223(6):597-607. <https://doi.org/10.1243/09544097JRRT276>

[6] Recuero AM, Escalona JL, Shabana AA. Finite-element analysis of unsupported sleepers using three-dimensional wheel–rail contact formulation. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part K: Journal of Multi-body Dynamics*. 2011 Jun;225(2):153-65. <https://doi.org/10.1177/2041306810394971>

[7] Shi J, Chan AH, Burrow MP. Influence of unsupported sleepers on the dynamic response of a heavy haul railway embankment. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*. 2013 Nov;227(6):657-67. <https://doi.org/10.1177/0954409713495016>

[8] Paixão A, Fortunato E, Calçada R. The effect of differential settlements on the dynamic response of the train–track system: A numerical study. *Engineering structures*. 2015 Apr 1;88:216-24. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.01.044>

[9] Azizi M, Shahravi M, Zakeri JA. Investigation on Effect of Train Speed in Displacement of Railway Ballasted Track with Unsupported Sleepers. *AUT Journal of Mechanical Engineering*. 2020 Jun 1;4(2):193-200. <https://doi.org/10.22060/ajme.2019.15656.5787>

[10] Ahmadi A, Larsson S, Wersäll C. Scaling granular material with polygonal particles in discrete element modeling. *Particuology*. 2023 Apr 1;75:151-64. <https://doi.org/10.1016/j.partic.2022.07.005>

[11] K. Nasrollahi, J. C. O. Nielsen, E. Aggestam, J. Dijkstra, and M. Ekh. Prediction of long-term differential track settlement in a transition zone using an iterative approach. *Engineering Structures*, 283, (2023), 115830. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.115830>.

[12] Ahmadi A, Wersäll C, Larsson S. Impact of particle arrangement and model dimensions on DEM modeling of high-speed railway ballasted tracks in 2D and 3D. *Transportation Geotechnics*. 2024 Jul 1;47:101272. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2024.101272>

VÄSTLÄNKEN E05 – SLITSMUR SOM STÖDKONSTRUKTION, VERIFIERING AV TÄTHET MOT INLÄCKAGE AV GRUNDVATTEN.

Karl Martin Iversen ^A, Emil Johansson ^B, Björn Pedersen ^B

^A West Link Contractors HB (WLC)

^B NCC Sverige AB

SAMMANFATTNING

Västlänken är en dubbelspårig järnvägstunnel som byggs under centrala Göteborg. Aktuell del av projektet, E05 Korsvägen, är belägen inom Mölndalsåns dalgång. För att hantera den ca 20 m djupa schakten har slitsmur valts som stödkonstruktion för en del av sträckningen. Stratigrafin består överst av fyllnadsmaterial som underlagras av lera följt av sand och morän ovan berg. Slitsmuren har installerats ner till berg runt om schakten.

Slitsmuren har två funktioner i den temporära schaktfasen:

- Stödkonstruktion
- Hydraulisk barriär mot inläckage av grundvatten

Föreliggande artikel fokuserar på slitsmuren som hydraulisk barriär och behandlar inte dess funktion som geoteknisk stödkonstruktion. För att erhålla en tät stödkonstruktion har jetinjekteringspelare installerats mellan underkant slitsmur och berg samt längs del av skarvarna i slitsmuren. Installationen har skett via foderrör. Därtill har ridåinjektering i berg installerats längs med slitsmurens ytterkant. De största utmaningarna under installationen av slitsmuren var att schakta ner till berg genom den hårt packade och blockrika moränen samt att säkerhetsställa att foderrör och jetinjekteringspelare hamnade i rätt läge på upp till 40 m djup. I föreliggande artikel beskrivs utmaningarna under installationsprocessen mer i detalj samt vilka lösningar som implementerades.

Provpumpning är i projektet en föreskriven metod för verifiering av konstruktionens vattentäthet. Exempel på utformning av utvärderingskriterier, genomförande och bedömning av ett täthetstest kommer att presenteras. Projektets erfarenhet med provpumpning som testmetod visar att metoden är genomförbar under förutsättning att det finns god kunskap om stratigrafi och pumpbarhet. Dessutom förutsätter genomförbarheten naturgiven förekomst av pumpbara material och att godtagbar brunnsfunktion kan uppnås i färdig stödkonstruktion.

SUMMARY

The west link project is a double track railway tunnel that is being constructed beneath the central parts of Gothenburg. The current part of the project, E05 Korsvägen, is located within the valley of Mölndalsån. To handle the approximately 20 m deep excavation, diaphragm walls have been chosen as retaining structure. The uppermost part of the stratigraphy consists of fill material which towards depth is followed by clay, sand and till above bedrock. The diaphragm wall has been installed down to bedrock around the perimeter of the excavation.

The diaphragm wall has two functions during the temporary excavation phase:

- Retaining structure
- Hydraulic barrier against leakage of ground water

Present article focuses on diaphragm wall as a hydraulic barrier and does not assess the function as a geotechnical retaining structure. To obtain a watertight retaining structure, jet grout columns have been installed between the lower edge of the diaphragm wall and the bedrock as well as along parts of the joints of the diaphragm wall. The installation has been performed by using casings. In addition, rock curtain grouting has been installed along the outer edge of the retaining structure.

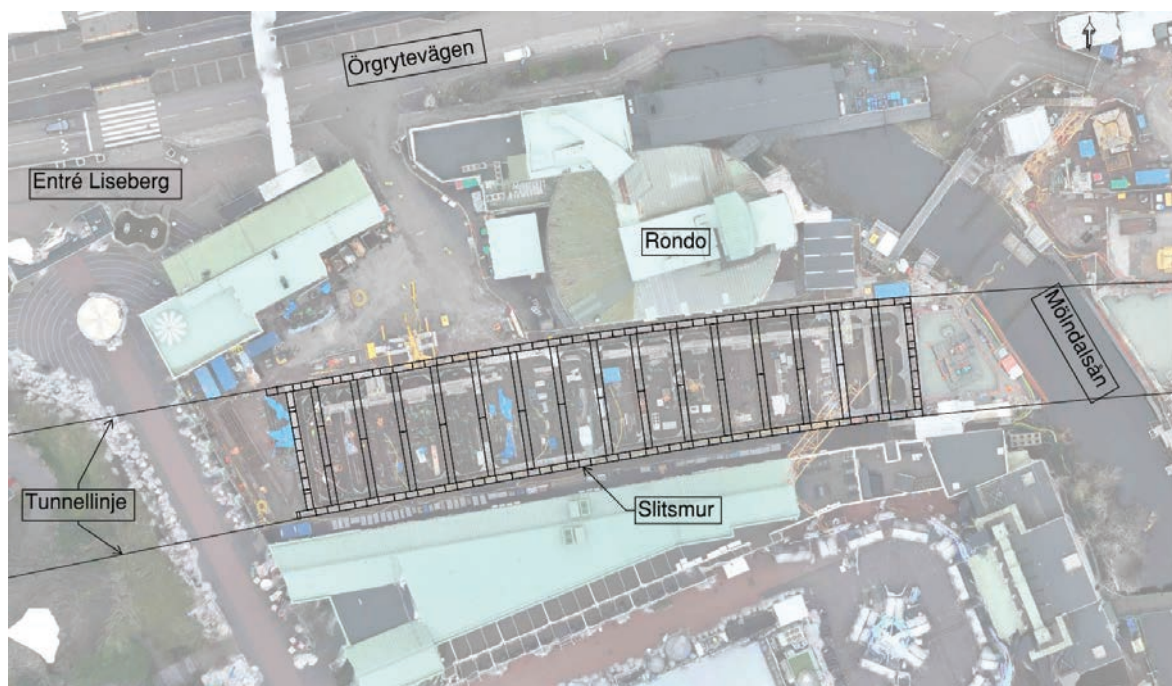
The two main challenges during the installation of the retaining structure were to excavate down to bedrock through the hard compacted and blocky till layer, and to verify that casings and jet grout columns had the correct position at a depth of up to 40 m. This article will assess the challenges during the installation process more in detail along with implemented solutions.

Test pumping is a prescribed method in the project to verify watertightness of the construction. This article will present examples on how to set evaluation criteria, implementation and assessment of a watertightness test. Experience from the project shows that test pumping as test method is feasible under the condition that there is good knowledge of stratigraphy and pumpability. The feasibility also presumes presence of pumpable materials and that an acceptable well function can be obtained within a finalized retaining structure.

1 INLEDNING

Västlänken är en dubbelspårig järnvägstunnel som byggs under centrala Göteborg. WLC har tilldelats delentreprenaden E05 Korsvägen, där omfattande jordschakt förekommer inom samtliga delområden; Korsvägen, Liseberg och Almedal.

Aktuellt område är beläget inom delen Liseberg, som omfattar järnvägstunnelns passage genom Mölndalsåns dalgång. För att hantera den ca 20 m djupa schakten har slitsmur valts som stödkonstruktion på västra sidan av Mölndalsån, se Figur 1 nedan. Nivåer är angivna i höjdsystemet RH 2000.

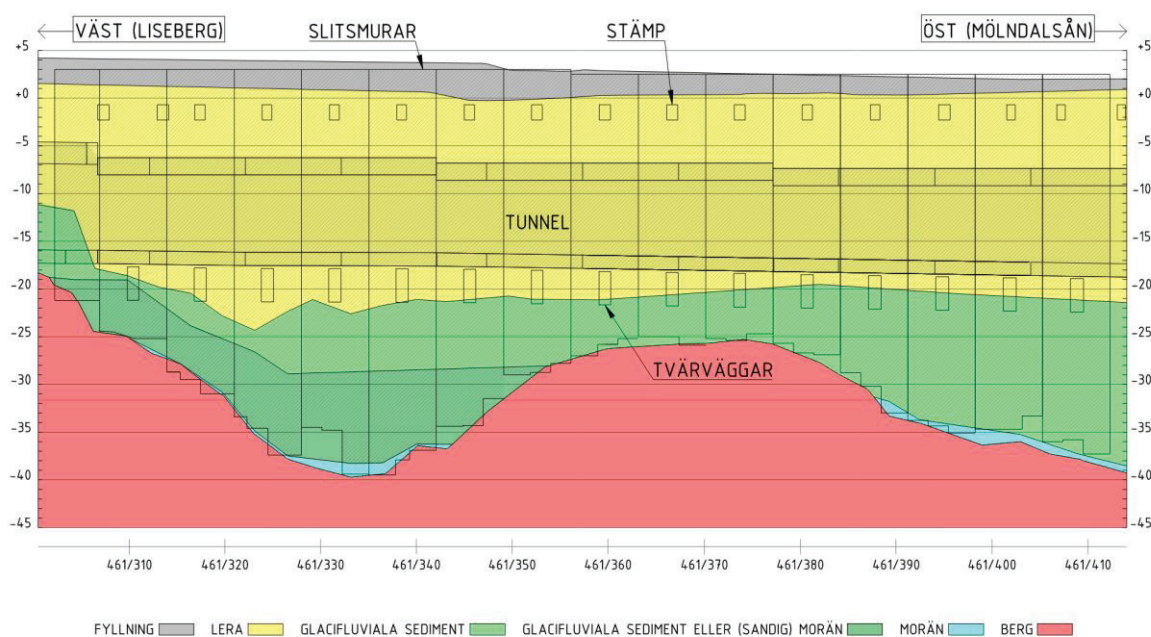


Figur 1 Översiktsbild med slitsmurens placering.

2 GEOTEKNISKA FÖRHÅLLANDEN

Markytans nivå längs med slitsmuren är ca +4 i väst och faller till ca +2 i öst. Stratigrafin består överst av fyllnadsmaterial som underlagras av lera följt av sand och morän ovan berg, se Figur 2 nedan.

Lerlagret har en mäktighet på ca 20 m och är, som ofta i Göteborg, relativt homogent. Mot djupet ökar innehållet av silt och gradvis även sand. Leran inom stödkonstruktionen har förstärkts med kalk-cementpelare med en teoretisk täckningsgrad på 100 %. Friktionsjorden mellan leran och det underliggande berget har varierande egenskaper och mäktighet längs tunnelsträckningen. I västra delen finns en försänkning i berget med blockig och mycket fast friktionsjord, troligen en morän. Ovan denna finns glaciofluviala jordlager med stort inslag av sand. Mot öster ökar de sanddominerade jordlagren i mäktighet till upp mot ca 15-20 m. Sandlagret utgör ett undre grundvattenmagasin och är vattenförande. Djup till berg uppgår som mest till ca 40 m.



Figur 2 Stratigrafin i läge för slitsmurskonstruktionen (Norra väggen).

3 HYDROGEOLOGISKA FÖRHÅLLANDEN

Inom projektet har ett stort antal undersökningar genomförts. Särskilt sonic-jordkärnor och propvpumpningar har givit värdefull hydrogeologisk information. Konceptuellt fungerar tolkningen i Figur 2 för att beskriva att det handlar om en sluten akvifär i glaciofluviala och marina sediment. God hydraulisk kontakt mellan ytberg och vattenförande sediment har observerats. Den generella grundvattenströmningen i Mölndalsåns dalgång är syd till norr, vinkelrätt mot redovisad sektion i Figur 2. I lågpunkter vid ån är det generellt ett artesiskt¹ vattentryck på ca 0,5-1 mvp.

Vid en propvpumpning 2019, innan byggnation av stödkonstruktionen, observerades också god hydraulisk kontakt längs sektionen i de sediment som markerats med ljusgrön färg i Figur 2. Analytiska parametrar för akvifären bestämdes i propvpumpningen (Theis) till 2×10^{-4} m²/s med magasinkoefficienten 5×10^{-4} , vilket betyder att akvifären har relativt god vattenförande förmåga men också att ett litet uttag innebär omfattande avsänkning. Till exempel observerades vid uttaget 30 liter per minut en slutgiltig/stationär avsänkning på 0,5 mvp vid 150 meters avstånd och bara 3 mvp i uttagsbrunnen. Med hänsyn till grundvattenpåverkan kan akvifären beskrivas som känslig, vilket i projektet omsätts till höga krav på vattentäthet i stödkonstruktionen.

I jordkärnorna observeras under leran sekvenser med nedåt tilltagande kornstorlek, som exempel i Figur 3 som visar skiktningen i friktionsjorden. Det kan tolkas som att de vattenförande/permeabla materialen utgörs av ett fåtal horisontella skikt med grovsand samt på djupet stenigt grusigt material mot berg.



Figur 3. Jordkärna från nivå -28 vid Mölndalsån. Provlängden på bilden är ca 50 cm, med djupare delen till höger i bild.

Grundvattnets kemi, före byggstart, kan beskrivas som lätt alkalisk (pH 8-8,3) med relativt hög salthalt 200-250 mg (Cl)/L.

¹ Trycknivån är över markytan

4 SLITSMUR SOM STÖDKONSTRUKTION

En slitsmur är en platsgjuten stödkonstruktion. I det här fallet har slitsmurskonstruktionen även designats för att vara en del av den permanenta tunnelkonstruktionen.

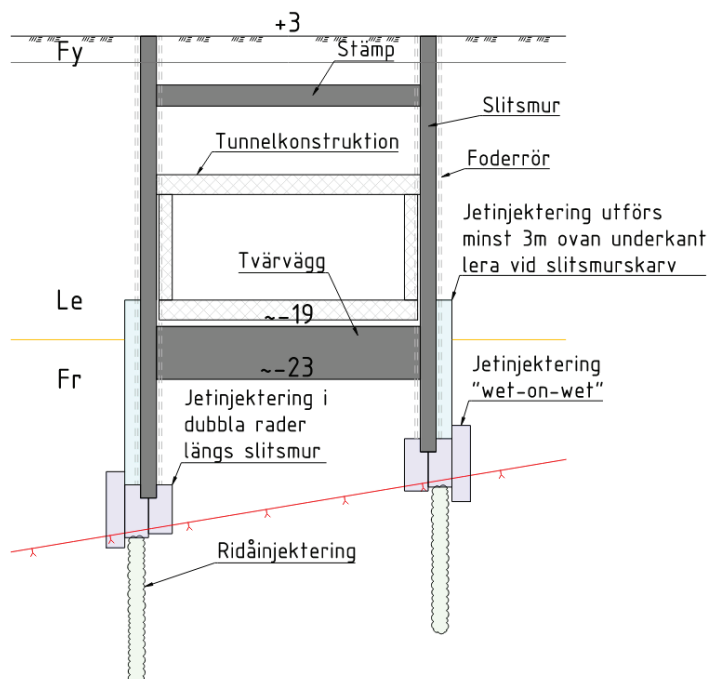
Slitsmuren har två funktioner i den temporära schaktfasen.

- Stödkonstruktion
- Vertikal hydrologisk barriär mot inläckage av grundvatten

Som stödkonstruktion får slitsmuren horisontellt stöd av KC-förstärkt jord, betongstämp, tunneltaket samt 3,5 m höga oförstärkta slitsmursväggar (tvärväggar), vinkelräta mot och placerade i mitten av varje slitsmurselement på nivå under färdig tunnel, se Figur 2.

Slitsmuren har installerats ner till berg runtom schakten. I praktiken är underkant slitsmur belägen i friktionsjorden precis ovan berg. För att erhålla en tät stödkonstruktion har jetinjekteringspelare installerats på både in- och utsida längs med slitsmuren samt att ridåinjektering i berg installerats längs med slitsmurens ytterkant, se Figur 4 nedan. Jetinjektering har även utförts tvärgående inom stödkonstruktionen för att dela in sträckan i fyra separata vattentäta fack.

De norra och södra slitsmursväggarna kommer bli en del av permanentkonstruktionen då de ska bära tunneltaket. Jetinjekteringspelarna har även som funktion att skapa ett tillräckligt styvt material, samt fylla igen eventuella hålrum, under slitsmuren för permanentkedet.



Figur 4. Tvärsektion genom stödkonstruktion, tunnel och tätningen under slitsmuren.

4.1 Installation av slitsmur

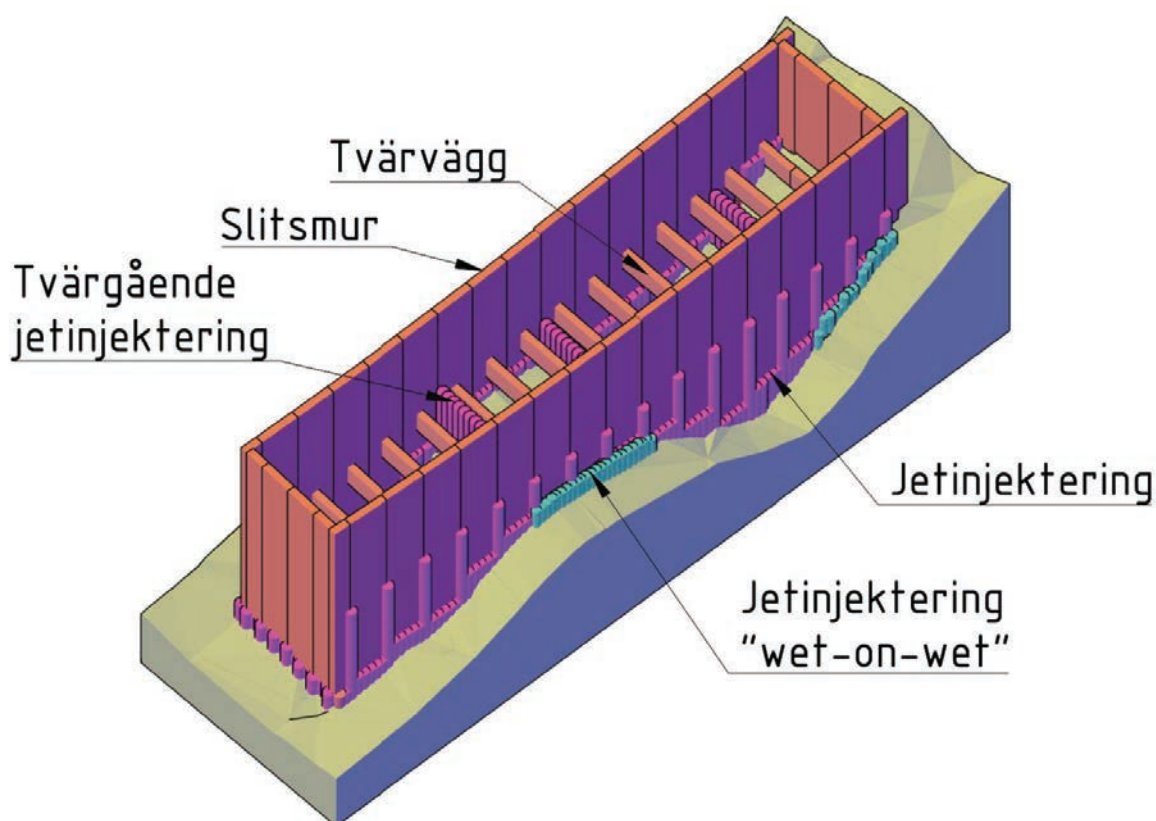
Vid installation av slitsmuren har etappvis schakt utförts i slitsar på 7x1,2 m ner till berg. Schakten i slitsar har utförts med en gripskopa. För att förhindra kollaps av schaktväggarna har slitsarna varit fyllda med en mothållande slurry under schaktarbetet. Vid fullt schaktdjup sänktes en armeringskorg ner i respektive slits, följt av betonggjutning. Betonggjutningen utfördes med ”Tremie pipes” från botten av schakt och upp för att motverka separation i betongen.

4.2 Installation av jetinjekteringspelare

Då slitsmuren är designad för att vara en del av den permanenta konstruktionen har relativt mycket armering krävts. På grund av utrymmesbrist till följd av mängden armering har foderör för jetinjektering generellt ej kunnat fästas inuti armeringskorgarna. Istället har foderrör installerats på ömse sidor av slitsmuren för att nyttjats vid installation av jetinjekteringspelarna. Foderör har installerats längsmed slitsmuren i två rader, en innanför och en utanför, med ett c/c-avstånd på 1 m, dvs 7x2 st jetinjekteringspelare/slitsmurselement. Foderrörsinstallationen har utförts till avsedd ovkant för kommande jetinjektering.

Jetinjekteringspelare har därefter installerats genom foderrören. Jetinjektering har installerats med överkant 1 m ovan den ytligaste undre kanten av aktuellt slitsmurselement. För att täta längs med slitsmursskarvarna som uppkommer vid var sjunde pelare har jetinjekteringspelare i detta läge installerats till ett djup som motsvarar 3 m ovan underkant lera. Även de tvärgående jetinjekterade väggarna, för uppdelning i fyra vattentäta fack, har installerats enligt samma princip för installationsdjup som för tätning av slitsmursskarvar. Samtliga jetinjekteringspelare har installerats 0,5 m i berg.

Då mäktigheten på den sanddominerade friktionsjorden under lera är relativt stor längs med hela slitsmuren, så bedömdes det som en risk med allvarliga konsekvenser vid ett eventuellt inläckage/piping. För de mest kritiska sektionerna har därför ytterligare en rad med jetinjektering installerats. Dessa extra kolumner har haft fokus på tätning och har därför installerats enligt ”wet-on-wet”-konceptet, vilket innebär att de installeras i varandra innan föregående pelare har härdat. Denna metod används för att få en mer homogen tät vägg av jetinjektering och undvika att tidigare installerade pelare inte placeras i konflikt med kommande pelare. De mest kritiska sektionerna är där gradienten är som störst, dvs där läckageväg in under slitsmur från friktionslagret utanför stödkonstruktionen till schaktbotten är som kortast. Se Figur 5 nedan för utbredning av jetinjekteringspelare längs med och tvärs slitsmurskonstruktionen.



Figur 5 Utbredning av jetinjekteringspelare för tätning av slitsmurskonstruktionen. Vy från NO mot SV.

4.3 Installation av ridåinjektering

Efter installation av jetinjekteringspelare utfördes ridåinjektering längs med hela slitsmuren. Ridåinjektering utfördes genom redan installerade foderrör för jetinjekteringspelarna samt i förinstallerade reservationsrör i slitsmuren. Syftet med ridåinjektering har varit att täta den översta delen av berget för att hindra läckage genom bergmassan. Ridåinjekteringen har utförts genom aktiv design i flera steg tills tillfredställande täthet erhållits. Efter installation av en första omgång injektering utförs täthetskontroll följt av fler injekteringsomgångar till tillfredsställande täthet har erhållits runt konstruktionen.

4.4 Utmaningar vid installation

De olika delarna, presenterade ovan, som tillsammans utgör tät- och stödkonstruktionen har olika utmaningar och ställer olika krav på utförandet. Nedan följer en redogörelse för vilka installationstoleranser de olika momenten har enligt standard samt vilka övriga utmaningar som uppstod i samband med utförda installationsarbeten.

När jetinjekteringspelarna installerades utfördes de vertikalt eller med någon enstaka grads lutning för att nå rätt position på aktuellt djup. Djupet där pelaren skulle täta uppgick som mest till ca 40 m, vilket innebar att en liten avvikelse från vertikal linje kunde medföra stor planavvikelse på fullt djup. När munstycket nådde fullt djup togs mått på planavvikelse och läget analyserades innan installation av jetinjekteringspelare påbörjades. Analysen omfattade vanligtvis aktuellt planläge i förhållande till slitsmur samt tidigare installerade och kommande jetinjekteringspelare. Dessutom bestämdes utifrån planpositionen vilken diameter som skulle installeras. Var planläget problematiskt i förhållande till slitsmur och övriga pelare eller att för stor avdrift hade skett kunde installationen avbrytas. Jetinjekteringspelare som har installerats i fel position kan försvåra installationen av kommande pelare. Även pelare som ser ut att vara placerade i rätt läge i förhållande till slitsmuren kan behöva förkastas för att inte omöjliggöra installation av kommande pelare.

Genom att justera installationstrycket kan jetinjekteringspelare med olika diameter byggas upp. Längs med slitsmuren har de ordinarie jetinjekteringspelarna installerats med en eftersträvad diameter på 1,8 m och 2,0 m. Pelarna som vid de kritiska sektionerna är installerade enligt ”wet-on-wet”-metodiken är installerade med en eftersträvad diameter på 1,4 m. Dessa pelare är installerade utan foderrör.

För att nå eftersträvat läge för jetinjekteringspelare vid fullt djup har olika lutningsvinklar använts. En metod för att undvika hinder, där sådana påträffats, har bland annat varit att flytta ut ytläget vinkelrätt från slitsmuren och installera foderrören med en vinkel på 1% eller 2% in mot slitsmuren.

De olika metoderna och delarna som tillsammans utgör tät- och stödkonstruktionen har olika toleranser vid installation. Toleranser enligt standard för slitsmur, foderrörborrning, jetinjektering och ridåinjektering redovisas nedan:

- Slitsmur 1% (SS-EN 1538:2010+A1:2015)
- Foderrör för jetinjektering 2% (SS-EN 14199:2015)
- Jetinjektering 2% för djup upp till 20m (SS-EN 12716:2018).
- Ridåinjektering (SS-EN 12715)

Inklinometermätningar har utförts på foderrör och jetinjektering för att erhålla faktisk avdrift på djupet. När schakt för slitsmur utfördes mättes gripskopans position och rotation med djupet för att bedöma slitsmurens position.

De olika egenskaperna för friktionsjorden mellan lera och berg skapade olika utmaningar. I den västra delen gjorde den hårt packade och blockrika moränen det svårt att schakta ner till berg med gripskopan, se Figur 6. För att komma förbi blocken provades först krossning, vilket dock visade sig svårt utan att samtidigt störa närliggande jordlager. Krossningen resulterade i att jord och block föll in i den schaktade slitsen, vilket skapade större uttag av massor än önskvärt. En större schaktad volym innebär även att en större mängd betong går åt för gjutningen. Förutom negativa ekonomiska- och miljökonsekvenser kan överbetong även bidra till en svårare process att installera foderrör och jetinjekteringspelare i rätt läge intill slitsmurskonstruktionen. Som lösning förbörades i stället friktionslagret ner till berg. Förbörning utfördes även i den östra delen av området, framför allt för att minimera schakt och vibrationer intill känsliga byggnader.



Figur 6 Block som tagits upp ur schakten för slitsmuren.

5 VERIFIERING AV TÄTHET

Tätheten har koppling till projektets tillstånd för vattenverksamhet och det är en förutsättning för projektets genomförbarhet att stödkonstruktionen är tillräckligt tät. Tätheten och effekten av avvattnings är även avgörande faktorer för att motverka brott i form av hydraulisk upptryckning (förlorad jämvikt) samt hydrauliskt grundbrott (bottenuppluckring till följd av inre erosion). Riskerna är således:

- a) Omgivningspåverkan
- b) Schaktstabilitet

Riskerna med schaktstabilitet (hydraulisk upptryckning och grundbrott) är störst där läckagevägen mellan slitsmurens fot och schaktnivån är som kortast. För att underlätta läckagesökning och avgränsa riskerna har konstruktionen med hjälp av jetinjektering delats in i fyra lådor där ”Box 1” och ”Box 3” har de potentiellt kortaste läckagevägarna.

5.1 Förutsättningar och testkriterier

WLC har genomfört propumpningar i olika skeden innan, under och efter byggnationen av stödkonstruktionen. Från entreprenörens perspektiv ger propumpningar viktig information för utformning av avvattningsystem och grundvattensänkning, till exempel filterutformning i skiktade avlagringar och osäkerheter kring grundläggningsmetodernas kemiska och hydrauliska påverkan på massorna.

En förutsättning för att genomföra ett täthetstest är att det installeras fungerande brunnar och att det genom pumpning är möjligt att uppnå en tydlig avsänkning mot konstruktionen. I det sammanhanget är det tydliga risker kopplade till jetinjektering som kan sprida sig i genomsläppliga strukturer (brunnar, sprickor, foderrör m.m.) med risk att försämra möjligheterna för senare effektiv avvattnings och pumpning.

Inför täthetstestet har kriterier ställts upp för vad som kan bedömas som tillräckligt tätt:

- i. Grundvattennivåer på utsidan konstruktionen får inte avvika från normalområdet.
- ii. Om avsänkta nivåer konstateras i samband med test eller senare avvattnings ska normala grundvattennivåer upprätthållas genom infiltration.
- iii. Inläckagemängden ska motsvara beräknad/förväntad mängd vid en tekniskt tät konstruktion.
- iv. Inläckagemängden får inte överskrida kapaciteten i entreprenadens infiltrationssystem

5.2 Genomförande av täthetstestet

Efter utförd ridå- och jetinjektering genomfördes nya brunnsborringar inom stödkonstruktionen med en geometri vald utifrån tidigare borrning och förväntad täthet. Uppföljande test i dessa nya brunnar visade på god brunnsfunktion men också en generell minskning i hydraulisk konduktivitet från pulstest (se Tabell 1).

Observerad påverkan i brunnar installerade innan och efter jet- och ridåinjektering är dels minskad hydraulisk konduktivitet, dels en förändrad vattenkemi. Vattenkemin efter jetinjekteringen karakteriseras av högt pH (>10) och jonstyrka med viss utfällning i pumptrustning och ledningar till följd.

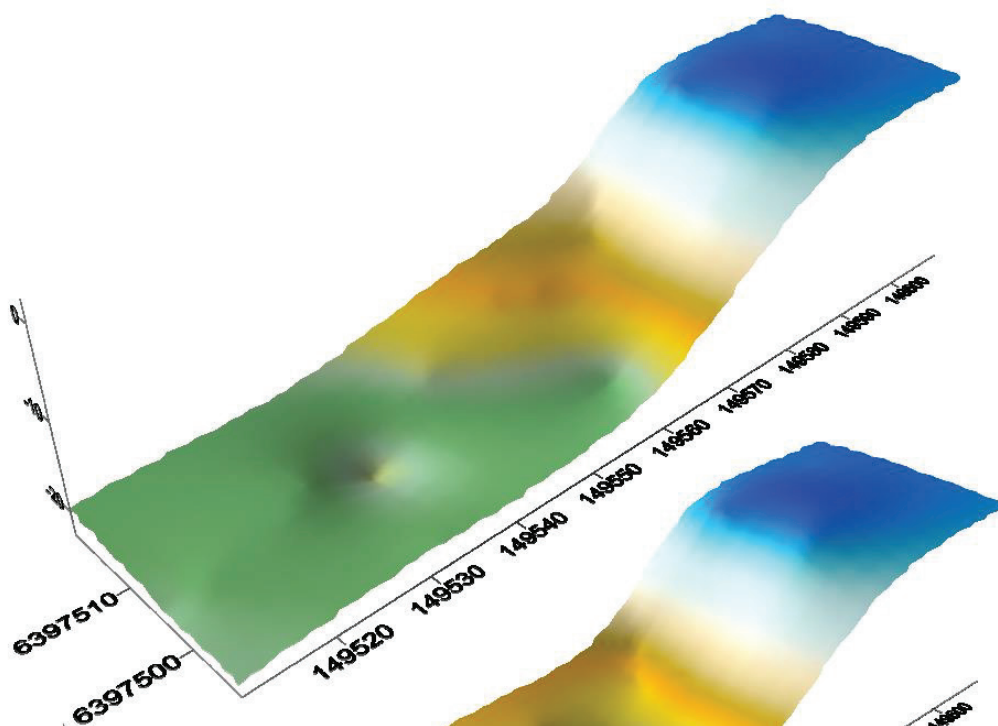
Tabell 1 Pulstest i filterbrunnar borrade innan och efter jet- och ridåinjektering.

Jetinjektering	Tid	Nr	Filterlängd (m)	K Hvorslev (m/s)
Före jetinjektering	Sommar 2023	W	4	8.80E-06
Före jetinjektering	Sommar 2023	T	3	1.17E-04
Före jetinjektering	Sommar 2023	R	6	2.34E-05
Före jetinjektering	Sommar 2023	Q	5	2.77E-04
Median K				7.02E-05
Efter jetinjektering	Höst 2024	Nr 12	6	8.38E-06
Efter jetinjektering	Höst 2024	Nr 14	4	1.25E-05
Efter jetinjektering	Höst 2024	Nr 3	6	1.28E-05
Efter jetinjektering	Höst 2024	Nr 11	6	4.96E-05
Efter jetinjektering	Höst 2024	Nr 7	4	2.30E-05
Efter jetinjektering	Höst 2024	Nr 8	2	6.50E-06
Efter jetinjektering	Höst 2024	Nr 4	7	1.85E-05
Median K				1.28E-05

Under själva testet pumpades respektive box till utgrävningsnivån ca 23 meter under rådande grundvattentryck med en konstant nivå i pumpbrunnen. Samtidigt med pumpningen gjordes mätning av grundvattennivåer och pumpflöden i boxen, i angränsande box och utanför stödkonstruktionen. Testerna utfördes både utan och med infiltration.

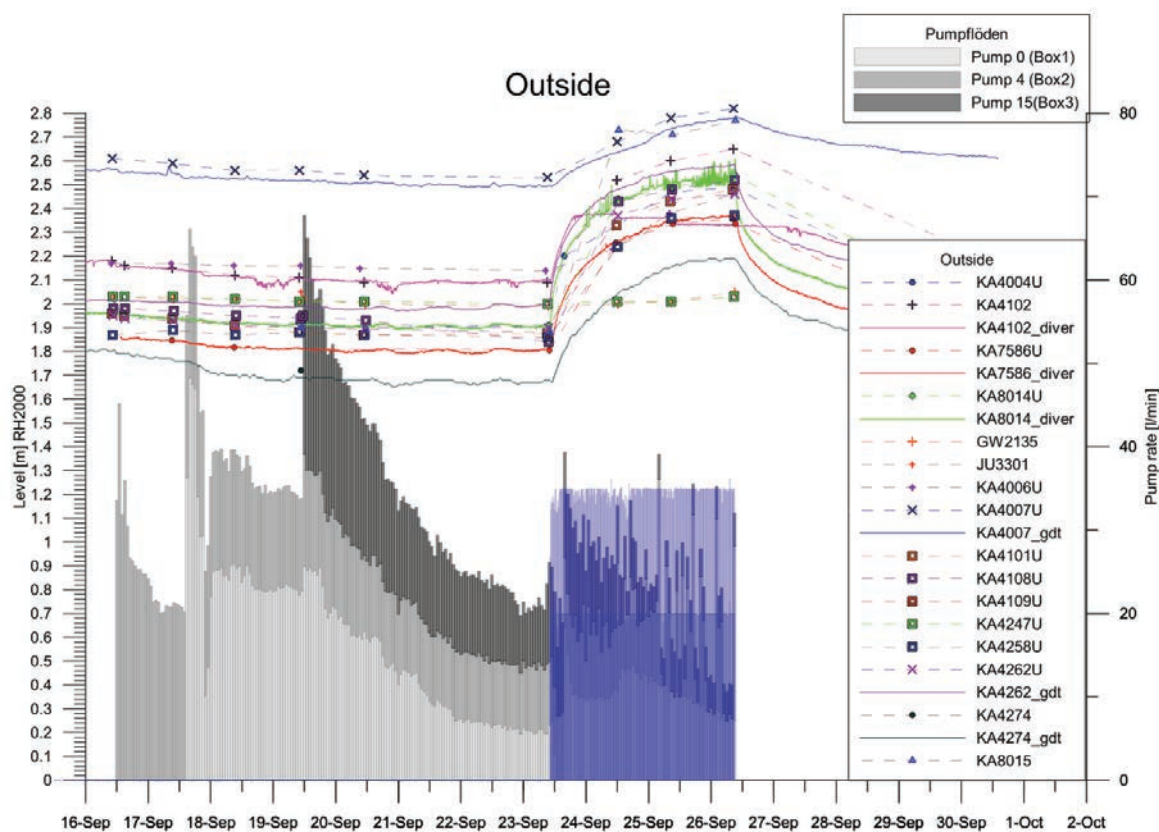
5.3 Resultat från täthetstest

En visualisering av uppmätt grundvattennivå inom stödkonstruktionen i samband med pumpning ses i Figur 7. Vid tidpunkten för bilden pumpas 3 av 4 boxar och det ses i figuren att uppdelningen i boxar med jetinjektering är effektiv, då nästan ingen avsänkning ses till höger i figuren vid området som motsvarar Box 4. Observationsbrunnar med avvikande liten avsänkning indikerar antingen områden med inläckage eller områden med sämre transmissivitet, vilket kan vara viktig information i samband med eventuell kompletterande tätning.



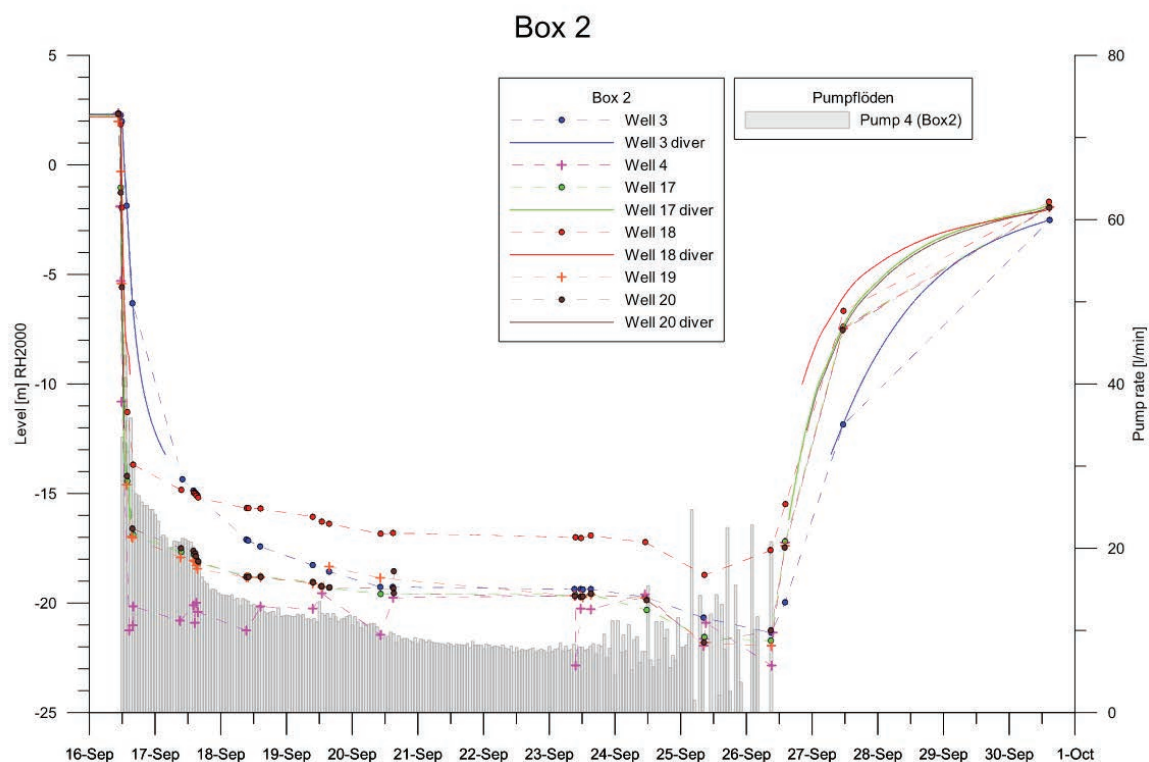
Figur 7 Exempel på uppmätt grundvattentyta i samband med pumpförsök inom delen Liseberg. Dimensionerna för bilden är 25 x 25 x 100 m.

Med antaganden kring konduktiviteten i en *tekniskt tät* stödkonstruktion beräknades inför testet ett inläckage på 50-180 liter per minut vid avsänkning till utgrävningsnivån. Efter ca 7 dygns pumpning hade det samlade flödet minskat till 20-25 liter per minut för box 1-3, se Figur 8, i linje med prognosens lägre värde.



Figur 8 Grundvattennivåer i omgivningen i samband med pumpning och infiltration.

Exempel från pumpning i Box 2, Figur 9, visar att grundvattennivån i schakten inom loppet av 2-3 dygn stabiliserades fyra meter ovan nivå i pumpbrunnen. Därmed finns det goda förutsättningar för att säkerställa grundvattensänkning genom pumpning ca 4 meter under färdig schaktbotten. Efter upphörd pumpning var återhämtningen liknande snabb som avsänkningen på grund av mycket låg magasineringsförmåga i materialet.



Figur 9 Grundvattennivåer och pumpflöden i box 2 ca 25x25x25 m. Pumpbrunnen är "Well 4".

Vid tidpunkten för stabil avsänkning efter 7 dygn initierades infiltration i 2 av 10 infiltrationsbrunnar med ett justerat flöde på 35 liter per minut, se Figur 8. Den observerade responsen på infiltrationen var en omedelbar höjning av grundvattennivån med ca 0,5 m uppemot 150 m från konstruktionen till nivåer högre än vid testets start.

Vid jämförelse av resultaten mot uppsatta täthetskriterier (i. till iv.) är det här tydligt att konstruktionen kan bedömas som tillräckligt tät och att den uppbyggda infiltrationskapaciteten klarar av att kompensera det uppmätta inläckaget.

5.4 Diskussion kring metoden

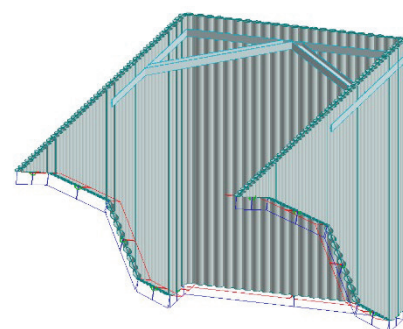
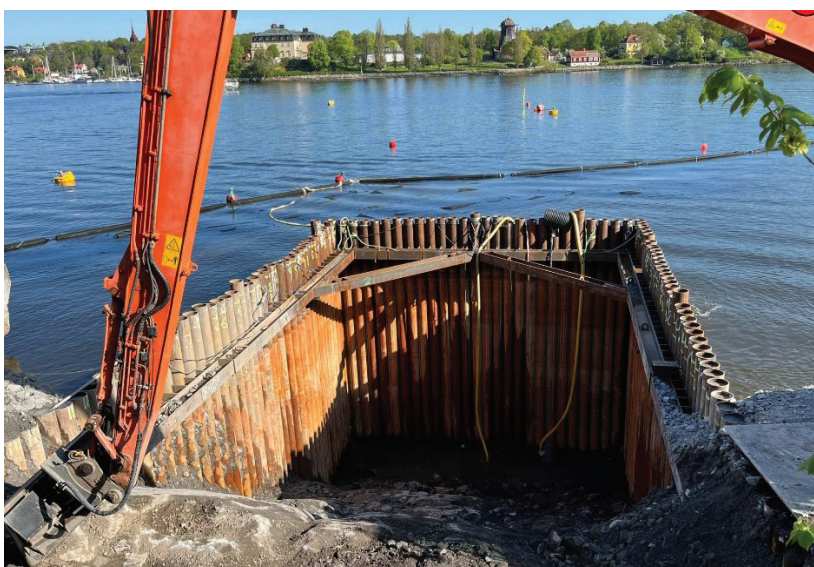
Jordprofilen utgörs till stor del av mycket lågpermeabla massor bestående av lera och KC-lera. Täthetstest genom pumpning berör pumpbart material och kan således inte bekräfta någon täthet i delar av konstruktionen som är hydrauliskt skilda från pumpningen. I dessa delar bör verifiering ske via kvalitetskontroll av produktionen och beredskap finnas för tätning i samband med schakt. Tätning kan ske med mekaniska och kemiska injekteringsmetoder.

Samma problematik med metoden kan uppkomma om pumpbart material saknas, till exempel vid lera eller siltigt material direkt på berg, där det inte är praktiskt möjligt att uppnå en avsänkning. I dessa fall kan verifiering ske genom stegvis schakt och observation med möjligheten att vattenfylla schakten.

STRUKTURMEKANISKT 3D PROJEKTERAD STÖDKONSTRUKTION - EN VINST FÖR MILJÖN, PRODUKTIONEN OCH PLÅNBOKEN

Victor Granlund Hedén ^A, Anders Palmén ^A

^A Veidekke Grundläggning AB



SAMMANFATTNING

Genom användandet av 3-dimensionella beräkningsprogram kan stödkonstruktioner med lokala geometrier och relativt okomplicerade jordlagerföljder och geotekniska förutsättningar utföras på ett mer optimerat sätt, både gällande projektering och produktion.

Projekteringstiden kan kortas genom att beräkningsmodellerna har möjlighet att redovisa dimensioneringar för vilket valt snitt som helst i modellen. Därtill kan riskerna för beräkningsfel i exempelvis stål- och betongelement undvikas i högre grad då mjukvarans konstruktionsberäkningar kontinuerligt uppdateras efter gällande dimensioneringsnormer. Som gräddes på moset blir den projekterade stödkonstruktionen mera optimerad med avseende på materialåtgång vilket i sin tur ger mindre klimatpåverkan, bättre ekonomi samt ett smidigare utförande. Alla ovan nämnda delar anses av stor relevans för att som konstruktör kunna uppfylla vårt åtagande, dvs att leverera en produkt som är byggbar och robust med acceptabla

risker, på samma gång som den är ekonomiskt optimerad med minsta möjliga klimatpåverkan. Allt detta utan att tumma på arbetsmiljö och kvalité. För att lyckas med detta behöver vi geokonstruktörer kliva utanför vår bekvämlighetszon där traditionella beräkningsprogram medför begränsningar och bredda vår kunskap till användandet av beräkningsmjukvara framtagna för mera traditionell dimensionering av strukturella element, mer vanligt förekommande hos hus- och brokonstruktörer.

SUMMARY

Through the use of 3-dimensional calculation programs, retaining structures with local geometries and relatively uncomplicated soil layer sequences and geotechnical conditions can be carried out in a more optimized way, both regarding design and production.

The design time can be shortened since the calculation software have the possibility to present calculations for any selected section in models. In addition, the risks of calculation errors in, for example, steel and concrete elements can be avoided to a greater extent as the software's calculation model are continuously updated according to current design standards. As the icing on the cake, the retaining structure can be more optimized with regard to material consumption, which in turn results in less climate impact, better economy and a smooth production. All the above-mentioned parts are considered of great relevance in order to be able to fulfill our commitment as designers, i.e. to deliver a product that is buildable and robust with acceptable risks, at the same time as it is economically optimized with the least possible climate impact. All this, without compromising on the working environment and quality. To succeed in this, geotechnical engineers need to step outside of their comfort zone where traditional calculation software with limitations and broaden their use of calculation software developed for example structural elements, more commonly found in the field of bridge engineers.

1 TRADITIONELL DIMENSIONERING AV STÖDKONSTRUKTION

Vid dimensionering av stödkonstruktioner utförs i regel en rad förenklingar och konservativa antaganden för att hantera risker på den säkra sidan och samtidigt få ett rationellt förfarande. För stödkonstruktioner av ytterst begränsad geometri i plan så existerar positiva 3-dimensionella effekter i form av hörn som verkar förstyvande. Vid traditionell dimensionering av stödkonstruktioner beaktas vanligtvis inte dessa positiva effekter då beräkningen av stödkonstruktionen främst utförs genom analys av tvådimensionella snitt, valda i representativa lägen. Den tvådimensionella analysen används för att ta fram de krafter som verkar på spanten. Dessa krafter används därefter för att dimensionera spantens ingående konstruktionselement så som rör, balkar och avsträvningar. Med detta förfarande tillgodoses inte de positiva effekterna från hörn och lastöverföringen inom balksystemet (hammarbandsramen) som är beroende av ingående geometri och anslutningspunkter. Denna förenklade

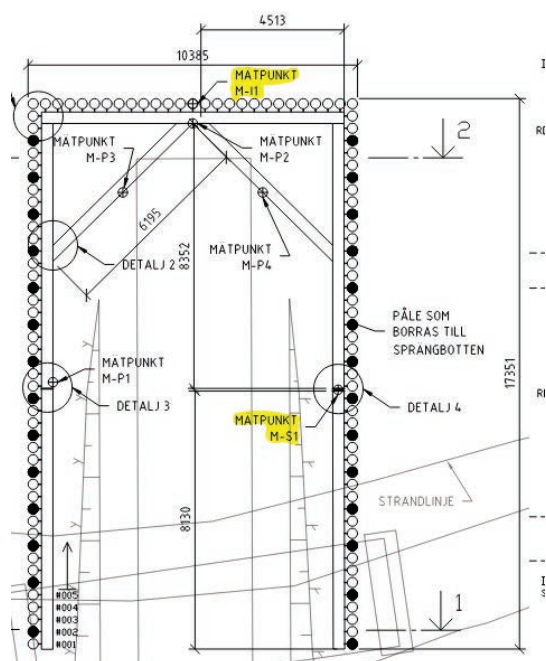
dimensioneringsmetodik används ofta eftersom en tredimensionell analys av komplexa geotekniska förutsättningar blir väldigt beräkningstungt. Detta kan sällan motiveras då den geotekniska indatan dessutom ofta har stora ingående osäkerheter.

I detta projekt med en relativt enkel jordlagerföljd har det traditionella förfarandet utmanats med gott resultat utan att nämnvärt förlänga tiden för projekteringen. Detta var möjligt genom användandet av mjukvaran FEM-Design 3D Structure. Denna mjukvara är främst framtagen för strukturell dimensionering och är vanligt förekommande hos hus- och brokonstruktörer.

2 KONSTRUKTIONENS UTFORMNING OCH FÖRUTSÄTTNINGAR

En ny tunnel, Nya Östbergatunneln (NÖT), byggs för att ta hand om dagvatten från delar av Söderort. Den nya tunneln byggs för att separera omhändertagandet av dagvatten från avloppsvatten. Syftet är att undvika att behöva släppa ut orenat avloppsvatten i Saltsjön vid regnmängder som är större än vad nuvarande system är dimensionerat för. Den nya dagvattentunneln har sitt utlopp i Saltsjön. Denna artikel behandlar stödkonstruktionen som användes för att möjliggöra anläggandet av utloppet. Ledningen är anlagd på sjöbotten, upp till ett djup av ca 10 meter under nivån för högsta hög vatten. För att utföra arbeten i torrhet långt under omgivande vattenyta krävs en stödkonstruktion som kan hantera det höga vattentrycket, både med avseende på last och täthet. Därtill ska även olyckslaster beaktas. Stödkonstruktionen mäter drygt 17x10 meter och är utförd som ett U från land ut i vattnet.

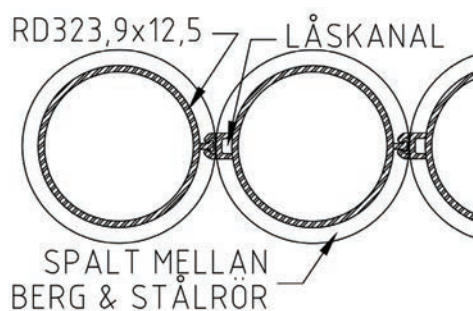
Geometrierna av stödkonstruktionen som analyserats i FEM-Design redogörs i figur 1. För att möjliggöra användning av ett strukturmekaniskt beräkningsprogram så behöver de geotekniska förutsättningarna vara enkla. I det här fallet har vi främst ett större djup med vatten (som djupast ca 10 meter), därefter några meter med friktionsjord på berg. Detta medför att alla jordtrycken kan modelleras genom användandet av laster som ökar linjärt mot djupet. Stödkonstruktionen består av en borrarad rörpålevägg, där stålrörspålar försedda med spontlås borraras tätt ihop. Pårören som är av dimension 323x12,5 är borrarade minst 1 meter i friskt berg för att hantera de yttre lasterna. Schaktbotten är projekterat till ett sådant djup att även bergschakt inom spontgropen krävdes. För att undvika risker körknippade med bergutfall under spontfot utförs traditionellt en kantbalk (armerad betongbalk som förankras med stag bakåt i berget) vid foten av stödkonstruktionen. Dessa konstruktioner är oftast dyra och något komplicerade att utföra. I detta projekt borrhades i stället var tredje, respektive var fjärde stålrör ner till nivån för sprängbotten. För att tätas spontlåsen som består av stål mot stål från inträngande vatten så fylldes dessa med en bitumenbaserad tätningsmassa före installationen. Utöver att tätas spontväggen måste även berget inuti sponten och utrymmet mellan spontens underkant och berget tätas mot inträngande vatten. Berget tätades med en ridåinjektering som utfördes inifrån tunnelfronten innan tunneln drevs ut i stödkonstruktionen.



Figur 1: Stödkonstruktionens utformning i plan samt placering av mätpunkter

3 INSPÄNNINGSFÖRHÅLLET I BERG SAMT TÄTNING AV SPONTFOT

Borring av rörpåleväggar utförs med sänkhammare utrustad med en pilot och ett ringset som rymmer upp jord och berg för att möjliggöra neddrivningen av rören. Hålet som ryms upp blir aningen större (ca 32mm utvändigt stålröret) än pålen vilket skapar en möjlig vattenförande spalt mellan rör och berg (Figur 2), dessutom försämras inspänningsförhållandet då rören riskerar ”glappa” i hålet om inte injekteringen lyckas.



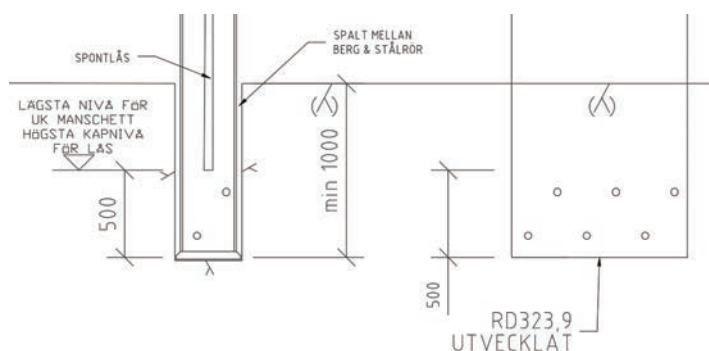
Figur 2: Redogörelse över kanal mellan stålrörspåle samt berg

För att efterlikna de verkliga förhållandena i en 3-dimensionell modell är de borrade rörpålarnas inspänningsförhållanden i berget av stor vikt för att resulterande laster i

konstruktionselementen skall bli så korrekta som möjligt. I detta projekt modellerades pålarna som fast inspända i berget, eftersom spalten dessutom behövde tätas mot den nästan 10 meter höga vattenpelaren utanför stödstrukturen ställdes höga krav på en lyckad injektering.

Spalten mellan rör och berg ger vattnet en väg för att ta sig ner in under ringsetet eller genom utrymmet mellan underkant lås och ringset och på så sätt ta sig in i stödstrukturen. Tätning av läckvägen under rörsporten är en återkommande utmaning i denna typ av projekt. En teknisk lösning som tillhandahålls via materialleverantörerna för stålrörspålar är att utföra injektering via spontlåsens kanal (bild 2). Denna metod har utmaningar då dessa kanaler ofta kan sätta igen eller skapa frågetecken vart injekteringsbruket hamnat. Dvs har hålrummet under lås, spalten mellan påle och berg samt kanaler under stålrörets fot (ringsetet) tätats och cementerats tillräckligt?

Då detta projekt både ställde höga krav på en vattentät konstruktion och stålrörens inspänningsförhållanden i berg blev lösningen förbörade hål genom manteln av rörets nedersta halvmeter (Figur 3). Efter att rören installerats utfördes en noggrann urspolning med vatten med ett angivet tryck om 5 bar för att avlägsna allt löst borrhax. Därefter utfördes en invändig injektering med cementsuspension i rören med syftet att injekteringsbruket skulle leta sig ut genom hålen och därefter fylla upp spalten mellan rörets utsida och berget samt hålrummet under spontlåset. Som stoppkriterie för injekteringen beräknades dels en teoretisk volym injekteringsbruk samt ett högsta injekteringstryck om 3 bar, vilket var ca tre gånger vattentrycket på djupet vid underkant rörpålar. Om hålen i rörsporten eventuellt skulle vara så igensatta av borrhax att injekteringsbruket ej skulle kunna tränga ut bedömdes dessa rör vara tillräckligt ”cementerade” av packat finmaterial för att uppnå önskat resultat. I figur 6 redovisas resultaten av injektering genom manschett ut genom beskrivna hål i stålrörspålarna.



Figur 3: detalj spontfot

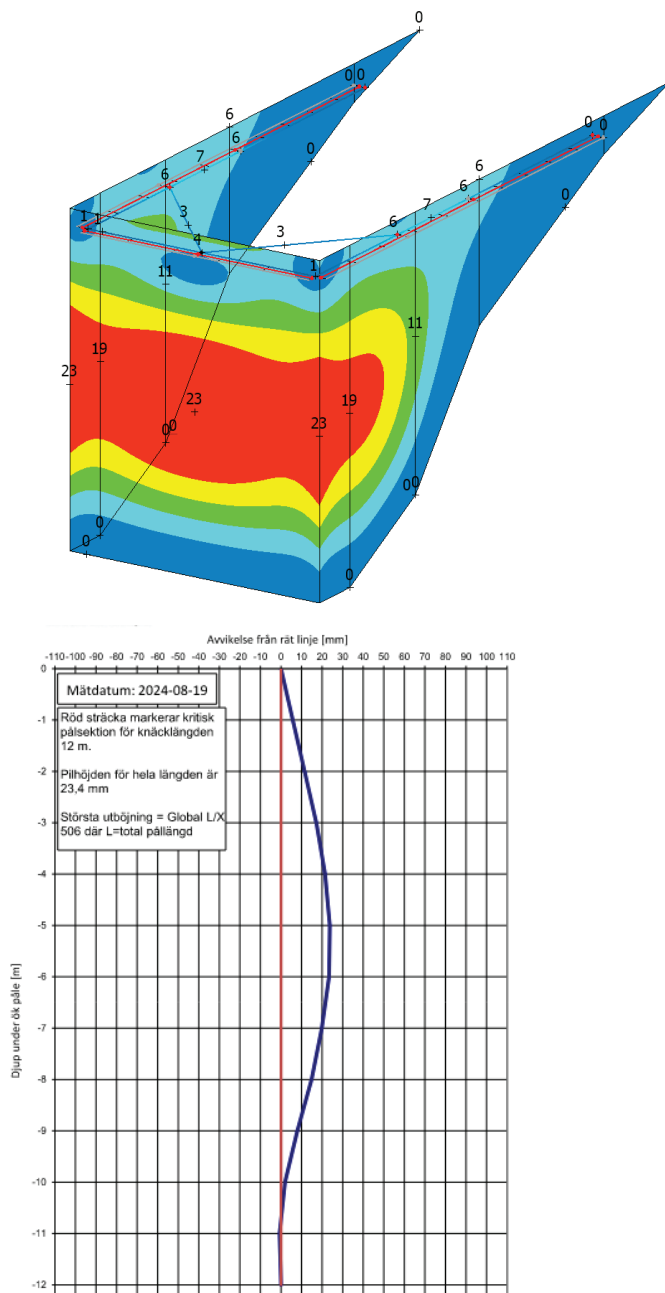
4 VALIDERING AV BERÄKNINGSMODELL SAMT RESULTAT AV UTFÖRD INJEKTERING

I samband med dimensioneringen togs förväntade deformationer och krafter för stödkonstruktionens konstruktionselement fram. Beräkningsmodellen validerades genom att mäta deformation och kraft i två snitt på stödkonstruktionen vilka jämfördes med resultat från modellen. Figur 1 illustrerar läget för mätpunkterna.

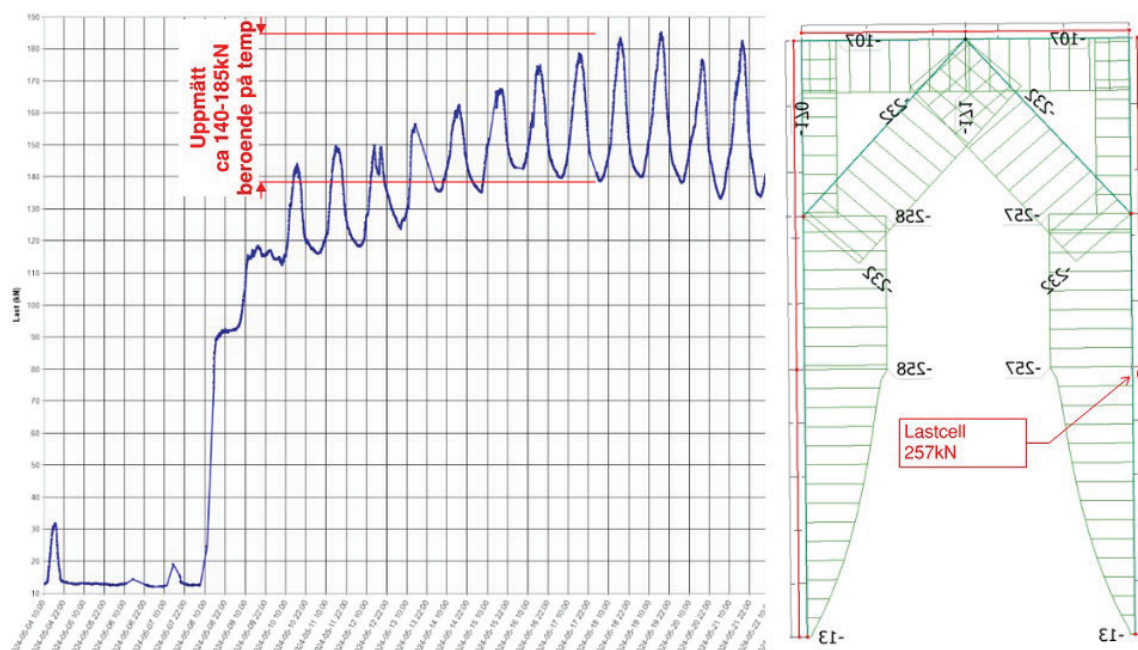
Stödkonstruktionens deformationer mättes med hjälp av en inklinometer som installerades invändigt i en av rörpålarna på den yttre gaveln (mätpunkt M-I1). Jämförelsen mellan beräknad deformation på 23 mm och den uppmätta deformationen på 23.4mm(!) redovisas i figur 4.

Den första beräkningsmodellen visade att det endast krävdes en hammarbandsram på den yttre halvan av stödkonstruktionen, dvs. från mätpunkt för lastcellen M-S1 och utåt (figur1). Modellen visade att normalkraften i hammarbandets yttre del fördes över in i den grunda väggen in mot land och därefter ner i berget. Då det fanns frågetecken kring om denna överföring av normalkraften i verkligheten skulle uppstå som modellen visade så valdes utförandet med en hammarbandsbalk hela vägen in till berget. Denna balk instrumenterades med en lastcell i skarven för att kontrollera mot beräkningen. Den beräknade normalkraften i hammarbandet på 257 kN jämförs med uppmätt kraft på 140–185 kN i figur 5. Variationen i uppmätt kraft beror på stålets temperaturvariation över dygnet.

För att undersöka resultatet av injekteringen av spontfoten utfördes en provpumpning innan fullständig länshållning samt schakt av jord och berg. Efter full bergchakt utfördes även en okulär bedömning av injekteringsresultatet kring rörsporten. Vid vissa pålar hade även delar av berget fallit ut vilket medförde att spalten mellan berg och påle synliggjordes, se figur 6.



Figur 4 - Beräknad deformation och deformation i inklinometer



Figur 5: Uppmätt normalkraft och beräknad normalkraft i FEM-design

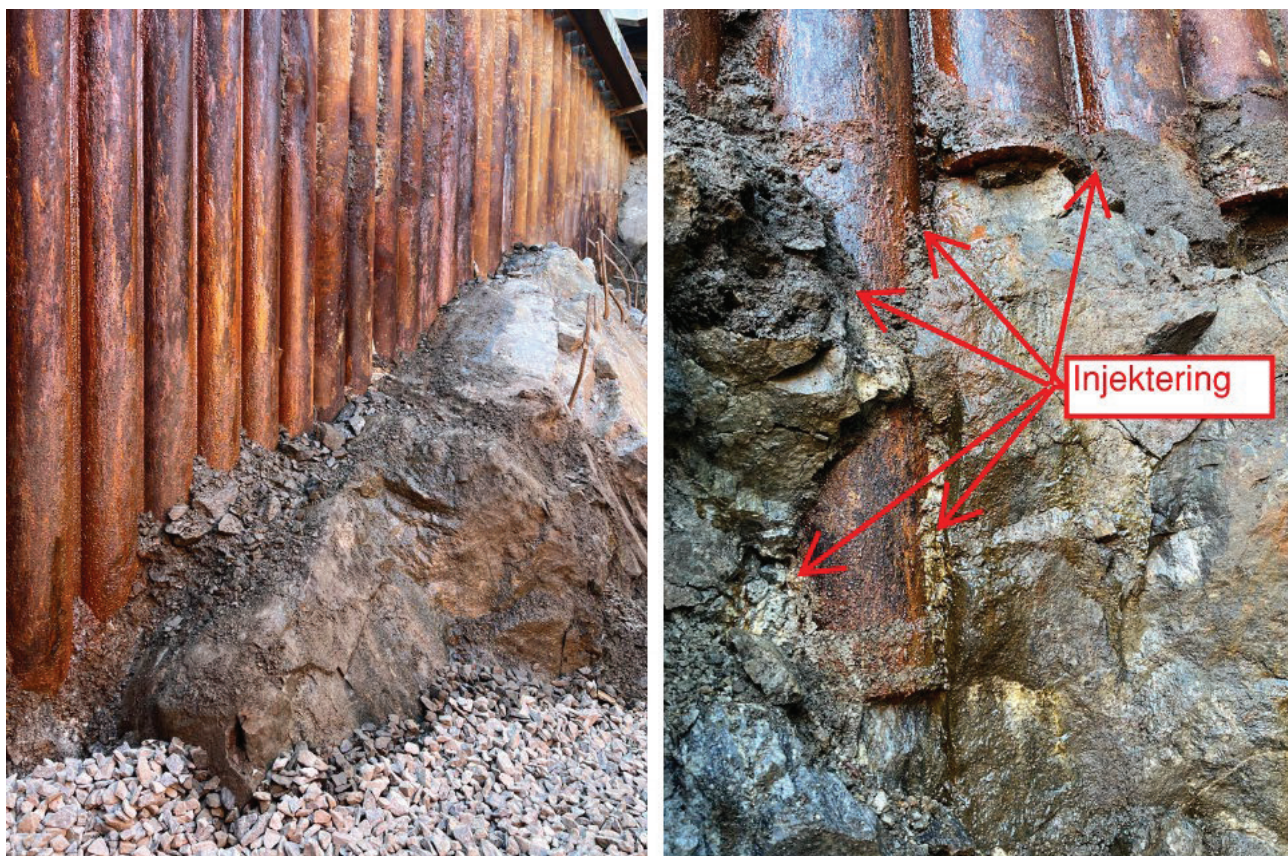
5 DISKUSSION OCH ERFARENHETSÅTERFÖRING

Användandet av strukturella 3-dimensionella dimensioneringsmjukvaror medför till en början en tröskel för användaren/geokonstruktören. Behovet av utbildning i mjukvaran samt en viss inlärningstid är ofrånkomlig. Därefter är erfarenheten att tidsbesparingen är stor i projekt där stödkonstruktionerna är lokala och har relativt enkla geotekniska förutsättningar. Med några knapptryck så genereras beräkningsbilagor så som stål- och betongberäkningar, deformationsplottar samt diagram över krafter, moment och utnyttjandegrader. En annan stor fördel är att dessa modeller tillåter geokonstruktören att beakta positiva effekter som ges av konstruktionens geometriska utformningar där hörn mellan väggar, och knutpunkter mellan balkar kan nyttjas till fullo. Det som däremot är begränsande är att komplexa geotekniska förhållanden endast går att beakta om varje jordlagers jordtryck analyseras separat och läggs in som utbredda laster. Lika så är nyttan vid linjära långsträckta stödkonstruktioner inte tydlig.

Uppmätt deformation stämde överkligt bra med beräknad deformation, på samma gång så är det främst vattentryck och inspänningsförhållande som inverkar på stålets deformationsberäkning. Något som kanske medför det nära på identiska resultatet. Normalkraften i hammarbandet var däremot lägre än vad modellen visade på. Förväntningen var att balken skulle ta upp all last som i den första beräkningen (utan balken) hade tagits upp genom väggen, sanningen verkar däremot vara att lasten har fördelat sig mellan balken och väggen, dettas antas bero på att väggen är styvare i verkligheten än modellerat.

Beroende på syftet med injektering av underkant av en rörpålevägg så är erfarenheten lite olika. Om ett säkerställt inspänningsförhållande av stålrören i berg krävs så bör konstruktören fortsatt överväga att möjliggöra för injekteringsbruket att på enkla sätt med korta injekteringsavstånd kunna leta sig ut i spalten mellan rör och berg. Men om injekteringen enkom syftar till att säkerställa stödkonstruktionens vattentäta funktion så bör fokus läggas på att skapa injekteringshål direkt under underkant på spontlåsen. Om det är en tätande funktion som krävs så bör inte någon vikt läggas vid att täta hela spalten. Det räcker således med att försöka säkerställa en kontinuerlig tätskärm ner till underkant rörpålar samt se till att det är tätt under ringset. Detta anses uppnås med injektering med manschett samt håltagning under spontlås. En utmaning att beakta vid stora injekteringstryck är risken för att få manschettglidning då insidan av rören är släta och ofta har rester av borrolja som medför ett mycket glatt skikt. Då beräknad deformation stämmer väl överens med uppmätt deformation, både till storlek men även till deformationskurvans utseende, så anses det verkliga förhållandet av stödkonstruktionens inspänningsförhållandet i berg uppnått i upprättandet av 3D modellen. Figur 6 visar en sektion av stödkonstruktionen där den ansluter till berget samt det goda resultatet av injekteringens utbredning i spalten mellan stålrörspålar och berg.

Genom användandet av denna mjukvara för modellering och dimensionering så kunde den slutgiltiga konstruktionen utföras med mindre stål och på ett produktionsvänligt sätt. Detta skapade besparingar för schaktentreprenören som inte behövde beakta olika schaktnivåer eller tvärgående stämp. I detta interna pilotprojekt med denna mjukvara gjordes inte några nämnvärda tidsbesparingar gällande projektering på grund av inlärningstiden för mjukvaran. Däremot så har ett förenklat projekteringsutförande uppnåtts i efterföljande projekt. Användandet av strukturmekanisk 3D mjukvara skall ses som ett komplement till geokonstruktörens mera traditionella mjukvaror för projektering av lokala spontgropar med enkla geotekniska förutsättningar.



Figur 6: T.v. sektion av stödstrukturen. T.h. resultatet av injekteringen



Figur 7: Slutgiltigt resultat för stödkonstruktionen

FRÅN KATASTROF TILL FRAMGÅNG – REKORDSNABB ÅTERUPPBYGGNAD AV E6 STENUNGSUND

Mats Ekenberg ^A, Marcus Dahlström ^B

^A **COWI AB**

^B **Geotechnica Sverige AB**

SAMMANFATTNING

Under natten till lördagen den 23 september 2023 inträffade ett stort jordskred öster om Stenungsund, som drog med sig väg E6 och förstörde byggnader, lokalvägar och vattendrag. Tydliga riktlinjer, en mycket erfaren organisation och ett tätt och bra samarbete mellan beställare, konsult och entreprenör gav förutsättningar för att projektering av geotekniska förstärkningsåtgärder och byggande kunde pågå parallellt med varandra samt att återuppbyggnaden kunde utföras på ej ”stämplade ritningar” som levererades succesivt med att produktionen drevs framåt. Enligt de första tidsuppskattningarna skulle vägen kunna vara återuppbyggd till jul 2024, men vägen kunde öppnas redan efter ca 9,5 månader den 5 juli 2024.

SUMMARY

During the night of Saturday, September 23, 2023, a large landslide occurred east of Stenungsund, which swept away the E6 road and destroyed buildings, local roads and waterways. Clear guidelines, a very experienced organization and close and good cooperation between the client, consultant and contractor provided the conditions for the design of geotechnical reinforcement measures and construction to proceed in parallel with each other and for the reconstruction to be carried out on “unstamped drawings” that were delivered gradually as production progressed. According to the initial time estimates, the road could be rebuilt by Christmas 2024, but the road could be opened after about 9.5 months on July 5, 2024.

1 INLEDNING

Under natten till lördagen den 23 september 2023 inträffade ett stort jordskred öster om Stenungsund. Skredet, som pågick i nästan en minut enligt seismiska observationer, drog med sig ca 350 m av Väg E6 och delar av en påfartsramp och avfartsramp. Skredet som omfattade en yta på ca 400 gånger 600 m, se Figur 1, förstörde även delar av både ett verksamhetsområde och Ucklumsvägen belägna väster om väg E6. Förekomsten av större mängder kvicklera i området innebar att skredet fick den stora utbredning som det fick.

Verksamhetsområdet med bland annat en bensinstation och en snabbmatsrestaurang, drabbades hårt av skredet. Skredet tryckte även ihop och satte igen åfåran till Norumsån, väster om Ucklumsvägen, och en stor del av dess biflöde Kärrbäcken försvann under skredmassorna.

Väg E6 och delar av avfartsrampen för södergående trafik förflyttades ca 45 m väster ut av skredet. Vägkropparna bröts upp i delar men låg med asfalten uppåt. Påfartsrampen för norrgående trafik bröts däremot sönder av skredet och gömdes under skredmassorna. Se Figur 1



Figur 1 Foto över området med skredområdet markerat med röd linje

Skredet raserade även en befintlig trumma, strax söder om Bro 1242, för ledning av Kärrbäcken, under väg E6. Vilket gjorde att delar av skredområdet blev vattenfylt.

En stolpe till den högspänningsledning som passerar öster om E6:an står precis invid den södra skredkanten och påverkades av skredet, vilket bidrog till att avfartsrampen för norrgående trafik inte kunde användas.

Händelsen innebar att E6:an stängdes av helt i båda riktningarna vilket fick stor påverkan både för trafiken på E6:an och trafiken till och från industrierna i

Stenungsund. Trafiken på E6:an fick ledas om till väg E45 via Trollhättan samt väg 44 och väg 678.

Ett stort område runt skredområdet spärrades av för att förhindra allmänheten för att ta sig in i området, då marken efter skredet fortfarande var instabil och det var förenat med livsfara att vistas inom området.

Skredet är, vid tidpunkt för upprättande av denna artikel, under utredning av polis och myndigheter, vilket är standard vid denna typ av händelser.

Med utgångspunkt från geoteknik och grundläggningsarbeten beskriver artikel i stora drag hur arbetet med återuppbyggnaden bedrevs, samarbetet mellan Beställare, Konsult och Entreprenör samt vilka faktorer som gjorde det möjligt att redan inom 9,5 månad återuppbygga vägen. Det vill säga artikeln beskriver inga geotekniska detaljer, beräkningsresultat eller konklusioner om möjlig skredorsak.

Självklart var det många andra, icke geotekniska, frågeställningar som skulle behandlas och lösas, såsom till exempelvis få rådighet över området, återskapa förutsättningar för fiskbeståndet i Kärrbäcken, avvattning av området, markmiljö undersökningar med mera.

2 DE FÖRSTA VECKORNA EFTER SKREDET

Trafikverket - Robust omledning av trafik

Efter de första kritiska dygnen där Räddningstjänst, tillsammans med bland annat geotekniker från SGI och Trafikverket, utförde räddningsinsatser, bedömde kvarstående risker och behov av skredsäkring, startade Trafikverket projektet ”Robust omledning” i syfte att säkerställa en bra och säker trafiksituation.

Redan veckan efter skredhelgen handlade Trafikverket först upp Sweco för att utreda om befintlig avfartsramp N gick att nyttja för trafik och sedan COWI för att utreda om och hur befintlig påfartsramp S, för södergående trafik på E6:an, kunde byggas om till en dubbelriktad avfart. Då stabilitetsförhållanden för den befintliga avfartsrampen N inte uppfyllde kraven, beslutades att bygga om påfartsramp S för dubbelriktad trafik. På ca 10 dagar både projekterades och byggdes sedan påfartsrampen om, med trafikpåsläpp den 9 oktober, se Figur 2.

Stenungsunds Kommun

Stenungsunds kommun upphandlade WPS för att utföra geotekniska undersökningar och utredningar avseende återställande av Ucklumsvägen och Norumsån. WSP:s arbete pågick parallellt med arbetet med E6:an.



Figur 2 Trafikplats 91, Stenungsunds motet med avfartsramp S som under återuppbyggnaden byggdes om för att även utgöra avfartsramp för norrgående trafik på väg E6 (Min Karta, Lantmäteriet).

Trafikverket – Återuppbyggnad av väg E6

I början av oktober direktupphandlade Trafikverket COWI som konsult för projektering av vägens återuppbyggnad och några veckor senare direktupphandlades Peab som entreprenör. Att både COWI och Peab hade erfarenheter från arbete i skredområde med kvicklera var en viktig parameter vid upphandlingen.

Statens haverikommission

Statens haverikommission, SHK; startar sin utredning av skredet i vilken bland annat Statens geotekniska institut, SGI, och Sveriges geologiska undersökning, SGU, anlitas. COWI fick i uppdrag att utföra geotekniska undersökningar även för SHK.

3 PROJEKT ÅTERUPPBYGGNAD AV VÄG E6

Organisation

Trafikverket hade redan i slutet av oktober en organisation i gång, med många mycket erfarna specialister och projektledare.

Även COWI kunde frigöra resurser direkt för att starta upp planering av de geotekniska undersökningarna. Från början var det teknikområdena geoteknik, vägteknik och avvattnings som blev inkopplade från COWI, men övriga teknikområden blev successivt engagerade i projektet allt eftersom deras kompetens behövdes.

Även Peab kunde direkt efter upphandlingen etablera en erfaren och kompetent organisation på plats, inklusive stödfunktioner som geoteknik och miljö.

Målsättning och tidsplan

Prioritet för projektet var skredsäkring av området, en säker arbetsmiljö och att kunna öppna väg E6 för trafik så snart som möjligt.

Trafikverket gjorde en tidig bedömning om att återställningsarbetet skulle vara klart hösten 2024 alternativt vid årsskiftet 2025. Vid den tidpunkten var osäkerheterna stora avseende bland annat förutsättningarna inom skredområdet och vilka förstärkningsåtgärder som skulle krävas för vägens återuppbyggnad och byggtiden för dessa.

Under projektets gång arbetade Trafikverket, Peab och COWI tillsammans med tidsplanen för projektering och byggnation. Tidplanen inkluderade leveranstider för bygghandlingar med produktionsstart och stämdes av veckovis mellan parterna, så att rätt leveranser prioriterades med byggnadsordningen.

I april 2024, när största delen av bindemedelspelarna var installerade och det inte återstod så många osäkerheter avseende förutsättningarna inom skredområdet, gjordes en ny bedömning att vägen skulle kunna öppna för trafik under sommaren 2024, vilket var tidigare än föregående besked. I maj 2024 gav Trafikverket besked om att väg E6 inklusive avfartsrampen skulle öppnas igen 5 juli 2024.

Invigningen ägde rum 3 juli 2024 och den 5 juli kunde väg E6 inklusive både avfarts- och påfartsramp öppnas för trafik.

Återstående arbeten såsom till exempelvis återställande av Kärrbäcken och planteringar utfördes under hösten 2024.

Möten

4 oktober 2023 hölls ett första avstämningsmöte, geoteknik, med Trafikverket, Stenungsund kommun, WSP, Sweco och COWI för att samordna de geotekniska insatserna, såsom geotekniska undersökningar, tillträde till skredområdet, upprättande av arbetsberedningar mm.

För att kunna driva och samordna projektet så erfordrades det ett stort antal möten och mötesserier. Bland de möten där geotekniker från projektet deltog kan nämnas följande möten (listade efter datum för det första mötestillfället):

2023-10-10 Internt geoteknikmöte COWI, 1 gång/vecka

- 2023-10-17 Geoteknikmöte med TRV och COWI 1 gång/vecka
- 2023-10-31 Geoteknikmöte med TRV, COWI och Peab 1 gång/vecka
- 2023-10-18 Samordningsmöte skredsäkring östra slänten med Trafikverket och WSP
- 2023-10-20 Samordningsmöte Geoteknik med Stenungsund kommun, Trafikverket, WSP och SHK (SGI och SGU), 1 gång var 14:e dag
- 2023-10-26 Startmöte projektering med TRV och COWI
- 2023-11-02 Internt projekteringsmöte/avstämningsmöte COWI 1 gång/vecka
- 2023-11-15 Projekteringsmöte 1gång/vecka.
- 2023-12-20 Samordningsmöte geoteknik med SHK där SGI, SGU, Trafikverket och COWI deltog

Förutom dessa möten så genomfördes ett stort antal arbetsmöten i olika ärenden och konstellationer och interna möten inom både Trafikverket, COWI och Peab.

Geoteknik

För att leda det geotekniska arbetet tillsatte Trafikverket, COWI och Peab geotekniska specialister med lång erfarenhet från såväl projektering, utredning och utredning av skred i kvicklera.

Trafikverkets specialiststöd geoteknik bestod av Jonas Axelsson och Carina Hultén. Jonas hade hösten 2023 25 års erfarenhet som både konsult och beställargeotekniker. Carina hade 35 års sammanlagd erfarenhet som konsult, från SGI och som beställargeotekniker. Carina arbetade t ex som SGI:s stöd till Räddningstjänsten vid Smårödsskredet 2006.

Michael Sabattini och Marcus Dahlström (Geotechnica, UK till Peab) ledde Peab:s geotekniska arbete. Michael hade då 14 års erfarenhet som ”entreprenörsgotekniker” och med erfarenheter från flertalet utredningar avseende skred. Marcus hade 24 års erfarenhet, med bland annat erfarenhet från skredet i Småröd 2006, där han var entreprenörens ansvarige geotekniker vid återuppbyggnadsarbetet efter skredet. Förutom Michael och Marcus arbetade först Johannes Pettersson och sedan Elon Staxäng med geotekniska beräkningar och upprättande av ETS:er.

Hos COWI delades det tekniska ansvaret mellan Leif Jendeby och Mats Ekenberg. Leif, med 43 års erfarenhet som ”entreprenörsgotekniker”, konsult och beställargeotekniker (Vägverket/Trafikverket), var Vägverkets geoteknikansvarige vid återuppbyggnad efter skredet i Småröd 2006 och anlitad av Norska staten som medlem i expertrådet vid skredet i Kattmarka/Namsos 2009. Mats hade 2023 38 års erfarenhet som både ”entreprenörsgotekniker” och konsult. Mats har mångårig erfarenhet med att arbeta tillsammans med entreprenör i alla typer av projekt och lika

lång erfarenhet från projektering av stora infrastrukturprojekt i samarbete med både entreprenör och Trafikverket.

Leif ansvarade för utredningsarbetet fram till att beslut var taget avseende förstärkningsmetoder och han ingår även i Trafikverkets expertråd. Mats ansvarade för projektering av förstärkningsåtgärder och upprättande av bygghandlingar. Mats hade även ett allmänt ansvar avseende planering av det geotekniska arbetet under hela projektiden.

I COWI:s organisation ingick även som handläggande geotekniker Andreas Stöllman, Vilhelm Berling och Isac Rosander. Isac ansvarade även för fältplaneringen. Raj Wardhan upprättande förstärkningsritningar och modeller och dessutom arbetade, bland flera andra, även Ibrahim Rashid, Kajsa Alte, Haya Al-samarrai och Anne-Marie Jerneryd under kortare perioder. I fält ansvarade Mattias Ilmestrand och Kristian Stals för de geotekniska fältundersökningarna.

Leif, Mats, Jonas, Carina, Michael och Marcus drev och ansvarade för det geotekniska arbetet och den geotekniska samordningen med övriga aktörer.

4 GEOTEKNISKA UNDERSÖKNINGAR

De geotekniska undersökningarna påbörjades i början av oktober 2023 och de sista undersökningarna i fält utfördes i början av april 2024. Inledningsvis gjordes bedömningen att geotekniska undersökningar enbart kunde utföras från de synliga resterna av vägbankarna för väg E6 och avfartsrampen, dvs de asfalterade ytorna. Successivt med att området skredsäkrades och arbetsvägar kunde byggas så utvidgades tillgängligt område för geotekniska undersökningar. Se Figur 3.



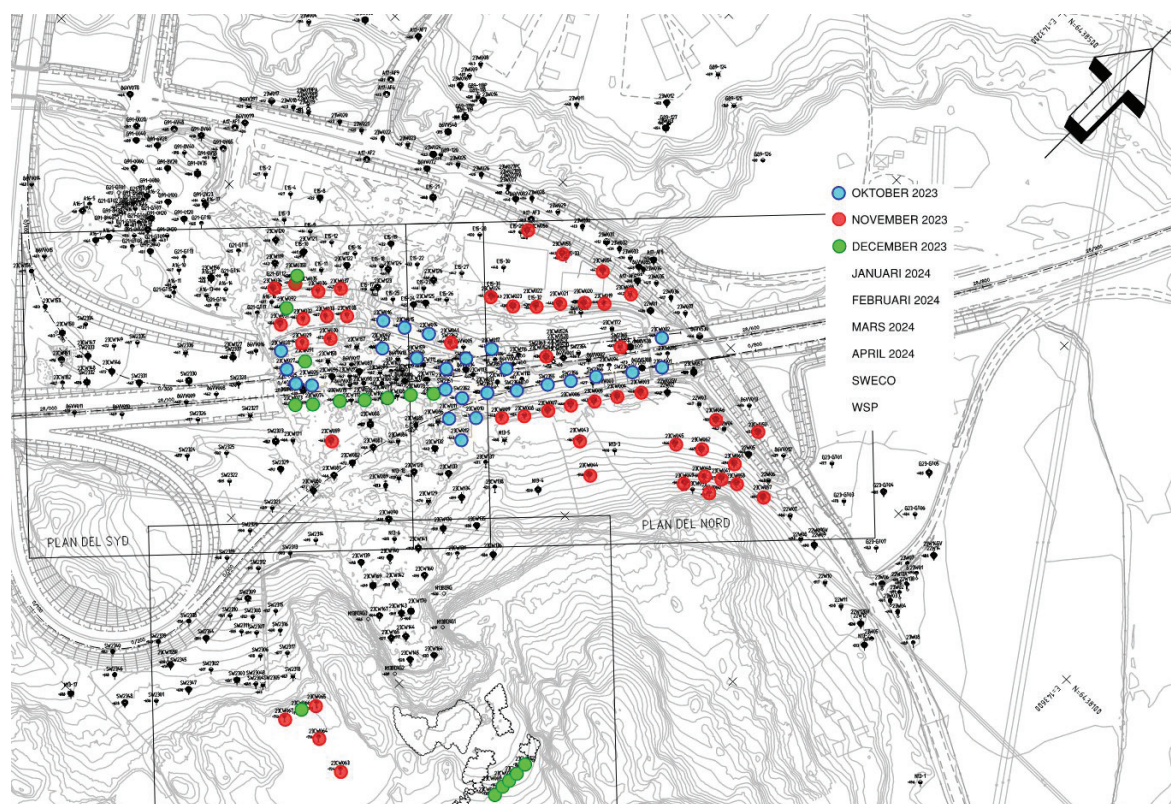
Figur 3 Foto Geotekniska undersökningar i skredområde (COWI)

I det inledande skedet utfördes undersökningarna för att få en grov överblick över situationen och för att få underlag för bedömning av skredområdets stabilitet och

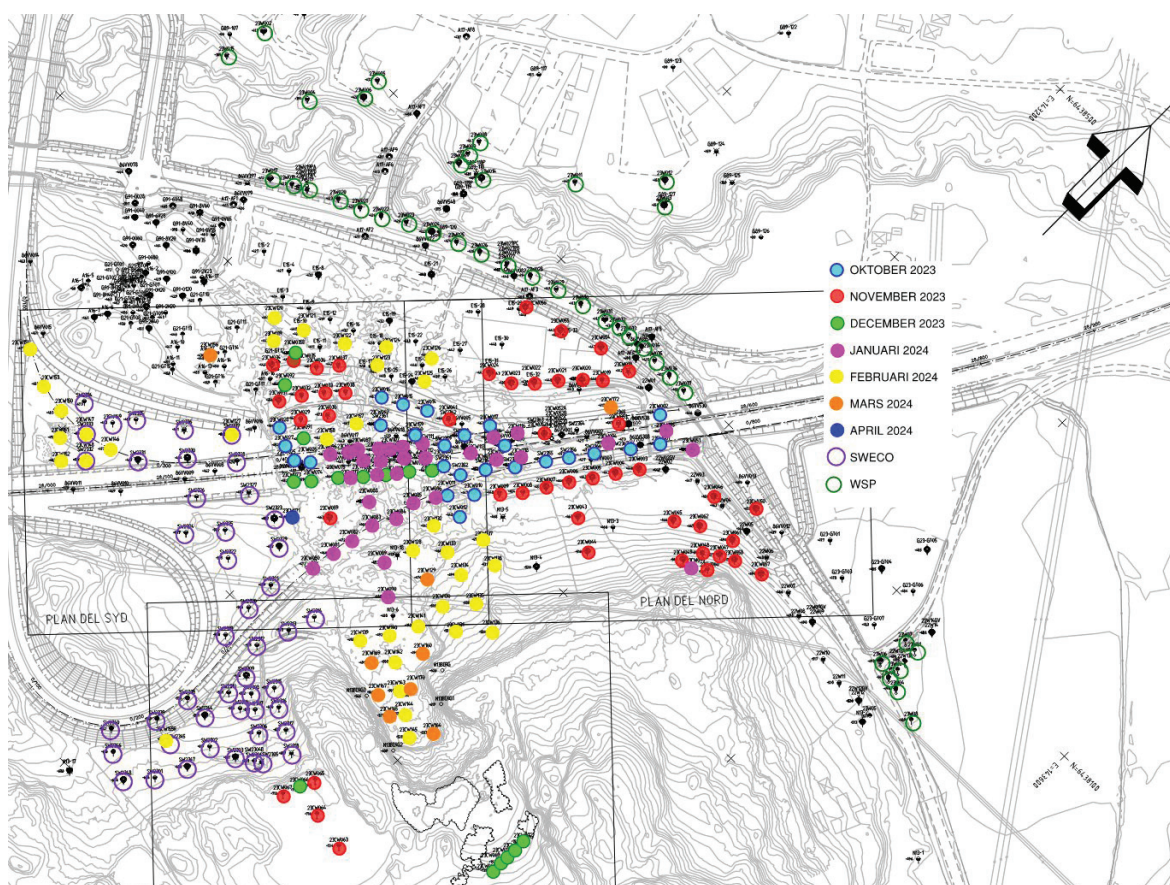
säkerhet. Med resultaten från de inledande undersökningarna som underlag kunde de fortsatta undersökningarna anpassas för att erhålla underlag inför beslut om förstärkningsåtgärd. Därefter fokuserades undersökningarna på att ge mer information inför projekteringsarbetet.

Men det var inte bara själva återuppbyggnaden av E6:an som styrde prioriteringen av undersökningarna, till exempel så utfördes undersökningar i november 2023, för arbetet med skredsäkring av slänterna i öster, för den så kallade ”Skogsvägen” i den nordöstra delen av området – då vägen var en central del för att kunna komma åt den norra skredslänten. Resultatet av undersökningarna påvisade dock att säkerheten mot stabilitetsbrott för vägen var för låg, vilket innebar att vägen inte kunde användas och att skredsäkringen av slänterna i öster därför både blev mer komplicerad och tog längre tid.

Figur 4 redovisar undersökningspunkter som utfördes under perioden oktober och januari 2023 och Figur 5 redovisar alla undersökningspunkter som utfördes mellan oktober 2023 och april 2024 inklusive de undersökningar som Sweco och WSP utförde inom sina respektive uppdrag. Tidpunkten i figurerna avser första gången undersökningar utfördes i respektive punkt. I många av punkterna utfördes kompletterande undersökningar såsom till exempel kolvprovtagning, vingsonering installation av porttrycksspetsar och grundvattenrör vid ett senare tillfälle.



Figur 4 Plan med geotekniska undersökningspunkter utförda inom "Återuppbyggnad av väg E6" under perioden oktober till december 2023



Figur 5 Plan med alla nya geotekniska undersökningspunkter utförda efter skredet och fram till april 2025 (COWI, Sweco och WSP)

De undersökningar COWI utförde på beställning från SHK samordnades vid geotekniska samordningsmöten med representanter från SGI, SGU, Trafikverket och COWI.

De geotekniska fältundersökningarna utfördes med de flesta veckorna med 1 eller 2 geotekniska bandvagnar från COWI. För att öka kapaciteten fick COWI hjälp med fältresurser från Sweco, JMF Fältgeoteknik och Geotechnica. Som mest pågick det undersökningar med 6 st bandvagnar samtidigt inom skredområdet. Utan hjälp med fältresurser hade projektets tidsplan påverkats med månader.

Alla geotekniska laboratorieanalyser utfördes på AFRY:s Geotekniska laboratorium i Göteborg.

5 SKEDE 1 - ÄR SKREDOMRÅDET SÄKERT?

I det inledande skedet utfördes de geotekniska undersökningarna inom de områden som bedömdes som säkra både vad gäller den globala stabiliteten som den lokala. Som beskrivs ovan så utfördes undersökningarna på resterna av väg E6 och avfartsrampen och dess absoluta närhet. Resultatet av undersökningar gav dock tillräckligt med geotekniskt underlag för att kunna utföra stabilitetsberäkningar och

få underlag för bedömning av skredområdet, stabilitet och säkerhet. Stabiliteten kontrollerades framför allt mot väster ned mot Ucklumsvägen och Norumsån.

I december 2023 gjordes bedömningen att skredområdet vara tillräckligt säkert för att kunna köra in med anläggningsmaskiner och lastbilar i området. Då kunde man påbörja att bygga arbetsvägar och jämna av skredområdet och man kunde även flytta den buss och de nio personbilarna som blivit kvar i skredområdet.

Det dröjde dock ända fram till sommaren 2024 innan lastbilarna, som stod kvar vid bensinstationen, kunde flyttas ut ur skredområdet

6 SKREDSÄKRING

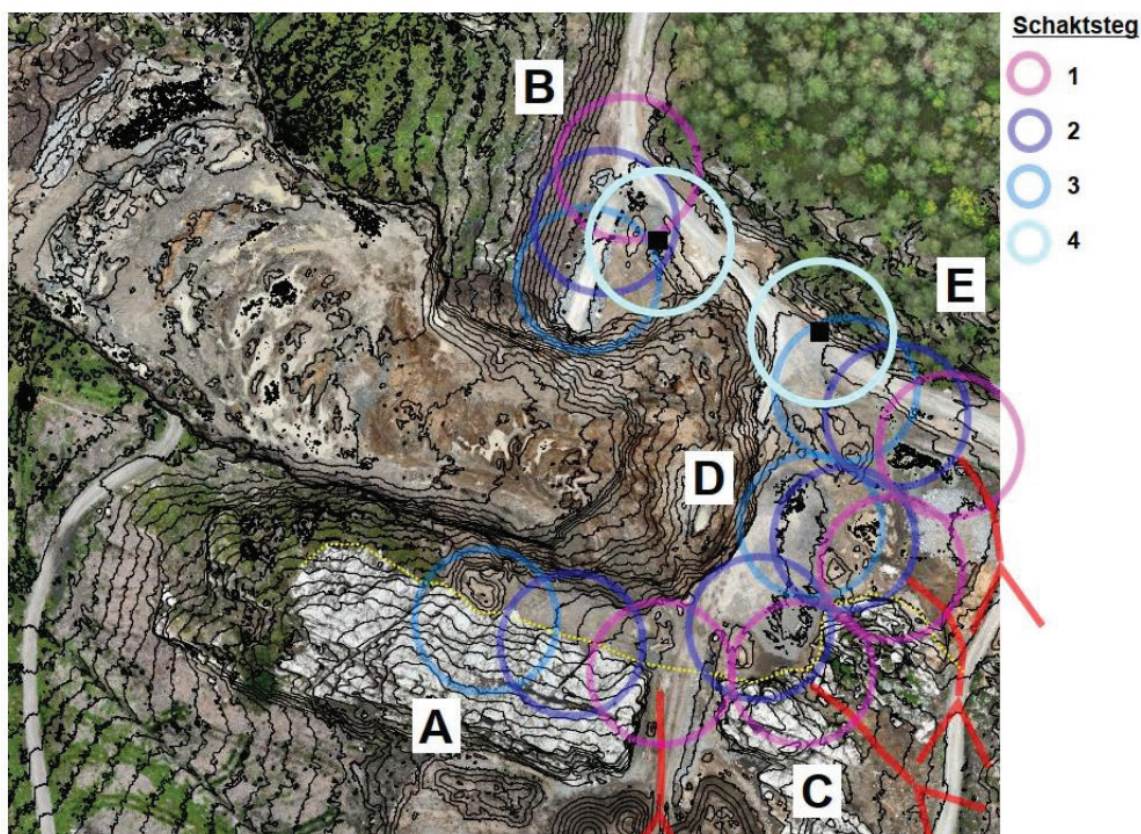
Redan i det inledande skedet beslutade Trafikverket att slänterna i den östra delen av skredområdet måste skredsäkras innan några anläggningsarbeten kunde påbörjas inom den södra delen av skredområdet, det vill säga nedanför slänterna. Då WSP redan var på plats med undersökningar av Ucklumsvägen, gav Trafikverket WSP uppgiften att utreda slänternas stabilitet och ta fram en handling för skredsäkringsarbetet.

2023-10-18 hölls ett samordningsmöte avseende skredsäkringen där Trafikverket, WSP och COWI deltog. När WSP levererat sin PM ”*Säkring skredslänter, öster*” fick Peab i uppgift att utföra arbetet med avlastning av slänterna i den östra delen för att öka säkerheten i området. Se Figur 6.

I förslagen på utförande av skredsäkringen antogs att ”Skogsvägen” kunde användas för att komma åt de norra slänterna (etablering B enligt Figur 6). Men som beskrivs under kapitel 4 var vägens säkerhet för låg, vilket innebar att vägen inte kunde användas. Peabs geotekniker fick därför justera arbetsutförandet.

I samband med arbetet fanns geotekniker från Peab på plats med direktkontakt med produktionspersonalen för att följa och styra arbetet, utifrån deras geotekniska bedömningar. Det täta samarbetet var av stor vikt för att skredsäkringen kunde utföras på ett säkert sätt och utan några incidenter

Arbetet, med avlastning av slänterna ner till berg, utfördes med långgrävare som stod på verifierat berg eller fast friktionsjord ovan verifierat berg. På södra skredkanten fanns ett större upplag med jordmassor på brant sluttande berg. Jordmassorna bedömdes som kritiska där risken fanns att de skulle lossna och falla ner med risk för personskador eller i värsta fall utlösa ett sekundärskred. För att ta ner jordmassorna användes en ”spindelgrävare” se Figur 7. Spindelgrävare är en specialmaskin som säkras i berget med wire för att kunna gå i mycket brant och oregelbunden terräng.



Figur 6 Bild från WSP PM skredsäkring av de östra slänterna. Arbetet utfördes i princip i ordningen A, C, D, E och sist B då "skogsvägen" inte kunde användas.



Figur 7 Foto på "spindelgrävare" som användes för att ta ner lösa jordmassor på sluttande berg (Foto: Peab)

Skredsäkringen startade i mitten av november och avslutades i början av februari med spindelgrävarens arbete. Därefter ansågs området skredsäkrat och arbetet med geotekniska undersökningar och entreprenadarbeten kunde utföras ända upp i den östra delen av skredområdet. I skredsäkringen ingick även att på östra sidan av väg E6 jämna av skredslänter utmed södra och norra sidan, nedanför de östra slänterna.

7 KONTROLLPROGRAM GEOTEKNIK

I november 2023 påbörjades arbetet med att upprätta ett kontrollprogram geoteknik med installation av mätpunkter och mätare. Kontrollprogrammet avsåg att

- Mäta sättningar i läge för väg E6 som underlag vid framtagning av förslag på förstärkningsmetod
- mäta rörelser och portryck för att kunna arbeta säkert inom skredområdet
- mäta portryck vid installation av bindemedelspelare

Kontroll av rörelser omfattade

- Totalstationsmätning/automatmätning med prismor i mark, byggnad och väg
- Totalstationsmätning med handhållna prismor på markspik
- Avvägning av markspik och dubbar på Bro 1242
- Flygscanning av området där olika flygscanningar jämförs för att finna diskrepans
- Mätning av horisontella markrörelser mot djupet med inklinometrar

Dessutom installerades ett stort antal portrycksspetsar både som underlag för projekteringen och som en del av kontrollprogrammet.

Inom området öster om väg E6 och nedanför de icke skredsäkrade slänterna i öster kunde man inte vistas med en säker arbetsmiljö. För att kunna placera ut prismorna tog Peab fram en lösning där mätpunkterna installerades med hjälp av helikopter. Mätpunkterna utgjordes av ett prisma, fäst på en stolpe som göts fast i en plasthink, se Figur 8.



Figur 8 Installation av mätpunkter med helikopter, samt utförande av fundament för mätprisma (Foto: Peab)

8 SKEDE 2 - VAL AV FÖRSTÄRKNINGSMETOD OCH FÖRBEREDANDE ARBETEN

Framtagning av underlag för val av förstärkningsmetod

När de inledande utredningarna och undersökningarna avseende skredområdets stabilitet och säkerhet var genomförda och förutsättningarna för fortsatt arbete inom skredområdet var klarlagt inriktades det geotekniska arbetet på att få fram underlag för beslut om förstärkningsmetoder.

En del i arbetet var att bedöma jordvolymen som förflyttats av skredet för att på sätt kunna uppskatta på vilket djup under markytan glidytan gick. Successivt med att resultaten från de geotekniska undersökningarna erhöles kunde området för väg E6 delas in i två delar med avseende på de geotekniska förutsättningarna, del syd och del nord. Parallellt med dessa utredningar diskuterades förslag på tänkbara förstärkningsmetoder. Peab tog fram kalkylunderlag (grov projektering) för bland annat förstärkning med kalkcementpelare och bankpålar. Sammanställt underlag följdes av en gemensam analys (Trafikverket, COWI och Peab) utifrån projektering, kravställning, ekonomi, produktion och byggtid. Utifrån alla tre parter samverkade kunde de för projektet mest lämpliga tekniska lösningarna och byggmetoderna bestämmas.

COWI sammanfattade de geotekniska förutsättningar, motiv för och förslag på förstärkningsmetod i en besluts PM.

Förberedande arbeten – provpelare

Den 11 december 2023 beslutades att Peab skulle installera bindemedelspelare inom ett provområde under V51, så att provpelarna kunde provas efter julhelgen. Provpelare installerades av Dmixab med två olika bindmedelsblandningar, kalkcement (30/70) och Mutlticem (30/70). Syftet med provpelarna var främst produktionstekniska (risk för hinder, rotations- och stigningshastighet, pelardiameter och bärighet för maskinerna) och för bedömning av omgivningspåverkan (markrörelser och portrycksuppbyggnad vid installation) men syftade även till att kunna utvärdera hållfastheten i pelarna. Se Figur 9.



Figur 9 Foto på installation av provpelare, tagit från söder mot norr (Foto: Geotechnica)

Inom skredområde var jordmassorna kraftigt störda och omblandade, vilket innebar mycket varierande förhållanden såsom en blandning av fyllning från tidigare vägbank, fyllnadsmassor från de östra delarna av skredområdet innehållande bland annat sten, block och morän samt omrörd och extremt lös lera. Den stora variationen i undergrunden gjorde att installationen av pelare var mycket osäker och kunde bli en kritisk faktor för val av förstärkningsmetod.

Resultatet av såväl installationsarbetet som pelarprovningen var positivt vilket klargjorde, inför metodvalet, att förstärkningsmetoden fungerade och att den även var acceptabel med avseende på omgivningspåverkan.

Beslut om metodval

Vid ett metodvalsmöte 2024-01-12 presenterade COWI det gemensamt framtagna förslaget på förstärkningsmetoder. Förslaget var att förstärka med bindemedelspelare inom den södra delen och lättfyllnad den norra. Vid mötet togs ett gemensamt beslut

(Trafikverket, Peab och COWI) att inom den södra delen använda bindemedelspelare som förstärkningsmetod och Multicem som bindemedel med hänsyn till att begränsa miljöpåverkan.

För den Norra delen tog Trafikverket, på ett internt möte 2024-01-22, beslutet att förstärka vägen med lättfyllnad (skumglas).

Förberedande arbeten – arbetsvägar mm

Kort efter att Peab kontrakterades påbörjades planering av förberedande arbeten. Åtgärder för att komma in i området på ett säkert sätt prioriterades. Geotekniskt utfördes översiktliga beräkningar, platsbesiktningar och lokalisering av ”säkra” områden för infart av maskiner till skredområdet. En byggväg av geonät, krossmaterial och stockmattor byggdes från södra skredkanten och norr ut. Byggvägen var initialt till för att kunna utföra geotekniska undersökningar, men den kunde även nyttjas för borttransport av fordon i skredområdet samt förberedelser inför förprovning av bindemedelspelare.

Allteftersom åtkomst erfordrades till områden med lösa skredmassor planerades och byggdes fler arbetsvägar. Inför installation av bindemedelspelare dimensionerades och byggdes arbetsbäddar för maskiner och lastbilar.

9 ENTREPRENADTEKNISKA SPECIFIKATIONER (ETS)

Arbetsberedningar och ETS:er (Entreprenadtekniska specifikationer) upprättades för alla arbeten med geotekniska risker inom skredområdet. Peabs geotekniker ansvarade för upprättandet av ETS:er samt att kommunicera innehållet och arbetsutförandet med personalen på plats. ETS:erna granskades av Trafikverket eller COWI.

Vid de veckovisa geomötena med produktionspersonal var ETS:er en stående punkt på agendan. På mötena diskuterades pågående arbeten och kommande arbeten samt kritiska arbetsmomentet. På detta sätt fanns en röd tråd genom projektering – säkerhet – produktion – uppföljning av arbetsmomenten.

Arbetet med Arbetsberedningar och ETS:er hade en betydande del i att arbetet kunde utföras effektivt och säkert från dag ett i projektet. För ett så komplext uppdrag som återuppbyggnaden var kan nämnas att inga allvarliga incidenter inträffade och det berodde sannolikt på fokuset på upprättande och efterlevnad av ETS:er.

10 SKEDE 3 – PROJEKTERING OCH BYGGNATION

Förutsättningar för projektering och byggande

För projekteringsarbetet var det tidsaspekten som skulle prioriteras inom rimliga kostnadsnivåer, vilket innebar att projekteringsarbetet och dimensionering av förstärkningsåtgärderna inte prioriterade en optimering av utförandet utan drevs till en nivå ”good enough”.

De fortsatta geotekniska undersökningarna, projekteringsarbetet och byggnationen skulle dessutom pågå parallellt. Det innebar att resultaten av de geotekniska undersökningarna inom området för väg E6, förhoppningsvis mer skulle bekräfta gjorda bedömningar och förfina kunskapen av jordlagrens egenskaper än att resultera i nya eller avvikande förutsättningar.

Att projekteringen pågick parallellt med byggnationen innebar också att man fick bygga på icke godkända handlingar och att handlingarna levererades succesivt. COWI och Peab hade en tät dialog avseende krav på handlingarnas innehåll och detaljeringsnivå. Men för att hinna leverera handlingar i tid sköttes Trafikverkets granskning av handlingarna på geoteknikmöten eller via mycket korta granskningstider.

När E6:an byggdes 1990 dimensionerades den för sättningar mellan 40 - 90 cm efter 20 år inom sträckan för skredet. Vid tidpunkt för skredet uppgick den totala sättningen till ca 1,5 m med en pågående sättning av 2 - 2,5 cm per år.

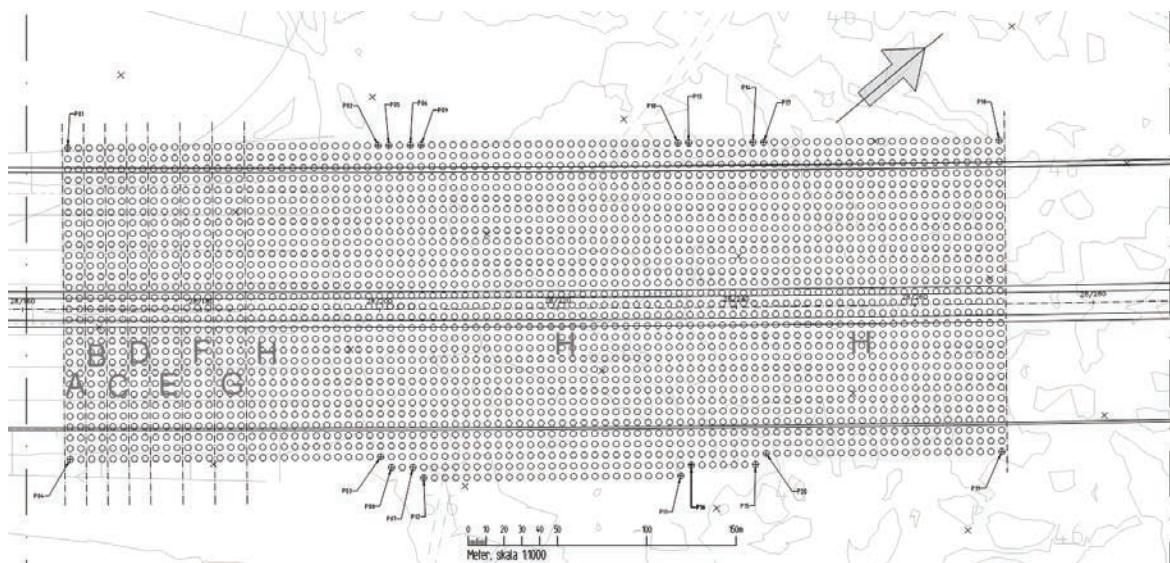
Projektering av förstärkning med bindemedelspelare (MC-pelare)

Området med bindemedelsförstärkning kan delas in i en två delar, den södra och den norra. Nedan beskrivs med tre exempel hur projekteringsarbetet bedrevs och hur COWI och Peab samarbetade.

Allt underlag från COWI avseende MC-pelare bestod av förhandskopior av ritningar där MC-förstärkningen var angiven med hörnkoordinater för respektive pelarmönster och med uppgift om underkant pelare. Peab:s geotekniker tog sedan fram underlag till produktionen (dwg och excel) med koordinater, namn, nivå underkant pelare med mera för varje pelare.

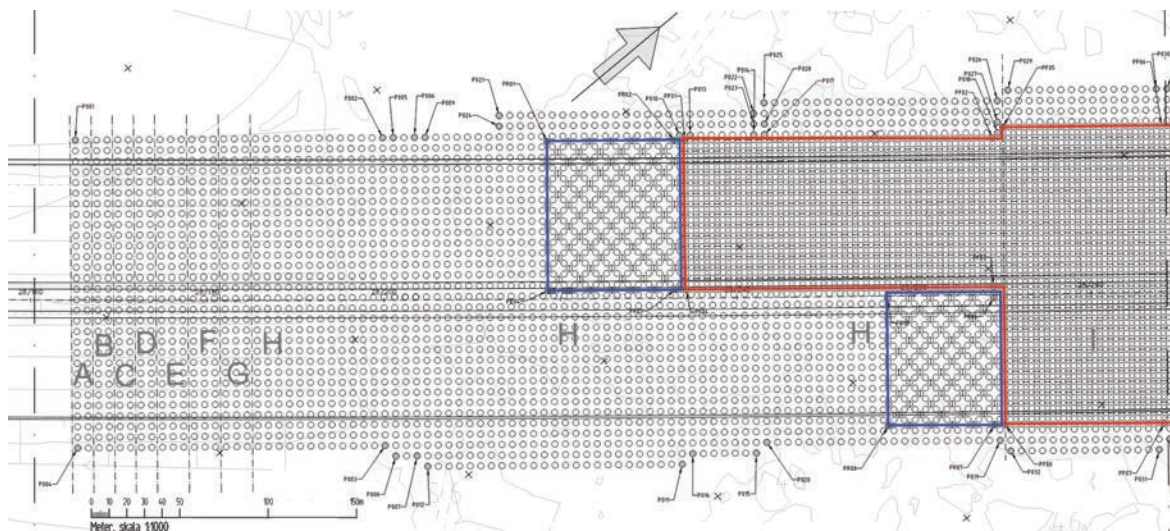
Att starta med installation av MC-pelare var tidskritiskt och den 6 februari 2024 (dvs ca 3 vecka efter beslut av metod) skulle COWI leverera ett första underlag/bygghandling. Det beslutades att börja med den södra delen där djupet till fast botten och/eller berg inte översteg 20 - 22 m samt att pelarna skulle installeras ner till fast botten. Inledande stabilitetsberäkningar för sektioner inom den södra delen av aktuell sträcka av E6 påvisade att det erfordrades singulära pelare i ett rutmönster med c-avstånd på drygt 1,2 m. Då togs beslutet att installera pelare i rutnät med c-avstånd på 1,2 inom den södra delen av MC-området. För att sedan kunna komplettera med fler pelare om så erfordrades.

6 februari levererade COWI förhandskopior på föreskriftritningar och planritning för södra delen till Peab, se Figur 10. Observera att vid denna tidpunkt var varken utformning av vägens slänter eller marknivån mellan väg E6 och Kärrbäcken beslutade. För att erhålla en mjukare övergång vid anslutning mot den södra skredgränsen utformades en lösning där förstärkningen förlängdes ca 25 m in över ej skredad väg E6 med en successiv avtrappning av pelarnas längd, se område A-G i Figur 10.



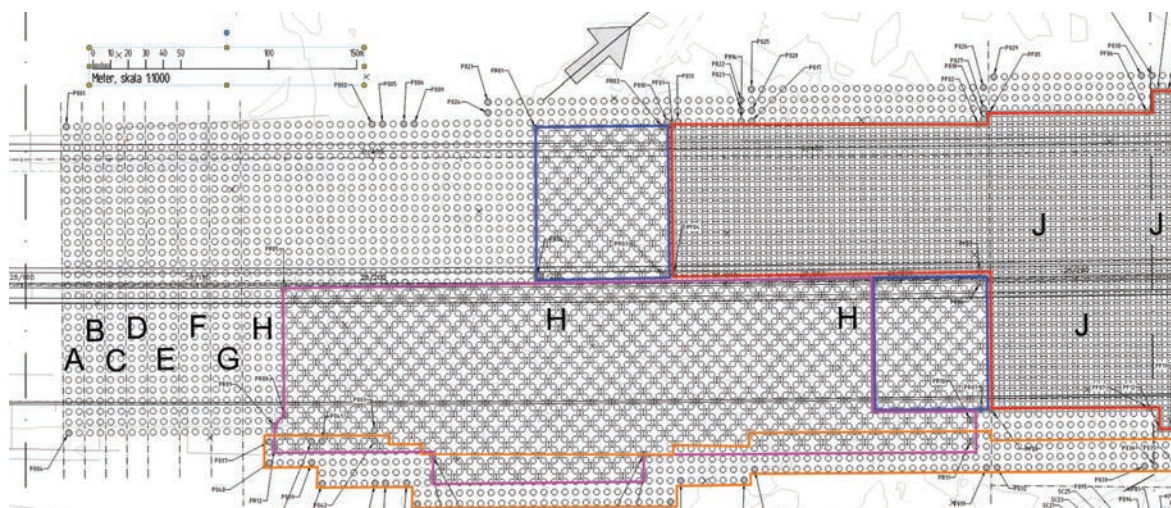
Figur 10 Del av planritning med bindemedelspelare, södra delen, COWI förhandskopia 2024-02-02

Därefter fortsatte dimensioneringsarbetet för den södra delen, som visade att det erfordrades mer förstärkning inom den norra delen. Pelarmönstret kompletterades med 100 % fler pelare, se rödmarkerat område i Figur 11. I övergången mellan de olika pelarmönstren kompletterades pelarmönstret med 50 % fler pelare (blå markering). De tillkommande pelarna behövde inte nå fast botten, utan kunde avslutas i leran några meter ovanför fast botten. 2024-02-20 levererade COWI en ny förhandskopia på aktuell ritning, se Figur 11.



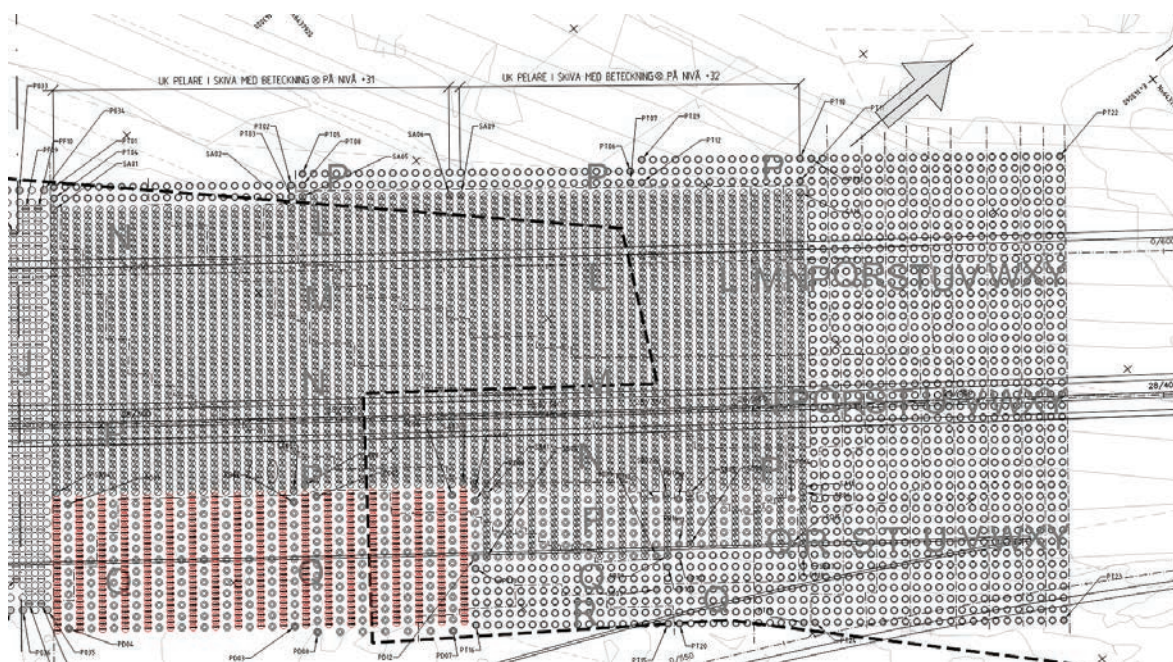
Figur 11 Del av planritning med bindemedelspelare, södra delen, Röd markering område med 100% fler pelare, blå rutor med 50 % fler pelare. COWI förhandskopia 2024-02-20

I april fanns underlag avseende vägslänternas utformning, dessutom hade en förnyad kontroll av spänning i pelartopp utförts med hänsyn till ökad belastning från fyllnadsmassor efter utskiftning av resterna av påfartsrampen. Då kompletterades MC-förstärkningen och den 29 april levererades det sista underlaget för den södra delen av MC-området, se Figur 12.



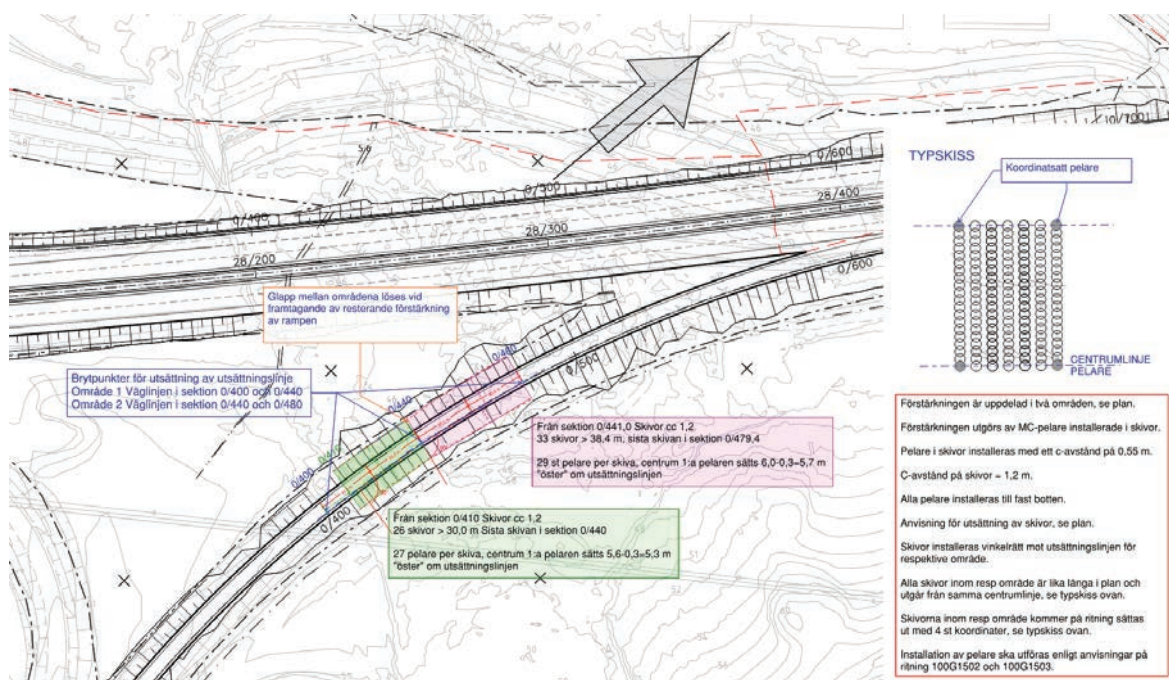
Figur 12 Del av planritning med bindemedelspelare, södra delen, rosa markering extra pelare mht spänning i pelartopp, orange markering extra pelare mht utbredning av slänt, COWI förhandskopia 2024-04-29

I slutet av februari påträffade Peab resterna av påfartsrampen i läge för väg E6 och på ca 6 - 7 m djup ner i leran. Vägbanken bestod av mycket grova massor och var tvungen att schaktas bort för att möjliggöra fortsatt installation av bindemedelspelarna. Peab tog fram ett förslag där schakten skulle förstärkas med bindemedelspelare i skivor. Förslaget samordnades med COWI som tog fram förutsättningar till Peab så att skivorna kunde passa in i förstärkningen för Väg E6 och påfartsrampen. Utifrån COWI:s underlag tog Peab fram underlag för installation av skivorna. Skivorna sattes med ett c-avstånd på 2,2 m, vilket resulterade i att COWI:s fortsatta projektering utgick från ett grundmönster med ett pelaravstånd på 1,1 m för den norra delen av området. Se Figur 13, där de röda singulära skivorna är MC-förstärkningen för bortschaktning av rampen.



Figur 13 Del av planritning med bindemedelspelare, norra delen, där skivor rödmarkerade skivor avser MC-förstärkning för bortschaktning av påfartsramp, COWI förhandskopia 2024-03-28

Då bortschaktning av rampen stoppade fortsatt installationen av bindemedelspelare för väg E6 behövdes nytt underlag för MC-pelare tas fram. Det beslutades att påbörja installation av pelare för den norrgående påfartsrampen. Det innebar i sin tur att underlag för förstärkningen skulle tas fram på kort tid. För att få fram ett underlag till KC-entreprenören så snart som möjligt beslutades att Peab skulle ta fram material i form av dwg-fil och koordinater, enligt underlag från COWI. Då det inte fanns tid för att utföra annat än några snabba överslagsberäkningar (alla COWI:s resurser arbetade med dimensionering av förstärkningar för del norr av väg E6) fick COWI ta fram ett underlag på ”säkra sidan med MC-pelare i skivor, se Figur 14, som levererades till Peab 15 mars 2024. Observera att vid denna tidpunkt var inte utformning av väglänter klar. Peab tog sedan fram underlag för MC-förstärkningen till produktionen, se Figur 15. COWI arbetade sedan in underlaget bygghandlingen.



Figur 14 Underlag till Peab från COWI för MC-pelare vid påfartsramp, för framtagning av underlag för installation till KC-entreprenör, 2024-03-15



Figur 15 Underlag framtaget av Peab för MC-pelare vid påfartsramp, som underlag för installation till KC-entreprenör, 2024-03-19

Projekteringen av MC-pelare för den norra delen av MC-området samt för påfartsrampen fortsatte på samma sätt som för den södra delen, med leverans av underlag successivt.

Installation av bindemedelspelare

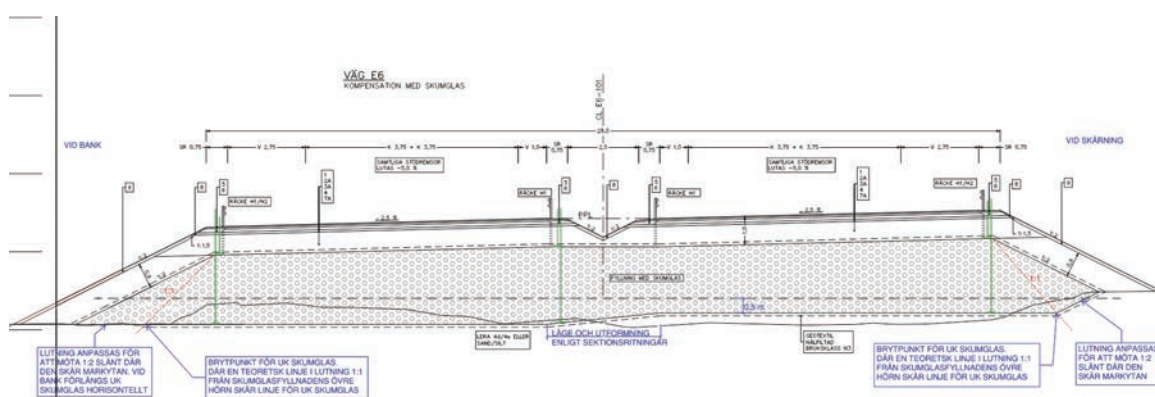
Installationen av MC-pelare utfördes av Dmixab och pågick 7 dagar i veckan med två maskinenheter mellan kl. 06 och 20 varje dag. Installationen av MC-pelare var tidskritiskt för projektet och framdriften av installationen var helt avgörande för ett snabbt färdigställande.

Installationen påbörjades den 7 februari och den sista pelaren installerades den 21 maj 2024, det vill säga enbart 6 veckor innan vägen invigdes.

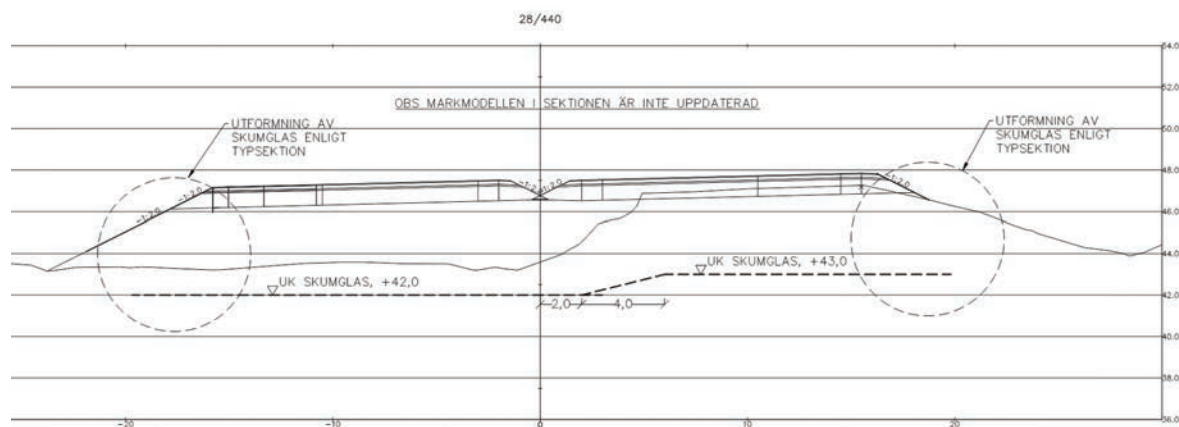
Projektering av förstärkning med lättfyllnad

Även projektering och utläggning av skumglas utfördes successivt och med icke ”stämplade” handlingar. Nedan redovisas två exempel på hur projekteringsarbetet och byggandet bedrevs och samordnades.

Under februari 2025 utförde COWI en första översiktlig beräkning av erforderlig lastkompensation och sättningar i syfte att ta fram erforderlig mängd skumglas för inköp och planering av utläggning av lättfyllnaden. Den 31 mars levererade COWI underlag till Peab i form av en typsektion och 6 sektioner redovisande underkant skumglas, se Figur 16 och Figur 17. Med detta som underlag kunde Peab ta fram modeller för terrassnivån samt påbörjade schakt för och utläggning av skumglas. Då mycket arbete pågick på arbetsplatsen med avschaktningar, byggande av arbetsvägar, diken för avvattning mm så var nivån på markytan oklar vid projekteringen därav fick utformning av skumglasfyllnadens slänter anpassas på plats till aktuell marknivå och enligt typsektionen.

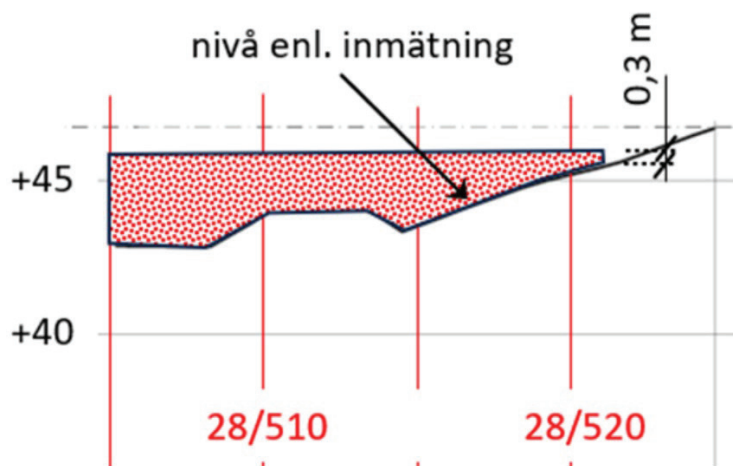


Figur 16 Typsektion för skumglas, COWI förhandskopia 2024-03-21

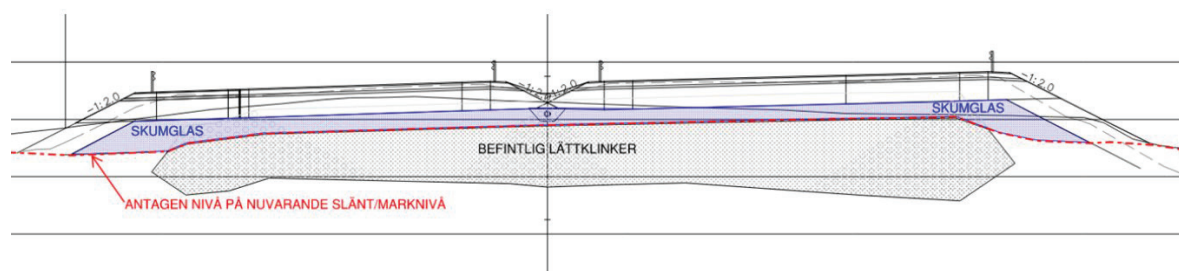


Figur 17 Sektion 28/440 med underkant skumglasfyllning, COWI 2024-03-21

Vid utformning av skumglasfyllningens anslutning mot befintlig lättklinkerfyllnad norr om trumma, km 28/512, invid bro O1242 saknades underlag avseende aktuella nivåer på framschaktad lättklinker i tvärläng. Så det material som COWI levererade 12 maj till Peab bestod av en typprofil och en typsektion samt föreskrifter avseende utförandet. Se Figur 18 och Figur 19.



Figur 18 Typprofil, Skumglasfyllning norr om trumma, COWI 2024-05-12



Figur 19 Typsektion, Skumglasfyllning norr om trumma, COWI 2024-05-12

Resterande underlag avseende skumglasfyllnaden redovisades successivt och utgjordes av liknande förhandsmaterial som redovisas i Figur 16 – 18. Det sista underlaget levererades 2024-05-21.

Utläggning av lättfyllnad

I samband med metodvalet i januari beslutades att använda skumglas som lättfyllnad, mycket beroende på att det just för detta projekt fanns produktionstekniska fördelar och därmed en kortare byggtid med skumglas som lättfyllnadsmaterial.

Fortsatt projekteringsarbete

De första mer översiktliga beräkningarna kompletterades successivt med detaljerade beräkningar och analyser, som bekräftade resultatet av de första mer översiktliga beräkningarna och levererat underlag för förstärkningsåtgärder.

11 FRAMGÅNGSFAKTORER

Hur lyckades vi bli klara redan efter 9,5 månad? Självklart finns det många svar på den frågan och svaret beror nog också på vem man frågar.

Nedan listas ett antal faktorer som påverkat arbetet, men självklart finns det många andra som på ett eller annat sätt varit en förutsättning eller påverkat projektet i rätt riktning.

Det finns ju allmänna förutsättningar, som kanske inte är unika för just detta projekt, men som var en grundläggande förutsättning för att arbetet skulle fungera så bra som det gjorde, såsom tex:

- Genomarbetade tidsplaner med avstämningar varje vecka för att projektera ”rätt” delar i ”rätt” tid för produktionen
- Bra projektkultur och stort engagemang
- Tydliga kommunikationsvägar, veckobrev med framdrift och måluppfyllelse
- En mycket erfaren organisation
- Ett mycket tätt och väl fungerande samarbete mellan både beställare, konsult och entreprenör.
- Tydliga ”spelregler” för arbetssätt och arbetsklimat
- Bra samarbete med Myndigheter utan några orimligt långa beslutsprocesser

Men det som var mer speciellt och avgörande för projektet är bland annat följande:

Målbild och engagemang

- Tydligt gemensamt mål: Öppna vägen så fort som möjligt för trafik med tillräckligt bra lösning utan arbetsplatsolyckor. Redan från början var det interna målet att arbeta mot att väg E6 skulle öppna för trafik under sommaren 2024.

- Tydliga riktlinjer - tid viktigare än ekonomi, dock med bibehållen säkerhet. Vissa eftersättningar/justeringar av vägen kan accepteras. Tekniskt robusta lösningar framför optimerade lösningar med allt för höga krav på detaljprojektering och därmed längre projekteringstid.
- Sättningskrav enligt TRVINFRA anpassat till att sikta på differenssättningskrav efter 20 år och inte efter 40 år enligt TRVINFRA
- Extra stort engagemang och stark vilja att nå vårt mål

Organisation och samarbete

- En mycket erfaren organisation hos alla tre parter, där många kände varandra och hade arbetet tillsammans.
- Mer än vanligt prestigelöst samarbete
- Bra personkemi
- Projektet hade en hög prioritet hos alla tre parter
- Intensivt arbete med korta beslutsvägar och snabba beslut
- Projekteringsmöten 1 gång/vecka, fysiska möten där alla teknikområden deltog. På arbetsplatsen fr o m mars 2024
- Teknikmöten och möten för att lösa specifika teknikområdesövergripande frågor.

Geoteknik

Då projektet till stor del handlade om geoteknik, så har det geotekniska arbetet haft en avgörande betydelse för återuppbyggnaden.

- Både Trafikverket, COWI och Peab ställde upp med två erfarna geotekniker för att leda arbetet, vilket gav kunskap, erfarenhet och inte minst beslutsmod. Dvs vi hade en dubbelbemanning vilket underlättade när möten kolliderade eller när någon var upptagen.
- Vi geotekniker kände varandra väl och hade arbetet tillsammans i flera projekt
- Genom erfarenhet och förtroende för varandras kompetens var det geotekniska arbetsklimatet öppet, kreativt och lösningsorienterat.
- Ett väl fungerande arbete med ETS:er vilket resulterade i inga arbetsplatsolyckor som för ett så här riskfyllt projekt måste kunna ses som bra.
- Geoteknikstöd på arbetsplats med Peabs geotekniker som i princip dagligen var på plats för stöd och beslut i produktionen.
- COWI:s projekteringsansvarige geotekniker var på arbetsplatsen 1 gång/vecka de sista månaderna av byggandet för att kunna svara på frågor och följa upp arbetet.
- Stor kompetens och erfarenhet för att våga ta beslut – ”nu är det tillräckligt bra”
- Erfaren platsledning som var en viktig samarbetspartner för geoteknik

Men det som kanske varit mest avgörande är

- Inget krav på upprättande av PUU eller RKFM
- Granskning av handlingar och beräkningar avseende geotekniska förstärkningsåtgärder skedde successivt på teknikmöten eller med mycket kort granskningstid – vilket bygger på ett stort förtroende hos Trafikverket för kompetensen hos COWI. Dvs inga långa granskningsperioder.
- Geotekniska förstärkningsåtgärder byggdes på icke fullt färdiga eller stämplade handlingar, upprättade innan alla beräkningar mm var klara – vilket dels förutsätter att konsulten är trygg i sina beslut, dels förutsätter ett stort förtroende hos Trafikverket för både COWI och Peab, samt ett bra samarbete mellan COWI och Peab.
- Skredsäkringen av östra slänten kunde i stort sett utföras enligt plan utan större överraskningar, som bidrog till att tillgängligheten till skredområdet inte försenades.

Vilket gjorde det möjligt att både geotekniska undersökningar, projektering och produktion kunde pågå parallellt.

Sedan ska man inte underskatta att vi dessutom hade tur. Bland annat så:

- Hade vi en bra vinter
- Förutom påfartsrampen som hittades ”i vägen” för MC-pelarininstallationen slapp vi några större överraskningar i skredmassorna
- Inga större problem med omgivningspåverkan vid MC-pelarininstallationen.
- Hade flera av nyckelpersonerna precis avslutat andra projekt och fanns tillgängliga

CALCINED CLAY IN DRY DEEP MIXING

A PRELIMINARY INVESTIGATION OF A BINDER MIXTURE CONTAINING CALCINED CLAY TO REDUCE ENVIRONMENTAL IMPACT

William Högefjord Kristiansson ^A, Tobias Wedholm ^A

^A Chalmers University of Technology

SAMMANFATTNING

Dry deep mixing is a common form of ground improvement in the Nordic countries. With the increasing strive to reduce carbon emissions, smart solutions are frequently needed. This thesis presents a new type of binder mixture containing calcined clay. The proposed binder mixtures were combined with a wet silty-clay found in the northern parts of Gothenburg. The binders have been subjected to a standardised UCS-test from which the local secant stiffness (E50) and unconfined compressive strength were derived. Data from the laboratory test was compiled and compared against requirements obtained from a finite element analysis. The model was constructed in compliance with Trafikverket's regulations. One of the proposed new binders which contained 80 % lime and 20 % calcined clay surpassed the set criteria after 28 days of curing. The achieved unconfined compressive strength was approximately 200 kPa and 100 MPa for the local secant stiffness. Furthermore, the potential emission reduction with the proposed binder was calculated to 11 % when

80 kg_{binder}

m_{3clay}

was used when compared to a traditional lime-cement mixture. However, the new binder is still in an early testing phase which is associated with large uncertainties, namely the variance in results. In conclusion, while promising, further research will be crucial to fully assess the long-term performance and environmental impact of the proposed binder mixture.

INVESTIGATION OF SPILING BEHAVIOR WITH RESPECT TO BLOCK SIZE AND JOINT ORIENTATION

Mateusz Maciej Swillo^A

^A *KTH Royal Institute of Technology*

SAMMANFATTNING

Temporär förstärkning med spiling är vanligt förekommande vid uttag av tunnlar genom svåra markförhållanden. Trots detta saknas det systematiserade riktlinjer för dimensionering med spiling och dimensioneringen görs för närvarande med anpassade metoder och lösningar från fall till fall. Syftet med detta examensarbete är att undersöka hur blockstorleken och sprickorienteringen i bergmassan påverkar lasten på spiling och deformationerna i tunnlar.

Arbetet innehåller inledningsvis en litteraturstudie som översiktligt beskriver spiling och nuvarande metoder för tillämpning av spiling som temporär förstärkning. Därefter har en tvådimensionell diskret numerisk analys genomförts i *UDEC*. En 10 m bred tunnel i en uppsprucken bergmassa förstärkt med 140 mm spilingrör har simulerats med en varierande blockstorlek mellan 2.5 och 10 cm och en varierande sprickstupning mellan 45 och 90°. En känslighetsanalys avseende sprickornas friktionsvinkel och dilatationsvinkel har också genomförts.

Resultaten visar att sprickstupningen tycks ha en större påverkan på resulterande deformationer och lasten på spilingrören jämfört med blockstorleken. En ökning av sprickstupningen från 45° till 90° innebar en ökning av deformationerna i spilingen. En minskning av blockstorleken resulterade i en lägre deformation av spilingen kring tunnelhjässan och en högre deformation av spilingen mot anfangen. Inget beräknings-scenario resulterade i något större utfall i tunneln. Dessutom visar resultaten att metoden att uppskatta belastningen på spiling som vikten från överliggande bergmassa är osäker – för den testade 90°-konfigurationen kan den faktiska belastningen vara upp till 40% högre, medan för 45°-orienteringen kan den vara upp till 40% lägre.

TRIAXIALFÖRSÖK OCH UTVÄRDERING AV PARAMETRAR FÖR MODELLERING

Lukas Haga^A

^A *LTU, Luleå Tekniska Universitet*

SAMMANFATTNING

Efter det dammbrott som skedde vid Brumadinho i Brasilien under januari 2019, där hundratals människor miste sina liv, har frågor kring statisk liquefaction hos anrikningssand fått stort fokus inom gruvdammsindustrin.

Statisk liquefaction kan modelleras med den konstitutiva modellen NorSand, där NorSand-parametrarna kan utvärderas från triaxialförsök. I det här arbetet har ett laboratorieprogram bestående av siktning, sedimentationsanalys, korndensitet, ödometerförsök och triaxialförsök utförts och NorSand-parametrar utvärderats. Fokus ligger på genomförande av laborieförsök samt utvärdering av parametrar. Målet är att redogöra för olika osäkerheter som kan påverka resultatet för att på så sätt reda ut vilka de känsligaste faktorerna är, och identifiera vilka moment under utförandet som är särskilt kritiska.

Totalt har fyra dränerade och sex odränerade triaxialförsök utförts. Baserat på dessa har NorSand-parametrar utvärderats grafiskt samt genom att matchning av modellerade triaxialförsök i PLAXIS Soiltest mot de utförda försöken. Samtliga utvärderade parametrar ligger inom förväntat spann baserat på litteratur.

Flertalet kritiska moment har identifierats avseende genomförandet av triaxialförsök. Vid utvärdering av NorSand-parametrar är bestämningen av portal det klart mest kritiska. Nästan samtliga NorSand-parametrar relateras till de utvärderade portalen. Portalen kan i sin tur bestämmas på olika sätt med olika osäkerheter. För att kunna värdera resultatet är det viktigt att veta vilken metod som använts och hur de känsliga momenten hanterats. På grund av hur kritiskt det är med korrekta portal så kan det vara en bra idé att använda två metoder och sedan jämföra resultaten med hänsyn till deras osäkerheter.

Samtliga NorSand-parametrar förutom Poissons tal bygger på subjektiv tolkning. Antingen utvärderas parametrarna grafiskt baserat på linjer anpassade av individen, eller så matchas modellerade försök till de utförda och då är det upp till individen att balansera försöken mot varandra. För att minimera utrymmet för individuell tolkning är det viktigt att tillräckligt många försök utförs så att potentiella uteliggare kan identifieras. Det är också viktigt att kommande försök planeras för att täcka in de spänningar och portal där det saknas information.

BERÄKNINGSMETODIK FÖR BERGKONSBROTT

Lucas Dingle^A, Svante Grönqvist^A

^A *LTH, Lund University*

SAMMANFATTNING

Bergförankring kan användas för att hantera vertikal dragbelastning. När bergförankringar utsätts för dragbelastning behöver flera olika brottmoder beaktas vid dimensionering. I många projekt i Sverige leder dimensioneringen för brottmoden bergkonsbrott till långa förankringslängder. Bergkonsbrott innebär att förankringen är intakt och att berget går till brott runt förankringen i form av en kon. Nuvarande beräkningsmetodik medför att endast bergkonens egentygnd tillgodoräknas som mothållande kraft. De långa förankringslängderna kan leda till ineffektiva konstruktioner och ökade kostnader. I detta examensarbete utreddes huruvida bergets skjuv- eller draghållfasthet skulle kunna tillgodoräknas vid dimensionering. Nuvarande metod för att beakta grundvattenytan och inverkan av vatteninnehåll på bergets egenskaper utreddes också. Interaktionen mellan närbelägna bergkoner med olika belastningar på förankringarna analyserades numeriskt.

Litteraturstudien visade att många fullskaliga experiment har genomförts som visar att nuvarande beräkningsmetodik leder till en överdimensionering av förankringslängderna. Beräkningsmetodik från andra länder visar att det finns metoder som medför att drag- eller skjuvhållfasthet i bergmassan kan tillgodoräknas. Dessa metoder bygger dock till stor del på empiriska resultat snarare än analytisk eller numerisk bergmekanisk analys.

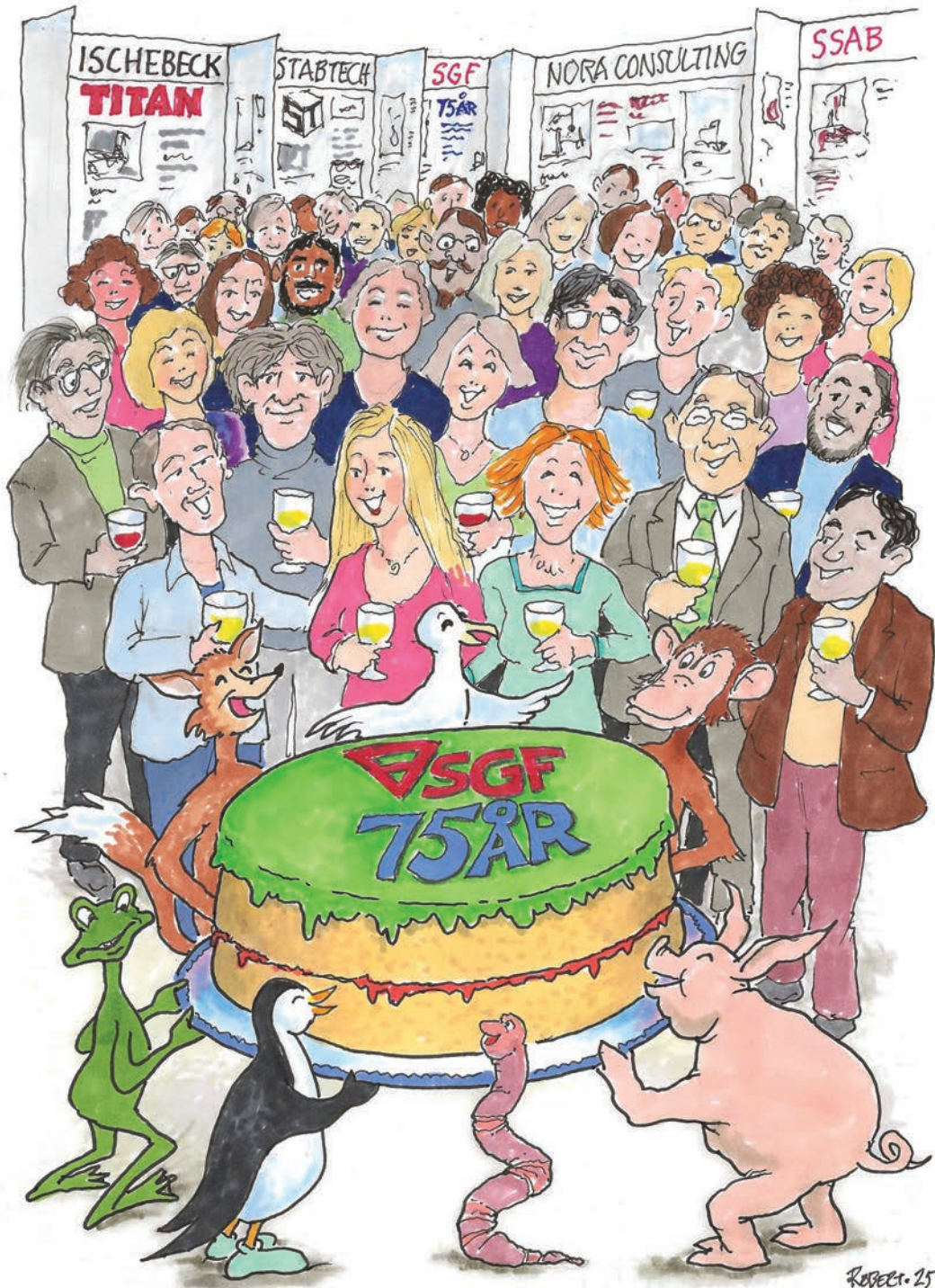
Grundvattennivån påverkar bergets tunghet och även de mekaniska egenskaperna. Vid vattenmättat berg minskar draghållfasthet och enaxiell tryckhållfasthet. Tidigare genomförda laborietester visade även att högre hållfasthet fås under pågående vattenmätning än vid uttorkningsprocessen, trots samma vattenhalt. Sättet på vilket grundvattenytans nivå beaktas enligt bergkonsmetoden beaktar inte dess inverkan på bergmassans skjuv- och draghållfasthet. Det kan dock anses vara en tillräckligt bra metod eftersom minskning i bergkonens tunghet enligt bergkonsmetoden är i samma storleksordning som minskningen av tryck- och draghållfasthet vid vattenmättat berg vid laborieundersökningar.

Resultat från den numeriska modelleringen bekräftar tesen att den nuvarande beräkningsmetodiken överskattar hur långa förankringar som krävs. Resultaten indikerar också att nuvarande metodik för att beakta närliggande förankringar också är konservativ, framförallt när förankringarna utsätts för olika laster.



Grundläggningdagen

- alla geoteknikers årliga branschdag sedan 1978!



PARTNERFÖRETAG GD 2025

