Erfaringer med boring av stålrørspeler i kvikkleireskråning

S. A. Degago
Norwegian Public Roads Administration, Norway, samson.degago@vegvesen.no

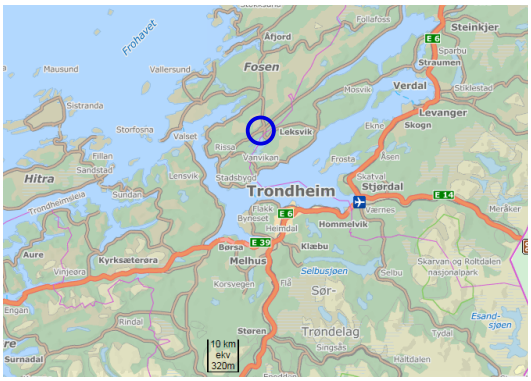
S. Giske, S. Hove, H. S. Tømmervik, Ø. Edvardsen
Norwegian Public Roads Administration, Norway

ABSTRACT
This article presents acquired experiences and measurements made during installation of bored steel pipe piles in a quick clay slope as part of foundation for the Skaudal Bridge in Rissa municipality in Norway. The project area is characterised by a presence of quick clay of large extent. Part of the bridge foundation requires installation of bored steel pipe piles at the top and bottom of the quick clay slope. This is a critical activity as it is very crucial to avoid a possible initial slide that could trigger a much larger slide. Thus, the success of the entire project centrally hinges on avoidance of a possible initial slide during the piling activity. The contractor presented a recently developed down-the-hole (DTH) drilling system. This system is designed to have an enhanced flushing air control such that leakage of compressed air into the surrounding soil body is avoided. The system shall also avoid excess pore pressure development and soil mass displacements. To evaluate the performance of this new method, the client (Norwegian Public Roads Administration (Statens vegvesen)) decided to evaluate the drilling system after a well-documented initial experience. Thus piling for the bridge foundation started where there was no stability problem and the client followed this up with relevant instrumentations. This indicated that the drilling system did not perform as desired as it led to significant excess pore pressure development and mass displacements unacceptable for a quick clay slope. Thus the contractor had to make amendments and confirm their validity with an instrumented pile test. Experiences from the pile test formed a basis to successfully install the piles in the quick clay slope. In this article, the drilling system and the project are briefly highlighted. The pore pressure measurements are also presented and discussed. The main conclusion is that the drilling system itself may be useful in sensitive clays, and that the difficulties in the project mainly is related to lack of knowledge and experience, by the contractor and operator, on use of the drilling system in sensitive clays.

Keywords: ***Highly sensitive (quick) clay, initial stability, DTH drilling method, pore pressure***

1 INNLEDNING OG BAKGRUNN

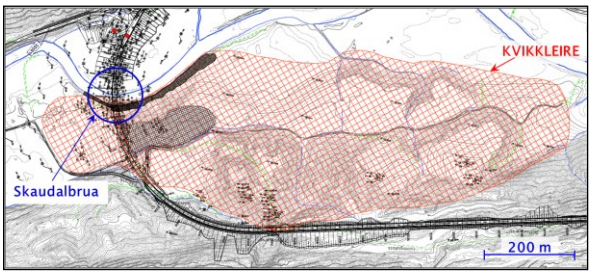
Statens vegvesen bygger utbyggingspakken Fosenvegen i Nord- og Sør-Trøndelag. Dette prosjektet omfatter oppgradering og nybygging av ca. 280 km vei på Fosen. En del av utbyggingspakken er anleggsarbeidet på Fv. 715 mellom Keiserås og Olsøy med totallengde på 17,5 km samt en estimert kostnad på ca. 450 mill. kr. På en del av denne strekningen, Leksvik grense – Olsøy, er det avdekket et stort område med kvikkleire. Se oversiktskart av strekning Leksvik grense – Olsøy i Figur 1.



Figur 1: Oversiktskart (basert på www.finn.no).

Totallengde på Leksvik grense – Olsøy er ca. 3,2 km, og den går i en helt ny trasé. På denne strekningen skjærer vegen på skrå

nedover lia, krysser over dyrka mark og elva Skauga, før den når dagens Fv. 715 med nytt kryss ved Olsøy. Dette innebærer at det bygges ei ny bru over elva Skauga i Skaudalen. Brua har fått navnet Skaudalbrua (se Figur 2). På den ene siden av elva (sørsiden) er brua fundamentert i en skråning med kvikkleire.



Figur 2: Kvikkleiresonen (veglinjen og Skaudalbrua).

2 GRUNN- OG PORETRYKKSFORHOLD

2.1 Grunnforhold på området

Ut fra www.skrednett.no er det påvist kvikkleire i området. På skrednett.no er kvikkleireområder klassifisert med tre faregrader (dvs. høy, middels og lav) og dette kvikkleireområdet er satt til høy faregrad. Med utgangspunkt i skrednett.no er det utført flere omganger med grunnundersøkelser som avdekket en større kvikkleiresone enn det som var påvist på skrednett.no, Figur 2. Opprinnelige ble vegen plassert for å unngå kvikkleiresonen angitt på www.skrednett.no. Likevel krysset den nye veglinjen den utvidede kvikkleiresonen, Figur 2. Dette innebærer også at det på ene siden av elva bygges brufundament i en kvikkleireskråning der kvikkleirelaget ligger høyt. Omfattende grunnundersøkelser er utført i området (SVV rapport (2013a, 2013b og 2014)).

2.2 Grunnforhold rundt Skaudalbrua

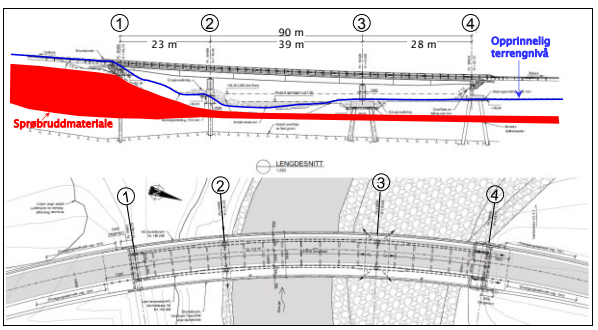
Skaudalbrua er en 90 m lang samvirkende stål/betongbru i tre spenn. Brua har fire fundamenteringsakser. Det ble installert borede stålrørspeler ved toppen (akse 1) og bunnen (akse 2) av kvikkleireskråningen. Grunnforholdene rundt hver akse er oppsummert i Tabell 1.

Grunnundersøkelsene utført i området viser at leiren er preget av generelt høy skjærfasthet og høy overkonsolideringsgrad. Likevel er leiren hovedsakelig meget sensitiv og er klassifisert som sprøbruddmateriale, dvs. omrørt skjærstyrke (c_{ur}) mindre enn 2 kPa. Kvikkleire er definert som en leire med $c_{ur} \leq 0{,}5$ kPa.

Tabell 1: Grunnforhold ved bruaksene

Bru-akse	Løsmasses-mektighet (m) (Fjellkote)	Grunnforhold/lagdeling
1	18,0 (+28,1)	0 – 3 m: Leire (2–3m, meget sensitiv) 3 – 9 m: Kvikkleire 9 – 18 m: Leire (9–12m, meget sensitiv)
2	9,0 (+30,1)	0 – 2 m: Siltig sand/Sandig grusing 2 – 7 m: Leire (2–5 m, meget sensitiv; et tynt kvikkleire lag dvs. 4–4,5 m)) 7 – 9 m: Siltig sandig leire
3	10,1 (+28,4)	0 – 2 m: Grusig sandig silt/Sandig grusing 2 – 6 m: Leire (2–4 m, meget sensitiv) 6 – 10,1 m: Siltig sandig leire
4	10,7 (+27,5)	0 – 2 m: Siltig sand/Sandig grusing 2 – 7 m: Leire (2–5 m, meget sensitiv) 7 – 10,7 m: Siltig sandig leire

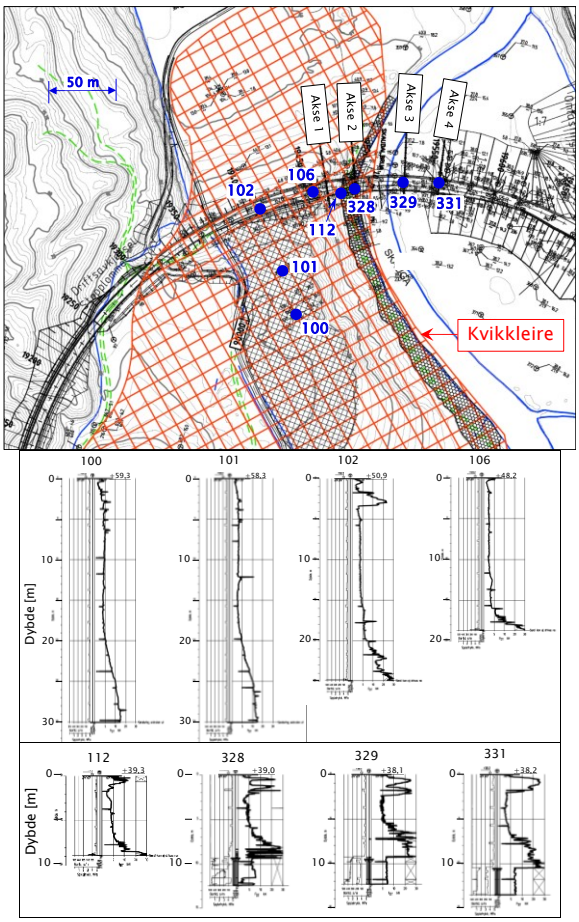
Figur 3 presenterer brua og skisser omfanget av sprøbruddmateriale samt det opprinnelige terrengnivået.



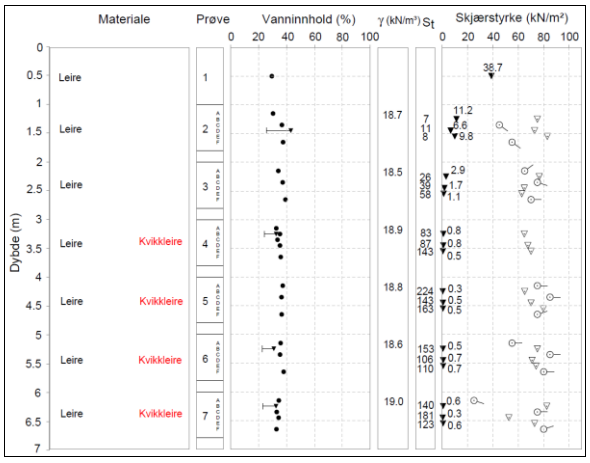
Figur 3: Skisse av omfanget av sprøbruddmaterialet ved brua (øverst-lengdesnitt, nederst-plan).

2.3 Resultater av grunnundersøkelser på utvalgte punkter

Oversikt over plassering av utvalgte borepunkter og utførte totalsonderinger er presentert i Figur 4. Rutineundersøkelse resultater ved bp. 106 framgår av Figur 5.



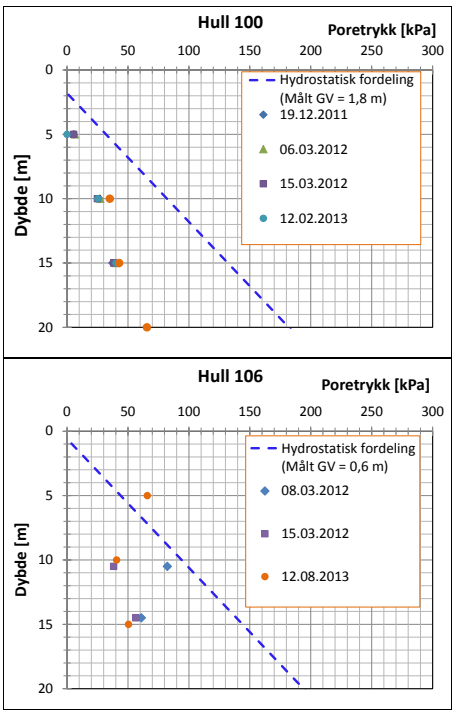
Figur 4: Utvalgte totalsonderingerresultater (se plasseringen på oversiktskartet øverst).



Figur 5: Borprofil, rutine undersøkelsesresultater ved borepunkt 106 (rundt akse 1).

2.4 Grunnvannstand og poretrykksforhold

Kvikkleireskråningen er generelt preget av betydelig underhydrostatiske forhold med et høyt grunnvannstandsnivå som ligger ca. 0,8 m under terrenget. Poretrykksmålinger ved bp. 100 og 106 framgår av Figur 6.



Figur 6: Poretrykksmålinger ved bp. 100 og 106 og en hydrostatisk poretrykksfordeling ut ifra målte grunnvannstandsnivåer.

3 STABILITETSTILSTAND OG VURDERING

Vurdering av skråningens stabilitet er en typisk 3D problemstilling der skråningen faller av i to retninger. Stabilitetstilstanden av skråningen er vurdert med totalspennings- og effektivspenningsanalyser ved å velge kritiske snitt i ulike retninger i henhold til Statens vegvesens (SVV) og Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) sine retningslinjer (SVV Håndbok V220, NVE, 2014, se også Oset mfl. (2014)). Analyser påviste at naturlig skråning har noe lav sikkerhetsfaktor i drenert tilstand og underhydrostatisk poretrykksfordeling. Som en del av følsomhetsanalyse ble det utført en drenert stabilitetsanalyse med hydrostatisk poretrykksforhold. Dette ga en kritisk sikkerhetsfaktor (γ_M) på 1,07. Dette viser at

underhydrostatiske poretrykkforhold i skråningen har bidratt vesentlig til stabilitet av skråningen. Dette viser også viktigheten av å holde poretrykk så lavt som mulig under anleggsfasen. Derfor ble det bestemt å overvåke poretrykk kontinuerlig i anleggsfasen for å ta vare på eventuell poretrykksøkning som kan føre til lavere stabilitet. Grenseverdier for akseptable poretrykkøkninger i anleggsfase ble satt ut ifra drenerte stabilitetsanalyser.

Stabilitetsanalyser er foretatt for å vurdere lokalstabilitet og områdestabilitet i henhold til SVV og NVE sin retningslinjer. For å tilfredsstille kravene i disse retningslinjene ble det nødvendig å utføre tiltak. Disse tiltakene omfatter terrengforbedring med 1,5 m skjæring på toppen av skråningen (terrengsenking), erosjonssikring med sprengstein langs bunnen av skråningen og en midlertidig motfylling (1 m høy) rundt bruakser (i utgravingsfase og under installering av pelene i akse 1 og 2).

En del av stabilitetsvurderingen omfatter vurdering av mulige skredmekanismer. Potensialet for et stort områdeskred er avhengig av blant annet topografiske forhold, jordegenskaper i omrørt tilstand, og muligheten for et initialskred (se f.eks. Bernander (2000), Leroueil (2004), Thakur mfl. (2014)). For at store områdeskred skal oppstå etter et initialskred må imidlertid følgende to kriterier være oppfylt: Sprøbruddmaterialene involvert i bruddet må være fullstendig omrørt, og skredmassene må kunne strømme ut av skredområdet. Derfor er dette prosjekt en «kandidat» for et stort områdeskred. Skråningen er høy (21 m), bratt (en gjennomsnittlig helning på ca. 1:3 mot elva) og består av materialer med omrørt tilstand så lavt som 0,3 kPa. I tillegg ligger skråningen ovenfor ei stor elv som kan «legge til rette» for et eventuelt områdeskred. Derfor er det svært viktig å unngå initialskred som kan føre til fullstendig omrøring av kvikkleire og dermed utløse et områdeskred. I dette prosjektet kan et initialskred mest sannsynlig komme av erosjon eller flom på bunnen av skråningen, eller anleggsaktiviteter. Derfor ble det lagt ut sprengstein langs bunnen av skråninga og ut i elva som sikrings tiltak mot erosjon og flom. Når det gjelder anleggsaktiviteter vil pelearbeidet være mest kritisk siden dette kan potensielt føre til et stort områdeskred. En velkjent hendelse der initiale skred førte til et stort områdeskred er Surte skredet i Sverige (Bernander, 2008). Det finnes også andre områdeskred forårsaket av pelearbeid og store vibrasjoner (Bernander, 2008, Leroueil, 2004). Derfor er det svært viktig å utføre en streng kontroll og oppfølging på pelearbeidet i dette prosjektet.

4 SKAUDALBRUA

4.1 Geotekniske krav og forutsetninger

Brua er prosjektert ut fra noen geotekniske forutsetninger og krav. I prosjekteringsfasen har det vært et tett samarbeid med brukonstruktør slik at brua er dimensjonert med hensyn til aktuelle geotekniske forhold. De viktigste geotekniske begrensningene som måtte tilfredsstilles er oppsummert nedenfor (SVV rapport, 2014).

- Utgraving tilknyttet til brufundamentering må være begrenset til 2,5 m. ved akse 1 for å unngå utgraving i kvikkleire. Det skal heller ikke være utgraving ved akse 2 for ikke å forverre stabiliteten av hele skråningen.
- Fundamentering til brua bør ikke føre til massefortrengning og betydelig poretrykksøkning. Derfor er det valgt å fundamentere brua med borede stålrørspeler og pelene skal etableres ned i berg. Det skal benyttes boresystem som er mest mulig skånsomt for kvikkleire.
- Utførelsen av peler bør ikke kreve, relativt sett, tunge maskiner. Derfor er det valgt pel diameter mindre enn 1 m.

Utformingen av brua og fundamenteringen har hensyntatt de ovennevnte punktene, se Figur 3.

4.2 Fundamentering

Brua fundamenteres på spissbærende borede stålrørspeler. Fundamenteringen omfatter 15 stk. borede stålrørspeler som skal bores minst 1 m i godt berg. Dvs. 2 stk. ∅813×16 mm

peler ved akse 1, 3 stk. ∅914×16 mm peler ved akse 2, 6 stk. ∅813×16 mm peler ved akse 3 og 4 stk. ∅813×16 mm ved akse 4.

5 PLANLEGGING OG UTFØRELSE AV PELEARBEIDET

5.1 Konkurransegrunnlag

I dette prosjektet hadde pelearbeidet ved akse 1 og 2 en svært avgjørende betydning for hele prosjektet. Derfor ble det bestemt å ta med de viktigste geotekniske forhold knyttet til utførelse av pelearbeidet i kontraktsdokumentet. Hensikten var å belyse de aller viktigste punktene slik at det kommer frem tydelig i kontraktsdokumentet for utførende entreprenører. Noen av de viktigste kravene ved utførelse er presentert her.

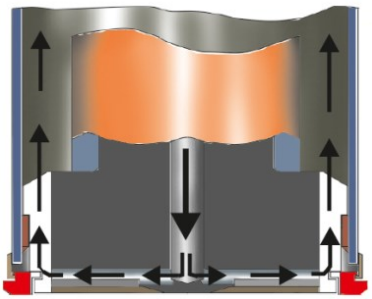
- Det må benyttes boreutstyr som er mest mulig skånsomt for kvikkleire, dvs. boreutstyr som ikke medfører betydelig poretrykksoppbygging, massefortrenging og omrøring i grunnen. Poretrykksoppbygging skal alltid kontrolleres ved installering av pelene. Ved unormale økninger, utover naturlige svingninger, må arbeidet umiddelbart opphøre, inntil poretrykket har normalisert seg.
- Borearbeidene skal utføres med forsiktighet og tilpasset spyletrykk slik at spylemediene ikke medfører utspyling av masse eller økt poretrykk utenfor peletverrsnittet. Ved boring i bløt- og kvikkleire skal det ikke benyttes luftspyling.
- Under installering av pelene må marktrykk fra boringsutstyr ikke overskride 40 kPa.
- Det kreves utførelse med reversibel boring (RC-metoden).

5.2 Boresystemet

Entreprenøren kom frem med et alternativt og nyutviklet boresystem. Dette ble presentert som et system som tilfredsstiller de geotekniske kravene, dvs. et boresystem som ikke fører til poretrykksoppbygging utover de tillatte verdiene. I tillegg skal boresystemet ikke føre til massefortrengning og fordelt vekt av pelemaskinen overskrider ikke 40 kPa. Prinsippet til boresystemet er beskrevet kort her. Boresystemet hører til rørborings boremetoder, og boreutstyret består av pilotborkrone, ringborkrone og boresko, se Figur 7 og Figur 8.

Figur 7: Pilotkrone.

Figur 8: Pilotkrone med ringborkrone.
(Ringborkrone og boresko er sveiset til stålrøret.)



Figur 9: Skisse over luftkanaler i boresystemet.

Boresko er en forsterkningsring som på den ene enden er sveiset til stålrøret og på den andre enden har ringborkronen festet på. Ringborkronen har litt større diameter enn røret og pilotkronen kobles mekanisk innpå ringborkronen før boring starter.

Ringborkronen og pilotkronen roterer sammen under boring gjennom løsmasser og

inn i berg. Etter at boring er avsluttet blir ringborkronen igjen i grunnen sammen med pelen (derfor er den også kalt for engangskrone). Pilotkronen løses ut og trekkes opp ved venstre rotasjon av borestrengen.

Boresystemet benyttes vanligvis med luft som spylemedium. Det spesielle med dette utstyret er at borekronen er utformet slik at luftstrømmen snus tilbake inn i borestreng og ikke går ut i løsmassen (formasjonen). Lufttrykket for boring kommer gjennom senter på borestrengen og snus 90° radialt i pilotkronen, og returneres sammen med borkaks gjennom åpninger i borkrona ut mot borerøret, se prinsippskisse over luftføringen i Figur 9. Boresystemet tar sikte på en bedre kontroll på retning til lufttrykk under retur.

5.3 Pelearbeid - Plan

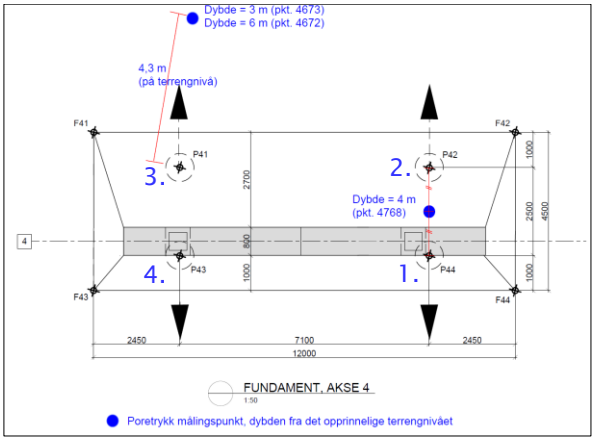
Boresystemet var relativt nytt og uprøvd i kvikkleire. Da er det viktig å kontrollere at systemet fungerer som presentert. For å få erfaring med det nye boresystemet ble det bestemt å starte pelearbeidet i akse 3 og 4, siden det ikke er stabilitetsproblem knyttet til installering av peler ved disse aksene. Akse 3 og 4 ligger på et flatt terreng, mens akse 1 og 2 ligger i en kvikkleireskråning, Figur 3. For å ha god kontroll med konkrete tallverdier ble installering av peler ved akse 3 og 4 kontrollert med rystelsesmålinger og poretrykksmålinger. Disse resultater ble lagt til grunn ved en generell evaluering av boresystemet som var viktig før oppstart boring av peler ved akse 1 og 2.

Ved installering av peler ved akse 3 ble det montert tre rystelsesmåler etter NS 8141-3:2014. Måleren ble plassert med en avstand på ca. 10 m fra senter til pelegruppen ved akse 3. Den maksimale rystelsesmålingen var 27 mm/s, og dette ble målt under boring av steinputen øverst. Hovedkonklusjonen fra dette er at man helst bør unngå boring gjennom steinpute for akse 1 og 2, og at boreutstyret ikke gir betydelige rystelser. Derfor ble det bestemt å fokusere på poretrykksoppbygging som følge av boresystemet. Dette ble gjort i akse 4.

5.4 Plan for poretrykksoppfølging under peling ved akse 4

Ved akse 3 og 4 ligger grunnvannsspeilet 0,5m under terreng, og poretrykksfordelingen er tilnærmet hydrostatisk. Plassering av pelene (P41 til P44) ved akse 4, samt plassering av poretrykksmålere, framgår av Figur 10. Poretrykk ble målt i to punkter og på tre ulike dybder. Poretrykkmåler 4768 ligger midt mellom P44 og P42 som har senter til senter avstand på 3,8 m ved 4 m dybde. Poretrykkmålere 4673 og 4672 ligger 4,3 m fra pelesenter til P41. Avstanden er målt på terrengnivået. Dybdene til målerne er 3 m og 6 m.

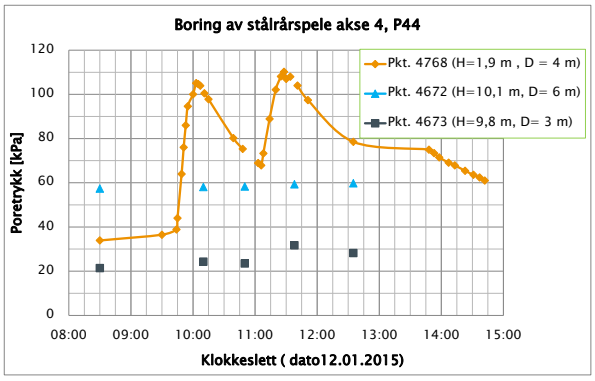
Rekkefølgen for installering av pelene ved akse 4 er P44, P42, P41 og P43. Boringene ble utført den 12.01.15 (P44 og P42) og 13.01.15 (P41 og P43).



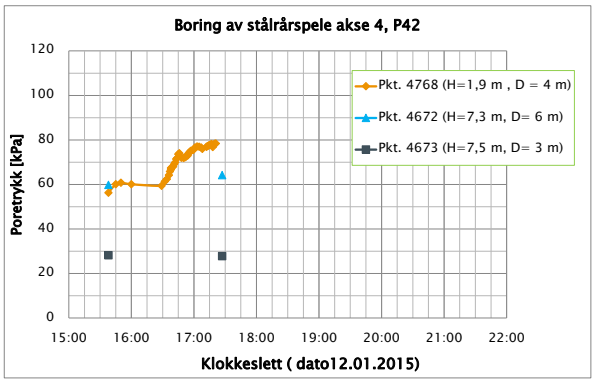
Figur 10: Fundamentering ved akse 4 og plassering av pelene og poretrykksmålerne.

5.5 Poretrykksmålinger under peling ved akse 4

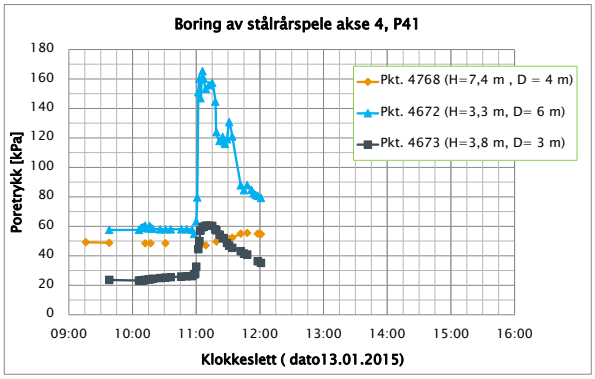
Poretrykk ble målt under installering av tre peler, dvs. P44, P42 og P41 se planen med installeringsrekkefølge (1. til 4. pel) i Figur 10. Disse målingene er gitt i Figur 11 – 13. På figurene er *D* avlesningsdybden fra terrengnivå; og *H* er en horisontal avstand fra pelesenter til måleren målt på et nivå som tilsvarer aktuell målingsdybde. Målingene ble utført av byggherren (Statens vegvesen (SVV)).



Figur 11: Poretrykksmålinger under boring av stålrørspel P44.



Figur 12: Poretrykksmålinger under boring av stålrørspel P42.



Figur 13: Poretrykksmålinger under boring av stålrørspel P41.

5.6 Erfaring og observasjon etter boring ved akse 4

Målingene påviste at boringen med dette systemet ga betydelige poretrykksøkninger. Hovedobservasjoner og erfaringer etter boring ved akse 4 er oppsummert her.

- Maksimale poretrykksøkninger under installering av pel P44, P42 og P41 er henholdsvis 70 kPa (Figur 11), 20 kPa (Figur 12) og 100 kPa (Figur 13). En økning på 70 kPa og 100 kPa er langt over det som kan aksepteres for akse 1 og 2.

- Under boring av P44 og P41 kom ikke mesteparten av tilført luft tilbake innvendig i borerørene og dette førte til en ganske høy poretrykksøkning, dvs. 70 kPa og 100kPa. Under boring P41 (kl. 11:02, Figur 13) kom det luft på utsiden av pelen og nabopelene P44 og P42. Dette skyldes nok blokkering av borekronen.

- Boring av P42 gikk greit i forhold til de andre (det kunne ses at en viss luftmengde kommer opp fortløpende innvendig i røret). Likevel førte dette til poretrykksøkning på 20 kPa. Da er spørsmål hvor mye av luften som egentlig kommer tilbake gjennom røret i forhold til det som brukes.

- Volum jordmasser som kom opp under boring gjennom løsmasser ser betydelige mindre ut enn forventet. Dette indikerte at boringen også fører til massefortrengning. Det så ut til å skyldes at det i borkronen, og langs borstrengen, ble tettet igjen av leire. Dermed kom ikke luften og massene i retur opp pelen, men ut i massene rundt pelen. Om dette skulle forekomme i akse 1 og 2 så ville det være svært kritisk.

Boresystemet ble først og fremst valgt for å unngå betydelige poretrykksoppbygginger og massefortregninger. Erfaring fra akse 4 viste at dette ikke var oppfylt. Det kommer tydelig frem at boringen ikke kan utføres slik som det ble gjort i akse 4 på grunn av at det i akse 1 og 2 er satt strengere krav til tillatte poretrykksoppbygginger. Derfor ble det besluttet at entreprenøren måtte modifisere bruken av systemet for å tilpasse det til kravene ved akse 1 og 2, eller benytte et annet boresystem. Byggherren krevde at det ble benyttet mest mulig vann (spyleboring) og ikke luft i kvikkleiren.

Entreprenøren valgte å gjøre tiltak slik at boresystemet fortsatt kunne benyttes for akse 1 og akse 2. Byggherren krevde et skriftlig tiltak fra entreprenøren. De endelige foreslåtte boretiltakene for boring i akse 1 og 2 var:

- Boringen skjer med kontrollert mating i forhold til løsgjøring av leiren.
- Må påse at det er sirkulasjon gjennom hammeren hele tiden.
- Overvåkning av poretrykk må følges kontinuerlig. Ved stoppordre må det stoppes og stenges omgående.
- Når boringene kommer ned til fastere masser kan lufttrykket og vannet økes igjen. Kompressorskifte.
- Ved innboring i berg må maksimalt trykk og mengder brukes.
- Bore med kortere rørseksjoner på ca. 6 m

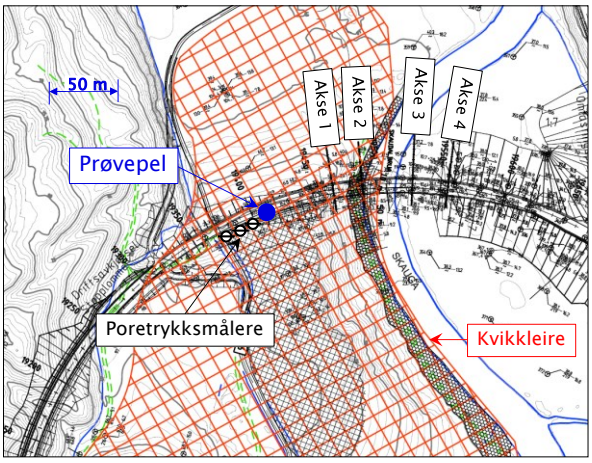
Tilleggsutstyr som entreprenøren skaffet seg var mindre kompressor, regulator for å redusere lufttrykk, vannmåler for å se vannsirkulasjonen, stengekraner for luft og vann, vannpumpe med mer trykk og 2 stk. vanntanker på ca. 2000-3000 liter.

Byggherren krevde at entreprenøren beviste at de foreslåtte tiltakene ga den ønskede effekten ved å utføre en prøvepeling. Byggherren skulle da velge et sted for prøvepelingen (i kvikkleire) og følge opp arbeidet med poretrykksmålinger mens boringen ble gjennomført med de nevnte tiltakene.

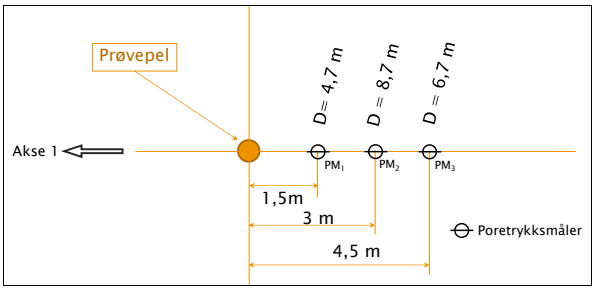
5.7 Prøvepeling

Prøvepelingen (∅813×16 mm pele) ble forsøkt å utføre under forhold tilnærmet forholdene ved akse 1. Derfor ble det valgt å utføre prøvepelingen lengre bak i området der grunnforholdene er sammenlignbare med forholdene i akse 1, og samtidig der det ikke er kritisk i forhold til stabiliteten av skråningen. Med hensyn på disse betraktningene ble det valgt å utføre prøvepelingen ved borepunkt 102 (Figur 4) som ligger 50 m bak akse 1 og der det allerede var god kunnskap om grunn- og poretrykksforhold (Figur 14).

Det ble montert tre poretrykksmålere ved tre ulike dybder og avstander fra pelen. Plasseringen til målerne ble bestemt med tanke på de kritiske punkter som skulle kontrolleres ved akse 1. Etterpå ble det boret en vertikal stålrørspel med de forslåtte tiltakene. Boring startet med et rør på 4 m. lengde og senere ble det sveiset på et 6 m. langt rør. Oversikt over plassering av poretrykksmålerne i forhold til prøvepelen framgår av Figur 15.



Figur 14: Oversikt over plassering av prøvepelen og poretrykksmålere i forhold til brua.



Figur 15: Plassering av poretrykksmålere i forhold til prøvepelen (D er dybden fra det opprinnelige terrengnivået).

Maksimale poretrykksøkninger (Δu_{maks}) som ble målt med poretrykksmålerne PM_1, PM_2 og PM_3 er henholdsvis 9 kPa (fra 17,7 kPa til 26,3 kPa), 1 kPa og 1 kPa. *D* er dybden fra det opprinnelige terrengnivået (kote +50,04 m.o.h.). På måleren som lå 1,5 m fra pelesentret ble det målt en økning på 9 kPa og det var nesten ingen økning på de målerne som lå 3 m og 4,5 m fra pelen.

5.8 Erfaringer fra prøvepelingen

Under prøvepelingen ble det boret et rør på 10 m. lengde (4 m + 6 m). Det ble forsøkt flere tiltak under prøvepelingen for å finne en skånsom måte å bore på. F.eks. bruk av bare vann for boring, bruk av skum som «smøremiddel» under pelingen, å vibrere ned pelen, forsiktig banking fra toppen av røret osv. Det var noen utfordringer slik som at vannet fryser og at øvre leirelag kleber seg på borestrengen. Leiren var så seig at det var vanskelig å fjerne den ved hakking.

Boringen ble startet på terrengnivået etter en lokal utgraving av steinlaget for å unngå boring gjennom steinlaget.

Hovederfaringen fra prøvepelingen var at poretrykksøkningene var innenfor de tillate grenseverdiene for akse 1, og tiltakene så ut til å forbedre boremetoden som helhet. Derfor ble det konkludert at prøvepelingen var vellykket. Fremgangsmåten som fungerte best i forhold til de geotekniske kravene er:

- Start boring på opprinnelig grunn/terreng for å unngå boring gjennom steinlaget (fjerning av steinlaget før oppstart).
- Slag med hammeren skal helst ikke brukes i løsmasser, og må ikke benyttes i det hele tatt ved start av boringen. Dette er viktig siden kvikkleire ligger bare 1 m under terrenget ved akse 1. At slag med hammeren ikke er tilatt kan føre til at det blir en utfordring med styring av røret.
- Boringen skal utføres som en spyleboring med vann samtidig med rotasjon av borkronen. Dette for å løse opp massen.
- Deretter løfte borkronen opp og blåse luft inn i røret. Dette er for å få massene/vannet opp (ut av røret). Dette begrenset lengden på røret. Derfor ble det bestemt å bore med et rør på maks 6 m lengde per omgang og skjøte/sveise etterpå.
- Manuell kontroll på luft- og vanntrykksmengder under boring skal utføres avhengig av fremdriften.

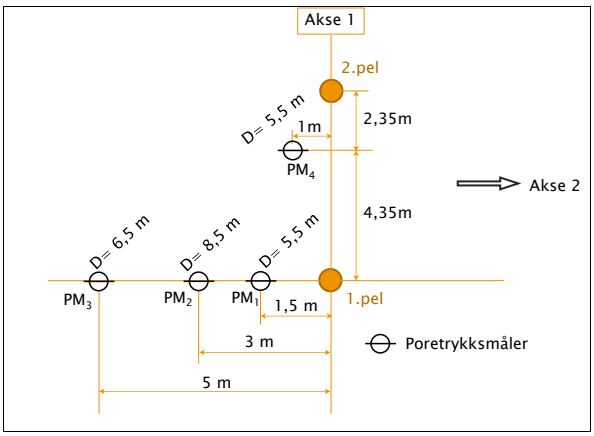
Prøvepelingen påviste tydelig at å utføre boringen i henhold til de geotekniske kravene tar tid. Dette indikerte også at boringene i akse 3 og 4 gikk for fort. Dvs. matehastigheten benyttet under boringen var for stor, og medførte dermed uakseptable poretrykksøkninger og massefortrengning. Generelt er boring en noe tidkrevende prosess. I dette prosjektet ble det enda mer tidkrevende. Bruk av boresystemet som en spyleboring, med fremgangsmåten som beskrevet ovenfor, viste seg å være tungvint og tidkrevende med det utstyret entreprenøren hadde tilgjengelig.

5.9 Peling ved akse 1 og akse 2

5.9.1 Forberedelse og poretrykksoppfølging

Før peling ved akse 1 ble det lagt ut et steinlag på 0,7 m tykkelse (over geotekstil) på oppstillingsplassen, for å etablere et godt fundament til peleriggen. På punkter der pelene skulle bores ble det ikke lagt ut stein. Under pelingen ved akse 1 ble installeringen fulgt opp med poretrykksmålere og plassering av disse målerne i forhold til pelene er gitt i Figur 16. *D* er dybde målt fra det opprinnelige terrenget som var 2,5 m høyere enn hvor boringen startet (dvs. det var 2,5 m avlasting ved akse 1).

Det ble montert fire poretrykksmålere ved akse 1, de første tre målerne (PM_1, PM_2 og PM_3) ble plassert med fokus på å kontrollere installeringen av 1. pel. Disse målerne er plassert for å måle poretrykk på tre ulike dybder fra terreng, og tre ulike horisontale avstander fra pelen. For å ha kontroll på installering av 2. pel ble det montert ytterligere en måler (PM_4) på en kritisk dybde. Dybde til PM_1 og PM_4 representerer midt punktet av den øverste delen av skråningen som ikke får sidestøtte av den midlertidige motfyllingen.



Figur 16: Plassering av poretrykksmålere i forhold til de to pelene ved akse 1.

5.9.2 Peling ved akse 1

Peling ved akse 1 (1. pel) ble utført med røret som ble trukket opp fra prøvepelingen som var 10 m langt. Ved denne installeringen ble det målt Δu_{maks} = 18 kPa ved PM_1 allerede ved liten boringsdybde (ca. 1,5 m). Det så ut som boringen ikke fungerte på grunn av vanskeligheter med å bore ned og få massene opp. Det var også utfordring med styring av røret. Da ble arbeidet avbrutt og røret ble trukket opp for inspeksjon av borkronen. Dette indikerte at åpningene ved pilotkronen var blokkert og vannet i hammeren var frosset. Rommet bak borkronen var fylt opp med ganske faste masser som trengte slag for å løse opp massene. Dette synes å ha ført til massefortrengning og poretrykksøkning.
Etter et kort møte ble det besluttet å redusere lengden på pel til 6 m, og etablere kumringer pga. at det ble en utfordring å holde styringen på røret korrekt med så kort pelelengde.

Boringen startet igjen etter 5 dager (dette på grunn av friperiode hos entreprenørene). Boringen startet med 6 m langt rør gjennom kumringen som ble satt opp for å styre røret. Forsiktig hamring/pressing i toppen av røret ble også benyttet noe i akse 1 slik som det ble gjort ved prøvepelingen. Under installeringen ble det målt Δu_{maks} = 28 kPa (fra 19 kPa til 47 kPa) ved PM_1, 2,5 m fra terrenget (dvs. 2,5 + 0,7 m = 3,2 m fra nivå maskinen sto på). Dette var målt to timer etter at boringen startet, og ved dette tidspunkt ble boringen avbrutt på grunn av poretrykks økningen. Det ble bestemt å stoppe arbeidet midlertidig fram til poretrykket hadde sunket. Røret ble trukket opp og maskinen beltet tilbake til en tryggere plassering bak akse 1. Etter 5 timer gikk poretrykket ned til 35 kPa (fra 47 kPa) og boringen startet igjen, Figur 17. Deretter ble det målt minimale økninger, dvs. Δu_{maks} = 3 kPa, 7 kPa og 5 kPa henholdsvis på PM_1, PM_2 og PM_3. Under installering av 2. pel ble det målt Δu_{maks} = 15 kPa (fra 18 kPa til 33 kPa). Ferdig installert pel var 22 m lang med 1 m boring i godt fjell. Det tok ca. 2 dager per pel. Dette inkluderer blant annet tid for utlegging av stokkmatten, oppstilling av riggen, 3 sveisinger og selve boringen.

5.9.3 Peling ved Akse 2

Før pelingen startet ved akse 2 ble det gjort en del forberedende arbeid. Steinpute brukt for installering av pelene ved akse 1 ble fjernet for å øke stabiliteten av skråningen. Deretter ble den midlertidige motfyllingen justert for å muliggjøre pelingsarbeidene, Figur 18. På boringspunktene ble steinlaget fra den midlertidige motfyllingen og den gamle erosjonssikringen gravd vekk og skiftet ut med leire. Utførelse av boring ble utført hovedsakelig på samme måte som akse 1 og dette gikk greit. Det var ikke poretrykksmåler spesielt montert med tanke på å følge opp peleinstalleringene ved akse 2, men de to poretrykksmålerne som var installert mellom akse 1 og 2 i forbindelse med kontroll av stabiliteten til skråningen ble benyttet. Disse viste svært minimale poretrykksøkninger. Installeringen gikk raskere enn akse 1, og tok gjennomsnittlig ca. 1 dag per pel.

Figur 17: Boring av 1. pel ved akse 1.

Figur 18: Boring ved akse 2 etter installering av to peler ved akse 1.

Figur 19: Ferdig installerte peler ved alle akser (I tillegg viser bilder terrengavlastingen, erosjonssikringen og midlertidig motfylling).

6 KONKLUSJONER/LÆREPUNKTER

Flere forhold ved prosjektet har vært både svært interessante og lærerike. Det skal skrives en erfaringsrapport som tar for seg flere aspekter av prosjektet og med mer detaljer. Hovedkonklusjoner og lærepunkter er oppsummert nedenfor:

- I prinsipp skal borede stålrørspeler være skånsomme i forhold til massefortrengning og poretrykksendringer. Likevel kan dette være annerledes i praksis avhengig av boresystemet/boreutstyret og prosedyrene ved selve utførelsen. Det er viktig å være klar over dette i prosjekteringsfasen og ta høyde for eventuelle avvik fra god praksis. Dersom risikoen i prosjektet vurderes som uakseptabel kan det være aktuelt å vurdere annen peletype.

- I kritiske tilfeller, slik som dette prosjektet der det er viktig å unngå poretrykksendring og massefortrengning, må det benyttes spyleboring med vann og helst ikke luft i løsmassene. Likevel kan man skifte over til boring med luft i berg, og når man er trygg på at det er fast masser. Ved bruk av luft i faste masser må risikoen for at luft går ut i løsmassene vurderes, samt konsekvensene av dette. Spesielt overgangen til faste masser og bruk av luft kan i denne sammenheng være kritisk.

- Det er svært avgjørende at peleentreprenøren har erfaring med boresystem, har erfarne borere og boreledere, samt har god prosedyre for utførelsen.

- Det er meget viktig at man er klar over at boring er en tidkrevende prosess. Matehastigheten under boringen skal primært tilpasses med hensyn på kvalitet (f.eks. geotekniske krav, grunnforhold osv.).

- Hovedkonklusjonen er at boresystemet kan være bra i sensitiv grunn, og at de vansker som oppstod i prosjektet i hovedsak har sammenheng med operatørmessige mangler.

7 REFERANSER

Bernander, S. (2000). Progressive Landslides in Long Natural Slopes. Formation, potential extension and configuration of finished slides in strain-softening soil. Lic. Thesis: Luleå University of Technology.

Bernander, S. (2008). Down-hill Progressive Landslides in Soft Clays. Triggering Disturbance Agents. Slide Propagation over Horizontal or Gently Sloping Ground. Sensitivity Related to Geometry. Luleå: Luleå University of Technology.

Leroueil, S. (2004). Geotechnics of slopes before failure. Landslides: Evaluation and stabilization. Proc. 9th int. symposium on landslides, Rio de Janeiro. Vol 1. Side 863 -884.

NVE (2014): Sikkerhet mot kvikkleireskred. Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper. Noregs vassdrags- og energidirektorat. Veileder nr 7-2014. ISSN 1501-0678.

SVV Håndbok (2010): Geoteknikk i vegbygging. Statens vegvesen (SVV)Håndbok V220 (gml. nr. 016).

SVV rapport (2013a): Fv. 715 Keiserås - Olsøy, Parsell: Leksvik grense – Olsøy. Geoteknisk Datarapport (14.05.2013). SVV, Region midt. Sveis Nr. 2012039995-009 /Ud925Ar09.

SVV rapport (2013b): Fv. 715 Keiserås - Olsøy, Parsell: Leksvik grense – Olsøy. Geoteknisk vurderingsrapport (14.08.2013). SVV, Region midt. Sveis Nr. 2012039995-010 /Ud925Ar10.

SVV rapport (2014): Fv. 715 Keiserås - Olsøy, Parsell: Leksvik grense – Olsøy. Geoteknisk vurderingsrapport for Skaudalbrua (30.04.2014). SVV, Region midt. Sveis Nr. 2012039995-013 /Ud925Ar13.

Oset, F., Thakur V., Dolva, B. K., Aunaas K., Sæter, M. B., Robsrud A., Viklund M., Nyheim T., Lyche, E. & Jensen O. A. (2014). Regulatory Framework for Road and Railway Construction on the Sensitive Clays of Norway. Chapter 27, Landslides in Sensitive Clays. Adv. Natural & Techn. Haz. Res., vol. 36, pp. 343-355, Springer.

Thakur, V., Degago, S. A., Oset, F., Aabøe, R., Dolva, B. K., Aunaas, K., Nyheim, T., Lyche, E., Jensen, O.A., Sæter, M.B., Robsrud, A., Viklund, M. & Nigussie, D. (2014): Characterisation of post-failure movements of landslides in soft sensitive clays. Chapter 8, Landslides in Sensitive Clays. Adv. Natural & Techn. Haz. Res., vol. 36, pp. 91-103, Springer.