

GRUNDLÄGGNINGS-17MARSDAGEN 2016

SGF - Svenska Geotekniska Föreningen



GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2016

Gränslös geoteknik

SGF - Svenska Geotekniska Föreningen

© 2016 Svenska Geotekniska Föreningen samt respektive författare

Sättning: Omnium AB – www.omnium.se

FÖRORD

Gränslös Geoteknik är temat för den 37:e Grundläggningsdagen som arrangeras den 17 mars på Älvsjömässan, Stockholm. GD-kommittén har åter lyckats skapa ett varierat och intressant program, som finns summerat i artiklar och inlägg i den digitala publikation som du nu sannolikt läser via årets nyhet – **GD-appen**.

Appen är ny men formatet för årets GD är det som ni nu känner igen sedan några år. En inledande och avslutande session med föredrag som handlar om Geoteknik utan gränser och Mitt liv som geokonstruktion. Före och efter lunch blir det **parallella sessioner** där FoU sessionerna BL och AL går parallellt med sessionerna som har temat § i Geoform respektive Tunnlar i City. Det blir en dag där forskningsresultat, juridiska spörsmål, gränslöst tänkande blandas med praktiska erfarenheter från verkligheten. Ett program där det finns intressanta idéer för alla.

Det är ingen lätt uppgift att utse Bästa examensarbete då det är ett imponerande startfält som presenteras, men förhoppningsvis lyckas vi även i år kora en vinnare bland de nominerade bidragen. Under morgonpasset kommer vi få veta vem som får både SGFs pris för **Bästa examensarbete** och Svensk Grundläggnings och Pålkommissionens **Guldpåle**. Dessutom delas **Sven Hansbos pris** ut, ett pris som instiftades vid förra GD, frågan är vem som uppfyller kriterierna och går i Svens fotspår? Framåt kvällen denna dag, så kommer även **SGFs Pris** att delas ut. Det är roligt att vi på detta sätt kan få uppmärksamma några av alla våra kompetenta kollegor som berikar branschen.

En viktig del av GD är **Utställarna**. Det är här vi träffas, tittar på nyheter och direkt diskutera med representanter från de olika företagen. Redan **Dagen-innan-GD** kan man ta en första titt på utställningen i samband med minglet efter minikurserna. Du missar väl inte **mini-kurserna**, det smörgåsbord med lätt-smälta kurser som SGF dukar upp dagen-innan-GD.

SGF vill tacka alla föredragshållare, medförfattare och utställare för ert engagemang och bidrag till att göra GD 2016 till en höjdpunkt för Geoteknikbranschen. Det är en sådan här dag som vi känner att Geoteknik är Gränslös!



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

Svenska Geotekniska Föreningen
Gunilla Franzén, ordförande

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

PROGRAM GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2016 6

TALARE GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2016 10

GD KOMMITTÉN. 15

EN ÖVERDOS PÅLAR. GEOTEKNISKA UTMANINGAR
VID PÅGÅENDE GRUNDLÄGGNING AV ESS I LUND 17
Henrik Möller, ESS/Tyréns/HM Geokonsult AB

EN GIGANT PROVMUDDRAR. 37
Tage Edvardsson, Sjöfartsverket, Jakob Johansson, MRM Konsult AB

PÅLGRUNDLÄGGNINGEN AV NYA SLUSSEN. 49
Gary Axelsson och Jonas Giding, ELU Konsult

PÅLDÄCK I FOLKUNGAGATAN, STOCKHOLM
EN SKAKANDE UPPLEVELSE 71
Tanja Bojovic, Golder Associates AB

GEOTEKNIK UTAN GRÄNSER, EN UTOPI! 77
Lovisa Moritz, Trafikverket, Gunilla Franzén, GeoVerkstan

UTFÖRANDEENTREPRENADER
– BILLIGT OCH BRA ELLER DYRT OCH DÅLIGT? 89
Torbjörn Edstam, Skanska Sverige AB

KUNSKAP OM SPONTBETEENDE VID VIBRODRIVNING
MINSKAR SKADEKOSTNADER 107
Fanny Deckner, Kungliga Tekniska Högskolan / NCC AB
Thomas Larsson, Luleå Tekniska Universitet / Golder
Kenneth Viking, NCC AB
Staffan Hintze, Kungliga Tekniska Högskolan / NCC AB

ON THE SAMPLE DISTURBANCE EFFECTS
ON LONG-TERM DEFORMATION PREDICTIONS 119
Mats Karlsson, Anders Bergström & Jelke Dijkstra
Chalmers University of Technology

EFFEKTIV ANVÄNDNING AV INSTRUMENTERING
FÖR UTVÄRDERING AV STABILITET 133
Roger Knutsson, Luleå Tekniska Universitet

NYA TUNNELBANAN – EN SPÄNNANDE TEKNISK UTMANING . 145
Martin Hellgren & Emma Sahlman, SLL

BORRADE TUNNLAR I JORD OCH MJUKT BERG 157
Robert Sturk, Skanska Sverige AB

VARBERGSTUNNELN – GEOTEKNISKA UTMANINGAR 159
Pia Hansson, Tyréns

BEGRENSSKADE – LIMITATION OF DAMAGE CAUSED BY FOUNDATION AND GROUND WORKS 173
Jenny Langford, Kjell Karlsrud, Einar John Lande, Gunvor Baardvik, Arne Engen

GRUNDVATTENAVSÄNKNING I MORÄN. 189
Tommy Edeskär, Luleå Tekniska Universitet

METODIK FÖR KARTLÄGGNING AV KVICKLERA 201
Hjördis Löfroth, SGI och Lena Persson, SGU

ANVÄNDNING AV TUNG BALLAST I OLIKA TYPER AV GEOKONSTRUKTIONER 215
Lars Vikström, LKAB Minerals

TRIPLA-PROJECT – DESIGN OF A PILE WALL 229
Petri Tyynelä, Ramboll Finland Ltd

RESONANSPACKNING AV BROFUNDAMENT FÖR SUNDSVALLSBRON. . 241
K. Rainer Massarsch, Geo Risk & Vibration AB

ANALYSIS AND MODELLING OF SETTLEMENTS OF A ROAD EMBANKMENT A CASE STUDY OF THE E45 HIGHWAY IN MARIEHOLM. 263
Filip Bergström & Johanna Medin, Chalmers Tekniska Högskola

ANALYSIS OF AN INCLINED PILE IN SETTLING SOIL 265
Fredrik Resare, Kungliga Tekniska Högskolan

EVALUATION OF THE EFFICIENCY OF THE STANDARDIZED NORRLAND METHOD. 267
Per Gunnvard, Luleå Tekniska Universitet

INVERKAN AV VALVEFFEKTER VID BERÄKNING AV JORDTRYCK . . . 269
Viktor Myrström, Lunds Universitet

PROGRAM GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2016

08:00 **REGISTRERING & KAFFE** - utställningen öppnar

09:00 **INLEDNING** - GD-kommittén

09:10 **PASS 1:** (STORA SALEN)
GEOTEKNIK UTAN GRÄNSER

En överdos pålar – Geotekniska utmaningar vid pågående grundläggning av ESS i Lund
Henrik Möller, Tyréns

En gigant provmuddrar
Tage Edvardsson, Sjöfartsverket
Jakob Johansson, MRM

Nya angreppssätt vid påldimensionering för Slussen
Jonas Giding & Gary Axelsson, ELU

10:05 **TRE PRISUTDELNINGAR**

- **SGFs pris för bästa examensarbete**
  SGFs ordförande Gunilla Franzén, delar ut priset

- **Årets grundläggare**
  Guldpålen delas ut av Svensk Grundläggning och Pålkommissionen

- **Sven Hansbos pris**
  SGFs ordförande Gunilla Franzén, delar ut priset



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

11:10 **PASS 2A:** (STORA SALEN)
§ I GEOFORM

Påldäck i Folkungagatan
Tanja Bojovic, Golder

Geoteknik utan gränser, en utopi!
Gunilla Franzén, Geoverkstan

Utförandeentreprenader – Billigt och bra eller dyrt och dåligt?
Torbjörn Edstam, Skanska Sverige AB



11:10 **PASS 2B:** (LILLA SALEN)
FoU - BL

Ökad kunskap om spontens beteende under vibrodrivning minskar skadekostnaden
Fanny Deckner et al., KTH/NCC

On the sample disturbance effects on long-term deformation predictions
Mats Karlsson, Chalmers

Modellering av gruvdammar
Roger Knutsson, LTU

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

13:25 PASS 3A: (STORA SALEN)
TUNNLAR I CITY

Nya tunnelbanan i Stockholm
Martin Hellgren, SLL

Borrade tunnlar i jord och mjukt berg
Robert Sturk, Skanska AB

Varbergstunneln – Geoutmaningar i projekteringsskedet
Pia Hansson, Tyréns

13:25 PASS 3B: (LILLA SALEN)
FoU - AL

Bergensskade – Limitation of damage caused by foundation and groundworks
Jenny Langford et al., NGI

Grundvattensänkning i morän
Tommy Edeskär, LTU

Kartering av kvicklera
Hjördis Löfroth et al., SGI

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

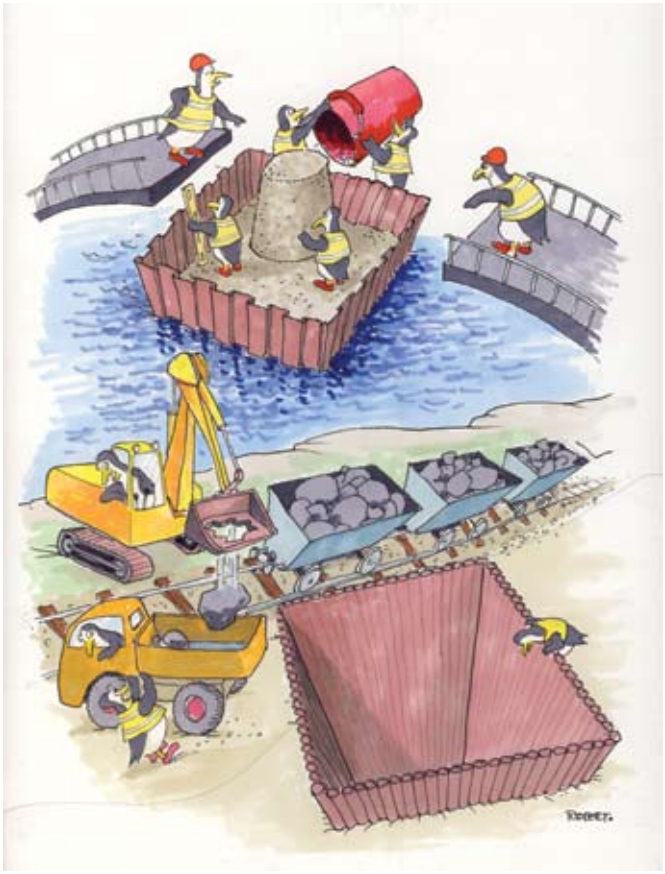


15:15 PASS 4: (STORA SALEN)
MITT LIV SOM GEOKONSTRUKTION

Tung ballast i geokonstruktioner
Lars Vikström, LKAB

Tripla-project – Design of a pile wall
Petri Tyynelä, Ramböll FIN

Resonanspackning av brofundament för Sundsvallsbron
Rainer Massarsch et al., Geo Risk & Vibration AB



16:25 AVSLUTNING
SGFs ordförande, Gunilla Franzén

19:00 GD-MIDDAG
Middag med förstklassig underhållning
i Östra galleriet på Stockholmsmässan, Älvsjö
(föranmälan krävs)

TALARE GRUNDLÄGGNINGSDAGEN 2016



Henrik Möller
Tyréns AB
Kungsgatan 6, 252 21 Helsingborg
073 079 48 17
henrik.moller@tyrens.se



Tage Edvardsson
Sjöfartsverket
Östra Promenaden 7, 601 78 Norrköping
070 819 11 89
tage.edvardsson@sjofartsverket.se



Jakob Johansson
MRM Konsult AB
Box 63, 971 03 Luleå
0920 604 60
jakob.johansson@mrm.se



Jonas Giding
ELU Konsult AB
Box 27006, 102 51 Stockholm
08 580 091 00
jonas.giding@elu.se



Gary Axelsson
ELU Konsult AB
Box 27006, 102 51 Stockholm
08 580 091 70
gary.axelsson@elu.se



Tanja Bojovic
Golder Associates
Box 20127, 104 60 Stockholm
08 506 306 96
tanja_bojovic@golder.se



Gunilla Franzén
Geoverkstan
Hällingsjövägen 322, 434 97 Kungsbacka
0300 68 68 21
gunilla.franzen@geoverkstan.se



Torbjörn Edstam
Skanska Sverige AB
Johan på Gårdas gata 5, 405 18 Göteborg
010 448 40 90
torbjorn.edstam@skanska.se



Fanny Deckner
NCC Construction Sverige AB, 170 80 Solna
070 213 43 51
fanny.deckner@ncc.se



Mats Karlsson
CTH (Chalmers tekniska högskola)
412 96 Göteborg
031 772 21 01
mats.karlsson@chalmers.se



Roger Knutsson
LTU (Luleå tekniska universitet)
971 87 Luleå
0920 49 34 78
roger.knutsson@ltu.se



Martin Hellgren
SLL
Förvaltning för utbyggd tunnelbana
104 22 Stockholm
070 160 96 90
martin.hellgren@sll.se



Robert Sturk
Skanska Sverige AB
Träskomakarevägen 68, 269 73 Förslöv
010 448 44 96
robert.sturk@skanska.se



Pia Hansson
Tyréns
Box 27, 291 21 Kristianstad
070 271 53 11
pia.hansson@tyrens.se



Jenny langefjord
NGI
Sognsvn. 72, 0855 Oslo, Norge
0047 902 961 61
jenny.langford@ngi.no



Tommy Edeskär
LTU (Luleå tekniska universitet)
971 87 Luleå
070 549 19 33
tommy.edeskar@ltu.se



Hjördis Löfroth
SGI
Olaus Magnus väg 35, 581 93 Linköping
013 20 18 54
hjordis.lofroth@swedgeo.se



Lars Vikström
LKAB
070 373 81 64
lars.vikstrom@lkabminerals.com



Petri Tyynelä
Ramböll FIN
0035 875 568 80
petri.tyynela@ramboll.fi



Rainer Massarsch
Geo Risk & Vibration AB
070 728 66 63
rainer.massarsch@georisk.se



GD-kommittén inom SGF

har som uppgift att planera och genomföra GD årligen.

Nu genomförd 36 gånger sedan 1978.

GD-KOMMITTÉN 2015/2016



Maria Åström
Geohjälp
Glömsta 112, 860 40 Indal
070 667 39 49
www.geohjalp.se



Anders Kullingsjö
Skanska Sverige
Johan på Gårdas gata 5, 405 18 Göteborg
010 448 42 25
anders.kullingsjo@skanska.se



Pia Larch
Amiqa AB
Färjestadsvägen 18, 168 51 Bromma
070 774 40 55
pia@amiqa.se



Jonas Edin
ÅF Infrastructure
Box 712, 856 33 Sundsvall
010 505 24 33
jonas.edin@afconsult.com



Anders Prästings
Tyréns AB
Sturegatan 4, 784 31 Borlänge
073 061 33 90
anders.prastings@byv.kth.se

EN ÖVERDOS PÅLAR

GEOTEKNISKA UTMANINGAR VID PÅGÅENDE GRUNDLÄGGNING AV ESS I LUND

Henrik Möller, ESS/Tyréns/HM Geokonsult AB

Sammanfattning

ESS-anläggningen i Lund kommer att bli ett av världens främsta vetenskapliga instrument genom att låta neutroner träffa olika material för att på så sätt kunna se in i dess innersta beståndsdelar. ESS står för European Spallation Source. Anläggningen består av 3 huvuddelar. Först en 550 m lång accelerationstunnel (1) i vilken protoner accelereras upp till nära ljusets hastighet. Protonerna träffar i slutet av sin resa en 4 ton tung volframskiva i en byggnad som kallas Target (2) varefter neutroner bildas som sprids i en solfjädersform till olika experimenthallar (3). Resten av förklaringen får fysikerna ta hand.

Just nu pågår grundläggningsarbetena, och de är inte vilka som helst. Den 6-14 m mäktiga jorden utgörs av lermorän ovan en sedimentär berggrund. Lermoränen är mycket fast och överkonsoliderad. I termer av odränerade skjuvhållfasthet i intervallet 200-300 kPa. Trots detta installeras det pålar så tätt som aldrig tidigare beskådats i det skånska landskapet. Skälet till denna omfattande pålning är att anläggningen kommer att utsättas för stora och cykliska laster och att det samtidigt ställs enormt höga krav på begränsade sättningar. I princip tillåts inga sättningar alls för då missar neutronerna sina mål. Beroende på olika laster, sättningskrav och jordbävningsdesign så används 3 olika påltyper. Traditionella betongpålar som slås i förborrade hål, stålkärnepålar samt borrade och på plats gjutna pålar.

Andra utmaning såklart också radioaktivitet, stabilisering av lermorän med kalk samt begränsning av effekter av planerade grundvattensänkningar.

Mycket mer om bakgrunden, den spännande design- och entreprenadformen, och detaljer om belastningsförsök och de olika påltyperna förklaras i följande text.



Figur 1, översiktbild från december 2015 (ESS-hemsida)

Summary

The ESS-facility in Lund will be one of the world's foremost scientific instruments by letting neutrons meet various materials in order to be able to see into its inner components. ESS stands for European Spallation Source. The facility consists of 3 main parts. First a 550 m long accelerator tunnel (1) in which protons are accelerated up to near the speed of light. Protons hits at the end of its trip a 4-tonne, helium-cooled tungsten target wheel, in a building called Target (2) and neutrons are formed in a fan shape to various experimental halls (3). The rest of the explanation may physicists take care.

At the moment Foundation works are ongoing. The soil consists of 6-14 m of Clay Till above a sedimentary bedrock. The Clay Till is very firm and over consolidated. In terms of undrained shear strength in the range of 200-300 kPa. Despite this, it installs piles as closely as never before been seen in the Scania landscape. The reason for this extensive piling is that the plant will be exposed to very large and cyclic loads and at the same time demands on limited settlements. In principle, no settlements are allowed while the neutrons will miss their goals. Depending on different loads, settlements requirements and earthquake design 3 different types of piles is used.

Traditional precast concrete piles that is installed after predrilling, steel core piles and bored piles like “in-situ cast concrete piles”.

Other challenges also radioactivity, stabilization of Clay Till with lime and limitation of the effects of planned ground water lowering.

Much more of the background, the exciting design and contract form, and details about load tests and the various piles are explained in the following text.

Innehåll

1 Inledning 4
1.1 Anläggningen 4
1.2 Entreprenadform 5
2 Geotekniska förhållanden 5
2.1 Inledning 5
2.2 Jordlager 6
2.3 Berggrund 6
2.4 Grundvatten 7
3 Geotekniska utmaningar 7
3.1 Inledning 7
3.2 Sättningar och stora och cykliska laster 8
3.3 Provpålningar 8
3.4 Dimensionering för jordbävning 10
3.5 Radioaktiv strålning och grundvatten 12
4 Grundläggning 12
4.1 Inledning 12
4.2 Terrassering, Modifierad lermorän 12
4.3 Acceleratortunnel (G01) 14
4.4 Klystronbyggnad (G02) 15
4.5 Experimenthallar (E01, D01, D03) 16
4.6 Beam line gallery (E02) 17
4.7 Target building och hot cell (D02) 18
5 Slutord av författaren 19

1 INLEDNING

1.1 Anläggningen

På en yta av 75 hektar i nordöstra Lund byggs just nu den unika ESS-anläggningen (European Spallation Source) för materialforskning. Det kommer att bli ett tvärvetenskapligt forskningscentrum med världens mest kraftfulla neutronkälla. ESS är ett europeiskt projekt som drivs och finansieras gemensamt av medlemsländerna. Under de senaste åren har över 450 forskare och ingenjörer från mer än 100 ledande forskningsinstitutioner från hela världen deltagit i den tekniska utvecklingen. ESS anläggning ligger mycket bra till nära MAX IV som är ett laboratorium som fokuserar på forskning med synkrotronljus. Anläggningen ligger också bra till i Sverige nära Kastrup med möjlighet för forskare från hela världen att lätt ta sig hit.

Förutom ESS i Lund finns två liknande forskningsanläggningar i världen; en i USA och en i Japan. Tekniken kommer här att vara annorlunda med en längre och starkare puls och en kraftigare accelerator än i de befintliga anläggningarna. Målet är en anläggning som ska kunna leverera flest neutroner och därmed det starkaste flödet till instrumenten.



Figur 2, ESS anläggningen med acceleratortunneln (1), Target byggnaden (2) och experimenthallar (3)

Markarbetena startade våren 2014 med terrasseringar och det mer avancerade grundläggningsarbetet med pålar under våren 2015. ESS ska vara klart för provkörning i slutet av 2019 för att sedan kunna tas i bruk under 2023. Anläggning beräknas vara i full drift 2025.

Med anledning av den forskning som kommer att bedrivas i anläggning och de stora investeringskostnaderna som blir kommer anläggningen att optimeras till 24-timmarsdrift.

1.2 Entreprenadform

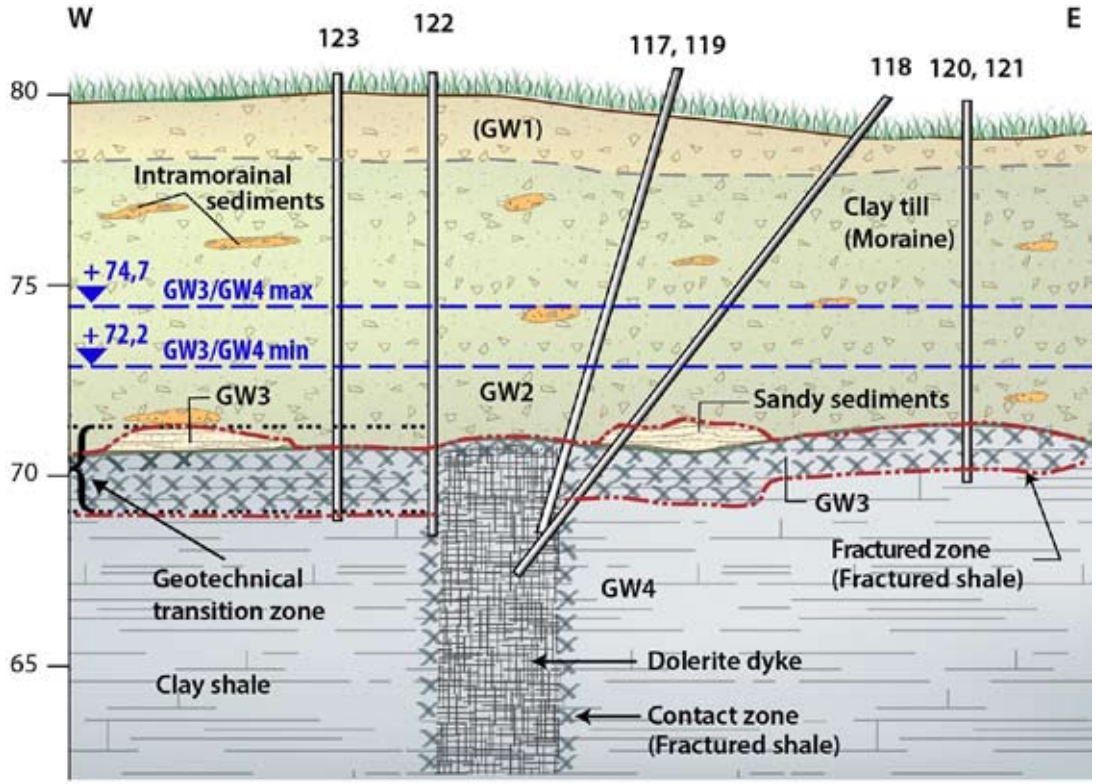
När det gäller byggnaderna eller ”conventional facilities” så påbörjade ESS olika förstudier under 2012 med hjälp av flera olika konsulter. Dessa studier övergick i en mer detaljerad design då samtidigt entreprenören Skanska handlades upp i en samverkansentreprenad/partnering. De olika anläggningsdelarna styrs mot ett riktpris baserat på handlingar som föreligger för stunden. Då projektering och byggande sker parallellt med att instrumenten utvecklas och tas fram så blir det många utmaningar som måste lösas efter hand, men i en miljö där både beställare, konsult och entreprenör samverkar blir detta möjligt. Det är såklart inte enkelt att projektera och bygga då instrumenten som ska inrymmas i byggnaderna inte är riktigt klara.

2 GEOTEKNISKA FÖRHÅLLANDEN

2.1 Inledning

Jordlagren inom området domineras av lermorän som vilar på en sedimentär berggrund. Figur 1 visar en konceptuell jord- och berglagerprofil.

Området har undersökt i omgångar av Sweco. Traditionella undersökningsmetoder har används med fokus på CPT-sonderingar i jord samt Jb-sonderingar och kärnprovtagningar i berg. För hydrauliska analyser har också flertalet provpumpningar utförts. En glad ”återkomst” i undersökningssammanhang var också pressometern som kom till stor användning för att avgöra det sedimentära bergets hållfasthets- och deformationsegenskaper inför design av de borrade och på plats gjutna pålarna för Target byggnaden.



Figur 3, konceptuell jord- och berglagermodell

2.2 Jordlager

Jordlagermäktigheten varierar mellan 6-14 m. Som visas i figuren ovan kan lermoränen delas in i en ytlig lermorän som är sandig och siltig med en begränsad bärförmåga och styvhet, följt av en övre och undre lermorän med hög bärförmåga och styvhet. Gränsen mellan den sämre ytliga moränen och underliggande bättre lermoräner har definierats som E_{v2}>40-”nivån”. D.v.s. under denna nivå har lermoränen en styvhet (elasticitetsmodul) överstigande 40 MPa. Den generella styvheten i lermoränen ligger mellan 45-55 MPa.

Utöver detta förkommer också ett ytligt matjordslager och lokalt förekommenade inlagrade skikt eller lager av friktionsjord i lermoränen (sand och silt).

E_{v2}>40 ytan har tolkats från utförda CPT-försök och plattbelastningsförsök och har sedan triangulerats fram i en geomodell för styrning av schaktarbetena.

2.3 Berggrund

Berggrunden utgörs av fast lersten/lerskiffer som bildades för cirka 400 miljoner år sedan. Senare i den geologiska livscykeln, på grund av rörelser i

jordskorpan, skedde inträngning av diabasgångar som är en mycket hård bergart. Med hjälp av magnetometermätningar har fyra korsande diabasgångar konstaterats inom området.

En mängd olika tester har genomförts för att utreda bergets hållfasthet- och deformationsegenskaper. Den ”förhärskande” parametern för bergmaterial är den enaxiella tryckhållfastheten där mycket empiri finns framtaget t.ex. kring pålar i berg. Vid tryckförsök erhålls också uppskattningar av E-modul på de små bergproverna. Dessa egenskapsbestämningar kan vara svåra att förhålla sig till då spridningen av mätresultat normalt är väldigt stor. Detta har såklart att göra med materialets mikro- och makrostrukturer. I aktuellt fall, avseende bestämning av bergets horisontella E-modul, kom pressometerförsök till stor användning. Den stora spridningen av modulvärden från tryckförsöken (små prover) ”lugnades ner” genom pressometerförsökens mindre spridning (större bergvolym aktiveras) och mer tillförlitliga resultat.

2.4 Grundvatten

Enligt figur 3 så kan grundvattensituation beskrivas med förekomsten av 4 grundvattenmagasin. De viktigaste magasinen återfinns i det övre uppspruckna/vittrade berget (GW3) samt i de vertikala sprickzonerna parallellt med diabasgångarna (GW4). Grundvattenmagasin 3 som utgörs av övergångszonen mellan jord och berg och det övre uppspruckna och vittrade berget är begränsad i tjocklek till någon meter men har en stor genomsläpplighet. Utförda provpumpningar visade att grundvattensänkningarna gav påverkan utanför ESS arbetsområde. Vattendom söktes och accepterades av Länsstyrelsen där de tillfälliga grundvattensänkningarna skulle begränsas till en viss trycknivå tillsammans med en maximalt bortpumpad vattenmängd på årsbasis. Mätningar så här långt visar att utfallet ligger väl inom angivna begränsningar. Efter ansökan har några djupare schakter tillkommit vilket har lösts med tätsponter och injektering.

3 GEOTEKNISKA UTMANINGAR

3.1 Inledning

Geotekniskt erbjuder området väldigt goda förutsättningar med en fast skånsk lermorän som vilar på berg. Inledningsvis var också tron att de olika anläggningsdelarna skulle kunna grundläggas relativt enkelt med uppskattade sättningar på några centimeter.
Sakta men säkert när förstudierna framskred och dialoger hölls med de olika instrumenttillverkarna framträdde dock ett antal utmaningarna som inte den

befintliga jorden kunde hanteras, trots med svenska mått mätt, goda geotekniska förutsättningar. För byggnader som bär neutronrör har sättningskravet satts till 3+3 mm, d.v.s. 3 millimeter initialt och ytterligare 3 mm under anläggningens livstid på 40-50 år. Dessa små deformationer ska också innehållas trots stora och cykliska laster (på- och avlastningar av skyddsblock mot strålning).

Utöver detta också:

- Radioaktiv (joniserande) strålning från verksamheten.
- Dimensionering för jordbävning
- Ansökan vattendom som begränsar grundvattenuttaget.

3.2 Sättningar och stora och cykliska laster

Targetbyggnaden med volframskivan liksom experimenthallarna där neutronrören ska gå får alltså inte utsättas för större sättningar än 3+3 mm under hela anläggningens livstid. Lägg till detta att rören måste skyddas så att strålning ej läcker ut, och detta ska göras med tunga stål/betongblock som motsvarar belastningar på grunden på mellan 200 och 300 kPa. Dessa block ska också kunna plockas bort vid service och reparationer och sedan lyftas tillbaka. Kombinationen av sättningskraven, lasterna och framförallt på- och avlastningarna gjord att jorden inte själv kunde hantera detta utan utredningar sattes igång för olika påltyper.

3.3 Provpålningar

Efter utredningar bestämdes av två påltyper skulle provas. Dels traditionella slagna betongpålar då de normalt är kostnadseffektiva och dels stålkärnepålar som kan ta högre laster och erbjuder en robust installationsmetod. De inledande frågeställningarna för provpålningen var framförallt installationsförfarandet för betongpålarna och vilka påkänningar i berg som kunde tillgodoräknas för stålkärnepålarna. Den första provpålningen utfördes av Peab och innefattade 13 betongpålar och 13 stålkärnepålar. För betongpålarna provades både att driva traditionellt och att driva efter förborrning med olika dimensioner. Effektivast visade sig vara förborrning med skruv i en dimension något mindre än pålens tvärsnittsyta så att drivningen förenklades men där det inte heller bildades någon spalt mellan pålar och omgivande jord.

Betongpålarna utsattes för traditionella dynamiska provbelastningar men provades också via statiska provbelastningar.



Figur 4, Uppställning för statisk provbelastning (Bild: Peab)

Stålkärnepålarna utsattes också för statiska provbelastningar både i form av tryck och drag. Tre olika dimensioner provades med olika förankringslängder i berg. Dimensionerna var ϕ120, ϕ180 och ϕ 220 mm.

Provpålningen visade att båda påltyperna fungerade och att stålkärnorna bäst hanterade sättningskraven, men då kostnader också spelar en viktig roll såklart, togs beslutet att den storskaliga ”systempålningen” av experimenthallarna skulle göras med betongpålar som installeras i förborrade hål. Stålkärnorna i de grövre dimensionerna skulle användas för Targetbyggnaden där lasterna var större.

Betongpålarna uppvisade varierande resultat när det gällde storleken på deformationer vid olika belastningar samt så var även långtidsdeformationer (krypning) svagt utredda. Därför bestämdes att göra kompletterande provbelastningar på betongpålar med fokus på deformationer för den lastnivå som skulle bli aktuell, det vill säga inte provbelasta mot brottgräns som vid tidigare provningar, samt att studera långtidsdeformationer genom att avsluta resp. provbelastningen med laster som låg på i ca 3 dygn. Skanska Teknik utförde denna provbelastning.

Analyserna av dessa kompletterande provbelastningar för betongpålarna resulterade i att de förväntade deformationerna delades upp i tre delar.

1. Elastiska deformationer
2. Initiala och irreversibla deformationer
3. Långtiddeformationer (krypning)

Kopplat till deformationskravet på 3+3 mm, så ska deformationer under 1 och 2 inrymmas i de första 3 och deformationer under 3 i de resterande. De inledande irreversibla deformationerna liksom långtidsdeformationerna utgör en kombination av effekter i jord, betong och berg då pålarna under provpålningen både bärs av mantelfriktion mot lermoränen och via sin spets mot lerstenen. Den elastiska deformationen är kopplad till betong pålens egenskaper och längd (PL/EA).

3.4 Dimensionering för jordbävning

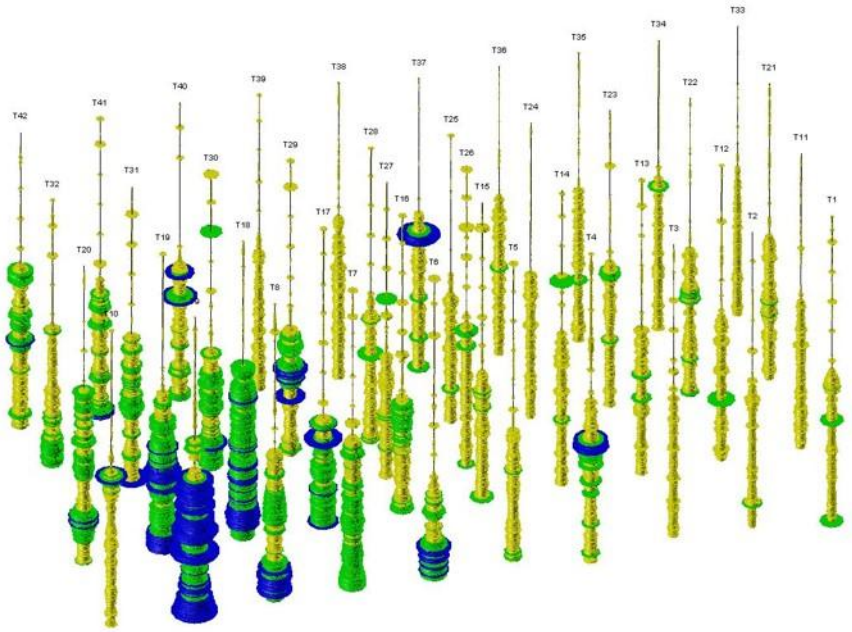
Om anläggningen skulle dimensioneras för jordbävningslaster utreddes länge. Anläggningen ligger i Tornquistzonen som är en av de största geologiska deformationszonerna i norra Europa som i Sverige löper diagonalt över Skåne från nordväst till sydost. Det är en rörelsezon som uppkommit genom kontinentalplattornas rörelser. Jordbävningsklassen ligger på fem.

Till slut togs beslut att den centrala Targetbyggnaden och närliggande ”hot cell” skulle dimensioneras för en jordbävning som kan inträffa med en sannolikhet på 10^{-6}, då det i dessa byggnadsdelar innehåller radioaktiva ämnen. Strålning inom övriga byggnader, som inte behövde jordbävnings skyddas, är begränsad till när anläggningen är i drift och inte annars.

I det påbörjade dimensioneringsarbetet avseende jordbävning fungerade det sämre med de stålkärnepålar som antagits varför en tredje påltyp introducerades i projektet, borrade och på plats gjutna pålar. Internationellt ofta beskrivna som ”in-situ cast concrete piles” eller ”bored piles”.

Inför dimensionering av dessa pålar var det mycket viktigt att få nivån på berg samt ett mått på bergkvalitén i vart pålläge. Pålarna ska helst, i den dynamiska analysen, vara lika långa och därav var bland annat bergnivån viktig. Som tidigare nämnts visste projektet också att en av de fyra konstaterade diabasgångarna fanns i området för Target byggnaden. Besluts tog därför att Jb-sondera (Jb-3) i vart pålläge, totalt ca 60 st. Jb-sondering är ju en relativ metod, men utförs den med samma utrustning, maskin och personal blir metoden ett utmärkt ”jämförande” verktyg. Som underkonsult till Sweco

utförde Geokompaniet dessa borrningar med utmärkt resultat. Figur 5 nedan visar Jb-sonderingarna med sina ”neddrivningsmotstånd” visualiserade med olika färger och som ”ljusstakar”.



Figur 5, Jb-sondering i vart pålläge för Target byggnaden

Det blev en tydlig bild att huvuddelen av bergvolymen bestod av lersten (gul färg) och den vänstra hörnan troligtvis av diabas (grön och blå). Baserat på detta utfördes sedan ett färre antal kärnborrningar och pressometerförsök inom dessa båda bergtyper som visade att bedömningarna från Jb-sonderingarna stämde väl. Bra undersökningsmetodik☺.



Figur 6, Pressometer

Mot tidigare vetande visade det sig också att bergnivån varierade ca 5 m inom detta relativt begränsade område (20*40 m^2) på grund av diabasgången som låg högre upp och som bättre motstått inlandsisens nedbrytning jämfört med den ”mjukare” omgivande lerstenen.

3.5 Radioaktiv strålning och grundvatten

När ESS-anläggningen är i drift bildas radioaktiv strålning både kring protonrör, neutronrör och i Target byggnaden. Rören skyddas därför av olika skyddsblock samt av byggnadernas väggar och golv tillsammans med kompletterande metallplattor och omgivande och underliggande jord. En av utmaningarna var om strålning kunde spridas till grundvattnet som sedan med en olycklig gradient kunna nå ut till dricksvattenbrunnar som finns utanför området. Analyser visade att detta kunde undvikas om tillräckliga avstånd erhölls mellan grundläggningsnivå och den vattenförande zonen i det översta uppspruckna berget. Djupplaceringen av anläggningen har därför anpassats till nivån för det underliggande vattenförande berget, men också med kopplingar till att få massbalans inom området och de krav som vattendomen ställer.

4 GRUNDLÄGGNING

4.1 Inledning

Utmaningen med de begränsade sättningarna som tillåts där neutronrör finns inom anläggningen har alltså resulterat i behovet av olika pålgrundläggningar som för ner lasterna till berg. De något mindre känsliga delarna som t.ex. acceleratortunneln har plattgrundlagts på lermorän, liksom också alla andra mer konventionella byggnader. Klystronhallen parallellt med acceleratortunneln har t.ex. delvis grundlagts på enkla ”skånska” grävpålar av den anledningen att grundläggningen blev billigare jämfört med traditionella plattor.

Totalt ska installeras ca 6400 pålar inom anläggningen, därav ca 6000 betongpålar, ca 340 stålkärnepålar och avslutningsvis ca 60 bored piles.

4.2 Terrassering, Modifierad lermorän

Inledningsvis när terrasseringsarbetena skulle påbörjas fanns inte alla uppgifter framme om grundläggningskraven för de olika byggnaderna. Beslut togs därför att alla känsliga byggnader som acceleratortunnel, Target byggnad och experimenthallar skulle ligga på en terrass av en kompetent lermorän med en styvhet (E-modul) >40 MPa. Ur den aspekten höll inte den övre vittrade lermoränen måttet varför denna grävdes ur och ersattes med en packad

lermorän som togs från andra schakter. Kravet var att den uppfyllda lermorän skulle vara ”lika bra” som den underliggande. Erfarenheten av att fylla med lermorän, utan tillsatser, är dock att kvalitén kan bli mycket varierande, och att komma upp i E_{v2}-värden >40 MPa fungerar normalt inte. Runt 20 MPa är en mer rimlig målbild för en styvhet i en fylld lermorän utan tillsatser. Det konstaterades därför snabbt att den fyllda lermoränen måste förstärkas med en inblandning av enbart kalk, med en blandning av kalk/cement eller en blandning av kalk/merit.



Figur 7, Spridning av kalk före infräsning och packning

Provblandningar och provtryckningar i laboratorium visade att tillräckligt bra hållfasthet kunde erhållas med endast en inblandning med kalk på 1-2 %. Hanteringen kallades därför ”modifiering” då det knappast rörde sig om en stabilisering där inblandningsmängder kan uppgå till det dubbla.
Kravställandet på den packade modifierade lermoränen var ett E_{v2}-värdet överstiger 40 MPa och framförallt att luftporhalten i materialet understeg 5 %.



Figur 8, Luftporhaltsmätning med isotopmätare

4.3 Acceleratortunnel (G01)

Denna ca 550 m långa tunnel som bär protonrören kommer inte att bli utsatt för höga laster och framförallt inte för cykliska laster, d.v.s. ständiga på- och avlastningar. Tunneln har grundlagts ca 6-7 m under markytan på en kompetent lermorän inom öppna schakter. Efter att tunneln gjutits och täckts med ca 5-6,5 m jord som strålningsskydd ska sättningarna vara försumbara efter ca 6 månaders liggtid.

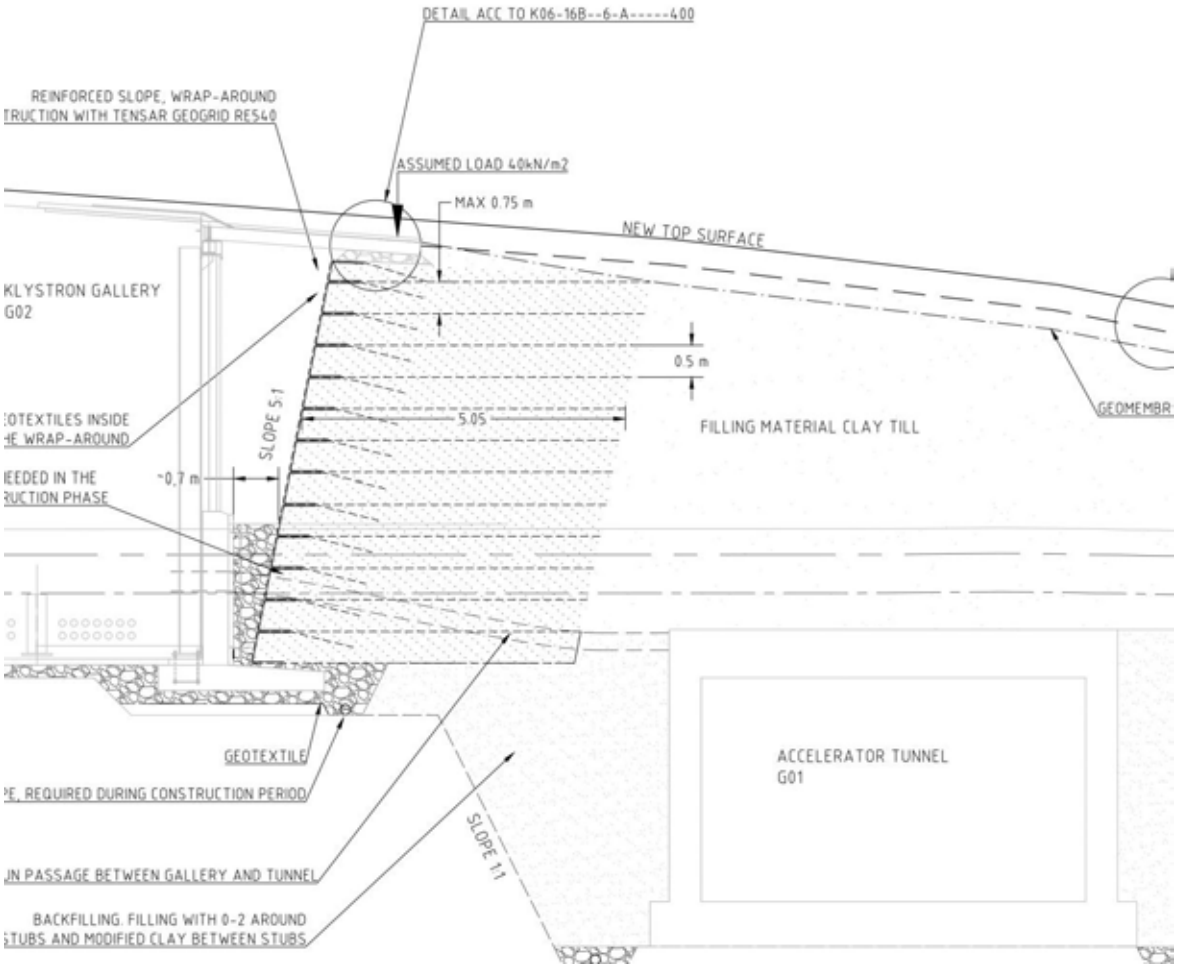


Figur 9, schakt för acceleratortunnel

4.4 Klystronbyggnad (G02)

Klystronbyggnaden innehåller all teknik som behövs för att protonröret i acceleratortunneln ska fungera. Byggnaden sammanbinds med tunneln via flertalet ”stubs” (kulvertar) som för in kraft, el och kyla till protonröret. Byggnaden ligger högre grundlagd än tunneln och det har därför fått göras utskiftningar och återfyllnader med modifierad lermorän. Delar av byggnaden också grundlagd på enkla grävpålar av rent ekonomiska skäl.

Det tidigare nämnda strålningsskyddet över tunneln i form av en jordfyllning ansluter mot klystronbyggnaden och har därför fått utformas som en nätarmerad slänt då byggnaden svårligen kunde hantera jordtryckt om den motfyllts.

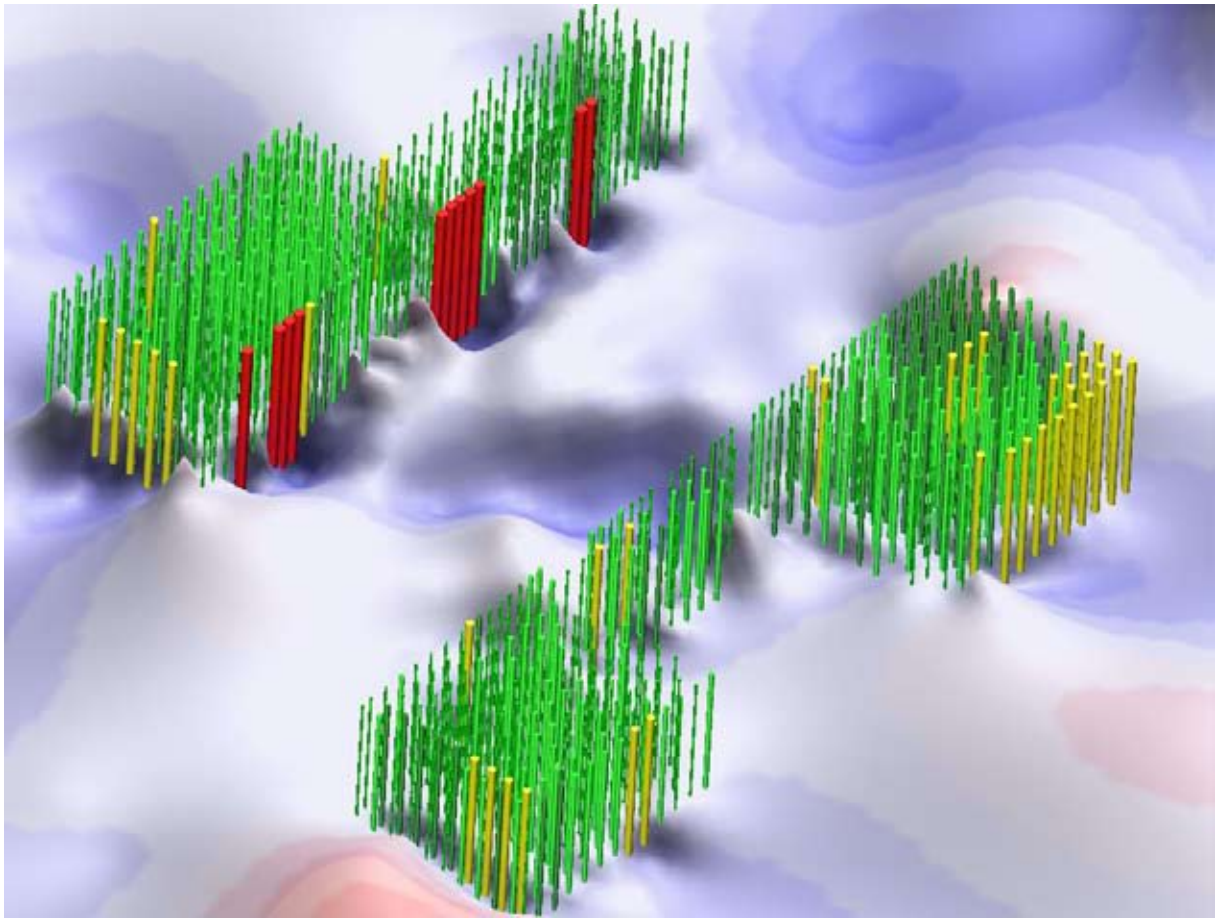


Figur 10, förslag till utformning av armerad slänt mot Klystronbyggnaden

4.5 Experimenthallar (E01, D01, D03)

Inom dessa byggnader utförs grundläggning med prefabricerade betongpålar som slås i förborrade hål. Som tidigare nämnts borras hålen med en skruv med en diameter som ”innesluts” i pålen tvärsnitt på 0,275*0,275 m^2. På grund av sättningskravet spelar också längden på pålarna in. Framtagen bergmodell har legat till grund för dimensionering som har resulterat i c/c avstånd mellan pålar på 1,5 till 1,8 m. Dimensioneringen bygger också på att ytorna för neutronrören måste förbelastas med ”sina” strålningsskyddsblock innan verksamheten påbörjas. Detta för att bli av med en del av deformationerna som betecknats ”initiala och irreversibla”.

Uppföljning görs efter installation och verkliga längder och innehålls inte sättningskraven måste kompletterande pålar installeras. Figur 11 nedan visar en tidig bild av de första pålarna för de anslutande experimenthallarna på ömse sidor om Target byggnaden, där röda och gula pålar ligger på gränsen för att klara sättningskraven.

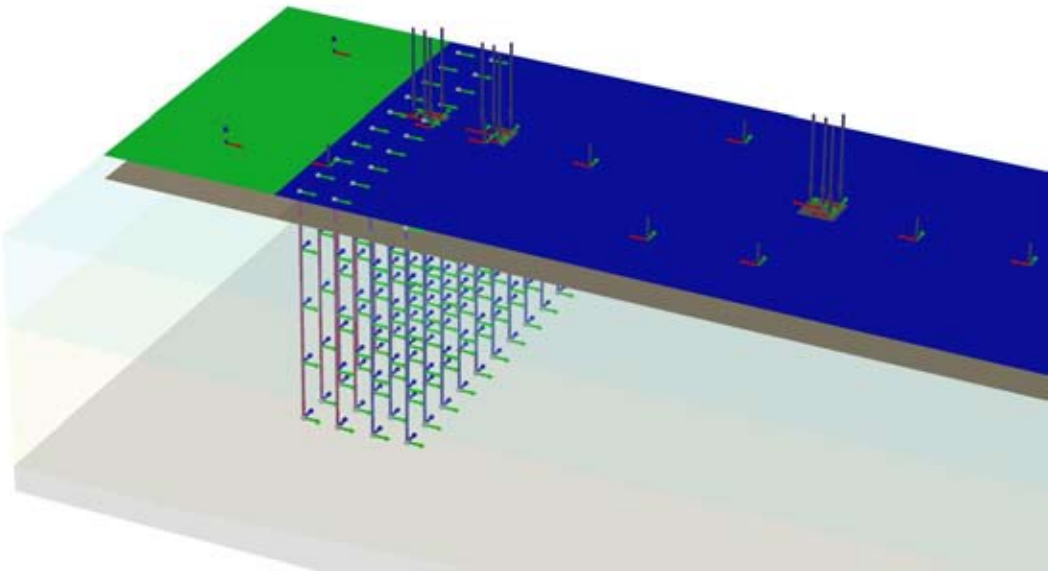


Figur 11, visualisering av pållängder för den inledande pålningen

4.6 Beam line gallery (E02)

Mellan experimenthallen (D03) nära Target byggnaden och den experimenthall som ligger längst bort (E01) finns ett område ”beam line gallery” där bara neutronrören ska passera för ”transport” av neutroner till E01. Andra krav kunde därför ställas här så bara neutronröret i sig pålades, för att klara 3+3 mm:s kravet, men där omgivande golv kunde grundläggas på en modifierad uppfylld lermorän. Det var ju ”skönt” att slippa lite pålar men samtidigt dök nya utmaningar upp nämligen i övergången mellan pålade och icke pålade byggnader samt att pålar i denna övergång samt för de pålar som skulle bära neutronrören utsattes för extra belastningar i form av negativ mantelfriktion.

Övergångarna löstes med en avtrappad pålning, dvs. att pålarna gjordes succesivt kortare för att utjämna sättningarna. Samtliga pålar ska slås till berg medan avtrappningen utförs i ovankant. Kan beskrivas som en ”omvänd” kohesionspålning. Vad gäller den negativa mantelfriktionen kunde det visas att den var begränsad på grund av förborrningen som gjort. Den allmänt vedertagna vidhäftningen i överkonsoliderade jordar på ca 0,4*cu, kunde reduceras till hälften. Även effektivspänningsanalyser utfördes.



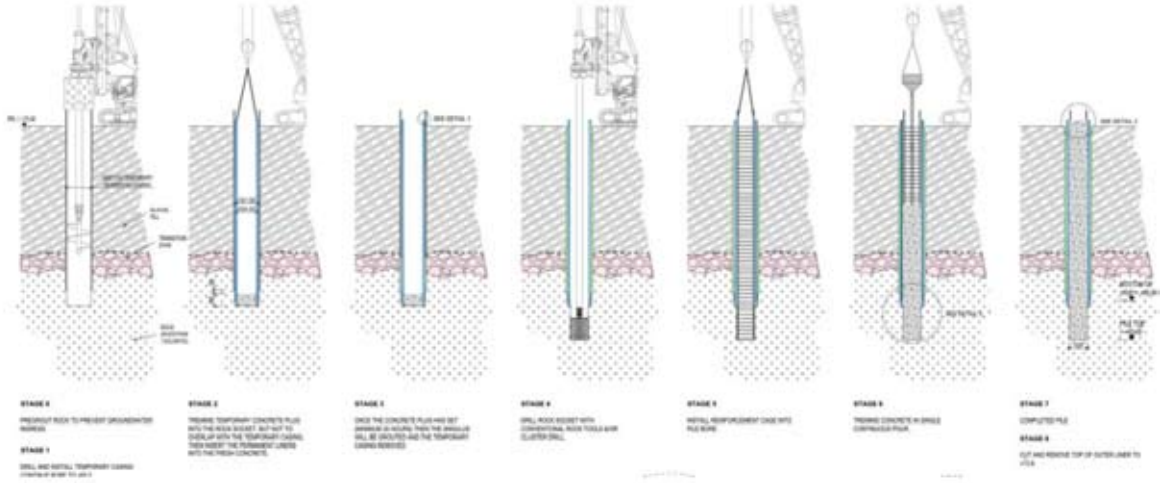
Figur 12, beräkningsmodell för de avtrappade pålar mellan D03 (grönt) och E02 (blått). Det är förutsatt i modellen att D03 är pålat fast det inte framgår av figuren.

4.7 Target building och hot cell (D02)

Dessa byggnadsdelar måste dimensioneras mot jordbävningslaster och grundläggs därför på borrade pålarna som gjuts på plats. En jordbävningsskyddad byggnad ska vara lite ”mjuk” för att inte suga åt sig så mycket laster när en jordbävning inträffar och det är också en fördel att kunna ta bort jordlasterna vid en jordbävning om de belastar pålarna. I aktuellt fall har därför var påle försetts med ett dubbelt foderrör ca 8-10 m ner genom jordlager och det översta berget. Spalten mellan foderören uppgår till 100 mm som då separerar jorden från betongpålen. Targetbyggnadens bottenplatta kommer också att installeras med en spalt mellan betong och jord av samma anledning. Under foderrören är de borrade pålarna med diameter 1,2 m gjutna minst 2,5 meter ner i berget där lasterna tas upp.



Figur 13, Installation av borrade pålar



Figur 14, installationssekvens för de borrade pålarna

5 SLUTORD AV FÖRFATTAREN

Som geotekniker räknar vi ”alltid” sättningar utan decimaler (undantaget teknologer på våra tekniska högskolor☺). Ska vi komma med bedömningar och beräkningar vill vi gärna hålla oss på centimeternivå. I Göteborg eller andra geologiska områden med mäktiga lerlager passar kanske decimeter-noggrannhet bättre. Det har därför varit extremt utmanande att förhålla sig till millimeternivåer i detta projekt.

Förhoppningen är såklart också att den kostsamma anläggningen som planeras och byggs kommer att vila på en robust grundläggning som hanterar uppställda krav så att forskare i 24-timmarsskift under 40 år kan utföra många spännande försök utan minsta driftavbrott på grund av oönskade sättningar i olika anläggningsdelar. Nya material, mediciner och kunskaper kommer att utvecklas till stora värden så de 6400 pålarna troligtvis blir betalade många gånger om.

Det finns olika sorts människor. Själv betecknar jag mig som liggande i gränslandet av ”medvetet kompetent” och ”medvetet inkompetent”. Det sistnämnda innebär att man är medveten om saker man inte kan. (”omedvetet inkompetenta” medarbetare är dock livsfarliga).

I detta projekt har därför många geotekniker varit inblandade som också borde nämnas under detta slutord:

Jan Hartlén, GK3
Håkan Lindgren, geotekniska undersökningar
Jonas Åkerman, Victor Myrström, Eric Lindvall, geotekniska kontroller
Olof Friberg och Mattias Lindén, geoBIM
Anders Prästings och Nina Mattsson, geomodellering
Per Lindh, modifiering och packning
Philip Landqvist, provpålning
Ulf Ekdahl, provpålning
Sven Liedberg, säker schakt och provpålning
Torbjörn Edstam, analyser provpålning, geomodellering
Håkan Bredenberg, stålkärnepålar
Rainer Massarsch, geodynamik
Anders Fredriksson, dimensionering bored piles

EN GIGANT PROVMUDDRAR

Tage Edvardsson, Sjöfartsverket
Jakob Johansson, MRM Konsult AB

Sammanfattning

Nya förutsättningar för sjötransporter till och från Luleå med framförallt ett ökande behov av malmtransporter från gruvorna i regionen och striktare miljökrav på sjöfarten innebär att sjövägarna till Luleå behöver förbättras. Med projektet Malmporten som drivs av Sjöfartsverket i samverkan med Trafikverket, Luleå kommun, Luleå hamn och LKAB planeras befintlig farled muddras för att kunna trafikeras av fartyg med ett maximalt djupgående på 15,0 meter, det vill säga de största fartygen som kan gå in i Östersjön.

För projektet har succesiv kalkylering tillämpats för att ta fram en tidig kostnadsbedömning som beslutsgrundande underlag för befattningshavare och som underlag för medfinansieringen. Den största enskilda osäkerheten i kalkylen var mudderkapaciteten av den dåligt beryktade bottenmoränen, så kallad Kalixpinnmo, som förkommer i området kring Bottenviken. En provmuddringskampaj genomfördes med provmuddring i fem lägen för att undersöka mudderbarheten i moränen med ett stort och modernt mudderverk. Provmuddringen visade att förekommande moränjordar är möjliga att muddra med en rimlig kapacitet. De positiva resultaten från provmuddringen minskade osäkerheten i kalkylen vad gäller mudderbarheten i moränen avsevärt.

Summary

New situations for shipping to and from Luleå, particularly with an increased production in mines in the region and new environmental legislation, means that improvement of the Luleå approaches is necessary. For that reason the project Malmporten has been initiated. The project run by Sjöfartsverket in collaboration with Trafikverket, Luleå kommun, Luleå hamn and LKAB and after completion of the project will the port of Luleå be able to accommodate vessels with draft of 15 meters.

Within the project successive calculation is applied to develop a pre cost calculation to be reason for decision for executives and as a basis for co-financing. The largest single uncertainty was the dredging capacity of the

moraine which is common in the region of Bottenviken. A unique test dredging campaign was performed to study the dredging capacity of this very dense moraine with a large modern dredger. The test dredging showed that occurring moraine is possible to dredge with preserved and acceptable dredging capacity. The positive results from the test dredging decreased the uncertainty of the dredging capacity of the moraine considerably.

1 INLEDNING

1.1 Allmän projektorientering Malmporten

Med projektet Malmporten planeras sjövägarna till Luleå att rustas för framtidens transportbehov. Farleden ska sommartid kunna ta emot fartyg som kan lasta 160 000 ton jämfört med dagens maximala 55 000 ton. Parallellt planerar Luleå hamn förbättringar av hamnen för att ta emot dubbelt så mycket gods till år 2020. Projektet är ett samverkansprojekt mellan Trafikverket, Luleå kommun, Luleå hamn, LKAB och Sjöfartsverket.

Farledsprojektet innebär en farled anpassad för att hamnen under isfri tid ska kunna trafikeras av de största fartyg som kan gå in i Östersjön som har ett djupgående på 15,0 meter. I dagsläget beräknas muddervolymen ligga på strax under 20 miljoner kubikmeter. Efter byggandet av Göta kanal det största mudderprojekt i Sverige. Farleden uppgraderas till att följa Transportstyrelsens rekommendationer och internationella riktlinjer för utmärkning och säkerhetsmarginaler.

Förbättrade sjövägar till och från Luleå är en nödvändighet för att tillgodose transportbehovet, inte minst för gruvnäringen som med ökad produktion i befintliga gruvor i kombination med nyetableringar genererar större volymer malm. Malmtransporterna från gruvorna i norra Sverige och Finland är idag nära maxkapacitet. Luleå är utsedd till en strategisk viktig hamn av EU, så kallad Corehamn, och projektet samfinansieras av EU.

Större fartyg innebär stora besparingar på miljön genom lägre bränsle-förbrukning och utsläpp per transporterat ton gods. Som exempel kommer koldioxidutsläppet per ton för malmtransporterna från Luleå till Hamburg halveras. Med effektivare transporter till sjöss ges gruvnäringen i regionen förbättrade konkurrensvillkor för framtiden.

1.2 Geotekniken som verktyg

Detta enorma projekt där nästan 20 miljoner kubikmeter jord och berg ska muddras, fraktas och dumpas innebär många utmaningar. Det intressanta ur

ett geotekniskt perspektiv i detta projekt handlar egentligen inte om någon avancerad geoteknisk modell, utan arbetsmetodiken, hur man använder geotekniken som ett verktyg. Frågeställningen är vad man vill uppnå med detta projekt. Svaret kan sammanfattas med en säkrare farled som kan trafikeras av större fartyg. Vidare kan frågeställningen utvecklas till hur målet ska uppnås. En lämplig farledssträckning ritas in på ett sjökort och körs med största tillåtna fartyg i en avancerad simulator, som med vissa ändringar följer befintlig farled idag, och ansätter det djup hela farleden ska få. Detta får i konsekvens att jord och berg som är ovan det nya farledsdjupet måste avlägsnas. Det är nu geotekniken kommer in i bilden som ett hjälpmedel att förstå, verifiera och optimera utformningen av farleden.

Den geotekniska informationen behövs för två huvudsakliga ändamål:
1. För beställaren, Sjöfartsverket, att med hjälp av så kallad succesiv kalkylering skapa en tidig kostnadsbedömning som sedan ska fungera som beslutsunderlag för befattningshavare och som underlag för förhandling av finansieringen för projektets genomförande. Ett lyckat genomfört projekt är till viss del avhängigt om projektet genomförs inom budgeten.

2. För att förfrågningsunderlaget som går ut till entreprenörerna ska ge en så bra och verklighetstrogen beskrivning av de geotekniska förutsättningarna. Detta sammanfaller självfallet till viss del med punkt ett. Att entreprenören redan i anbudsskedet har så bra underlag att den kan lämna ett rimligt och rätt anbud, detta minimerar således risken för fördyrande tilläggsarbeten i utförandeskedet.

Det finns många likheter mellan det geotekniska arbetet till havs och på land. Det är samma jordarter, samma geotekniska egenskaper, samma undersökningsmetoder. En väsentlig skillnad är dock att man på land sällan ska avlägsna 20 miljoner kubikmeter jord och berg. Omfattningen av muddringen kan föreställas och jämföras med om man på land skulle gräva en 150 meter bred, 30 km lång och i genomsnitt 4 meter djup schakt.

En annan skillnad, kopplat till förutsättningarna är att det saknas tillämpbara geotekniska empiriska samband mellan undersökningar, mudderbarhet, mudderkapacitet och mudderverk. Fortsättningen av artikeln beskriver arbetsmetodiken för att i slutändan nå de två huvudsakliga målen med det geotekniska arbetsverktyget. Till exempel genomförandet av en för branschen helt unik provmuddringskampanj.

Vid undervattensarbeten, och vid muddring i synnerhet är spridningen av jordpartiklar i vattnet viktig att undersöka, mäta och dokumentera. Inte minst för att säkerställa och minimera spridning av förekommande förorenade sediment.

2 ARBETSMETODIK

Arbetsmetodiken för hur målen med det geotekniska arbetsverktyget kan beskrivas som ett flödesschema med sammanlänkade ”lådor”. Varje låda motsvarar ett delmoment i arbetet.

2.1 Inventering och hantering av utförda geotekniska undersökningar

Geotekniska undersökningar är utförda i flera omgångar i ett stort antal borrpunkter, se Tabell 1. Inför tidigare muddringar utfördes undersökningar i omkring 800 borrpunkter under åren 1959-1961. Information från tidigare muddringar är dokumenterad och ger en del vägledande uppgifter om jordslag med mera. I detta underlag framgår också svårigheterna med att muddra den förekommande mycket fast lagrade bottenmoränen, så kallad Kalixpinnmo. Inför utbyggnaden av stålverket utfördes undersökningar under 70-talet i omkring 600 borrpunkter samt geofysiska undersökningar (seismik).

Inför nu planerad upprustning av farleden är kompletterande undersökningar utförda i flera omgångar 2010 – 2015 med totalt omkring 200 borrpunkter. Undersökningsmetoder är huvudsakligen viktsondering, hejarsondering och jord- och bergsondering. 2014 utfördes även geofysiska undersökningar.

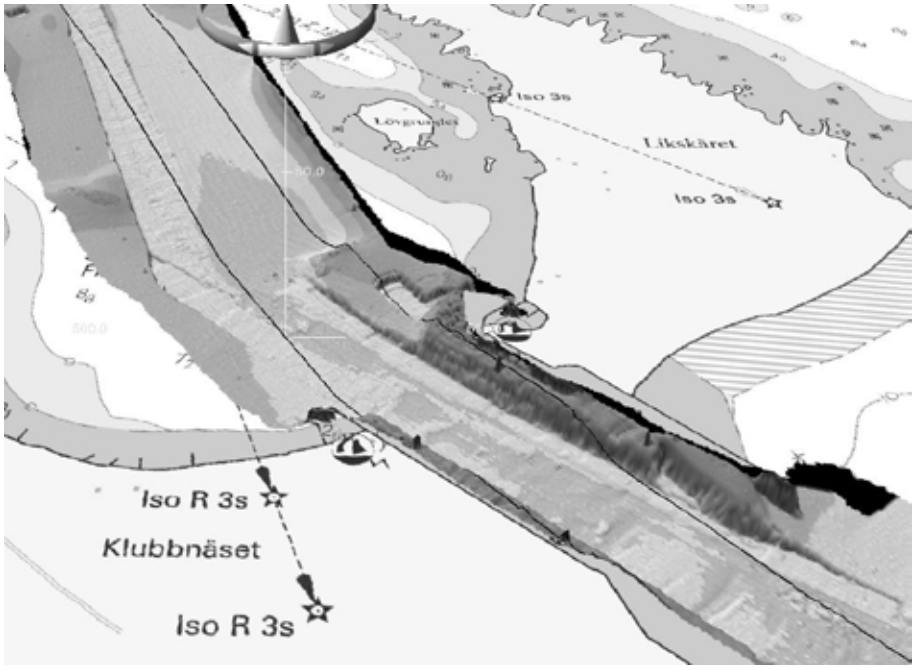
För att få en effektiv hantering av undersökningarna är samtliga undersökningarna samlade i en för projektet gemensam geodatabas. Totalt omfattar geodatabasen omkring 1600 borrpunkter samt tolkningar av geofysikdata.

Tabell 1. Sammanställning utförda undersökningar

Utförare (år)	***Omfattning***
Orrje & Co (1959-1961)	ca 800 borrpunkter
Orrje & Co (1972-1976)	Stålverk 80, ca 600 borrpunkter samt seismik
Tyréns (2010)	ca 113 borrpunkter
WSP (2014)	ca 30 borrpunkter)
SWECO (2014)	seismisk undersökning
WSP (2015)	ca 60 borrpunkter
TOTALT	**ca 1600 borrpunkter + geofysik**

2.2 Inmätning av botten

Hela botten för farleden är inmätt med laserscanning. Med underlaget från inmätningen har en tredimensionell bottenmodell genererats. Bottenmodellen är kompletterad med planerad sträckning av farleden och muddringsdjup. Jord och berg ovan muddringsdjupet ger då en beräknad muddervolym. I Figur 1 visas ett utklipp från bottenmodellen vid passagen mellan Klubbnäset och Likskäret. Bottenmodellen visar också områden där tidigare muddring gått bet i antingen fast lagrad morän eller berg. Dessa indikativa uppgifter ger en viss värdefull information och tas med i fortsatt projekteringsarbete.



Figur 1. Utklipp från den tredimensionella bottenmodellen vid passagen mellan Klubbnäset och Likskäret. Planerad dragning av farleden markeras av de svarta linjerna.

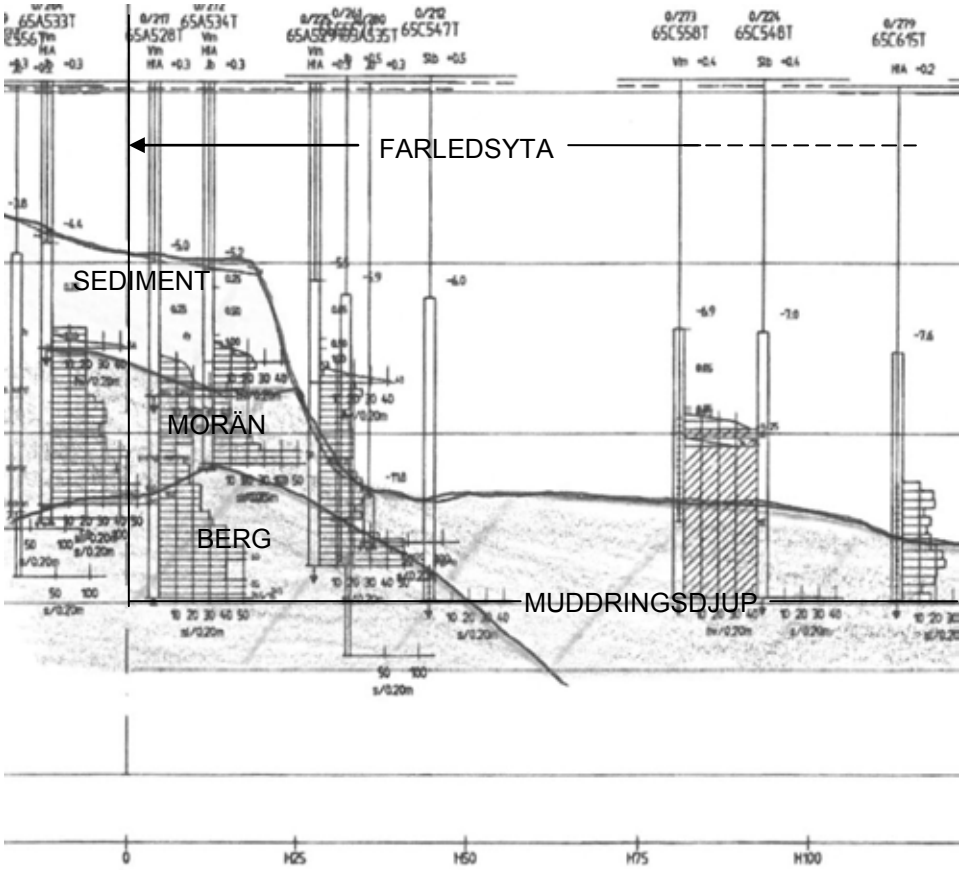
2.3 Bedömning av jordslagsvolymer

Bottenmodellen tillsammans med utförda undersökningar används sedan för att ta fram tvärsektioner med borrpunkter längs farleden med avstånd 250 meter mellan varje tvärsektion. I tvärsektionerna framgår farledsytan och muddringsdjup. För respektive tvärsektion tolkas sedan jordlagerföljden in. Jordlagerföljden delades in i tre jordslag anpassade till muddringsteknik, se exempel i Figur 2:

- sediment=sugmuddring
- morän=grävmuddring
- berg=bergschakt

Med tvärsektionerna som underlag beräknas muddervolymen uppdelade i jordslagen. På det här sättet byggs en modell över muddervolymerna upp genom att interpolera mellan tvärsektionerna.

Sammantaget kan den totala muddervolymen fördelas för de olika jordslagen.



Figur 2. Exempel på en del av en tvärsektion med borrpunkter och intolkad jordlagerföljd.

2.3 Kompletterande geotekniska och geofysiska undersökningar

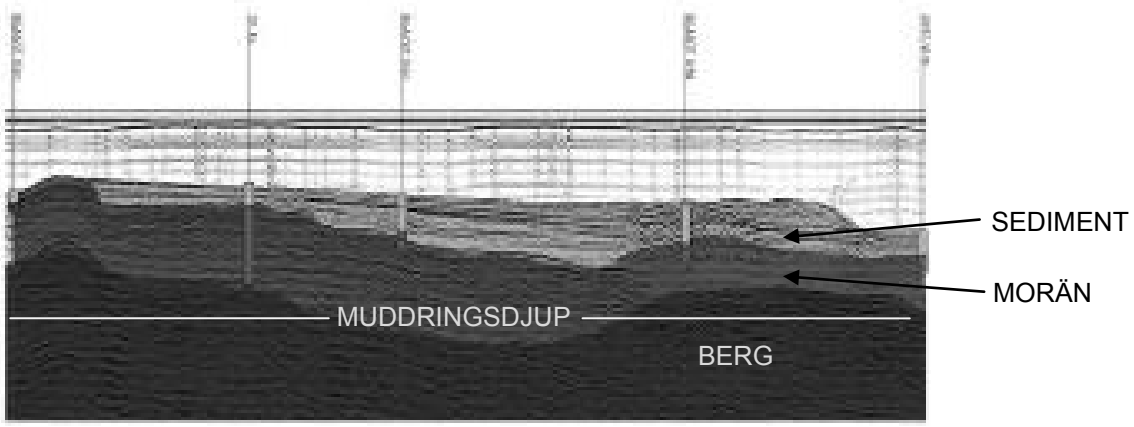
Med hjälp av sammanställningen av utförda undersökningar och analys av tvärsektionerna kan farledsområdet delas upp i delområden avseende tillgängligt geotekniskt underlag: bra, mindre bra och bristfälligt underlag. Även om det redan innan projektet startades fanns en stor mängd undersökningar visade analysen av indelningen att det fanns behov av att genomföra kompletterande undersökningar för att stärka underlaget och minimera osäkerheterna för jordlagerföljd, jordmäktigheter, förekomst av berg etc.

De kompletterande undersökningarna är utförda i omgångar 2008 – 2015. Efter varje omgång är resultaten utvärderade och analyserade för att till nästa omgång förtäta i intressanta områden. Undersökningarna är genomförda med konventionella borriggar placerade ombord på Sjöfartsverkets arbetsplattform Fyrbjörn, se Figur 3.



Figur 3 Undersökningar 2014 från Sjöfartsverkets arbetsplattform Fyrbjörn.

Geofysiska undersökningar är utförda i områden där bergets överyta förmodas ligga ovan muddringsdjupet. Boomermätning är utfört längsmed en stor del av farledslinjen. Refraktionsseismik är utfört i längd- och tvärsektioner i särskilt intressanta delar och där befintligt underlag är begränsat. Vid tolkning och utvärdering av geofysisk data har de geotekniska undersökningarna använts för att verifiera jordarter och jordlagergränser. Tolkade sektioner med geofysik ger en god bild över variationer och nivåer i jordlagerföljden, se exempel i Figur 4.



Figur 4. Exempel från tolkad sektion geofysik. Figuren illustrerar hur läge på berg, morän och sediment i förhållande till muddringsdjupet kan studeras.

Tvärsektionerna med intolkad jordlagerföljd har uppdaterats med nya undersökningar och reviderats efter behov. Jordslagsvolymmodellen har förfinats allt eftersom nya indata erhållits.

Miljöundersökningar är utförda i samband med de geotekniska undersökningarna, främst sedimentprovtagning. Även om miljöprovtagningen sker i överst metern av sedimentlagret ger det värdefull geoteknisk information om vad sedimenten klassas som. Därför är dessa klassningar också inlagda i geodatabasen. Sedimenten kommer i huvudsak muddras med sugmuddring, jetmunstycken i kombination med undertryck suger helt enkelt upp materialet till fartyget. Vilken typ av teknik för sugmuddrings om appliceras (utformning av munstycke, sugkraft mm.) styrs av vilken typ av sediment det rör sig om. Slutsatsen av detta är att om man till förfrågningsunderlaget kan ge en mer detaljerad beskrivning av sedimenten kan entreprenörerna uppskatta tidsåtgång och kostnader med högre säkerhet.

3 UTMANINGAR

Med utförda undersökningar lättillgängliga i en geodatabas och med underlag som täcker större delen av farledsytan kan en bedömd jordlagermodell genereras med mäktighet på sediment och morän samt djup till bergets överyta.

I projektet har succesiv kalkylering använts för att belysa och minimera osäkerheter i kalkyleringsarbetet. Den största osäkerheten för muddringen är mudderbarheten av moränen, det vill säga antal kubikmeter jord per tidsenhet vid muddring. Grunden till osäkerheten ligger i dåliga erfarenheter vid tidigare muddring i liknande förhållanden i Bottenviken. Den tekniska

förklaringen till svårigheterna med muddring av moränen är att den är mycket fast lagrad och har en kornstorleksfördelning (sandig siltmorän) och form på aggregaten som innebär att det krävs stor brytkraft i skopan för att få grepp i moränen. Muddringar som genomförts på senare tid med modern teknik, bland annat utanför Finland med liknande geotekniska förhållanden har haft svårigheter med muddringen av moränen som inte kunnat muddras med den bedömd kapacitet. Projekten har blivit fördröjda och budgeten överskridits.

Vidare saknas det tillämpbara standarder och erfarenhet att bedöma, mäta eller beskriva mudderbarheten för morän. Jämfört med schakt på land finns det ingen standard för bedömning av schaktklass för schakt till havs. Mycket av informationen och kunskapen finns inom muddringsföretagens egna organisationer.

4 MUDDRINGSKAMPANJ

4.1 Bakgrund

En erfarenhet man dragit från tidigare muddringar för befintlig farled i början på 90-talet är att mudderverket helt enkelt varit för litet. Moderna mudderverk är utrustade med större och kraftigare grävmaskiner och skopor. Större mudderverk innebär bättre möjligheter att muddra fasta och blockrika jordar, såsom morän, med hög effektivitet.

Grundidén med en provmuddringskampanj är att provmuddra i ett antal lägen med ett modernt stort mudderverk, större än vad som någonsin använts för muddring i Bottenviken. Syftet är helt enkelt att undersöka mudderbarheten i moränen med ett stort mudderverk.

Provmuddringar är inte helt ovanligt i branschen. Däremot är genomförandet av denna muddringskampanj som en undersökningsmetod för den dåligt beryktade moränjorden som förekommer i Bottenviken.

Till muddringskampanjen inbjöds representanter från tänkbara mudderentreprenörer för att delges information samt för att närvara ombord vid provmuddringen. Utöver mudderentreprenörerna besöktes mudderverket under provmuddringarna av olika intressenter och media. I och med detta belystes projektet och fick mudderentreprenörerna att intressera sig. Det här sättet att belysa ett mudderprojekt och erbjuda entreprenörerna en möjlighet att besöka och för egen räkning dokumentera provmuddringen är unikt för branschen.

4.2 Planering av provmuddring

Placeringen av lägena valdes till de områden som stod för en stor andel av den totala muddervolymen morän. Detta för att täcka in så stor del av moränvolymen som möjligt.

Provmuddringen utfördes av den internationella mudderentreprenören Boskalis med mudderverket Nordic Giant, se Figur 5.



Figur 5. Mudderverket Nordic Giant vid provmuddringen i Luleå juli 2015.

Korta fakta för att belysa storleken av mudderverket:

- Vikt 380 ton
- Tre stödben, 20 meter vardera sänks ner till botten och fixerar läget på mudderverket
- Skopan har en volym på 13 kubikmeter
- Maximalt mudderdjup är omkring 18 meter

4.3 Genomförande

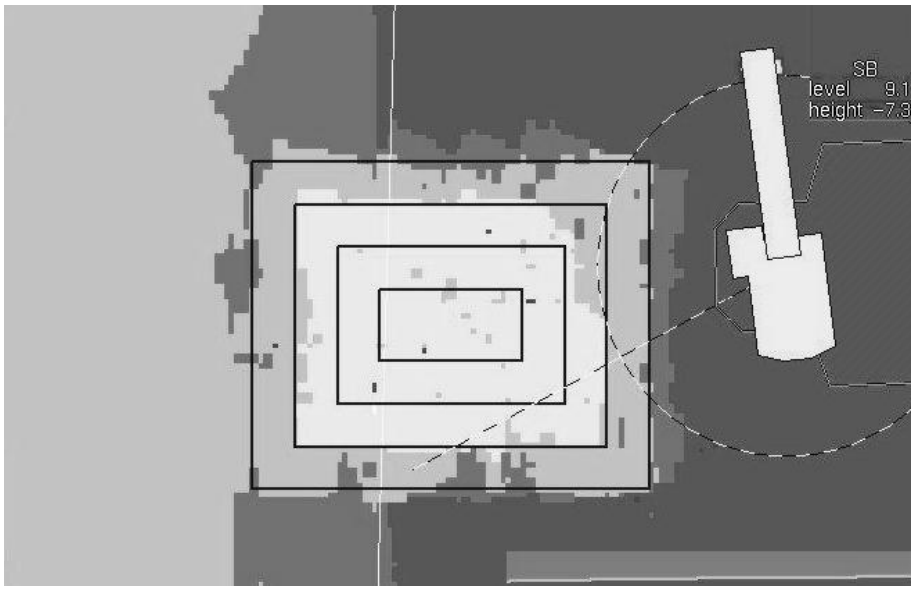
På uppdrag av Sjöfartsverket genomfördes i juli 2015 provmuddring i fem lägen längs planerad farled. För att mäta och beskriva mudderbarheten togs ett kontrollprogram fram för varje läge för provmuddring. Programmet innehöll fem delar:

1. Utförda undersökningar
2. Förväntad jordlagerföljd (beskriven i text samt schematiskt uppritad)
3. Protokoll för verklig dokumenterad jordlagerföljd

4. Kontrollista för dokumentering i fält (Foto-/videodokumentation, blockförekomst, fyllnadsgrad skopa, tidtagning, jordlagerföljd m.m.)
5. Provtagningsprotokoll

Syftet med programmet var att säkerställa dokumentationen i fält för att skapa ett underlag för att med en förbättrad detaljeringsgrad kunna beskriva mudderbarheten. Programmets innehåll togs fram med stöd av personer med lång erfarenhet av och kunskap om muddring.

Provmuddringen genomfördes i etapper med pallhöjd 2 meter. Efter avslutat pall backade mudderverket undan varpå en följebåt mätte in den faktiska pallvolymen med multibeam-lod. Volymen tillsammans med tidsåtgång per pall ger muddringskapacitet för varje pall. I Figur 6 illustreras schaktplanen för ett provläge sett ovanifrån. Varje rektangel representerar en pall, den nedre pallen har en area på 10x15. Däröver ökar längden och bredden med 3 meter åt varje håll.



Figur 6. Illustration över schaktplanen sett ovanifrån. Varje rektangel representerar en pall.

5 RESULTAT OCH SLUTSATSER

Provmuddringen genererade en stor mängd data för analys och tillämpning för förfining av bedömda muddervolymer och kalkylarbete.

Den enskilt största osäkerheten som belystes i den succesiva kalkylen berörda mudderbarheten av moränen. De geotekniska undersökningar omfattar en stor del av de områden där muddring är aktuellt och skapar ett bra underlag för

bestämning av jordlagerföljder. Däremot saknas tillämpbara standarder eller empiriska samband mellan geotekniska undersökningar och mudderbarhet i morän. Detta i kombination med dåliga erfarenheter av muddring i morän utformade den stora osäkerheten i kalkylmodellen.

Provmuddringen renderade ett avsevärt förbättrat underlag på mudderbarheten i moränen. Den viktiga slutsatsen av provmuddringen var att moränen, och i synnerhet bottenmoränen var möjlig att muddra med rimliga kapaciteter. Utvärderat underlag från provmuddringen användes som indata i fortsatt kalkylarbetet. Resultatet från kalkylen före respektive efter genomförd provmuddring sammanfattas i Tabell 2. Värdena motsvarar uppskattade kostnader för muddringen. Värdena är presenterade som nyckeltal för en normalfördelning. Efter provmuddringen har den mest sannolika kostnaden för muddringen i kalkylen minskat med 20% samtidigt som standardavvikelsen minskat med 56%.

Tabell 2. Uppskattade kostnader för muddringen före och efter provmuddringen

Nyckeltal normalfördelning	**Kalkyl före provmuddringen (msek)**	**Kalkyl efter provmuddringen (msek)**
Medelvärde	1737	1390
Standardavvikelse	174	76

Provmuddringen har gett mycket värdefull information för fler tillämpningar som tillsammans förbättrar modellen över bedömda jordslagsvolymer:

- Förekomst av yt-/bottenmorän och dokumentera skillnaden i mudderbarhet däremellan
- Indata för verifiering av geotekniska undersökningar och utförda och tolkade geofysiska undersökningar
- Provtagning och analys av losstaget berg
- Uppmärksamhet om projektet i media och av olika intressenter och framförallt för entreprenörerna
- Kommunikation med entreprenörerna. Förklara projektet och projekteringsarbetet. Förklara de geotekniska förhållandena för utländska geotekniker som har begränsad erfarenhet från regionen och moränjordar.
- Förklara de undersökningsmetoder som är utförda i detta projekt, viktsondering, hejarsondering, jord- och bergsondering samt geofysik. Viktsondering är den vanligaste undersökningsmetoden i tillgängligt underlag. Samtidigt som entreprenörerna knappt känner till metoden.

PÅLGRUNDLÄGGNINGEN AV NYA SLUSSEN

Gary Axelsson, ELU Konsult
Jonas Giding, ELU Konsult

Sammanfattning

Projekteringen av nya Slussen i Stockholm har bland annat medfört en utveckling av nya beräkningsmodeller för påldimensionering, som innebär en optimering av grundläggningen och en stor kostnadsbesparing för projektet, men som även kommer kunna utnyttjas i framtida projekt. Flera provpålningar med provbelastningar och avancerad pålinstrumentering har genomförts i syfte att hitta den mest lämpliga påltypen. Följande utvecklingsområden belyses:

- Sannolikhetsbaserad dimensionering används för att utnyttja summan av samtliga pålar i en pålgrupp, detta till skillnad från idag där den högst belastade enskilda pålen styr belastningen på pålgruppen.
- Samverkanspålar, dvs betongens inneslutningseffekt i stålröret utnyttjas vid beräkning av den konstruktiva bärförmågan. Långtidsförsök i labb har utförts som gör att vi nu kan verifiera denna samverkan.
- Dagens beräkningsmodell för lutande pålar utsatta för marksättning är alldeles för konservativ när det gäller maximalt moment i pålen. Via avancerade tredimensionella numeriska analyser som följs upp med fältförsök har en ny dimensioneringsmodell kunnat utveckas.
- Geotekniken och alla geokonstruktioner utförs med BIM, dvs projekteringen utförs objektsorienterat i en 3D-geometrisk modell där en stor mängd datainformation kopplas såsom byggordning, mängder, material mm.

Summary

The Slussen project in Stockholm has brought about the development of new calculation models for pile design that will lead to large cost savings for this and future projects. Several pile load-test programs including advanced pile instrumentation have been undertaken in order to find the optimum pile type. The following development areas are described:

- Reliability analysis of a whole pile group instead of only singular piles as is the case today.

- The full effect of the contained concrete in composite piles is utilized in the piles design. Laboratory tests have been undertaken to verify the long–term effects.
- The existing calculation model used for inclined piles in settling soil is much too conservative. A new calculation model has been developed through three-dimensional FEM and will be verified by field tests.
- The geotechnical investigation is presented and all of the geotechnical structures will be designed using building information modelling (BIM).

1 INLEDNING

Grundläggningen av nya Slussen i Stockholm, med Stockholms Stad som byggherre, är ett av de mest komplicerade och omfattande grundläggningsarbetena i Sverige någonsin. En stor del av den totala kostnaden på 12 miljarder utgörs av geoteknik och grundläggning. Skanska är huvudentreprenör i de två största samverkansentreprenaderna, där ELU är generalkonsult och har hand om projektering av geoteknik och konstruktioner samt uppföljning under hela byggtiden.

Projektet innehåller utmanande geotekniska förutsättningar; ca 20 m lösa fyllningsmassor och gyttja som sätter sig ca 2-4 mm/år och överlagrar upp till 50 m mycket löst lagrat åsmaterial, ovan en förkastningszon i berget som rör sig upp till 1 mm/ år i öst-västlig riktning. På grund av de begränsade möjligheterna att med dagens undersökningsmetoder bestämma åsmaterialets deformations- och hållfasthetsegenskaper i fält och labb, utgör provpålning en synnerligen viktig del av projekteringsarbetet.

Fyra stycken avancerade provpålningar, med bland annat olika typer av instrumentering samt flera utvecklingsprojekt har genomförts. Även långtidförsök i labb på samverkande betongfyllda stålrörspålar har utförts för att kunna utnyttja pålarna optimalt. Allt för att hitta den bästa lösningen och för att reducera kostnaderna.

Detta gigantiska projekt där grundläggningen ur tekniskt och kostnadsperspektiv har varit av högsta prioritet har inneburit en unik möjlighet till praktiskt teknikutveckling.

2 BAKGRUND

2.1 Lite histora om området

Fartygsslussen i Stockholm belägen mellan Gamla Stan och Södermalm har byggts om ett flertal gånger sedan 1600-talet. I dagligt tal omfattar dagens Slussen även alla kajer och det klöverformade trafikkomplexet på Södermalm. Redan under 1000-talet medförde landhöjningen att vattnen kring Stadsholmen (Gamla Stan) kvarstod som de enda segelbara lederna mellan Mälaren och Saltsjön (Östersjön). Strömmarna som uppstod på norra och södra sidan av Stadsholmen innebar att området blev en viktig omlastningsplats. Det strategiska läget bidrog starkt till att staden Stockholm anlades på just denna holme. För att möjliggöra reglering av Söderström och underlätta för sjötrafiken anlades år 1642 den första slussen i området, tillägnad drottning Kristina. Den ersattes år 1745-1850 av Polhemsslussen, se Figur 1, och därefter år 1850 av Nils Ericsonslussen fram till 1935 när den nuvarande Karl Johanslussen blev klar.



Figur 1 Polhemslussen i en litografi av Johan Cumelin (1793-1820), ”Blå Slussen”.

2.2 Den befintliga anläggningen; Karl Johanslussen samt trafikanläggning

Karl Johanslussen, se Figur 1, invigdes år 1935 efter en byggnadstid om endast 4 år. Själva bygget skedde genom att båda sidor dämdes upp och slussgraven grävdes ut på plats varefter konstruktionen kunde gjutas med betong. Karl Johanslussen har en längd om 75 meter, bredden är 10 meter och djupet 3,5 meter (vid medelvattenstånd). Den segelfria höjden är 4,9 meter.
Den gamla Nils Ericsonslussen används fortfarande men endast för att kunna reglera avbördningen, främst i samband med islossningen under våren. Den tidigare Polhemslussen som fram tills 1935 hade används för att reglera vattenflödet fylldes igen när Karl Johanslussen byggdes.

Funktionen med den befintliga funkisinspirerade trafikanläggningen, som karakteriseras av det klöverbladsformade utseendet, se Figur 2, var att lösa den kaotiska trafiksituationen till följd av trafikens omläggning från hästfordon till motorfordon.



Figur 2 Översiktsbild över dagens Slussenområde.

2.3 Befintlig grundläggning

Den befintliga anläggningen består av 24 monoliter som är grundlagda på Frankipålar, platta på mark, träpålar samt stålkärnepålar (grundförstärkning från 1980-talet), se Figur 3. Pålgrundläggningen misslyckades inom stora delar på grund av att man inte lyckades föra ned pålarna till åsens bärkraftiga lager eller till berg. Pålarna har avslutats i fyllning, lera eller organiska

jordlager, vilket medfört att stora sättningar uppkommit och som pågår än idag. Dessa sättningar har gett upphov till stora skador på anläggningen som är en av anledningarna till att nya Slussen byggs, se Figur 4.



Figur 3. Befintlig grundläggning i en 3D-modell.



Figur 4. Kraftiga sättningsskador hos betongpelare förstärkt med stålstämp på ömse sidor.

2.4 Franki-pålar

Sommaren 1932 genomfördes en provpålning med de nya ”Franki-pålarna”. Det belgiska systemet visade goda resultat vid provpålningen tyckte man och stora delar av Slussen-anläggningen grundlades därför på denna påltyp. Pålarna är in-situ tillverkade betongpålar. Tillverkningen gick till så att man drev ner ett stålrör genom slagning med en hejare mot en 60-70 cm tjock betongplugg i botten av röret. Stålröret var dock endast ca 20 m långt, men eftersom det kunde vara djupare ner till åsen så hamnade pålarnas spets i den lösa fyllningen ovanför gyttjan. Efter neddrivningen drogs stålröret upp under samtidig nedslagning av ytterligare betong, se **Error! Reference source not found.**. På de översta 7 metrarna installerade man en armeringskorg. Hejaren hade en konisk form för att inte fastna i armeringskorgen under slagningen.

Pålinstallationen utfördes av det belgiska företaget Pieux Franki som garanterade att pålarna utöver elastisk deformation inte skulle sätta sig mer än:

1000 kN = 1 mm
1500 kN = 5 mm
2000 kN = 8 mm

Provpålningen gjordes på två ställen med en belastning på 1600 kN och med sättningen 5,0 respektive 6,5 mm. Men som man då konstaterade: ”Av praktiska skäl kunde provbelastningen dock icke utsträckas under någon längre tid”.



Figur 5. Pålning på 1930-talet med Franki-pålar.

3 NYA SLUSSEN

Nya Slussen innehåller många delar såsom en ny sluss, nya broar, kajer, avbördningskanaler, tunnlar, och byggnader, se Figur 6. Projektet omfattar ett av de största betongdäcken i Stockholm – någonsin, och anläggningen för den nya vattenregleringen av Mälaren som hanterar flöden i nivå med de stora norrländska älvarna.

Byggnadsarbetena påbörjades redan 2012 med mindre rivningsarbeten, en del ledningsomläggningar och vissa andra inledande arbeten. Skanska tilldelades 2015 de två största huvudkontrakten avseende nya konstruktioner på Södermalm respektive arbeten i anslutning till slussanläggningen och kajer. Byggnadsarbetena kommer att påbörjas sommaren 2016 och den nya Slussen beräknas stå klar år 2022. Den nya slussrännan blir 90 meter lång, 12 meter bred och 4,3 meter djup (vid normvattenstånd), den segelfria höjden blir 4,1 meter. Karl Johanslussen tas bort medan den gamla Nils Ericsonslussen kommer att bli en fiskvandringsväg och därmed bevaras för framtiden.



Figur 6. Nya Slussen, genomskärning av slussanläggningen och dess grundläggning.

4 GEOTEKNISKA FÖRUTSÄTTNINGAR

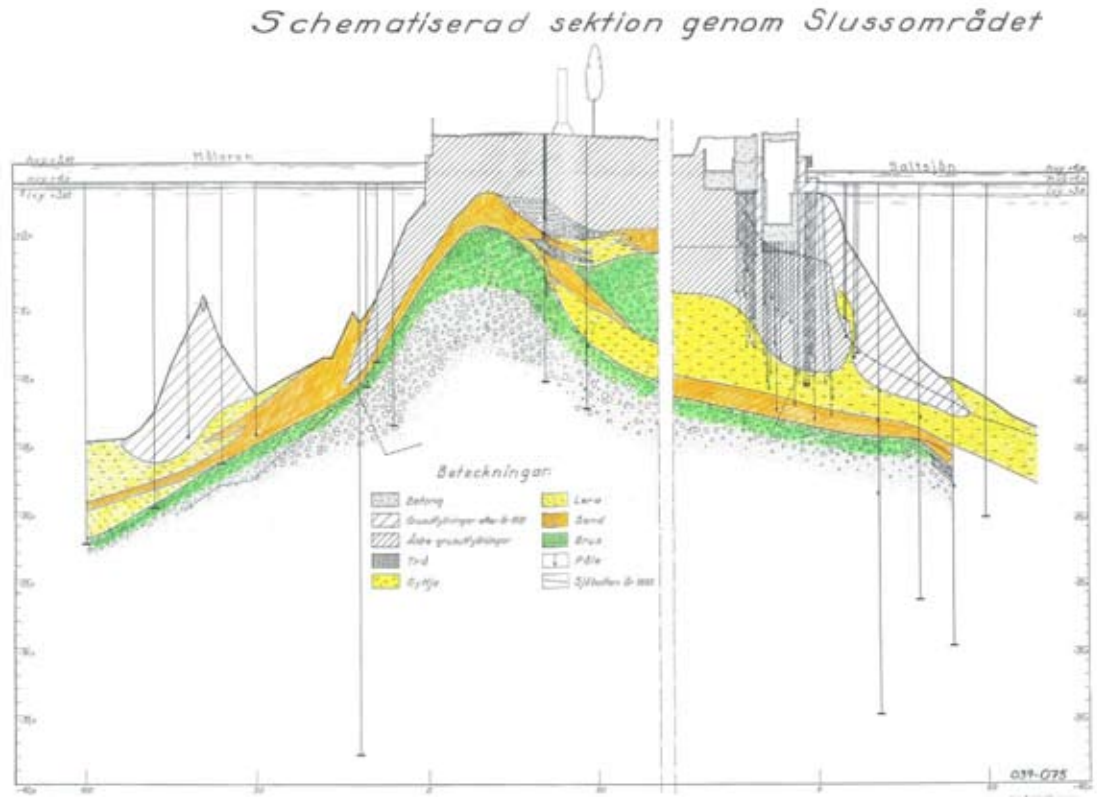
4.1 Geologin

Området vid Slussen karaktäriseras av ett näs som binder samman Gamla Stan och Södermalm. Stockholmsåsen, som löper genom området, gav i kombination med landhöjningen upphov till en tröskel söder om Gamla Stan - Söderström. Det nuvarande näset började bildas redan på 1100-talet.

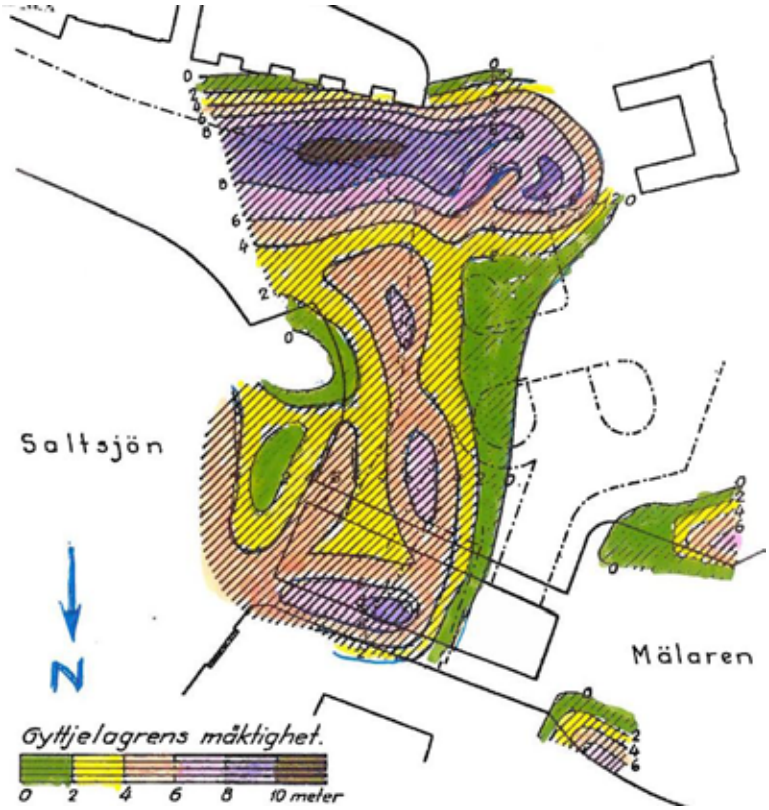
Rullstensåsen har en komplicerad uppbyggnad, såväl till det yttre som till det inre, se Figur 7. Åsens centrala delar utgörs av en hög andel rundade block och stenar, kring vilka grus och sand är lagrade med mycket växlande sammansättning. Åsen vilar direkt på berget. Åsens skal utgörs av grus-, sand- och leravlagringar; isälvmaterial som avsatts efter det att åskärnan bildades samt åsmaterial som omlagrats i samband med landhöjningen. På grund av omlagringarna som skett är det svårt att fastställa de olika jordlagergränserna. Lera överlagrad av svallat material av sand och grus förekommer inom isälvsavlagringen, till exempel i åsens sluttningar. Postglacial lera och organiskt material täcker i stor utsträckning åsens östra sida, ett område som tidigare utgjordes av sjöbotten. Vid Katarinahissen har organiskt material och lera konstaterats ned till cirka 20 meters djup. Gyttjan är i stor utsträckning rester från det avfall som dumpades längs stadens kajer så sent som in på 1700-talet, se Figur 8. I samband med de utbyggnader som ägt rum genom tiderna har ler- gyttje- och dylagrens mäktighet komprimerats genom att utfyllnader utförts.

I princip täcks hela Slussenområdet av fyllningsmassor. Förutom fyllning förekommer rester från gamla sten- och träkonstruktioner, båtvrak, sjunk-timmer o dyl i jordlagren. Fyllningen har sin största mäktighet och utbredning på åsens östra sida, i området som tidigare utgjordes av sjöbotten.

Området präglas av en förkastningszon i berggrunden som stryker västnordväst, längs Söder Mälarstrand och Stadsgården, som medför mycket tvära berglutningar och djupa berglägen. Söder om förkastningen reser sig Söderbergen och i norr faller berget undan till stora djup. Största djupet till berg uppgår till cirka 70 meter. Flertalet kross- och sprickzoner förekommer i området.



Figur 7. Illustrativ bild från 1930-talet som visar åsens schematiska uppbyggnad (höjd-längdskala 1:4) under Nils Ericsonslussen .



Figur 8. Gyttjelagrens mäktighet i en översikt från 1930-talet.

4.2 Förutsättningar för pålning

Med hänsyn till de komplicerade geotekniska förhållandena har flera olika påltyper värderats i projekteringen och ett antal provpålningar med de mest lovande påltyperna har utförts. De största geotekniska utmaningarna som har påtaglig inverkan på valet av pålar är:

- Fyllningslager med svårgenomträngliga hinder, t ex av trä och järn.
- Stora sättningar i fyllningen och gyttjelagret som speciellt påverkar lutande pålar men även ger betydande negativ mantelfriktion.
- Områden med mycket hög permeabilitet hos åsmaterialet vilket innebär mycket stor bruksåtgång för mantelinjekterade pålar.
- Mycket löst lagrat åsmaterial som innebär att borrning med känslig utrustning måste utföras för att förhindra markrörelser.
- Stort djup till berg och ett åsmaterial som ger mycket lågt mantelmotstånd betyder att pålarnas elastiska hoptryckning blir betydande, upp till ca 50 mm.
- Mycket dåligt berg kan ställvis förväntas, vilket innebär att mantelburna stålkärnepålar eller att berginjektering under pålspetsen måste utföras.

5 LÄRDOMAR FRÅN PROVPÅLNINGAR

5.1 Syftet med provpålningarna

Syftet med provpålningarna var att få tillräckligt underlag för att kunna välja de bäst lämpade påltyperna. Inledningsvis kunde slagna pålar väljas bort med avseende på omgivningspåverkan och svåra neddrivningsförhållanden p.g.a. hinder i mark och packningseffekter i åsmaterialet. Då återstod att prova borrade alternativ som injekteringspålar, stålrörspålar och stålkärnepålar. Borrade in-situ gjutna grävpålar med diameter större en meter skulle kunna ha varit ett alternativ men dessa avskrevs av tekniska och totalekonomiska skäl.

5.2 Injekterade mantelburna pålar

Eftersom det bitvis är så mycket som 50-70 m ner till berg bedömdes att denna påltyp skulle kunna bli ekonomisk om man lyckades förankra injekteringskropparna högt upp i åsmaterialet. Vidare behövde en lämplig metod för verifiering av bärförmågan tas fram. Denna påltyp skulle kunna användas för lasteffekter på ca 700–1000 kN. Inledande provningar, se Figur 9, uppvisade lovande resultat, men vid noggrannare analyser och ytterligare tuffa provningar avskrevs påltypen för permanenta konstruktioner. Bruksåtgången i den permeabla åsen var oförutsägbar och ibland kunde tusentals liter bruk krävas för att åstadkomma ca 5 m injekteringskropp.

Vidare visade invändiga fiberoptiska töjningsgivare att det var svårt att verifiera injekteringskroppens bärförmåga, eftersom en stor del av den statiska provdragningskraften överfördes till det sättningsbenägna fyllningslagret. Detta har beskrivits i ett tidigare föredrag på Grundläggningsdagen av Olovsson et al (2011).



Figur 9. Provpålning vid Sjöbergsplan

5.3 Borrade stålrörspålar

Borrade spetsburna stålrörspålar är ett bra alternativ till injekterade mantelburna pålar. Avståndet till berg samt tjocka lager åsmaterial och hinder i fyllningen skulle dock kunna orsaka problem vid installationen. Att det bitvis är uppsprucket berg var känt men hur det skulle påverka spetsbärförmågan behövde kontrolleras. Denna påltyp bedömdes i ett tidigt

skede kunna användas för lasteffekter på ca 1500-2500 kN. Provningarna genomfördes med vattendrivna och med luftdrivna sänkborrhammare, i kombination med olika typer av ringborrkronor och pilotborrkronor, bland annat en pilotborrkrona med utfällbara vingar. Syftet var att välja en ur sättningssynpunkt skonsam borrmetod som klarar av att borra pålarna genom block och hinder ned till 70 meters djup. Stötvågsmätning utfördes för att undersöka om tillräcklig spetsbärförmågan kunde verifieras trots energiförluster genom alla skarvarna.

5.4 Mantelburna stålkärnepålar

För de allra högsta lasteffekterna med både tryck och dragkrafter i storleksordningen 2500-5000 kN bedömdes det att mantelburna stålkärnepålar skulle vara det enda lämpliga alternativet, trots att den är mycket kostsam páltyp. Provpålning utfördes och pålarnas dragbärförmåga och spets-bärförmåga verifierades genom stötvågsmätning med Wave-up metoden istället för med traditionell statisk provbelastning (oftast i drag). Wave-up metoden användes för första gången vid bygget av Citybanan i Stockholm och beskrivs i Axelsson et al (2012).

5.5 Slutsatser och pålval

Slutsatserna var sammanfattningsvis att injekteringspålar valdes bort och ersattes av borrade stålrörspålar som den huvudsakliga páltypen. Betongfyllda stålrörspålar är en konkurrent till stålkärnepålar för lutande pålar om man kan utnyttja full samverkan mellan betong och stål. Tolkningar av Pål-kommisionsrapporter, Europanormer, gamla sanningar och tillvägagångssätt ifrågasattes. För att verifiera beräkningsmodellen genomfördes kort- och långtidsbelastningar, tryck- och böjprovningar på SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut. Resultaten visade att beräkningsmodellen ger tillförlitliga resultat. Utifrån detta har vi valt att inrikta oss på att använda stålrörspålar med samverkan istället för stålkärnepålar.

6 TEKNIKUTVECKLING I PROJEKTET

6.1 Förutsättningar och problemställningar för teknikutveckling.

Slussen-projektet innehåller inte bara geotekniska utmaningar, projektets omfattning och kostnad är enorm, där pålgrundläggningen utgör en stor del av hela anläggningens kostnad. En kritisk granskning av väletablerade beräkningsmodeller och konventionell pålningsmetodik är därför befogad. Användning av förenklade och konservativa beräkningsmodeller kan vara mycket kostsam, medan däremot kostnaden att utveckla alternativa och

objektsanspassade lösningar blir förhållandevis liten för ett så här stort projekt.

En av de första problemställningarna som genomlystes var att Boverkets (BFS 2013:10 EKS 9) respektive Trafikverkets (TRVFS 2011:12) regler för påldimensionering var olika och gav helt olika säkerhetsfaktorer, speciellt om dimensioneringen baserades på dynamisk provbelastning. Slussen-projektet är en ”hybrid” av ett anläggningsprojekt och ett husbyggnadsprojekt och vissa delar ska dimensioneras med Boverkets författningssamling och andra med Trafikverkets författningssamling. Med användning av Boverket regler erhålls exempelvis 19 % fler pålar. Ett sätt att likställa dimensioneringen var då att ta fram en modell för att beräkna objektspecifika partialkoefficienter med β-metoden, dvs utföra en sannolikhetsbaserad dimensionering i enlighet med SS-EN 1990.

De pågående sättningarna i fyllningsmassorna och i den underliggande gyttjan är en annan viktig problemställning för alla lutande pålar. En marksättning på omkring 0,25 m i genomsnitt för det flesta områdena (uppemot 0,5 m som värst) över konstruktionens livslängd är vad som förväntas. Sättningarna ger med tiden upphov till stora tillskottsmoment och betydande kapacitetsreduktion hos pålarna. Den etablerade beräkningsmodellen för transversalbelastade pålar, som redovisas i Pålkommissonens rapport 101, ifrågasattes om den var optimal för det aktuella problemet. En grundlig genomgång av möjliga beräkningsmodeller har utförts, tillsammans med en tredimensionell numerisk analys, för att bedöma vilken beräkningsmodell som bäst modellerar den aktuella situationen.

Vi har av tradition i Sverige inte utnyttjat betongens hållfasthet i pålröret fullt ut vid dimensioneringen, utan endast som en styvhetsökning. Eurokoden tillåter att betongens samverkanshållfasthet, dvs dess inneslutningseffekt, får användas vid dimensionering. Ett problem är dock att bedöma hur stor långtidshållfastheten (krypfaktorn) är för innesluten betong. Ett sätt att bestämma både samverkanspålens hållfasthet och dess momentkapacitet var att göra hållfasthetförsök på labb, inklusive långtidsförsök.

6.2 Sannolikhetsbaserad dimensionering

Vanligtvis används partialkoefficientmetoden vid dynamisk provbelastning (stötvågsmätning) av pålar för att bestämma den dimensionerande bärförmågan. Varje påle betraktas här som en enskild konstruktionsdel där sannolikheten för brott är densamma som för en exempelvis en enskild pelare i en byggnadskonstruktion. I verkligheten samverkar pålar i en pålgrupp och

flera pålar måste uppnå brott samtidigt, för att ett brott hos hela grundläggningen ska infinna sig.

En objektspecifik sannolikhetsbaserad dimensionering kan göras med β-metoden baserat på resultat från stötvågsmätningar, där bärförmågans medelvärde och dess spridningsmått (variationskoefficient) är indata. Problemet är att den statistiska modell som använts idag behandlar varje påle som en enskild konstruktionsdel, vilket ger onödigt hög totalsäkerhet.

För att minska säkerhetsfaktorn har ELU utvecklat en statistisk modell med β-metoden som grund för att ta hänsyn till gynnsamma systemeffekter i en pålgrupp. Arbetet har delvis utförts inom ramen av ett examensarbete av Andersson (2014) och utvecklats ytterligare i Slussen-projektet av Andersson et al (2016). Vinningen med en sådan metod är att antalet pålar kan reduceras samt att en mer stringent hantering av osäkerheter och effekter av pålar i grupp införs. Tidigare när β-metoden användes så gjordes en uppskattning av modellfelet. I den nya modellen delas denna upp i ett mätfel och ett transformationsfel, där mätfelet är något som kan bestämmas på platsen och transformationsfelet är den bedömda osäkerheten mellan bärförmågan från stötvågsmätningen och bärförmågan från en verklig belastning. Följande ekvation kan nu användas för att beräkna det sammanvägda spridningsmåttet V_R för en pålgrupp:

$$V_R = \sqrt{\left(V_{R,m}^2 - V_{mf}^2\right)\left[\frac{1}{N} + \frac{1}{n^2}\cdot\left[(n^2 - n)\rho + n\right]\right] + \frac{V_{mf}^2}{N} + V_{tr}^2}$$

där:

N	antalet provade pålar
n	antalet pålar i pålgruppen
$V_{R,m}$	den uppmätta variationskoefficienten för pålarna
V_{mf}	mätfelet
ρ	korrelationen mellan pålarna
V_{tr}	transformationsfelet för dynamisk provbelastning

Förenklat kan man säga att ekvationen åstadkommer en variansreduktion för pålar som står i grupp och där lasten kan fördelas mellan veka och styva pålar. När väl V_R är beräknad utförs en sannolikhetsbaserad dimensionering. Säkerhetsfaktorn för pålgruppen bestäms antingen direkt med β-metoden eller så används den för att kalibrera fram objektspecifika partialkoefficienter. Dessutom har en inledande bedömning av korrelationen mellan pålar i samma

grupp utförts, vilken sedan skall verifieras i fält när tillräckligt stort underlag erhållits.

Tabell 1 visar möjliga brottfall för borrade stålrörpålar i berg och dess korrelation mellan pålarna. Vissa brottfall är rent geotekniska och kan inte påverkas medan andra är beroende av utförande och kan reduceras genom kontroll och produktionsuppföljning. Kortfattat så betyder en hög korrelation (nära ett) att om en låg bärförmåga mäts upp hos en påle är sannolikheten mycket stor att alla pålar i gruppen har låg bärförmåga. Omvänt är det för en låg korrelation mycket liten risk att de andra pålarna ska uppvisa samma problem. Lägst säkerhetsfaktor uppnås om det är genomgående låg korrelation och pålgruppen är stor. Eftersom vissa brottfall har mycket hög korrelation bör minst en påle per grupp stötvågsmätas. Härigenom kan man avsevärt minska risken för att dessa brottfall förblir oupptäckta.

I samband med stötvågsmätningarna, som kommer löpa under hela produktionen, erhålls indata för bestämning av mätfelet och korrelationen mellan pålar i den statistiska modellen.

Tabell 1: Bedömd korrelation för olika möjliga brottfall hos borrade stålrörspålar i berg.

Brottfall	**Bedömd korrelation**
Lokala sprickor i berget.	Låg, $\rho < 0,3$
Borrkax under pålen (”systematiskt fel”).	Hög-Mycket hög, $\rho > 0,7$
Bergets hållfasthet reduceras av upprepade slag och uppsprickning.	Hög-Mycket hög, $\rho > 0,7$
Låg bärförmåga om pålspetsen är i närheten av lokalt sluttande berg.	Låg, $\rho < 0,3$
Att pålarna står på ojämnt underlag vilket medför stor spridning i den uppmätta geotekniska bärförmågan.	Medel-Hög, $0,5 < \rho < 0,7$
Bortmejsling av berg då pålen stoppslås.	Låg-Medel, $0,3 < \rho < 0,5$

6.3 Samverkanspålar, betongens inneslutningseffekt

Vid jämförelse mellan stålrörspålar och stålkärnepålar, avseende böjmotstånd, kan man konstatera att stålrörspålar har det mest ekonomiska tvärsnittet. En stor andel stål är koncentrerad till mitten och dess bidrag till böjmotståndet minskar därmed. I vanliga fall och i synnerhet vid förhållanden som i Slussen har böjmomentkapaciteten en avgörande betydelse. För lutande pålar är förhållandena speciellt ogynnsamma med pågående marksättningar. Här

uppkommer de största momenten i den översta delen av pålen och för en stålkärnepåle innebär det att stålkärnans dimension ges av den övre delen medan kärnan går hela vägen ner till spetsen. Om man inte gör en dimensionsförändring på vägen är större delen av pålen överdimensionerad. Dessutom är stålkärnans skarvar en försvagande punkt.

Betong är jämfört med stål billigt och om betongens bidrag samverkar med rörpålens stål kan man närma sig stålkärnepålens kapacitet. Lägger man dessutom till ett inre rör i pålens övre del, där momentet är som störst, kan den förstärkas där det behövs mest, på ett enkelt sätt. Vid skarvning av rör kan skarven göras jämnstark med röret i övrigt, antingen med hylsskarvar för mindre dimensioner eller med stumsvetsade skarvar. Rör finns dessutom att köpa i högre stålkvaliteter än stålkärnor och sammantaget är samverkanspålen med möjligheter till förstärkning mer ekonomisk. Dragna rörpålar förses med dragstag.

Beräkningsmetoden följer anvisningarna i SS-EN 1994 avseende samverkans-konstruktioner. Betongens inneslutningseffekt gör att den inte kan ta vägen någonstans vare sig tvärs eller längs pålen eftersom friktionen mellan betong och stål är tillräckligt hög. Labbförsök med betongfyllda rörpålar gjordes på SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut, se Figur 10. Betongen som användes var självkompakterande betong C40/45 med ballast. Tre pålar böjdes till brott och deformationskurvorna visade god överensstämmelse med beräknade värden. Vid beräkningen tas hänsyn till betongens krypning och för att verifiera dessa antaganden gjordes även ett långtidsförsök med konstant utböjning i en rigg under 6 månader. Efter långtidsförsöket böjdes pålen till brott och enda skillnaden mot de tidigare försöken var en ökad kapacitet till följd av betongens mognad.



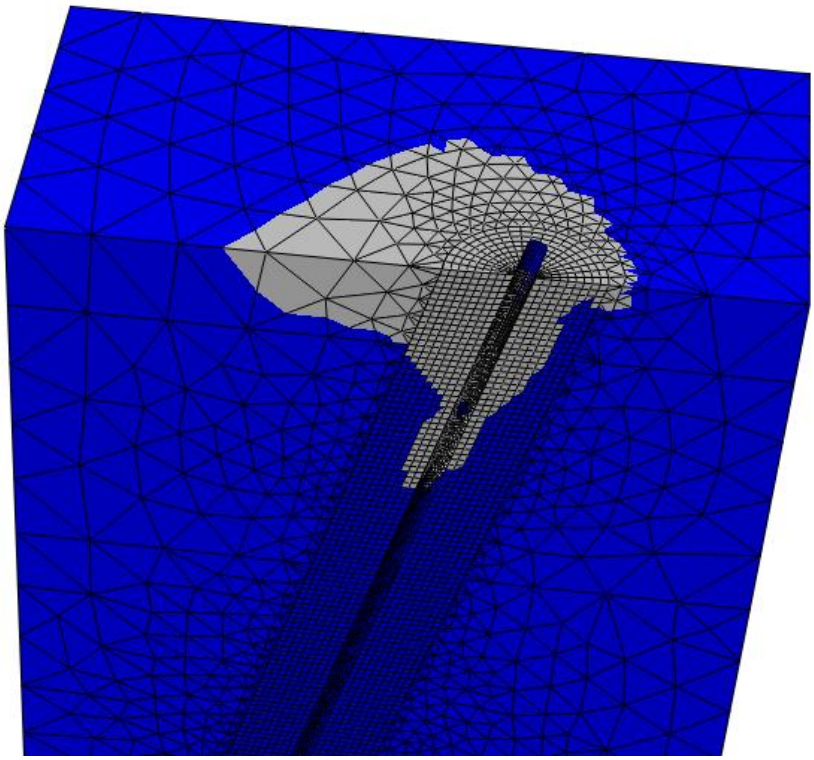
Figur 10. Böjprovning av samverkanspålar

6.4 Ny beräkningsmodell för transversalbelastning av lutande pålar

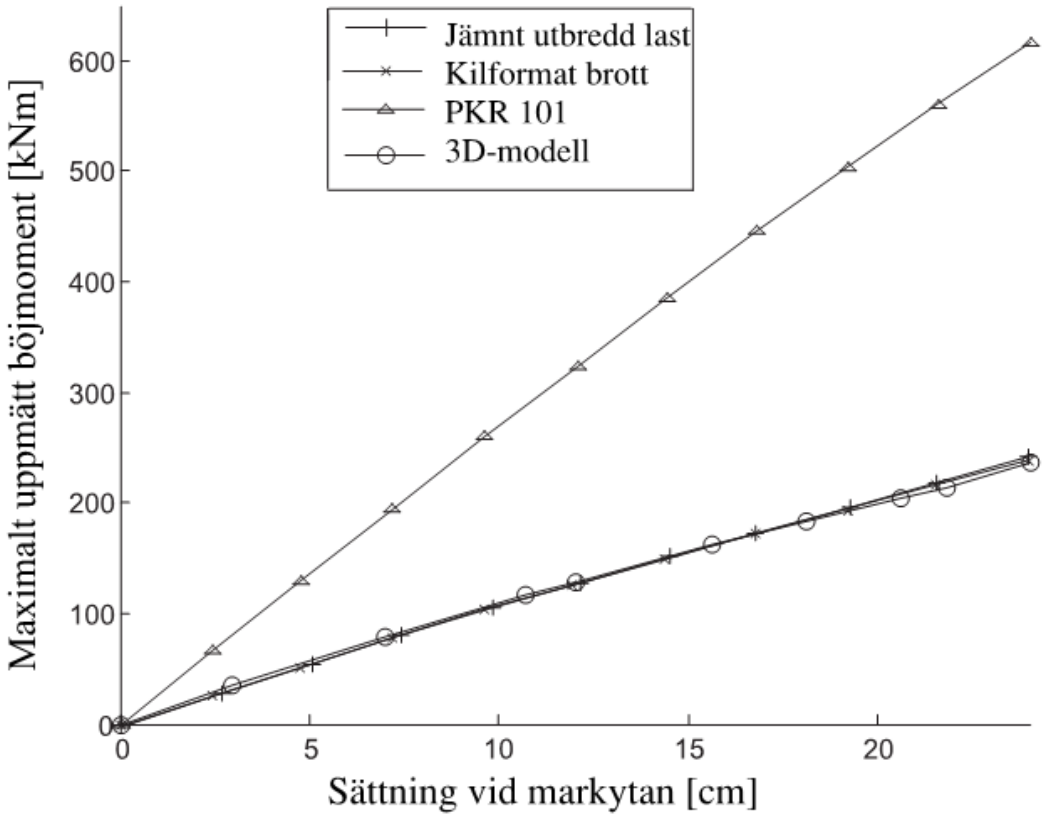
Dimensionering av transversalbelastning orsakad av marksättning för lutande pålar genomförs vanligtvis enligt Pålkommissionens Rapport 101, där en balk-fjädermodell av jorden modelleras med en bäddmodul och gränstryck. Vid beräkning med denna modell fås väldigt stora moment i översta delen av pålen, vilket innebär en stor reduktion av pålens bärförmåga. En jämförelse mot ett tidigare utfört fullskaleförsök av Takahashi (1985) visar att denna beräkningsmodell ger ett tre gånger så stort böjmoment som det uppmätta.

ELU konsult har tagit initiativ till ett forskningsprojekt där en lutande påle belastad av marksättning modelleras i en 3D-FEM-modell, som validerats mot det tidigare nämnda fullskaleförsöket och jämförts mot olika balk-fjäder modeller för beräkning av pålens moment. Brottmodet från FEM-modellen vittnar om att ett kilformat brott uppstår i den övre delen av jorden se Figur 11. Slutsatsen från forskningsprojektet är att den balk-fjädermodell som bäst motsvarar 3D-FEM-modellen är en tvådelad modell utvecklad av just Takahashi (1985). I denna modell beräknas gränstrycket för den övre delen av pålen som en funktion av egentyngden, och gränstrycket för den nedre delen av pålen från ett traditionellt gränstryck beroende på effektivspänningen och jordens friktionsvinkel. Den övre delen av modellen kan modelleras på två olika sätt, antingen med en utbredd last som är en funktion av påldiameter (Takahashi, 1985) eller med ett kilformat brott (Reese et al, 1974) som kan ses i resultatet från FEM-modellen, se Figur 11. Forskningsprojektet beskrivs

ingående i ett examensarbete av Resare (2015). Figur 12 sammanfattar en jämförelse mellan 3D-modellen och de tre olika balk-fjädermodellerna som analyserats. En stor avvikelse kan ses från den modell som föreslås i Pålkommissionens rapport 101 jämfört med övriga resultat. Beräkningsmodellen kommer nu att valideras under verkliga förhållanden vid Slussen genom fältförsök med transversalbelastning av några pålar.



Figur 11. Plastisk deformation enligt 3D FEM- analys med Abaqus.



Figur 12. Jämförelse mellan 3D-modellen och de tre olika balk-fjädermodellerna som analyserat.

6.5 BIM projekterad grundläggning

Projekteringen i Projekt Slussen utförs med objektsorienterad projektering där ingående objekt ges erforderliga egenskaper för produktion och förvaltning. Pålgrundläggningen modelleras i programmet Revit som samtidigt kopplas till en extern molnbaserad databas. Projektörerna jobbar dels i Revit med de geometriska förutsättningarna för pålarna dels direkt i databasen där egenskaper som rördimensioner, stålkvalitet, lasteffekter, förstärkningar, skarvtyper, dragförankringar, typ av påltopp mm beskrivs.

Fördelen med databaslösningen är att beräkningskonstruktörerna enkelt kan jobba i databasen utan att vara inne i Revit. Databasen är också tillgänglig för entreprenören som vartefter pålarna installeras för in inmätningsdata samt resultat av stopsslagning och stötvågsmätningar. Projektören kan i samma stund som inmätningsdata förs in i databasen av entreprenören, direkt se pålens verkliga läge i Revit. Redan utförda pålar styr sedan pålplaceringar och riktningar för kommande pålar.

7 SLUTORD

Projekteringen av slussen är ett typexempel på hur svåra tekniska utmaningar och stora komplicerade projekt leder till betydande teknikutveckling som inte bara gynnar det aktuella projektet utan även framtida projekt. I Slussens fall har de geotekniska utmaningarna varit många och mycket varierande. Dessutom är omfattningen på de geotekniska arbetena av sällan skådat slag i Sverige. Dessa drivkrafter tillsammans med möjligheten till stora kostnadsbesparingar, samt en öppensinnad och teknikfokuserad projektledning, har möjliggjort alla de tekniska framsteg som gjorts i projektet. Figur 13 visar hur det nya Slussen kommer se ut när det är färdigbyggt år 2022.



Figur 13. Det nya Slussen när det står klart år 2022.

8 REFERENSER

Axelsson G., Giding J., & Lindgren J. (2012). *Dynamisk provning av mantelburna stålkärnepålar.* Samhällsbyggaren nr 1/2012.

Andersson J., Beijer-Lundberg B. & Axelsson G. (2016). *Reliability analysis of piles and pile groups based on dynamic load testing*, artikel till NGM, Reykjavik (förtryck).

Andersson Jimmie (2014). *Sannolikhetsbaserad dimensionering av geoteknisk bärförmåga för pålar i grupp,* examensarbete KTH Stockholm.

Bjurke C. (1936). *Grundläggning vid Slussen i Stockholm medelst pålning enligt system Franki,* Teknisk Tidskrift – Väg- och Vattenbyggnadskonst.

Olovsson J., Parck K., Axelsson G., Larsson N. *Grundläggning av Slussen på ”Åsäker” mark*. Proc. Grundläggninsdagen.

Reese et al (1974). *Analysis of laterally loaded piles in sand*, Int. offshore tech. conf.

Resare Fredrik (2015). *Analysis of an inclined pile in settling soil,* examensarbete KTH Stockholm.

Takahashi K. (1985). *Bending of a batter pile due tog round settlement*. Soils and Foundations 25, sid 75-91.

Pålkommissionens rapport 101, Svahn Per-Ola och Alén Claes (2006). *Transverslabelastade pålar – statiskt verkningssätt och dimensionerings-anvisningar.*

PÅLDÄCK I FOLKUNGAGATAN, STOCKHOLM

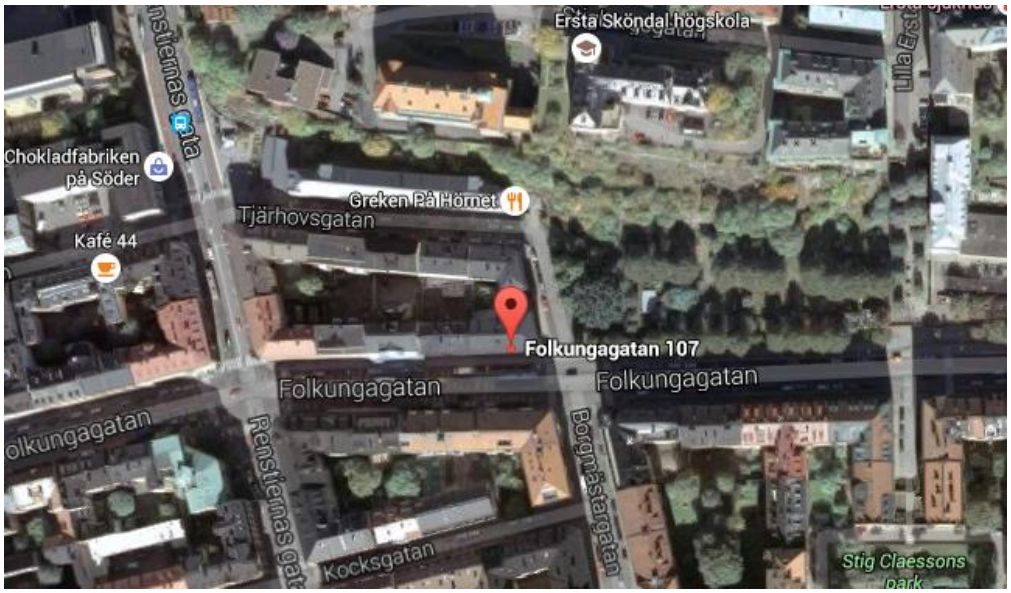
EN SKAKANDE UPPLEVELSE

Tanja Bojovic, Golder Associates AB

1 BAKGRUND

Boende i kv. Buketten på Södermalm i Stockholm upplevde under lång tid störande vibrationer i sina lägenheter. Ägaren till kv. Buketten 1, som själv bor i fastigheten, engagerade sig särskilt i ärendet, som hade pågått i ca 20 år.

Trafikkontoret utförde ett flertal vibrationsmätningar som indikerade att vibrationerna både var trafikalstrade och översteg stadens komfortvärden med avseende på vibrationer, >1 mm/s. Mätningar visade även att de största vibrationerna inträffade när tung trafik, särskilt de blå ledbussarna (SL) trafikerade gatan.



Figur 1 Kv Buketten 1, Folkungagatan, Stockholm

2 FÖRUTSÄTTNINGAR

2.1 Markförhållanden

Folkungagatan är en genomfartsgata i innerstadsmiljö. Marknivån på den aktuella delsträckan varierar mellan ca +24,0 och +25,6 (lutning, ca 1 %). Den närmaste omgivningen utgörs av hårdgjorda ytor såsom stadsgator och bebyggd kvartersmark, undantaget Stigbergsparken. Norr om kv. Buketten och Stigbergsparken går berget i dagen.

Enligt den byggnadsgeologiska kartan ligger både kv. Buketten och Folkungagatan i en lersvacka, se Figur 2. I det sydvästra hörnet finns växellagrad jord. Kartan visar också att en krosszon löper genom det aktuella området i östvästlig riktning.



Figur 2 Byggnadsgeologiska kartan, Stockholms stad och aktuell gatusträcka. Jordlagerföljden är fyllning på lera på växellagrad jord på friktionsjord på berg.

Generellt visar geotekniska undersökningar att marken under den aktuella gatusträckan, utgörs av upp till ca 2 m fyllning på ca 1–4 m varvig torrskorpelera/lera. Vid sträckans båda ändar har organiskt material påträffats under fyllningen. Därunder finns ca 4–5 m växellagrad sand, silt och lera ovan ca 1–11 m friktionsjord på berg. Jorddjupen i gatans mitt är som störst, ca 18 m längst i öster och i väster, ca 17 m. Jorddjupen avtar mot mitten av sträckan där de är ca 10 m.

Vid jord-bergsonderingar har block, upp till 1,5 m storlek, genomborrats i ca 25 % av undersökningspunkterna. I området har berg påträffats på nivåer mellan ca +18 och +5.

Eftersom inga ostörda prover kunde upptas från det skiktade lerlagret, kunde varken lerans hållfasthets- eller deformationsegenskaper undersökas. Avgörande för dimensionering av spetsburna pålar bedömdes vara den siltiga friktionsjorden, med en utvärderad friktionsvinkel på $\varphi_k = 29°$.

2.2 Grundvattenförhållanden

Grundvattennivån i området varierar under året och ligger som högst på ca +17. Äldre mätningar visade ca 1 m högre grundvattennivåer.

2.3 Befintliga byggnader och anläggningar

Den närmaste omgivningen utgörs av befintliga byggnadskvarter, ett mindre parkområde och korsande gator med tillhörande trafiksignaler.
I hela gatan finns ett flertal ledningar i mark (el-, tele- fjärrvärme- och VA-ledningar bland andra).

Enligt arkivuppgifter från Stockholm Stads Stadsbyggnadskontor och Geoarkivet är byggnaderna längs den aktuella delen av Folkungagatan grundlagda dels på murar och/eller plintar med eller utan rustbädd på lera, dels på betongsulor på sand och dels på berg.

2.4 Projekteringskrav

De viktigaste kraven som projektet skulle uppfylla bestod i att:

- Stadens komfortvärde avseende trafikinducerade vibrationer på 0,4 mm/s skulle innehållas.
- Upplevda störningar för de boende i hela kv. Buketten skulle upphöra.
- Projektet skulle genomföras utan skadlig omgivningspåverkan.
- Möjlighet för en eventuell framtida framdragning av spårväg skulle säkerställas.
- Projektet (inklusive samtliga ledningsomläggningar i gatan) skulle färdigställas inom en byggtid på ca 10 månader.

3 ORSAKER

Att komfortvärden med avseende på vibrationer överskreds berodde på följande:

- Jordprofilen; jordens dämpningseffekt var otillräcklig för att hindra att vibrationer från tung trafik överfördes till omgivande byggnader i erforderlig omfattning.
- Närheten till vibrationskällan.
- Trafikens hastighet; vid hastigheter över 30 km/h ökade andelen uppmätta vibrationsnivåer över 1 mm/s märkbart.

Det kan sammanfattas som en olycklig kombination av jordens, byggnadens och den tyngre trafikens beskaffenhet.

4 METOD

Val av metod, som åtgärd för reducering av trafikinducerade vibrationer, blev ett påldäck under gatan. Innan denna åtgärd valdes, utreddes ett antal andra alternativ att lösa problematiken såsom omledning av tung trafik, hastighetssänkning, grundförstärkning av byggnaden och förvärv av fastigheten.

Påldäcket består av en betongplatta som är 1 m tjock, 7 m bred, 140 m lång, och grundlagd på spetsburna grävpålar, inborrade i berg. Påldäcket har utförts med länkplattor på respektive kortsida för att jämna ut övergångarna till övriga oförstärkta vägbanor.

Eftersom det inte kunde garanteras att stålkärnepålar var tillräckligt styva för ändamålet valdes grävpålar, CFA, 40 st, Ø1000 mm.



Figur 3 ”Lilla” servicekranen, grävpålemaskinen i bakgrunden; Foderrör; Armeringskorg.



Figur 4 Hårdmetallstift på auger och foderrör.

Pålningen utfördes, av Hercules/Trevi, på följande sätt:

1. Jord-bergsondering utfördes i samtliga 40 pållägen. I några utav dessa utfördes även kärnborrning för att säkert avgöra bergnivån.
2. Bergkontroll, med kärnborrning utfördes i ett antal pållägen.
3. Fem borrhål, med vattendriven sänkborrhammare (Wassara), ca Ø200, förborrades med foderrör i varje pålläge. Detta för att komma igenom eventuella block och dåligt ytberg.
4. Foderrör, med full grävpåle diameter vreds, tillsammans med en auger, ned till och vidare 300 mm i berg. Både foderrör och auger var försedda med hårdmetallstift, se Figur 4 nedan.
5. Augern lyftes upp en kort bit och pumpning av betong startades i botten, genom augern.
6. Foderrör och augern lyftes upp tillsammans, under samtidig gjutning av pålar.
7. Slutligen sänktes en förtillverkad armeringskorg ned i den färska betongen, se *Figur 3* ovan.

5 RESULTAT

Ett lyckat resultat kunde konstateras eftersom:

- Vibrationsmätningar i kv. Buketten 1, efter produktionens färdigställande, visade att komfortvärdet på 0,4 mm/s inte överskreds.
- Upplevda störningar för de boende i kv. Buketten upphörde.
- Sättningsmätningar visade att ingen skadlig omgivningspåverkan hade skett.
- Den korta byggtiden innehölls.



Figur 5 Installerade grävpålar.



Figur 6 Armering och gjutning av påldäcket.

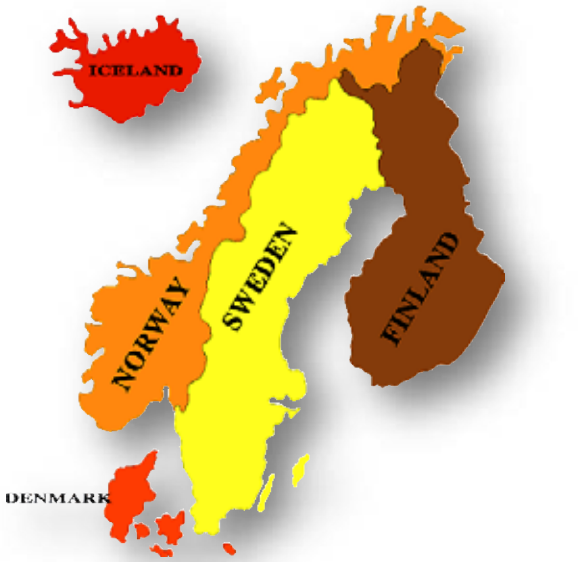
GEOTEKNIK UTAN GRÄNSER, EN UTOPI!

Lovisa Moritz, Trafikverket, Gunilla Franzén, GeoVerkstan

Sammanfattning

Inför kommande revidering av Eurokod 7 har en Nordisk samordningsgrupp bildats för att få ett bättre genomslag av våra nordiska problemställningar. Det som präglar den nordiska synen på geotekniska frågeställningar är:

- Kallt klimat
- Lösa finkorniga jordar
- Hårt berg



I den nordiska gruppen studerar vi några olika dimensioneringsmetoder och konstaterar att vi ibland tänker helt olika. Diskussion av konkreta exempel visar hur vi hanterar olika frågeställningar, både frågor där vi är överens och frågor där vi inte är överens. Exempel som är aktuella är stödkonstruktioner, numeriska metoder, konsekvensklasser, vattentryck och pålar.

Med tanke på att det krävs mycket argumentation och analys om vi ska enas i Norden om hur Eurokoden ska tolkas och användas, är det då ens möjligt att vi kommer överens i Europa?

Summary

For the upcoming revision of Eurocode 7 a Nordic Group has been established to make sure our specific Nordic problems are considered. The similarities that bring the Nordic countries together within geotechnics are:

- Cold climate
- Soft soils
- Hard rocks

In the Nordic group we have studied different design methods and noticed that we sometimes handle the problems quite differently. A number of examples have been prepared to show differences and similarities in geotechnical design in the Nordic countries. Current examples are retaining structures, numerical models, consequence classes, water pressure and piles.
There will be a lot of arguments and analyses before the Nordic countries can agree in how to use and interpret the Eurocode, so is it even possible that we can agree in Europe ?

1 INLEDNING

Geokonstruktionen bryr sig inte om landsgränser, men ändå sätter vi geotekniker olika krav utifrån vilken land vi befinner oss i. Borde vi inte sätta kraven utifrån geotekniska förutsättningar istället?

Kan vi få till en reviderad Eurokod som inte bygger på nationella val eller nationella traditioner, utan på sunda geotekniska principer som appliceras i den lokala geologin?

I Norden har vi likartade förutsättningar när det gäller klimat, geologi och kultur. Kan vi bli så överens att vi skapar en gränslös Nordisk Geoteknik som säkerställer att nästa generation av Eurokod passar oss? Det är målet för den nordiska spegelgrupp som etablerats till arbetet med att revidera EN 1997.

2 BEHÖVS EN NY GENERATION EUROKOD?

Det är ungefär fem år sedan nuvarande version av Eurokod publicerades, så är det verkligen rimligt att redan nu börja prata om nästa generation? Vad är det som motiverar att påbörja det mödosamma arbetet med diskussioner, argumentation, remisser och omröstningar?

Det är med Eurokod som med alla föreskrifter, vägledningar och metodbeskrivningar, det är först när de tillämpas i projekt som man fullt ut ser effekterna av olika skrivningar. Det som ofta framförs som kritik är att EN 1997

inte är användarvänlig. Texten innehåller olika detaljeringsgrader i olika kapitel och skapar därmed möjligheter till olika tolkningar och sätter ibland stopp för vidare tolkningar. Nationella valmöjligheter av koefficienter och gränsvärden samt en enligt många ologisk struktur gör att det är svårt att på egen hand tillämpa standarden. Många länder har därför kompletterat med skrivna eller muntliga råd för tillämpning, såsom vi i Sverige har gjort med IEG:s tillämpningsdokument.

Många ställer sig också frågan om vi verkligen har en gemensam Europeisk beräkningsstandard, när varje land kan göra så många nationella val. När man jämför de nationella bilagorna så kan man konstatera att varje land förutom att välja värden på NDP[1], så har man även gjort sin egen tolkning av vilka tilläggsråd man kan formulera. Här syns tydligt de kulturella skillnaderna mellan Europas länder, där vissa skriver om relativt mycket och andra är strikta och inte ändrar en bokstav.

Den Eurokod vi har idag är ett första steg för att skapa en gemensam beräkningsstandard i Europa, men om vi ska nå hela vägen fram, så behöver vi fortsätta arbetet.

Målsättningen för nästa generation Eurokod är därför att ta fram en beräkningsstandard som är mer harmoniserad (färre nationella val), mer användarvänlig och även öppnar upp för nya metoder och idéer.

Arbetet har påbörjats och för geoteknik så har arbetsgrupper och projektgrupper etablerats. För att påverka arbetet, så att vi får en så ändamålsenlig Eurokod som möjligt, krävs det en stor opinion i de frågor man vill driva. Det enklaste sättet tror vi är att vi slår oss ihop med våra Nordiska kollegor så vi blir starka mot övriga Europa.

3 VI I NORDEN ÄR LIKA, ELLER?

Ur ett europeiskt perspektiv så är vi nordbor en konstig grupp av personer som är noga med att poängtera att vi kommer från olika länder, men ändå verkar förstå varandras språk? Vi förespråkar jämlikhet och har för länge sedan lagt bort titlarna. Vi har en gemensam historia och ett starkt sammarbete i många frågor.

[1] NDP = Nationell Determined Parameter, dvs. nationella val i nationell bilaga

Men hur lika är vi egentligen? Om man söker på nätet så kan man hitta följande åsikter om våra särdrag. Huruvida det stämmer, får ni bedöma utifrån era erfarenheter av våra grannar i Norden.

"I Sverige är tid ett mått på kvalitet, lång tid bättre kvalitet. I Finland är tid ett mått på effektivitet, kort tid bättre effektivitet!"

”Svenskars detaljerade kontrakt uppfattas som oflexibla och ineffektiva av danskar, som istället ser kontraktet som en guide för framtida samarbete.”

”Norrmännen tenderar att vara snabba beslutsfattare och har en syn att den svenska affärskulturen präglas av för många diskussioner och för mycket konsensus.”

”Islänningen är rakt på sak, snabb till beslut och beredd att ta vissa risker”

Enligt företagskonsulten Anita Ekwall så ser den bästa nordiska laguppställningen för ett företag ut på följande sätt. Teknisk direktör bör vara en finländare, eftersom man i Finland får vara lite galen. Marknadsdirektören bör vara dansk, för Danmark är en gammal handelsnation där man är mästare på att sälja varor. Norrmannen bör få bli controller, eftersom de har god analysförmåga och har koll på kostnaderna. Svenskan blir den perfekta administrativa direktören, då svenskar arbetar bäst med planering, genomlysning, framförhållning och delaktighet.

Så kanske är vi nordbor inte så lika men förutsättningar för att komplettera varandra i grupp har vi.

4 VI I NORDEN TILLÄMPAR GEOTEKNIK PÅ SAMMA SÄTT, ELLER?

Hur är det då med tillämpningen av nuvarande EN 1997, tillämpar vi den på samma sätt i de Nordiska länderna? Nej, här har vi både nationella val (NDP) som skiljer sig åt och även vår tolkning av texterna varierar.

När vi jämför oss med Europa så pratar vi ofta om Nordisk geologi, men ska vi vara ärliga så är ju knappast geologin i Norden identisk. För likheterna är ju inte så stora om man jämför grundläggningsförhållandena på Island, i Köpenhamn, Göteborg, Trondheim och Åbo? Geologin varierar och det innebär också att vi resonerat olika när vi gjort våra nationella val.

Vi har olika referensramar när det gäller undersökningsmetodik, och om man drar det till sin spets så kan man säga följande. En dansk använder en tung provtagningsutrustning för att göra sin kärnprovtagning, finländaren och svensken använder en lättare utrustning för att ta kolvprover, medan norrmannen har en mellantung utrustning när de tar kolvprover med något större diameter eller blockprover. Finländarna gillar viktsondering, medan norrmän vill ha totalsondering och många svenskar förespråkar CPT. Dansken hittar du i labbet.

Beroende på var vi kommer ifrån, så ser vi olika bilder framför oss när vi hör olika begrepp. Detta gör att diskussionerna kan bli väldigt långa innan man inser att man pratar om olika saker. En Göteborgare som pratar om en spont ser en kladdig schakt i Göteborgslera, dansken kanske ser en spont i friktionsmaterial eller lermorän och finländaren kanske en enkel VA-schakt. Ett ankare kan vara allt från bergstag förankrat i bra berg, till stag i lermorän till jordstag.

Våra olika referensramar och erfarenheter samt kanske till viss del våra kulturella skillnader, avspeglar sig i våra val av partialkoefficienter.

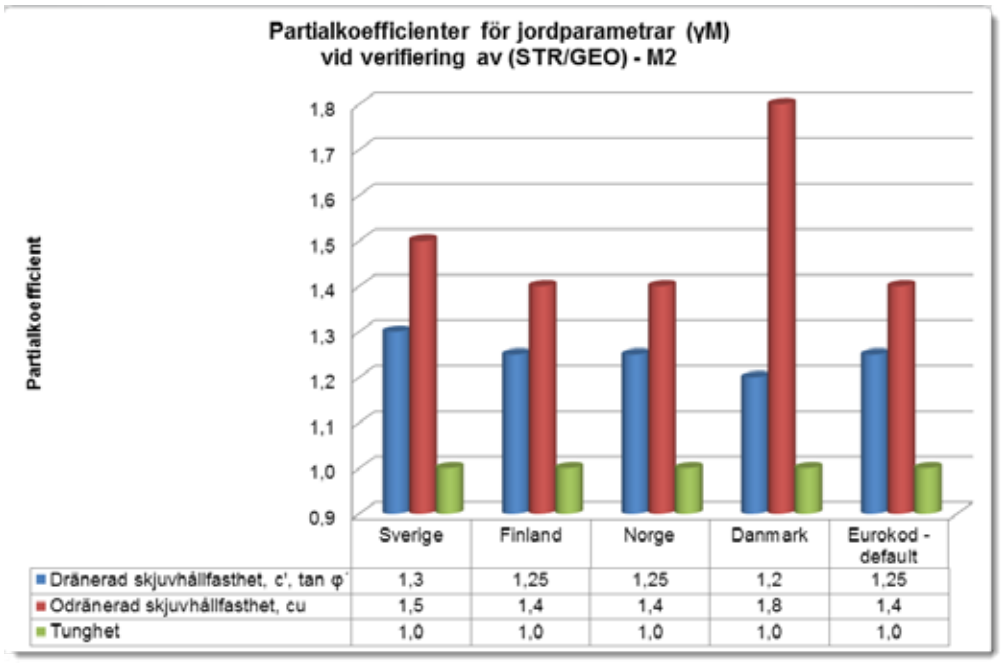


Foto GeoVerkstan

Figur 1 Din bild av en spont kanske inte är samma som din kollegas

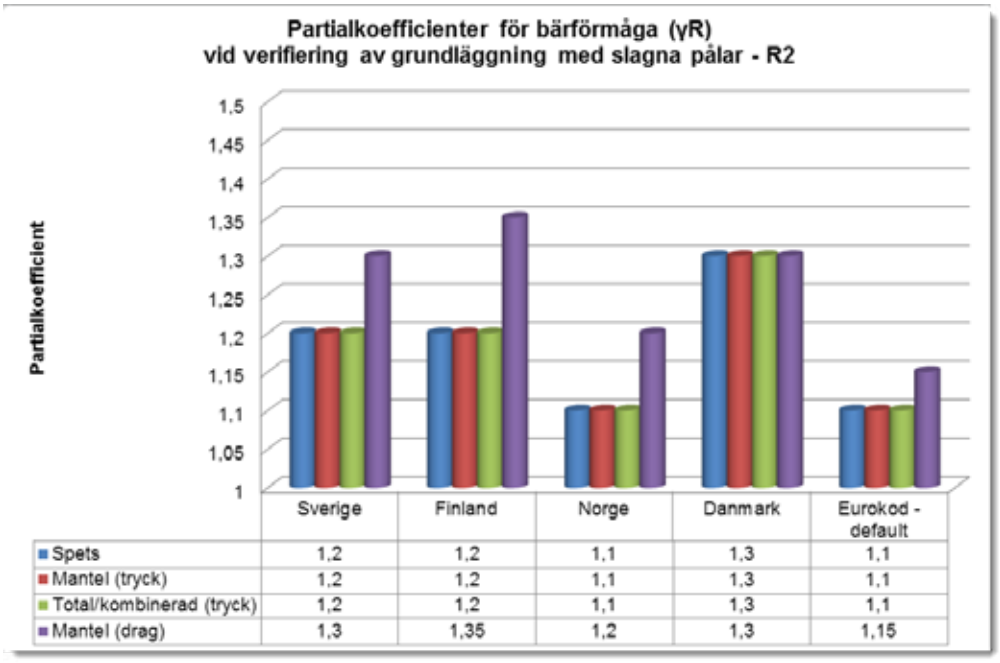
De nationella valen av partialkoefficienter för materialparametrar, se *Figur **2***, visar att man i Norge och Finland är nöjda med att följa de val som finns default i Eurokod, medan svenskar har lagt sig lite högre. Att danskarna är så försiktiga när det gäller odränerad skjuvhållfasthet beror på att den

undersökningsmetod man använder är grov och då krävs högre partialkoefficient.



Figur 2 Nationella val partialkoefficienter för jordparametrar

För pålar så syns relativt tydliga skillnader mellan länderna, där Danmark avviker genom att ha samma partialkoefficient oavsett om det är en tryckt eller dragen pålen. Fast för pålar så ger inte partialkoefficienterna hela bilden. Sverige, liksom övriga Nordiska länders har i olika omfattning både modellfaktorer och korrelationsfaktorer. Detta gör att det inte är självklart att ur *Figur **3*** bedöma vilken total säkerhet som appliceras på pålarna. Det är dock tydligt att vi har skillnader i Norden.



Figur 3 Nationella val partialkoefficienter bärförmåga slagna pålar

Ska partialkoefficienten appliceras på jordparametrarna (materialet) eller på bärförmågan? Ska vi tillämpa dimensioneringssätt 1, 2 eller 3? Inte heller här är vi överens i de Nordiska länderna, se Tabell **1**.

Den enda konstruktion där vi är helt överens är slänter, där det är naturligt att säkerheten ska appliceras på jordparametrarna. För övriga konstruktioner föredrar finländarna dimensioneringssätt 2, där partialkoefficienten appliceras på bärförmåga. Danskarna däremot har konsekvent valt att tillämpa DA3, där partialkoefficienten appliceras på jordparametrarna.

Tabell 1 Nationella val avseende dimensioneringssätt

Dimensioneringssätt för olika typer av geokonstruktioner				
	Sverige	Finland	Norge	Danmark
Pålar, geoteknisk bärförmåga	2	2	2	3
Pålar, konstruktiv bärförmåga	3	2	2	3
Stödkonstruktioner	3	2	3	3
Slänter och bankar	3	3	3	3
Plattor	3	2	3	3
Förankringar	3	2	3	3

Redan denna enkla analys visar att det finns skillnader mellan de nordiska länderna. Så om vi nu inte ens är överens i de nordiska länderna om hur Eurokod ska tillämpas, är det rimligt att tro att vi ska kunna skriva en gemensam Europeisk standard? Är det ens rimligt att tro att vi kan få en samsyn i Norden?

5 NORDISK SAMVERKAN KRÄVS FÖR ATT PÅVERKA

Målsättningen med en gemensam Europeisk beräkningsstandard är ambitiös och det finns många komplexa frågeställningar att lösa på vägen dit, om alla olika förutsättningar i Europa ska hanteras.

För att kunna påverka slutresultatet så krävs ett aktivt deltagande i alla möten som nu kommer att arrangeras i olika grupper runt om i Europa. Det kommer inte att räcka att enbart vara där, utan inför varje möte krävs analyser och diskussioner så att det blir en substans i den argumentation som drivs på mötena. En stor portion av envishet i kombination med förmåga att lyssna på andras argument, krävs för att nå målet att våra problemställningar beaktas.

Det är säkert så att det finns kulturella skillnader mellan de nordiska länderna och vi är inte helt ense om hur nuvarande version av Eurokod ska tillämpas, men vi är övertygade om att vill vi påverka nästa generation Eurokod så gör vi det bäst tillsammans. Vi kommer kanske inte att få en hundraprocentig samsyn i Norden, men samverkan ger oss en förståelse för bakgrunden till de olika valen vi gör. Kanske är det så att vi lyckas koppla dessa val till skillnader i geotekniska förutsättningar och metoder istället för landsgränser. Detta skulle ge oss en Nordisk tolkning av Euorkod.

NMGEC7, Nordic Mirror Group EuroCode 7, etablerades 2014, med målsättningen att gemensamt på nordisk basis påverka arbetet med att ta fram nästa generation Eurokod. NMGEC7 har ingen fast organisation eller sekretariat, utan bygger på att varje nation bidrar såväl i NMGEC7 som i Europaarbetet.

Två gånger per år genomförs möten där den nordiska gruppen träffas under två intensiva arbetsdagar. Arbetssättet i NMGEC7 innebär analyser och diskussioner med högt till tak och en vilja att försök förstå varför vi ibland har helt olika angreppssätt. Eller varför det på ytan ser ut som vi tänker lika, men när vi borrar djupare i frågan så är vi oense. Vi tillåter oss att ha helt olika åsikter i tekniska frågor vid mötet, för att sedan gemensamt skratta gott över en god middag. Framgångskonceptet kanske är att hålla isär sak och person.

Vid möten diskuteras de aktuella frågeställningarna i det pågående arbetet på Europanivån. Resultatet av diskussionerna sammanfattas i korta noteringar som delges de olika grupperna på Europa nivå.



Foto NMGEC7

Figur 4 Det nordiska teamet laddar upp i Oslo, 21-22 januari, 2016

En annan del av arbetet är att samordna det nordiska deltagandet så att det alltid finns en nordisk representant i alla de WG (Working Groups), TG (Task Groups) och PT (Project Teams) som nu etableras. Till den Europeiska organisationen har en parallell nordisk spegelgruppsorganisation etablerats, där även personer som inte har möjlighet att engagera sig på Europanivå kan delta. Syftet är att skapa forum för nordisk diskussion (via epost, web, klassiska möten) för alla frågor som nu ska hanteras.

6 VILKA FÖRÄNDRINGAR DISKUTERAS

En mer harmoniserad standard är målsättningen, vilket i praktiken innebär att det kommer bli färre öppningar i standarden som gör det möjligt att göra nationella val. Istället är målsättningen att de specifika förhållanden som ofta är orsaken till olika nationella val ska hanteras direkt i Eurokod. Det skulle kunna innebära att man får ha en modifierad partialkoefficient för skjuvhållfashet med högre värde för kvicklera jämfört med ”vanlig” lera.

Det diskuteras även att man ska kunna modifiera partialkoefficienterna på material, bärförmåga och last beroende på konsekvensklass. Vid stora konsekvenser av brott ska högre partialkoefficienter tillämpas. Detta kan komma att påverka vårt system med säkerhetsklasser.

Arbetet inför nuvarande EN1997 resulterade i att tre olika dimensioneringssätt, DA, definierades. Detta har skapat förvirring för den som ska tillämpa Eurokod, även om vi i Sverige gjort det relativt enkelt för oss genom att säga att DA3 i princip alltid ska tillämpas. Nu är målsättningen att tydligare koppla dimensioneringssätt till respektive geokonstruktion. Det innebär att

geokonstruktionens brottmekanism i större utsträckning styr vilket sätt som tillämpas. För en slänt, där jordens materialparametarer är styrande, bör MFA (Material Factor Approach) användas dvs. säkerheten läggs på material-parmetrarna. Däremot kan det för en påle vara mer rimligt att använda en RFA (Resistance Factor Apporach), dvs säkerheten läggs på bärförmågan. I dagsläget är det dock en lång resa kvar, innan alla är överens om hur de olika dimensioneringssätten ska tillämpas, samt hur man ska beakta olika last-situationer.



Foto GeoVerkstan

Figur 5 Konsekvensklass 1, acceptabel säkerhetsnivå enligt EC7?

För många är det även självklart att om vi ska få en gemensam beräknings-standard, så måste vi även definiera beräkningsmodellerna som ska användas i Eurokod. Det finns en logik i resonemanget, men samtidigt är många tvek-samma då vårt val av modell idag, ofta beror på våra lokala förutsättningar och våra erfarenheter.

Numeriska metoder är styvmoderligt behandlat i nuvarande version av EN 1997 och det är inte självklart hur man ska tillämpa de skrivningar som finns. Frågan är dock hur mycket krav man kan formulera i nästa version, för ett område där det sker en mycket snabb utveckling.

Geoteknik är inte enbart jord, utan i nästa generation ska det i lika stor utsträckning vara berg. Att leva upp till det syftet är nog en av de största utmaningarna som arbetet med nästa generation Eurokod har med sig.

7 VÅRA NORDISKA FRÅGOR

Arbetet med att ta fram nästa generation av Eurokod är fortfarande i startblocket, men flera frågor har redan identifierats som NMGEC7 kommer att driva.

De stora frågorna som är basen för den nordiska samverkan är att säkerställa att såväl kallt klimat, hårt berg som lösa finkorniga jordar inkluderas i nästa generation av Eurokod.

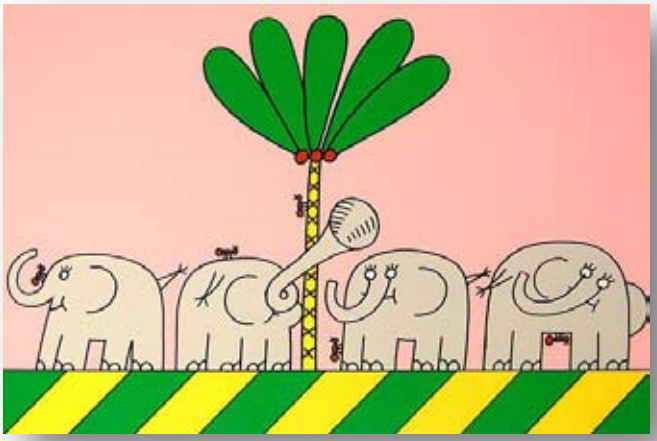
Listan över frågor som NMGEC7 kommer att driva i det fortsatta arbetet är lång, så nedan ges endast några exempel:

- Eurokod ska vara en paraplystandard som ger oss en gemensam ram, men inte låsa fast alla detaljer.
- Det är kraven som ska formuleras, sedan förutsätter vi att varje land har kunskap och kan formulera egna vägledningar och rådsdokument.
- Berg är en del av Eurokod
- Det som formuleras nu ska fungera om 10 år, så det är viktigt att kraven formuleras utifrån de metoder och verktyg som vi tror vi kommer att ha då. Det är en av anledningarna till att Numeriska metoder ska inkluderas.
- Principen för hur man går från härlett värde till karakteristiskt värde till dimensionerande värde ska formuleras tydligare för både brottgräns- och bruksgränstillstånd.
- Krav på bruksgränsdimensionering ska tydligare definieras
- Partialkoefficienter ska inte appliceras på vattennivåer
- Det ingår att ta fram och redovisa en geomodell, när man dimensionerar en geokonstruktion.

8 HUR FÅR VI MED EUROPA?

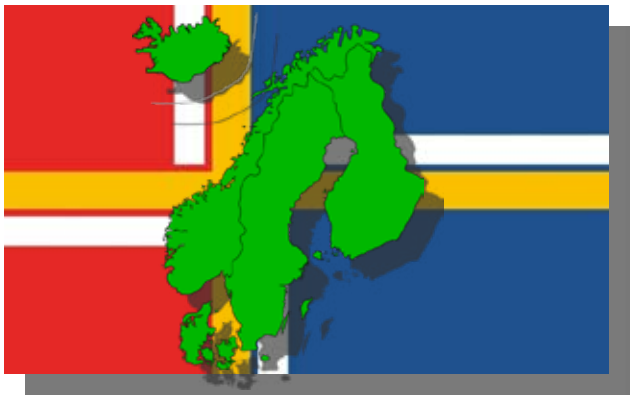
Nästa generation av Eurokod kan innebära en möjlighet för oss att få ett bättre verktyg och samtidigt skapa förutsättningar för nordiska företag att i större omfattning etablera sig på den Europeiska marknaden. Förutsättningen är dock att den reviderade versionen inkluderar nordisk kunskap och erfarenhet samt nordiska metoder och arbetsätt. Lika viktigt är att nästa generation av Eurokod säkerställer sunda konkurrensförhållanden på den nordiska marknaden. Det innebär att specifika nordiska krav relaterade till nordisk geologi (hårt berg, morän och lös lera) och kallt klimat inkluderas.

Hur når vi dit? Genom att koppla grepp med våra nordiska kollegor, engagera oss, lyssna och aktivt diskutera. Samt att vi alla är övertygade om att Magnus, Brasse och Eva har rätt ”Fem nordiska myror är fler än Fyra europeiska elefanter”.



Figur 6 Fem nordiska myror är fler än fyra europeiska elefanter

9 SLUTSATS



Geoteknik helt utan gränser, kan vara en utopi. Det är däremot fullt möjligt att nästa generation Eurokod blir ett verktyg som fungerar för hela Norden, där sunda geotekniska principer appliceras utifrån de lokala förutsättningarna. En reviderad Eurokod där vi har en kunskap och motiv för varför olika val tillämpas på olika platser i Norden. En gränslös Nordisk Geoteknik. Detta är möjligt genom att Norden visar hur ett aktivt samarbete löser även svåra frågeställningar.

UTFÖRANDEENTREPRENADER – BILLIGT OCH BRA ELLER DYRT OCH DÅLIGT?

Torbjörn Edstam, Skanska Sverige AB

Sammanfattning

Utförandeentreprenader kännetecknas av att detaljprojekteringen först utförs i regi av beställaren (ofta med hjälp av en konsult) och därefter upphandlas en entreprenör, vars uppgift enbart är att utföra det arbete som framgår av handlingarna i Förfrågningsunderlaget (exempelvis detaljerade ritningar, anvisningar och föreskrifter). Därmed får beställaren den mest fördelaktiga lösningen utförd till lägsta pris, eller…?

I denna artikel redogörs för två utförandeentreprenader som Skanska Sverige AB tilldelades tack vare lägst anbudspris. Båda entreprenaderna innehöll omfattande geotekniska förstärkningsåtgärder, vilket medförde att Skanskas geotekniker snarast efter tilldelningsbeslut utförde en detaljerad genomgång av de föreskrivna förstärkningsåtgärderna, med fokus på möjligheterna att minska omfattningen på dessa. Vid denna genomgång konstaterades, något oväntat, att stabilitetsförhållandena inte skulle bli tillfredsställande i driftskedet – åtminstone inte med de föreskrivna geotekniska förutsättningarna. Vid efterföljande diskussioner med beställaren och dennes konsult insåg Skanskas geotekniker att de föreskrivna förutsättningarna inte överensstämde med verkliga förhållanden - vissa förutsättningar var ”på osäkra sidan” medan andra antaganden var rejält ”på säkra sidan”.

Så småningom fick Skanskas geotekniker i uppdrag av beställaren att genomföra en fullständig omprojektering av de geotekniska förstärkningsåtgärderna. Detta medförde att förstärkningsåtgärderna kunde minskas påtagligt, vilket resulterade i minskade kostnader och minskad miljöpåverkan i byggskedet samt bidrog till att entreprenadarbetena kunde färdigställas tidigare än beställaren förväntat.

Summary

In Construction-only contracts the detailed design is first made by the Client (often using an external consultant) and thereafter the contractor is engaged. The conctracor´s job is simply to construct, following the information given in the tender documents (e.g. detailed drawings, instructions and regulations), i.e. no design is made by the contractor. This procedure will guarantee that the Client obtains the most advantageous solution at the lowest cost, or…?

In this article two construction-only contracts, awarded to Skanska Sweden AB, are presented. In both cases existing traffic junctions should be significantly rebuilt. Due to the poor ground conditions extensive geotechnical measures were prescribed in the tender documents. As soon as Skanska was awarded the contract its geotechnical engineers started to study the prescribed measures hoping to be able to reduce them. However, the initial studies indicated, somewhat surprisingly, that the stability conditions would not be satisfactory even after the construction works were finished - at least not based on the prescribed ground conditions. During subsequent meetings with the Client the geotechnical engineers at Skanska gradually realized that the prescribed and actual ground conditions did not match - some assumptions seemed to be a bit too optimistic while others seemed to be far too pessimistic.

Eventually, it was decided that all geotechnical measures within the projects should be redesigned by Skanska´s geotechnical engineers. The redesign resulted in considerable savings in terms of economy (in the order of 5-10 % of the contract sum), climate impact in the construction phase (several thousands of tons of CO2-equivalents) and construction time.

1 INLEDNING

När en entreprenör upprättar ett anbud för en utförandeentreprenad är den geotekniska insatsen synnerligen begränsad eftersom det förefaller rimligt att förutsätta att Förfrågningsunderlaget baseras på en omfattande detaljprojektering och optimering av de föreskrivna geotekniska förstärkningsåtgärderna. I anbudsskedet utför entreprenörens geotekniker primärt en översiktlig bedömning av omfattningen på temporära stödkonstruktioner. Eventuellt kan den geotekniska insatsen i anbudsskedet även innefatta att mycket översiktligt ögna igenom förstärkningsritningarna, med fokus på presumtiva möjligheter att, efter tilldelat kontrakt, minska omfattningen på de föreskrivna förstärkningsåtgärderna.

I denna artikel redogörs för två utförandeentreprenader - Trafikplats Jung och Lindholmsmotet - som Skanska Sverige AB, tack vare lägst lämnat anbudspris, tilldelades. Båda entreprenaderna var relativt små, men i båda fallen föreskrevs omfattande geotekniska förstärkningsåtgärder. Därför utförde Skanskas geotekniker, omedelbart efter att Skanska tilldelats respektive entreprenad, en inledande mer detaljerad genomgång av de geotekniska förhållandena, med fokus på möjligheterna att minska omfattningen på förstärkningsåtgärderna. I båda fallen resulterade den

inledande genomgången, något oväntat, i slutsatsen att stabilitetsförhållandena inte skulle vara tillfredsställande i driftskedet.

2 TRAFIKPLATS JUNG

2.1 Övergripande om projektet

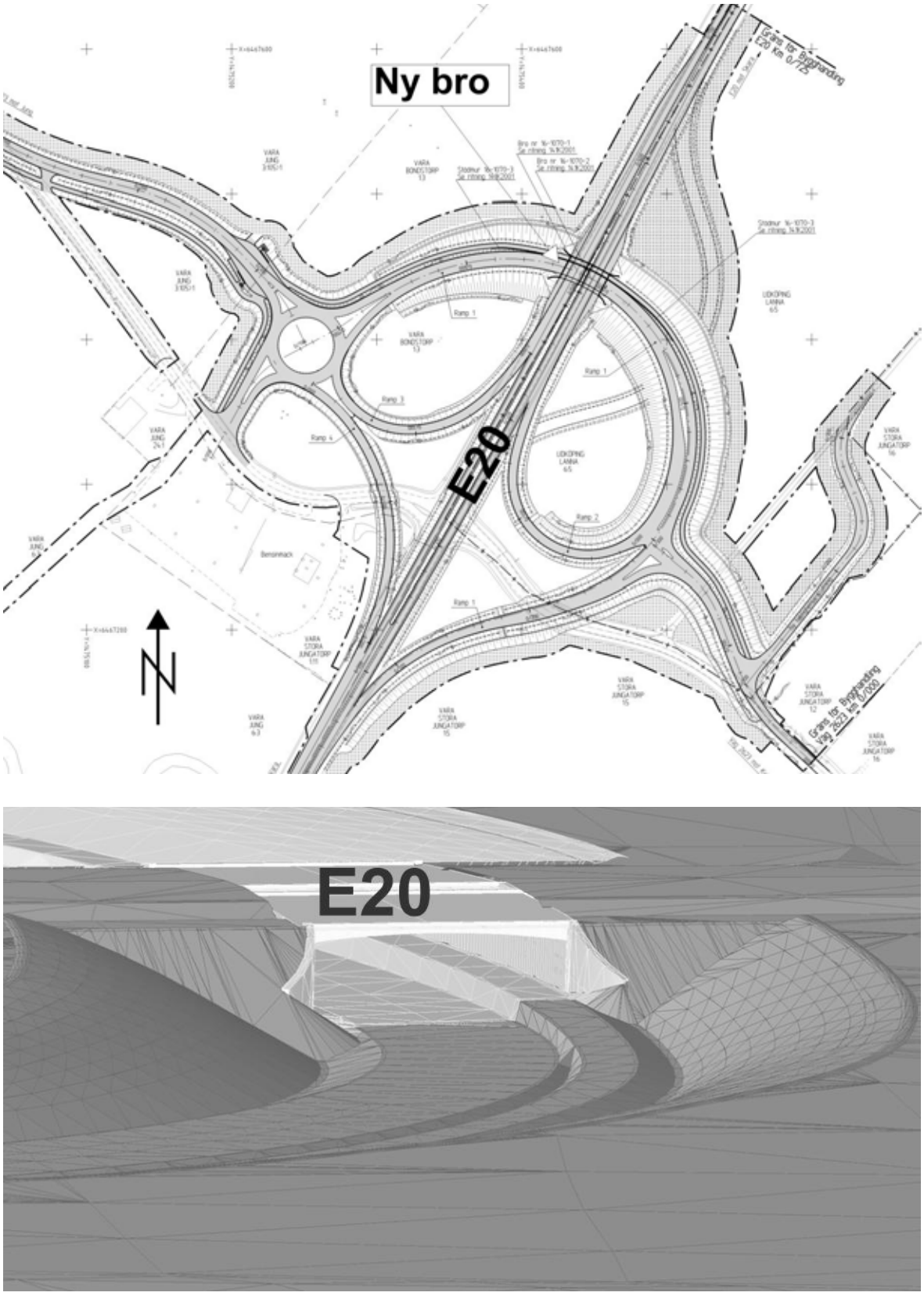
Trafikplats Jung är en del av väg E20 strax öster om samhället Jung på Varaslätten i Västergötland. På grund av den höga olycksfrekvensen hade beslutats att trafikplatsen skulle byggas om till en planskild korsning. Flera alternativa utformningar hade studerats i vägutredningsskedet, men med hänsyn till det omgivande mycket flacka och öppna jordbrukslandskapet hade beslutats att väg E20 skulle bibehålla sitt ursprungliga plan- och profilläge medan lokalvägen skulle passera på en ramp under E20 (och dess nya bro) i en permanent skärning, se Figur 1.

I läget för den blivande bron utgörs undergrunden av ca 2 m torrskorpelera och därunder ca 14 m lera som vilar på ett tunt lager friktionsjord på berg. Lerans naturliga vattenkvot uppgår till ca 50-100 % med en något lägre konflytgräns. Den odränerade skjuvhållfastheten varierar mellan 12 och 45 kPa. Ned till ca 5 m djup är leran överkonsoliderad, men därunder normalkonsoliderad. Geotekniska förstärkningsåtgärder var därför erforderliga för hantering av följande aspekter:

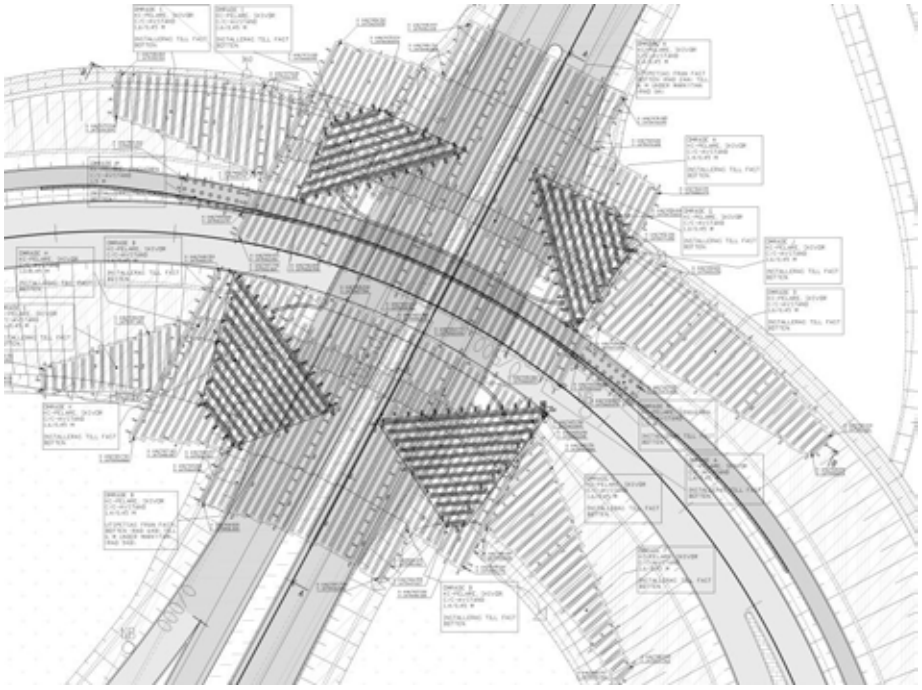
- Stabilitetsförhållandena i de permanenta skärningsslänterna (nivåskillnad upp till ca 6,5 m)
- Sättningsförhållandena under väg E20 eftersom skärningen ger upphov till en permanent grundvattensänkning i leran
- Hydraulisk bottenupptryckning på grund av det relativt begränsade djupet från lokalvägens överyta till underkant lera (som minst ca 7,5 m)

Enligt Förfrågningsunderlaget erfordrade ovannämnda aspekter kalkcementpelare till fast botten med en utformning enligt Figur 2.

Eftersom det aktuella projektet var en utförandentreprenad inskränkte sig den geotekniska insatsen i anbudsskedet till att konstatera att kalkcementpelarnas täckningsgrad föreföll väldigt hög under E20 och i de anslutande skärningsslänterna.



Figur 1. Övergripande utformning av ny Trafikplats Jung.



Figur 2. Föreskrivet kalkcementpelarmönster enligt förfrågnings-underlaget.

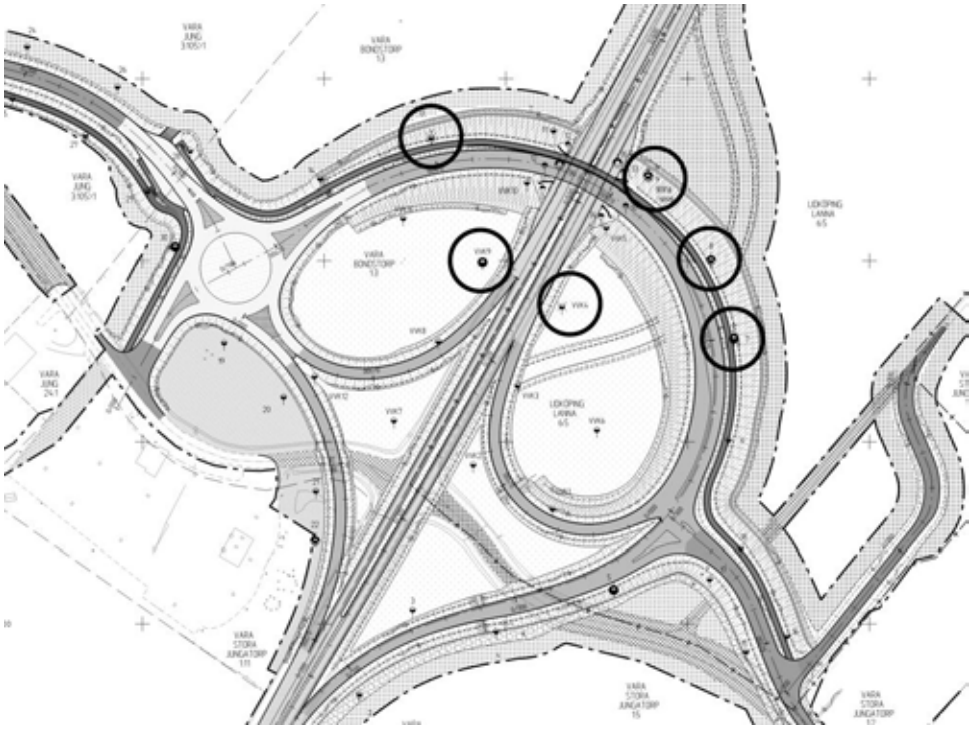
2.2 Några observationer vid den inledande detaljerade genomgången

Den föreskrivna utformningen på kalkcementpelarna, jfr Figur 2, motsvarar en kostnad på ca 8 MSEK, vilket kan ställas i relation till att den totala kontraktssumman på ca 65 MSEK. Vid den inledande detaljerade genomgången efter erhållet entreprenadkontrakt fokuserade Skanskas geotekniker därför på att, om möjligt, reducera mängden pelare.

Inledningsvis studerades Förfrågningsunderlagets geotekniska undersökningar med fokus på lerans hållfasthetsegenskaper, varvid fokus lades på de inringade undersökningspunkterna i Figur 3. Därför gjordes en sammanställning baserat på konförsök, vingförsök, CPT samt empiriska samband baserat på förkonsolideringstrycket enligt CRS-försök, se Figur 4. Det spontana intrycket är måhända att spridningen är stor och att den föreskrivna hållfasthetsprofilen, som enligt Förfrågningsunderlaget gällde inom hela projektet, ungefär motsvarar medelvärdet. Genom att dela in arbetsområdet i två delområden - en del omfattande området en bit öster om den blivande bron samt en del omfattande området intill och väster om den blivande bron - framträdde dock ett tydligt mönster, se Figur 4. Den föreskrivna hållfastheten föreföll att underskatta den verkliga hållfastheten intill och väster om den blivande bron, men överskatta den samma en bit öster om bron. En tydlig skillnad mellan delområdena kunde även noteras vid

jämförelse av densitet, naturlig vattenkvot, konflytgräns och förkonsolideringstryck i de undersökningspunkter där dessa parametrar bestämts.

Således föreföll det, med hänsyn till stabilitet och sättningar, å ena sidan vara möjligt att reducera den föreskrivna mängden kalkcementpelare i broläget och väster därom men å andra sidan föreföll det finnas behov av en öka den föreskrivna mängden pelare en bit öster om broläget. Däremot kunde inte inses hur tillfredsställande säkerhet mot hydraulisk bottenupptryckning skulle kunna uppnås i driftskedet eftersom endast behov av temporär grundvattensänkning var föreskriven vid schakt för den blivande E20-bron och vägrampen som skulle passera under bron.



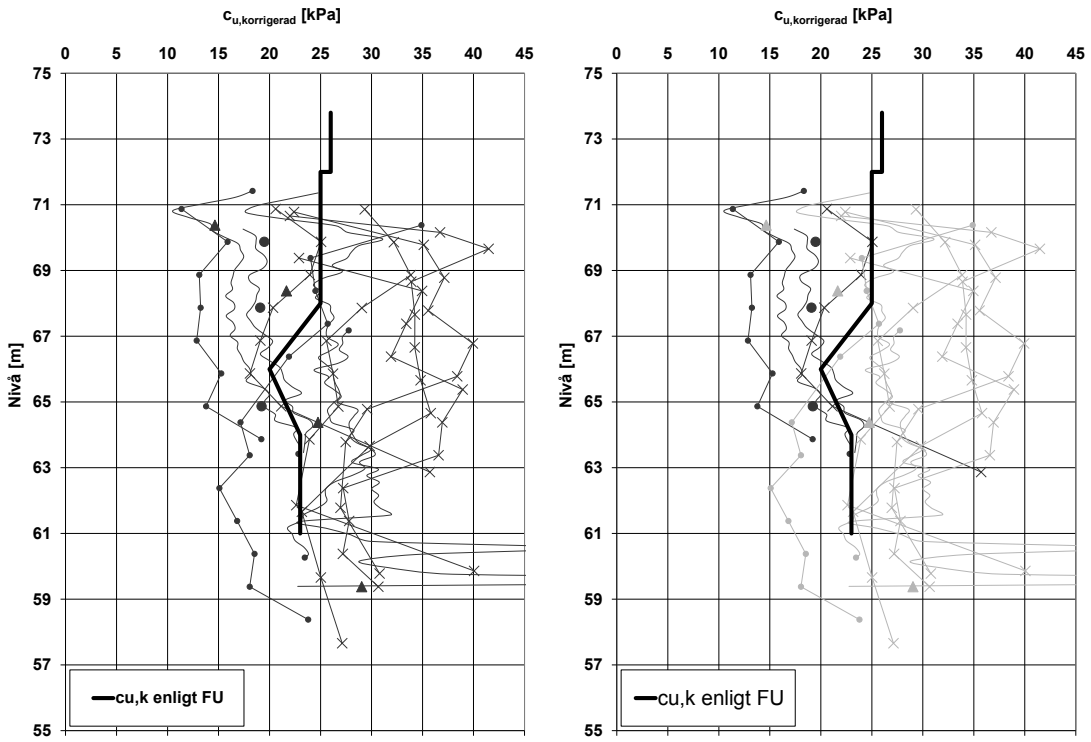
Figur 3. Planläget för de geotekniska undersökningspunkterna av vilka de inringade punkterna studerades mer ingående.

2.3 Inledande möte med beställaren och dess konsult

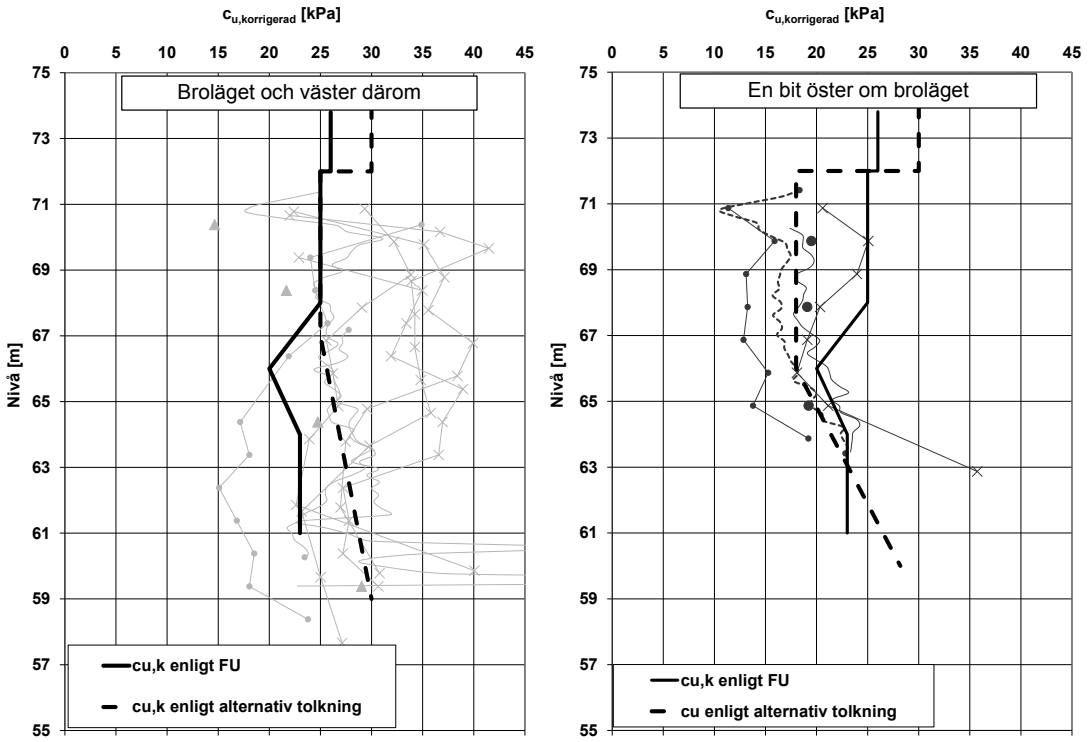
De i Avsnitt 2.2 beskrivna observationerna samt presumtiva konsekvenser av dessa redovisades av Skanskas geotekniker och projektledning vid ett diskussionsmöte med beställaren (projektledningen och två av dess egna geotekniska experter) samt dess geotekniska konsult. Vid mötet, som tog åtskilliga timmar i anspråk, föreslog Skanska bland annat en indelning i två hållfasthetsområden och därtill hörande hållfasthetsprofiler, se Figur 5. Vidare framkom att hanteringen av hydraulisk bottenupptryckning i

driftskedet eventuellt inte studerats i tillräcklig omfattning vid upprättandet av Förfrågningsunderlaget.

Mötet avslutades med att Skanskas geotekniker fick i uppdrag att ta fram ett detaljerat förslag på hur förstärkningsåtgärderna skulle utformas (med hänsyn till såväl stabilitet, sättningar som hydraulisk bottenupptryckning) utgående från Skanskas föreslagna områdesindelning och hållfasthetsprofiler. Därefter skulle beställaren avgöra huruvida förslaget var acceptabelt eller ej. Omprojekteringen måste dock utföras mycket snabbt och i rätt prioritetsordning med hänsyn till produktionstidplanen. Därför fanns inte tid för kompletterande geotekniska fält- och laboratorieundersökningar avseende exempelvis lerans hållfasthetsanisotropi (denna förväntades vara hög med tanke på lerans relativt låga konflytgräns).



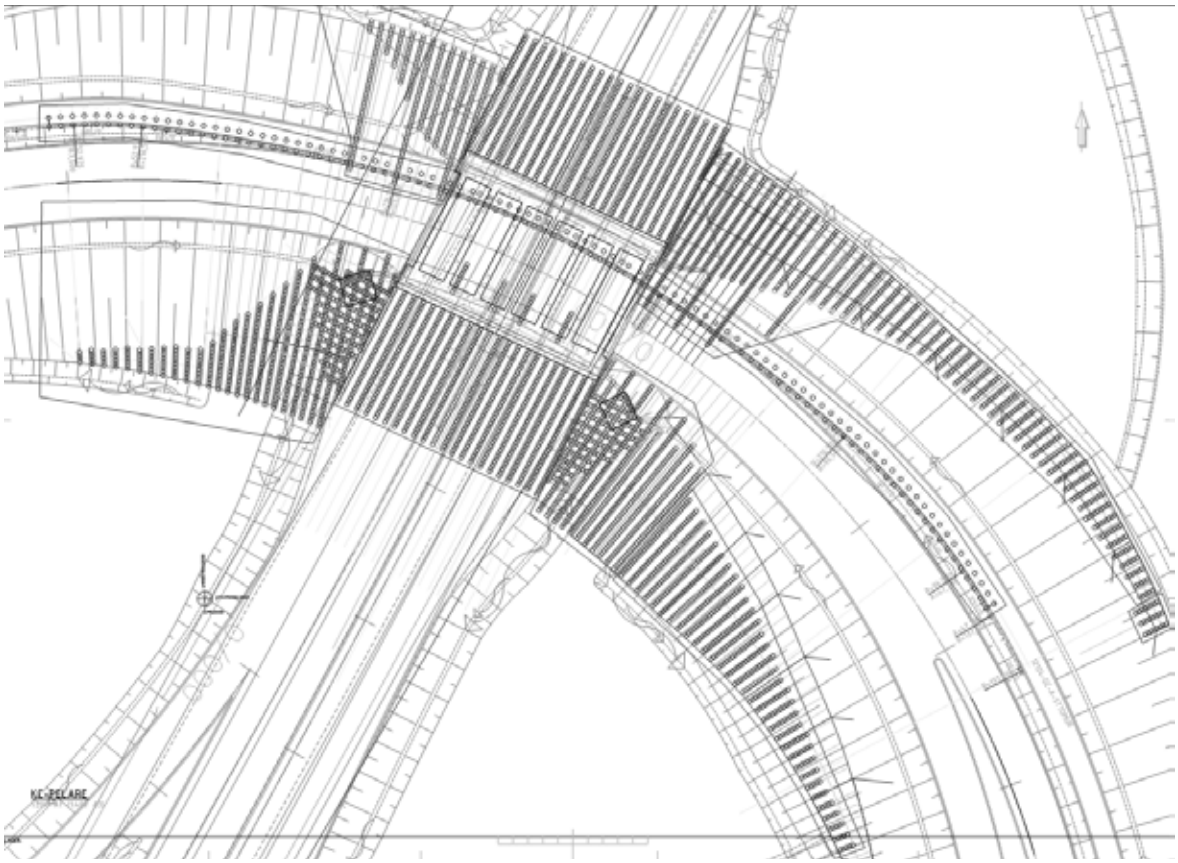
Figur 4. Lerans hållfasthet i de studerade undersökningspunkterna samt föreskriven hållfasthet. Till vänster: En ”population” bestående av samtliga undersökningspunkter. Till höger: Geografisk indelning (svarta respektive gråa kurvor/punkter)



Figur 5. Skanskas förslagna hållfasthetsprofil i de två delområdena.

2.4 Skanskas omprojektering och dess konsekvenser

Schaktarbetet skulle bedrivas parallellt på två fronter, från såväl öster som väster om E20, med start med de grunda schakterna och avslutning med de djupa schakterna i läget för den blivande bron. Detta var fördelaktigt ur ett projekteringsperspektiv eftersom den inledande projekteringen därmed enbart berörde utformningen av förstärkningsåtgärder med hänsyn till de blivande skärningsslänternas stabilitet, vilket kunde utföras i form av konventionell stabilitetsanalys. Även utformningen av förstärkningsåtgärderna under E20 (den blivande brons tillfartsbankar) med hänsyn till stabilitet och sättningar kunde utföras med relativt konventionella analyser. Utformningen av förstärkningsåtgärderna med hänsyn till hydraulisk bottenupptryckning i driftskedet var dock mer svåranalyserad. Efter några diskussionsmöten med beställarens egna geotekniska experter utvecklades dock en konceptuell analytisk modell som bedömdes minimera de erforderliga förstärkningsåtgärderna. I modellen antas att jorden ovanför det vattenförande lagret motsvarar en hög balk med begränsad tvärkrafts- och böjmomentkapacitet. En viss kapacitetshöjning kan dock åstadkommas genom att förstärka jorden med kalkcementpelare där så erfordras. Den konceptuella modellen verifierades med finita element analyser.



Figur 6. Slutligt kalkcementpelarmönster efter Skanskas omprojektering.

Den slutliga utformningen av jordförstärkningen, i form av kalkcementpelare, framgå i Figur 6, vilket kan jämföras med den föreskrivna utformningen i Figur 2.

3 LINDHOLMSMOTET

3.1 Övergripande om projektet

Lindholmsmotet ingår i den den hårt trafikerade Lundbyleden på Hisingen i Göteborg. Motet var olyckdrabbat på grund av den bristfälliga trafiklösningen, bland annat på grund av att den befintliga bron var enkelriktad. Ombyggnationen omfattade bland annat en ny bro med dubbelriktad trafik samt en ny påfartsramp mellan den nya bron och den befintliga järnvägen Hamnbanan, se Figur 7. Eftersom Hamnbanan är den enda järnvägsförbindelsen med Göteborgs Hamn (Skandinaviens största hamn) måste dess funktion garanteras under entreprenadarbetena. Dessutom måste tillses att trafikflödet i vägmotet kunde fortgå när ombyggnationen pågick.

Undergrunden utgörs av 0-4 m fyllning och därunder 50-80 m lera. Lerans naturliga vattenkvot uppgår till ca 50-100 % med en något lägre konflytgräns. Området är utfyllt vilket resulterat i pågående marksättningar – ned till ca 20 m djup enligt de redovisade bälgslangsmätningarna. I Förfrågningsunderlaget var arbetsområdet indelat i fyra ”hållfasthetsområden” med delvis olika hållfasthetsprofiler. I grova drag uppgick den föreskrivna karakteristiska skjuvhållfastheten dock till ca 15-17 kPa i lerans överkant med ökningen ca 1,3-1,5 kPa/m med djupet.

De utmanande grundförhållandena i kombination med de permanenta skärningarna och närliggande befintliga och nya anläggningar medförde att omfattande förstärkningsåtgärder erfordrades såväl i byggskedet som driftskedet och såväl med hänsyn till stabilitet som sättningar. I Förfrågningsunderlaget föreskrevs därför bland annat ca 150.000 löpmeter kalkcementpelare, tre sponter, bankpålning under påfartsramperna till den nya bron samt två stödmurar, se Figur 8.

Eftersom det aktuella projektet var en utförandentreprenad inskränkte sig den geotekniska insatsen i anbudsskedet i huvudsak till att bedöma erforderlig utformning på de föreskrivna sponterna. I övrigt noterades att det var förvånansvärt mycket kalkcementpelare, framförallt i norr, samt att det inom vissa delsträckor föreskrevs en del pelare i passivzonen.

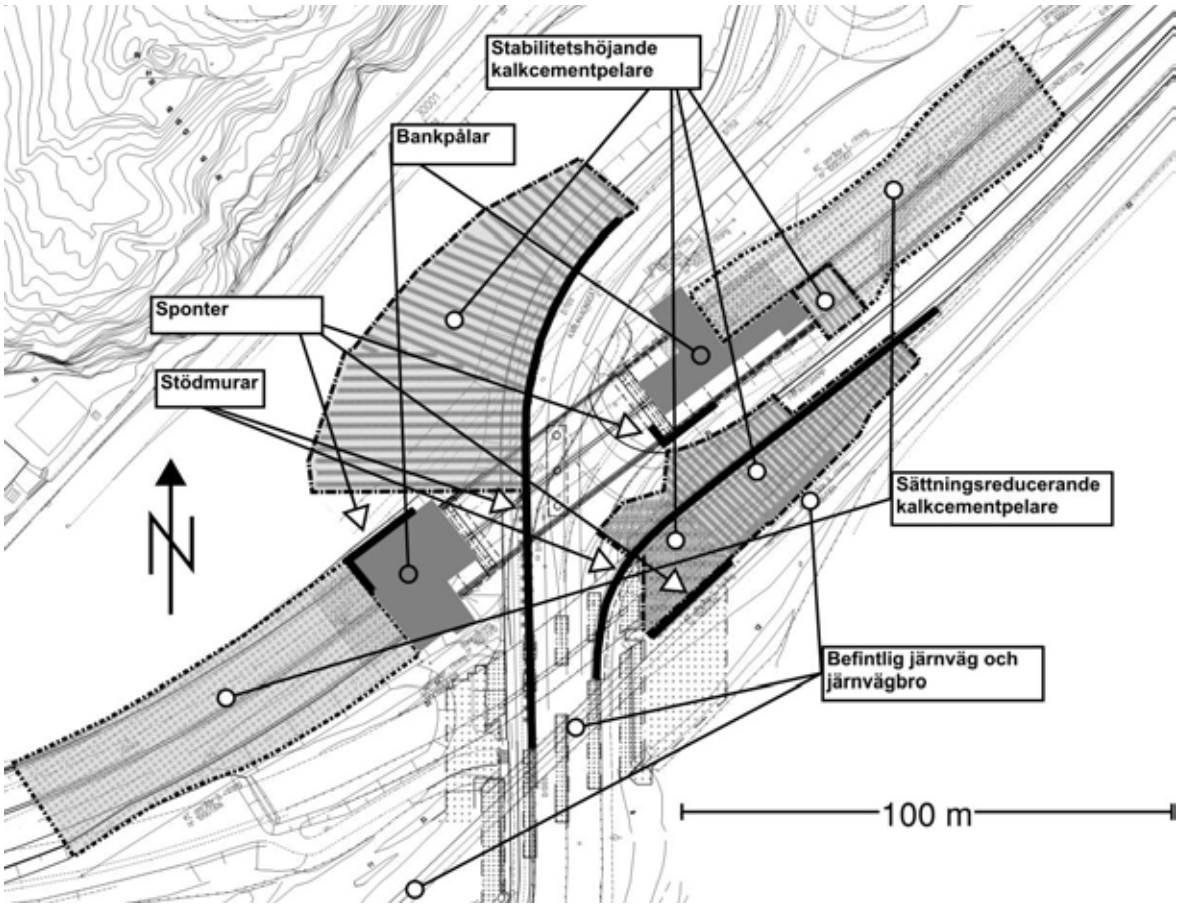
3.2 Några observationer vid den inledande detaljerade genomgången

Kostnaden för de geoteknikrelaterade åtgärderna (kalkcementpelare, pålar, sponter, stödmurar, mm) utgjorde ca 25 % av kontraktssumman, vilken uppgick till ca 87 MSEK.

I Förfrågningsunderlaget föreskrevs bland annat att diverse befintliga träpålar, omedelbart nordost om den befintliga järnvägsbron, måste tas bort eftersom dessa annars skulle omöjliggöra installationen av kalkcementpelare i den föreskrivna omfattningen. Skanskas produktionsorganisation bedömde att detta var ett av entreprenadens mest riskfyllda och svårbedömda arbetsmomenten, dels på grund av närheten till järnvägen och dels på grund av osäkerheterna kring hur de befintliga träpålarnas skulle kunna tas bort. Därför fokuserade Skanskas geotekniker inledningsvis på detta område vid den detaljerade genomgången, i förhoppningen om att kunna reducera antalet träpålar som skulle behöva tas bort.



Figur 7. Lindholmsmotet ifrån norr före, under och efter ombyggnationen.



Figur 8. Erforderliga förstärkningsåtgärder enligt Förfrågnings-underlaget.

De inledande stabilitetsanalyserna indikerade dock, något överraskande, att stabilitetsförhållandena vid den befintliga järnvägen inte skulle vara tillfredsställande i driftskedet. Mer detaljerade analyser utfördes, men med samma resultat, varför beställaren omedelbart kontaktades.

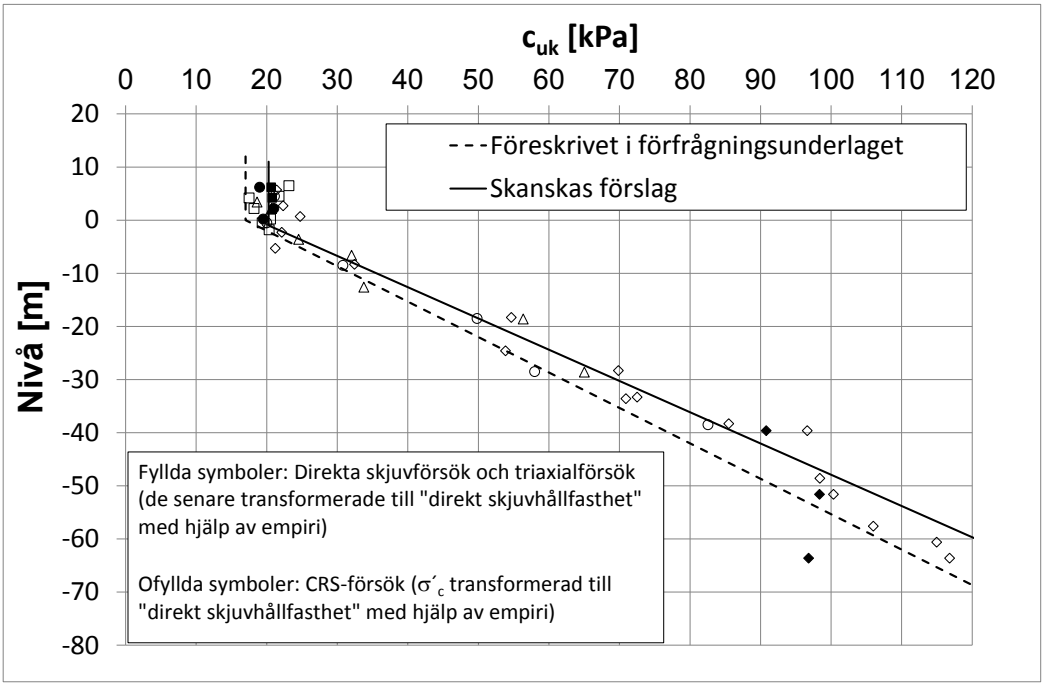
3.3 Diverse möten med beställaren och dess konsult

Vid de inledande mötena framkom efter hand att den föreskrivna utformningen på kalkcementpelarna baserades på gynnsammare förutsättningar än vad som föreskrivits i Förfrågningsunderlaget, dels avseende lerans hållfasthetsegenskaper och dels avseende de geometriska förhållandena i driftskedet. Skanskas geoteknikers spontana reaktion var att vissa antagande måhända var rimliga, förutsatt att det fanns stöd för dessa i Markundersökningsrapporten, medan andra antaganden föreföll att vara för djärva. Så småningom beslöt sig Skanskas geotekniker för att nagelfara samtliga relevanta undersökningar i Markundersökningsrapporten eftersom man börjat ana att det trots allt fanns en möjlighet att reducera den föreskrivna

mängden kalkcementpelare, såväl inom delområdet med de befintliga träpålarna som inom övriga delområden.

I Markundersökningsrapporten redovisades resultatet av såväl konventionella undersökningar (vingborrförsök, CPT och fallkonförsök) som av mer avancerade undersökningar (CRS-försök, odränerade direkta skjuvförsök samt aktiva och passiva triaxialförsök). Skanskas geotekniker hyser stor tilltro till resultaten ifrån de mer avancerade försöken, inklusive den nära kopplingen mellan lerans förskonsolideringstryck och dess odränerade skjuvhållfasthet. Baserat på detta och mångårig erfarenhet av Göteborgslera föreslog Skanskas geotekniker en reviderad hållfasthetsprofil inom ”hållfasthetsområdet” innefattande den befintliga järnvägen, se Figur 9. Till detta kunde läggas nyttjande av hållfasthetsanisotropi (dock inte lika hög som förutsatts av beställarens konsult vid upprättandet av Förfrågningsunderlaget). Dessutom påtalade man att nyttjande av den reviderade hållfasthetsprofilen förväntades leda till en icke försumbar minskning av den erforderliga mängden kalkcementpelare.

Efter ett antal möten fick Skanskas geotekniker i uppdrag att projektera om alla förstärkningsåtgärder baserat på den reviderade hållfasthetsprofilen (dock med lokal anpassning mellan de tidigare nämnda ”hållfasthetsområdena”). Omprojekteringen måste utföras mycket snabbt och i rätt prioritetsordning med hänsyn till produktionstidplanen.



Figur 9. Lerans odränerade skjuvhållfasthet.

3.4 Några exempel på Skanskas omprojektering och dess konsekvenser

Med hänsyn till produktionstidplanen fokuserades inledningsvis på att minska omfattningen på de stabilitetshöjande kalkcementpelarna inom det norra delområdet, se Figur 8. Preliminära stabilitetsanalyser antydde att såväl antalet pelare som deras längd kunde minskas ganska påtagligt tack vare den reviderade hållfasthetsprofilen. Vidare föreföll en relativt modest terrängjustering, jämfört med vad som föreskrivits i Förfrågningsunderlaget, medföra att behovet av kalkcementpelare kunde minskas ytterligare. Förnyade diskussioner vidtog med beställaren angående en terrängjustering, vilket resulterade i att Skanskas förslag accepterades.

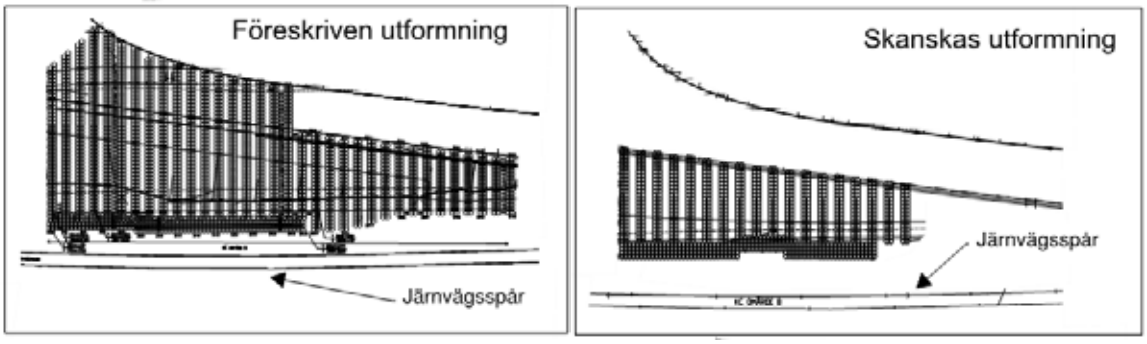
Parallellt med ovannämnda omprojektering pågick interna diskussioner inom Skanska angående de tidigare berörda befintliga träpålarna omedelbart nordost om den befintliga järnvägsbron. En aspekt som diskuterades var möjligheten och effekten av att tillgodoräkna sig träpålarnas stabilitetshöjande effekt. Inledande överslagsberäkningar antydde att detta eventuellt skulle innebära att mängden kalkcementpelare skulle kunna minskas så mycket att den inte skulle finnas något behov av att ta bort träpålarna. En konceptuell modell utvecklades och verifierades med finita element analyser. Därefter presenterades modellen för beställarens egna geotekniska expert som, förutsatt att vissa justeringar gjordes, gav klartecken till att pålarnas stabilitetshöjande effekt fick tillgodoräknas, men enbart i byggskedet eftersom träpålarnas beständighet inte kunde garanteras på lång sikt. I detta skede hade Skanska dock fått acceptans för sin föreslagna hållfasthetsprofil. Förnyade beräkningar visade att stabiliteten i driftskedet därmed blev tillfredsställande utan att ta bort några träpålar eller utnyttja deras stabilitetshöjande effekt. Stabiliteten i byggskedet var dock inte riktigt tillfredsställande, trots att träpålarnas stabiliserande effekt tillgodoräknades. Detta löstes genom att tillgripa temporära avlastningsschakter inom det mycket begränsade arbetsområde som fanns tillgängligt omedelbart söder om järnvägen.

3.5 Några exempel på erfarenheter ifrån produktionsskedet

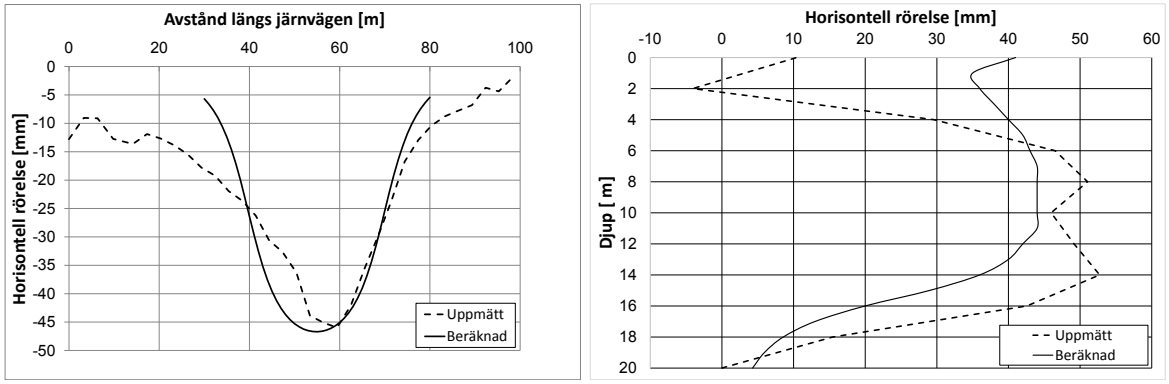
Ett relativt omfattande kontrollprogram, vars fokus var det befintliga järnvägsspårets rörelser, var föreskrivet i Förfrågningsunderlaget. Såväl rörelsen i markytan (mätpunkter på rälen) som dess variation med djupet (automatiska inklinometrar ned till ca 20 m djup installerade omedelbart norr om järnvägen) var föreskrivna.

Vid installationen av kalkcementpelarna omedelbart norr om järnvägen, jfr Figur 8, förväntades att spåret skulle förskjutas söderut och lyftas. Skanskas geotekniker påtalade tidigt att de föreskrivna gränsvärdena avseende spårrörelserna (bland annat 40 mm horisontalrörelse) skulle överskridas rejält, givet den mängd kalkcementpelare som föreskrevs i Förfrågningsunderlaget. Skanskas omprojektering medförde dock påtagligt minskad mängd pelare inom även det aktuella delområdet, se Figur 10. Utgående från prognosmetoder för massundanträngning vid pålslagning (se exempelvis Sagaseta, 1987, och Edstam & Kullingsjö, 2010) bedömdes att rörelserna endast skulle överstiga gränsvärdena marginellt, vilket visade sig stämma relativt väl med de rörelser som uppmättes, se Figur 11. Trots att gränsvärdena överskreds kunde tågtrafiken fortgå utan några problem.

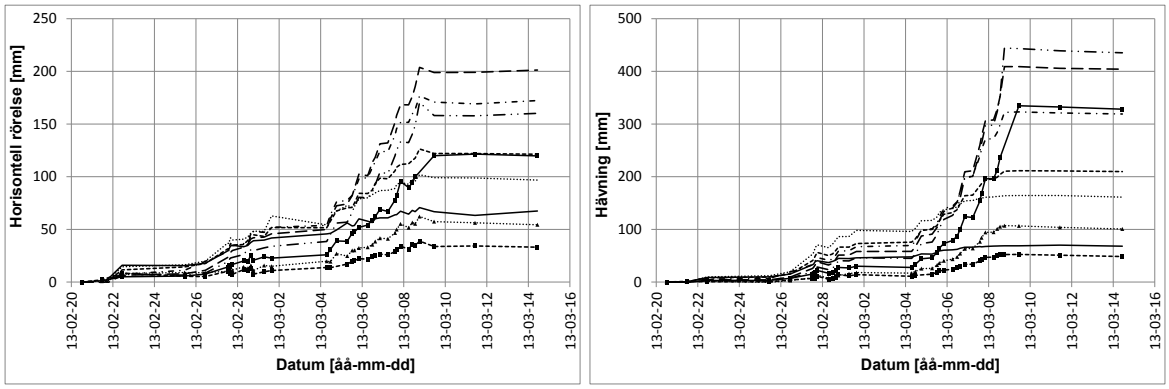
Markytan inom delområdet med de tidigare berörda befintliga träpålarna var belägen ca 2-4 meter högre än en befintlig lokalgata som passerade under den befintliga järnvägsbron. De kalkcementpelare som skulle installeras mellan dessa träpålar skulle därmed placeras strax bakom krönet på den slänt som anslöt till lokalgatan. Skanskas geotekniker rekommenderade därför att det föreskrivna kontrollprogrammet skulle utökas med ett antal mätpunkter placerade i kanten på lokalgatan (tillika foten på slänten) eftersom man förväntade sig relativt stora rörelser i det området vid pelarinstallationen. Beställaren samtyckte till detta varefter pelarinstallationen påbörjades. Inledningsvis var de uppmäta rörelserna relativt små, men rörelsehastigheten ökade påtagligt ju fler pelare som installerades, se Figur 12. Detta medförde intensiva diskussioner mellan Skanska och beställaren angående pelarinstallationens påverkan på stabilitetsförhållandena. Man enades om att fortsätta pelarinstallationen, men i reducerad takt och med intensifierade kontrollmätningar. Rörelsehastigheten ökade ytterligare under det fortsatta installationsarbetet, men av kontrollmätningarna framgick att rörelserna endast utbildades under dagtid då pelarinstallation pågick. Således bedömdes att stabilitetförhållandena trots allt var tillfredsställande. Efter avslutad pelarinstallation i det aktuella delområdet hade lokalgatan förskjutits upp till ca 0,2 m horisontellt och ca 0,45 m vertikalt.



Figur 10. Kalkcementpelare inom ett av delområdena omedelbart norr om järnvägen.



Figur 11. Bedömd och uppmätt rörelse på och omedelbart norr om järnvägsspåren vid installationen av kalkcementpelarna i Figur 10.



Figur 12. Uppmätta rörelser i släntfoten (tillika kanten på lokalvägen) vid installationen av kalkcementpelarna strax bakom släntkrön.

4 NÅGRA AVSLUTANDE KOMMENTARER

I de redovisade utförandeentreprenaderna var omfattande förstärkningsåtgärder föreskrivna. Skanskas omprojektering, utförd parallellt med de pågående entreprenadarbetena, resulterade i huvudsak i följande:

Tpl Jung (kontraktssumma ca 65 MSEK):

- Drygt hälften av kalkcementpelarna utgick
- Kostnadsbesparing motsvarande ca 4 MSEK
- Minskad miljöpåverkan i byggskedet motsvarande ca 2800 ton CO_2-ekvivalenter
- Bidragande orsak till att trafiköppningen kunde göras ca 12 månader tidigare än beställaren förväntat

Lindholmsmotet (kontraktssumma ca 87 MSEK):

- Ca 2/3 av kalkcementpelarna utgick. Dessutom utgick tre sponter, en stödmur, en stor mängd bankpålar, mm
- Kostnadsbesparing motsvarande ca 9 MSEK
- Minskad miljöpåverkan i byggskedet motsvarande åtskilliga tusen ton CO_2-ekvivalenter
- Bidragande orsak till att trafiköppningen kunde göras ca 6 månader tidigare än beställaren förväntat

Båda entreprenaderna färdigställdes för några år sedan och inga geoteknikrelaterade åtgärder har behövt vidtas sedan dess.

I denna artikel påvisas att utförandeentreprenader kan vara dyra och dåliga - åtminstone ur ett samhällsperspektiv. Huruvida dyra och dåliga utförandeentreprenader är regel eller undantag finns det dock sannolikt lika många åsikter om som det finns deltagare på Grundläggningsdagen. Kanhända är utförandeentreprenader både dyra och bra - åtminstone om man är verksam som geotekniker på ett kostnadsmedvetet och affärsinriktat entreprenadföretag?

5 REFERENSER

Edstam, T., Kullingsjö, A. (2010). Ground displacements due to pile driving in Gothenburg clay. *Proc. 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Trondheim, Norway.

Sagaseta, C. (1987). Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. *Geotechnique*, Vol. 37 No. 3: 301-320.

KUNSKAP OM SPONTBETEENDE VID VIBRODRIVNING MINSKAR SKADEKOSTNADER

Fanny Deckner, Kungliga Tekniska Högskolan / NCC AB
Thomas Larsson, Luleå Tekniska Universitet / Golder
Kenneth Viking, NCC AB
Staffan Hintze, Kungliga Tekniska Högskolan / NCC AB

Sammanfattning

Ökande behov av att bygga nya bostäder i våra tätorter kommer till stor del ske genom förtätning av städerna. Detta innebär att vi allt oftare måste bygga nära befintliga byggnader och konstruktioner samt att vi då ofta bygger på mark med dåliga grundläggningsförhållanden.
Pål- och spontdrivning är i dagsläget en av de vanligaste källorna till vibrationer i tätbebyggda områden. För att fortsatt kunna använda vibrodriven spont i tätbebyggda områden är kunskapen om prognostisering av vibrationsnivåer i samband med vibrodrivning viktig. I samband med forskningsarbete har ett examensarbete, som behandlat numerisk modellering av vibrodrivning, utförts för att närmare studera hur sponten beter sig under neddrivning.
Den numeriska modelleringen visar att sponten inte rör sig som en stel kropp i vertikal riktning utan att den böjer ut signifikant i horisontalled. Denna utböjning borde i hög grad inverka på vibrationsöverföringen mellan spont och jord. Kunskapen från den numeriska modelleringen är en viktig del för det fortsatta forskningsarbetet för att förstå och bättre kunna förutsäga de vibrationer som uppstår i samband med vibrodrivning av spont och i förlängningen svara på frågan hur nära ett skadeobjekt vi kan driva spont.

Summary

The increasing need to build new housing in urban areas will largely be done through densification of cities. Hence, we increasingly have to build in close proximity to existing buildings and structures and thus we often build on land with poor ground conditions.
Pile and sheet pile driving is today one of the most common sources of vibration in urban areas. To be able to continue using vibratory driven sheet piles in urban areas the knowledge of predicting the vibration level associated with vibratory driving is important. In connection with research work a master

thesis has been performed, dealing with numerical modeling of vibratory driving, to more closely study how the sheet pile behaves during penetration. The numerical modeling shows that the sheet pile does not behave as a rigid body, significant deflection in the horizontal direction can be observed. This deflection should greatly influence the transmission of vibration between the sheet pile and the soil. The knowledge gained from the numerical modeling is important for a better understanding and more reliable prediction of the vibrations arising in connection with vibratory driving of sheet piles, and ultimately answer the question how close to a possible damage object we can drive sheet piles.

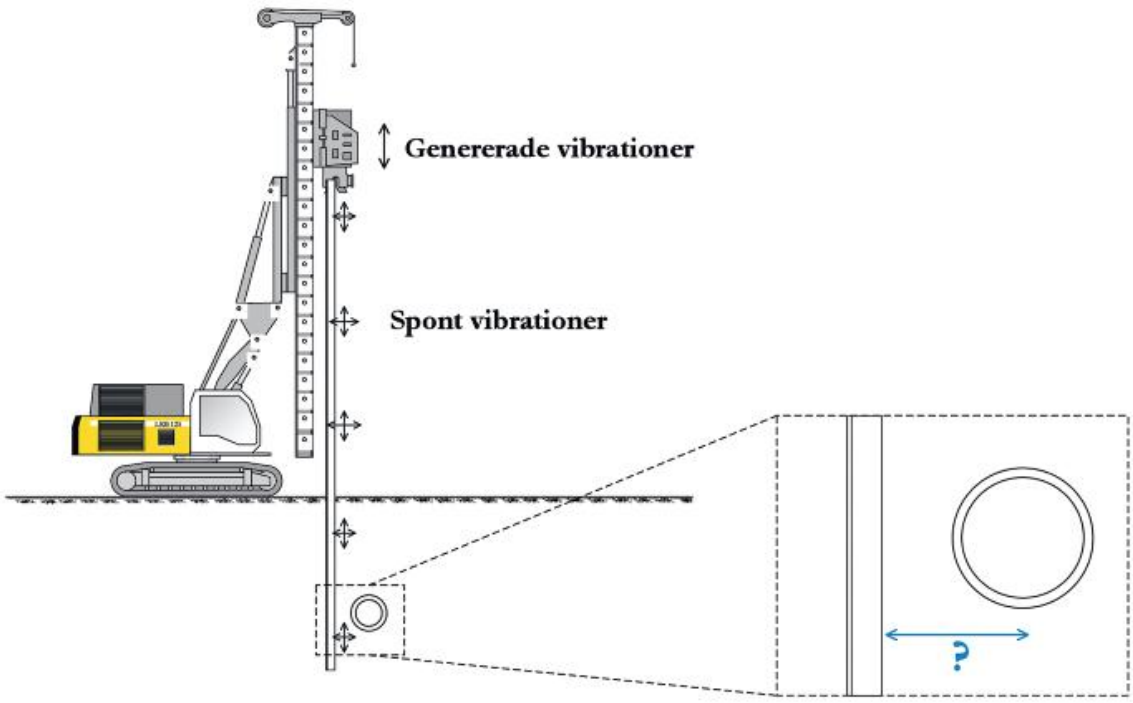
1 INLEDNING

Ökande behov av att bygga nya bostäder i våra tätorter kommer till stor del ske genom förtätning av städerna. Detta innebär att vi allt oftare måste bygga nära befintliga byggnader och konstruktioner samt att vi då ofta bygger på mark med dåliga grundläggningsförhållanden. Pål- och spontdrivning är i dagsläget en av de vanligaste källorna till vibrationer i tätbebyggda områden. Vid pål- eller spontdrivning uppstår vibrationer mellan hammare och påle/spont, varefter vibrationerna sprids vidare genom pål- och spontmaterialet ut i jorden och sedan mot omgivande konstruktioner. Detta har bl.a. beskrivits av Deckner (2013).

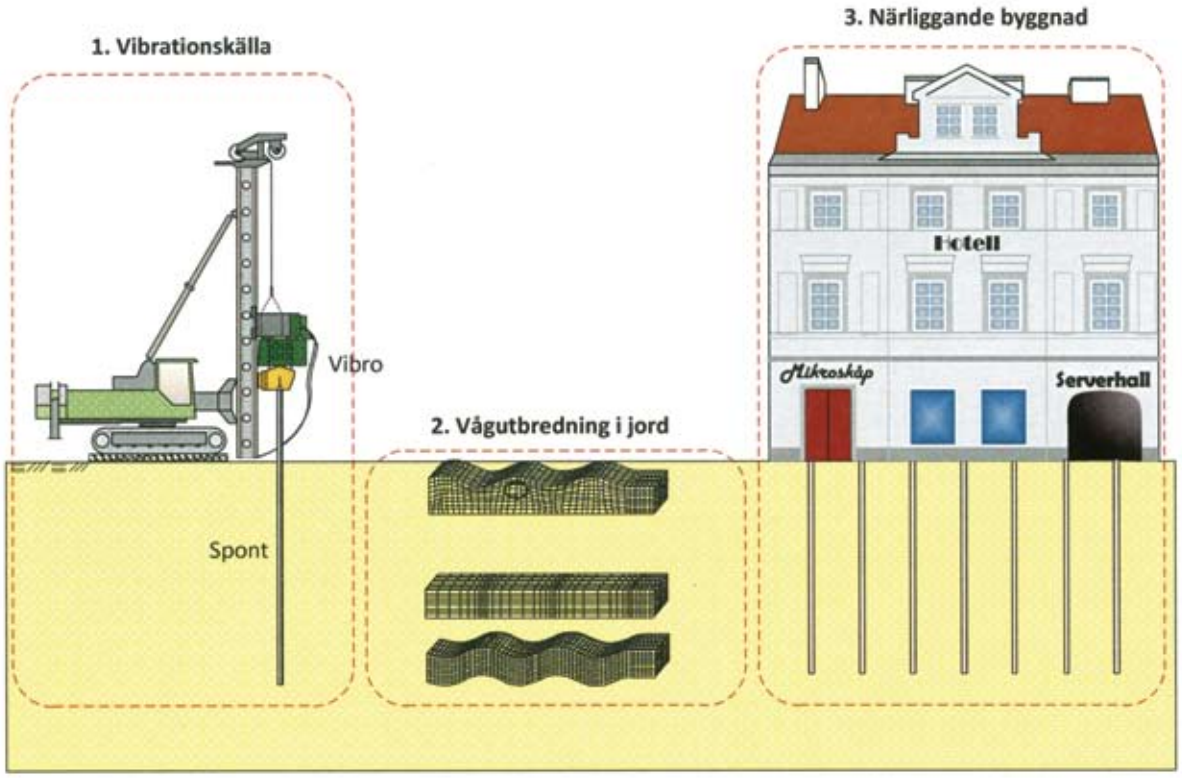
För spontdrivning är vibrodrivning av stålspont ofta en kostnadseffektiv metod i dagsläget. Drivning av spont orsakar dock oönskade vibrationer i omgivningen, se bl.a. Hintze et al. (1997). Vibrationerna kan ge upphov till obehag för människor samt skador på byggnader och andra närliggande konstruktioner. Skadorna i samband med pål- och spontdrivning är mycket kostsamma för entreprenörer, byggherrar och samhället. De faktiska skadekostnaderna på grund av vibrationer från pål- och spontdrivning är osäkra. En artikel i svensk press 2013 (Karlsson, 2013) menar att skador och förseningar i samband med geotekniska fel uppgick till 9 miljarder SEK år 2010.

För att fortsatt kunna använda vibrodriven spont i tätbebyggda områden är kunskapen om prognostisering av vibrationsnivåer i samband med drivning viktig. Deckner et al. (2012) har påpekat att det i dagsläget inte finns någon tillförlitlig modell för att förutsäga vibrationer vid spontdrivning innan byggnation. En central del i framtagandet av en prognosmodell är att ha en god förståelse för hur sponten beter sig under neddrivning och vilka delar i detta beteende som ogynnsamt bidrar till vibrationsöverföring till omgivande jord.

Bättre kunskap om vibrodriven sponts beteende kommer att ge upphov till mer kostnadseffektiv spontdrivning, framförallt i samband med grundläggningsarbeten i urbana miljöer. En viktig frågeställning att lösa för att fortsatt kunna driva spont i tätbebyggda områden är frågan hur nära ett skadeobjekt en spont kan drivas utan att skada eller medföra obehag för människor (se Figur 1). Denna artikel syftar till att beskriva den forskning som bedrivs på ämnet markvibrationer i samband med vibrodrivning av spont. Mer specifikt är syftet att studera och beskriva hur sponten beter sig under neddrivning. Artikeln beskriver dessutom en parameterstudie som tagits fram för att undersöka vilka parametrar som har störst inverkan på spontens beteende under neddrivning.



Figur 1 En viktig frågeställning vid framtida urbana byggprojekt är; hur nära ett skadeobjekt, i detta fall en befintlig ledning, kan en vibrodriven spont installeras? Efter Guillemet et al. (2014).



Figur 2 Schematisk skiss av vibrationsöverföringsprocessen i samband med vibrodrivning av spont. Efter Deckner (2013).

2 ÖVERFÖRING AV VIBRATIONER VID SPONTDRIVNING

Vibrodrivning av spont är en komplex process med många inverkande faktorer som påverkar vibrationsnivån, se Deckner et al. (2015a). Vibrationsöverföringsprocessen, från källan till skadeobjektet, kan grovt delas upp i tre olika delar (se Figur 2):

1. Vibrationskällan, i det här fallet spontdrivning
2. Vibrationstransport i jord
3. Skadeobjektet

Drivbarhet och hur vibrationer överförs från drivutrustning till spont har tidigare studerats av bland annat Woods (1997) och Viking (2002). Vid vibrodrivning drivs sponten ner i jorden med hjälp utav en vibrerande rörelse och ett vertikalt tryck. Den vibrerande rörelsen skapas av en vibrator innehållande roterande massor, som roterar med en viss frekvens. De roterande massorna roterar åt motsatt håll, vilket innebär att de horisontella krafterna tar ut varandra. Endast den vertikala kraften består och rör gripklon upp och ner med en viss drivfrekvens och amplitud. Gripklon håller i sin tur

fast i sponten, som då rör sig med samma frekvens och amplitud som vibratorn, förutsatt att inga förluster sker. I Sverige och i många andra länder är det vanligast att gripklon greppar sponten i livet. På grund av spontens geometri är detta ca 5-10 cm från spontens neutrala lager. Viking (2002) och Lidén (2012) menade att horisontella rörelser kan uppkomma på grund av den excentriska kopplingen mellan gripklo och spont.

När sponten tränger ner i marken överförs vibrationer från sponten till jorden, både vid spontfoten och längs med manteln, se Athanasopoulos & Pelekis (2000) och Deckner et al. (2015c). I jorden transporteras vibrationerna vidare genom vågrörelser i jorden. När vågorna transporteras genom jorden avtar deras magnitud på grund av dämpning. Hur mycket av vibrationernas ursprungliga magnitud som finns kvar när vågen når ett potentiellt skadeobjekt beror till stora delar av avståndet mellan vibrationskällan och objektet samt jordens egenskaper, se Deckner et al. (2015a).

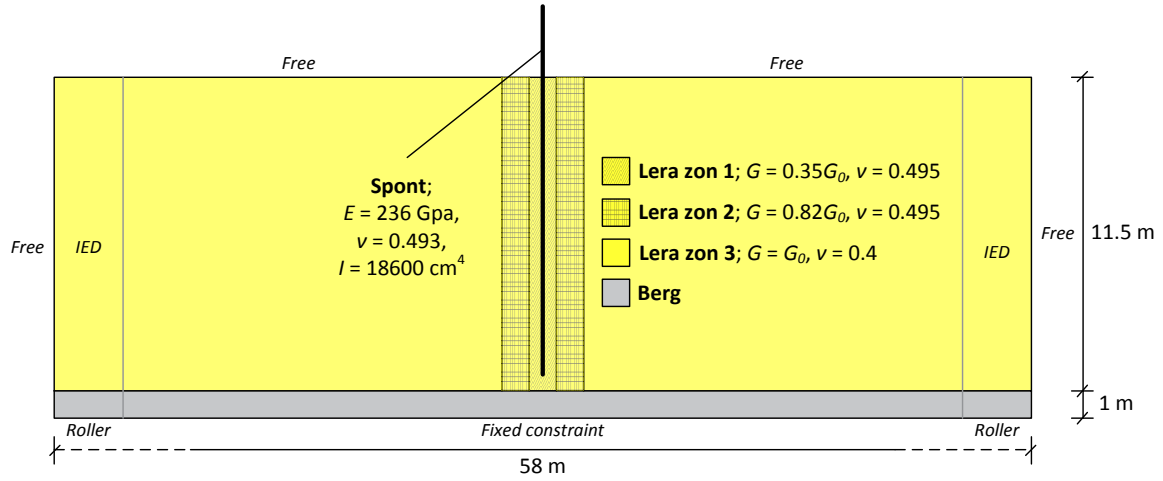
Vid skador på omgivande konstruktioner finns det egentligen flera möjliga skadekostnader att ta hänsyn till. Skador på omgivande konstruktioner är en skadekostnad, men även kostnader för stillestånd, omarbete och minskad livslängd är kostsamma och leder till onödiga kostnader för byggandet, se Hintze (1994). Människor är särskilt känsliga för vibrationer och skadekostnaden här ligger främst i stillestånd på grund av att vibrationerna som uppstår bedöms som alltför obehagliga och att arbetet måste stoppas, alternativt kostnader för att dämpa vibrationerna, se Hintze et al. (1997).

3 NUMERISK MODELLERING

I samband med forskningsarbetet har ett examensarbete som behandlar numerisk modellering vid vibrodrivning utförts för att närmare studera hur sponten beter sig. I FE-programmet Comsol Multiphysics har en 2D linjär elastisk modell byggts upp. Nedan beskrivs kort modellens uppbyggnad och därefter presenteras en sammanställning av de mest relevanta resultaten. Mer information om uppbyggnaden av modellen och resultat finns i Larsson (2016).

3.1 Modell

Det primära syftet med modelleringen har varit att studera spontens beteende och därför har en relativt enkel modell använts. Spontens beteende har studerats i tidsdomän vid förutbestämda neddrivningsdjup.



Figur 3 Schematisk skiss av numerisk modell av vibrodrivning av spont, efter Larsson (2016).

Sponten har modellerats som en 13.8 m lång balk (beam) i stål med linjärelastiskt beteende. Spontens egenskaper framgår i Figur 3, och har antagits utifrån egenskaper för en Larssen 603 profil. Jorden runt sponten har modellerats som ett material med linjärelastiskt beteende och ingen hänsyn har tagits till materialdämpning i jorden. Tidigare studier har emellertid visat att jorden nära sponten beter sig långt ifrån linjärelastiskt, se Masoumi et al., (2009) och Whenham (2011). Närmast sponten är det mest troligt att jorden plasticeras helt och vi får något som kallas för ”slippage”, d.v.s. att spont och jord inte rör sig tillsammans. För att ändå till viss del ta hänsyn till jordens icke-linjära beteende närmast sponten så har jordvolymen i examensarbetet delats in i tre olika zoner med varierande egenskaper, se Figur 3.

Drivutrustningen har modellerats att utgöras av tre delar; en statisk last, en dynamisk last samt en dynamisk massa. Den statiska lasten simulerar den statiska lasten som påförs av tyngden av vibratorns ytterhölje. Den dynamiska lasten är bidraget från vibratorn och rotationen av excentermassorna. Den dynamiska massan är massan av de element som rör sig upp och ner i samband med att excentermassorna snurrar, d.v.s. vibratorn samt gripklon. Samtliga laster är pålagda excentriskt utifrån spontens neutrala lager för att ta hänsyn till att gripklon håller sponten excentriskt.

3.2 Parameterstudie

För att studera inverkan av valda parametrar på spontens beteende under neddrivning så utfördes en parameterstudie. I parameterstudien studerades effekten av att variera jordens skjuvmodul (G_0), drivkraften (F_v), spontens tröghetsmoment (I), drivfrekvensen (f) samt spontfotens djup under markytan, se Tabell 1.

Tabell 1 Undersökta parameterar och vilka värden som studerades i parameterstudien.

Parameter	**Ursprungs-värde**	**Min. värde**	**Max. värde**	**Ökningssteg**
G_0 (MPa)	17	7	67	10
F_v (kN)	1160	560	1760	200
f (Hz)	35	15	55	3
I^* (cm^4)	18600	6600	30600	4000
Spontfotsdjup (m)	11.45	3.85	11.45	3.8

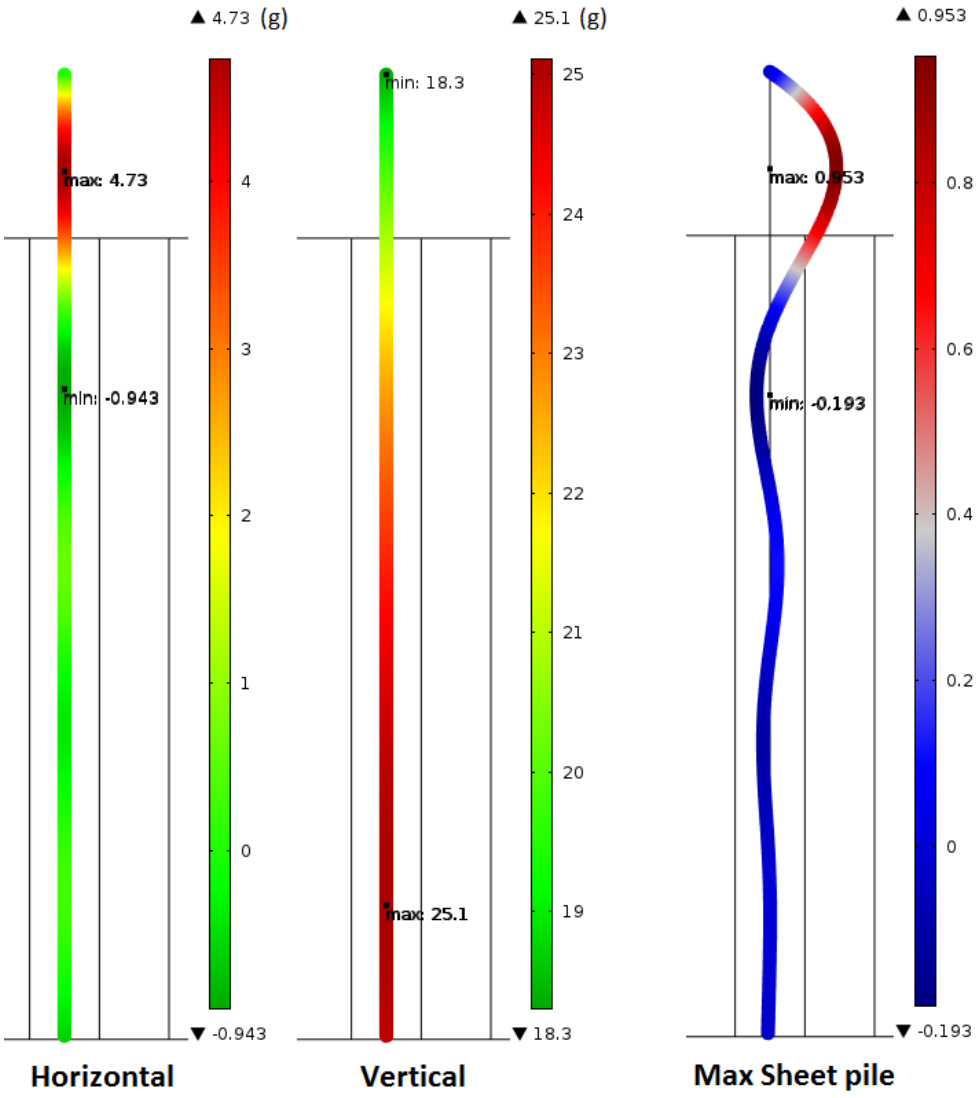
*Per meter vägg

3.3 Resultat och diskussion

I Figur 4 och Figur 5 presenteras en begränsad resultatsammanställning av utförd studie med avseende på spontens beteende. Läsaren hänvisas till Larsson (2016) för en utförligare resultatsammanställning.

Figur 4c visar att sponten inte rör sig som en stel kropp i vertikal riktning under neddrivning, utan att den böjer ut signifikant i horisontalled. Maximal utböjning får man i den del av sponten som befinner sig ovan jord utan mothåll (se Figur 4c). För att även studera hur stor utböjningen är i jorden, eftersom det troligtvis har större betydelse för överföring av vibrationer till jorden, så visar Figur 4c att utböjningen i jorden är ca 0.2 mm.

Figur 4a illustrerar att accelerationerna i sponten i horisontalled är som störst i spontens överkant vilket överensstämmer med att utböjning är störst ovan jord. Den vertikala accelerationen är maximal i nederkant av sponten i närheten av spontfoten (se Figur 4b). Detta fenomen syns även vid utförda fältmätningar i forskningsprojektet, se Guillemet (2013). Att de vertikala accelerationerna når sitt maximum vid spontfot beror sannolikt på att det begränsade avståndet till berg ger upphov till reflektioner som studsar tillbaka upp i sponten.

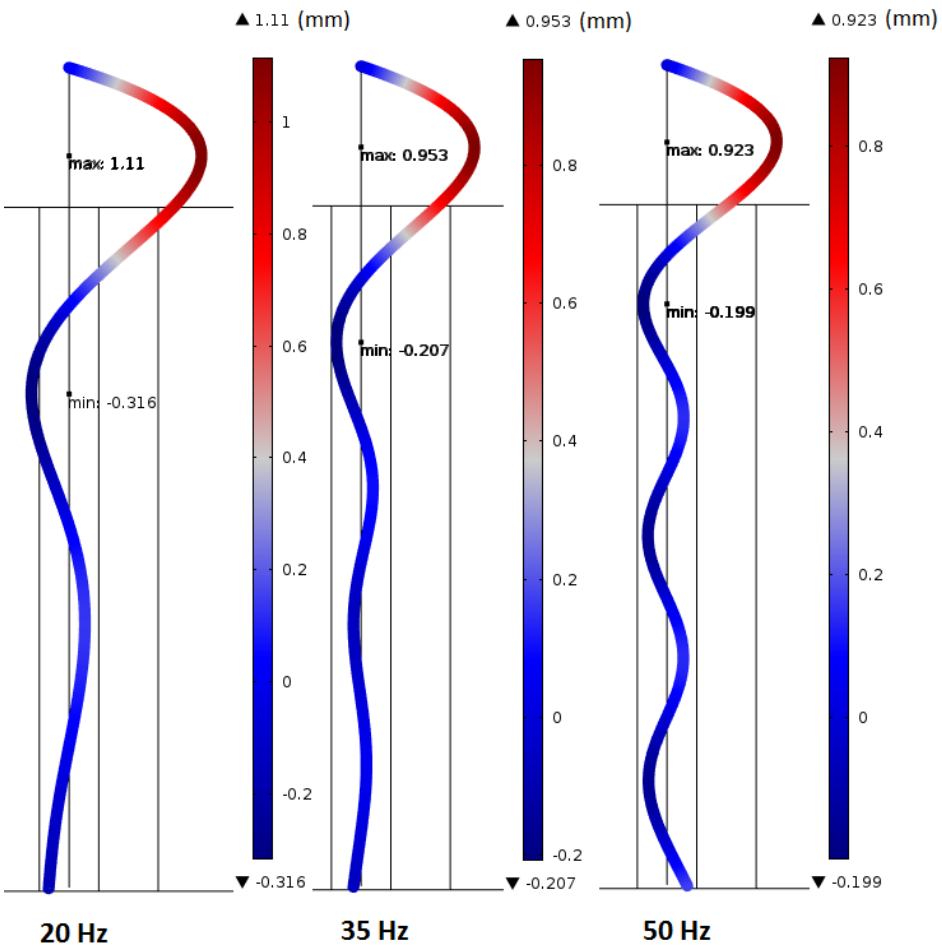


Figur 4 a) Acceleration i sponten i horisontalled, b) Acceleration i sponten i vertikalled och c) Utböjning av sponten ovan jord, samtliga med ursprungsvärden på parametrarna.

Den utförda parameterstudien kan sammanfattas i följande punkter:

- **Jordens skjuvmodul**: Skillnad i accelerationsnivå mellan de olika värdena på skjuvmodulen är relativt liten och ingen tydligt trend kan observeras. Spontens utböjning i jorden minskar något med ökande skjuvmodul, troligtvis beroende på att en ökande skjuvmodul innebär en styvare jord.
- **Drivkraft**: Accelerationerna, både horisontellt och vertikalt, samt den horisontella utböjningen ökar linjärt med ökande drivkraft. Resultaten visar också att böjmoden är densamma oavsett drivkraft.

- **Drivfrekvens**: Spontens acceleration påverkas av drivfrekvensen. Det är dock svårt att se någon direkt trend, ett maximalt värde uppstår vid en viss frekvens för vertikala accelerationer och en annan för horisontella accelerationer. Troligtvis beror detta på resonans för sponten och spont-vibrator-jord systemet. Drivfrekvensen har en tydlig inverkan på hur sponten böjer ut. Detta syns i Figur 5 där sponten böjer ut i olika böjmoder beroende på drivfrekvensen.
- **Spontens tröghetsmoment**: Genom att ändra spontens tröghetsmoment och således spontens styvhet så visar studien att både de horisontella accelerationerna och utböjningen minskar med ökande tröghetsmoment. De vertikala accelerationerna är konstanta inom värdena för parameterstudien.
- **Spontfotsdjup**: Redan i Figur 4 och även i Figur 5 är det tydligt att maximal utböjning sker över markytan. Det är därför logiskt att såväl accelerationerna som utböjningen i sponten minskar med ökande djup.



Figur 5 Horisontell utböjning under neddrivning vid drivfrekvens 20 Hz, 35 Hz respektive 50 Hz.

4 DISKUSSION

Resultaten från den numeriska modelleringen visar tydligt att sponten böjer ut under neddrivning. Denna utböjning borde i hög grad inverka på vibrationsöverföringen mellan spont och jord. I Deckner et al. (2015b) föreslås att den nuvarande modellen för vibrationsöverföring bör revideras för att ta hänsyn till spontens horisontella rörelse.

Störst inverkan på spontens utböjning har drivkraft, drivfrekvens och spontens tröghetsmoment. Utböjningen och även accelerationerna ökar linjärt med ökande drivkraft. Det är viktigt att detta beaktas vid planeringen av spontarbetet så att en optimal drivkraft används, där sponten drivs med önskvärd hastighet samtidigt som utböjningen mimineras. Drivfrekvensen påverkar både utböjningens storlek och form. Här ligger troligtvis nyckeln i att undvika spontens och systemet spont-vibrator-jords egenfrekvens för att minimera utböjningen och vibrationsspridningen. Spontens tröghetsmoment har en direkt koppling till utböjningens storlek. Det är alltid viktigt att hitta en balans mellan kostnaden för en styvare spont relaterat till den minskade omgivningspåverkan som uppstår. Det har inte studerats hur en styvare spont med större tvärsnittsarea påverkar vibrationsöverföringen.

All utböjning som konstaterats i den numeriska studien beror av excentriteten av lasten. Om lasten placeras i spontens neutrala lager ses ingen utböjning alls under neddrivningsfasen. Det är troligt att det i verkligheten sker en utböjning även om gripklon skulle hålla sponten i dess neutrala lager på grund av att en spont har en viss initalkrokighet. Samma beteende kan ses för pålar vid slagning där det uppstår en excentricitet vid ojämna/sneda slag och att även pålar har en viss initialkrokighet. Framtida studier måste undersöka hur stor inverkan denna utböjning har på vibrationsnivåerna på längre avstånd.

5 SLUTSATSER

Studien visar att vibrodrivning med excentrisk gripklo leder till ett spontbeteende då sponten böjer ut i horisontal riktning under neddrivning. Parameterstudien visar att drivkraften och spontens tröghetsmoment har en stor betydelse för utböjningens storlek. Även drivfrekvensen har en stor påverkan på spontens beteende, troligtvis beroende på kopplingar till spontens och systemets naturliga frekvenser.

Kunskapen från den numeriska modelleringen är viktig vid det fortsatta forskningsarbetet för att förstå och bättre kunna förutsäga de vibrationer som uppstår i samband med vibrodrivning av spont, och då i förlängningen svara på frågan hur nära ett skadeobjekt vi kan driva spont.

6 REFERENSER

Athanasopoulos, G.A. och Pelekis, P.C. 2000. Ground vibrations from sheetpile driving in urban environment: measurements, analysis and effects on buildings and occupants. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19(5):371-387.

Deckner, F. 2013. *Ground vibrations due to pile and sheet pile driving – influencing factors, predictions and measurements*. Licentiatavhandling Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm, Sverige.

Deckner, F., Viking, K. och Hintze, S. 2012. Ground vibrations due to pile and sheet pile driving – prediction models of today. *Proceedings of the European Young Geotechnical Engineers Conference*, 26-29 August 2012, Gothenburg, Sweden.

Deckner, F., Viking, K. och Hintze, S. 2015a. Aspects of Ground Vibrations due to Pile and Sheet Pile Driving. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 20(19);11161-11176.

Deckner, F., Viking, K. och Hintze, S. 2015b. Vibration transfer during vibratory sheet pile driving – a full-scale field test. *Proceedings of the 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, 1-4 November 2015, Christchurch, New Zealand.

Deckner, F., Guillemet, C., Viking, K. och Hintze, S. (2015). Instrumentation System for Ground Vibration Analysis during Sheet Pile Driving. *Geotechnical Testing Journal*, 38(6):893-905.

Guillemet. C. 2013. *Pile-Soil Interaction during Vibratory Sheet Pile Driving*. Examensarbete, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm, Sverige.

Guillemet, C., Deckner, F., Viking, K. och Hintze, S. 2014. Nytt fältförsök visar en kraftig minskad omgivningspåverkan närmast sponten. *Bygg & teknik*, 106(1).

Head, J.M. & Jardine, F.M. 1992. *Ground-borne vibrations arising from piling*. CIRIA Technical Note 142, CIRIA, London, U.K.

Hintze, S. 1994. *Risk Analysis in Foundation Engineering with Application to Piling in Loose Friction Soils in Urban Situations*. Doktorsavhandling, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm, Sverige.

Hintze, S., Liedberg, S., Massarsch, R., Hanson, M., Elvhammar, H., Lundahl, B. och Rehnman, S-E. 1997. *Omgivningspåverkan vid pål- och spontslagning*. Pålkommissionen rapport 95, Linköping, Sverige.

Karlsson, Å-B. 2013. *Tillsätt haverikommission för att utreda byggmisstag*. Debattartikel från Dagens Nyheters webbtidning DN.se, Publicerad online 2013-01-11, http://www.dn.se/debatt/tillsatt-haverikommission-for-att-utreda-byggmisstag.

Larsson, T. 2016. *Behavior of vibrodriven sheet piles*. Examensarbete, Luleå Tekniska Universitet, Luleå, Sverige.

Lidén, M. 2012. *Ground Vibrations due to Vibratory Sheet Pile Driving – a Case Study*. Examensarbete, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm, Sverige.

Masoumi, H.R., Francois, S. & Degrande, G. 2009. A non-linear coupled finite element-boundary element model for the prediction of vibrations due to vibratory and impact pile driving. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 33(2):245-274.

Viking, K. 2002. *Vibro-driveability – a field study of vibratory driven sheet piles in non-cohesive soils*. Doktorsavhandling, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm, Sverige.

Whenham, V. (2011). *Power Transfer and Vibrator-Pile-Soil Interactions within the framework of vibratory pile driving*. Doctoral Thesis, University of Louvain, Belgium.

Woods, R.D. 1997. *Dynamic Effects of Pile Installations on Adjacent Structures*. NCHRP Synthesis 253, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington D.C., USA.

ON THE SAMPLE DISTURBANCE EFFECTS ON LONG-TERM DEFORMATION PREDICTIONS

Mats Karlsson, Anders Bergström & Jelke Dijkstra
Chalmers University of Technology

Summary

Block sampling is long seen as the preferred method for sampling soft soils that need to be tested for its mechanical properties. The presented experimental programme compares the sample quality of STII piston sampler against the NTNU mini-block sampler. The test site has been selected on grounds of consistency and high plasticity and sensitivity, and samples have been collected from depths ranging from 6 - 10 m below surface level. The results indicate that the mini-block sampler produces superior samples. The subsequent analysis of a typical settlement problem using model properties derived from the piston samples and the block samples respectively show that these differences in sample quality lead to significant differences in the predictions.

1 INTRODUCTION

The effect of sample disturbance is a well-studied topic Baligh et al. (1987), Chung et al. (2014), Hight (1993), Löfroth (2012), Long (2006), Lunne et al. (1997), Lunne et al. (2006), Santagata et al. (2002), Tanaka et al. (1996), Tanaka et al. (2002). leading to new type of samplers that are designed to reduce the disturbance, e.g. Lefebvre et al. (1979), Löfroth (2012), Rochelle et al. (1981).

Sample quality affects both the apparent stiffness and strength of the soil. As a result, when geotechnical analyses are performed based on test results on disturbed samples, the accuracy of deformations predictions is potentially poor. This can lead to expensive, perhaps unnecessary, ground improvement solutions. With improved soil characterisation and more representative high quality sampling and testing, there is a potential for major savings and reduced risk for damage. This is especially the case when combined with numerical analyses with state-of the art constitutive models.

This paper presents some of the results of the research project on 'Effect of sample quality for deformation analyses in road construction on soft soils' funded by Trafikverket, which is a first step towards holistic study and

quantification of the effect of sample quality on the laboratory results and complementary long-term deformation predictions.

2 EXPERIMENTAL METHODOLOGY

Two methods for soil sampling have been used. The first sampling method uses the Swedish STII 50 mm diameter piston sampler whilst in the second case the mini-block sampler developed by NTNU has been used.

The test site is part of a research project on energy piles. A homogenous clay deposit is found from 6-10 meters depth which for all STII samples would classify as a high plasticity clay CH with high sensitivity following the method prescribed in British Standard 5930. The notable exception is the sample from one of the block samples which should be classified as silt MH. **Error! Reference source not found.** presents the relevant properties as determined from the classification tests.

The 50 mm STII Swedish piston sampler, described in detail by SGF (2009), is jacked into the soil where three subsequent 170 mm height samples are cut into a plastic liner. The upper and lower tubes are considered to be most influenced by the sampling process itself. Therefore, samples from the superior middle tube are used in this research for all sample quality assessments. The remaining material is used for soil classification. The main advantage of this sampler is that after extrusion from the tube the samples can be directly tested without additional trimming before mounting in the testing apparatus.
The NTNU mini-block sampler, with a diameter of 165 mm and height of approximately 300 mm (this depends a little bit on the clay), is an development of the Sherbrooke sampler Lefebvre et al. (1979) developed at the Norwegian University of Science and Technology. The sampling procedure consists of the steps shown in Figure 1:



(a) *Mini-block sampler* (b) *Pre-drilling* (c) *Inserting casing*

(d) *Retrieved sample* (e) *wrapping* (f) *Ready for transport*

Figure 1. Pictures of some stages in the mini-block sampling process.

The laboratory tests comprise all relevant element level tests to assess the initial volume change during re-consolidation of the effective stress to the field conditions, and the subsequent mechanical response. All tests were performed in a climate room where the temperature is held at 7 ^{o}C. For the assessment of the sample quality a sample disturbance factor is determined from the void ratio change Δe_0 that is normalised with the in-situ void ratio e_0. The saturated clays allow this in-situ void ratio to be determined from the water content of the sample. The sample disturbance factor

$$sdf = \frac{\Delta e}{e_0} \tag{1}$$

was first proposed by Lunne et al. (1997). Generally, this factor is considered to be more sensitive than volume change only (e.g. in terms of the volumetric strain). As reference stress level the vertical effective in-situ stress is used in order to maintain a constant consistent reference that can be identified in all

test types. The void ratio change Δe_0 is calculated from the volumetric strain increment measured during the consolidation stage where the sample is loaded up to the vertical effective in-situ stress in triaxial and 1D compression tests.
In addition to 1D compression tests with constant rate of displacement (CRS) and incremental loading oedometers where the load is applied in load steps, also a series of triaxial tests have been performed. Both undrained and drained load paths in compression and extension have been performed. The focus of the test programme was on completing a data set for the MAC-s constitutive model by Olsson (2013) in addition to the traditional assessment of the test data for stiffness degradation and creep.

3 EXPERIMENTAL RESULTS

First the sample disturbance factor for each test on the mini-block samples and the STII piston samples are compared. Subsequently, additional comparisons per test type will be shown for each depth.

Figure 2 presents the change in void ratio Δe during re-consolidation to the in-situ stress level normalised by the in-situ void ratio e_0 (as determined from the water content). The sample quality boundaries based upon mainly Norwegian clays (Lunne et al. (1997)) is overlayed. Swelling of the sample during re-consolidation is plotted as a negative value. Theoretically the values obtained for the CRS tests are not equal to ‘re-consolidation’. Therefore, the values are plotted for information only. The Norwegian bounds indicate 'Excellent to very good' sample quality for the majority of the samples. Clearly, the Lunne factor is most effective to assess the quality of incremental loading (IL) oedometer tests, where large differences between the STII and mini-block samples are found.

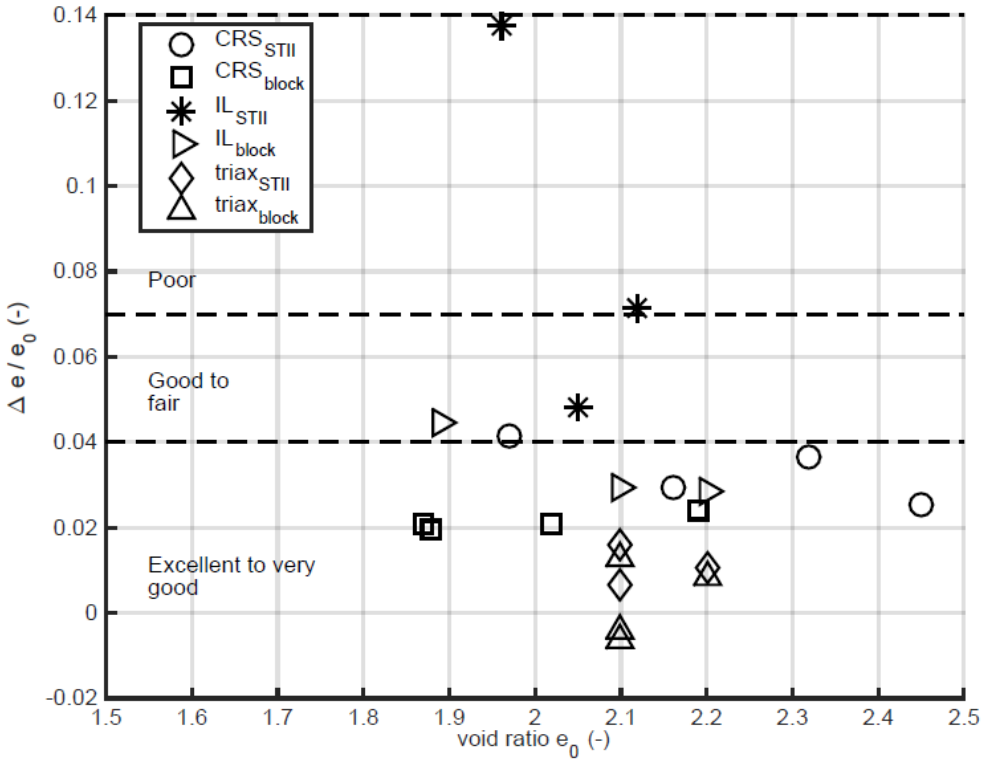
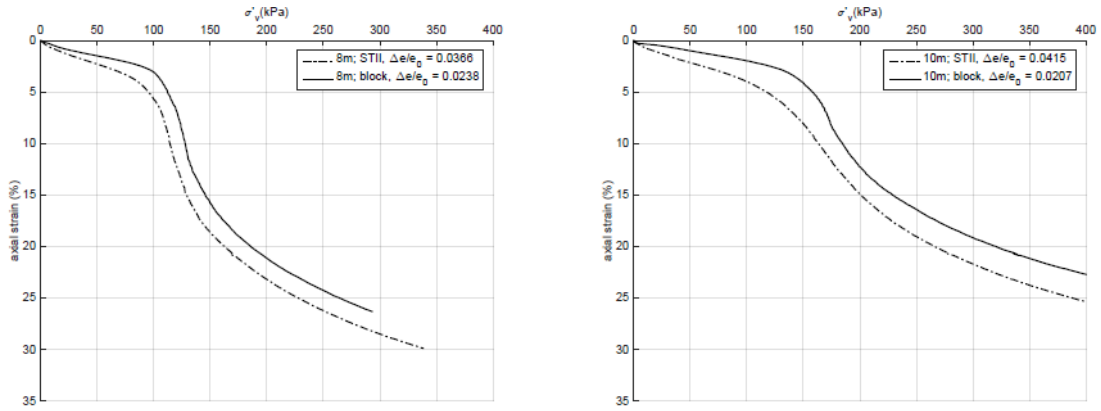


Figure 2. Classification of sample disturbance.

In this paper only a selected number of laboratory test results will be presented and for a more complete overview see Karlsson et al. (2015). The load – compression response is presented for CRS tests on STII and block samples in Figure 3 and the constrained modulus *M* is plotted for the CRS test in Figure 4. Two sets of plots are presented for the triaxial tests. First the stress path and then the stress-strain response.



(c) *8 meter* (d) *10 meter*

Figure 3. Comparison of load – compression response for constant rate of strain tests on STII and block samples for two depths.

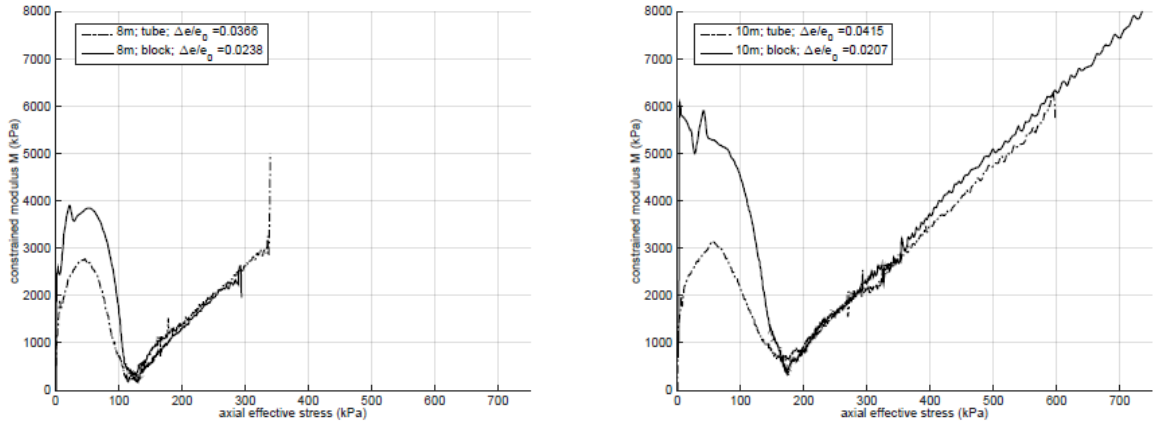


Figure 4. Comparison of constrained modulus M for constant rate of strain tests on STII and block samples for two depths.

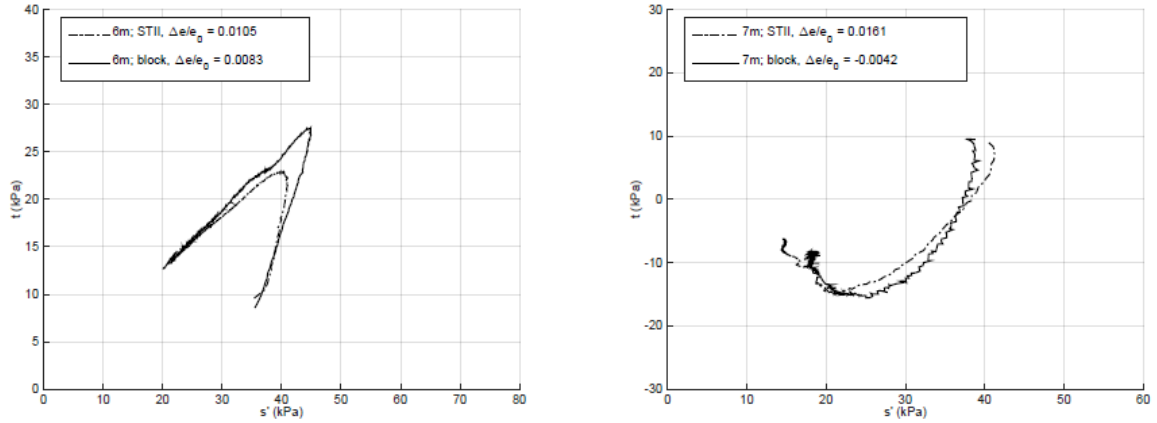


Figure 5. Comparison of stress paths ($s' = (\sigma'_v + \sigma'_h)/2$, $t = (\sigma'_v - \sigma'_h)/2$) from triaxial tests on STII and block samples for two depths (6m and 7m).

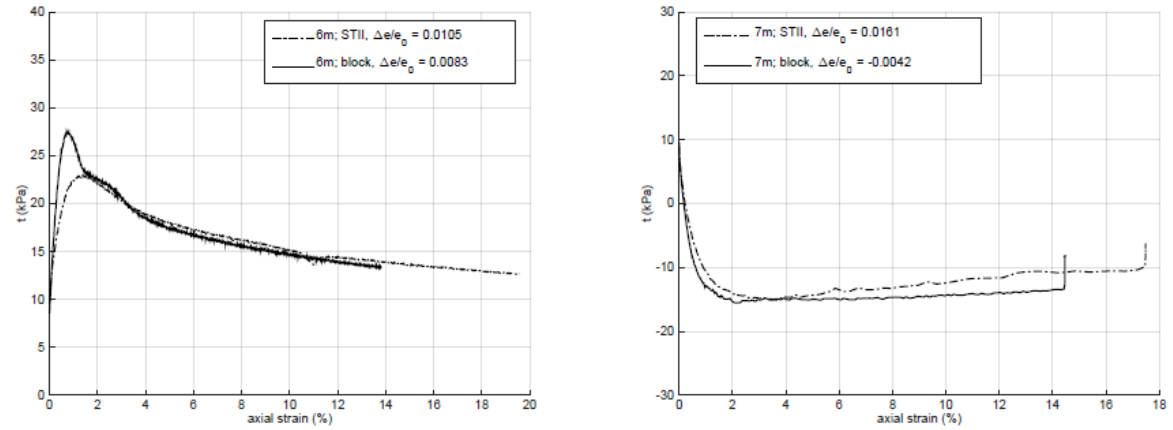


Figure 6. Comparison of stress – strain response ($t = (\sigma'_v - \sigma'_h)/2$) from triaxial tests on STII and block samples for two depths (6m and 7m).

The CRS results indicate that large differences are obtained for the initial stiffness response. In addition, the perceived pre-consolidation pressure (related to the bend in the curve) is systematically higher for the mini-block samples. Quantitatively, the constrained modulus shows 50% higher values of M over the relevant strain range of 0 - 2.5% axial strain for all mini-block samples.

In the triaxial data, as can be expected, the largest differences are found for the initial and unloading/reloading stiffness responses and the peak strength. The largest differences in the undrained tests are found in the range of 0 - 2% axial strain and are of the order of magnitude of 50% higher tangent stiffness for the mini-block samples. The latter is corroborated with the 1D compression results. Overall the undrained extension tests show about a factor 3 larger stiffness magnitudes. Only small differences are found between the STII and mini-block samples. The latter is most likely resulting from the induced stress path which will force a large change in material fabric, i.e. significantly disturbing the material. This would, therefore, lead to the situation where an already disturbed sample (the STII sample) will not be further affected.

4 LONG-TERM SETTLEMENT PREDICTIONS

The Modified Anisotropic Creep model with structure (MAC-s) model Olsson (2013) is used as constitutive model for predicting the long-term settlements of an embankment. The model parameters are evaluated in the same manner for both sampling techniques, i.e. only the data differs. The laboratory results for some selected tests compared with the simulation results from the MAC-s model is presented in Figure 7 to Figure 9.

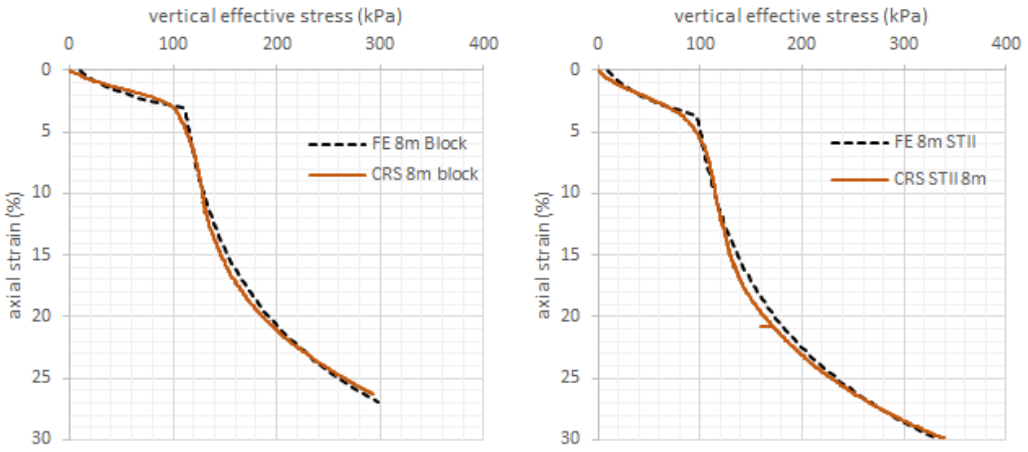


Figure 7. Stress-strain curves of simulations compared with laboratory results from CRS tests at 8m for both mini-block and STII sampler.

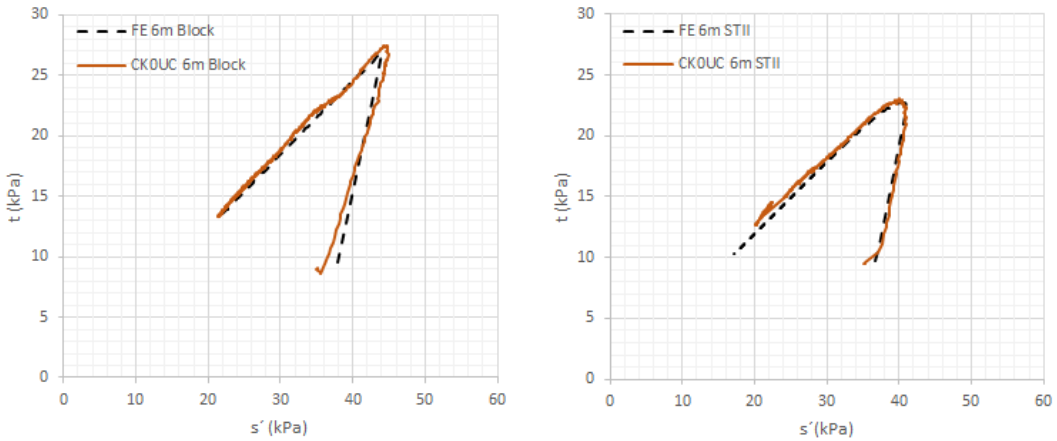


Figure 8. Simulation compared with laboratory results of K_0-consolidated undrained triaxial test from 6m in terms stress path response for both mini-block and STII sampler.

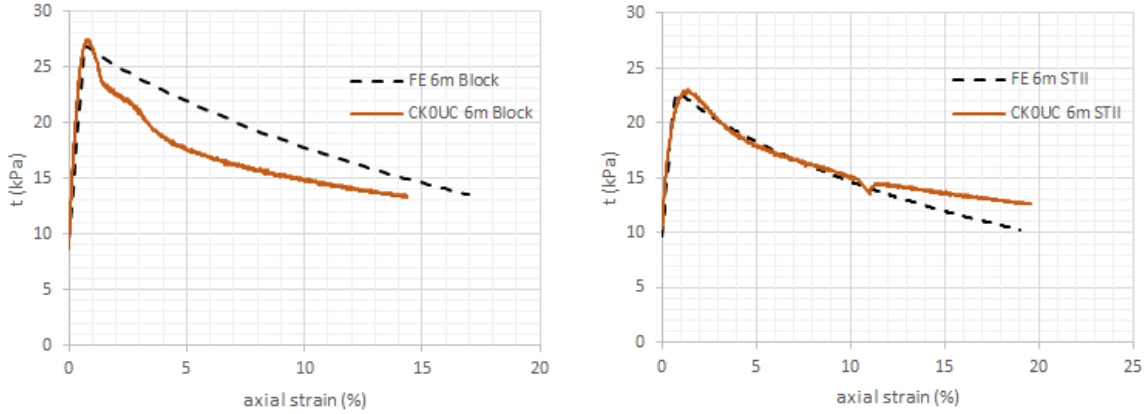


Figure 9. Simulation compared with laboratory results of K_0-consolidated undrained triaxial test from 6m in terms stress-strain response for both mini-block and STII sampler.

The idealised case consists of a 2 m high embankment that is constructed on a 40 m thick clay deposit where the top 2 m represents a dry crust. The finite element (FE) model, as shown in Figure 10. The soil is divided into three layers. The ground water surface is located 2 m below ground surface, i.e. just under the dry crust, and is assumed hydrostatic towards depth.

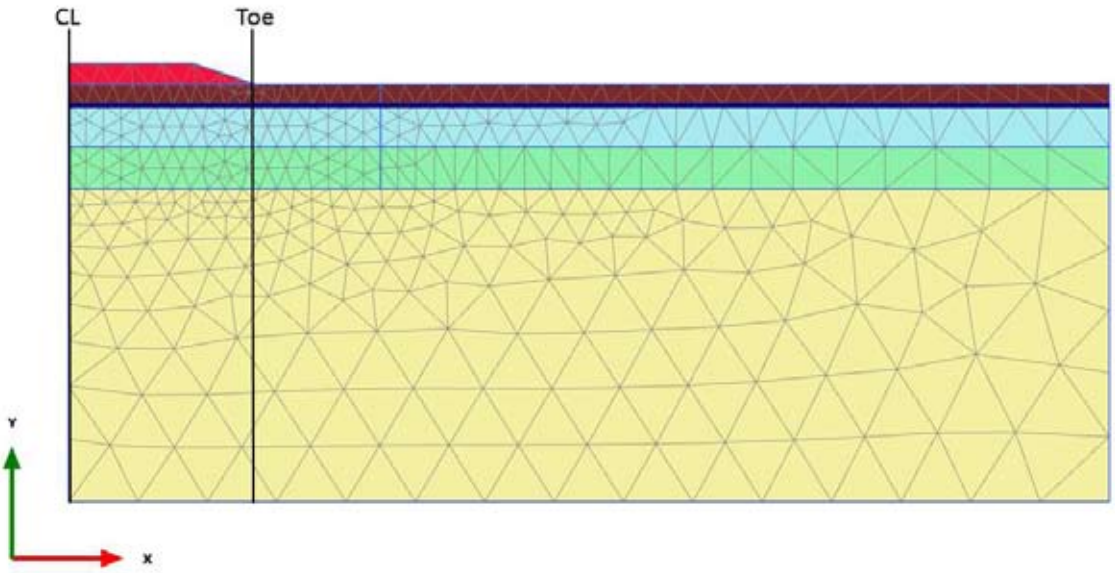


Figure 10. Problem geometry: soil layers and mesh is shown.

The results from the simulations show that the effect of using parameters based on high quality samples from the mini-block instead those of the Swedish STII piston is remarkable. The results from the simulations are presented in Figure 11 to Figure 13. All horizontal dimensions and displacements are normalised with the embankment width W_{emb}, whereas the vertical dimensions and displacement components are normalised with the embankment height H_{emb}.

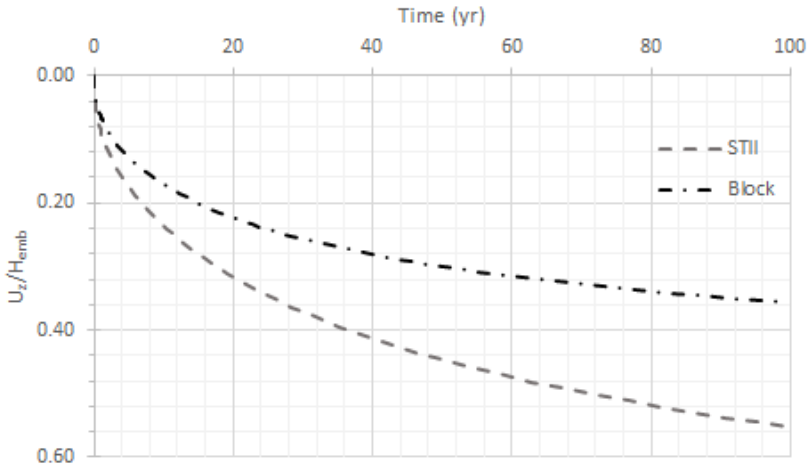


Figure 11. Normalised vertical displacement w.r.t. embankment height w.r.t. time from the FE simulations for both samplers i.e. mini-block and STII samplers.

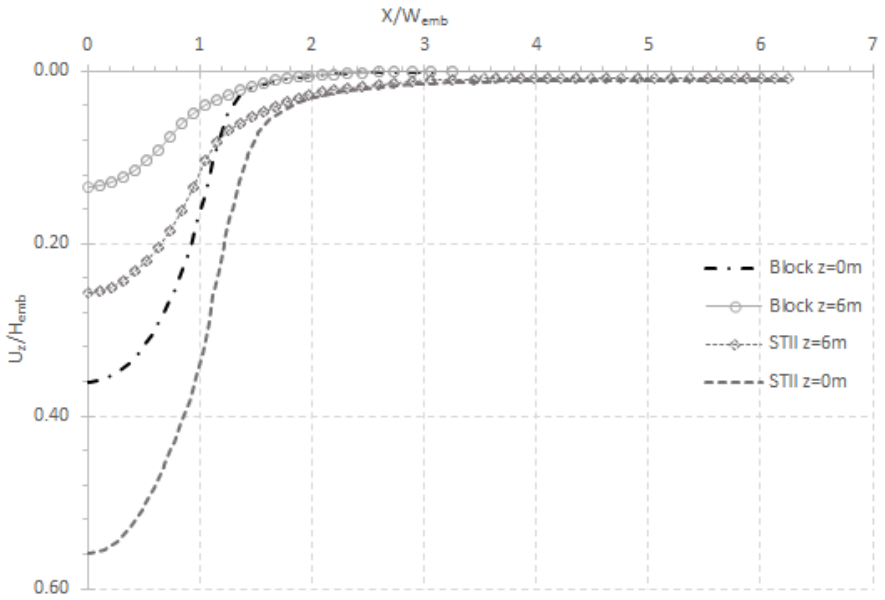


Figure 12. Normalised vertical displacement w.r.t. embankment height at ground surface and 6 m depth after 100 years from the FE simulations for both samplers i.e. mini-block and STII piston.

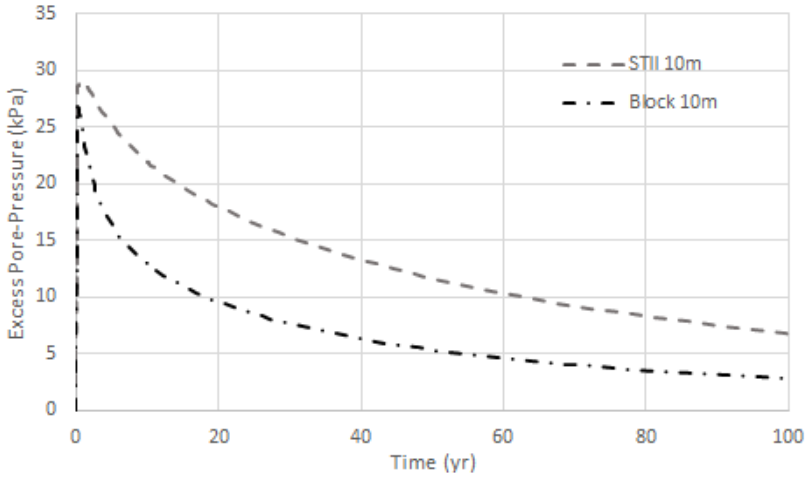


Figure 13. Excess pore-pressure at 10 m depth w.r.t. time (centre line) from the FE simulations for both samplers i.e. mini-block and STII piston.

5 CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

Results of laboratory tests on samples taken with the Swedish 50 mm STII piston sampler and the NTNU mini-block sampler for a Swedish high plasticity soft clay with high sensitivity (S_t = 20 - 40), were analysed using an advanced constitutive model. The model fit on the lab data is excellent in both cases.

Only the incremental loading tests on STII and mini-block samples showed subsequent laboratory test results that reflected the the quality metric from Lunne criterion on void ratio change. All triaxial data indicated excellent to very good sample quality even if large differences were observed in the subsequent testing.
The 1D compression data shows consistently larger values for the block samples in evaluated OCR (>20%), constrained modulus M (>50%) as well as more pronounced creep rates.
The triaxial data shows consistently larger values for the block samples in undrained tangent stiffness over the first 2% of strain (>50%), tangent stiffness (>20%), undrained peak strength (>20%) and un-loading re-loading stiffness. In extension paths the behaviour is less pronounced mainly due to the significant re-arrangement of soil fabric in this load path.

Subsequent analysis of a boundary value long-term settlement benchmark using the MAC-s constitutive model shows the profound effect of sample quality on predicted long-term settlements. The predicted soil displacements, however, show large differences for the vertical component and horizontal component. Additionally, the temporal response shows shorter consolidation times for the block samples. The largest effect in this calculations comes from the difference in evaluated OCR.

The research suggests several recommendations listed below:

- In large projects a little bit more care in sampling and testing can result in large cost savings further down the line. Especially, the absolute value and the consistency in the determination of stiffness, OCR and creep is greatly improved.
- Alternative sampling techniques that are suitable for larger depths should be tested.
- It still is of paramount importance to investigate sample quality metrics that (1) are reliable and (2) are non-destructive in order to pre-screen the samples before testing.

6 ACKNOWLEDGEMENTS

The project would not have been possible without the in-kind contributions of NCC AB for providing the research site which will continue to be accessible for future testing in 2015 and 2016 as part of ongoing projects (sponsored by FORMAS, SBUF and Branch samverkan I Grund) and Arnfinn Emdal from the Norwegian University of Science and Technology (NTNU) for providing

the mini-block sampler and the support for the technicians for this research.

7 REFERENCES

Baligh, M. M., A. S. Azzouz and C.-T. Chin (1987). "Disturbances due to ``ideal'' tube sampling." Journal of geotechnical engineering **113**(7): 739-757.

Chung, S. G., J. M. Lee and W. Y. Jang (2014). "Comparing the quality of samples obtained by three types of fixed-piston samplers for soft sensitive clay." Engineering Geology **179**: 50-58.

Hight, D. W. (1993). A Review of Sampling Effects in Clays and Sands. Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour. D. A. Ardus, D. Clare, A. Hill et al., Springer Netherlands. **28:** 115-146.

Karlsson, M., A. Bergström and J. Dijkstra (2015). Comparison of the performance of mini-block and piston sampling in high plasticity clay. Gothenburg, Chalmers University of Technology.

Lefebvre, G. and C. Poulin (1979). "A new method of sampling in sensitive clay." Canadian Geotechnical Journal **16**(1): 226-233.

Long, M. (2006). "Sample disturbance effects on medium plasticity clay/silt." Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering, 159 (2): 99-111.

Lunne, T., T. Berre, K. H. Andersen, S. Strandvik and M. Sjursen (2006). "Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine Norwegian clays." Canadian Geotechnical Journal **43**(7): 726-750.

Lunne, T., T. Berre and S. Strandvik (1997). Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics.

Lunne, T., T. Berre and S. Strandvik (1997). Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clays. Proc. International Symposium on Recent Developments in Soil Mechanics, Rio de Janeiro.

Swedish Geotechnical Institute. (2012). Sampling in normal and high sensitive clay - a comparison of results from specimens taken with the SGI large-diameter sampler and the standard piston sampler St II. Linkoping, Swedish Geotechnical Institute.

Olsson, M. (2013). On Rate-Dependency of Gothenburg Clay. Ph.D thesis, Chalmers tekniska högskola.

Rochelle, P. L., J. Sarrailh, F. Tavenas, M. Roy and S. Leroueil (1981). "Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils." Canadian Geotechnical Journal **18**(1): 52-66.

Santagata, M. and J. Germaine (2002). "Sampling disturbance effects in normally consolidated clays." Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering **128**(12): 997-1006.

SGF:s Field committe. (2009). Metodbeskrivning för provtagning med standardkolvprovtagare - Ostörd provtagning i finkornig jord, SGF:s Field committe.

Tanaka, H., F. Oka and A. Yashima (1996). "Sampling of soft soils in Japan." Marine georesources & geotechnology **14**(3): 283-295.

Tanaka, H., F. Ritoh and N. Omukai (2002). "Quality of samples retrieved from great depth and its influence on consolidation properties." Canadian Geotechnical Journal **39**(6): 1288-1301.

EFFEKTIV ANVÄNDNING AV INSTRUMENTERING FÖR UTVÄRDERING AV STABILITET

Roger Knutsson

Sammanfattning

I denna studie har en gruvdamm analyserats via finit elementmodellering. Historiska aktiviteter på dammen, såsom höjningar av dammkrön och magasinsnivå, har simulerats över en 21-årsperiod. Stort fokus har lagts på jordmaterialets konstitutiva beteende, dvs. relationen mellan spänningar och töjningar, där jordmodellen Hardening Soil i PLAXIS nyttjats. Resultat från modelleringen har i form av horisontella deformationer jämförts med mätdata från en i dammen installerad inklinometer. God överenstämmelse uppnåddes och den numeriska modellens predikteringsförmåga av deformationer visade sig vara god.

För de aktiviteter som planerats för dammen utfördes stabilitetsanalyser med tillhörande dimensionering av förstärkningsåtgärder. Simuleringarna av dammens uppförande har även använts för att beräkna deformationsvärden som inte ska överskridas. Detta ger en möjlighet att via uppmätta deformationer följa dammens säkerhetsfaktor.

Med metodiken som presenteras i denna studie, kan geoteknisk instrumentering utnyttjas mer effektivt. Dels kan mätvärden nyttjas som ”facit” vid simuleringar och bekräftelse av dessa, samtidigt som resultaten kan användas för att uppskatta förväntade mätvärden vid framtida aktiviteter. Förväntade mätvärden som är kopplade till beräknad stabilitet kan därmed visa om konstruktionen är inom brukstillståndet eller ej. Denna metodik bör kunna tillämpas vid många geotekniska arbeten.

Summary

In this study a tailings dam have been analyzed by finite element modeling. Historical activities at the dam, such as dam raises and increased impoundment levels, were simulated over a 21 year long time period. Big efforts have been spent on the constitutive behavior of the tailings, i.e. the relationship between stresses and strains. In this case the soil model Hardening Soil in PLAXIS was utilized. Results from the simulation in terms of horizontal deformations were compared to field data measured by an inclinometer. Good agreement was obtained and the numerical model was

proven to be accurate enough to be used for simulating consequences of future activities.

For planned activities at the dam, stability analyses were conducted and corresponding strengthening actions were designed. As the model had been found to give a good prediction of deformations, the stability analysis was considered as reliable. Based on this type of simulation, anticipated values for e.g. deformations can be predicted for future activities. These values can thus be related to the computed stability.

With the methodology presented in this study, more effectively use of geotechnical instrumentation can be reached. The model can be used for simulation of future activities and anticipated deformation values can be established. These anticipated values are thereby related to the computed stability. By comparing measured field data to the simulated values, the stability can be confirmed and answers whether the structure is in serviceability state or not. This methodology can be applied in a number of geotechnical design situations.

1 INLEDNING

Vid gruvdrift genereras s.k. anrikningssand som restprodukt. Detta är finkornigt material med partikelstorlekarna ler, silt och sand. Materialet deponeras vanligen i storskaliga magasin. Magasinen omges ofta av jordfyllnadsdammar, s.k. gruvdammar, vilka behöver höjas efterhand som volymen anrikningssand i magasinet ökar. Dessa höjningar är en konsekvens av gruvbrytningen och behöver inte höjas efter att gruvbrytningen upphör. Av ekonomiska skäl sker höjningen av dammarna vanligen i små etapper, med byggnation vart eller vartannat år.

Likt många andra geotekniska konstruktioner är gruvdammar fall för stabilitetsanalyser. Att säkerställa en fullgod stabilitet är naturligtvis viktigt, både för gruvföretaget och för samhället i stort. Konsekvenserna vid dammbrott kan bli förödande, vilket senast visade sig vara fallet vid ett gruvdammsbrott i Brasilien i november 2015. Byn Bento Rodrigues i sydöstra Brasilien svämmades över av anrikningssand och vatten, där 17 människor miste livet efter att en gruvdamm brustit (BBC 2015).

För stabilitetsanalyser av denna typ av konstruktioner tillämpas vanligen gränslastteorier eller finit elementmodellering, där konstruktionens mått på stabilitet anges med en säkerhetsfaktor. Förfarandet är relativt standardiserat, där dimensionering och förstärkningsåtgärder sker med hänsyn till föreskrifter

och/eller branschriktlinjer. I linje med den dagliga driften av gruvan och dess dammar, utnyttjas vanligen instrumentering för övervakning av storheter som porvattentryck, deformationer och vattengenomströmning/flöde. Syftet med denna instrumentering är vanligen att följa trender i konstruktionens beteende, samt för att uppmärksamma eventuella avvikelser.

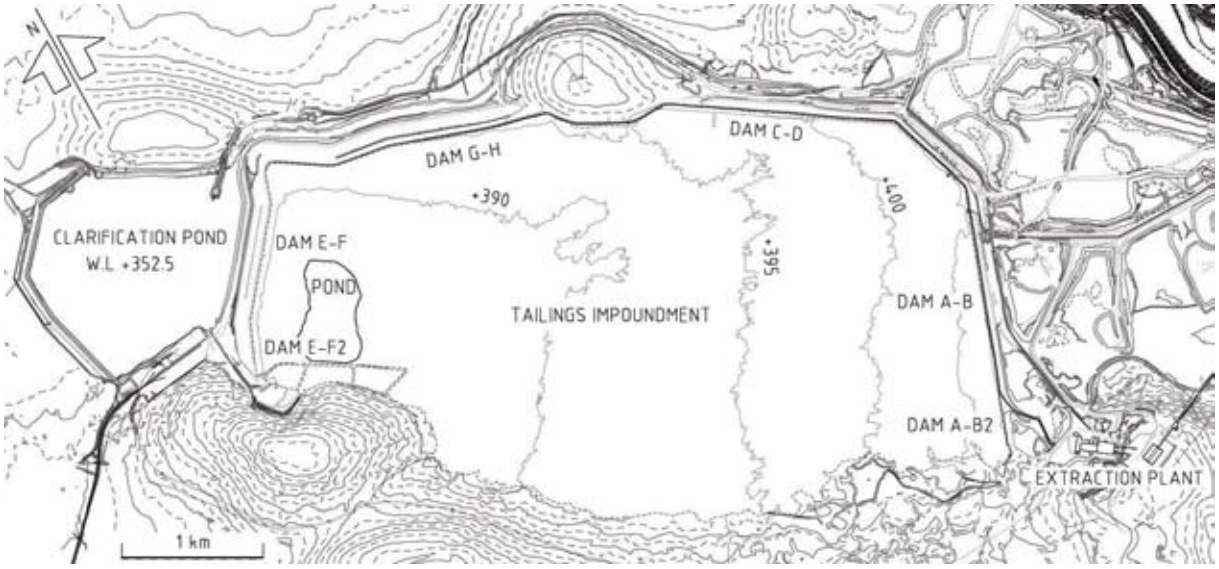
Även då både stabilitetsanalyser och instrumentering är standardiserade metoder, som ofta tillämpas i dammbyggnadsbranschen, finns det inte ofta en god koppling mellan dessa. Stabilitetsanalyserna ger en säkerhetsfaktor, och instrumenteringen ger en serie av mätdata, men sambandet mellan dessa är ofta bristfällig. Säkerhetsfaktorn är ju ett högst teoretiskt begrepp, som inte direkt kan mätas i fält. Istället behöver detta ske indirekt med hjälp av de storheter som mäts via instrumentering.

I denna studie har en gruvdamm med årliga dammhöjningar analyserats genom finit elementmodellering. Via en metodik där stort fokus bl.a. lagts på anrikningssandens konstitutiva beteende (relationen mellan spänningar och töjningar), har dammens historik med aktiviteterna under de senaste 21 åren simulerats. Utifrån jämförelser mellan simuleringsresultat och fältmätningar i dammen, har modellen kunnat verifieras och därefter använts för stabilitetsanalyser och för att beräkna förväntade mätvärden för de olika mätinstrumenten.

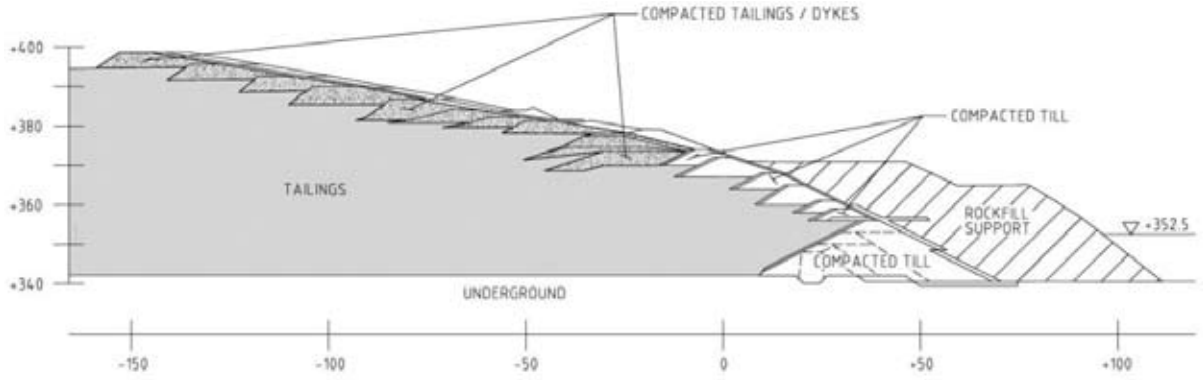
2 AITIKGRUVAN

I Aitikgruvan strax utanför Gällivare bryts kopparmalm av Boliden Mineral AB. Den årliga produktionen är ca 36 miljoner ton malm, vilket till 99% har otillräckligt ekonomiskt värde och lämnar anrikningen i form av anrikningssand. Anrikningssanden transporteras i form av slurry till sandmagasinet där materialet sedimenterar och lagras. Fritt vatten avbördas från magasinet och återanvänds i anrikningsprocessen.

Sandmagasinet i Aitik har varit i bruk sedan 1968 (Andersson 2013) och omges av naturlig terräng samt fyra dammar; damm A-B (med förlängning A-B2), damm C-D, damm G-H samt damm E-F (med förlängning E-F2), se figur 1. Sandmagasinet täcker en area på ca 13 km^2. Dammarna höjs årligen med ca 2.5-3 meter för att tillgodose ökad kapacitet som den kontinuerliga deponeringen innebär. De årliga höjningarna sker med den s.k. inåtmetoden (SveMin 2012), där det nya dammkrönet byggs på deponerat material, med riktning in mot magasinet. I figur 2 presenteras en tvärsektion av damm E-F. Högsta nuvarande dammhöjd (2015) är 61 m (Jonasson 2015).



Figur 1. Översikt Aitiks sandmagasin.



Figur 2. Tvärsektion damm E-F.

För Aitiks dammar används flertalet typer av geotekniska instrument för att övervaka dammens tillstånd. Bland annat mäts portryck, vattenstånd, horisontella deformationer samt genomströmning (läckage). Antalet instrument och mätningsfrekvens är i huvudsak baserat på gruvbranschens riktlinjer gällande dammsäkerhet, GruvRIDAS (SveMin 2012).

Likt många svenska dammar har det tills idag skett en utvärdering av mätdata i Aitik, främst i termer av trender och förändringar över tid. Denna form av utvärdering är självklart god för att indikera plötsliga förändringar i dammen, men ger dock ingen information om huruvida beteendet är inom brukstillståndet eller ej. För fallet gruvdammar, där konstruktionen är under ständig förändring, blir en sådan utvärdering av mätdata komplex då dammens normala, förväntade beteende är svår att uppskatta. Om uppmätta förändringar i dammens beteende är inom brukstillståndet eller ej bör därför uppskattas med en mer sofistikerad analys där respektive instrument ansätts

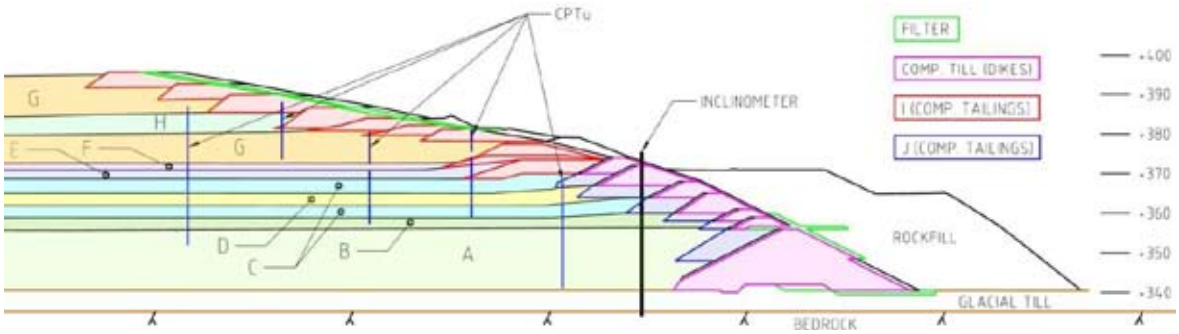
förväntade mätvärden. Mätvärden som är kopplade till eftersträvad stabilitet. För detta syfte har finit elementmodellering tillämpats på gruvdammen i Aitik.

3 FINIT ELEMENTMODELLERING

Med hjälp av programmet PLAXIS 2D genererades en modell av Aitikdammens tvärsektion. PLAXIS är ett program där finita elementmetoden tillämpas för geotekniska analyser (Brinkgreve et al. 2014).

Med hjälp av tillgängliga inmätningar av dammen, dels från dammbyggnadsentreprenader och dels från flyginmätningar (laserscanning), byggdes modellen upp med hänsyn till hur dammen höjts med tiden. Som startfas utnyttjades dammens utseende 1992, från vilken efterföljande dammhöjningar fram till idag simulerades i PLAXIS. Anledningen till att historiken simulerades var för att i ett senare steg jämföra resultat med fältmätningar. På detta sätt kan modellen predikteringsförmåga valideras.

I en omfattande geoteknisk utredning av Aitikdammen från vintern 2013-2014 utfördes bl.a. CPT-sonderingar samt kolvprovtagning (StII). Resultatet från CPT-sonderingar utnyttjades för att finna skiktindelning i den deponerade anrikningssanden. Även då allt material uppströms dammen består av anrikningssand, kunde CPT-sonderingen påvisa att den deponerade massan var stratifierad med horisontella lager med varierad fasthet. Kolvprovtagningen utfördes på olika nivåer i magasinet, där provtaget material därefter studerades på Luleå tekniska universitet. Totalt kunde 10 olika materialtyper (A-J) av anrikningssand utvärderas på basis av CPT-försök och antalet kolvprovtagningar, se lagerindelning i figur 3.

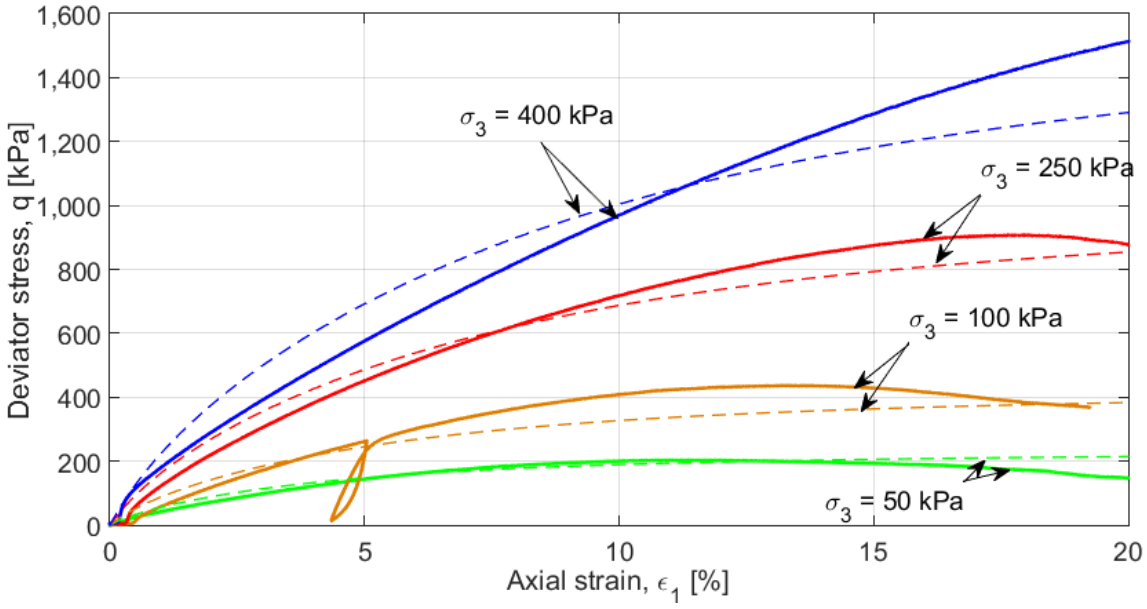


Figur 3. Materialtyper använda vid modellering.

Laboratorieförsök som triaxialförsök, direkta skjuvförsök samt ödometerförsök utfördes med syfte att fastställa anrikningssandens mekaniska egenskaper. Med hjälp av resultatet från dessa försök utvärderades

modellparametrar till den konstitutiva modellen *Hardening Soil*. Hardening Soil är en modell som nyttjar samma brottkriterium som den mer välkända modellen *Mohr-Coulomb,* dvs. med hjälp av friktionsvinkel och kohesion. Däremot kan Hardening Soil på ett bättre sätt beskriva jords deformationer än vad Mohr-Coulomb kan göra (Brinkgreve et al. 2014). Till skillnad från Mohr-Coulomb och dess linjärt elastiska, perfekt plastiska uppförande kan Hardening Soil fånga ett hårdnande beteende med bl.a. hyperbolisk spänning-töjningskurva samt spänningsberoende styvhet.

Med hjälp av applikationen SoilTest i PLAXIS, kalibrerades modellparametrar så att dessa kunde simulera resultatet från laboratorieförsöken. Ett exempel på en serie triaxialförsök från lab respektive simulering av desamma presenteras i figur 4. Till denna typ av kalibrering har modellparametrar manuellt förändrats till dess att bästa överenstämmelse för serien av test var uppnådd.



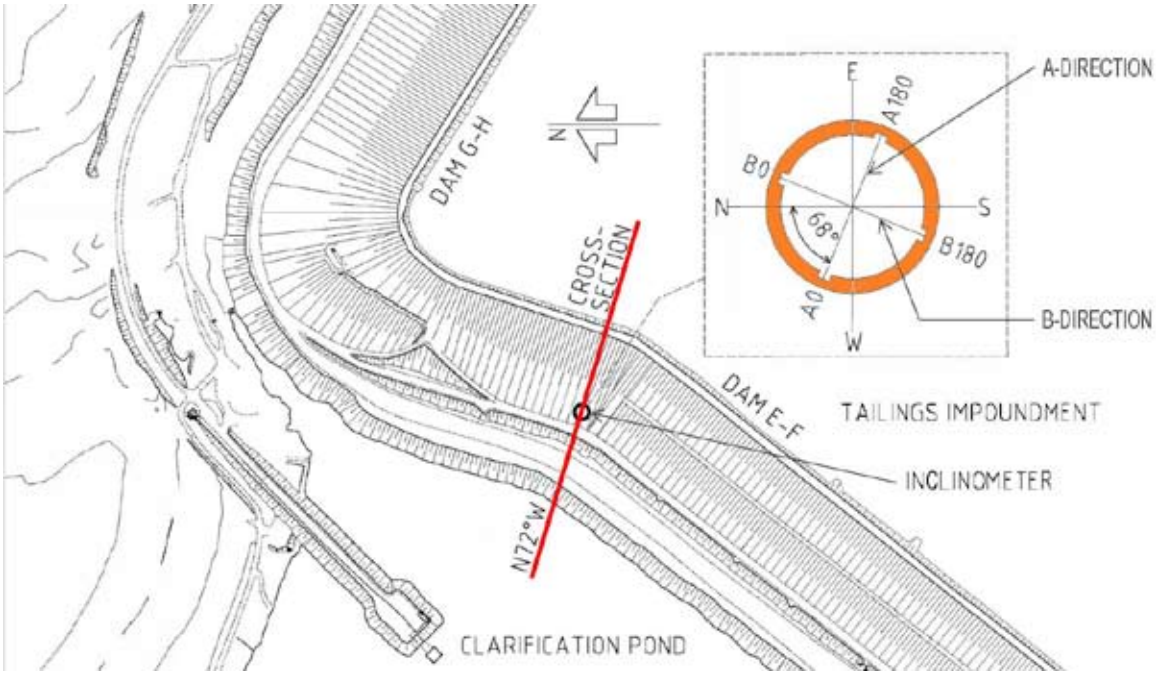
Figur 4. Kalibrering av modellparametrar till labresultat. Heldragna linjer representerar labresultat, och streckade linjer representerar SoilTest-simulering.

Utifrån vad som presenteras i figur 4 kunde inte perfekt matchning återskapas för samtliga försök. Vid dessa tillfällen eftersträvades simuleringar där materialets hållfasthet inte överskattades, men där dess styvhet till viss del överskattas. Dessa kriterier valdes med hänsyn till att numeriska resultat ska kunna användas för framtida larmvärden. I dessa fall ska varken hållfasthet eller deformationer överskattas.

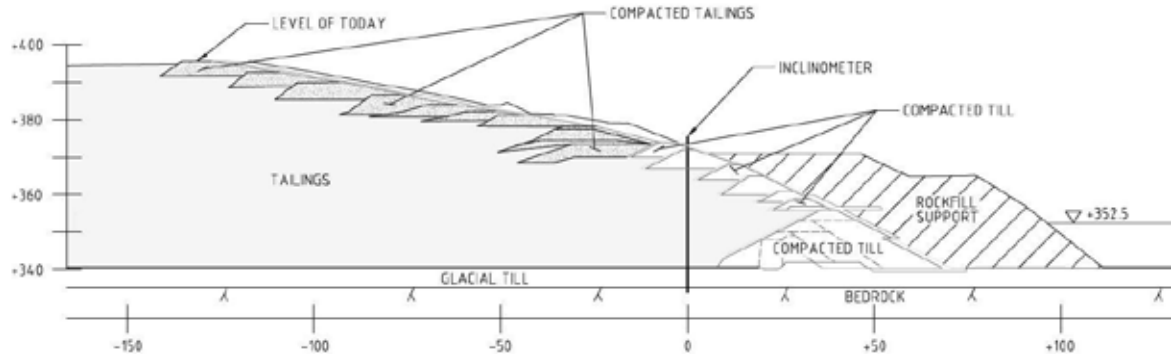
I modellen ansattes kalibrerade parametrar och samtliga aktiviteter som skett på dammen mellan 1992 och 2013 simulerades. För framtida, planerade dammhöjningar simulerades en tio-årsperiod (2014-2024) med årliga höjningar på tre meter. För dessa framtida aktiviteter utfördes även stabilitetsanalyser där dammens säkerhetsfaktor utvärderades. Om säkerhetsfaktorn någon gång under denna tid understiger värdet 1.5, dimensioneras förstärkningsåtgärder i form av tryckbankar så att tillräcklig säkerhet uppnås. Värdet 1.5 på säkerhetsfaktorn är en rekommendation från GruvRIDAS (SveMin 2012).

2.1 Resultat och utvärdering

För att utvärdera huruvida modellen kan modellera dammens verkliga uppförande, utfördes en jämförelse mellan simuleringsresultat och mätdata från en inklinometer i dammen. Inklinometern installerades 2007 och dess spets är förankrad i berg. Dess placering i plan och tvärsektion framgår i figur 5 respektive figur 6. Sedan installationstillfället har mätningar skett två gånger om året.

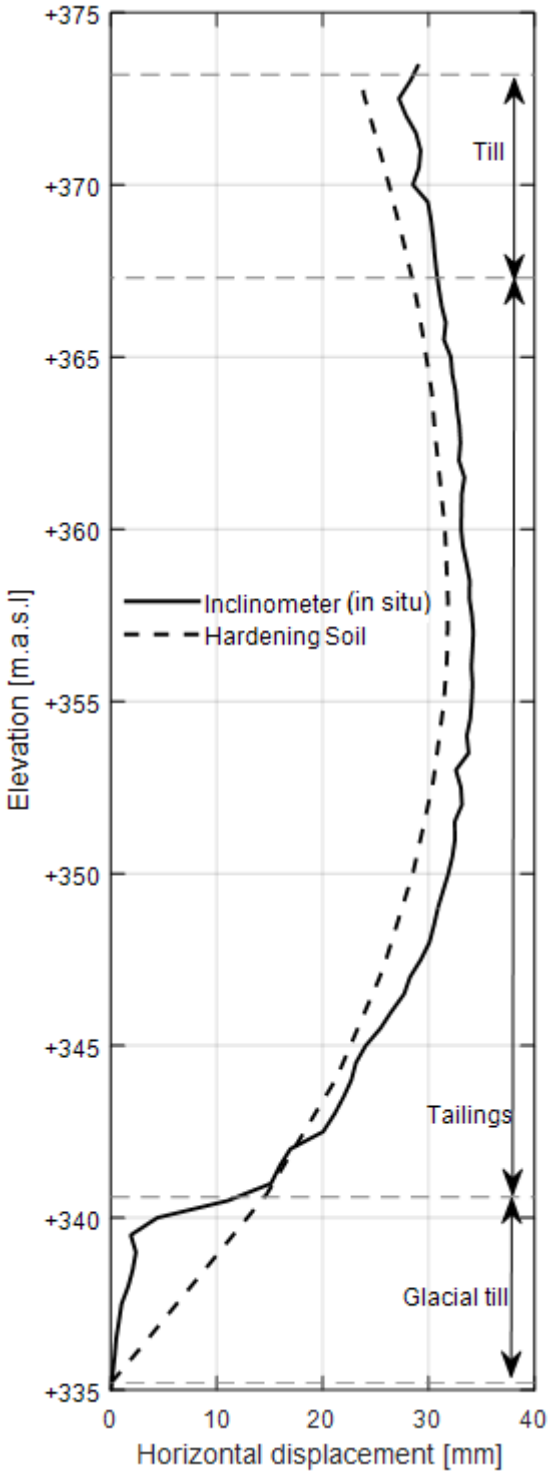


Figur 5. Lokalisering av inklinometer i plan.



Figur 6. Lokalisering av inklinometer i tvärsektion.

Från resultaten av simuleringen utvärderades horisontella deformationer under perioden 2007-2013 i läget för inklinometern. Dessa jämfördes med mätdata från inklinometern. Simuleringsresultat och inklinometerdata motsvarande tidpunkten november 2013 presenteras i figur 7. Simuleringen av de horisontella deformationerna uppvisar god överenstämmelse gentemot de uppmätta och slutsatsen är att modellen har en god predikteringsförmåga av deformationer i dammen.



Figur 7. Mätdata från inklinometer (heldragen linje) och motsvarande simuleringsresultat (streckad linje)

Med hjälp av modelleringen av framtida aktiveter dimensionerades förstärkningsåtgärder så att den beräknade säkerhetsfaktorn i de olika sektionerna överstiger värdet 1.5. Förstärkningsåtgärderna består av

tryckbankar som anläggs på dammens nedströmsslänt. När och var dessa exakt placeras optimerades med hjälp av modelleringen. För att säkerställa den eftersträvade säkerhetsfaktorn krävs för Aitikdammen årliga förstärkningsåtgärder.

Från simuleringarna av framtida aktiviteteter kan även framtida deformationer uppskattas. Med tanke på den goda predikteringsförmåga som kunde påvisas i förhållande till historiska aktiviter, kan resultaten användas för jämförelser med framtida mätdata. Samtidigt är de förväntade mätvärdena nu kopplade till en beräknad säkerhetsfaktor.

4 DISKUSSION

I denna studie har finit elementmodellering utnyttjats för att simulera en gruvdamms beteende. Genom modellering av historiska aktiviteter kunde horisontella deformationer simuleras med god överensstämmelse gentemot fältmätningar.

Den goda överensstämmelsen mellan modellerat resultat och genomförda fältmätningar är till stor del beroende på den förbättrade konstitutiva modelleringen. Genom tillämpning av jordmodellen Hardening Soil kunde anrikningssandens beteende på labnivå till stor del återskapas via simuleringar. Genom tillämpning av samma konstitutiva beteende i den finita elementmodelleringen av gruvdammen kunde därmed god överenstämmelse genetmot fältmätningar uppnås.

För att använda den mer avancerade jordmodellen Hardening Soil, istället för Mohr-Coulomb, är fler modellparametrar nödvändiga. Det innebär då även att en större insats krävs gällande labförsök och utvärdering av dessa. Å andra sidan blir resultatet från labförsöken betydligt mer användbart än om bara modellparametrar för Mohr-Coulomb hade utvärderats och tillämpningen av dessa i en numerisk modellering blir mer användbar. Bättre överensstämmelse gentemot fältmätningar kan som regel uppnås.

Med tanke på den goda överenstämmelsen mellan simuleringsresultat och inklinometerdata i detta fall bekräftades modellens pålitlighet. Det innebär att samma modell kan användas för att simulera framtida dammhöjningar. Vad gäller dammens stabilitet har nödvändiga förstärkningsåtgärder dimensionerats för att över tid ständigt uppfylla en säkerhetsfaktor på 1.5. Ur samma modell kan även förväntade deformationer utläsas, vilka därmed är kopplade till den beräknade säkerhetsfaktorn. Till den aktuella inklinometern

finns därmed förväntade värden att jämföra mätvärden mot och inklinometern kan därmed enklare utnyttjas för att se om dammen är inom brukstillståndet eller ej. Om man i den aktuella inklinometern skulle notera större deformationer än vad som här simulerats, råder det osäkerheter och dammens stabilitet behöver utredas ytterligare.

Förutom att den presenterade metodiken med finit elementmodellering och avancerad konstitutiv beskrivning av de ingående jordmaterialen innebär det att förväntade värden kan ansättas för de i konstruktionen nyttjade mätinstrumenten. Det medför att instrumenteringen kan nyttas effektivare än annars. Till skillnad från när mätdata främst utvärderas med hänsyn till trender och uppförande med tiden, har dess absolutvärde här använts för bekräftelse av den numeriska modellen. Mätvärden från instrumentering kan på detta sätt ses som ”facit” vid simuleringar, och förståelsen för komplexa geotekniska konstruktioner kan underlättas. Detta är något som även kan tillämpas på andra konstruktioner än dammar, där instrumentering på så sätt effektivt kan utnyttjas för enklare utvärdering av stabilitet.

REFERENSER

Andersson, S. 2013. PM Deponeringshistorik 1966-2012 (Intern rapport). Tailings Consultants Scandinavia, Stockholm.

BBC. 2015. http://www.bbc.com/news/business-35158646. Läst: 2016-01-11

Jonasson, F. 2015. Personlig kommunikation 2015-10-22. Sweco Energuide AB.

Brinkgreve, R.B.J., Enging, E., and Swolfs, W.M. 2014. PLAXIS user's manual. Plaxis bv., Delft.

SveMin. 2012. GruvRIDAS - Gruvindustrins Riktlinjer för Dammsäkerhet. SveMin, Stockholm.

NYA TUNNELBANAN – EN SPÄNNANDE TEKNISK UTMANING

Martin Hellgren & Emma Sahlman





Stockholms län är en av de snabbast växande storstadsregionerna i Europa. Vi blir 35 000- 40 000 fler varje år, vilket motsvarar två fullsatta SL-bussar om dagen. När allt fler människor föds här eller flyttar hit ökar behovet av bostäder och inte minst av en väl fungerande kollektivtrafik. För att regionen ska kunna fortsätta växa är det viktigt att satsa på hållbara trafiklösningar.

I januari 2014 tecknades ett avtal mellan staten, Stockholms läns landsting, Stockholms stad, Nacka kommun, Solna stad och Järfälla kommun. Överenskommelsen kallas för 2013 års Stockholmsförhandling och innebär att:

- Tunnelbanan byggs ut till Nacka, till Arenastaden och till Barkarby samt att Blå linje byggs ut till Gullmarsplan och söderort och kopplas samman med Gröna linjens Hagsätragren.
- De fyra kommunerna åtar sig att bygga totalt 78 000 nya bostäder i tunnelbanans närområde – antingen själva eller genom annan markägare/exploatör.



Figur 1: Tunnelbanekartan ca 2025.

Den totala investeringen för utbyggnaden inklusive fordon och depå är 25,7 miljarder kronor (prisnivå januari 2013).

Mer kapacitet behövs

Tunnelbanan har idag ca 1 100 000 påstigande varje dag. I rusningstid utnyttjas tunnelbanans kapacitet i stort sett maximalt. Genom att bygga en ny förbindelse under Saltsjön mellan norra och södra Stockholm ökar kapaciteten och fler kan resa med tunnelbanan. Det minskar även sårbarheten i tunnelbanenätet. Och genom att bygga både nya och förstärkta knutpunkter för kollektivtrafiken vid t. ex Odenplan, Sickla och Barkarby station stärks tillgängligheten i hela regionen. När hela tunnelbanan är utbyggd kommer ca 178 000 fler att stiga på varje dag.

Landstinget har, i enlighet med 2013 års Stockholmsförhandling, ansvaret att leda det omfattande arbetet med att bygga ut tunnelbanan. En särskild förvaltning ansvarar för planering, projektering och genomförande.

Stor arbetsplats

Idag jobbar ca 100 personer på landstingets förvaltning för utbyggd tunnelbana, en blandning av konsulter och anställda. Men det kommer att behövas många fler. Bara under 2016 kommer ca 60 personer att rekryteras till förvaltningen. Tillsammans med förvaltningen arbetar ca 1000 personer inom flera större konsultgrupper med plan- och tillståndsprocessen och projekteringen av den nya anläggningen.

Att ha rätt kompetens på rätt plats är väldigt viktigt. Allt det arbete som görs nu lägger grunden för att utbygganden ska kunna genomföras på ett effektivt sätt. Det gäller både tid och ekonomi, men även miljö och inte minst den viktiga förankringen hos medborgarna. Den stora majoriteten stödjer planerna på utbyggnad, men bygget kommer att märkas och påverka vardagen för många stockholmare.

Två mil spår och tio nya stationer

I nordväst förlängs Blå linje, från Akalla via Barkarbystaden, till Barkarby station i Järfälla som blir en viktig regional knutpunkt där man kan byta mellan tunnelbana, buss och pendeltåg. I Barkarbystaden byggs en helt ny stadsdel, med nya bostäder och verksamheter, och den nya tunnelbanan är en förutsättning för den utvecklingen.

Ny Gul linje

Från Odenplan dras en ny Gul linje, via Hagastaden och Nya Karolinska Solna, till Arenastaden, med bostäder, arbetsplatser, handel och evenemang.

Odenplan blir en viktig knutpunkt där man kan byta mellan buss, tunnelbana och pendeltåg vilket också avlastar T-centralen. Den nya stadsdelen Hagastaden får också en tunnelbanestation, med en uppgång rakt in i Nya Karolinska Solnas huvudentré.

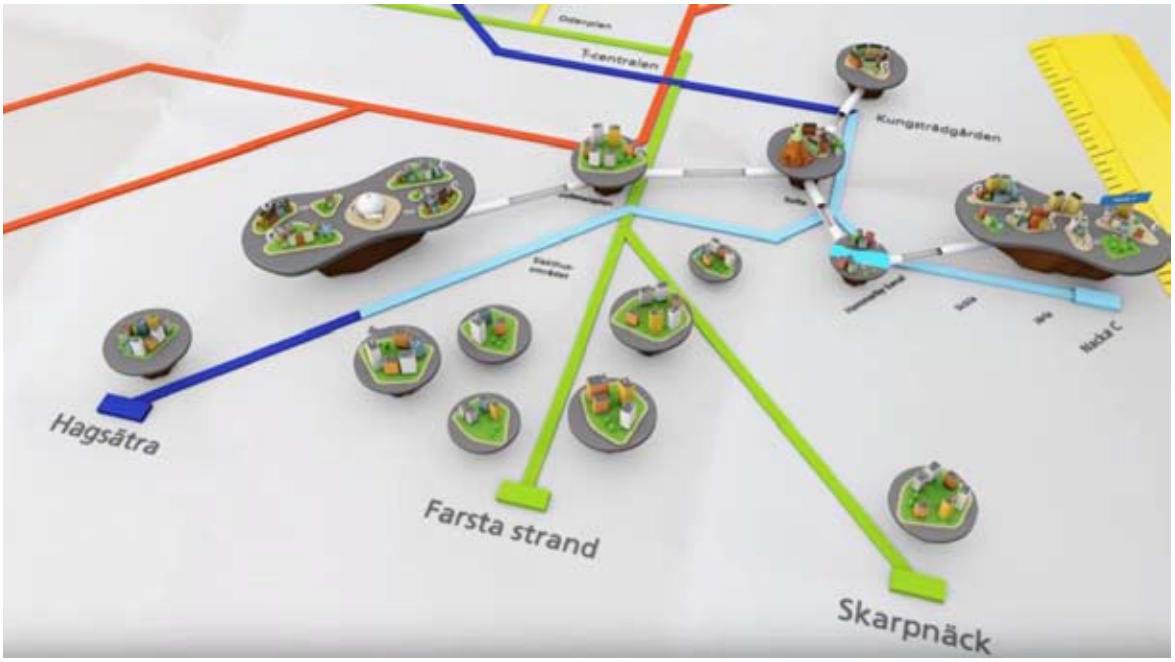
Blå linje förlängs från Kungsträdgården

I sydost förlängs Blå linje från Kungsträdgården till Nacka centrum, via en ny station vid Sofia kyrka på östra Södermalm. Ytterligare en station byggs under Hammarby kanal med uppgångar på båda sidor av vattnet.

I Nacka byggs stad längs med hela den nya tunnelbanesträckningen. Sickla blir en viktig bytespunkt mellan tunnelbanan, Saltsjöbanan, tvärbanan och bussar. I Järla kan man byta till Saltsjöbanan och sista stopp är Nacka centrum, med bostäder, arbetsplatser, handel, kultur och samhällsservice.

Blå linje får också en sydlig gren, via Sofia och Gullmarsplan, till Sockenplan där den knyts samman med dagens Gröna linje till Hagsätra.

Det möjliggör tätare trafik in till stan från hela söderort, eftersom den nya Blåa linjen kommer att avlasta tunnelbanenätet genom att bli ett alternativ till den idag hårt belastade sträckan mellan Slussen och T-centralen. Det är en förutsättning för de många nya bostäder som ska byggas i söderort.



Figur 2: Tunnelbanans utbyggnad till Nacka och söderort. Även längs de båda kvarvarande Gröna grenarna blir det möjligt med tätare trafik och därmed fler bostäder.

Fler tåg behöver mer depåkapacitet

I Högdalen planeras depåkapaciteten att byggas ut med nya uppställningsspår under jord och nya anslutningsspår från depå till tunnelbanans Gröna Farstagren.

Byggtid med många utmaningar

Vi bygger en av världens djupaste tunnelbanor

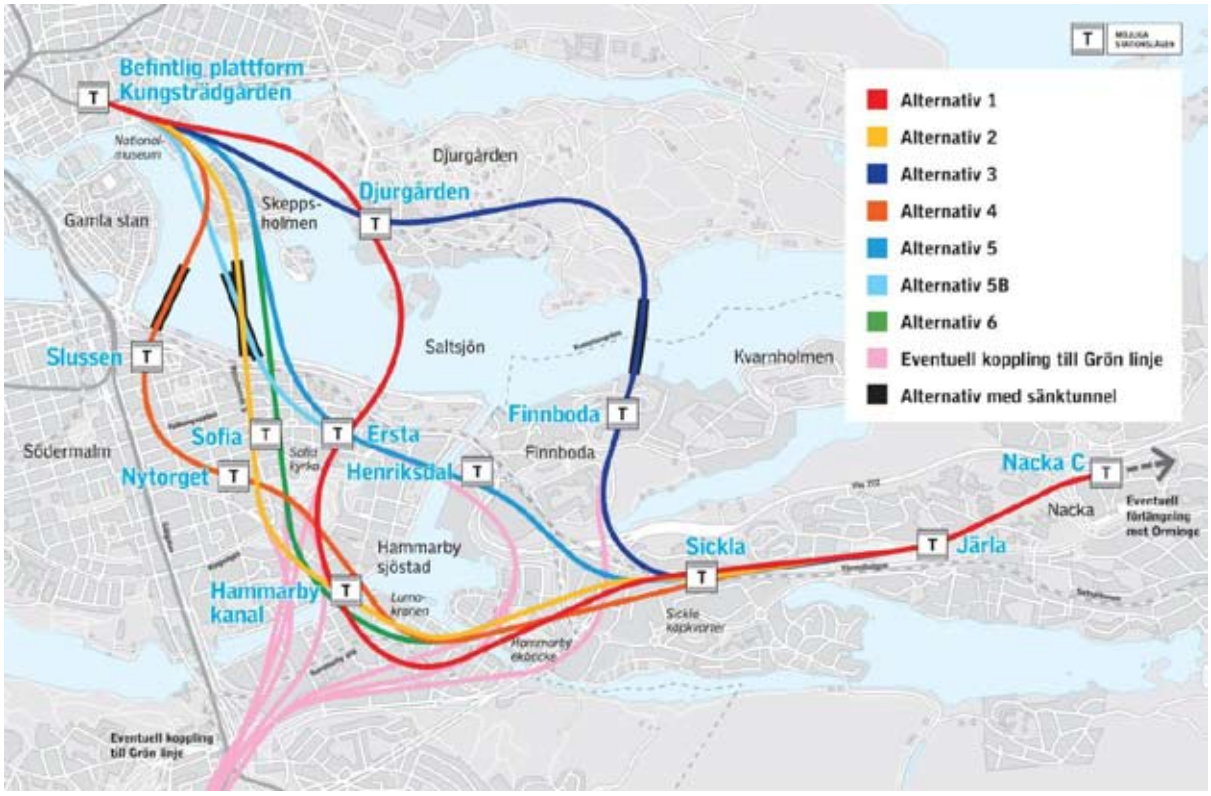


Figur 3: Genomskärning av tunnelbanedragningen från Kungsträdgården till Nacka.

Det finns många tekniska utmaningar. Djupa lerlager i Arenastaden, närheten till kulturhistoriska byggnader vid Odenplan och så den mycket djupa passagen under Saltsjön, den djupt belägna station Sofia och de komplicerade förhållandena vid Gullmarsplan. De tre sistnämnda ska här beskrivas lite närmare.

Sex alternativ blir ett

Under förstudien som genomfördes 2013-2014 analyserades ett stort antal alternativa sträckningar mellan Kungsträdgården och Nacka C. Förstudien resulterade i sju möjliga sträckningar. Alla sju alternativ utgick från befintlig tunnelbanestation vid Kungsträdgården och går till Nacka C.



Figur 4: Ur Förstudie 2014-03-26 Studerade sträckningsalternativ. Alternativ 6 valdes. Karta framställd av Carlsöö.

Stationslägena Sofia och Ersta hamnar i alla bergtunnelalternativen djupt under marknivån på Södermalm, cirka 90-100 meter. Anledningen till det stora stationsdjupet är att spåren dras i tunnel i berget under Saltsjön.

Det fanns olika val att göra avseende produktions- och byggmetoder. Sänktunnel eller bergtunnel under Saltsjön utreddes. En sänktunnel är dyrare och mer riskfylld att anlägga än en bergtunnel, men skulle ge ett grundare stationsläge på östra Södermalm.

Sammantaget bedömdes alternativ 6, med en bergtunnel under Saltsjön och en sträckning via östra Södermalm vara den bästa lösningen.

För att klara bergtäckning i kritiska passager utnyttjas maximal lutning på 50 ‰ och minsta kurvradie på 600 m.

Hela tunnelbanan byggs i berg

De undersökningar som genomförts visar att det är möjligt att bygga tunnelbanan från Kungsträdgården till Nacka i bergtunnlar hela vägen. De kritiska passagerna i sundet mellan Blasieholmen och Skeppsholmen, under

Saltsjön och under Hammarby sjö bedöms i dagsläget kunna passeras med bergtäckning och utföras med konventionella byggmetoder.

Tunnelbanans passage av Saltsjön är en av de stora tekniska utmaningarna i detta projekt. Denna passage är svår beroende på geologiska förhållanden och djupet till berg.

Det finns idag inga bergtunnlar som passerar under Saltsjön.

De undersökningar som utförts visar att djupet till berg är ca 70 m från vattenytan i Saltsjön. Berget under Saltsjön är kraftigt påverkat av de rörelser som historiskt förekommit i förkastningszonen som löper parallellt med norra delen av Södermalm. Bergmassan är både omvandlad och ställvis uppkrossad.

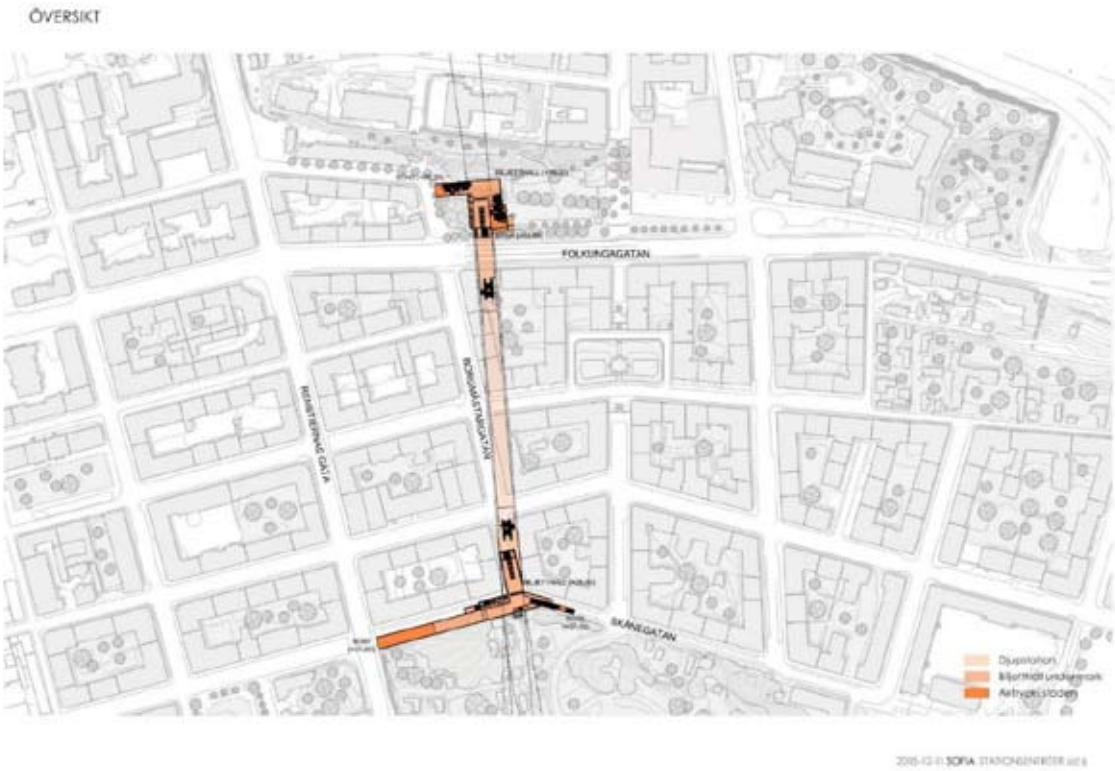
Passagen under Saltsjön planeras att utföras med två enkelspårstunnlar med en parallell servicetunnel, för att minska tvärsnittsarean i den mest kritiska passagen. Tunnlarna placeras på ett sådant djup att en bergtäckning på ca 10 meter erhålls. Spårets nivå blir då -90 m under havsytan som djupast under Saltsjön.

Med dagens drivningsteknik är det fullt möjligt att passera detta område med konventionell teknik, borrning och sprängning. Tätning av bergtunneln görs på sedvanligt sätt genom förinjektering med cement. På en kortare sträcka kommer det dock troligen att krävas betonglining för att få en tät tunnel.

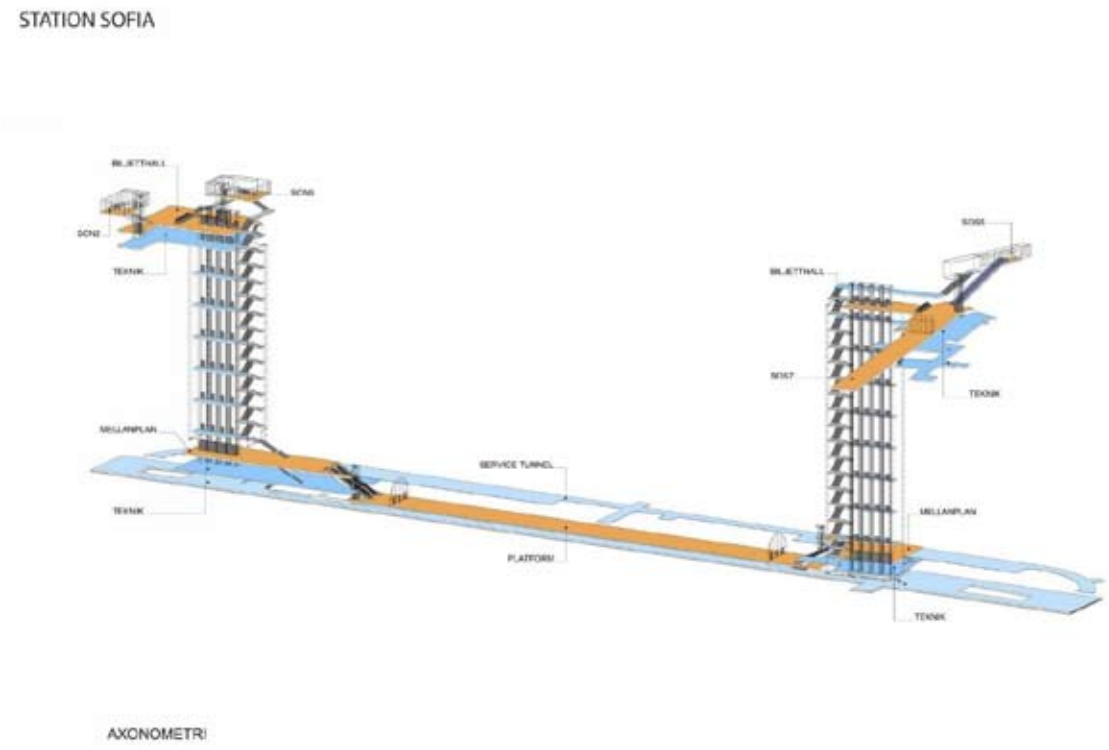
En av Europas djupaste stationer

På grund av den djupa passagen under Saltsjön kommer några av de nya stationerna att ligga mycket djupt. Djupaste stationen på befintligt tunnelbanenät ligger ca 40 m under mark, Östermalmstorgs tunnelbanestation. Station Sofia hamnar på ca 100 meters djup, vilket gör den till en av de djupaste stationerna i hela Europa. Stationer på ett så stort djup kräver nya lösningar för vertikala transporter av trafikanter.

Rulltrappor skulle ta alldeles för lång tid, därför kommer stationen bara att ha hissar från plattform upp till gatan. Med 4 – 5 stora, snabba hissar och med genomtänkt utformning kommer detta att bli en unik lösning i Stockholms tunnelbana. Vi pratar om moderna, ljusa hissar, inte en undanskymd hiss som i dagens tunnelbanesystem.
De nya uppgångarna planeras i Stigbergsparken och invid Vitabergsparken i korsningen Skånegatan/Borgmästargatan.

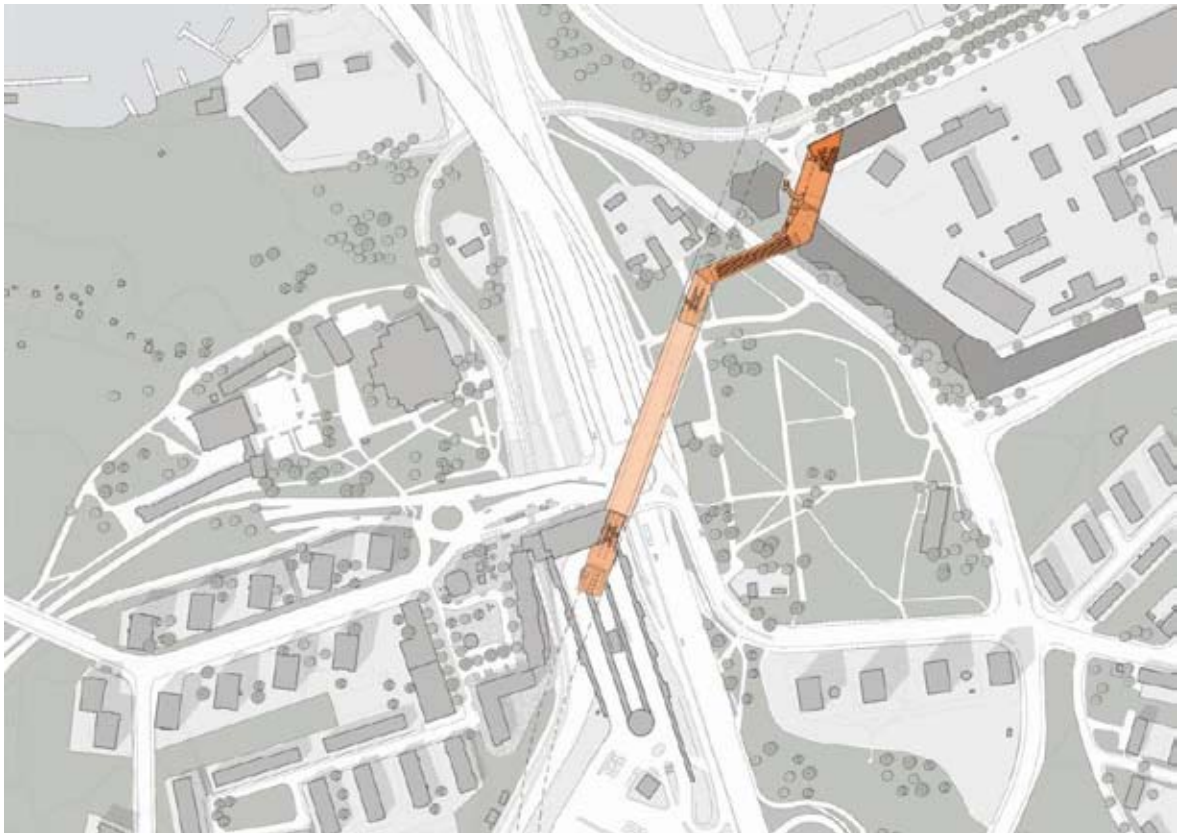


Figur 5: Station Sofia med planerade stationsuppgångar. Underlag är hämtat ur Stockholms stadsbyggnadskontors kartdatabas.

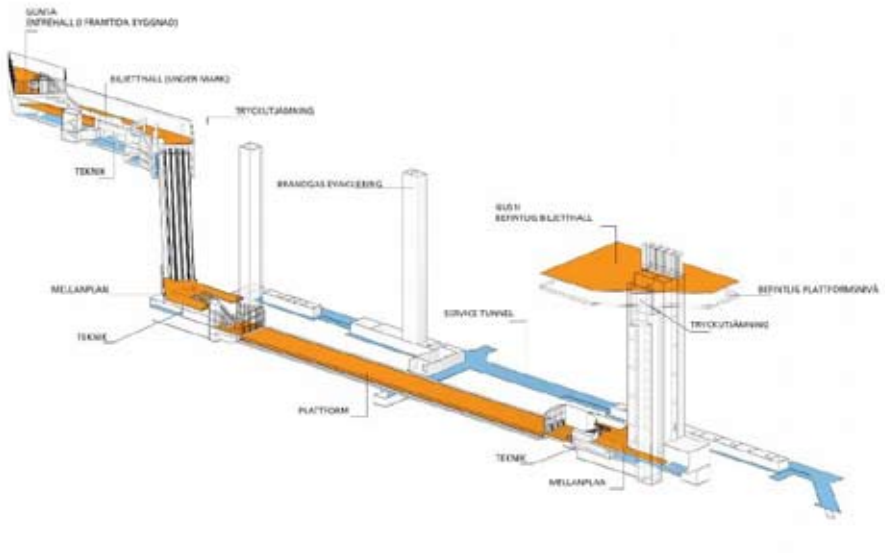


Figur 6: Station Sofia, genomskärning av station med hisschakt.

Komplicerade förhållanden vid Gullmarsplan



Figur 7: Station Gullmarsplan med planerade uppgångar.

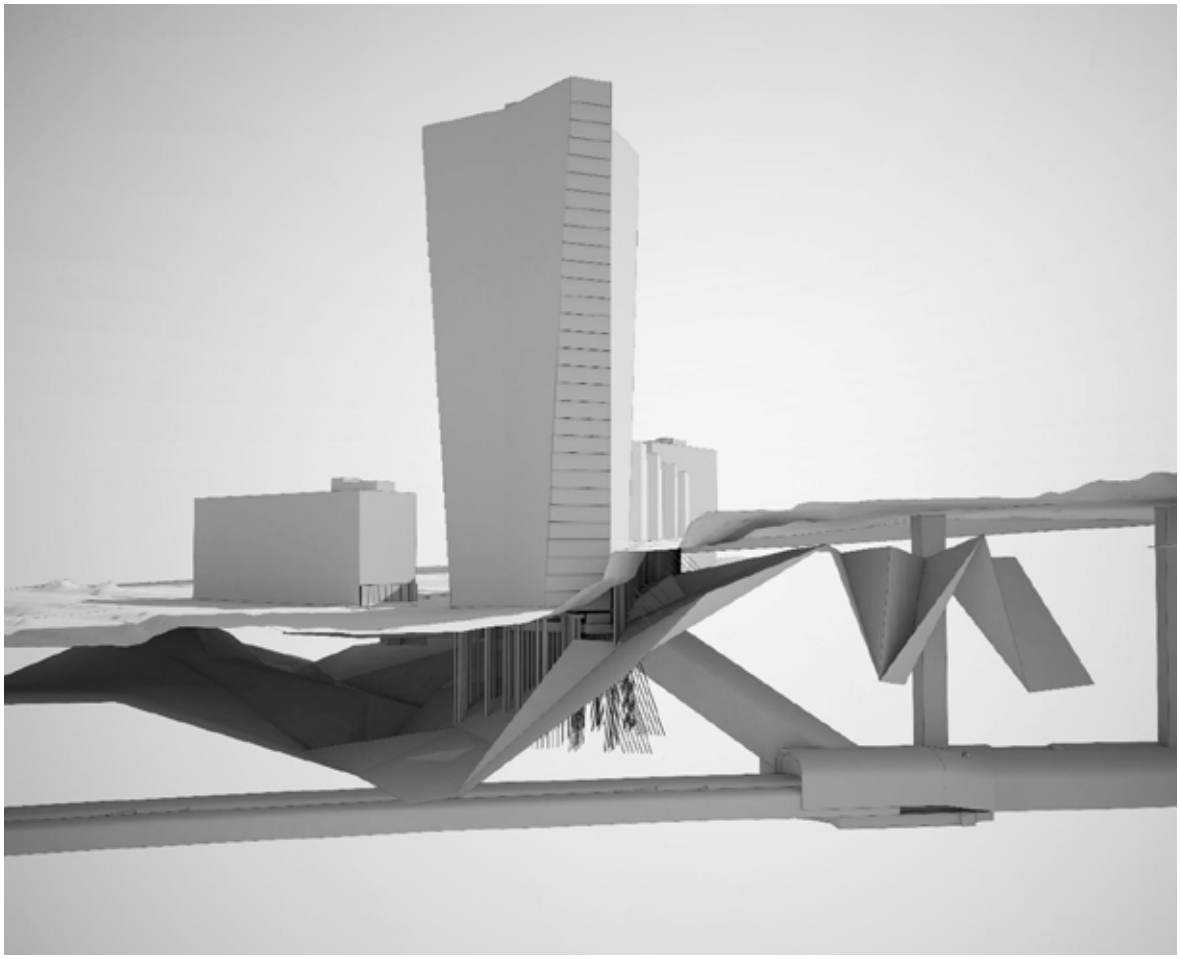


Figur 8: Station Gullmarsplan. Genomskärning av station med hisschakt och rulltrappor.

Mellan Hammarby kanal och Gullmarsplan passerar tunneln den västra delen av Hammarby sjöstad. I anslutning till Hammarby Allé är bergtäckningen dålig, men som minst ca 3 m över den planerade tunneln. Här kommer därför förstärkningar med jetpelare eller frysning att behöva utföras i samband med tunneldrivningen.

Tunnelsträckningen från Hammarby kanal till Gullmarsplan passerar det område där det inträffade ett tunnelras vid Televerkets tunnelbygge 1965. En del av tunneln rasade och två arbetare stängdes inne vid det som kallas Stora tunnelraset. Vid raset fylldes tunneln med vatten och slam. Båda arbetarna kunde räddas efter en knappt fem dagar lång räddningsauktion.

Tunneln passerar under en planerad 30-våningsbyggnad byggnad ”Stockholm One” inom kvarteret Mårtensdal i västra Hammarby sjöstad. Byggnaden planeras att grundläggas på berg och pålar. Dragstag i berg kommer att användas för att ta upp vindlaster. Bergtäckningen är dock så liten att stagen hamnar inom tunnelns skyddszon.



Figur 9: Gullmarsplan, uppgång Mårtensdal, en komplicerad plats. Genomskärning med planerade tunnlar och byggnader.

Anslutning till befintlig plattform/biljetthall på Gullmarsplan.

I samband med förlängningen av tunnelbanan från Sofia till söderort byggs en ny plattform 60 meter under dagens Gullmarsplan. Kopplingen till befintlig station görs enbart med hissar på samma sätt som för den planerade station Sofia. Den befintliga plattformen är grundlagd på grusåsmaterial och djupet till berg är där ca 5-10 meter. Schaktningsarbetena kommer att behöva utföras inom stödkonstruktion installerad från befintlig plattformsnivå. Då arbetena kommer att behöva utföras i en befintlig tunnelbaneanläggning med pågående trafik behöver särskilda hänsyn tas. Hur det ska ske utreds nu och är mycket beroende på hur stor påverkan som kan accepteras på den befintliga tunnelbanetrafiken.

Mycket spännande arbeten ligger framför oss

Nu har vi en tio år lång och väldigt spännande byggtid framför oss. Redan under 2016 kan förberedande arbeten starta. De stora arbetena väntas börja 2017 för utbyggnaderna till Akalla - Barkarby och Odenplan - Arenastaden. 2018 planeras arbetet med Nacka- och söderortsgrenarna att börja. Allt under förutsättning att de nödvändiga tillstånden är på plats. 2021 kan tågen börja rulla från Akalla till Barkarby, året efter från Odenplan till Arenastaden och 2025 planeras även Nacka och söderort vara färdigställda.

Bygget av den nya tunnelbanan kommer att behöva många kunniga geotekniker och bergtekniker, både konsulter och entreprenörer.

BORRADE TUNNLAR I JORD OCH MJUKT BERG

Robert Sturk, Skanska Sverige AB

Sammanfattning/Summary

Tunnelindustrin utvecklas ständigt för att kunna hantera mer komplexa situationer och grundförhållanden. Det är nödvändigt för att kunna möta kraven på en väl fungerande infrastruktur i tätbebyggda områden där de geometriska begränsningarna är stora och omgivningspåverkan en nyckelfaktor. Det blir helt enkelt svårare och svårare att få plats med nya tunnlar. Med fokus på tunnelborrningsteknik visas några exempel på hur man med teknikutveckling och gott ingenjörsskap framgångsrikt kan bygga tunnlar i nästan vilka material som helst och väldigt nära befintliga konstruktioner.

VARBERGSTUNNELN – GEOTEKNISKA UTMANINGAR

Pia Hansson

Sammanfattning

En ny järnvägssträckning från strax norr om, till strax söder om Varberg, med en järnvägstunnel under staden, har projekterats fram under 2014-2016, skede Systemhandling och Järnvägsplan. Projektet är komplext och omfattar utmaningar inom flera och vitt skilda områden. Några av de georelaterade utmaningarna är:

- Varierande geologi, allt från riktigt lösa leror till hårt berg. Utmaningar i form av olika typer av förstärkning, för olika slags problemställningar längs sträckan föreligger.
- Lassabackadeponin, en deponi med blandat avfall och som idag utgör ett Natura 2000-område, ska delvis schaktas ur för att ge plats åt en ny godsbangård. Lakvatten får inte spridas. Bullerskydd mot Natura 2000-området krävs.
- Bron för Getterövägen ska ersättas med ny bro. Befintlig bro ska kunna trafikeras tills ny bro driftsätts. Befintlig bros pålförstärkning kommer delvis i konflikt med den nya brons förstärkning. Spontning och pålning måste utföras med största försiktighet.
- Kvarteret Renen, ett kraftigt förorenat område som har förutsatts vara sanerat till byggstart. Det visar sig dock inte finnas tid att sanera på traditionellt sätt innan byggstart. Vad får detta för effekter på byggskedet? Kan en okonventionell lösning accepteras?
- Bergtunneln har varierande bergtäckning, på sina ställen alldeles för liten för att uppnå stabilitet. Minst täckning är det dessutom där det är sämst berg. Aktiv design kommer att krävas, olika framdrivnings- och förstärkningsåtgärder har tagits fram för olika delar av tunneln.
- Under hela byggtiden ska tågtrafiken vara igång. Vad innebär det för byggskedet med komplicerade förhållanden och snäva hålltider? Etapputbyggnad som innebär stora beroenden kommer att krävas.

Summary

During 2014-2016 a new stretch of a railroad, through, and partly beneath, the city of Varberg has been projected. The project is complex and includes challenges within a vast technical areas. Some of the geo-related challenges are:

- Large variations in geology, from soft clays to hard crystalline bedrock. Large challenges on how to design reinforcements that are specific for each area.
- The Lassabacka landfill, an area with various types of waste, which today is a Natura 2000-area. The area is to be partly excavated to make room for the new freight yard. No leakage from the landfill is allowed. And the Natura 2000-area needs to be protected from loud noises.
- The bridge for the Getterö road needs to be replaced to fit all new tracks beneath it. The new bridge will be built very close to the old bridge. Traffic needs to be allowed at all time on the old bridge until the new one opens. Reinforcement for the new bridge may be in conflict with the reinforcement for the old bridge. The execution of sheet pile walls and pile reinforcements must be done with great caution as not to damage the existing bridge.
- The block Renen, a heavily contaminated area that was thought to have been decontaminated at the start of the new rail construction. Due to lack of time this will not be possible in a conventional way. How will this effect the construction phase? May an unconventional solution be accepted?
- The tunnel underneath the city has a varying rock cover; in places, the rock cover is too small to achieve stability. Areas with least bedrock cover coincide with areas with weak rock. Active design will be needed. Different excavation and reinforcement methods are suggested for different parts of the tunnel.
- During the entire construction, train traffic will be running. What does this mean for the construction phase, with complex conditions and narrow timeframes? Work needs to be planned and executed in precise and narrow timeframes.

1 INLEDNING

Västkustbanan mellan Göteborg och Lund är en av Sveriges viktigaste järnvägar för både persontrafik och godstrafik på regional och nationell nivå. Den är en naturlig förbindelse mellan Göteborg och Skåne och vidare till Köpenhamn och Europa via Öresundsbron. Banan är utpekad som riksintresse för kommunikation. Den ingår i EU:s utpekade transportnätverk Trans European Network (TEN-T) och i det av Trafikverket utpekade strategiska godsnät.

Utbyggnad av Västkustbanan till dubbelspår påbörjades under 1980-talet. Målet är dubbelspår på hela Västkustbanan för att möta transportsystemets behov av ökad kapacitet.

Under 2014, 2015 och delvis under 2016 pågår arbetet med att ta fram en Järnvägsplan och Systemhandling som omfattar en utbyggnad till dubbelspår av Västkustbanan mellan Varberg och Hamra, se Figur 1. Under staden går järnvägen i en bergtunnel. Byggstart är planerad till 2019, vilket föregås av förberedande arbeten. Driftsättning av banan är planerad att ske 2024.



Figur 1. Västkustbanan, delsträckan Varberg-Hamra, med nyckelnamn utsatta för lättare orientering.

2 UTMANINGAR

Under projekteringen har ett flertal georelaterade utmaningar uppenbarats. För lokalisering av de olika områdena hänvisas till Figur 1.

2.1 Geologin – allt från fast berg till lösa leror.

Projektet är ett omfattande och komplicerat byggnadsprojekt på grund av de varierande geologiska förhållandena, de bitvis djupa schakterna och att befintlig järnvägstrafik ska fungera under byggtiden och längs delar av sträckan ligga nära pågående anläggningsarbeten. Öppna jord- och bergschakter görs till stora djup, med största schaktdjupen cirka 15 meter vid det norra bergpåslaget. Det norra tråget och betongtunneln byggs i anslutning till befintliga byggnader mitt i city.

2.1.2 Utmaning

Vilka förstärkningsåtgärder behövs vid de olika geologiska förutsättningarna?

2.2 Lassabackadeponin

2.2.1 Planerad anläggning

Längs aktuell sträcka kommer befintligt spårområde att byggas ut till en godsbangård. Idag utgörs spårområdet av Västkustbanans två spår som successivt längs med sträckan kommer att ökas till som mest åtta spår i bredd. Utanför spåren kommer även servicevägar anläggas på både östra och västra sidan längs delar av sträckan.
I läget för befintligt spår kommer markytan höjas från strax över befintlig markyta i början av sträckan till knappt 1,0 m i slutet av sträckan.
Längs en del av sträckan kommer godsbangården anläggas på ytor som idag utgörs av Lassabackadeponin.

2.2.2 Utmaning

Lassabackadeponin används inte längre som deponi utan utgör istället en del av ett Natura 2000-område. Dock är inte deponin sluttäckt. Där spår ska läggas kommer deponin att grävas ur medan resten av deponin ska vara kvar. Den permanenta anläggningen ska medföra så liten störning på fågellivet, som är rikligt, som möjligt. Besökande på Natura 2000-området ska inte besväras av godsbangården. Järnvägsanläggningen ska i sin tur inte drabbas av eventuellt lakvatten från deponin.

2.3 Bron för Getterövägen

2.3.1 Planerad anläggning

Dagens bro för Getterövägen är inte tillräckligt lång för att rymma alla nya spår under den och därmed kommer en ny bro behöva byggas.

2.3.2 Utmaning

För att kunna hålla öppet för trafik under hela byggtiden av järnvägsanläggningen byggs den nya bron i ett läge strax söder om befintlig bro. Avståndet mellan befintliga spår är idag 20-25 m. Förutom precis i början av delsträckan medför utbyggnaden att marken kommer att höjas mellan ca 0,7 och strax över 2,0 m med stor variation i tvärled beroende på var de nya spåren placeras i förhållande till befintliga.
Längs dagens bro finns ett flertal ledningar som delvis är i konflikt med nya läget för bron.

2.4 Kvarteret Renen

2.4.1 Planerad anläggning

Betongtråg för ramp ner mot tunnel under staden.

PASS 3A-3

2.4.2 Utmaning

Inom kv Renen har det tidigare funnits industrier som orsakat kraftiga föroreningar. Betongtråget för järnvägen planeras i läge där de kraftigaste föroreningarna från kv Renen förekommer Sammantaget bedöms halterna klorerade lösningsmedel i det ytliga jordgrundvattnet inom området vara förhöjda även nära järnvägen. Halterna i det djupare liggande jordgrundvattnet närmast berget är mycket höga liksom halterna i berggrundvattnet på över 100 meters djup i berget.
En slambassäng som bedöms utgöra källområdet antas vara cirka 20*20 meter stor och ämnena bedöms ha spridit sig 20-25 meter vertikalt under slambassängen (Geosigma, 2013). Provtagningar som utförts i borrhål i berg på olika djup och vid olika tidpunkter visar på att halterna av klorerade lösningsmedel ökar med djupet.
Vid utförande av tråget kommer grundvattnet behöva sänkas, vilket medför att föroreningar kommer att dras in mot schakten.
Den permanenta anläggningen kommer att utgöras av en tät betongkonstruktion med kringfyllning av genomsläppligt material för att inte förändra rådande gradient eller nuvarande spridningsvägar för aktuella föroreningar. I byggskedet kommer dock föroreningarna dras mot trågschakten, vilket inte kommer eller bör åtgärdas eftersom spridning i andra

riktningar måste undvikas. Kraftigt förorenat grundvatten kommer därför bli nödvändigt under byggskedet.
Projekteringen har haft som förutsättning att området kommer att ha sanerats innan byggstart. I ett sent skede av projekteringen visar det sig att detta troligen inte kommer att hinnas med.

2.5 Bergtunnel

2.5.1 Planerad anläggning

Tunneln under Varberg planeras att utformas som en bergtunnel. Parallellt med spårtunneln går en service- och räddningstunnel. Spårtunneln och service- och räddningstunneln förbinds med tvärtunnlar med ca 300 m avstånd.

2.5.2 Utmaning

Hur bygga en bergtunnel som blir säker med rådande förutsättningar?
Bergkvaliteten är varierande och så även bergtäckningen. Liten bergtäckning är generellt kopplad till dålig bergkvalitet.
Figur 2 visar tunnelsträckningar som har mindre bergtäckning än 7,5 m, vilket motsvarar halva spårtunnelns spännvidd. I huvudsak är det vid tunnelmynningarna samt under centrala Varberg. Vissa delar har dessutom dålig bergkvalitet. Platsspecifika lösningar måste tas fram.



Figur 2. Delar av tunnelsträckningen som har mindre än 7,5 m bergtäckning (rött).

2.6 Trafikering under byggtid

2.6.1 Utmaning

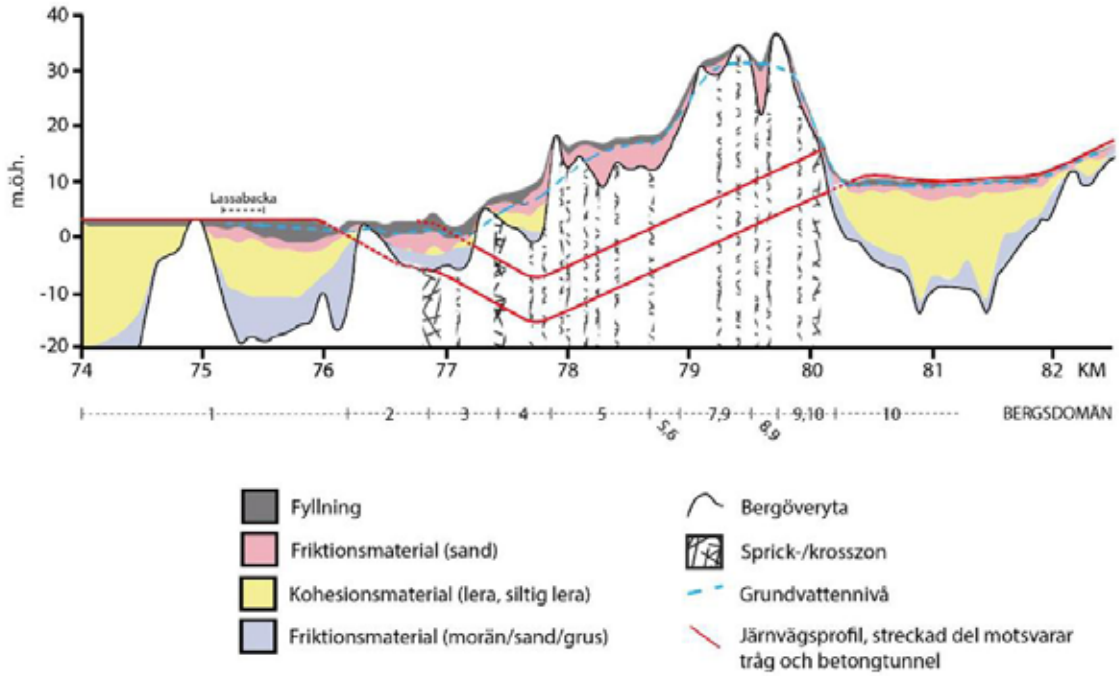
Tågtrafik, såväl gods- som persontrafik, ska fungera längs spåret under hela byggtiden.

Tråg och betongtunneln byggs till stor del i centrala Varberg, med närhet till bostäder och verksamheter. Därför måste byggmetoder väljas och produktionen planeras så att intrång och störningar för omgivningen begränsas.

3 GEOLOGI, HYDROGEOLOGI OCH FÖRORENADE OMRÅDEN

3.2.1 Geologi

Geologin i Varbergsområdet präglas, som på flera andra håll längs Västkusten, av bergplintar kringskurna av ofta djupa och långa, sedimentfyllda dalgångar/sprickdalar, se principmodell Figur 3.



Figur 3. Konceptuell jord- och bergmodell som visar de geologiska huvuddragen längs utbyggnaden.

Det innebär att den nya järnvägssträckningen genom Varberg passerar omväxlande förhållanden, från lösa leror till det hårdaste berget, se Tabell 1. I

järnvägslinjen varierar djupet till berg från berg i dagen till som mest 25 m:s jorddjup.

Tabell 1. Beskrivning av byggnadstekniska förhållanden längs utbyggnadssträckan.

Läge	**Beskrivning**
Längst i norr	Lös lera med mäktigheter överstigande 20-25 m
Strax innan Lassabackadeponin	Berg i dagen eller friktionsjord på ytligt berg
Vid bron över Getterövägen och strax söder därom	Lös lera med mäktigheter överstigande 20-25 m. Vid Lassabackadeponin km 75+150 till km 75+450 förekommer avfall/sopor
I läge för norra tråget och betongtunneln	Varierande jordmaterial av sand, silt, lera och morän och jorddjup som varierar mellan 1-20 m över ett undulerande berg
Bergtunnel	Kristallint berg som utgörs av gnejsgranit och charnockit, som täcks av tunnare jordtäcke som domineras av friktionsjord.
Söder om tunnel och tråg	Lös lera med mäktigheter överstigande 20-25 m

Lös lera är ett begrepp som används i tabellen ovan, men rätt vokabulär är att leran har en mycket låg till låg odränerad skjuvhållfasthet.

I området förekommer i huvudsak två huvudbergarter; bandad gnejsgranit och charnockit. Charnockiten förekommer främst vid norra och södra bergtunnelpåslagen samt vid en kortare sektion mitt på planerad bergtunnel. De bandade gnejsgraniterna är äldre än charnockiten. Bergmassan längs bergtunneln innehåller tre till fem sprickgrupper och ett antal sprickzoner. Bergkvalitén är normalt god men vid sprickzoner kan bergkvalitén bli låg enligt kärnkartering. Längs hela bergtunneln dominerar de horisontella sprickorna.

3.2 Hydrogeologi

Det geologiska mönster som tidigare beskrivits avspeglar sig också i grundvattenförhållandena. Grundvattenrörelser och grundvattentillgångar i jord är i huvudsak knutna till medel- och grovkorniga sediment, där sådana finns, i dalgångarna och då oftast under tätande lerlager och/eller i kontakten mellan jord och berg i de djupare delarna av dalgångarna.
Inom huvuddelen av de områden som berörs av det planerade projektet har grundvattnet i berg och i djupare marklager en avrinning mot havet i väster. Variationer från detta huvudmönster kan förekomma i ytligare grundvatten som kan styras av ytavrinningen i mindre diken och vattendrag med lokalt andra avrinningsriktningar.
Området söder om Lassabackabäcken, som ligger i norra delen av bansträckningen, och vidare mot stationsområdet och den norra tråg/betongtunneln präglas av fyllnadsjordar samt grusiga svallsediment med troligtvis god infiltrationskapacitet.

Berget är måttligt till rikligt vattenförande beroende på förekomst av såväl brantstående som horisontella spricksystem.

3.3 Förorenad jord och förorenat grundvatten

Lassabackadeponin ligger i norra delen av bansträckningen, norr om bron för Getterövägen. Denna deponi är gammal och består av väldigt blandade typer av sopor.

Föroreningarna utgörs främst av PAH, metaller och petroleumämnen. I grundvattnet utanför deponin har bensen påvisats och grundvattnet är också påverkat av lakvatten från deponin. Jord utanför deponiområdet har generellt låga föroreningshalter.

Mellan Getterövägen och det planerade norra bergtunnelpåslaget har markföroreningar främst metaller samt PAH och ställvis petroleumföroreningar påvisats i de ytliga jordlagren, som till stor del utgörs av fyllning. De högsta föroreningshalterna i jorden har uppmätts strax söder om bron för Getterövägen. Generellt avtar föroreningshalterna i jord mot söder. Förhöjda till höga halter av metaller, petroleumämnen och klorerade lösningsmedel har påvisats i det ytliga jordgrundvattnet mellan bron för Getterövägen och det norra påslaget för bergtunneln. I det djupa jordgrundvattnet (> ca 6 m u my) har höga halter av klorerade lösningsmedel påträffats inom järnvägsområdet väster om Monarks och väster om kvarteret Renen. Väster om kvarteret Renen har även höga halter av klorerade lösningsmedel uppmätts i berggrundvattnet i närheten av järnvägsområdet.

Risken för jord- och grundvattenföroreningar längs bergtunneln och söder om bergtunneln bedöms som liten.

Resultat från tidigare utförda miljötekniska markundersökningar visar att marken vid befintligt spår, som ska rivas, ställvis är förorenad av metaller, PAH och petroleumämnen.

4 FÖRESLAGNA ÅTGÄRDER

4.1 Geologin – allt från fast berg till lösa leror

Huvudsakliga åtgärder för att klara de geologiska utmaningarna beskrivs i Tabell 2.

Tabell 2. Sammanställning av geotekniska åtgärder för olika delar

Anläggningsdel och geoteknisk utmaning	Geoteknisk åtgärd
Låg odränerad skjuvhållfasthet i lera medför stabilitetsproblem	Kalk/cementpelarförstärkning utförs under planerade spår. Urgrävning vid behov.
Höghastighetsfenomen lera med låg odränerad skjuvhållfasthet.	Ytterligare undersökningar för noggrannare mätning av lerans skjuvvågshastighet. Tryckbankar/kalk-cementpelare.
Tyngd från bullerskyddsvallar ger låg säkerhet mot stabilitetsbrott.	Tryckbankar/kalk- cementpelare utförs under bullerskyddsvallarna.
Passage av Lassabackadeponin. Schaktstabilitet på grund av planerad skärning och urgrävningar i anslutning till befintliga spår.	Permanent spont mot Lassabackadeponin. Urgrävning av avfall. Zonschakter mot befintlig järnväg.
Passage av anläggning längs Viskadalsbanan. Schaktstabilitet på grund av planerad skärning och att förslagen stödmur inte gick att utföra.	Permanent spont längs Viskadalsbanan.
Ny bro för Getterövägen De nya lasterna från bron och anslutande vägbankar ger bärighets-, stabilitets- och sättningsproblem i den underliggande leran.	Stödpålning av brons grundläggning. Anslutande vägbankar förstärks med bankpålar i kombination med lättfyllning.
Under ytor för första delen av tråget (ramp). Risk för differenssättningar.	Kalk/cementpelarförstärkning utförs under spår och under den norra delen av tråget (ramp).
Tråg och betongtunnel i norr. Schaktstabilitet och grundvatten-sänkningar i byggskedet. Dimensionering mot upplyftning i driftsskedet.	Tillfälliga stödkonstruktioner för tråg och betongtunnelschakt. Borrade stödkonstruktioner vid påslaget kombinerat med vajersågning/ slitsborrning i berg. Injekteringar för att begränsa grundvattensänkning. Tråg och betongtunnel förankras med permanenta bottenstag. För det norra icke berggrundlagda tråget föreslås grundläggning med stålkärnepålar.
Tråg och betongtunnelschakt i söder. Schaktstabilitet och grundvatten-sänkningar i byggskedet. Dimensionering mot upplyftning i driftsskedet.	Tillfälliga stödkonstruktioner för tråg och betongtunnelschakt. Injekteringar för att begränsa grundvattensänkning. Tråg och betongtunnel förankras med permanenta bottenstag.
Järnvägsbro över Österleden. De nya lasterna från bron och ger bärighets-, stabilitets- och sättningsproblem i den underliggande leran. Schaktstabilitet, grundvattensänkning, hydraulisk bottenupptryckning.	Stödpålning av bro kombinerat med skyddspålning (bankpålar) och länkplattor. Flacka slänter för Österleden för att klara släntstabiliteten. Grundvattensänkning temporärt i byggskede för att förhindra hydraulisk bottenupptryckning och vertikaldräner installeras i den skiktade leran inför driftsskedet för att öka på stabilitet i terrassnivå för vägskärningen.

Grundvattensänkningar kommer att behövas både i jord och i berg, medan inläckaget kommer att försöka begränsas med täta stödkonstruktioner, jet-grout och injektering. Fyllningsjordar inom de norra delarna är oftast förorenade liksom att jord- och berggrundvatten är förorenat av framförallt klorerade lösningsmedel där tråg och betongtunnelschakterna ska utföras.

4.2 Lassabackadeponin

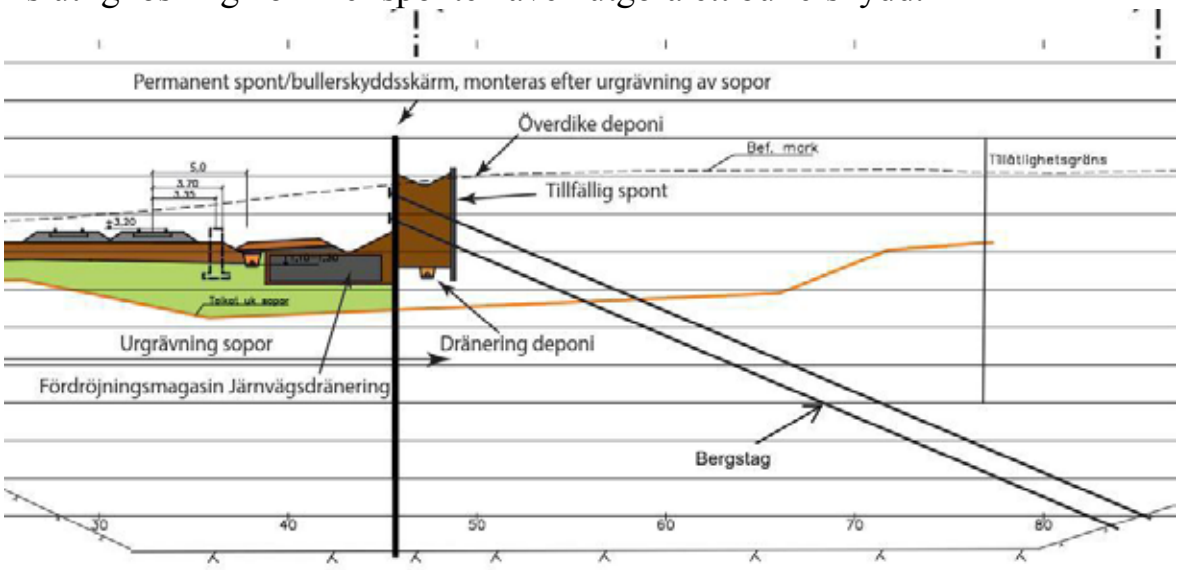
4.2.1 Åtgärd

En permanent spont installeras mot Lassabackadeponin tillsammans med avskärande dränering så att lakvatteninträngning till järnvägsanläggningen undviks.

En översiktlig dimensionering visar att en stålspont kompletterad med dubb i berg och förankring med hammarband och stag/linor som förankras i berg är en möjlig och genomförbar lösning.

Sponten behöver installeras längs en sträcka av ca 270 m, se Figur 4. Spontdjupen varierar stort men bedöms i dagsläget variera mellan 4 till 28 m. Sponten ska klara en överhöjning från nuvarande markyta, för att möjliggöra upplag av överskottsmassor bakom för planerad sluttäckning av Lassabackadeponin. Mäktigheten på sluttäckningen varierar mellan cirka 1,5 meter närmast stålsponten till ca 6 meter längre ut från stålsponten.

I slutlig lösning kommer sponten även utgöra ett bullerskydd.



Figur 4. Principsektion av föreslagen permanent stödkonstruktion.

4.3 Bron för Getterövägen

4.3.1 Åtgärd

Den nya bron måste utföras som ett förberedande arbete och innan arbetet med själva bron påbörjas måste stora ledningspaket hanteras.

På grund av den mäktiga lösa leran i området måste bron pålas ned till berg som återfinns ca 20-25 m under markytan. Då den nya och gamla bron ligger nära varandra finns risk för att pålningen kan skada befintlig

brogrundläggning. Sponter kommer att behövas för schakter till brostöd. Inför brobyggnad byggs en skyddsram över järnvägen för att ta bort risken för nedfallande föremål etc. Även de anslutande vägbankar för Getterövägen måste förstärkas med pålar (bankpålar), möjligtvis i kombination med lättfyllning.

4.4 Kvarteret Renen

4.4.1 Åtgärd

I skrivande stund är åtgärderna gällande det förorenade vattnet från kv Renen inte beslutade. Nuvarande diskussioner avser följande åtgärder:

- Sanera jordmassor i samband med schaktningsarbetet för tråget.
  För att minimera framträngning av det förorenade grundvattnet i schakten kommer djupare brunnar att anläggas vid föroreningskällan för omhändertagande/rening av vattnet.
- Delar av betongkonstruktionen i tråget, såsom fogar mm, säkras mot angrepp från de aktuella föroreningarna.
- Grundvattnet släpps på när tråg och resten av järnvägsanläggningen i området är klara.
- Området vid föroreningskällan hettas upp för att ånga bort föroreningarna.
- Pumpar stängs av i det tidigare förorenade området och grundvattnet stabiliserar sig och återtar sin tidigare gradient.

4.5 Bergtunnel

4.5.1 Åtgärd

Olika förutsättningar gällande bergets kvalitet och bergtäckning har medfört att olika förslag på utbyggnads- och framdrivningsåtgärder har tagits fram, från ”normal” drivning med fulla 4-6 meters salvor och inget behov av förförstärkning eller förstärkning på stuff, till liten bergtäckning och dåligt berg där förförstärkning med spiling med förankring kan krävas och vid behov även stödjande bågar och förstärkning på stuff. Här kan uttag behöva göras med pilot eller stross.
Vid konstaterad förlorad bergtäckning krävs stabiliserande åtgärder som jetgrouting eller frysning eller annan förförstärkning framför tunnelfront som stöttas från tunneln. Detta kombineras med förstärkning på stuff efter berguttag.

4.6 Trafikering under byggtid

4.6.1 Åtgärd

För anläggandet av det nya dubbelspåret krävs byggande i flera etapper, då nuvarande järnvägstrafik ska fungera under hela byggskedet. Etapperna är därför styrda till var tågtrafiken går. Olika beroenden finns:

1. Tråget, betongtunneln och nya stationen ska byggas där tågtrafiken går idag och därför måste denna flytta till en tillfällig station.
2. Den tillfälliga stationen planeras där dagens godsbangård ligger. Detta medför att den nya godsbangården i norr måste vara färdigbyggd innan den tillfälliga stationen kan etableras.
3. För att tågen ska nå den tillfälliga stationen och för att den nya godsbangården ska kunna anslutas måste en ny bro för Getterövägen byggas liksom att den gamla rivs.

Nedan beskrivs föreslagna etapper. Etappindelningen börjar med År -1 och År 0, vilket indikerar att förberedande arbeten behöver utföras innan arbetet med själva järnvägsanläggningen kan påbörjas.

År -1, 0 Påbörjandet av ny bro för Getterövägen, samt ledningsomläggningar längs hela sträckan. Vissa ledningsomläggningar vid nya bron måste utföras innan grundläggningsarbetena för bron påbörjas. Nytt ställverk börjar byggas.

År 1-2 Byggandet av bron för Getterövägen avslutas, gamla bron rivs. Anläggandet av en ny godsbangård påbörjas i norr. Bergtunnlarna börjar drivas både från norr och söder. I norr påbörjas också schakt för en mindre del av betongtunneln. Temporär gångbro över spår byggs.

År 2 Nytt ställverk klart, påbörjad omläggning av tillfälliga spår. Totalavstängning 3 dagar följt av enkelspårsdrift. Fortsatt bergtunneldrivning.

År 2-3 Dubbelspårsdrift tillbaka och tillfälliga spår läggs samt en tillfällig station uppförs strax väster om befintlig station. Fortsatt bergtunneldrivning.

År 3-6 Tillfälliga spår och tillfällig station är i drift. Byggandet av tråg och betongtunnel påbörjas. Fortsatt bergtunneldrivning.

År 6 Inkoppling Västkust- och Viskadalsbanan. Tråg och betongtunnel avslutas.

År 6 Nya spår läggs i tråg, betong- och bergtunnel, testkörningar.

År 7 Trafiken släpps på de nya spåren. Tillfällig station tas bort.

År 7 Färdig anläggning

5 REFERENSER

Geosigma (2013): Fördjupade utredningar om föroreningar i berg samt hydrogeologiska förhållanden vid Kv. Renen 13, Varberg, Geosigma, februari 2013

BEGRENSSKADE – LIMITATION OF DAMAGE CAUSED BY FOUNDATION AND GROUND WORKS

Jenny Langford, Kjell Karlsrud, Einar John Lande, Gunvor Baardvik, Arne Engen

Summary

Deep excavations and foundation works in soft clays sometimes cause unexpectedly large settlements and damage to neighboring buildings and structures. The costs related to these types of damage can be substantial (SGI, 2012). There is significant potential for reducing such costs if the causes are better understood. This is the main topic of the research project "BegrensSkade" ("Damage Limitation") funded by the Norwegian Research Council with participation from a wide range of consultants, contractors, clients and research institutes in Norway.

As a part of BegrensSkade, a substantial number of case records have been evaluated with respect to monitored deformations and pore pressures. It attempted to assess the monitored data in relation to the specific construction methods adopted. For instance, use of drilled anchors or internal strutting for excavation support, or use of drilled versus driven piles for foundations. Based on the data collected and analyzed, it is concluded that the use of drilled anchors and/or drilled piles significantly increase the risk for both pore pressure reduction and subsequent consolidation settlements, as well as settlements caused by mechanical disturbance and erosion (Karlsrud et. al, 2015). The BegrensSkade project gives guidelines for mitigating measures during the early design phase, as well as during construction and monitoring.

Sammanfattning

Djupa schakter i lös lera kan orsaka oväntat stora deformationer, och skador på omkringliggande bebyggelse och konstruktioner. Kostnaden för denna typ av skador är stor (SGI, 2012) och det finns därför en betydande potential för besparingar om orsakerna till skadorna kartläggs. Detta är målsättningen med forskningsprojektet "BegrensSkade" vilket är finansierat av Norges Forskningsråd samt en bred sammansättning av samarbetsparter bestående av konsulter, entreprenörer, beställare och forskningsinstitut i Norge.

Som en del av projektet har sättnings- och portrycksdata från en mängd utförda projekt sammanställts och systematiserats. Data har analyserats med

avseende på användandet av borrade förankringsstag eller invändig stämpning med balkar för avstyvning av spont, samt installation av borrade eller slagna pålar för grundläggning. Slutsatsen är att användande av borrade pålar och stag (på eng står: borrade stag och/eller borrade pålar) medför en ökad risk för både portrycksreduktion med efterföljande rekonsolidering, samt sättningar på grund av omrörning av leran och erosion av material (Karlsrud et al., 2015). Projektet BegrensSkade har utarbetat rekommendationer av möjliga åtgärder för att minska risken för oväntat stora sättningar.

1 INTRODUCTION

It is well known that deep supported excavations in soft clay deposits can cause significant ground settlements around the excavation. In cities and urbanized areas, the potential for damage to neighboring buildings and structures can be considerable. There are a number of cases in Norway in recent years, where measured ground settlements related to excavations in soft clays became significantly larger than expected.

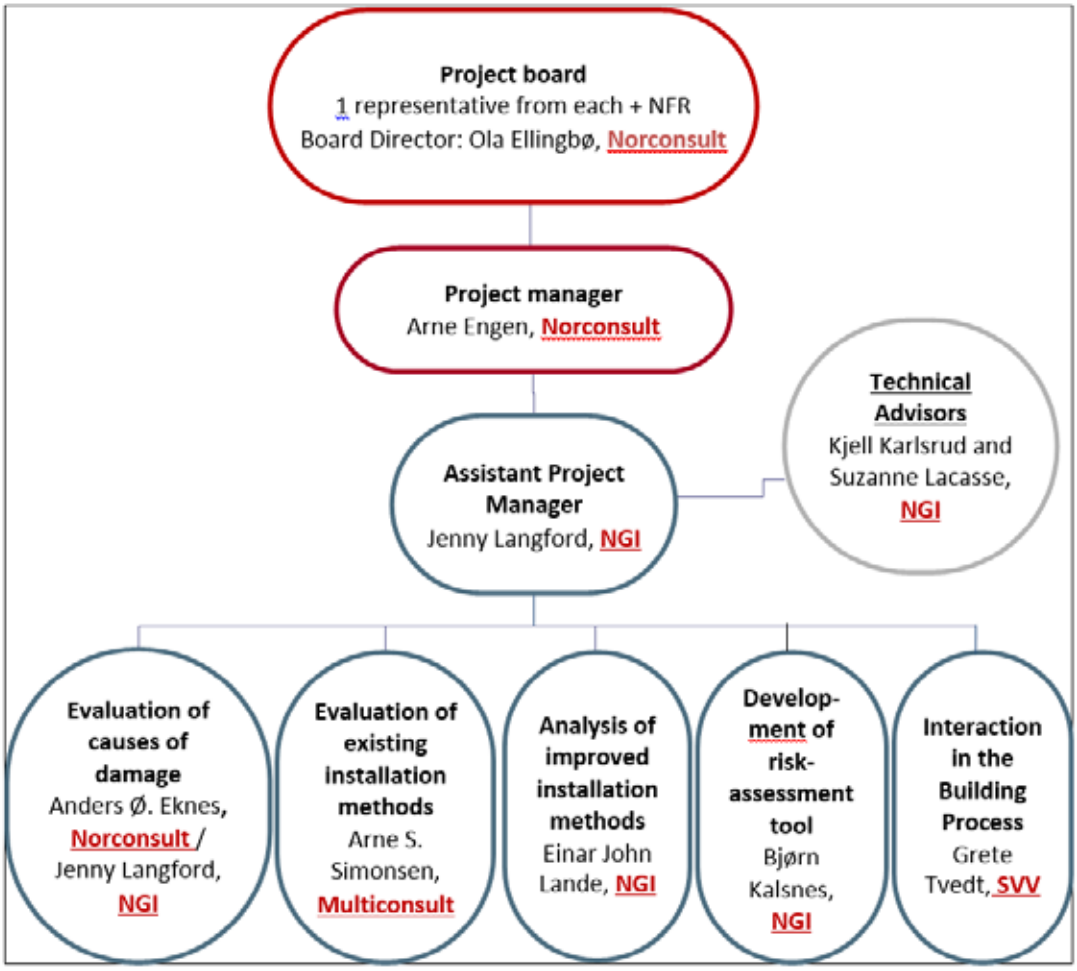


Figure 1. Organization of the BegrensSkade-project.

Based on an initiative by the NGI, the Norwegian Research Council and 22 partnering firms, governmental agencies and institutes funded a new research project called "BegrensSkade", i.e. "Damage Limitation". A focus area for the project was to identify possible causes of unexpectedly large settlements induced by deep excavations and foundation works in soft clays. Further, to develop new or improved construction methods that can reduce the risk of excessive settlements and damage to surrounding structures and buildings. The project was divided into five work packages, organized as shown in Figure 1.

2 CAUSES OF SETTLEMENTS

2.1 Expected ground movements

Figure 2 illustrates the main types of ground movements that may be induced by a deep supported excavation in soft clay overlying bedrock or stiff permeable soils, as follows:

1. Shear-induced ground movements linked to horizontal displacements of the supporting wall and any tendency for deep-seated displacements (bottom heave).
2. Pore pressure reduction and consolidation settlements induced by ground water leakage into the excavation.
3. Effects of "disturbance" induced by drilling for tieback anchors for the supporting wall, or drilling for piles inside the excavation.

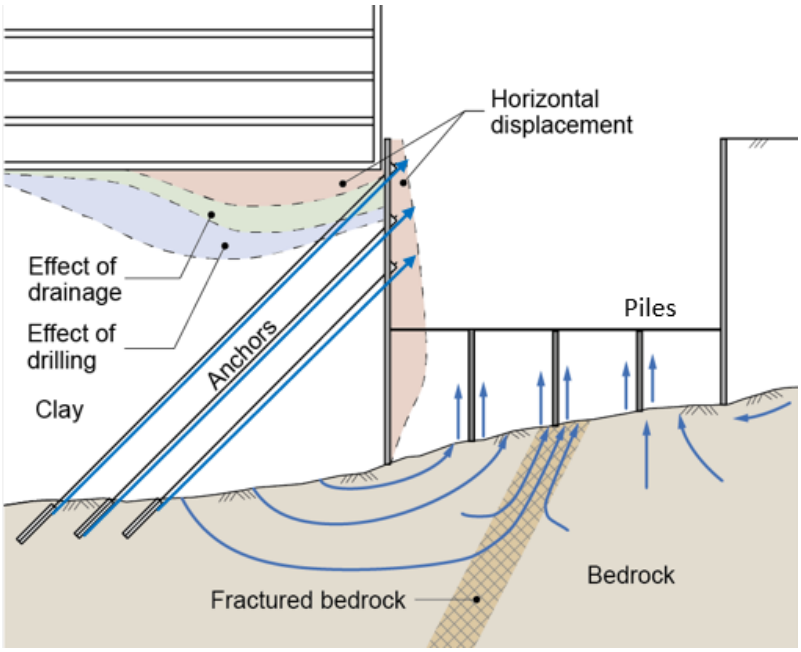


Figure 2. Illustration of contributions to deformation.

Ground deformations will occur as a result of the excavation due to the increased shear stresses in front and behind the supporting wall, resulting in wall displacements, and possibly also deep-seated displacements below the wall, due to tendencies for bottom heave. Peck (1969) suggested that for strutted excavations in soft clays, surface settlements corresponding to up to 2-3 % of the excavation depth could occur in soft clays with poor stability conditions.

Mana & Clough (1981) showed that the maximum expected lateral wall movement was closely related to the safety factor against bottom heave, but the stiffness of the support system is also a factor. The data from Peck (1969) and Mana & Clough (1981) do not take into account consolidation due to drainage and decreased pore pressure levels. A numerical parametric study by Karlsrud & Andresen (2008) generally confirmed the trend of results by Mana & Clough (1981).

Karlsrud (1997) suggested a relationship between the horizontal wall movement and the vertical settlement behind the wall. Figure 3 shows some examples of expected settlement distributions. The grey curves show settlements for walls installed to bedrock with small depths to bedrock below the bottom of the excavation. The black curves show settlements for walls not installed to bedrock or depth to bedrock greater than two times the depth of the excavation. The full lines are settlements for cases where the factor of safety against bottom heave is large, or the wall is very stiff. The dashed lines are settlements for cases with a smaller factor of safety, but still fulfilling requirements of γ_m=1.4.

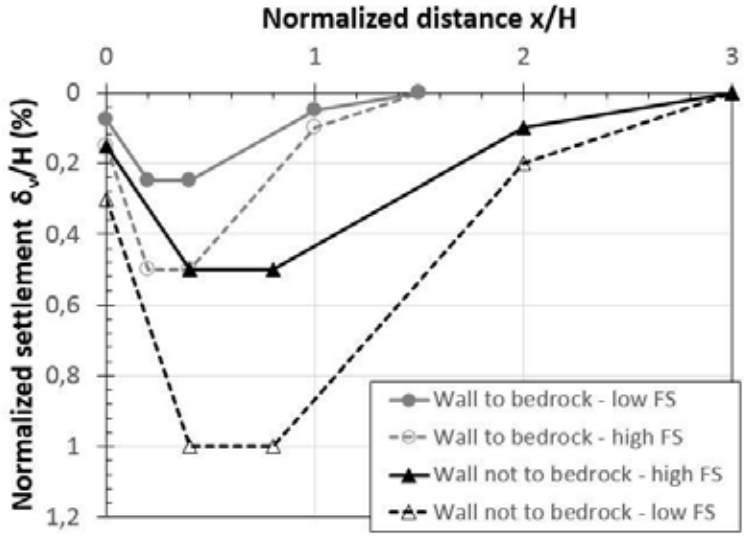


Figure 3. Expected normalized settlement, δ_v/H for internally strutted excavation, versus normalized distance from wall, x/H.

Methods to limit the shear-induced ground movements and horizontal deformation of the wall are summarized in Karlsrud & Andresen (2008).

In addition to shear-induced ground movements, pore pressure reduction can also cause settlements. The most common causes for pore pressure reduction are, illustrated in Figure 2:

- Leakage during drilling for tie-back anchors and/or piles, through the casing or along the drill string
- Leakage through gaps between bedrock and the toe of the wall
- Leakage through joints or fissures in the rock
- Leakage through holes taken in the sheet pile wall or the interlocks in the wall

For excavations in clay, the leakage through the sheet pile wall mainly occurs through holes cut for drilling of tieback anchors. The main leakage is however water coming up from deeper permeable layers or bedrock along gaps between casing and soil that are formed (unintentionally) by the drilling operation. For large projects, each tieback anchor and drilled pile will have a potential for lowering the pore pressures. The sum of many leakage points can therefore cause a substantial pore pressure reduction.

If the bedrock surface is uncovered, leakage may occur through fractures or through permeable soil layers at the toe of the wall where there may be gaps between the wall and the bedrock.

Settlements caused by drilling for tieback anchors and piles can be related to the following factors:

- Change of pore pressures during drilling causing reconsolidation:
  - Pore pressure increase due to volumetric displacement or due to uncontrolled outbursts from flushing medium.
  - Pore pressure decrease induced by flushing with air or water during drilling (short-term), or caused by leakage up along the drill-string or through the casing (long-term effect).
- Disturbance of clay causing reconsolidation.
- Erosion of soil causing volume reduction, caused by
  - suction around the drill-bit, which can lead to removal of excessive amounts of silts and sands
  - Collapse of bore hole (local ground failure)

- Erosion of soil along the outside of the drill string due to flushing with air or water, or natural ground water flow.

Reference is made to Lande et al. (2015) for a more detailed discussion of how different drilling methods affects these aspects. Figure 4 illustrates the effects for drilling with extensive disturbance to soil profile and "ideal" drilling using water flushing and low pressures.

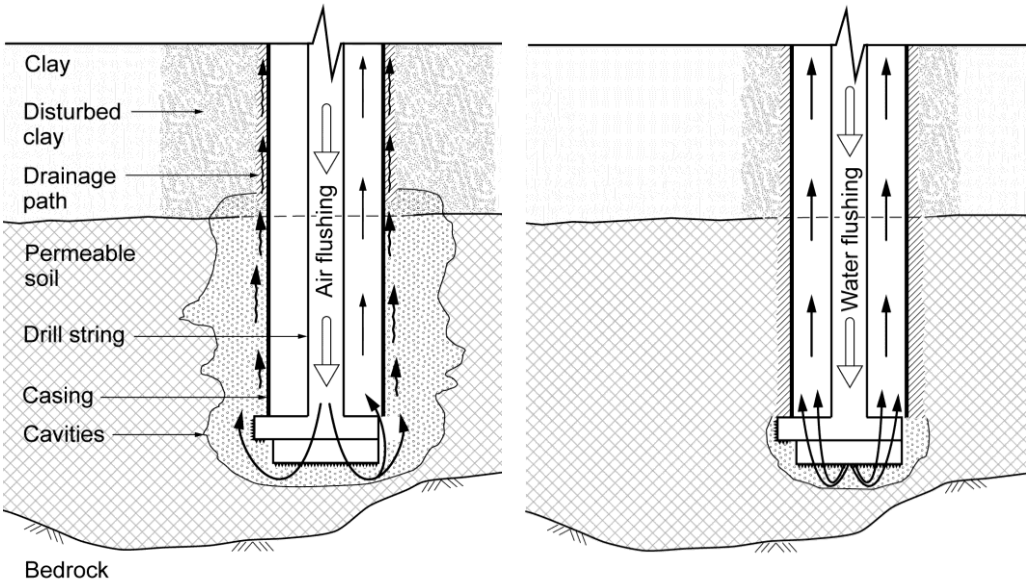


Figure 4. Left: drilling causing extensive erosion, disturbance and drainage, right: drilling with less significant effect.

3 CAUSES OF DEFORMATION - RESULTS FROM CASE STUDIES

3.1 Data from case studies

Monitored pore pressures and ground settlements from seventeen different deep excavation projects have been analyzed. The objective was to assess different causes of settlement, as discussed previously.

Pore pressure data from the case studies and data previously published (Karlsrud, 1990, Johansen 1990, Braaten et al. 2004) are presented in Figure 5. The data show large scatter, partly related to varying hydrogeological conditions, amount and duration of the leakage, different construction methods adopted and different mitigating measure adopted. However, some general conclusions can be drawn by organizing the data accoring to the mitigating measures that were undertaken. Red symbols show cases where no

grouting or infiltration wells were used, green symbols show cases where some grouting at the toe of the wall and into bedrock was used, and blue symbols represent cases where grouting was performed in combination with infiltration wells. The figure suggests that even for cases with systematic grouting and infiltration, the maximum pore pressure reduction close to the excavation may reach 20-50% of the depth of the excavation below the groundwater level. Furthermore, such a reduction can extend as far as 300-400 m laterally from the excavation.

The results imply that the different potential leakage effects are often not adequately assessed and accounted for during design and construction. Thus, there is a critical need to improve construction methods and preventive measures to limit leakage and its negative consequences.

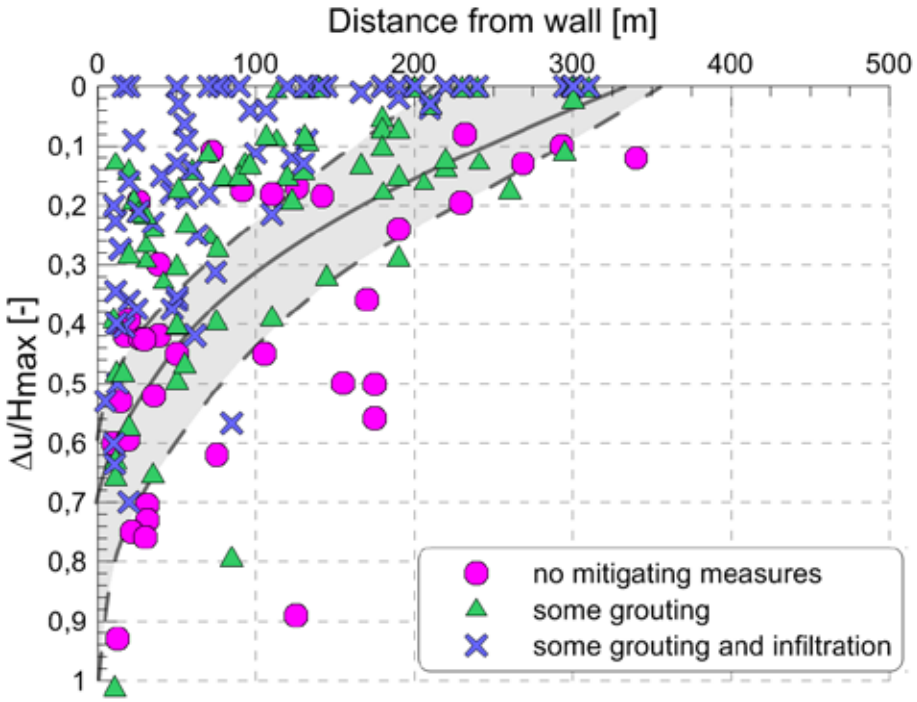


Figure 5. Observed normalized decrease in pore pressure at base of clay layer as function of distance from the excavation based on case records from Norway.

Figure 6 presents the measured "long-term" (about 1 year after completion of excavation) settlements normalized by the excavation depth versus normalized distance from the excavation, where H is the depth of the excavation.

Black symbols represent projects where drilled tieback anchors were used to support the wall. Projects where piles were installed by drilling from the

bottom of the excavation (e.g. steel core piles) are marked with black crosses. Black triangles show where no drilled piles were included. Projects involving internal strutting and drilled piles are marked with grey squares. Projects with internal strutting without drilled piles are marked with circles. The curves from Figure 4 are included in the graph for comparison. These curves can be taken as the upper bound of the "expected" settlement if there would be no impact of drilling and leakage, assuming design according to the Eurocode which requires a minimum factor of safety of at least 1.4.

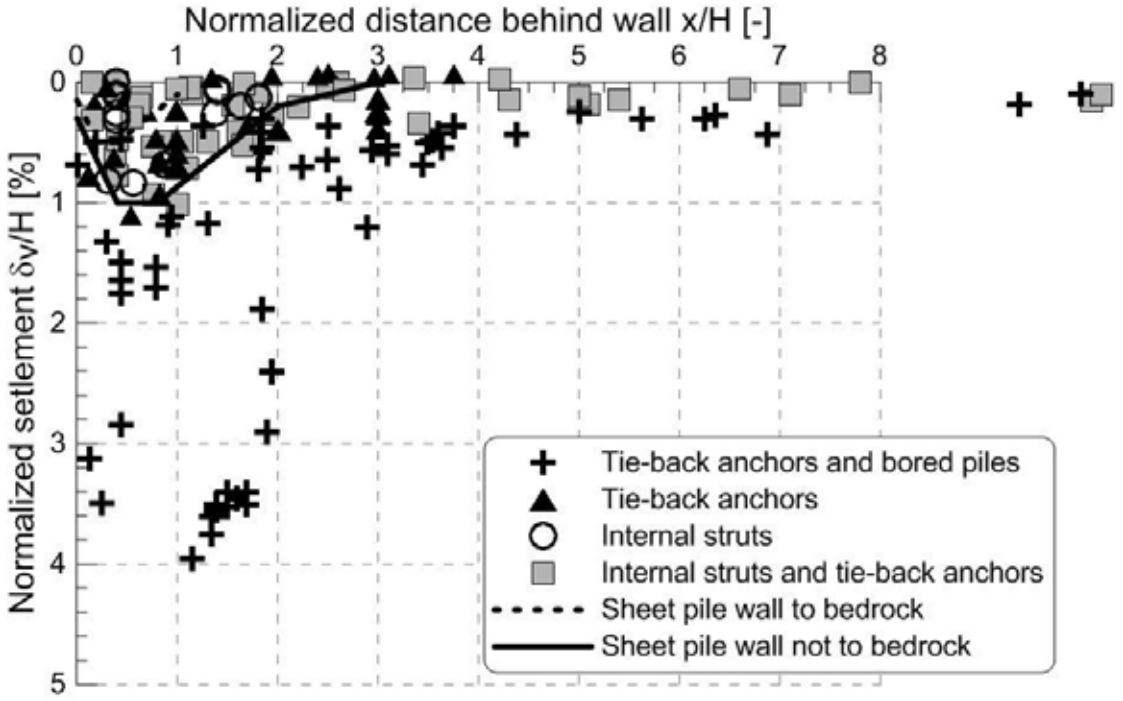


Figure 6. Observed settlement normalized with depth of excavation as a function of normalized distance from the wall.

It is apparent that the combination of installation of drilled tie-back anchors and bored piles inside an excavation (represented by black crosses), can lead to much larger ground settlements than that what can be expected from wall displacements alone, which would normally be expected at less than 1% of the excavation depth. Cases without bored piles represented by the black triangles tend to give less settlement.

The cases that so far represent the extreme worst cases exhibit maximum settlements of 3-4 % of the excavation depth. Settlements that extend to distances well beyond x/H>3 are likely primarily due to drainage effects and pore pressure reduction caused by installation of tie-back anchors and bored piles.

Karlsrud (2014) presented examples of deformations induced by drilling from several case studies. Figure 7 shows another example in which settlements were monitored at five different depths, close to a group (5-10 m distance) of ten Ø711 mm piles drilled through clay and dense moraine and into bedrock (Haugen et al., 2015). The results indicate that drilling with high pressurized air flushing through dense moraine have caused erosion and loss of soil volume along the casing. This has led to immediate settlements up to about 60 mm at 41 m depth. An additional 10-20 mm of settlement due to reconsolidation is measured during a period of 3 months after end of drilling.

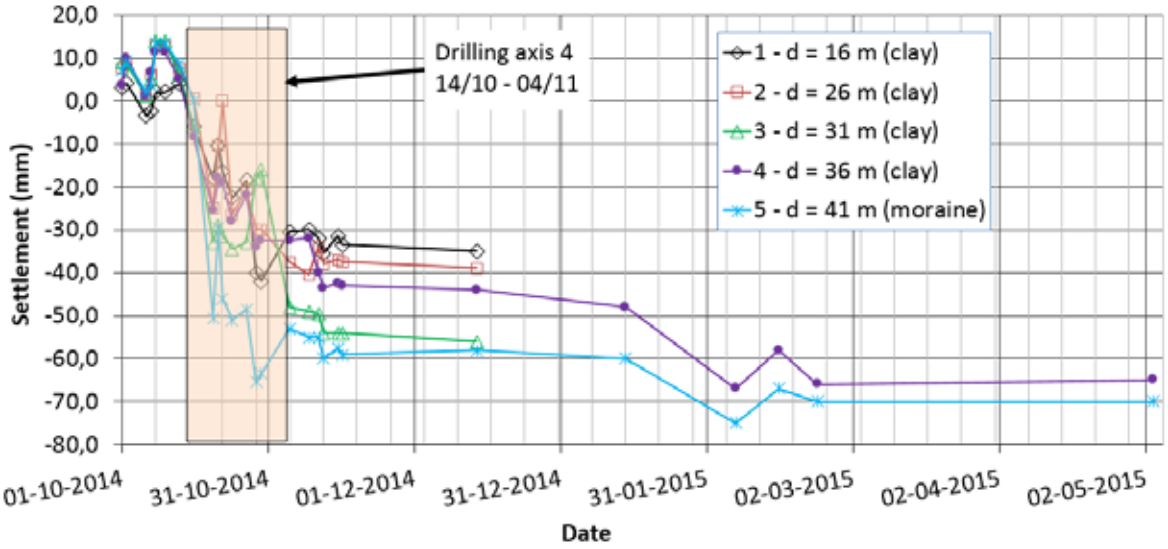


Figure 7. Measured settlements at different depths close to a group of 10 Ø711 mm piles drilled through clay, dense moraine and into bedrock.

PASS 3B-1

3.2 Main conlusions

The primary factors that have caused excessive settlements in the case histories are briefly summarized as follows:

1. The sheet pile wall is supported by drilled tieback anchors. The potential for excessive settlements is increased with the number of anchor levels and the depth from which drilling is performed, with respect to the ground surface and the ground water level.
2. Drilling for piles is executed from the bottom of the excavation. The potential for excessive settlements increases with the depth below the groundwater table, and the number of piles that are drilled. The potential for settlements also increases when piles are drilled close to a wall which is not installed to bedrock, enabling the drilling to affect the areas behind the wall.

3. In addition to leakage caused by drilling for piles and tieback anchors, all excavations extending to bedrock level have the potential for causing groundwater leakage and pore pressure reduction.

4 MITIGATING MEASURES

The project identified effective mitigating measures to reduce the risk for excessive settlements and damage to surrounding buildings and structures.

4.1 Risk assessment and risk management

The use of risk assessment methods has increased in many fields of expertise. However, in Norway the use of systematic risk analysis has not been common within the construction industry. The project demonstrated that increased use of systematic risk assessments in planning, design and construction provides a valuable tool for reducing excessive settlements and associated damage costs. BegrensSkade has developed a tool that can facilitate risk assessment and management (Vangelsten et al., 2015).

4.2 Drilling methods and procedures

The effects of drilling have been investigated in detail, based on results from a full-scale field test for drilling of anchors (Lande & Karlsrud, 2015) as well as analysis of data from construction sites (Karlsrud et al., 2015).

Recommendations regarding drilling procedures is dealt with in detail by Lande et al. (2015). The main conclusions are:

1) It is important to evaluate the effect of drilling for tieback anchors or piles. Based on the risk of excessive settlements and cost of possible damage, alternative methods such as internal struts and driven piles need to be considered.
2) The use of air flushing is the main reason for the negative effects previously discussed. If practical, drilling should therefore be carried out using drilling equipment only based on flushing with water (for example Wassara) and/or use of top-hammer.
3) When using air-flushing, drill-bits specially designed to reduce risk for over-coring and erosion should be used (for example Atlas Elemex, Robit Flow control, Mitsubishi UMB).
4) Reverse circulation drilling can be useful to control the volume of material which is extracted during drilling and avoid "over-coring". Collection of the drill cuttings is necessary to document possible "overcoring".

5) The penetration rate needs to be adjusted to the dimension of the drill-bit and ground conditions. For anchors and micro-piles, the penetration rate should not be larger than about 1 m/min when drilling in clay. For larger dimensions, the penetration rate should be smaller. However, insufficient rate of penetration can cause "over-coring", especially in soft or quick clays.
6) Drilling through clay, silts and sands should be performed with water flushing, to reduce the negative effects of drilling (disturbance and erosion). The pressure and volume during flushing must be selected to fit the dimension of the drill-bit, and the local ground conditions. The water pressure should in general be limited to 3-15 bar with corresponding water flow-rates of 60-350 l/min depending on dimensions and depths.
7) When using air flushing through denser layers, the air pressures should be reduced to a minimum value which still permits transport of cuttings up through the casing. Pressures exceeding 8-10 bar should be avoided.
8) During drilling, constant transport of material needs to be ensured through the casing. If the drill bit gets clogged the drilling should be terminated, to avoid uncontrolled outbursts of air under high pressures into the soil mass.
9) To reduce the risk of inflow of small particles into the drill-bit, drill casings should always be water filled before the drilling is terminated and the drill string extracted.

In addition, it is important to control that the contractor follows the specified procedures, and properly documents that such is the case for each anchor or pile that is installed.

4.3 Drainage and pore pressure reduction

Uncontrolled leakage, and the associated reduction in pore pressures, is one of the key factors for excessive settlement linked to excavations. For tunnels, which are permanent structures, there are normally specific requirements set to document expected impact on leakage and pore pressures in the surroundings. In Norway, it has not been common practice to set such specific requirements in relation to temporary excavation works.

In the future, it is recommended to require a proper engineering assessment of possible leakage effects due to excavation works. Factors to be addressed should include extent of permeable layers and fractured bedrock, depth of excavation, exposure of bedrock surface, and how long time the excavation can cause leakage. This shall then be used as input for proper hydrogeological assessments of expected impact on pore pressures in the surrounding areas.

All individual sources of leakage, and their possible negative impact should be identified during the design phase. New excavation projects should consider to adopt solutions that minimize risk of pore pressure reduction, such use of internal strutting and driven piles instead of drilled anchors and piles. If drilled solutions still are chosen, it is recommended to apply drilling techniques that limit negative impact of leakage and disturbance of the ground as described above.

Error! Reference source not found. shows that it is necessary to use both curtain grouting and infiltration wells to limit the pore pressure reduction around excavations in soft clays. Casting of a concrete beam at the toe of the sheet pile wall, and jet grouting at the toe, may in addition be needed to prevent local leakage around the interface between the toe of a sheet pile wall and bedrock.

To limit or prevent leakage up along casings for drilled anchors or piles, grouting through a packer set near the bottom of the casing should be considered before an anchor or pile is installed, as suggested in Figure 8.

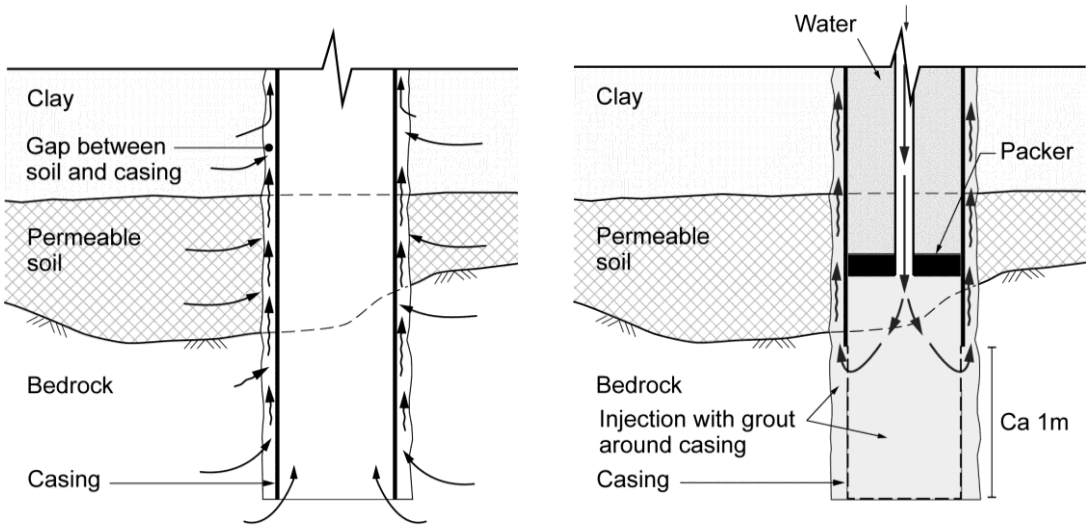


Figure 8. Left: leakage of water through gap between casing and soil, and right: suggested method of grouting to seal the gap.

Water infiltration wells need to be installed and tested before excavation starts to ensure correct functionality and a positive response in terms of pore pressure levels.

4.4 Monitoring

Monitoring should start before the start of construction and continue throughout the excavation works. Data from the case studies show that

monitoring is often not extended far enough from the excavation to properly capture the extent of pore pressure reductions due to drainage. In addition, it is necessary to measure pore pressures at bedrock level and permeable layers to capture instantaneous effects on the pressure levels.

4.5 Other factors affecting risk for settlements

BegrensSkade has analyzed the cooperation and interaction in three projects by interviewing all the stakeholders, in order to evaluate what factors can influence the success rate of a project (Helgason, et al. 2015).

The main conclusion of this work is that the greatest success is obtained where all stakeholders have a reasonable contract for the work, which builds trust. The qualifications and experience of all stakeholders also plays a dominant role.

Since drilling operations are often found to have significant influence on ground movements and leakage, it is strongly recommended to require certification for drill operators.

5 OVERALL CONCLUSIONS FROM BEGRENSSKADE

The main conclusions of the BegrensSkade project are:

- Conflicts between stakeholders are common in construction projects. These conflicts are often related to contracts for ground and foundation works.
- Thorough planning and the use of risk assessment tools has been demonstrated to minimize issues during construction. However, many projects still lack risk assessments.
- Drilling for piles and/or tie-back anchors into bedrock were undertaken in most of the projects where excessive deformations were observed.
- The type of drilling methods and related detailed procedures applied, have a large impact on the extent of deformations caused by such works.
- The extent of negative impact of drilling procedures adopted seems to depend strongly on the detailed operation of the drilling staff. It is therefore, recommended to establish requirements to training and certification of drilling staff, which is presently not the case in Norway
- Standard contract documents require logging of data during drilling, but this requirement is seldom fulfilled in projects. In the future it is

recommended that all drilling rigs are equipped with automated logging equipment.
- Many projects have not established sufficiently extensive instrumentation for monitoring deformations and pore pressures around excavations. Data show that monitoring can be necessary as far out as 300-400 m from the excavation pit.
- Technical qualification of the contractor is crucial for avoiding excessive deformations. This is not emphasized enough in the evaluation of tenders.

All reports are published on line:
http://www.ngi.no/no/Prosjektnett/BegrensSkade/Prosjektrapporter/

All partners involved have seen significant benefit from participating in the BegrensSkade project. It has therefore, been decided to seek funding for an extension of the project. One focus for that will be to collect and assess new data from projects where new procedures and recommendations established so far are applied.

6 ACKNOWLEDGEMENTS

The Norwegian research council and all partnering firms are greatly acknowledged for their valuable contribution to the project.

7 REFERENCES

Braaten, A., Baardvik, G., Vik, A. & Brendbekken, G., 2004. Observed effects on the pore pressure caused by extensive foundation work and deep excavations in clay. *Proceedings of the Nordic Geotechnical Conference*, H119-H132, Ystad, Sweden.

Eggen, A., & Baardvik, G., 2014. *Lovverk og kontrakters betydning for samspill og produkt.* BegrensSkade report 6.3.

Haugen, T., Ahmed, T., Olsson, A. & Lande, E.J., 2015. *DP 4 Dokumentasjon av metoder og tiltak. E18 Knapstad – Retvet. Erfaringer fra boring av stålrørspeler*. BegrensSkade report.

Helgason, E., Nordbø, H. & Kleven D.E., 2015. *Kommunikasjons- og formidlingsmåter, overgang fra prosjektering til bygging.* BegrensSkade report 6.2.

Johansen, T., 1990. *Eksempler fra nyere byggegroper i Oslo*. NIF kurs: Tetting av tunneler, bergrom og byggegroper.

Kalsnes, B. & Vangelsten, B.V., 2016. Risk analyses in excavation and foundation work. *Nordic Geotechnical Meeting 2016, Reykjavik*. To be published.

Karlsrud, K., 1990. *Forundersøkelser, funksjonskrav og valg av tettestrategi.* NIF kurs: Tetting av tunneler, bergrom og byggegroper.

Karlsrud, K. & Andresen, L., 2008. Design and performance of deep excavations in soft clays. SOA 12. *Proceedings 6th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering.* Missouri University of Science and Technology, Arlington, Virginia.

Karlsrud, K., 2014. Deformations in connection with deep excavations in soft clays – causes and remedial measures. *Grundläggningsdagen 2014*, Stockholm.

Karlsrud, K., Langford, J., Lande E.-J. & Baardvik, G., 2015. *Vurdering av skader og deformasjoner knytte til utførelse av stagforankring og borede peler i byggegroper*. BegrensSkade report 1+2.4.

Lande E.-J., Veslegard, G. & Simonsen A., 2015. *Forbedring og videreutvikling borede stag og peler. Metoder, utførelse og dokumentasjon*. BegrensSkade report 3.4.

Lande, E.-J. & Karlsrud, K., 2015. *Feltforsøk stagboring. Dokumentasjon av effekter ved boring i leire*. BegrensSkade report 4.1.

Mana, A.I. & Clough, G.W., 1981. Prediction of movements for braced cuts in clays, *American Society of Civil Engineers* **107,** 759-777.

Peck, R.B., 1969. Deep excavations and tunneling in soft ground, *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 225-290. Mexico City.

SGI, 2012. *Effektivare markbyggande*. Förslag til handlingsplan 2013-2016. Statens geotekniska institut. Linköping.

Vangelsten B.V., Haugen T. & Kalsnes B., 2015. *Risikoveiledning.* BegrensSkade report 5.2.

Veimo, I., Persson J., Johansen G.M. & Lohmann, J., 2015. *Kartlegging av maskinoperatørers opplæring innen grunnarbeid.* BegrensSkade report 6.4.

GRUNDVATTENAVSÄNKNING I MORÄN

Tommy Edeskär, LTU

Sammanfattning

Det är vanligt att utförandet av grundvattenavsänkningar i moräner vid grundläggning av bro under torra förhållanden skiljer sig från beskrivningen i bygghandlingen. Det beror på att angivna metoder ofta inte är genomförbara i praktiken. Det innebär att utfallet från projekteringen inte är det önskade. Det finns andra metoder som används idag i stor utsträckning som inte är beskrivna som visat sig fungera relativt väl i praktiken, till exempel etappvis zonschakt med återfyll. Det bör i projekteringen övervägas att formulera funktionskrav till grundvattenavsänkning istället för strikta krav på grundvattennivåer i relation till schaktbotten eftersom det skulle rikta fokus mot syftet med kraven.

1 INLEDNING

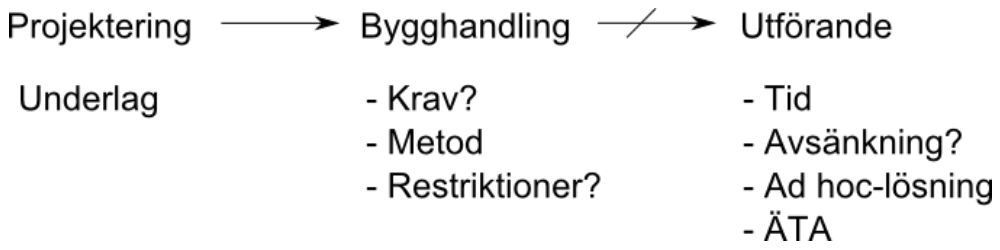
Vid utförande av brogrundläggningen kommer schaktarbetet ofta i kontakt med grundvatten. När schaktning för brostöden utförs ska grundvattnet hanteras så att arbetet kan ske säkert och att bärigheten i jorden bibehålls. Hur detta ska hanteras beror på platsens förhållanden samt jordens och grundvattnets egenskaper. Trafikverket upplever att kraven som finns för grundvattensänkning/-hantering i bygghandlingen många gånger frångås vid utförandet.

I Strand (2013) framkom att detta är ett problem som ofta uppkommer när arbetet sker i moränjordar där det nästan uteslutande anges att grundvattnet ska hanteras enligt CBB.51 i AMA (Svensk byggtjänst, 2010), som har ett krav att schakten antingen ska ske i torrhet och att grundvattnet då ska sänkas 0,5 m under schaktbotten eller under grundvattenytan. I vissa fall kan det vara angivet att exempelvis pumpbrunnar ska användas men även fall där försök till dimensionering av grundvattensänkning skett upplevs att det inte uppfyller verkligheten. Det framkom också att inte bara Trafikverket upplevt detta problem utan uppfattningen delas av intervjuade konsulter och entreprenörer. Avstegen från bygghandlingen skapar ofta onödiga diskussioner, tidsförskjutningar och ibland kan de ge betydande ekonomisk effekter. En frångång från bygghandlingen orsakar också att någon måste ta på sig en risk och diskussioner om vem som ska ta på sig den.

Anledningarna till avstegen från bygghandlingen varierar enligt det som framkom i Strand (2013). Det kan vara fall där den angivna metoden inte är rimlig, där det är för lite tid för att metoden ska gå att använda, att jorden varit för tät, att metoden inte blivit rätt utförd, att en tät moräns egenskaper gör att kraven inte är rimliga eller att entreprenörerna använt andra lösningar som av tidigare erfarenhet möjliggör grundläggningen.

Ytterligare anledningar till frångångarna från bygghandlingen kan vara att det finns en omedvetenhet/okunskap om att problemet ofta uppkommer för grundvattensänkning/-hanteringen. De som tar fram bygghandlingen och anger kravet på sänkning 0,5 m är kanske inte lika medvetna om problemet, exempelvis för att de inte får den erfarenhetsåterföringen. Ytterligare problem är att det finns de som inte är medveten om risker eller metoder som finns i området kring grundvattnet och dess hantering, de hamnar i att de gör som de alltid har gjort.

Problemet med att handlingarna inte följs behöver nödvändigtvis inte bero enbart på utförandeskedet. Det kan även härröras till projekteringsskedet, se figur 1. Frågan är om rätt undersökningar och rätt omfattning av dessa görs under projekteringsskedet för att kunna beskriva krav, metod och restriktion på ett sådant sätt att åtgärden kan bli kalkylerbar.

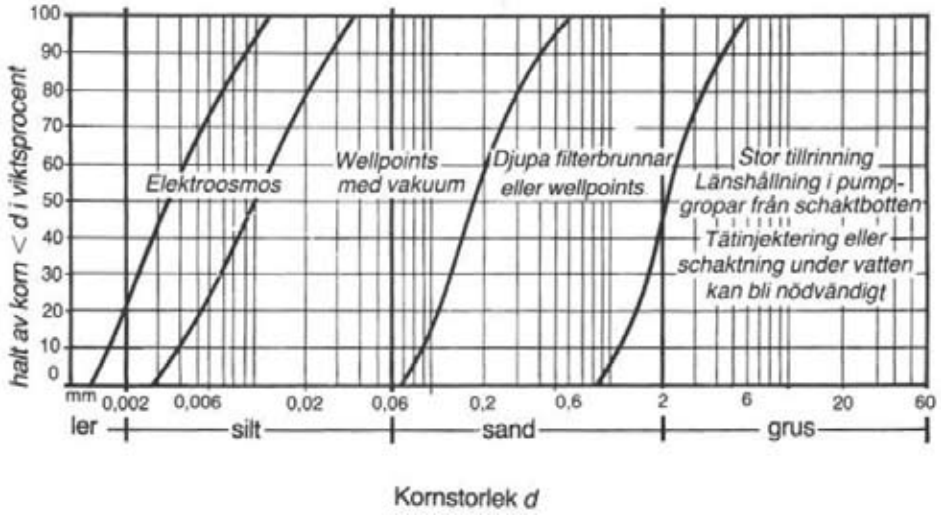


Figur 1 Sammanfattning av problembeskrivning. Kedjan projektering – bygghandling – utförande fungerar dåligt i praktiken.

2 METODER FÖR GRUNDVATTENAVSÄNKNING

Då schaktarbeten ska utföras under grundvattennivån finns olika metoder och tillvägagångssätt att ta till. Det kan sänkas innan arbetet påbörjas, länshållas från schaktgropen under arbetets gång, skärmas av, eller att schaktning sker under vatten. Sänkning av nivån innan man schaktar kan utföras med exempelvis pumpbrunnar, Wellpoints och elektroosmos, att hantera grundvattnet under schaktarbetet gång kan utföras med exempelvis diken och pumpgropar ibland som zonschakt med direkt återfyllning, avskärmning kan utföras med exempelvis en tät spont.

Vilket tillvägagångssätt som ska användas styrs av områdets och projektets förhållanden och förutsättningar. I figur 2 ses ett exempel på vilken grundvattenhanteringsmetod som kan vara lämplig att använda sett till kornfördelning enligt SBEF (Vägforskningsgruppen, 2009). I Preene (2012) beskrivs ejektorsystem som ytterligare en metod för att hantera grundvatten, främst för sänkning av portryck i lågpermeabla jordar.



Figur 2. Användningsområde för grundvattenhanteringsmetoder (Svenska byggnadsentreprenörsföreningen , 2009)

2.1 Länshållning från schaktbotten

Ett sätt att hantera tillrinnande vatten och grundvattnet vid schaktning är att pumpa det direkt från schaktbotten eller från grunda pumpgropar/grunda pumpbrunnar. Diken eller dräneringsrör går att använda för att leda vattnet till pumparna eller varianter där man gör en lutande schaktbotten så att vattnet rinner mot pumpgropen. Vid fall där det finns risk för uppluckring/hydrauliska grundbrott kan metoden utföras så att mindre ytor schaktas åt gången och att man fyller på med mothållande material, se figur 3. Det ska utföras så att det mothållande materialet även fungerar som ett skyddsfilter för att förhindra att grundbrottet sprids djupare. Ett sådant filter kan exempelvis bestå av en geotextil som materialskiljande lager med grus- eller makadamfyllning ovanpå. (Hansbo & Möller, 1975) (von Brömsen, et al., 1984) (Powers, et al., 2007)



Figur 3 Etappvis schakt med återfyllning. Geotextil används som materialavskiljande lager. Bild från Gunnar Zweifel, Trafikverket.

2.2 Länshållning från schaktbotten

Genom att skapa tätskärmar runt och nedanför schakten förlänger man strömningsvägarna och därigenom sänks vattentrycket/portrycket mot schaktbotten. Dessa tätskärmar kan utgöras av exempelvis tät spont, injektering eller frysning. Syftet är att skapa en tät ”vägg” som vattnet ej tar sig genom. Dessa tätskärmar fungerar även som jordstabilisering för schaktväggarna. Denna metod kan exempelvis användas då vatteninströmningen är så stor att pumpar ej hinner hålla läns eller då man vill undvika att vattenytan utanför schakten påverkas för mycket. (Svenska byggnadsentreprenörsföreningen , 2009)

2.3 Pumpning med djupa filterbrunnar

En metod som kan användas för att sänka vattnet innan man schaktar är djupa filterbrunnar, även kallat rörbrunnar. För denna metod finns i huvudsak två principer på funktionen; gravitationsmetoden och vakuummetoden. Med gravitationsmetoden låter man vattnet rinna till brunnarna av egen kraft och med vakuummetoden skapas ett sug för att dra vattnet till brunnen. Dessa brunnar installeras i rader längs schaktslänten där avståndet mellan brunnarna bland annat styrs av schaktens storlek, brunnarnas djup, jordens hydrauliska egenskaper och nödvändig avsänkning. Installationen kan utföras genom att de grävs ner, borras ner eller spolas ner likt den metod som kan används för

Wellpoints. För dessa filterbrunnar finns det rör med färdiga filter att använda eller så kan enklare lösningar där filter utförs genom att rören blir perforerade eller slitsförsedda. Filtervalet styrs av omkringliggande jord, den ska filterar så att material inte transporteras ur marken eller så att filteret sätts igen. (Hansbo & Möller, 1975) (Svenska byggnadsentreprenörsföreningen, 2009) (Powers, et al., 2007)

2.4 Wellpoints

Likt filterbrunnar används även Wellpoints för att sänka vattnet i förväg. Den utförs genom att flera Wellpoints (sugbrunnar/sugfilter) installeras och sammankopplas till en sugpump. De utgörs av relativt klena rör (omkring 50-75 mm) försedda med sugfilter längst ner, vanligen filter med en längd 0,3-1,0m, som installerar längs kanten för schakten. De placeras på grundare djup och tätare jämfört med djupa filterbrunnar. I likhet med djupa filterbrunnar finns det för Wellpoints i huvudsak av två principer för funktionen; tyngdkraftsmetoden eller vakuummetoden. Vakuummetoden är den som används i tätare jordar där större kraft behövs för att flytta vattnet till brunnen. Wellpoints kan installeras genom att spola ner rören eller genom att förborra hål som de installeras i. Om det behövs sand eller grus runt Wellpoint filtret eller markförhållandet på annat sätt kräver det kan de installeras med foderrör som antingen spolats eller borrats ner. (Bell, 1987) (Svenska byggnadsentreprenörsföreningen , 2009) (von Brömsen, et al., 1984)

2.5 Ejektorsystem

Ejektorsystem är en metod som är till för att reducera portrycket i lågpermeabla jordar med stort innehåll av silt eller lera. Systemet består av rader av brunnar/rör där varje brunn pumpas med en jetpump. Ejektorsystemen installeras normalt i brunnar som normalt installerats på samma sätt som djupa filterbrunnar. Ejektorsystemet fungerar på så sätt att ett undertryck skapas i botten genom att vatten spolas genom ett munstycke i hög hastighet nere i ejektorbrunnen och sen tillbaka upp till ytan och därigenom skapar ett vakuum i brunnen. För att utföra detta kan man använda sig av antingen enkel eller dubbelrör. Detta är ett energikrävande system som normalt används då andra metoder inte är möjliga på grund av låg permeabilitet eller i fall där det är stora djup.

2.6 Elektroosmos

Detta är en metod som kan användas i täta lerjordar. Den går ut på att man med hjälp av elektriska potentialskillnader skapar en jonvandring mellan en anod och en katod vilket gör att man får en vattenströmning. Anoderna utgörs av nedstuckna järnstänger och katoden av ett perforerat järnrör eller annat

filterrör där tillströmmande vatten kan pumpas upp. (Hansbo & Möller, 1975) (Smoltczyk, 2003)

2.7 Schaktning under vatten

Om det är fall där det inte är ekonomiskt eller praktiskt genomförbart att sänka grundvattnet kan schaktningen utföras under vatten. Det är även en metod som kan användas där bottenupptryckning är en risk. Denna metod kan utföras i kombination med spont som förhindrar att gropen rasar igen. När schaktning utförts till önskat djup gjuts en bottenplatta som plugg på botten, tyngden av denna ska motsvara den lyftkraft grundvattnet har på grundläggningsnivån. Efter att bottenplattan är gjuten kan vattnet pumpas bort. (Svenska byggnadsentreprenörsföreningen, 2009)

3 GRUNDVATTENHANTERING I BYGGHANDLINGEN

Bygghandlingar för broar som grundläggs i morän förefaller i övervägande delar av de studerade fallen innehålla samma information och anvisningar kring grundvattenhantering och ges i de flesta fall i den geotekniska beskrivningen. I den ingår vanligen information kring grundvattennivåer, geotekniska förhållanden och jordlagerföljder. Som angivna riktlinjer för utförandet är det normalt kravet enligt CBB.51 i AMA som ges och i många fall står att pumpbrunnar ska användas, väldigt sällan med utförlig beskrivning om placering eller djup. I Strand (2013) framkom det att lämpliga metoder i många fall väljs rutinmässigt och att ingen extra översyn av grundvattenhanteringen görs vid grundläggning i morän. Fokus i bygghandlingen är främst på grundläggningen i de fallen. Till detta kan tilläggas att målgruppen i Strand (2013) utgjordes av personer som är verksamma i norra delarna i Sverige och där övervägande del av brogrundläggningar med grundvattenhantering hade skett i någon typ av morän.

4 PROJEKTERINGSUNDERLAG

Den hydrologiska undersökningen ingår normalt som en del av den geotekniska undersökningen, både när det gäller fältarbeten och tolkning. Mycket underlag är gemensamt. För att ta fram ett tillräckligt underlag för en teknisk beskrivning av en grundvattenavsänkning krävs enligt Powers et al. (2007) m.fl:

- Lagerföljd i hela den jordprofil som påverkas av grundvattensänkningen

- Hydraulisk konduktivitet för alla de jordlager som påverkas av grundvattensänkningen – även de som kan tillföra vatten.
- Omgivande hydrologiska förutsättningar
- En tillförlitlig beskrivning av akvifären (öppen, sluten mm)
- Variation över året i grundvattennivåer och portryck
- Magasinkoefficient eller transmissivitet för akvifären
- Influensområde (tillåtet och från åtgärden)
- I vissa speciella fall grundvattnets kemiska sammansättning.

I praktiken genomförs enbart ett fåtal av dessa. En delförklaring till det är att många av dessa punkter fastställs i ett sent skede av projekteringsskedet eller lämnas till entreprenören att lösa. Det innebär en stor osäkerhet vid anbudsskedet för entreprenören, speciellt om krav eller utförandebeskrivningar finns som det inte finns tillräckligt underlag till att fastställa. Konsekvensen blir att de inlämnade anbuden skiljer sig åt i omfattning och pris beroende på om entreprenören inkluderar det förfarande som denne tror är lämpligt eller om entreprenören förutsätter att de kan lösas genom tillägg (Strand, 2013).

Det är viktigt att man utnyttjar möjligheterna till analys i projekteringsunderlaget. Mer analyser kan göras med den information som normalt samlas in. Utvecklingen av enkla kvantitativa metoder för att uppskatta inflöde av vatten i schakter är eftersatt i jämförelse med andra områden inom geohydrologi (Freeze & Cherry, 1979).

5 DISKUSSION OCH SLUTSATSER

5.1 Problembeskrivning

För att hantera den problematik som i dagsläget finns kring grundvattensänkningarna har detta arbete inte ett direkt svar. Det är fortfarande flera möjliga angreppsätt på grund av den breda problembilden. Det kan konstateras är att bygghandlingen och utförandet inte alltid stämmer överens. Detta kanske man inte kan kräva för alla fall, exempelvis menar Powers et al. (2007) att problemet med grundvatten är för komplext för att hitta hela lösningen i teorin. Med det i åtanken kan det vara ett alternativ att ändra kraven och bygghandlingen så att lösningen för grundvattenhanteringen tas fram i utförandeskedet. Ändrar man kravet och beskrivningarna i bygghandlingen krävs fortfarande att arbetet ska utföras säkert, att lämna det

mer öppet leder även till att det troligen blir större spridning på entreprenörernas anbud. Ser man till alternativet att metoder ska vara mer utförligt beskriva i bygghandlingen måste det först och främst ses över så att föreslagna metoder är fördelaktiga, rimliga och användbara och att även entreprenörerna får den uppfattningen och erfarenheten, annars kvarstår troligen problemen. Exempelvis tyder både teorier och erfarenheter på att pumpbrunnar ej är någon bra metod i tätare moräner samtidigt som detta är den metod som många gånger anges i bygghandlingen. Även koden CBB.51 i AMA är inte andvändbar för alla moränjordar, i en del täta moräner är det orimligt att sänka grundvattnet. Därför bör beskrivningstexten anpassas innan den används i bygghandlingen. Ytterligare en faktor att beakta är att förundersökningarna blir dyrare och att de bör generera förslag som ungefär stämmer överens med verklig utförd metod för att vara motiverad i längden.

5.2 Grundvattensänkning i morän

För att ange bra metoder för grundvattenhantering behövs information och fakta om området, upplevelsen är dock att det saknas teori och beskrivning för metoder som vänder sig till moränjordar och vilka metoder som är lämpliga beroende på typen av morän. De flesta metoder som idag finns beskrivna och som rekommenderas syftar till relativt jämt fördelade jordar och inte till en blandjord som morän, och där det nämns metoder som kan användas i morän varierar det i beroende vilken litteratur man läser i. Moräners sammansättning och egenskaper varierar mycket och det kan därför inte generaliseras så att en metod sägas vara lämplig för morän i allmänhet. Rekommendationer för metodval måste anpassas till typen av morän och övriga platsspecifika förhållanden. Många av de grövre mer genomsläppliga moränerna har de egenskaper att man kan använda sig av grundvattenhanteringsmetoder som används i sand och de grövre jordarna. För de tätare moränerna med större finjordsinnehåll där permeabiliteten ofta är väldigt liten skulle det mer kunna liknas vid silt och finare jordar. För dessa finare moräner kan metoder som exempelvis vakuummetoder vara möjliga i vissa fall för att sänka grundvattnet eller portrycket. Men det har också visat sig fungera väldigt bra med att inte sänka vattnet i andra fall utan endast hantera grundvattnet med hjälp av länshållning från schaktbotten. Det är främst för dessa finare moräner som upplevelsen är att det inte finns några direkta riktlinjer och förslag. För att bättre redogöra och undersöka lämpliga metoder kan det vara lämpligt att förbättra kunskaper kring grundvattnets beteende och lämpliga hanteringsmetoder i olika moräner.

5.3 Avsteg från bygghandling

För att minska problemet med diskussionerna kring förändringarna i utförandet jämfört med bygghandlingen måste en förändring ske. Projektering och utförda lösningar bör rimligen överensstämma i de flesta fall. En del i att nå dit är att revidera kunskapsläget om grundvattensänkningsmetoder och deras användbarhet kopplat till krav och rådstexter som används i praxis.

För att andra beskrivningar och metoder ska anges i bygghandlingarna än de som normal görs idag bör dessa alternativa formuleringar och metoder finnas dokumenterade och beskrivna. Detta så att man för det första kan se över möjliga lösningar samt att det under projekteringen går att hänvisa till och motivera sitt val av kravformulering, metod och tillvägagångsätt. Troligen är det få som skulle ta risken att friskriva sig från AMAs krav utan att det finns andra råd och beskrivningar som man kan grunda sina val på. Ser man på Trafikverkets dokument skulle det exempelvis vara bra att införa rådtext i exempelvis TK Geo eller som tillägg till AMA för att kunna använda det som stöd för moränschakter. Förslagsvis bör även litteratur som beskriver metoder och metodval i moräner framarbetas så att det är enkla att tillgå.

5.4 Projekteringsaspekter

Det är svårt att avgöra vilken nivå ett projekteringsunderlag för en grundvattenavsänkning bör hålla. Om den ska omfatta en utförandebeskrivning, influensområde mm krävs ett mycket omfattande underlag och kostsamma undersökningar. Om det inte kan uppnås bör funktionskrav istället formuleras som är realistiskt ställda. Det ställer höga krav på projektörens kunskap och erfarenhet.

Undersökningar för att bestämma influensområde, magasinskoefficient mm är kostsamma och tidsödande. En stegvis projekteringsmodell där frågan beaktas i ett tidigt skede, så att det finns möjlighet till kompletterande undersökningar är rimliga. Ett exempel på enkla initiala undersökningar är tex piezometertester som ger in-situinformation om hydraulisk konduktivitet och grundvattenyta på ett snabbt indikativt test. En låg hydraulisk konduktivitet i ett slugtest är en god indikator på att grundvattenavsänkning med wellpoints, pop-brunnar eller etappvis zonschakt är aktuella. Fortsatt projektering kan då inriktas på att antingen beskriva förutsättningarna för detta. En hög utvärderad hydraulisk konduktivitet indikerar istället att vanliga pumpbrunnar troligen är lämpliga och att influensradien av dessa troligen kan bli stor. En tidig indikation på influensradien är också viktig eftersom allt större fokus läggs på omgivningspåverkan. En lite influensradie innebära att påverkansområdet blir

litet och undersökningarna på omgivningen kan begränsas i jämförelse med en stor influensradie som kan motivera utförligare pumptester.

5.5 Funktionskrav

Då entreprenörerna ofta använder sig av länshållning från schaktbotten oavsett vad som framgår i bygghandlingen kan det vara svårt att motivera en annan metod eller förändringar som inte möjliggör den lösningen. Eftersom erfarenheter visar att det många gånger fungerar kan det vara en bra metod att använda och kanske föreskriva den redan i bygghandlingen. För att beakta om länshållning från schaktbotten ska bli en allmänt accepterad metod att använda i moräner, och en metod som kan anges redan i bygghandlingen, återstår arbete med att undersöka vilka avgränsningar metoden kan ha, vilka grundvattennivåer som kan tillåtas och i vilka moräner kan den användas.

I och med att en moränjord kan variera mycket i dess uppbyggnad så kan även lämpligheten med länshållning från schaktbotten variera, i vissa moräner visar det sig att metoden fungerar väldigt bra. Det är dock viktigt att veta vid vilka omständigheter metoden inte är lämplig, för att då kunna utesluta den och ha en motivering till varför den inte ska användas. Man måste även vara medveten om vilka nivåer ovan schaktbotten man kan tillåta att grundvattnet ligger på för olika moräner, hur höga vattentryck som kan tillåtas. Det är svårt att med säkerhet simulera hur höga tryck som kan tillåtas. Klart är att effektivspänningen reduceras mycket snabbt. Om man håller sig inom ramarna för att undvika hydrauliskt grundbrott, återfyller snabbt och tillåter schaktbotten att tidsmässigt konsolidera så bör etappvis zonschaktning fungera. Var gränserna går, både för tillåtet tryck och nödvändig tid för konsolidering behöver utredas närmare.

Det bör även sättas större krav på övervakning och medvetenhet om jordens beteende under schaktarbetet, det behöver finnas en bra kunskap om detta hos entreprenörerna som i slutändan utför arbetet. Det gäller att vara observant på hur jorden och grundvattnet uppträder under schaktarbetet. Man måste observera att inte större uppluckring eller andra problem uppkommer, om problem uppstår ska man vara beredd med åtgärder för att hantera det snabbt. Det krävs därför bra medvetenhet om vad som ska bevakas samt om vad man ska göra om olika problem uppkommer. Ett alternativ för att underlätta och informera entreprenörerna är att det i bygghandlingen anges vad man ska se efter för fenomen i jorden samt vad som kan utföras om problem uppstår. Det kan tex vara bra att utföra en risk och åtgärdsplan inriktad på grundvatten i schaktarbetet.

När det gäller framtagandet av bygghandlingen så framkom det i Strand (2013) att grundvattenhanteringen för schakten sällan studeras närmare och att den ofta sker nästan slentrianmässigt samt att man rakt av hänvisar till kravet i AMA. I vissa fall anges även metoder utan större eftertanke om användbarhet. Problemet med kravet som finns i AMA CBB.51 är att det är det som i många fall orsakar att det blir avsteg från bygghandlingen. Ett alternativ kan vara att man anpassar bygghandling och metodval till branschen. Ett sätt att åtgärda problemet med avsteg från bygghandlingen och diskussionerna som det kan leda till är att se över de formuleringar som används i bygghandlingar, kanske speciellt kraven i AMA eftersom det oftast hänvisas till detta i bygghandlingen. Det kan vara ett alternativ att förändra texten så att inte kravet finns för att grundvattennivån ska sänkas till en viss nivå under schaktbotten utan att detta krav formuleras om så att det är funktionen av metoden som ska vara det viktiga. För en sådan formulering finns ett bra exempel i Powers et al., (2007):

”Hanteringen av grundvattnet skall ske på ett sådant sätt att hållfastheten för schaktbotten bevaras (jorden under grundläggningen ska ha lika bärighet som före schakten), inte orsakar skred av schaktslänter samt att den inte resulterar i att skada befintliga konstruktioner. Om grundvattennivån måste sänkas i förväg, för att kraven ovan ska vara möjliga att följa, skall grundvattensänkning utföras med pumpbrunnar, wellpoints eller liknande metoder. Vid sänkningen skall grundvattennivån mätas och den ska hållas minst en meter under rådande schaktbotten, eller till 0,6 meter i material med låg permeabilitet.

Pumpning från schaktbotten med diken eller grunda pumpbrunnar kan användas men då tillåts inga bottenupptryckningar, bottenuppluckringar, erodering av finmaterial eller instabila schaktslänter. Brunnar och wellpoints skall utformas med skärmar eller filter på så sätt att finmaterial inte pumpas bort. Anläggningen skall ordnas så att det skall vara möjligt med provtagning på det urpumpade vattnet.

Entreprenören, eller underentreprenören som utför grundvattensänkningen, ska ha erfarenhet av projekt med liknande omfattning, komplexitet och förhållanden som den som finns presenterad på det här området. ”

6 REFERENSER

Bell, F.G., 1987. *Drainage and Dewatering Techniques.* Butterworth & Co, London

Freeze, A. & Cherry, J., 1979. *Groundwater.* Englewood Cliffs: Prentice Hall.

Hansbo, S. & Möller, P., 1975. *Länshållning och grundvattensänkning.* Ingenjörsförlaget AB, Stockholm:

Smoltczyk, U., 2003. *Geotechnical handbook.* Ernst & Sohn, Berlin

Svenska byggnadsentreprenörsföreningen, 2009. *Länshållning vid schaktarbeten.* Statens Geotekniska Institut, Linköping:.

Svensk byggtjänst, 2010. *AMA Anläggning,* Svensk byggtjänst, Stockholm:

Strand, J., 2013. *Grundvattenhantering vid broschakter.* Examensarbete*,* Luleå tekniska universitet

Powers, J. P., Corwin, A. B., Schmall, P. C. & Kaeck, W. E., 2007. *Construction Dewatering and Groundwater Control.* John Wiley & Sons.

METODIK FÖR KARTLÄGGNING AV KVICKLERA

Hjördis Löfroth, SGI och Lena Persson, SGU

Sammanfattning

Kvicklera är lera som vid mekanisk påverkan förlorar stor andel av sin hållfasthet och uppträder som en tjockflytande massa. Nästan alla lerskred i Norge, Kanada och Sverige som medfört betydande konsekvenser såsom förlust av liv och stora samhällskostnader har varit kvickleraskred.

Syftet med detta projekt är att utveckla en kostnadseffektiv metodik för att kartlägga utbredning av kvicklera. Projektet genomförs i samverkan mellan Trafikverket, Statens geotekniska institut (SGI) och Sveriges geologiska undersökning (SGU).

Metodiken avser inkludera studier av såväl översiktliga topografiska och geologiska metoder som detaljerade markundersökningar, samt flygburna geofysiska undersökningar med större täckning men mindre noggrannhet. Speciellt intressant är det att jämföra kvalitet och effektivitet genom flygburen resistivitetsmätning, som ska bedömas som en ny metodik för kartläggning av kvicklera, med andra metoder som traditionellt används.

Summary

Quick clay is a type of clay which, when it is exposed to mechanical impact, loses a large part of its strength and turns into a thick floating mass. Nearly all landslides in clay in Norway, Sweden and Canada with considerable consequences as loss of lives and great socio-economic costs have been quick-clay landslides. The purpose of this project is to develop a cost-effective method to map the extent of quick clay. The project is carried out in cooperation between the Swedish Transport Administration, the Swedish Geotechnical Institute (SGI) and the Geological Survey of Sweden (SGU).

The methodology will include studies of overview topographical and geological methods and detailed ground investigations, as well as airborne geophysical methods with greater coverage but less accuracy. It is especially interesting to compare quality and efficiency with airborne resistivity measurements that should be regarded as a relatively new method for quick clay mapping, compared to other methods that are traditionally used.

1 INLEDNING

1.1 Bakgrund

För att översiktligt bedöma ett markområdes förutsättning för skred kan lutningsanalys genomföras. Markområden med förutsättningar för skred utgörs i Sverige vanligen av leromården med brantare lutning än 1:10. Speciellt känsliga är områden vid vattendrag där erosion successivt kan medföra otillfredsställande lokal stabilitet. Stora skred i lera består vanligen av flera, på varandra följande delskred. Särskilt om leran består av så kallad kvicklera kan stora skred utvecklas successivt relativt snabbt efter det att ett lokalt initialskred har inträffat (Hartlén, 1984). Det finns då risk för att skredet sprider sig och kommer att påverka hela eller stora delar av det aktuella området.

Kvicklera är lera som vid mekanisk påverkan förlorar stor andel av sin hållfasthet och uppträder som en tjockflytande massa. Kvicklera bildas i områden där urlakning av saltjoner skett i marint avsatt lera.

Nästan alla lerskred i Norge, Kanada och Sverige som medfört betydande konsekvenser såsom förlust av liv och stora samhällskostnader har varit kvickleraskred. Några av de mest förödande skreden i Sverige är Tuveskredet, Göteborg, 1977 där 9 personer omkom och 436 personer blev hemlösa. Ett annat exempel är skredet vid en pågående vägentreprenad på E6 i Småröd, 2006. Skredet förstörde delar av den befintliga vägen och järnvägsspåret, vilket innebar betydande kostnader för staten i form av återställande och omledningsvägar, och för enskilda och näringsliv i form av ökande trafikantkostnader/restid. Kvicklera var en av de faktorer som bidrog till att dessa skred fick så stor omfattning.

För att kunna bedöma risken för att små initiala skred ska sprida sig till ett större område och i vilka områden särskild aktsamhet därför krävs, vid t.ex. schaktarbete i jord, är det av stor vikt att kunna identifiera områden där kvicklera kan förekomma.

Kartläggning av möjlig förekomst av kvicklera kan göras genom studier av topografi, geologi och hydrologi i kombination med olika typer av geotekniska sonderingar och geofysiska metoder (Rankka m.fl., 2004, Löfroth, 2011, Åhnberg m.fl., 2011, Persson, 2014). Den enda säkra metoden för bestämning av kvicklera är dock genom upptagning av ostörda prover i fält från vilka en bestämning av sensitivitet utförs på laboratoriet.

1.2 Syfte

Syftet med detta projekt är att utveckla en kostnadseffektiv metodik för att kartlägga utbredning av kvicklera. Projektet finansieras av MSB:s anslag 2:4, för krisberedskap och genomförs i samverkan mellan Trafikverket, Statens geotekniska institut (SGI) och Sveriges geologiska undersökning (SGU).

Metodiken avser inkludera studier av såväl översiktliga topografiska och geologiska metoder som detaljerade markundersökningar, samt flygburna geofysiska undersökningar med större täckning men mindre noggrannhet. Metodiken är tänkt att vara uppbyggd i steg med olika detaljeringsnivå, där möjligheter och begränsningar med de olika metoderna beskrivs. Speciellt intressant är det att jämföra kvalitet och effektivitet genom flygburen resistivitetsmätning, som ska bedömas som en ny metodik för kartläggning av kvicklera, med andra metoder som traditionellt används.

Det går inte att identifiera kvickleraförekomster direkt från flygburen resistivitetsmätning men resultaten kan ge en indikation om var det finns förutsättningar för kvicklera. Därigenom är det möjligt att bättre styra läget för den mer kostsamma geotekniska provtagningen.

Kartläggning kan t.ex. göras som komplement till MSB:s översiktliga stabilitetskarteringar, SGI:s skredriskanalyser och Trafikverkets riskanalys av vägsträckor.

1.3 Utvärderingsmetodik

För att kunna utvärdera möjligheterna att använda bl.a. flygburen resistivitetsmätning för kartläggning av områden med förutsättningar för kvicklera behöver dessa resultat jämföras framför allt med resultat från geoteknisk provtagning och sondering, där förekomst av kvicklera kunnat verifieras eller uteslutas. Även geologisk information såsom tidigare skredärr och om dessa bedöms vara från skred i kvicklera är av intresse.

2 BESKRIVNING AV FÄLTMETODER

Olika geotekniska och geofysiska mätmetoder kan användas för bedömning av jordlagerförhållanden och dessa jordlagers egenskaper. Generellt får man vid flygburen resistivitetsmätning en yttäckande bild av resistivitetsfördelningen i marken i olika djupsnitt. Vid geofysiska markmätningar erhålls information längs en eller flera profiler. Vid geotekniska mätningar erhålls information i en borrpunkt. För kartläggning av kvicklera har ett antal olika mätmetoder tidigare prövats i olika omfattning.

2.1 Geofysiska metoder

Vid geofysiska undersökningar för kartläggning av kvicklera används främst elektriska och elektromagnetiska metoder. De ger information om markens elektriska resistivitet som anges i enheten Ohm-meter (Ohmm). Kvicklera, som urlakats på saltvatten har generellt högre elektrisk resistivitet i jämförelse med omgivande icke urlakad lera eftersom den elektriska resistiviteten stiger när salthalten sjunker i lervolymen. Solberg (2007) visade att marin lera som inte är urlakad vanligtvis har resistiviteter under 10 Ohmm medan kvicklera ofta har resistiviteter över 10 Ohmm. Detta är dock ingen absolut gräns utan kan variera från område till område beroende på bland annat kornstorlek och lerans mineralsammansättning. I en svensk studie (Rankka et.al., 2004) verifierades tidigare resultat (Söderblom, 1969) som visade på att resistiviteten ska vara högre än 5 Ohmm för att leran ska kunna vara kvick.

En nackdel med elektriska och elektromagnetiska mätningar är att man endast kan få information om områden med urlakad lera, dvs. där förutsättningar finns för kvicklera. All urlakad lera är dock inte kvick.

2.1.1 Flygburen resistivitetsmätning (AEM)

En ny studie från Norge har visat att det kan vara möjligt att kartlägga förekomst av kvicklera med hjälp av flygburna resistivitetsmätningar (Anschütz, m.fl., 2015). Metodiken som benämns AEM (Airborne Electromagnetic) används främst för kartläggning av jordlager och berggrund när större områden ska undersökas. Vid undersökningen i Norge användes det helikopterburna mätsystemet SkyTEM, där TEM är en förkortning av Time-domain Electromagnetic. Systemet har utvecklats i Danmark med syfte att kartlägga grundvattenförekomster (Sørensen och Auken, 2004). Mätningarna utförs på 30-50 m höjd över markytan med en sändarram försedd med mottagarspolar som hänger under helikoptern. I sändarramens kabelslinga skickas det regelbundet ut en kraftig ström. Vid strömavslag induceras en ström i marken som utbreder sig nedåt och utåt likt en rökring (Figur 1). Strömmen i marken orsakar ett magnetiskt fält som uppmäts i mottagarspolarna. Storleken på fältet och hur snabbt det avklingar är beroende av markens ledningsförmåga. Över en högresistiv markvolym är den uppmätta signalen i mottagarspolen svag i jämförelse med över en lågresistiv.



Figur 1. Princip för SkyTEM mätning.

En fördel med ett helikopterburet system (Figur 2) är att man erhåller en yttäckande bild av resistivitetsfördelningen i marken samt att stora områden kan kartläggas på kort tid. Ju större områden som ska undersökas desto mer kostnadseffektivt är systemet eftersom etableringskostnaden är relativt hög. En begränsning med systemet är att elektriska installationer som till exempel större kraftledningar stör mätningarna. Det är inte heller tillåtet att flyga över tät bebyggelse och större vägar med hängande last.



Figur 2. Helikopterburen SkyTEM (foto SGI).

2.1.2 Markbaserad elektrisk resistivitetsmätning (ERT)

Den geofysiska metod som använts mest för kartläggning av områden där det finns förutsättningar för kvicklera, är markbaserad elektrisk resistivitetsmätning, ERT (Electrical Resistivity Tomography), (Dahlin 2001, Reynolds 2011). Vid resistivitetsmätning mäts markens elektriska resistivitet genom att en ström utsänds i marken via två strömelektroder och spänningen samtidigt mäts med elektroder vid olika punkter längs en profil. På så sätt kan markens elektriska resistivitet bestämmas. Genom att öka avståndet mellan strömelektroderna erhålls en större djupkänning och variationer av markens resistivitet i djupled kan bestämmas.

2.1.3 Markburen RMT (Radiomagnetotellurik)

En annan metod som använts i begränsad omfattning för kartläggning av områden med förutsättningar för kvicklera i Sverige är markmätningar med RMT (Radiomagnetotellurik). Med RMT-metoden mäter man markens

resistivitet med hjälp av elektromagnetiska signaler från avlägsna radiosändare i frekvensområdet 10-250 kHz. Djupkänningen är beroende av markens resistivitet och sändarens frekvens. Högre frekvenser ger mer ytnära och detaljerad information och lägre frekvenser tränger djupare ner i marken (Bastani, 2001, Kalscheuer m.fl., 2013).

2.2 Geotekniska metoder

Bestämning av kvicklera görs normalt genom upptagning av ostörda prover i fält med kolvprovtagare och bestämning av lerans ostörda och omrörda odränerade skjuvhållfasthet med fallkonförsök på laboratoriet. Förhållandet mellan lerans ostörda och omrörda odränerade skjuvhållfasthet betecknas sensitivitet. Kvicklera definieras som lera med en sensitivitet St>50 och en omrörd odränerad skjuvhållfasthet τ_R<0.4 kPa.

En annan metod för att bedöma förekomst av kvicklera är att mäta det totala neddrivningsmotståndet vid olika typer av geoteknisk sondering. Möjligheten att på detta sätt bedöma kvickleraförekomst utifrån mantelfriktion längs stängerna vid bl.a. totaltrycksondering och CPTu-sondering undersöktes av Rankka m.fl., 2004. Det uppmätta neddrivningsmotståndet kompletterat med tyngden av stängerna och, för CPT-sonderingen, reducerat med spetskraften, motsvarar mantelfriktionen längs stängerna (i kN). Inom Göta älvutredningen (SGI, 2012) utvärderades metoden för bedömning av kvicklera från mantelfriktion vid CPTu-sondering och trycksondering (Löfroth, 2011). Denna visade att utvärdering med CPTu- och totaltrycksondering indikerar att kvicklera förekommer i områden inom vilka utvärdering med fallkonförsök inte påvisar kvicklera. Resultat från CPTu-sonderingen ger bäst korrelation med fallkonförsöken. Vid utbyggnad av E45 (Vägverket, 2010) gjordes bedömning av kvickleraförekomst från lutningen på sonderingskurvan från totaltrycksondering.

En fördel med att kartlägga kvicklera med geoteknisk sondering och provtagning är att dessa metoder används för andra syften vid projektering av t.ex. väg- och järnväg. Därmed innebär inte mätningarna någon större merkostnad. Nackdelen är att endast punktvis information erhålls.

3 FÄLTOMRÅDEN

3.1 Val av fältområden

Fyra fältområden valdes ut för genomförande av geotekniska och geofysiska undersökningar (Figur 3). Den största förekomsten av kvicklera finns i Västsverige och där är tre av de utvalda områdena belägna. Det första

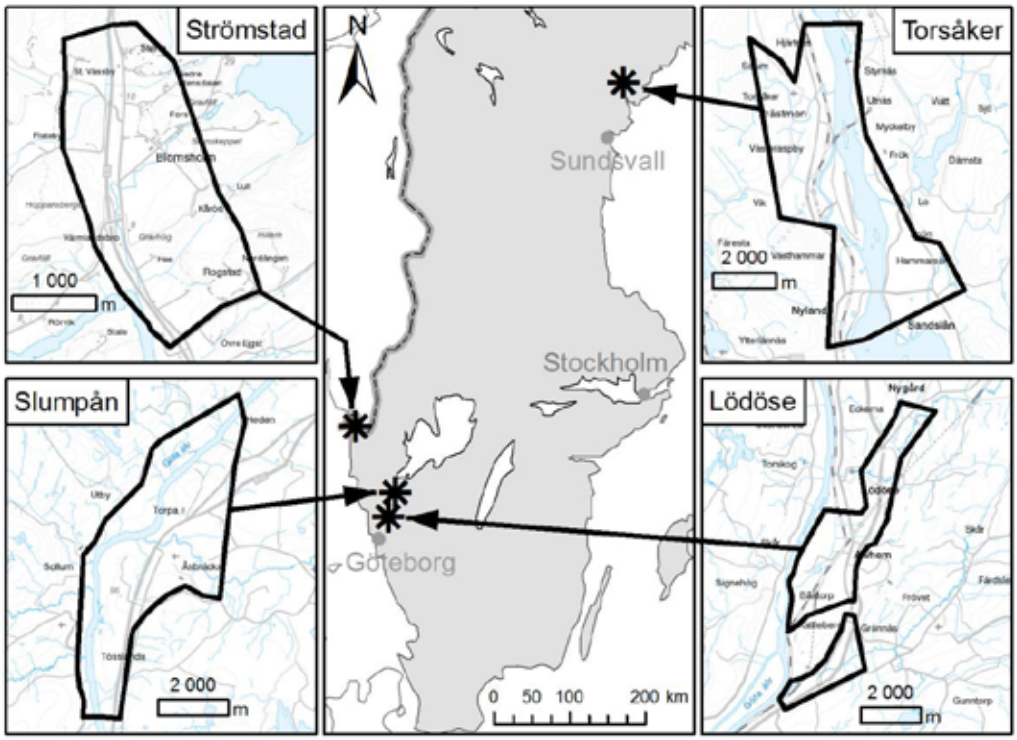
området återfinns längs väg E6 öster om Strömstad, det andra ligger längs väg E45 vid Slumpån norr om Lilla Edet och det tredje längs E45 söder och öster om Lödöse. Det fjärde området ligger i nordöstra Sverige, längs Ångermanälvens dalgång vid Torsåker. Också här finns kvicklera men i betydligt mindre omfattning.

Vissa kriterier ligger till grund för val av fältområden. Det är önskvärt med olika geologiska förhållanden där kvicklera förekommer eller inte förekommer. Därför har områden med djupa respektive grunda lerlager, med och utan kvicklera valts ut. Likaså har områden med inbäddade friktionslager tagits med. Närheten till berg är också av intresse. Det är också av intresse att studera inverkan av något grövre finjord på resultaten.

Det är av största vikt att såväl kvicklera som lera som inte är kvick eller sensitiv förekommer inom varje fältområde för att jämförelsen ska bli så tillförlitlig som möjligt. Därför valdes områden inom vilka geotekniska undersökningar utförts och delområden med och utan kvicklera kunnat identifieras. Omfattande geotekniska undersökningar har framför allt varit tillgängliga från Trafikverket vid utbyggnad av väg- och järnväg samt från SGI vid skrediskanalys av Göta älvdalen.

3.2 Beskrivning av fältområden

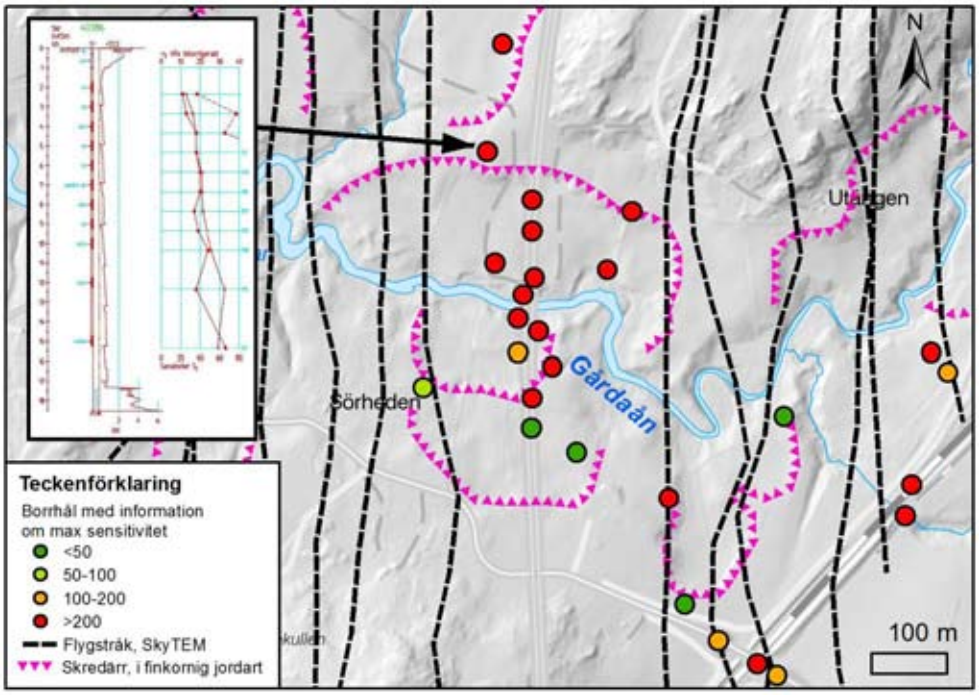
Området vid Slumpån karakteriseras av ravinbildningar och ärr efter större och mindre skred. I området förekommer ett upp till fem meter mäktigt friktionslager i leran. I området öster om Lödöse förekommer kvicklera i betydande omfattning i den norra delen, medan området längre söderut består av mäktig lera som inte är kvick. Skredärr finns frekvent längs Gårdaån i områdets centrala del. Lerdjupen inom båda dessa områden varierar i huvudsak från ca 15 m till mer än 45 m. I området öster om Strömstad är lerdjupen mindre, mestadels upp till 20 m mäktighet. Inga skredärr finns inom området. Jordlagren i området vid Torsåker består till större del av siltigt material än inom de övriga områdena och kvicklera förekommer i mindre omfattning.



Figur 3. Utvalda tre fältområden i Västsverige samt fältområde norr om Kramfors.

3.3 Redovisning av bakgrundsdata i GIS

För att på ett så effektivt sätt som möjligt kunna jämföra olika resultat lades information och bakgrundsdata som bedömdes vara till nytta vid utvärderingen in i GIS. I detta GIS-tittskåp finns bl.a. de fyra fältområdena inlagda samt Lantmäteriets bakgrundskartor och geologisk information såsom högsta kustlinjen, SGU:s jordartskarta, skredärr och raviner. Resultat från geoteknisk sondering och provtagning som har varit tillgängliga inom respektive delområde har lagts in i tittskåpet. I samtliga provtagningspunkter har leran klassats i olika sensitivitetsklasser enligt SGI (2012), vilket redovisas i tittskåpet med olika färger, där grön prick motsvarar sensitivitet mindre än 50, gul prick motsvarar sensitiviteter mellan 50 och 99, orange prick sensitiviteter mellan 100 och 199 och röd prick sensitiviteter över 200. Avsikten är att också komplettera med utvärdering av kvicklera från befintliga sonderingar där verifiering av AEM mätningarna är av särskilt intresse. Exempel på bakgrundsdata från tittskåpet redovisas i Figur 4.



Figur 4. Bakgrundsdata från GIS tittskåp. I figuren syns flyglinjer, skredärr, provtaging med kvickleraklassning (dock i gråskala) samt resultat från geoteknisk sondering och provtagning inom område Lödöse.

4 UTFÖRDA UNDERSÖKNINGAR

4.1 Flygburen resistivitetsmätning

Mätningar med SkyTEM systemet utfördes över samtliga fyra fältområden i augusti 2015. Flyglinjeavståndet var ca 75 m och totalt insamlades data längs 817 linjekilometer under tio dagar (denna tid inkluderar även etablering och förflyttning mellan de olika delområdena). Eftersom det inte är tillåtet att flyga med mätutrustningen över tät bebyggelse och större vägar såsom E45 och E6 har flyglinjerna anpassats efter dessa. Vid järnvägsledningar och högspänningsledningar erhålls störningar och därför har flyglinjerna lagts vid sidan av dessa.

Bearbetning och utvärdering av data från SkyTEM mätningarna pågår.

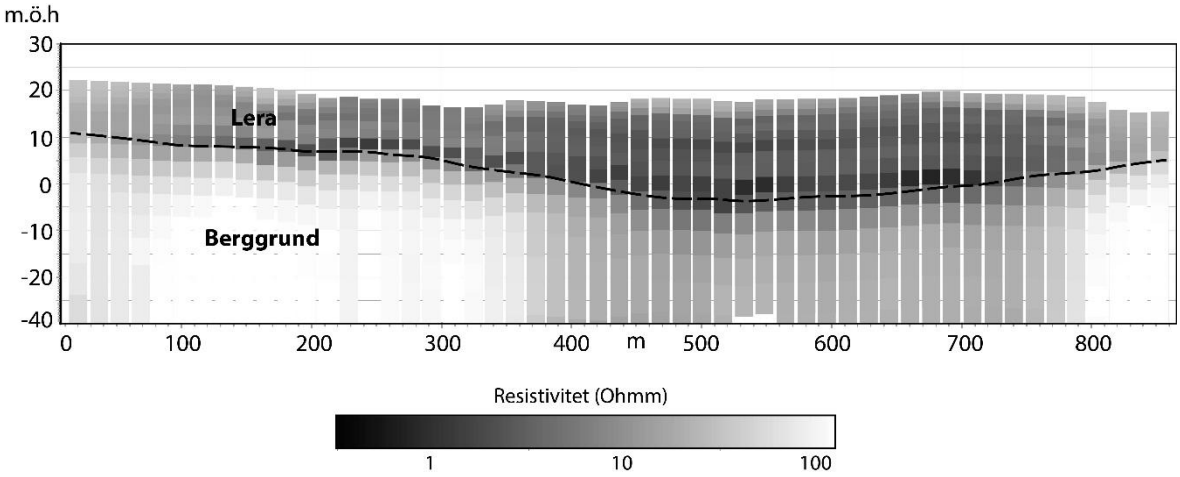
4.2 Övriga fältundersökningar

Kompletterande undersökningar med geofysisk markmätning samt geoteknisk sondering och provtagning utförs inom de delar av fältområdena där undersökningar saknas och/eller där mätningarna med AEM gett resultat som bör verifieras. De första undersökningarna utfördes under december 2015 inom den norra delen av fältområde Lödöse. Här fanns sedan tidigare endast sondering och provtagning i en punkt, vilken visade på kvicklera. Inom detta

område har sex nya punkter undersökts med CPTu-sondering med resistivitetsmätning s.k. CPTu-R (för att tydligare kunna koppla resultaten från kvicklera utvärderad från mantelfriktion vid CPTu med resistivitetsmätningar). I tre av dessa har även kolvprovtagning utförts. Geofysiska markmätningar med ERT har utförts längs fem profiler inom området. Mätningar med RMT har ännu inte utförts inom detta projekt.

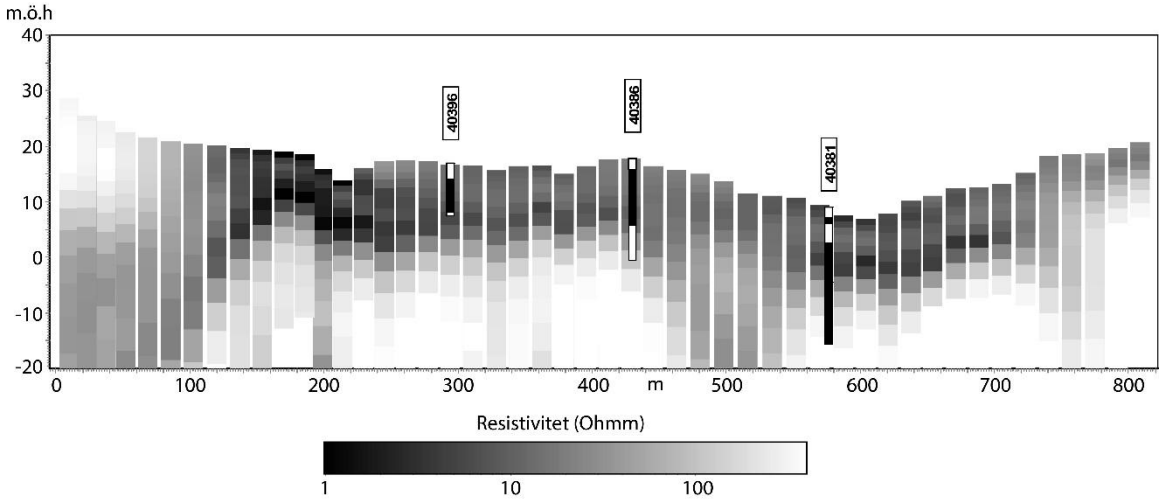
4.3 Bearbetning av mätningar och perliminära resultat fram till december 2015

Data från AEM mätningar erhålls initialt i punkter. Vid modelleringen delas jord- och berglagren upp i flera lager där varje lager ges en startresistivitet. Resistiviteten för varje lager anpassas sedan succesivt genom en automatisk iterativ process (inversion) tills modellen överensstämmer tillräckligt väl med uppmätta data. Inversionen av SkyTEM-data resulterar i en tredimensionell beskrivning av hur resistiviteten varierar i marken. Resultatet kan sedan visualiseras som resistivitetssektioner längs en utvald linje eller som plan för olika djupsnitt. Resultatet från den initiala analysen för en profil i norra delen av fältområde Lödöse redovisas i Figur 5.



Figur 5. Resultat från den initiala analysen av SkyTEM data för en profil i norra delen av fältområde Lödöse (observera att fler detaljer framträder vid redovisning i färg).

Analys av hur samredovisning av modellerna från SkyTEM data och de geotekniska sonderingarna ska utföras pågår. Målsättningen är att resultaten av de olika undersökningarna ska kunna visas tillsammans såväl i plan som i profil och i enstaka punkter. Figur 6 visar ett exempel på en resistivitetssektion längs en flyglinje där resultaten från närliggande punkter med geoteknisk provtagning lagts in i sektionen som jämförelse.



Figur 6. Resultat från analys av SkyTEM data för en profil i nordvästra delen av fältområde Lödöse. Resultat från utvärdering av kvicklera från befintlig kolvprovtagning i närheten, där svart färg visar kvicklera, har lagts in i profilen (observera att fler detaljer framträder vid redovisning i färg).

4.4 Kompletterande geologiska metoder

Inom projektet undersöks även möjligheten att få fram mer översiktlig information om inom vilka områden kvicklera kan förekomma eller inte kan förekomma från olika typer av geologisk information. En karta över områden med saltvattenavsatta leror i Sverige har tagits fram. Kartan visar vilka geografiska områden som idag är land men som under någon period i samband med senaste isavsmältningen eller tiden fram till idag haft en sådan sedimentationsmiljö och geologisk historia att det kan finnas leror med hög sensitivitet/kvickleror.

Det har även gjorts en analys av formen på de 1810 skredärr som finns i SGU:s databaser. Skreden har delats in i fyra morfologiska klasser, där skredärr som indikerar flytning, dvs. långsträckta skredärr och flaskskred, tolkas som möjligen kvickleraskred. Skredärr som indikerar glidning eller oklart glidning/flytning tolkas däremot inte som möjligen kvickleraskred. Detta innebär att det troligen inträffat fler kvickleraskred än vad som tolkats enligt denna undersökning.

5 SLUTORD

Projektet; Metodik för kartläggning av kvicklera, pågår under perioden 2015 – 2017. Inom projektet kommer en vägledning för kartläggning av kvicklera att tas fram. Då det finns flera olika målgrupper för resultaten av projektet har tre olika typer av rapporter diskuterats. En huvudrapport med kortfattad beskrivning av problemområdet och rekommenderad metodik som vänder sig

till centrala myndigheter, länsstyrelser och kommuner. En fördjupad rapport som är en vägledning för utförare med detaljerad beskrivning av metodiken samt en rapport som beskriver erfarenheter från försöksområdena. Under 2015 genomfördes en studieresa till Norge för att ta del av deras kunskap om kartläggning av kvicklera i allmänhet och kartläggning med hjälp av AEM i synnerhet.

I projektgruppen ingår Håkan Nordlander (huvudprojektledare) och Jan Ekström från Trafikverket, Hjördis Löfroth (teknisk projektledare), Karin Lundström och Jim Hedfors från SGI samt Lars Rodhe, Lena Persson, Mehrdad Bastani och Colby Smith från SGU. Ytterligare personer inom respektive organisation medverkar i projektet.

6 REFERENSER

Vägverket 2010. *Bana Väg i Väst, Väg E45, Göteborg-Trollhättan, delen Ramstorp – Tingberg och Tingberg – Hönebäck*. Geoteknisk undersökning, förekomst av kvicklera. Ritningar.

Anchütz, H., Bazin, S., Pfaffhuber, A., 2015. *Towards Using AEM for Sensitive Clay Mapping - A Case Study from Norway.* First European Airborne Electromagnetic Conference. Near Surface Geoscience 2015. Turin, Italy. Expanded abstracts, Mo AEM 04.

Bastani, M., 2001. *EnviroMT – A New Controlled Source/Radio Magnetotelluric System.* Ph.D. Acta Universitatis Upsaliensis, Uppsala Dissertations from the Faculty of Science and Technology 32.

Dahlin, T., 2001. *The development of electrical imaging techniques.* Computers and Geosciences, 27(9), 1019-1029.

Hartlén, J., 1984. *Tuveskredet. Slutrapport.* Statens geotekniska institut, SGI. Rapport 11a. Linköping.

Karlscheuer, T., M. Bastani, S., Donohue, L., Persson, A.A., Pfaffhuber, F. Reiser and Z., Ren, 2013. *Delineation of a quick clay zone at Smorgrav, Norway, with electromagnetic methods under geotechnical constraints.* Journal of Applied Geophysics, 92, 121-136.

Löfroth, H., 2011. *Kartering av kvicklereförekomst för skredriskanalyser inom Göta Älv uppdraget – Utvärdering av föreslagen metod samt*

preliminära riktlinjer. Göta älvutredningen, Rapport Nr 29, Swedish Geotechnical Institute, Linköping. www. swedgeo.se.

Persson, M., 2014. *Predicting spatial and stratigraphic quick-clay distribution in SW Sweden.* Diss. University of Gothenburg. Department of Earth Sciences. Doctoral thesis A 152.

Rankka, K., Andersson-Sköld, Y., Hultén, C., Larsson, R., Leroux, V. and Dahlin, T., 2004. *Quick clay in Sweden.* Swedish Geotechnical Institute, Linköping. Report 65. www.swedgeo.se.

Reynolds, J.M., 2011. *An introduction to applied and environmental geophysics*. John Wiley and Sons, New York. ISBN: 9780471485360.

Solberg, I.L., 2007. *Geological, geomorphological and geophysical investigations of areas prone to clay slides: Examples from Buvika, Mid Norway*. PhD thesis, Department of Geology and Mineral Resources Engineering, Norwegian University of Science and Technology, 213 pp.

Statens geotekniska institut, SGI., 2012. *Skredrisker i Göta älvdalen i ett förändrat klimat.* Göta älvutredningen, GÄU. Slutrapport. Del 2 – Kartläggning. Linköping.

Söderblom, R., 1969. *Salt in Swedish clays and its importance for quick clay formation*. Results from some field and laboratory studies. Statens geotekniska institut. Proceedings 22.

Sørensen, K.I. and E. Auken, 2004. *SkyTEM–A new high-resolution helicopter transient electromagnetic system*, Exploration Geophysics, 35, 191–199.

ANVÄNDNING AV TUNG BALLAST I OLIKA TYPER AV GEOKONSTRUKTIONER

Lars Vikström, LKAB Minerals

Summary

Heavy ballast material in the form of high density iron ore is a cost effective alternative when it comes to designing structures that have to take care of loads it will be exposed to when placed under water- or ground water level. With a solid density of just under 5 ton/m^3 and a bulk density either as compacted loose ballast or when used as ballast in concrete of up to 4 ton/m^3 two main improvements can be reached compared to normal ballast or concrete:

1. Same mass with half the volume
2. Double the mass with same volume

High density ballast material in the form of iron ore is worth to consider when designing the following structures:

- Foundation of wind turbines
- Bridges
- Port structures
- Breakwaters
- Tunnels
- Ramps
- Ground plates

Besides what is mentioned above it can also be worth to consider high density ballast when designing:

- Deep excavations
- Support for slopes and dams
- Pre-consolidation of soft soils

LKAB Minerals have since 30 years developed products designed for the use within Civil Engineering applications. Some of the qualities are CE-certified according to EN 12620.

Besides customized iron ore products LKAB Minerals have also developed logistic solutions to be able to supply iron ore from our remote located mines not only to the proximate market but also to the rest of the world.

Sammanfattning

Tung ballast i form av järnmalm är ett kostnadseffektivt alternativ för att utforma konstruktioner som skall klara de laster den utsätts för framförallt vid grundläggning under vatten- eller grundvattenytan. Med en kompaktdensitet på strax under 5 ton/m^3 och en bulk densitet som kompakterat material eller som ballast i betong på upp emot 4 ton/m^3 kan man uppnå två huvudsakliga förbättringar:

- Samma vikt med halva volymen
- Dubbla vikten med samma volym

Tung ballast är värt att titta på som ett alternativ för att klara de laster som konstruktionen utsätts för i följande fall:

- Vindkraftverk till havs
- Broar
- Hamnstrukturer
- Vågbrytare
- Tunnlar i betong
- Ramper
- Bottenplattor under grundvattenytan

Utöver ovanstående så kan tung ballast även vara ett alternativ när man skall designa följande:

- Djupa schakter
- Stödfyllnad för slänter
- Förkonsolidering av lösa jordarter

LKAB Minerals har under mer än 30 år utvecklat skräddarsydda material som passar speciellt för användning inom Väg och Vattenbyggnadssektorn. Några av materialen är även CE-certifierade enligt EN 12620.

Förutom speciellt anpassade material har även logistiklösningar utvecklats som gör det möjligt att leverera järnmalm från LKAB:s gruvor i midnattssolens och norrskenens land inte bara till Skandinavien utan även resten av världen.

1. INLEDNING

De främsta fördelarna med att använda tung ballast i form av järnmalm kan sammanfattas i två punkter och är en jämförelse med normal ballast. Tung ballast ger:

- Samma vikt med mindre volym
- Mera vikt med samma volym

Andra möjligheter som kan komma ifråga är kopplade till vissa järnmalmers magnetiska egenskaper samt värmelagringsförmåga och färg.

Fram till idag har den mest frekventa användningen av järnmalmsballast varit knuten till stabilitet för konstruktioner helt eller delvis under vattenytan. Vanligaste applikationsområdet är applicering av betongtäckskit på stålrör för transport av olja och gas. Även grundläggning av broar och vindkraftverk har nyttjat den höga densiteten för att ge tillräckligt stabilitet åt konstruktionen.

I grunden är principen väldigt enkel nämligen att använda massa för att ge tillräcklig stabilitet eller lastupptagande förmåga för en geokonstruktion. Tillsammans med nedan angivna indikativa materialparametrar är det okomplicerat för en verksam ingenjör att beräkna hur användningen kan ge fördelar och i många fall en förenklad lösning på förekommande designutmaningar. Förhoppningen är att artikeln skall öka medvetenheten om järnmalm som material och om användningen av tung ballast i geokonstruktioner. Materialets höga densitet ger tillsammans med gravitationen en stabil konstruktion som är säker, miljövänlig, underhållsfri, återanvändningsbar och med långvarig funktionsgaranti.

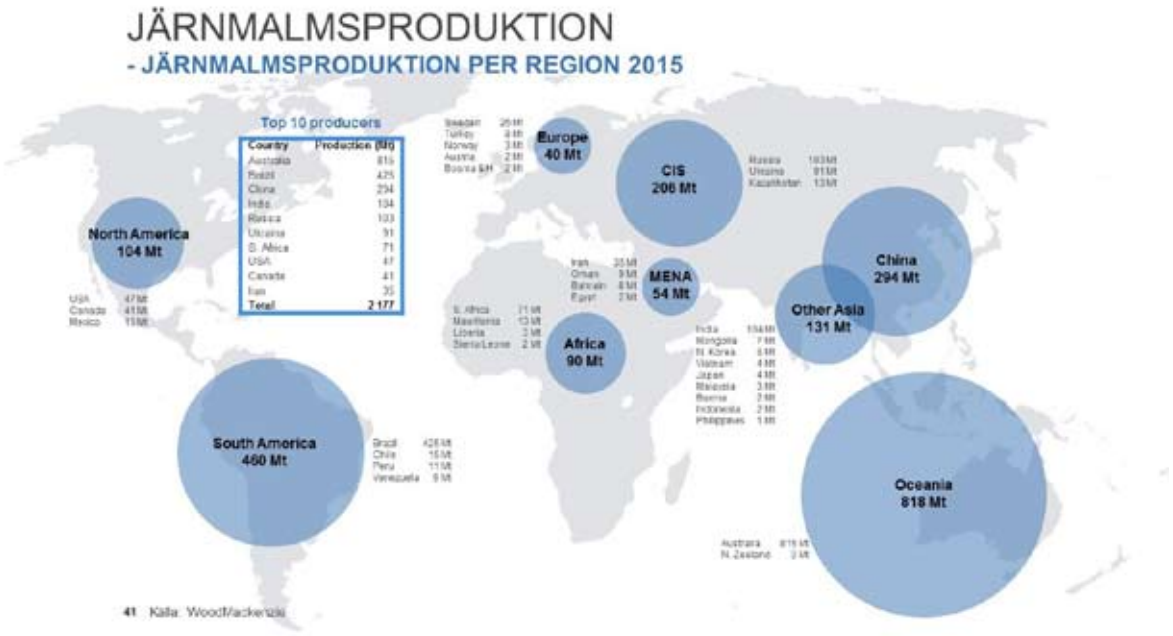
2. JÄRNMALM

2.1 Tillgången på järnmalm

Järnmalm bryts i huvudsak i dagbrottsgruvor men även som i fallet med LKAB:s gruvor i Sverige som underjordsgruvor. Det som driver utvinningen av järnmalm är naturligtvis världens behov av stål. Under 2014 så svarade Kina för drygt 46 % av världens stålkonsumtion medan EU stod för drygt 9 %. Många I-länder har redan har nått en mättnadsnivå avseende stålkonsumtionen per capita medan andra länder i b.la. Asien och Afrika fortfarande är i en tillväxtfas.

Tillgången på järnmalm har varierat men är i princip god. Under en period från 2005 fram till och med 2013 var efterfrågan på järnmalm b.la. från den

växande stålkonsumtionen i Kina så stark att priserna drevs upp till nya rekordnivåer pga. av att tillgången inte hann med att matcha efterfrågan.



Figur 1 Världens järnmalmsproduktion 2015

Totalt sett så skeppas det i dag knappt 1 300 000 000 ton järnmalmsprodukter per år. Den siffran avser järnmalm som kan komma ifråga för en alternativ användning som industrimineral. Ser man till den totala produktionen av järnmalm, dvs både det som produceras och konsumeras lokalt samt det som skeppas till andra länder inklusive pellets så är mängden ca 2 200 000 000 ton. Huvuddelen av världens järnmalmsproduktion är hematit ca. 80 %. De volymer som funnit sin väg till applikationer utanför den ståltillverkande industrin är i sammanhanget små varför det i praktiken sällan eller aldrig har varit eller kommer att vara frågan om någon direkt brist på järnmalm som industrimineral.

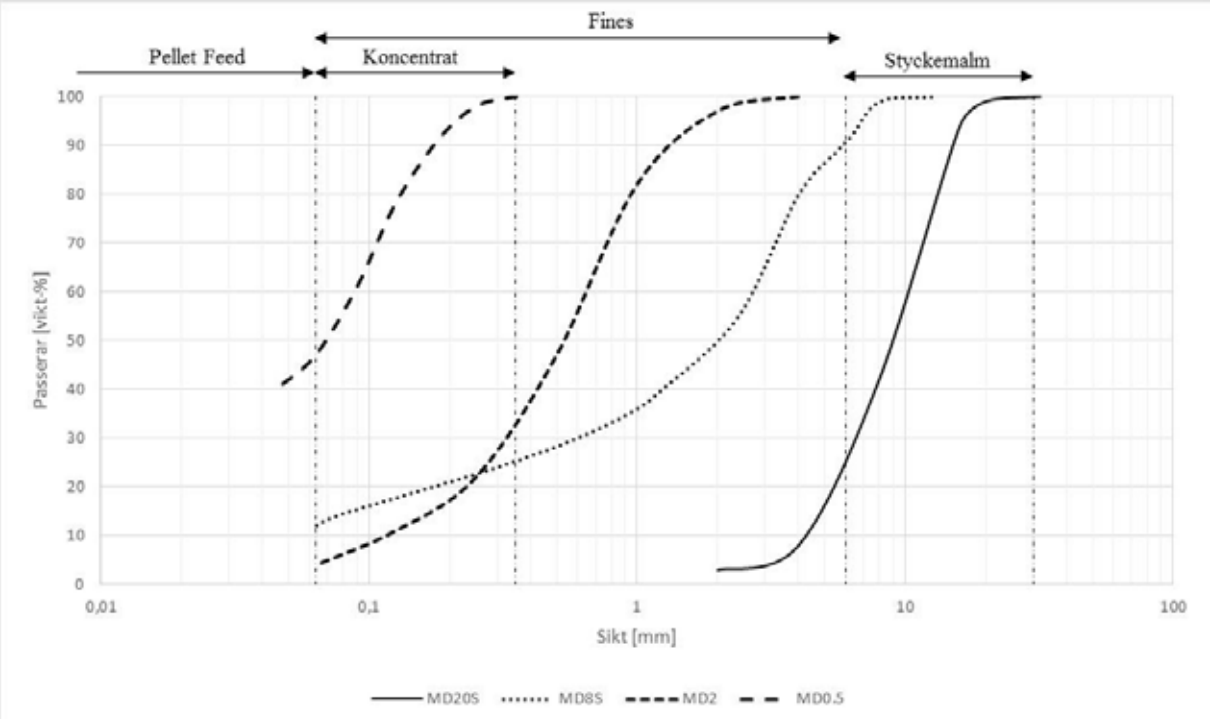
2.2 Olika järnmalmskvalitéer

Ser man till de kvalitéer som handlas inom ramen för den ståltillverkande industrin så skiljer man på fem olika typer definierat av kornstorleken:

- Styckemalm
- Fines
- Koncentrat
- Pellet Feed
- Pellets

Eftersom Pellets är en produkt som är framtagen för användning i masugnar eller direktreduktionsprocesser så omnämns inte den kvalitén i fortsättningen.

Kornstorlek för de olika järnmalms kvalitéerna framgår av *Figur **2***. Den exakta kornstorleken och kornstorleksfördelningen på respektive järnmalmsmaterial styrs av mineralogi och anrikningsprocess för respektive gruva. Järnmalmskornens kompaktdensitet varierar och påverkas starkt av järnhalten. De järnmalmskvalitéer som i huvudsak efterfrågats som tung ballast har en kompaktdensitet som är minst 4,4 ton/m^3 eller högre.



Figur 2 Kornstorleksgränser för de olika förekommande järnmalms-kvalitéerna samt kornstorleksfördelningen för LKAB:s järnmalmskvalitéer ämnade som ballast.

LKAB har sedan slutet av 1980-talet medvetet utvecklat skräddarsydda kvalitéer för olika applikationsområden som industrimineral. De fyra olika materialen som är ämnade för användning som ballast benämns:

- MagnaDense 20S, MD20S
- MagnaDense 8S, MD8S
- MagnaDense 2, MD2
- MagnaDense 0.5, MD0.5.

Kornstorleksfördelnigen för respektive material redovisas i *Figur 2*. Ytterligare detaljer för respektive material redovisas i *Tabell 1*.

Tabell 1 Materialdata för LKAB:s Industrimineralprodukter

Material	d_{50} [mm]	d_{80} [mm]	d_{20} [mm]	Kompaktdensitet [ton/m^3]
MD20S	9,7	12,8	6,8	4,7
MD8S	2,2	4,6	0,2	4,7
MD2	0,09	0,18	0,05	5,1
MD0.5	0,5	1,0	0,2	5,2

Utvecklingen och kraven på de olika materialen i *Tabell 1* har varit knutna till deras huvudsakliga användning som ballast i betong eller som lös ballast. Materialen MD20S, MD8S och MD2 är CE-certifierade enligt EN 12620 som är standarden för ballast för betong.

2.3 Logistik

Som nämnts ovan så är tillgången på järnmalm god. Dock är de flesta logistiksystem vid gruvornas utlastningshamnar dimensionerade för mycket stora flöden. De kvantiteter som är aktuella för olika bygg och anläggningsprojekt varierar kraftigt från tiotalet ton upp till flera hundra tusen ton.

Ofta finns det lokala leverantörer som kan hanterar den storskaliga logistikkedjan och möjliggöra leverans av mindre kvantiteter. För Skandinavien så har LKAB Minerals ett upparbetat system för att leverera allt från enstaka ton upp till riktigt stora kvantiteter. Som tumregel kan man säga att kvantiteter över några tusen ton lämpligast transporteras med båt medan mindre kvantiteter kan transporteras på järnväg eller lastbil. För riktigt små

kvantiteter levereras materialet ofta i storsäck med ca 1 ton material per säck. Det bästa alternativet är att kontakta t.ex. LKAB Minerals för att diskutera hur materialet oavsett kvantitet kan levereras.

Fortsättningsvis så kommer kommentarer kring olika järnmalmskvalitéer och deras användning att relatera till de material som LKAB Minerals levererar.

3. ANVÄNDNING AV JÄRNMALM

Fram till idag har de järnmalmsmaterial som LKAB levererar i huvudsak använts på två olika principiella sätt. Antingen som lös ballast och då ofta tillsammans med vatten eller som en ballast tillsammans med ett bindemedel ofta en cementmatrix i betong.

3.1 Järnmalm som lös ballast

Valet av material när järnmalmen skall användas som lös ballast styrs ofta av var och hur ballastmaterialet skall placeras. Om materialet kan placeras naturfuktigt och om det finns möjlighet att packa materialet så är ett mångggraderat material som MD8S lämpligast. Försök har visat att man kan uppnå en maximal torrdensitet för MD8S på 4 ton/m^3.

Är geometrin på konstruktionen sådan att man utan att kunna packa materialet måste placera det okontrollerat genom att t.ex. pumpa det som en s.k. slurry kan ett finkornigare material som MD0.5 vara att föredra eftersom det bättre kommer att fylla ut det utrymme där det skall placeras.

I andra sammanhang när man vill ha materialkorn som så lite som möjligt påverkas av vattenrörelser använder man ett material med större korn som t.ex. MD20S.

I *Tabell 2* redovisas typvärden för några materialparametrar för MD20S, MD8S och MD2 och MD0.5.

PASS 4-1

Tabell 2 Typvärden för olika bulk parametrar för LKAB:s järnmalmsmaterial för ballaständamål

Parameter	MD20S	MD8S	MD2	MD0.5
Maximal torrdensitet [ton/m^3]	3,4	4,0	3,7	3,4
Maximal vattenmättad densitet [ton/m^3] [1)]	3,7	4,2	4,0	3,8
Bulkdensitet naturfuktigt vid lös lagring [ton/m^3]	3,1	3,7	3,6	2,45

Vattenmättad densitet vid självsedimentering när placerad som slurry [ton/m^3]	2)	3,5	3,3	3,2
Fyllnadsgrad vid självsedimentering när placerad som slurry [% av total möjlig volym att fylla]	2)	59	62	88

1) Beräknad utifrån bestämd maximal torrdensitet
2) Värde inte bestämt

3.2 Järnmalm som ballast i betong

Använder man järnmalm som ballast i betong så är det möjligt att nå en densitet på betong på upp till 4 ton/m^3. De material som beskrivs ovan MD20S, MD8S och MD2 är CE-certifierade enligt EN 12620, Ballast för Betong. Betongreceptet styrs av önskad betongdensitet och andra parametrar som eftersträvas för betongens kvalité. Den producerade tunga betongen kan tillverkas, hanteras och pumpas som vanlig betong. Dock måste man vara medveten om att all utrustning som t.ex. blandningskärl, transportbilar och pumparmar utsätts för en vikt som är väsentligt större än om det varit normal betong.

4. JÄRNMALM I GEOKONSTRUKTIONER

Användningen av tung ballast för att ge avsedd funktion för en geokonstruktion har fram till idag framförallt varit knuten till konstruktioner som är placerade under vatten- eller grundvattenytan. Användning av massa i form av tung ballast för att skapa nödvändig stabilitet för konstruktionen ger ett system som är långsiktigt stabilt där inga underhållsåtgärder krävs. Använder man sig dessutom av lös ballast så ökar möjligheterna att på ett enkelt sätt återanvända materialen i konstruktionen efter att den har tjänat ut sin tid.

Den uppenbara fördelen med tung ballast ligger i det att ett material som har en densitet på 4 ton/m^3 kommer under vatten att väga dubbelt så mycket som t.ex. en normal ballast eller betong. Det innebär två principiellt viktiga design kriterier.

Under vatten- eller grundvattenytan kan man med tung ballast eller betong:

I. Uppnå samma massa med halva volymen jämfört med normal ballast eller betong

II. Uppnå dubbelt så stor massa med samma volym som normal ballast eller betong

Nedan redovisas några exempel där tung ballast kan vara ett fördelaktigt alternativ antingen som lös ballast eller som betong och därför bör finnas med i ett tidigt skede av utformning och design av den aktuella konstruktionen.

4.1 Grundläggning under vatten- eller grundvattenytan

Alla former av grundläggning av konstruktioner under vatten- eller grundvattenytan kan dra fördelar av att använda tung ballast. Som exempel på konstruktioner kan nämnas grundläggning av:

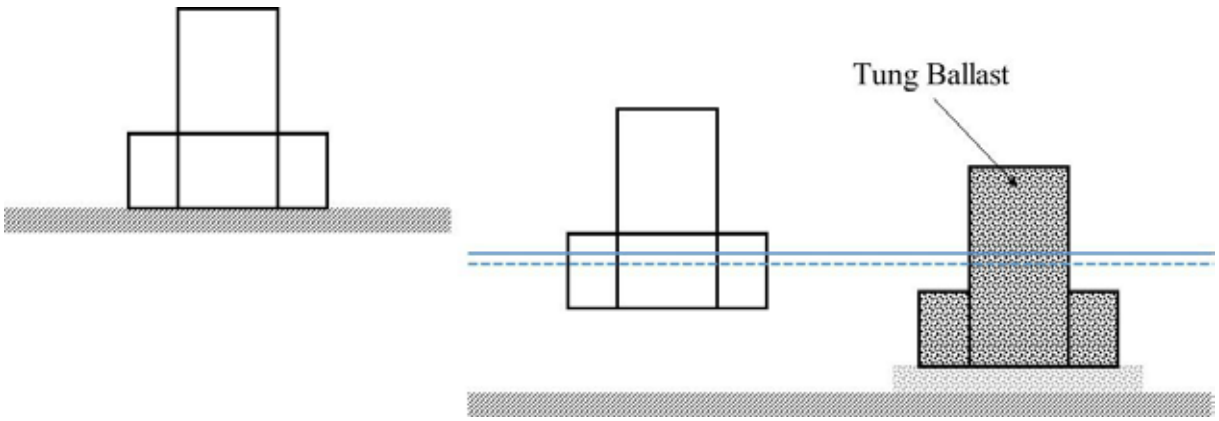
- Vindkraftverk till havs
- Broar
- Hamnstrukturer
- Vågbrytare
- Tunnlar i betong
- Ramper
- Bottenplattor under grundvattenytan

Som exempel på befintliga konstruktioner där man använt tung ballast kan nämnas vindkraftparken utanför Kårehamn på Öland och kassunerna som utgör delar av Öresundsbron.

Principen för hur tung ballast används vid grundläggning till havs är följande, illustreras i *Figur 3*:

- Konstruktionen ofta i betong eller stål tillverkas på land eller i torrdockor
- Efter att konstruktionerna färdigställts sjösätts den eftersom den flyter pga. den stora inneslutna volymen luft.
- Väl på plats sänks konstruktionen ner genom att man pumpar in vatten i hålrummet. På så sätt kan man under kontrollerade förhållande placera t.ex. vindkraftfundamentet med stor precision ofta på en i förväg iordninggjord bädd på havsbotten.
- Till sist ersätter man vattnet med tung ballast där typ och applicering styrs av konstruktionens utformning samt övriga förhållande som gäller på plats.

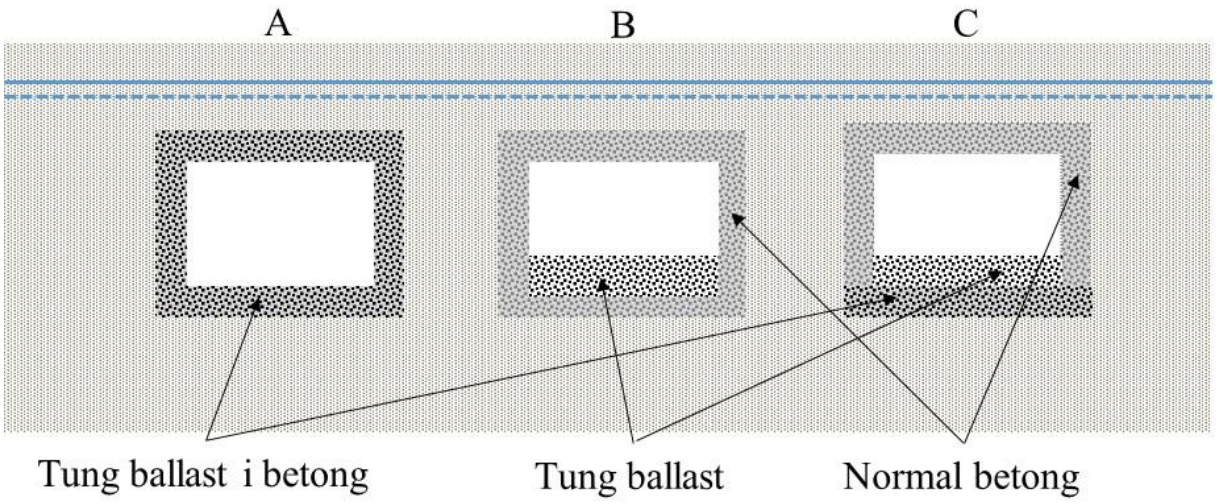
Konstruktionens/fundamentets form och mängden ballast styrs naturligtvis av de laster som den skall klara att hantera.



Figur 3 Principsteg vid grundläggning till havs av ett vindkraftfundament

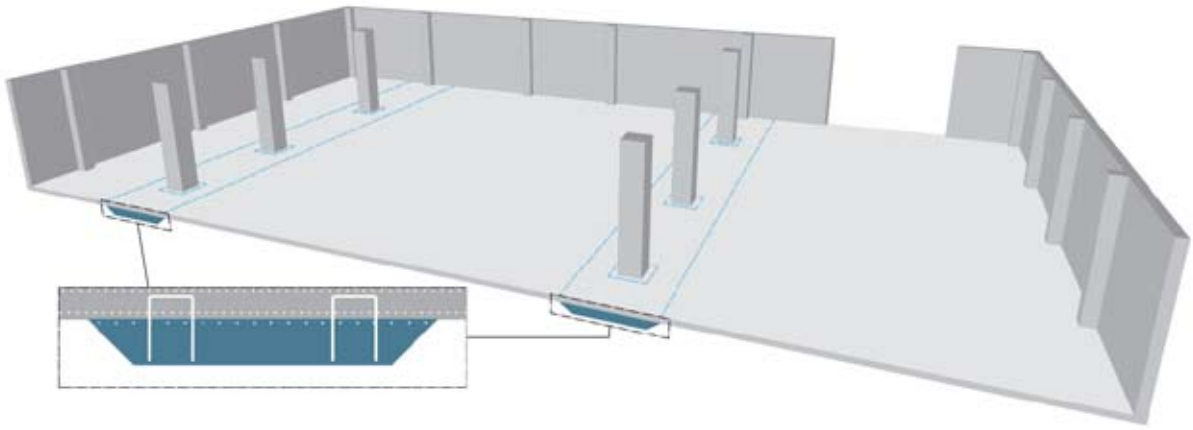
I fallet med tunnlar och ramper så åsyftas här betongtunnlar och ramper ner till en tunnel. I de fall att tunneln och rampen ligger under grundvattenytan måste stora upplyftande krafter kunna tas upp. Användningen av tung ballast kan ske på flera olika sätt, illustreras *Figur 4*.

A. Betongen i tunnelkonstruktionen görs med tung ballast i betongen
B. Man använder normal betong i tunnelkonstruktionen och åstadkommer stabiliteten med lös ballast
C. En kombination av ovanstående



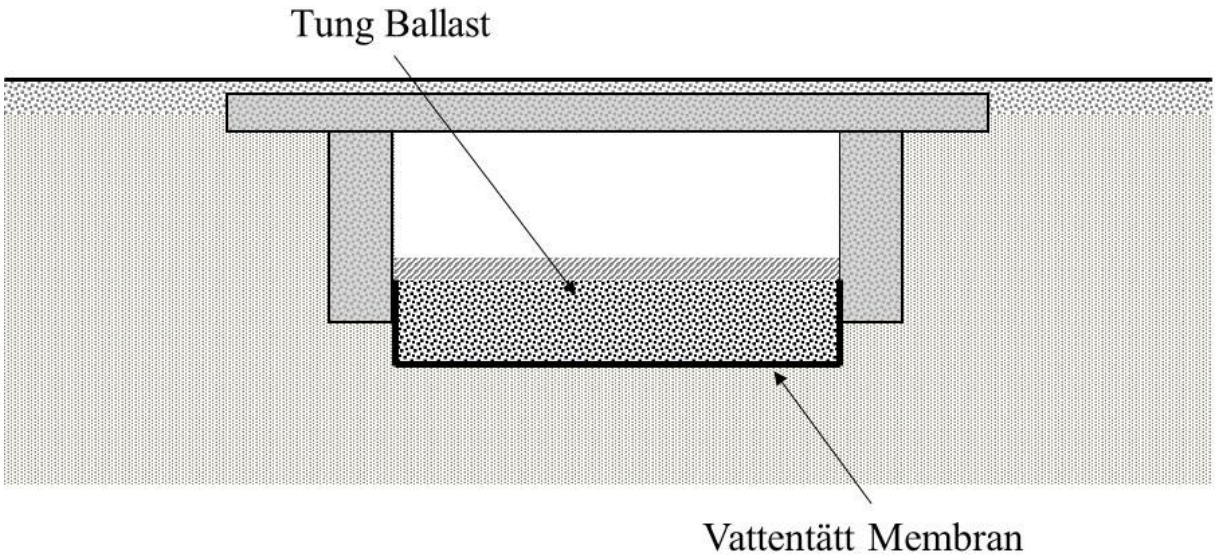
Figur 4 Principiella alternativ för användning av tung ballast i tunnlar och ramper

Genom att använda något av ovanstående alternativ kan man undvika andra dyra och underhållskrävande lösningar med olika typer av stag och pålar samtidigt som schaktvolymerna kan begränsas.
Ytterligare ett exempel på samma tema är grundläggning av byggnader där bottenplattan ligger under grundvattenytan och man därför har att hantera stora upplyftande vattentryck. Här kan den lösning som beskrivs ovan för tunnlar och ramper användas. Naturligtvis kan även kombinationer mellan tung ballast i betong eller som lös ballast och normal betong användas. Ett exempel är ett parkerings däck i anslutning till Täby Kommunhus där delar av bottenplattan kompletterats med tung betong för att balansera vattnets upplyftande krafter.



Figur 5 Täby Kommunhus och användning av tung ballast i betong, de blå delarna i figuren, för att stabilisera bottenplattan mot vattentrycket

Ett annat intressant exempel på användningen av tung ballast är en genomfart under en järnvägsbro i Eslöv. Höga grundvattentryck och b.la. en önskan att begränsa schaktdjupet gjorde att man valde en lösning där ett vattentätt membran lades ut och belastades med tung ballast vilket också utgjorde underlag för gång, cykel och fordons vägar under bron. Principen för ovanstående lösning illustreras *Figur 6*.



Figur 6 Illustration av genomfart under järnvägsbro i Eslöv.

4.2 Djupa schakter

Vid djupa schakter måste stabiliteten på schaktbotten garanteras. Det kan handla om stora vattentryck eller risken för stabilitetsbrott av schaktbotten. I bägge fallen kan en tung ballast ge nödvändig stabilitet med halva den volym som skulle krävas med t.ex. normal ballast eller betong.

4.3 Stödfyllningar

För slänter och dammar där stabiliteten och därmed funktionen måste garanteras kan tung ballast vara ett alternativ. På samma sätt som ovan så kan man antingen minska volymen eller öka stabiliteten med hjälp av ett material med högre densitet.

4.4 Förkonsolidering

I de fall att man vill minska sättningarna på en lerjord under bruksskedet så kan tung ballast användas för att ge betydlig högre förkonsolideringstryck jämfört med normal ballast.

5. AVSLUTANDE KOMMENTARER

Ovanstående har haft som syfte att visa på möjligheterna att använda tung ballast för olika typer av geokonstruktioner. I grunden är principen väldigt enkel och funktionen garanterad. Speciellt intressant är möjligheten att nå hög bulkdensitet på det lösa ballastmaterialet eftersom det underlättar återanvändningen och minskar CO_2 belastningen jämfört med alternativet betong.

Naturligtvis finns tung ballast i form av järnmalm inte lokalt tillgängligt på samma sätt som normal ballast. Dock finns det effektiva logistiklösningar att tillgå vilket gör att tillgängligheten främst är en planeringsfråga. Kostnaden på järnmalm är högre jämfört med alternativet normal ballast. Att jämföra ballastpriserna är dock inte rättvisande eftersom den tunga ballasten ersätter andra nödvändiga tekniska lösningar som gör att totalkostnaden i många fall blir lägre.

Med vetskapen om att alla Ni Väg- och Vattenbyggare, Geotekniker, Ingenjörer och andra inblandade har både förmågan och intresset att alltid hitta nya innovativa lösningar överlämnar jag till Er att med ovanstående som inspiration ta Er an framtida utmaningar. Glöm bara inte att höra av Er, Ni har lösningen vi har järnmalmen.

TRIPLA-PROJECT – DESIGN OF A PILE WALL

Petri Tyynelä, Ramboll Finland Ltd.

Summary

Tripla project is in many means the most challenging building construction project in previous few decades in Finland. The extent of the excavation both in width (220 m x 110 m) and on depth (18…21 m) are truly a rare occasions for a geotechnical engineer. Roughly 2.3 ha Parking facility with five floors below the ground surface is constructed by using RD pile wall. The technical challenge is also presented by unordinary long dimension age of 200 years. Also difficult soil and groundwater conditions bring their own challenge.

TRIPLA-PROJECT, HISTORY

Tripla-project was a result of a Design competition PasilaONE, which was arranged by City of Helsinki (2013-2014). In the design competition the aim was to generate a new center to Pasila as a part of Helsinki City. Pasila is a city sector of office buildings with very little of housing. Pasila is also a heart of Finnish railway passenger traffic, because all passenger trains go through and stop at the Pasila railways station.

Construction Company YIT took part to the PasilaONE design competition with Ramboll Finland Ltd as its geotechnical consultant. After more than a year of tight design phase with numerous negotiations with the Acquisition unit (formed by City of Helsinki, Finnish Traffic administration and Senate Properties) YIT was selected as a party to implement the PasilaONE. In YIT competition proposal the parking facility was presented to be built as a RD pile wall structure.

YIT gave the project a new name, Tripla, which is a combination on three blocks. Two of the blocks (apartment buildings and hotels) are on top on shopping mall that has a five storey parking facility. The third block (office buildings) is on top of Pasila Railway station, which will be demolished almost totally and built again. The layout of the Tripla project is presented in Figure 1.

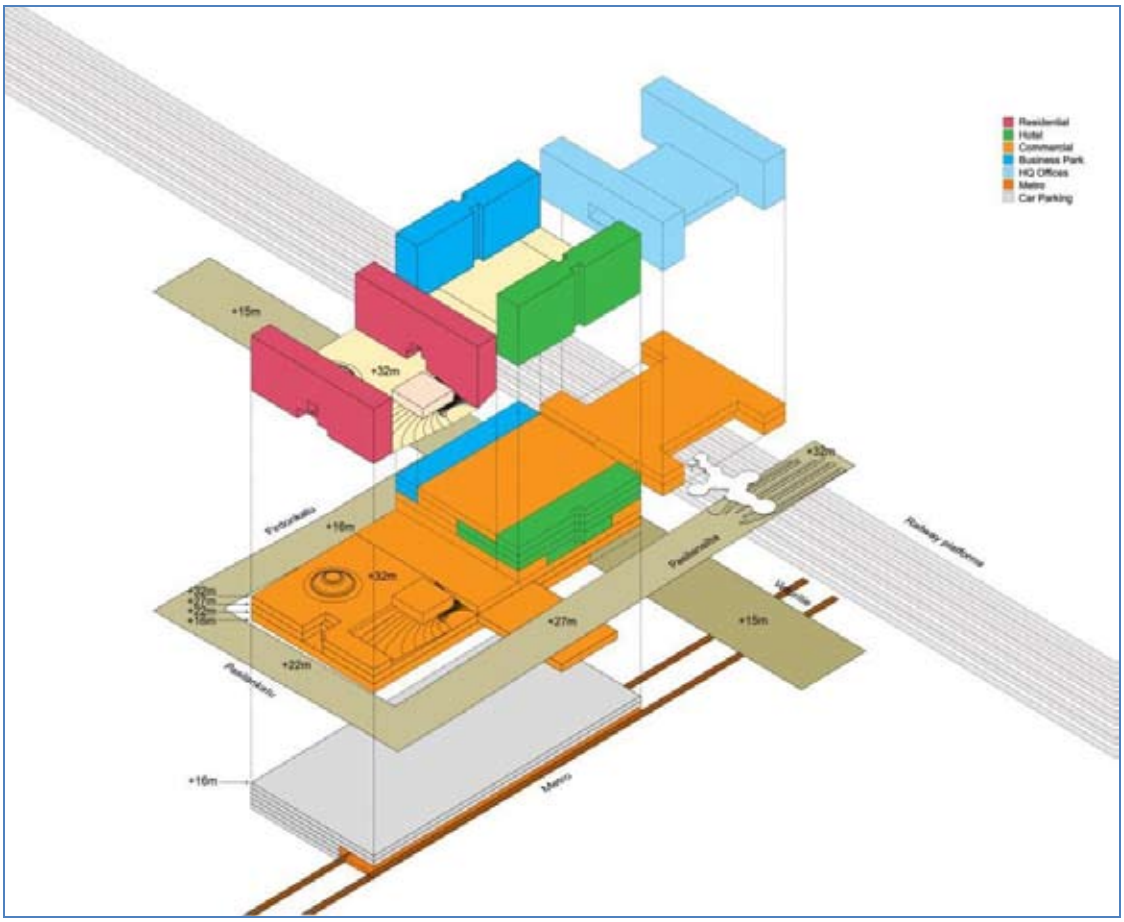


Figure 1. Layout of Tripla project

In Geotechnical aspect the most interesting part is the implementation of the parking facility. YIT selected Ramboll to design the geotechnics of the whole project. In the agreement between YIT and the Acquisition unit there were terms that the structure has to fill. The most significant of them are listed below:

- YIT has to implement a barrier wall structure, which prevents perch (PW) and groundwater (GW) levels from dropping. Southside of Tripla, there is an old railway engine hall, which is founded partly on wooden piles and partly ground supported on clay.
- Design age of 200 years for barrier wall and foundations on the parking facility
- The barrier wall structure and the excavation itself may leak only 60 l/min
- YIT has to implement separate perch and groundwater transfer systems that will collect and transfer PW and GW from the Northern part into South where they are absorbed into the ground again. This is because the barrier wall cuts the normal flow of PW and GW from North to South.

SOIL CONDITIONS

In the area of pile wall the ground level in in general about +15.0…+15.5. The head perch and groundwater are almost at the same level, +14.0. Both Perch and groundwater flow from the Northern Pasila to South and will finally ends up into Töölönlahti bay.

In general the whole area is covered with a layer of filling, which consists of gravel, sand and in part of the areas also some blasted rock. The area used to be an old railway yard and it had been operational up to year 2009. The area has been investigated for polluted soils and those have been found all over the area.

For the design of the barrier wall designer programmed and carried out more than 300 soil investigation points to the area. The idea was to investigate the barrier wall line not more than every 10 meter. Inside the barrier wall investigations were made in crossroads of the module lines. The investigation map is shown on the Figure 2,

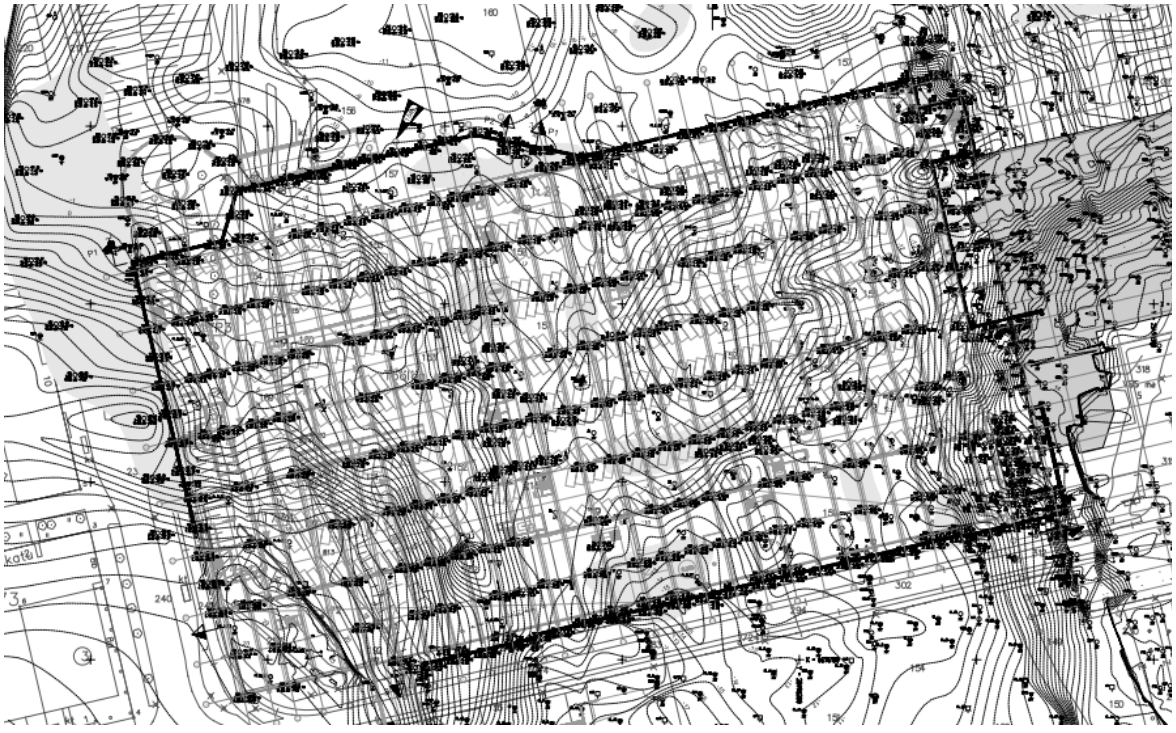


Figure 2. Map of soil investigations

The soil layers on the area vary quite a lot, since the surface of bed rock rises significantly towards West and East. In Figure 3 there is a general geotechnical section from the Southern RD pile wall.

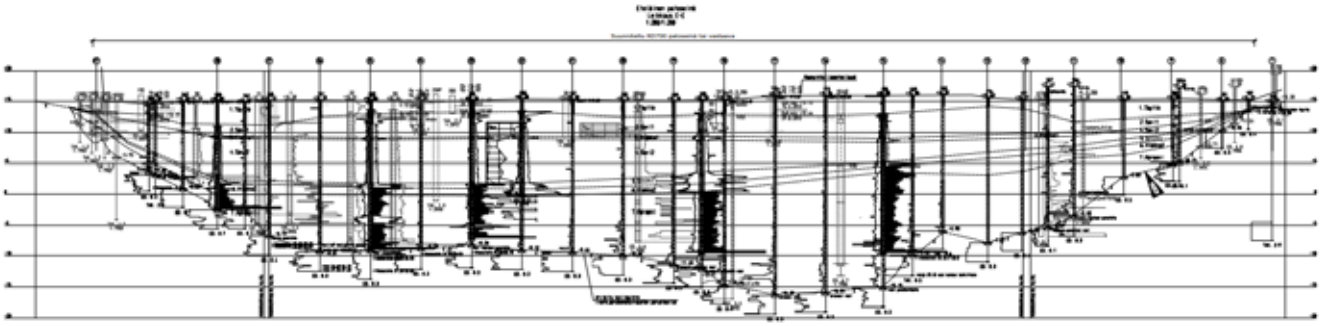


Figure 3. Geotechnical section from the Southern RD pile wall line

The fill in the area is generally about 2…3 m thick. Under the fill there are thin layers of peat and clay including gyttja. Below that is a layer of clay which ends to a thin layer of sand. The sand layer is visible almost everywhere in the design area and its level is around +9.5. The undrained shear strength of the clay layer is c_u=23 kN/m^2.

Below the sand layer there is one more layer of clay. The thickness of the layer is 3…7 m. The undrained shear strength of this clay layer is c_u=12 kN/m^2. Under the clay come layers of silt, sand and moraine. The moraine layer is very dense just above bed rock.

The bed rock can be found at deepest at the level of -16.5 (i.e. 32 meters below the ground surface). In deep drillings and seismic investigations there were found fracture zone coming from South intersecting the Southern RD pile wall. The fracture zone divides into two separate zones in the middle of the area; one continuing into North and one diverting into North-East.

Existing structures

The design area of the barrier wall is rounded with some existing structures. In East there is Pasila railway station (founded on Cast in-situ piles and on rock) and ground supported railway line embankments. In South there are the old and the new Pasila Bridge. The Old Bridge is founded on Cast in-situ piles and the new one on RD-piles. In West there is Pasilankatu (street) on which has normal traffic and also tram lines. In North there are no structures close by.

DESIGN OF THE PILE WALL

The design phase started with opening alternatives for the barrier wall structure once again and selecting the actual structure to be implemented. For the comparison there were selected three possibilities:

- RD pile wall
- Cast in-situ pile wall with intersecting piles
- ”Combi-wall” formed with Cast in-situ piles and Jet Grouting

In short period of time with some calculations the third option (“combi-wall”) was dropped from the comparison, since it contained by far more risks than the others.

After technical and economical comparison YIT selected RD pile wall as the barrier wall structure. One of the most critical reason choosing the RD pile wall was the results from the corrosion research.

Corrosion research

In the beginning of the design project the corrosion against steel structures was thought as a challenge. The project decided to take number of soil samples in order to find out the magnitude of the challenge.

Soil samples were taken from two locations from the layers below the fill layer. Normal corrosion properties were investigated from the samples (pH, conductivity, amount of sulfate (SO_4) ions and total amount of sulfur).
The report from Technical Research Centre of Finland (VTT) indicated that the corrosion margin in the clay layer should be in 200 years dimension time 12 mm. At the same time corrosion margin for mineral soil layers should be 2 mm/200 a.

The result of the report reduced the usability of RD pile wall as a barrier wall radically, since we would have very large corrosion in the areas, where we have to largest forces and stresses against the wall structure.

After a short “thinking” period YIT found out, that when the old Pasila Bridge was constructed, they had used old railroad rails as a rack piling. With some investigation work YIT found one such “pile” with a length of 23 m. The K30-rail was produced in Britain at the end of the 19th century and it was

welded together into a pile from shorter sections. What influenced the most was the information that the rail had been in ground for more than 30 years and it would give significantly more accurate data how the soil treats steel structure than soil samples tested in laboratory.

The rail was cut into pieces and all the pieces were taken into Inspecta laboratory for measurements. The measurements were taken every 10 cm from the foot, the stem and the top of the rail (Figure 4a).

VTT took the new information into account, reviewed all the measured rails and manipulated the measurement data by removing the effects of the previous usage of the rails (such as effect of rail clams to the foot of the rail or the effect of the train wheel to the top of the rail). After manipulating the data they ran it through the probabilistic analysis. VTT was able to make some corrective notions their first report.

VTT new report indicated that the corrosion margin of 12 mm/200 years should be used only in the peat layer and clay including gyttja layer. In the clay layer below that could be used a corrosion margin of 6 mm/200 years and in all the layers below them 4 mm/200 years (Figure 4b).

a)



b)

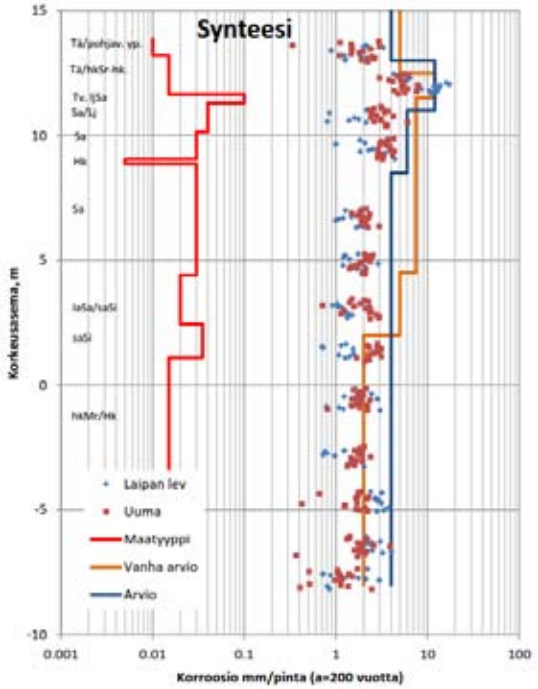


Figure 4. a) Section of the found rail. b) Diagram of the VTT analysis

In RD wall design the new info from the VTT report was simplified by using corrosion margin on 12 mm all the layers above level +9.0 and below that it was used a corrosion margin of 6 mm.

RD pile wall dimension

The dimensions of the RD pile wall piles were designed in co-operation with the structural engineer (Ramboll Structural Engineering) of the Parking facility since in geotechnical point of view the structure could be seen as a temporary structure (no corrosion in 2 years), but the wall itself is a part of final structure with all its effects. The selected dimension was RD700/14.2 pile with steel grade of S440J2H. All piles are set in concrete and steel reinforced. The BIM-model of the RD pile wall is shown in Figure 5.

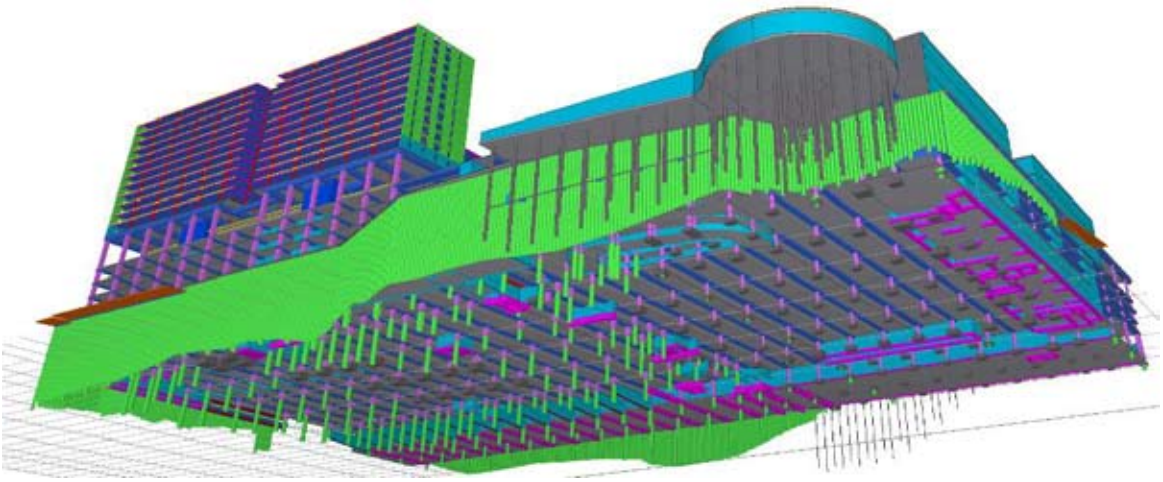


Figure 5. BIM-model of Tripla from North-West.

One part of the wall was set to be constructed under a railway bridge, which limited the pile that could be used. There was room of only height of 6 m, which resulted that the piles should be installed as only 4 m long elements and they have to be welded on site. The area was constructed with RD400/12.5 (S440J2H) piles.

RD pile wall in numbers

Pile wall type	Wall line length [m]	Number of piles [pcs.]	Pile meters [m]
RD700/14,2	584	760	16 700
RD400/12,5	26,5	53	1 200

Pile installation

During the design process YIT informed that it could be possible to install the RD700 piles as one element even thou the longest pile was designed to be 33,5 m long. The possibility provided a change to reduce the installation time, since there would not be any pile extension welding on site. Piles were designed to be drilled into rock by 1,5m.

The RD pile wall installation work was implemented by Estonian company Fort Ehitus OÜ. The installation procedure was simple and effective even thou the fill consisted in some areas some blasted rock. Piling procedure worked in three steps:

1. Vibrating the pile through the clay and sand layers
2. Emptying the pile with Auger
3. Drilling the pile through the Moraine into the rock (Figure 6)



Figure 6. Pile drilling in process in the Northern RD pile wall area

Water tightness

After instaling the piles they will be set to concrete and reinforced. After that process comes the injection process of the pile surrounding and rock massive. The injections are concentrated into the areas that were found as weak areas during the soil investigations.

The injections are made in following steps:

- Injection of the interspace of pile casing and rock
- Injection of the pile contact below the pile (meaning the first meter below the toe of the pile)
- Curtain injection of the rock massive

SUPPORTING THE EXCAVATION

The excavation

The dimensions of the Tripla excavation are quite large; the width of the excavation is 220 m and the length is about 110 m so the total area is about 2.3 ha. The depth of the excavation is in most of the area about 18 m (excavation/rock blasting level -2.2/-2.8). In the Southern part of the excavation in the area on future Metro line the depth of the excavation is 21 m (level -5.7).

During the excavation works from the Tripla excavation there will be removed soil/rock masses as follows:

- Fill, 75 000 m3
- Clay, 215 000 m3
- Silt/Sand, 120 000 m3
- Moraine, 50 000 m3
- Rock massive, 140 000 m3

Anchors

Tripla RD pile wall is supported with rock anchors and all anchors are temporary ones. Anchor type is Strand anchor with 15.7 mm strand width (area 150 mm^2). The Strength information of the strand is $f_{p0,1k}$ / f_{pk} = 1640 / 1860 N/mm². In Tripla the Strand number varies from 5 to 19 Strands depending on the design load. Anchors are run in general 1:1 inclination into the rock massive. The longest drillings are made in the Southern RD pile wall area with more than 40 m soil drilling.

The Anchor Design loads and strand amounts vary in wall sections:

- North; 720 – 2910 kN, 7 – 19 strands
- East; 710 – 2620 kN, 7 – 19 strands
- South; 450 – 2800 kN, 5 – 19 strands
- West; 640 – 2430 kN, 7 – 19 strands

All anchors will be deactivated (cut) and the load from the anchors will be transferred into the floor slabs of the Parking facility. The idea is that where ever it is possible the bracing is set to the level of future floor slab. But for example in the Southern wall there are several bracing levels that are not in the level on future floor. The number of support levels varies from 2 to 7. Section of the southern wall is shown in picture 7.

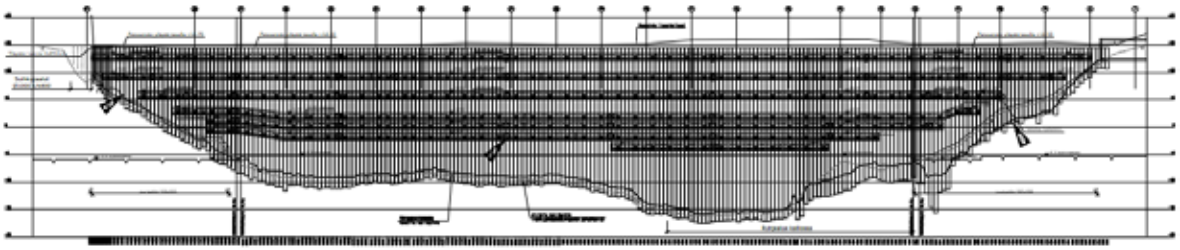


Figure 7. The Section of Southern wall with from 2 to 7 support levels.

In Tripla there will be some 800 anchors installed. The total amount of soil drilling is about 14 200 m and rock drilling about 6 000 m. Major part of the anchors used are either 15 or 19 Strand anchors.

The amount of Stands and anchors are:

- 5 strands, 4 pcs
- 7 strands, 51 pcs
- 9 strands, 140 pcs
- 12 strands, 180 pcs
- 15 strands, 280 pcs
- 19 strands, 133 pcs

The anchors designed are shown also in the BIM-model snap shot taken from the North-East corner (Figure 8).

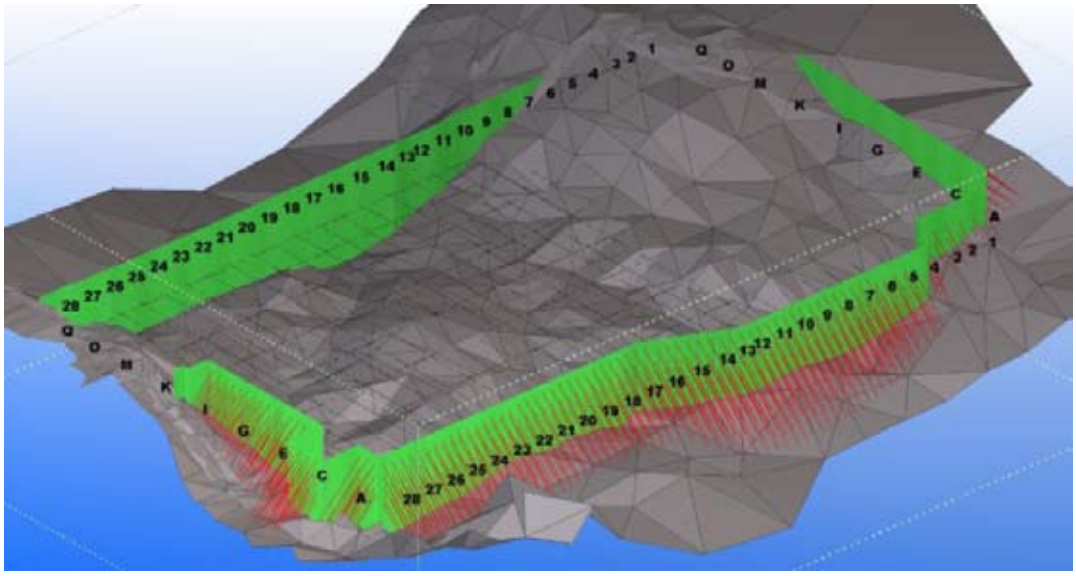


Figure 8. BIM-model from the RD pile wall and Anchors

Bracings

All bracings are designed to be constructed with two HEB beams per support level. The beam size varies from HE300B to HE400B beams. The idea of the beam and the console is presented in Figure 9.

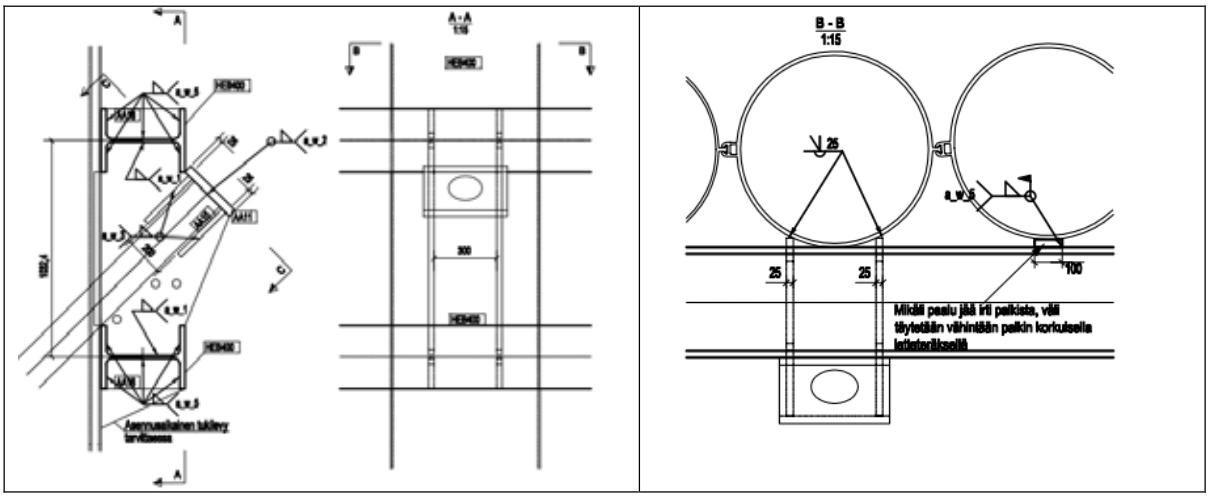


Figure 9. The principle of the beam and console structure.

PERCH AND GROUND WATER

Since the Tripla cuts the natural flow of perch and ground water there has to be constructed separate transfer systems for each. The waters are kept separately because the perch water consist some pollutants.

Ground water is collected in North of Tripla with sieve wells transferred through pipes into a gully with a cut-off level for the flow. The cut-off level can be selected between +14.25 to +14.50 which assure a sufficient groundwater level for the north. The idea is basically the same for perch water, but it is collected using drainage pipes.

The waters are transferred from North to South with gravitation pipes into separate infiltration fields. The groundwater is infiltrated into a field close to an old Railway Engine house, which is partially founded on wooden piles and partially founded ground supported on clay. The aim is to keep the water levels high enough to prevent changes in the Engine house structures.

RESONANSPACKNING AV BROFUNDAMENT FÖR SUNDSVALLSBRON

K. Rainer Massarsch

Sammanfattning/Summary

Resonanspackningsmetoden användes för första gången i Sverige för undervattenspackningen av sanden. Brofundamenten av Sundsvallsbron består av sandfyllda stålkassuner som ger högt motstånd vid horisontell belastning. Utgående från omfattande fältförsök var det möjligt att optimera packningsförfarandet för att uppnå ställda krav. Viktiga parametrar var den resonansfrekvens och packningsdonets sjunkningshastighet, som kunde korreleras mot sonderingsmotståndet från CPTU. Ett omfattande kontroll- och övervakningsprogram tillämpades för att säkerställa att vibrationspackningen inte skadade stålkassunen under packningen.

For the first time, resonance compaction was used in Sweden for the under-water compaction of sand. The foundation of the Sundsvallsbridge consist of sand-filled steel caissons which can accommodate high horizontal dynamic forces. Based on extensive field tests it was possible to optimize the execution procedure to achieve the high compaction requirements. The two most important compaction parameters are the resonance frequency and the sinking speed of the compaction probe, which can be correlated to the cone penetration resistance from CPTU. A comprehensive control and monitoring program was applied in order to assure that vibratory compaction did not negatively affect the sensitive steel caissons during compaction.

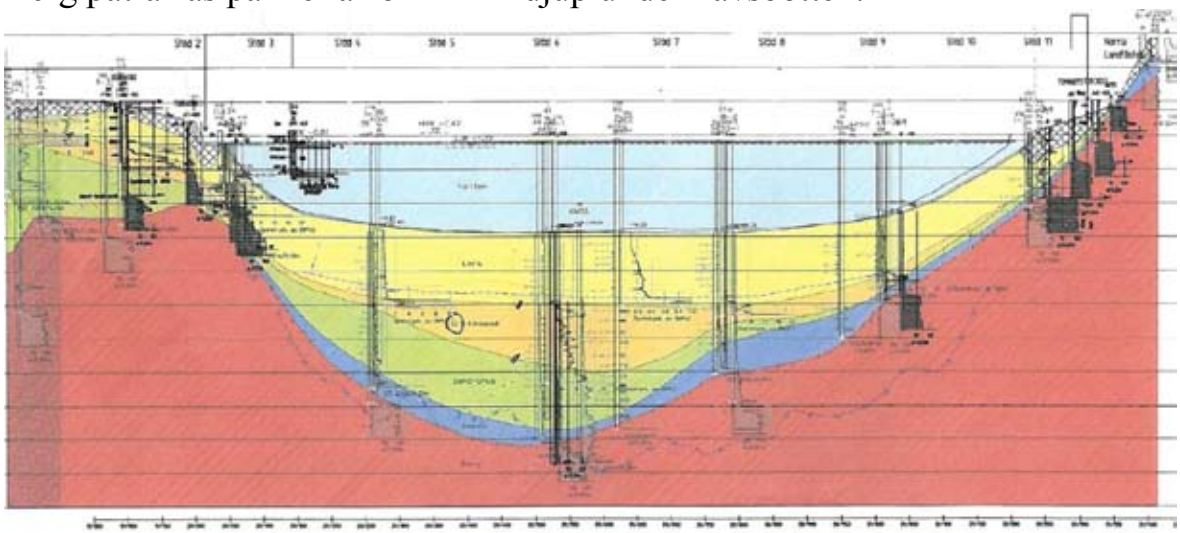
1. INLEDNING

Sundsvallsbron, som byggdes 2011-2015, är Sveriges längsta motorvägsbro (2109 m). Konsortiet JV Sundsvallsbron föreslog en i Sverige ny metod för grundläggningen av de åtta brofundamenten som står i vatten. I stället för konventionella pålar användes kofferdammar (stålkassuner) bestående av stålspont som fylldes med packad sand. De rektangulära kofferdammarna är mycket starka och klarar de stora krafterna som uppstår vid en eventuell skeppskollision mot en bropelare. För packningen av sanden i kofferdammarna användes för första gången i Sverige resonanspackningsmetoden, som ursprungligen utvecklades vid Kgl. Tekniska Högskolan (KTH) i början av 80-talet. Tack vare den snabba utvecklingen inom elektronikområdet är det idag möjligt att optimera packningsförfarandet för att uppnå erforderlig packningsgrad.

Djuppackningen för brofundamenten utfördes under vatten och beställaren, Trafikverket, ställde höga krav på kontroll och dokumentation samt övervakning av packningens utförande.

2. GRUNDFÖRHÅLLANDEN

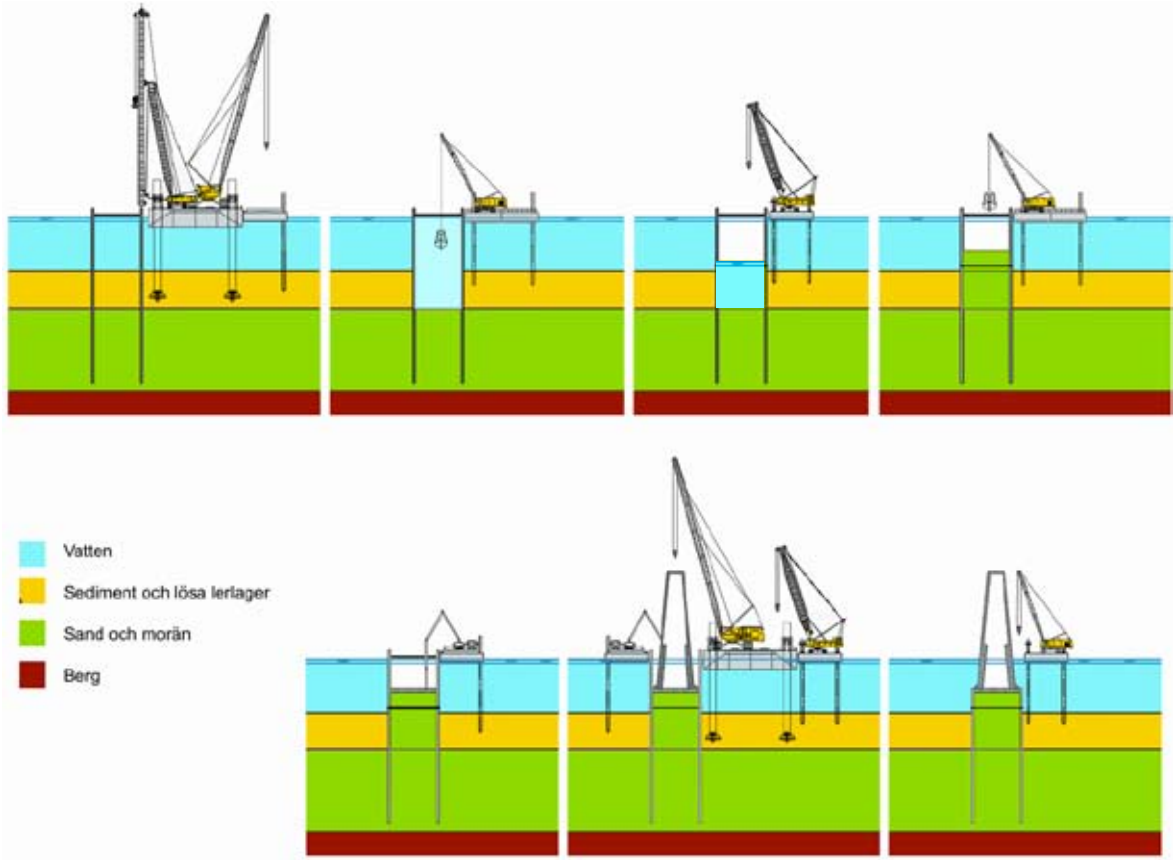
Genomförandet av den komplexa grundläggningen i vatten har varit en stor utmaning för entreprenören. Det maximala vattendjupet var 14 m. Geotekniska undersökningar utfördes i olika etapper och omfattade hejarsondering, jordbergsondering, viktsondering, vingförsök och trycksondering med porvattentrycksmätning (CPTU), som gav en jordlagerföljd som visas i Figur 1. Under sjöbotten finns mycket lös gyttjig, siltig lera där översta delen är förorenad. Därunder följer 1 – 10 m silt som övergår i sand som har en mäktighet av upp till 8 m. Sanden överlagar morän i mellersta och norra delen av broläget. Moränen har begränsad mäktighet. Berg påträffas på mellan 5 – 44 m djup under havsbotten.



Figur 1. Geoteknisk längdprofil för Sundsvallsbrons fundament.

Grundläggningen av brofundamenten utfördes i flera etapper och visas i Figur 2. Först slogs stålspont från en ponton ner till i vissa fall mer än 40 meter, där berg eller bärkraftig jord påträffades. Sponten drevs först med en frekvensvariabel vibro-hejare, Müller MS 32 HVF genom de lösa jordlagren och sedan genom sand och morän. Stoppslagningen utfördes med 12 tons hydraulisk hejare, IHC S-120. Bärförmågan av stålsponten verifierades genom stötvågsmätningar. CAPWAP analysen på provsponter utfördes av Universität Braunschweig. Sedan bortschaktades det lösa silt- och lerlagret under vatten ur den 12 m x 20 m stora kofferdammen, som sedan fylldes med runt 2 400 m^3 sand per pelare. Detta gav ett i snitt tio meter tjockt sandlager som skulle packas. Vibrationspackningen utfördes under vatten tills erforderlig fasthet var uppnådd. Därefter länsades kassunen och

betongfundamenten gjöts mot dubbar som fastsvetsades i kofferdammarnas stålväggar. Till sist utfördes gjutningen av brons betongfundament.



Figur 2. Principskiss visar olika etapper vid grundläggningen av brofundamenten.

3. VIBRATIONSPACKNING

Jordpackning har en lång tradition i Sverige och olika innovativa metoder har utvecklats. Den vanligaste packningsmetoden sker med vibrovält som används för att förstärka till exempel vägbankar eller jorddammar. En viktig, men ofta förbisedd faktor vid packning är vibrationsfrekvensen. För närvarande pågår ett forskningsprojekt på Kgl. Tekniska Högskolan (KTH) för att öka vibrovältars effektivitet genom val av optimal packningsfrekvens, Wersäll (2013). Eftersom ytpackningen endast når ner till maximalt ca 1 m djup, begränsas metodens användning vid djupgrundläggning. För att kunna packa jordlagren till stora djup har speciell utrustning utvecklats, så tidigt som under trettiotalet i främst Ryssland och Tyskland. En internationellt mycket vanlig metod, ”*Vibroflotation*”, använder en elektrisk motor som roterar i nedre änden av en tub, liknande en torktumlare. Packningsdonet sänks ner i omgångar tills den eftersträvade packningseffekten har uppnåtts. Metodblad för olika packningsmetoder har utarbetats inom ramen för SGF (2012).

Djuppackningsmetod kan också utföras med en stor vibrator som är fastsatt på toppen av ett packningsdon. Den i Norden vanligaste metoden kallas ”*VibroWing*”, Massarsch och Broms, (1983) och Jendeby (1992), jfr. Figur 3a. Med tiden utvecklades vibratorer, där frekvens och amplitud kan varieras för att uppnå optimal spontdrivning och packning. I samband med ett jordpackningsprojekt i Rostock, genomförde institutionen för jord och bergmekanik vid KTH omfattande modellförsök och fältundersökningar. Syftet var att ta fram kunskap hur vibrationspackningsförfarandet kunde optimeras. Detta forsknings- och utvecklingsarbete resulterade i den s.k. ”*Resonanspackningen*”, som på ett mycket effektivt sätt kan komprimera lös, vattenmättad sand till stora djup, Figur 3b.



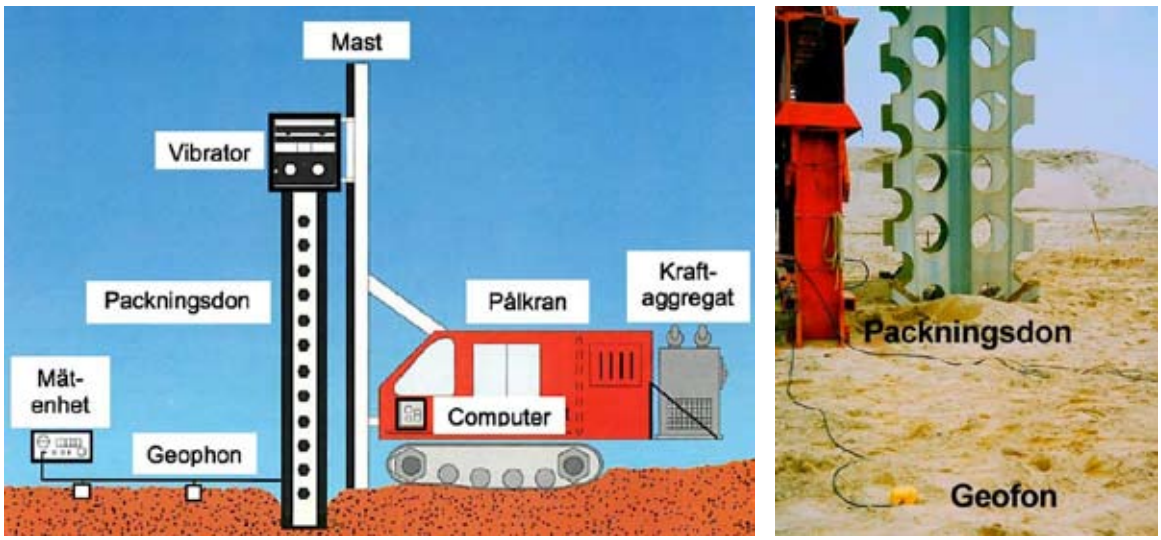
a) VibroWing *b) Resonanspackning*

Figur 3. Två i Sverige utvecklade djuppackningsmetoder

4. HUR FUNGERAR RESONANSPACKNING?

Ett speciellt utformat packningsdon vibreras ner i jordlagret med hjälp av en kraftfull frekvens-variabel vibrator, på liknande sätt som vid spontningsarbeten. På djupet där jordpackningen ska utföras, sänks vibratorns frekvens tills resonans uppstår. Vid resonans förstärks vibrationsintensiteten i jordlagret som skall packas. Resonanspackningen utförs lämpligen med hjälp

av en elektronisk styrenhet, Figur 4a). En viktig komponent av kontrollsystemet är geofonen på markytan, som registrerar den vertikala svängningsintensiteten. Det flexibla packningsdonet fungerar som en antenn som strålar ut vibratorns energi till de omgivande jordlagren.



a) Komponenter av resonanspackningen *b) Geofonen styr vibratorn*

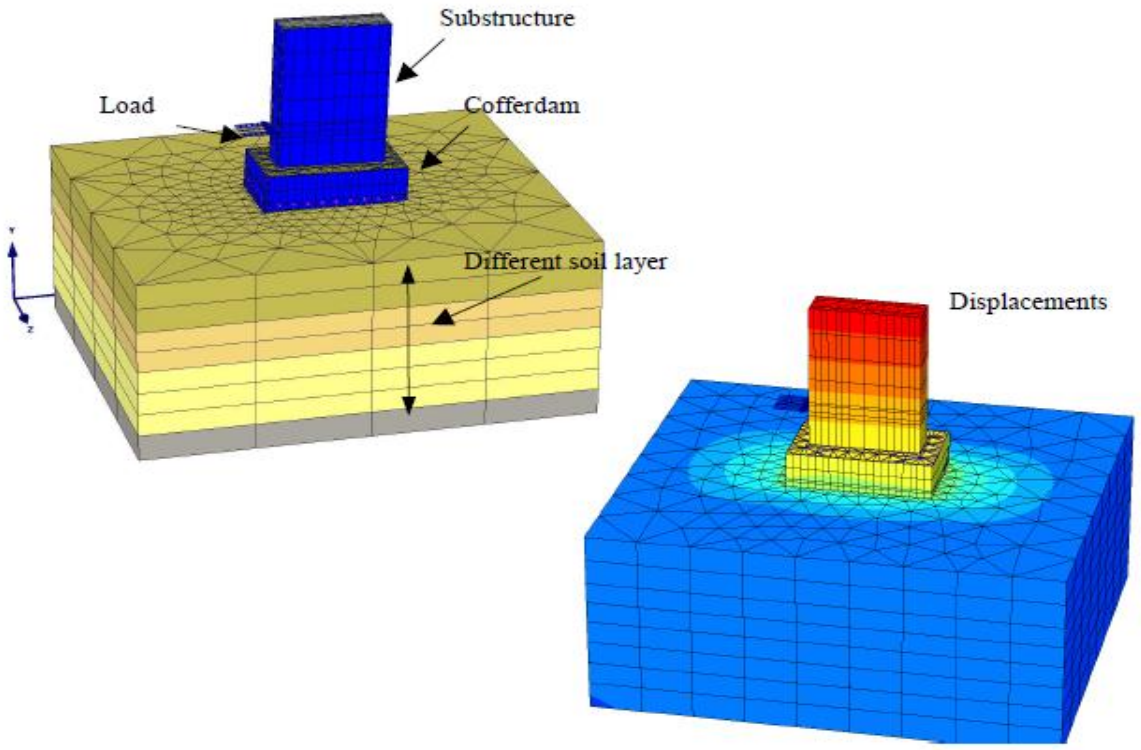
Figur 4. Komponenter av resonanspackningsmetoden.

Resonanspackningen har sedan mitten av åttiotalet använts med framgång vid stora byggprojekt i Nord Amerika, Fjärran Östern och inte minst Europa. Som exempel på välkända projekt kan nämnas infrastrukturprojekt för Hong Kongs nya flygplats och Changi flygplatsen i Singapore. Vid lämpliga förutsättningar är metoden kostnadseffektiv och kan uppnå mycket hög packning. En annan viktig fördel är att hela packningsprocessen kan styras och övervakas elektroniskt. Ett flertal examensarbeten vid KTH, som utfördes i olika länder (Thailand, Hong Kong, Singapore och Sverige) har bidragit till en bättre förståelse av vibrationspackningsprocessen och legat till grund för vidareutvecklingen av metoden, Massarsch (1997). I Sverige användes resonanspackningen för första gången vid jordpackningen för Sundsvallsbrons fundament.

5. DIMENSIONERING AV BROFUNDAMENTEN

En viktig aspekt vid dimensioneringen av pelarfundamenten för Sundsvallsbron var att dessa måste motstå krafterna som skulle uppstå vid skeppspåsegling. För att kunna ta upp och dämpa dessa höga horisontalkrafter utvecklade konsortiet JV Sundsvallsbron en innovativ lösning, där den sandfyllda kofferdammen kan fungera som ett stötdämpande element. Med hjälp av bland annat 3-dimensionell Plaxis analys, vilka utfördes av Pihl &

Søn AS i Danmark, studerades samverkan mellan bropelare, den packade sanden i kofferdammen och de omgivande jordlagren. En viktig faktor vid dimensioneringen var att hållfastheten och styvheten av den packade sanden i kassunen inte skulle påverkas av de höga statiska och cykliska krafterna, jfr. Figur 5.



Figur 5. Samverkan mellan brofundament och undergrund vid vertikal och horisontell belastning.

6. GRUNDLÄGGNINGSARBETEN

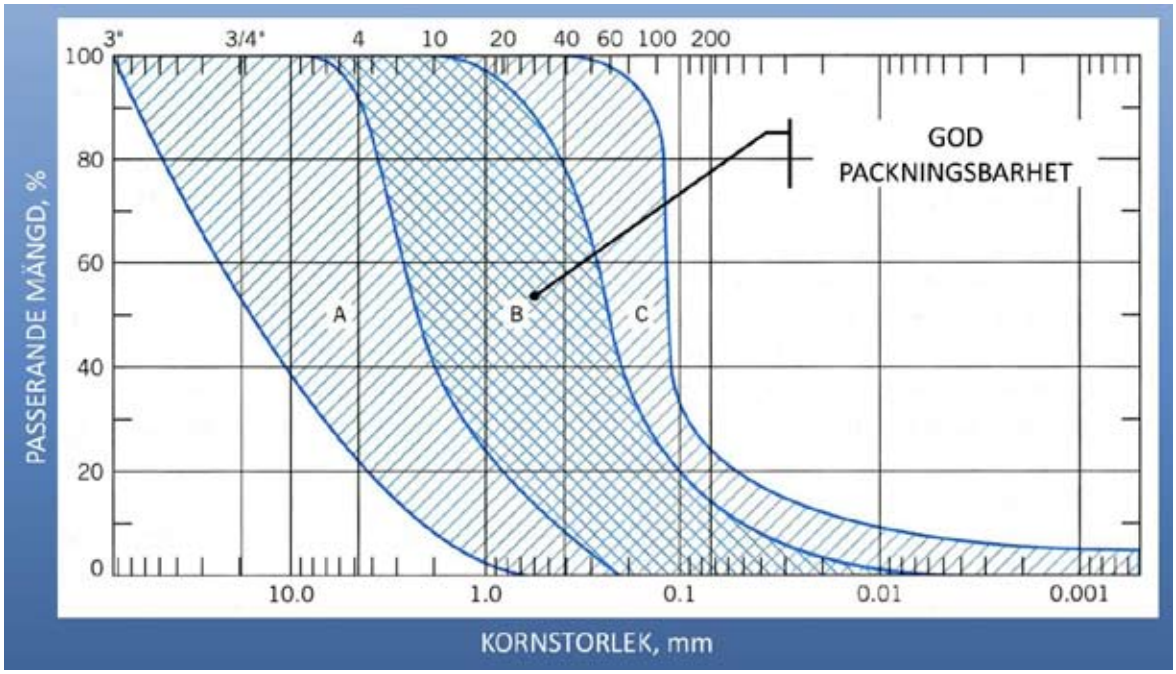
Grundläggningsarbetena för brofundamenten utfördes av företagen Max Bögl och Strabag Wasserbau. Vibrationspackningen av sanden behövde utföras under vatten. Trafikverket ställda höga krav med avseende på packningskvalitet och övervakning; bl. a. kontrollerades stålkassunernas sidoförskjutning och eventuell vibrationspåverkan under packningen. Därför var en nära samverkan mellan entreprenören och Trafikverket av stor betydelse.

Utgående från den statiska och dynamiska analysen var det möjligt att fastställa de geotekniska egenskaperna av den packade sanden, jfr Tabell 1. Två viktiga parametrar var sandens hållfasthet (friktionsvinkel) styvhet

(elasticitetsmodul). För att kunna uppnå effektiv packning ställdes höga krav med avseende på sandens kornfördelning (zon B), som visas i Figur 6.

Tabell 1. Kravspecifikation för den packade sanden.

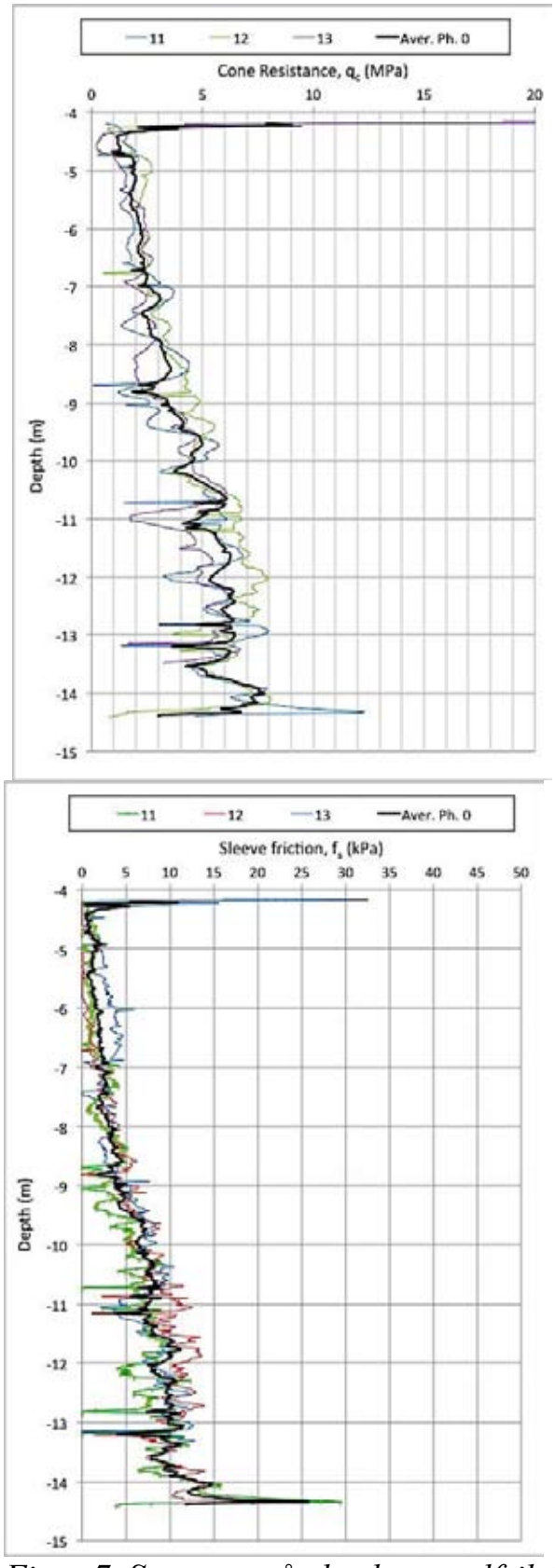
Beteckning		*Enhet*
Densitet, ρ	*1,8*	*t/m^3*
Friktionsvinkel, ϕ	*35*	*grader*
Kompressionsmodul, E_{oed}	*40*	*MPa*
Elasticitetsmodul, E_{50}	*30*	*MPa*
Poissons tal, ν	*0,30*	



Figur 6. Sandens kornfördelning föreskrevs falla inom zon B.

Sandmaterialets egenskaper och packningseffekten kontrollerades genom omfattande provtagning, sondering, vibrations- och sättningsmätning. Sandens geotekniska egenskaper bestämdes genom CPTU sondering (spetsmotstånd, mantelfriktion och porvattentryck). Resultaten från inledande försök i den opackade sanden visas i Figur 7. Spetsmotståndet ökade linjärt med djupet från 1,5 MPa till ca 6 MPa på 10 m djup. Vattendjupet ovanför sanden var i det aktuella fallet 4 m. Även mantelfriktionen var mycket låg och ökade från 0 till 10 kPa. Ett viktigt krav var att sanden skulle uppnå en homogen packningsgrad utan att framkalla för höga horisontaltryck mot kassunväggarna (risk för låssprängning). För att kontrollera utböjningen av

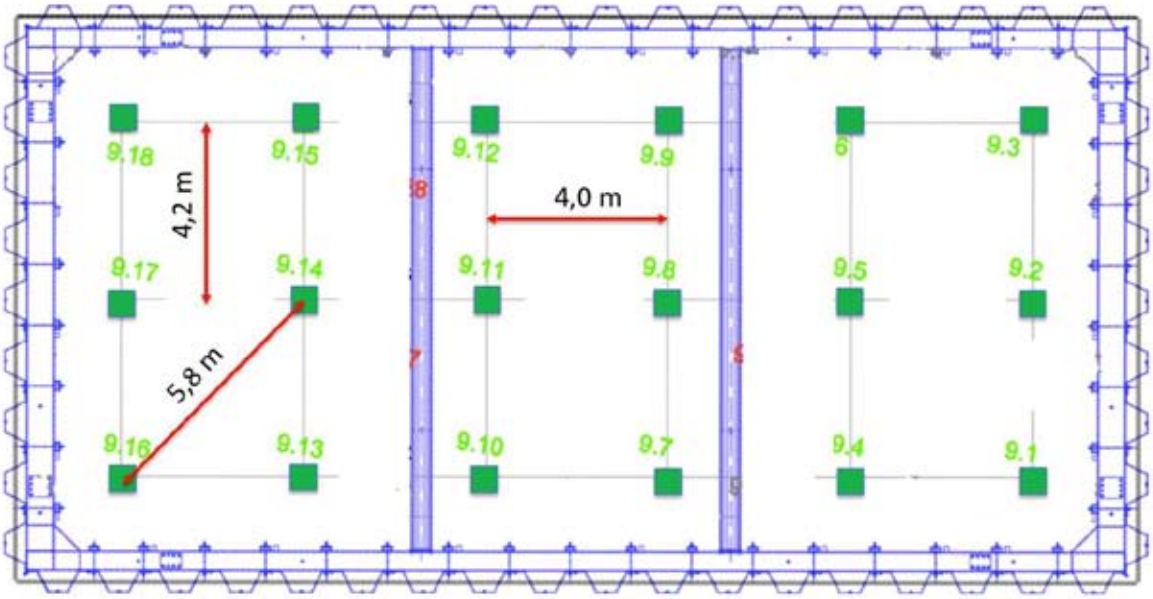
kassunens stålväggar instrumenterades dessa med vibrationsgivare och inklinometerrör.



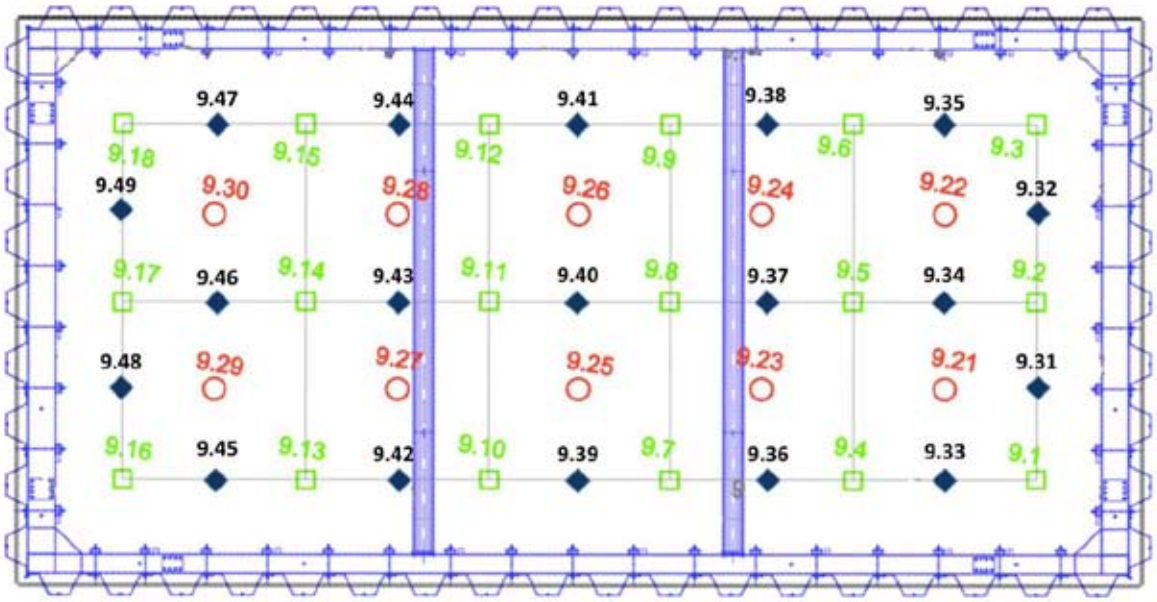
Figur 7. Spetsmotstånd och mantelfriktion av den opackade sanden

7. UNDERVATTENSPACKNINGEN

Inledningsvis undersökte entreprenören olika packningsmetoder, men urvalet begränsades på grund av de högt ställda packningskraven, tidsaspekten och de speciella förutsättningarna vid undervattenspackning inom kofferdammarna. Valet föll på resonanspacknings-alternativet som kunde genomföras under relativt kort tid och bedömdes kunna uppnå Trafikverkets högt ställda krav. Packningen utfördes i varje kofferdamm i tre etapper. För att minska vibrationspåverkan på stålkassunens väggar packades sanden från ytterväggarna in emot kassunens mitt. Under den första etappen (18 punkter) var avståndet mellan packningspunkterna 4,0 x 4,2 m, jfr Figur 8a). I den andra etappen packades 10 punkter i diagonalen och i den tredje etappen de 19 punkter, Figur 8b).



a) Packningsetapp 1



b) Packningsetapp 3

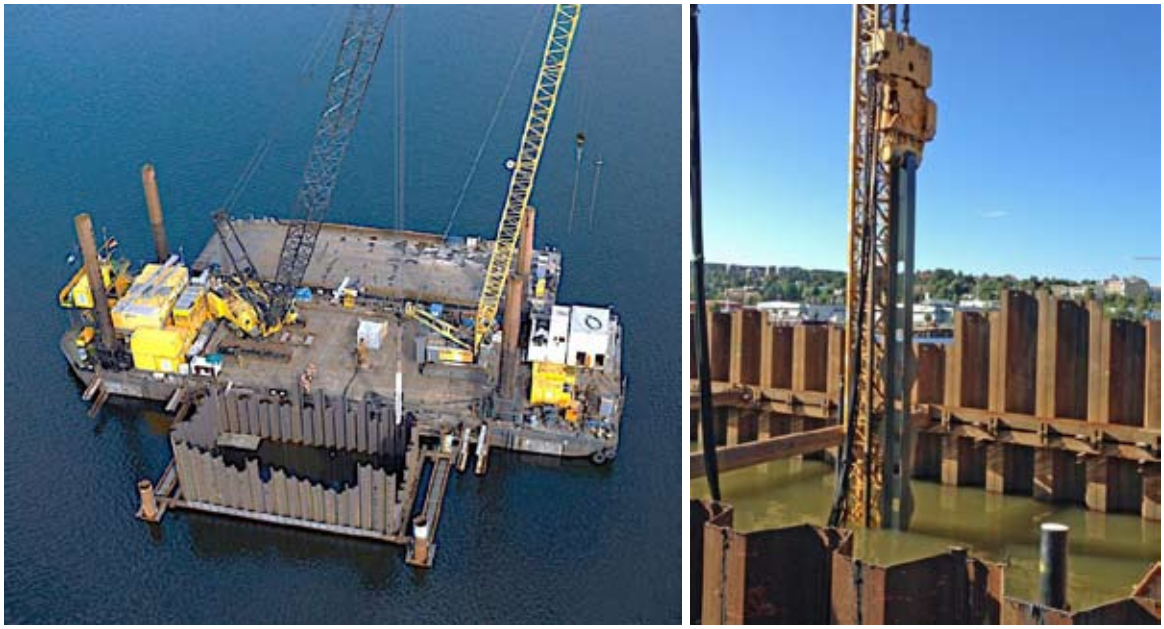
Figur 8. Genomförandet av packningen i tre etapper.

En fördel med resonanspackningen är att den utförs med en kraftfull vibrator som under packningsproceduren kan sänkas ner under vattnet. Detta möjliggjorde användningen av ett kortare packningsdon, med viktbesparingar och ökad packningskapacitet som följd. Vid resonanspackningen användes en högfrekvent vibrator med variabelt moment av fabrikat Dieseko PVE 2319 VM, Tabell 2.

Tabell 2. Tekniska egenskaper av vibratorn Diesko PVE 2319 VM.

Specifikation	Storhet	Enhet
Excentriskt moment	0 – 190 Nm	Excentriskt moment
Maximal frekvens	38 Hz (2300 rpm)	Maximal frekvens
Maximal centrifugalkraft	1100 kN	Maximal centrifugalkraft
Maximal dragkraft	300 kN	Maximal dragkraft
Totalvikt utan infästning	31 kN	Totalvikt utan infästning

Figur 9a) visar den vattenfyllda stålkassunen innan packningen påbörjades, samt utrustningen som användes för resonanspackningen.



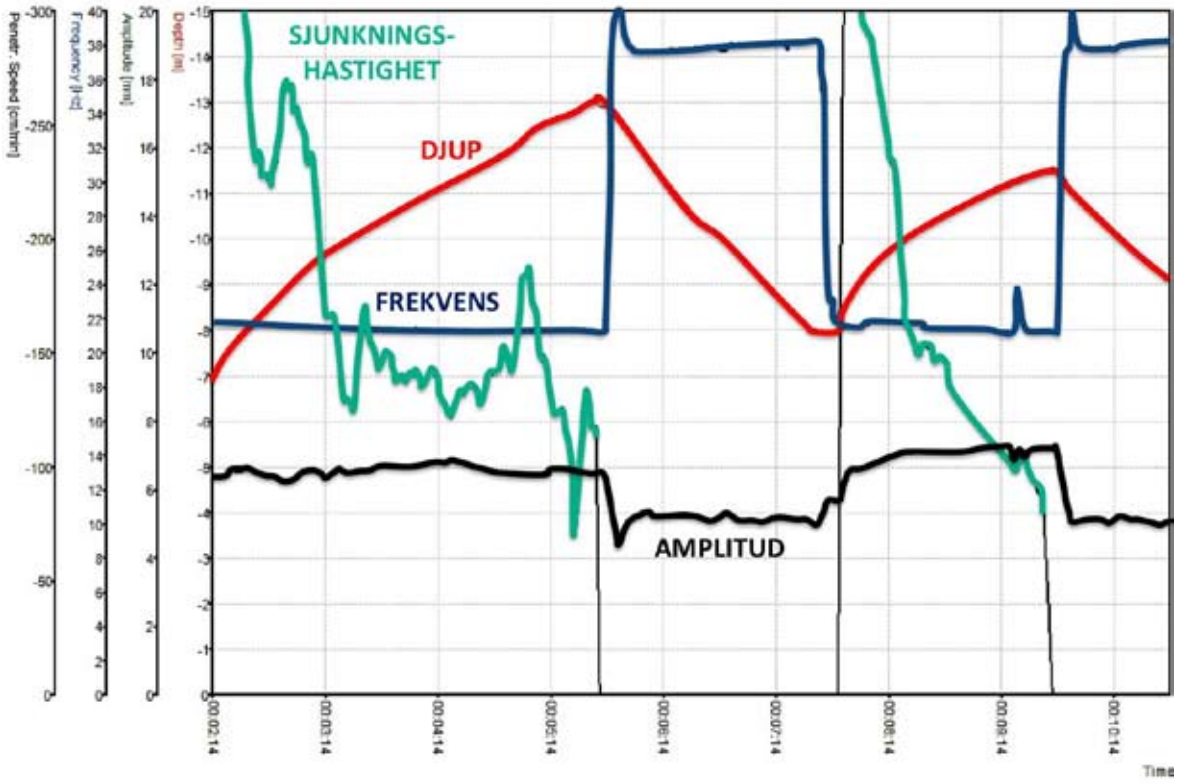
a) Stålkassunen innan packningen *b) Resonanspackning*

Figur 9. Resonanspackning inom stålkassun med hydraulisk vibrator. Förgrunden syns inklinometerröret för övervakning av spontens rörelser.

8. GENOMFÖRANDET

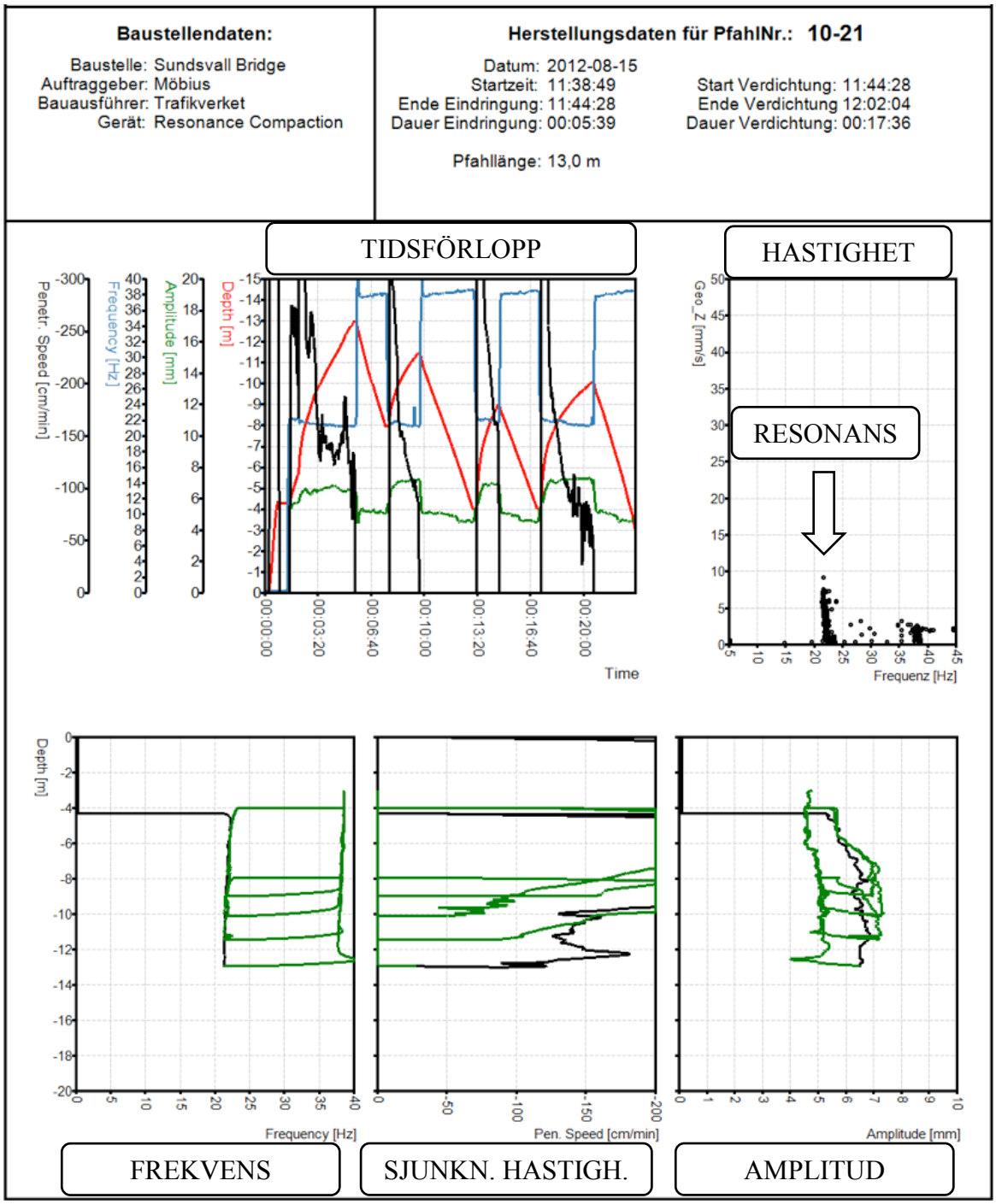
För att fastställa den optimala packningsproceduren (avstånd mellan packningspunkter, antal packningscykler, packningstid mm) utfördes omfattande packningsförsök. CPT-sondering utfördes före och efter respektive packningsetapp för att kontrollera packningseffekten. Vid vibrering av packningsdonet med hög frekvens uppstår det huvudsakliga motståndet vid spetsen – packningsdonet uppför sig som en storskalig penetrometer. Sjunkningshastigheten kan därför relateras till CPT spetsmotståndet i en närbelägen punkt.

Figur 10 visar en typisk registrering under resonanspackningen. Vid resonans-packning användes en låg frekvens (22 Hz - blå linje). Under packningen sjunker donet (spets) från 7 till 13 m djup (röd linje). Sjunkningshastigheten minskar med ökande packningsgrad (grön linje) från > 300 cm/min till ca 80 cm/min. Under packningen är packningsdonets svängningsamplitud närmast konstant, 6,5 mm (svart linje). Under uppdragningen av packningsdonet höjs vibratorfrekvensen från 22 till 38 Hz och vibrationsamplituden minskar till 4 mm.



Figur 10. Registrerade mätvärden under resonanspackningens gång.

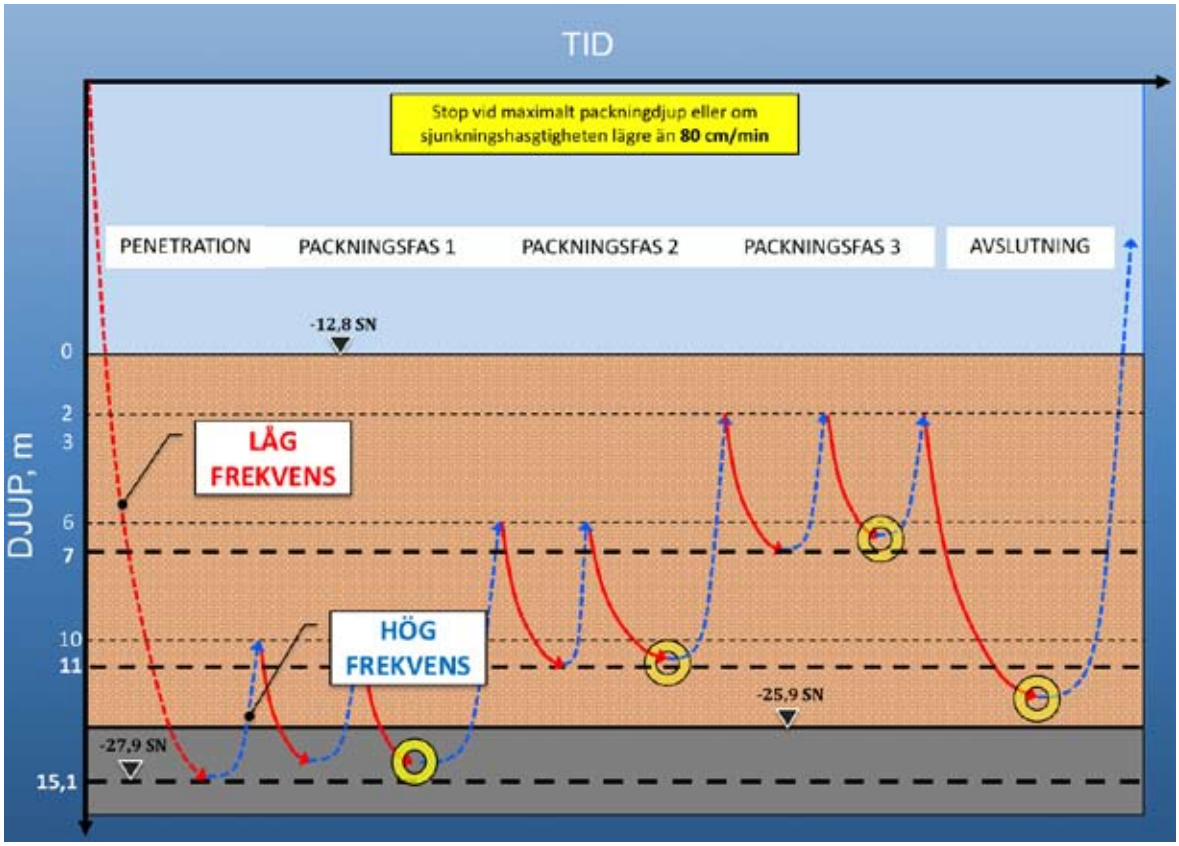
Packningsparametrarna registrerades för varje packningspunkt. Ett exempel på ett packningsprotokoll visas i Figur 11. Packningsförloppet redovisas i diagramform. Tidsförloppet visar packningsparametrarna enligt Figur 10. Dessutom visas kassunens vertikala svängningshastighet. Av diagrammet framgår att resonansfrekvensen ligger vid 22 Hz och var som störst 10 mm/s. Dessutom visas vibrationsfrekvens (Hz), sjunkningshastighet (cm/min) och svängningsamplituden (mm). En viktig aspekt är att uppdragningen sker vid hög vibrationsfrekvens för att bryta kontakten mellan packningsdonet och den omgivande jorden. Dessutom undviks att den packade jorden luckras upp igen. Packningsproceduren utförs genom upprepad sänkning och uppdragning av packningsdonet.



Figur 11. Redovisning av olika mätparametrar – övre diagram: packningsförlopp och vibrationshastighet – nedre diagram: vibrationsfrekvens, sjunkningshastighet och svängningsamplitud.

Utgående från de inledande packningsförsöken kunde det fastställas att den erforderliga packningsgraden var uppnådd när sjunkningshastigheten var ca 80–100 cm/min. Packningsproceduren programmerades för varje pelarfundament och respektive packningsetapp och visades i maskinistens

förarhytt. Figur 12 visar ett exempel på packningsinstruktionen som visades maskinisten. Först vibreras packningsdonet till fullt djup med låg frekvens (ca 22 Hz) – resonansfrekvens (röd linje). Därefter dras packningsdonet upp 5 m med hög frekvens (38 Hz – blå linje) för att därefter sänker ner packningsdonet med låg frekvens (röd linje), antingen till fullt djup (15 m) eller när sjunkningsfrekvensen är lägre än 80 cm/min. Denna packningsprocedur upprepast på tre nivåer (10 – 15 m, 11 – 6 m och 7 – 2 m). Packningen avslutas genom att penetrera sanden vid låg frekvens (22 Hz). Därefter dras packningsdonet upp med hög frekvens och packningen är avslutad. Det är viktigt packningsdonet inte dras upp vid resonans eftersom jorden då kan luckras upp och uppdragningsmotståndet blir mycket högt.



Figur 12. Diagrammet illustrerar resonanspackningens olika etapper, där sjunkningshastigheten (80 cm/min) används som kriterium när packningen kunde avslutas på olika nivåer.

Ett viktigt krav från Trafikverket var den omfattande utförandekontrollen. Packningen skedde med stöd av ett specialutvecklat elektroniskt styrsystem, där följande parametrar registrerades i varje packningspunkt, jfr. Figur 11:

- *Packningspunkt ID*
- *Packningsposition (GPS)*
- *Datum och tid*
- *Packningsdonets sjunkningshastighet*
- *Packningsdonets maximala djup (m)*
- *Kraftaggregatets hydrauliska tryck (MPa)*
- *Svängningsamplitud (mm)*
- *Vibratorfrekvens (Hz)*
- *Svängningshastighet (mm/s).*

Genom den detaljerade redovisningen av alla packningsparametrar var det möjligt att verifiera att den erforderliga packningsgraden var uppnådd. Maskinisten i förarhytten kunde följa packningsprocessen och variera vibratorns frekvens och packningsdonets rörelse (sänkning/uppdragning), Figur 13.



a) Datorstyrd packning *b) Indikation av packningsparameter*

Figur 13. Elektroniskt övervakningssystem med vars hjälp maskinisten kunde utföra undervattenspackningen.

Utan den elektroniska styrningen och redovisningen av packningsförfarandet hade det varit svårt att utföra undervattenspackningen eftersom packningsutrustningen arbetade under vatten. Figur 14 illustrerar packningen i den vattenfyllda kassunen.



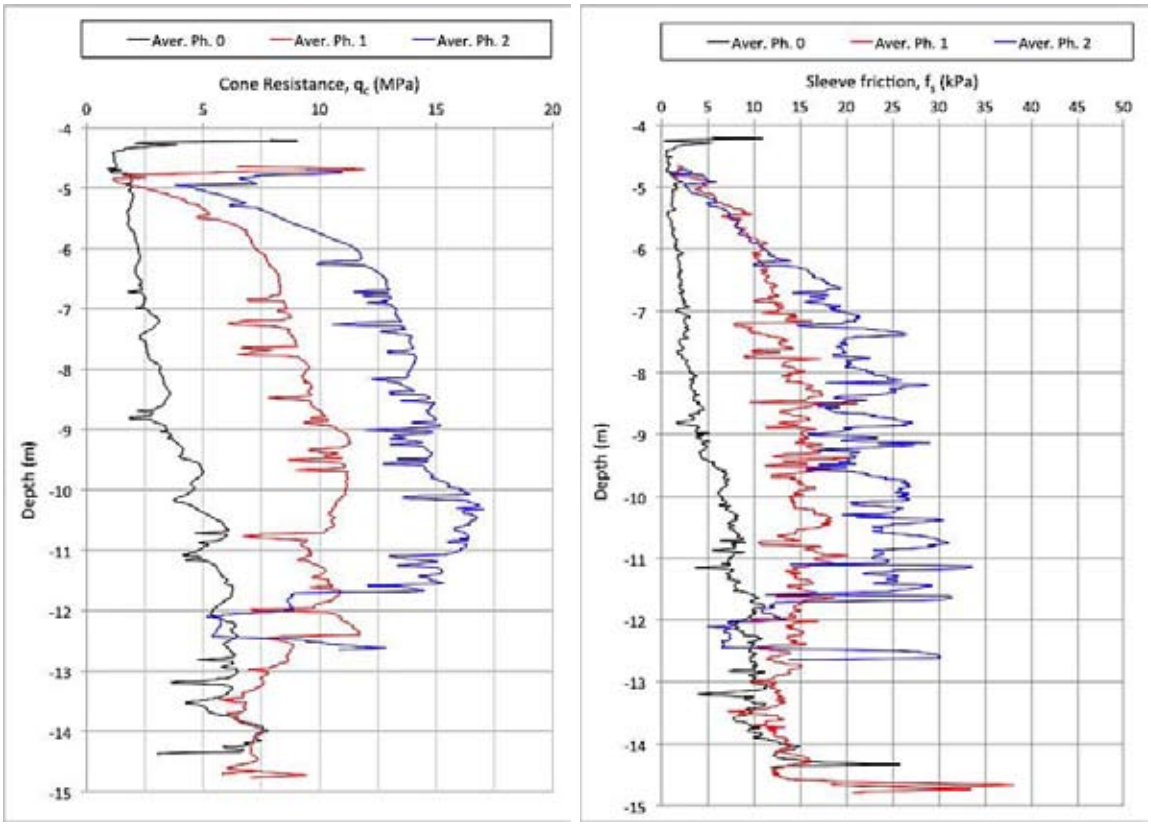
Figur 14. Undervattenspackningen utfördes inom stålkassunen där vibratorn arbetade huvudsakligen under vattenytan.

9. PACKNINGSKONTROLL

Packningskontrollen utfördes genom sättningsmätning av sanden samt olika typer av sondering (trycksondering, viktsondering). Eftersom den kritiska nivån vid påsegling är nära vattenytan, gjordes stora ansträngningar att öka packningsgraden i det övre sandlagret. Därför var packningskraven lägre i övergången från sandlagret till den underliggande – ibland finkorniga jorden - inte lika höga.

Figur 15 visar typiska resultat (medelvärden) av CPT sondering före samt efter den första och den andra packningsfasen. Det ursprungligen mycket låga spetsmotståndet (Figur 7) ökade genom packningen till mellan 7 och 15 MPa. Även mantelmotståndet steg mycket kraftigt. En något lägre packningsgrad konstateras i övergångslagret till det underliggande, naturliga jordlagret (siltig sand).

Efter avslutad packning tömdes stålkassunen och fyllningens yta blev synlig, Figur 16.



Figur 15. Resultat av CPT sondering efter packning.



Figur 16. Sandytan i stålkassunen efter resonanspackningen.

10. SLUTORD

Brofundamenten för Sundsvallsbron är grundlagda på sandfyllda kofferdammar. För packningen användes för första gången i Sverige resonanspackningsmetoden. Förfarandet fastställdes med stöd av omfattande fältförsök. Packningseffekten kontrollerades genom CPTU sondering före och efter olika packningsfaser.

En kritisk aspekt var att vibrationspackningen inte fick förorsaka rörelse i stålkassunen. Därför tillämpades ett omfattande kontrollsystem, där stålkassunens rörelser övervakades genom inklinometerrör och vibrationsgivare. Trafikverket ställde mycket höga krav med avseende på kontinuerlig kontroll och dokumentation av hela packningsförloppet.

Vid resonanspackningen användes avancerad elektroniskt processtyrning, där för packningen viktiga parametrar registrerades och visades maskinisten i förarhytten. Packningsdonets sjunkningshastighet är en viktig parameter eftersom den kan jämföras med spetsmotståndet från CPTU sondering. De två viktigaste parametrarna för packningen var resonansfrekvensen (22 Hz) samt packningsdonets sjunkningshastighet. Packningsprocessen programmerades för varje packningspunkt och redovisades för maskinisten i förarhytten. Detta var en viktig förutsättning, eftersom packningen i huvudsak utfördes under vatten.

Trafikverkets expert för grundläggningsfrågor var Peter Zackrisson, tillsammans med Jörgen Stenersen, Trafikverket, som hade ansvaret att kontrollera och övervaka djuppackningen. Max Bögl och Strabag Wasserbau utförde resonanspackningen under ledning av Dipl. Ing. Oliver Tomaschewski. Det har varit ett stort nöje att ha medverkat i detta mycket intressanta projekt.

11. REFERENSER

Metodblad (2012). Resonanspackning. Svenska Geotekniska Föreningen, metodblad.

Jendeby, L. (1992). Djuppackning med Vibro-sond av typ Vibro-wing. Nordic Geotechnical Meeting NGM-92, Vol. 1, 19-24.

Massarsch, K.R. and Broms, B.B. 1983, Soil Compaction by VibroWing Method. 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, 23 - 26 May, 1983, Proceedings, Volume 1, s. 275 - 278.

Massarsch, K. R. 1997. Djuppackning enligt MRC-Metoden, erfarenheter från flygplatsprojektet i Singapore, Grundläggningsdagen 97, 15 p.

Wersäll, C. (2013). Influence of Frequency on Compaction of Sand in Small-scale Tests. Lic. Thesis, Kgl. Tekniska Högskolan (KTH), Samhällsbyggnad. TRITA-JOB LIC 2023.

ANALYSIS AND MODELLING OF SETTLEMENTS OF A ROAD EMBANKMENT

A CASE STUDY OF THE E45 HIGHWAY IN MARIEHOLM

Filip Bergström & Johanna Medin
Chalmers Tekniska Högskola

SAMMANFATTNING

Syftet med rapporten var att analysera uppmätta sättningar av en vägbank byggd år 1967 i Marieholm i Göteborg. Den studerade vägbanken är byggd på mäktiga lerlager och är delvis grundlagd på bankpålar. En litteraturstudie genomfördes om teorier kring sättningar och bankpålning. Tre av vägbankens sektioner modellerades i datorprogrammet GeoSuite Settlement och sättningsberäkningar genomfördes med jordmodellen Chalmers kryp. Två av sektionerna är grundlagda på bankpålar. Konstruktionsritningar, tidigare genomförda fältundersökningar och studier ligger till grund för indata till beräkningarna. Resultaten från GeoSuite Settlement jämfördes med uppmätta sättningar och det konstaterades att beräkningarna gav en mindre totalsättning. Sättningshastigheten och sättningens storlek mellan år 1980 och 2014 stämmer dock väl överens med uppmätta sättningar i den sektion som inte är grundlagd på pålar. Osäkerheter finns kring modellering av bankpålar, därför anses modellen av sektionen utan pålar vara mer verklighetstrogen. Enligt beräkningarna har tillskottsspänningarna i jorden överstigit eller nästan överstigit förkonsolideringstrycket i alla studerade sektioner. Detta anses vara en av de största anledningarna till de uppmätta sättningarna. Beräkningarna visar också att konsolideringsprocessen är långsam på grund av de mäktiga lerlagren under vägbanken och ej avslutad vid år 2014. En känslighetsanalys genomfördes där det konstaterades att lerans permeabilitet och pålarnas geotekniska bärförmåga har en stor inverkan på beräkningsresultaten. Resultaten påverkas inte nämnvärt av ändringar av krypparametrarna. De uppmätta sättningarna har troligtvis inte enbart orsakas av konsolidering av leran. Det är troligt att andra faktorer så som kompression av materialet i vägbanken eller byggfel kan ha bidragit till de uppmätta sättningarna.

ANALYSIS OF AN INCLINED PILE IN SETTLING SOIL

Fredrik Resare, Kungliga Tekniska Högskolan

SAMMANFATTNING

Användning av lutande pålar är ett väldigt effektivt sätt att ta hand om horisontalkrafter i konstruktioner. Om marken omkring pålen sätter sig orsakas ett böjmoment i pålen som sänker den strukturella bärförmågan. För närvarande finns ingen validerad metod i Sverige för att beräkna storleken av den horisontella kraften som orsakas av sättningarna. I den här studien har en icke-linjär 3D-FEM modell validerats mot ett tidigare utfört fullskaleförsök, dessa resultat har därefter jämförts mot tre olika 2D-diskretiseringar. Den första modellen som beskrivs är den som idag används vid påldimensioneringar. De två andra modellerna är baserade på en annan brottmekanism i påltoppen där jorden istället för en fjädermodell utgörs av en utbredd last med två olika formuleringar. Vidare har en parametrisk studie utförts med en friktionsjord där vikten och friktionsvinkeln påjordmaterial varierats.

Den nuvarande 2D-diskretiseringen ger ett böjmoment i pålen som är närmare tre gånger större än det i fältförsöket uppmätta och de två föreslagna beräkningsmodellerna. Ett böjmoment så stort att pålens kapacitet teoretiskt blir obefintlig enligt nuvarande beräkningsmodell.

EVALUATION OF THE EFFICIENCY OF THE STANDARDIZED NORRLAND METHOD

Per Gunnvard, Luleå Tekniska Universitet

ABSTRACT

Road 685 between Vibbyn and Skogså in the Boden municipality has, due to large quantities of sulphide soil and a nearby creek, been subjected to large settlements over the years. Trafikverket allowed for a reinforcement of the road with the settlement reducing method light embankment piling (also known in Sweden as the Norrland method), where a pile group consisting of trunks is driven down into the underlying soil, on which the road embankment will rest. A geogrid is laid in the lower part of the road embankment to stiffen the embankment material, but also to create a more stable arching between the piles. There have however been speculations on at which degree the geogrid grants these effects, and Trafikverket allowed, with the help of Edlund et al. (2015), for finite element calculations in 2D. The investigation showed that 1.2 m pile spacing, as used on road 685, is too narrow for the geogrid to have an impact on the settlements.

With this in mind, the question arouse at Trafikverket if the newly standard of triangular pile spacing truly is superior to the former, square, pattern (which was used on road 685). Within this work a number of simulations were done in the finite element program PLAXIS, based on the work by Edlund et al. (2015), of the road embankment on road 685 with both triangular and square pile group patterns. The simulations were mainly done in 3D, with 2D as verification. The results show no difference in settlement reducing ability between triangular and square patterns. However, a triangular pattern put the geogrid under slightly more stress. The pile group on road 685 had a narrower spacing between the two outer most columns to design for a hang-up effect by the adjacent soil when it settled. Based on the simulations, where the outer distance was constant, the load distribution in the row and displacement in the underlying soil appeared as uneven.

No field measurements were conducted on road 685 to calibrate the simulations, but the results suggest a piling pattern with equal pile spacing. Depending on the allowed settlements, with regards to the load on the pile group, there is a potential for an increase of the pile spacing up to roughly 1.5 m from the standard of 1.2 m as maximum. More investigations in field and numerically, but also laboratory models are needed to confirm the results.

SAMMANFATTNING

Väg 685 mellan Vibbyn och Skogså i Bodens kommun har, p.g.a. stora mäktigheter av sulfidlera och en närliggande bäck, utsatts för stora sättningar under åren. Trafikverket lät förstärka vägen med den sättningsreducerande metoden lätt bankpålning (även kallad Norrlandsmetoden), där en pålgrupp av trästammar slås ner i den underliggande jorden på vilket vägbanken sedan vilar. Ett geonät läggs till i underkanten av vägbanken för att styva upp bankmaterialet, men också för att skapa stabilare valvverkan mellan pålarna. Det har dock skett en del spekulationer hur mycket geonätet uppfyller någon av dessa effekter och Trafikverket lät med hjälp av Edlund et al. (2015) utföra finita element beräkningar i 2D. Utredningen visade att 1.2 m pålavstånd, som det i väg 685, är för litet för att geonätet ska ha någon större påverkan på sättningarna.

Med bakgrund av detta växte hos Trafikverket frågan om det nyligen standardiserade triangulära pålningsmönstret verkligen är bättre än det förra, kvadratiska, mönstret (som användes på väg 685). Inom detta arbete gjordes ett flertal simuleringar med finita elementprogrammet PLAXIS, med arbetet av Edlund et al. (2015) som grund, av vägbanken på väg 685 med både triangulära och kvadratiska pålgruppsmönster. Huvudsakligen utfördes simuleringarna i 3D, med 2D som verifikation. Resultatet visade ingen skillnaden på den sättningsreducerande förmågan hos triangulära och kvadratiska mönster. Dock påfrestade ett triangulärt pålningsmönster geonätet aningen mer. Pålgruppen på väg 685 hade ett mindre avstånd mellan de två yttersta kolumnerna för att dimensionera för en upphängning av den omkringliggande jorden när den sätter sig. Utifrån simuleringarna, där det yttre avståndet hölls konstant, uppstod ojämnheter i kraftfördelningen i pålraden samt sättningarna i jorden under vägbanken.

Inga fältmätningar utfördes på väg 685 för att kalibrera simuleringarna, men resultaten talade för ett pålmönster med lika avstånd mellan pålarna. Beroende på de tillåtna sättningarna, med avseende på belastning av pålgruppen, finns det potential att öka pålavståndet till omkring 1.5 m från standarden på max 1.2 m. Fler undersökningar i fält och numeriskt, men även laboratoriemodeller krävs för att säkerställa resultaten.

INVERKAN AV VALVEFFEKTER VID BERÄKNING AV JORDTRYCK

Viktor Myrstöm, Lunds Universitet

SAMMANFATTNING

Det lastfördelande fenomen som uppstår genom mobilisering av skjuvkrafter under en relativ deformation i granulära jordmaterial benämns som valveffekt. Valveffekten har en betydande inverkan på jordars beteende och påverkar spänningens storlek och fördelning. För begränsade mängder av fyllnadsmaterial som innesluts av omgivande, styvare material får valveffekten
en betydande inverkan. Till skillnad från geostatisk spänning, uppvisar ett jordmaterial som präglas av ensidig friktion, en olinjär spänningsfördelning och ett spänningstillstånd som avviker väsentligt från friktionsfria förhållanden.

Uppskattning av jordtryck, i synnerhet i horisontell riktning, är av fundamental betydelse vid dimensionering av geokonstruktioner. Ett fyllnadsmaterial som placeras mellan anslutande konstruktioner eller intilliggande stationära material kommer att avlastas på grund av de friktionskrafter som uppkommer längs kontaktytorna. Beroende på avståndet mellan kontaktytorna kan betydande spänningsreduktioner uppstå i materialet. Detta examensarbete beskriver hur storleken och fördelningen av jordtryck i granulära material påverkas av valveffekter. En nita element simulering upprättas i COMSOL 4.4 med syfte att utvärdera under vilka förutsättningar ett reducerat jordtryck är tillämpbart. Analytiska samband, föreslagna av Janssen och Terzaghi, jämförs med numeriskt resultat. En parameterstudie genomförs för att kartlägga respektive parameters inbördes betydelse för valveffekten.

Resultat, baserat på numerisk analys, visar att faktorer som fyllnadmaterialets egenskaper och geometri, samt kontaktytornas lutning är avgörande för valveffektens verkningsgrad. Numeriskt resultat visar god överenstämmelse med analytiska samband för smala geometrier
med vertikala begränsningsytor

PARTNER-företag

SSAB

Arkitekter Ingenjörer