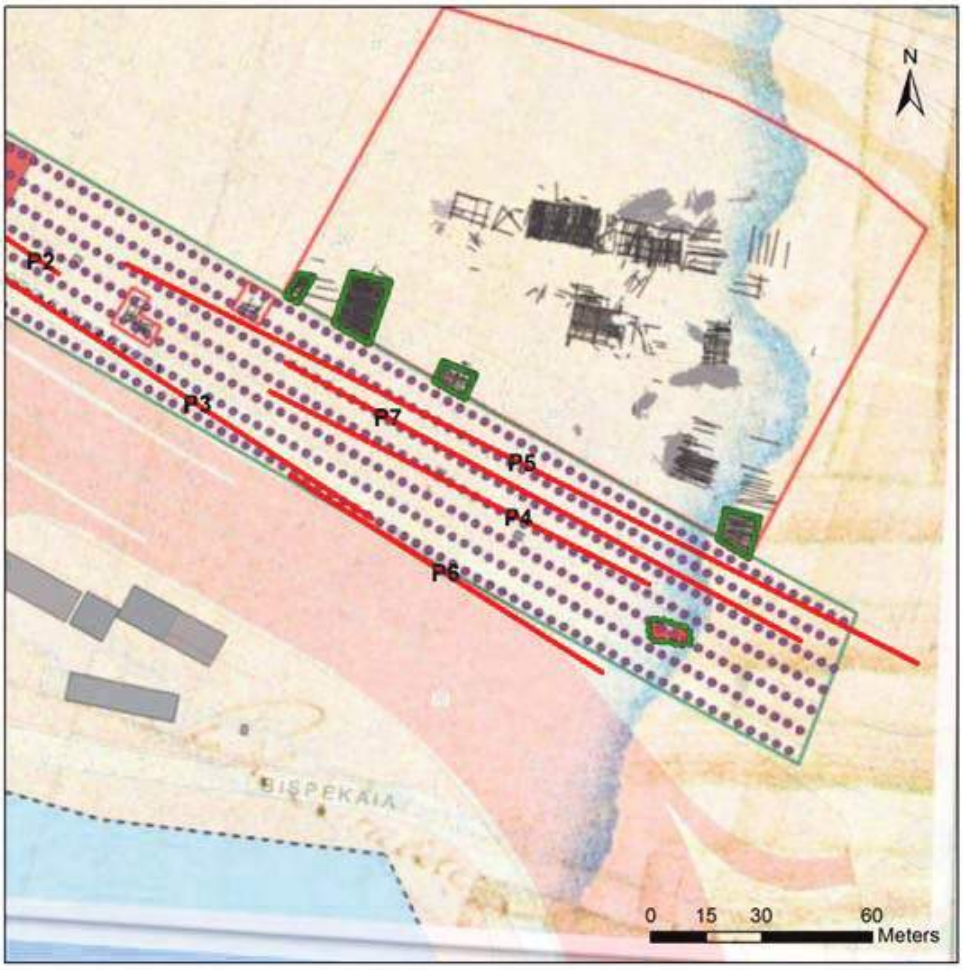
ARKEOLOGISK BAKGRUNN

Dronning Eufemias gate (DEG) går tvers over den innerste delen av Bjørvika på det som opprinnelig var sjøbunn utfylt i løpet av 1800-tallet. Det faktum at deler av området nokså tidlig ble utfylt gjør at det har et særlig høyt potensiale for funn av maritme kulturminner som skip, last og ballast da sjøbunnslagene aldri er blitt gjenstand for storskala systematisk mudring slik de sentrale havneområdene ellers regelmessig er blitt.



Figur 4: Sammenstilling av ERT profiler (røde linjer P2 til P7), arkeologiske funn i Barcode området (NØ av ERT profiler og delvis markert i grøn) og Dronning Eufemias gate pelemønster.

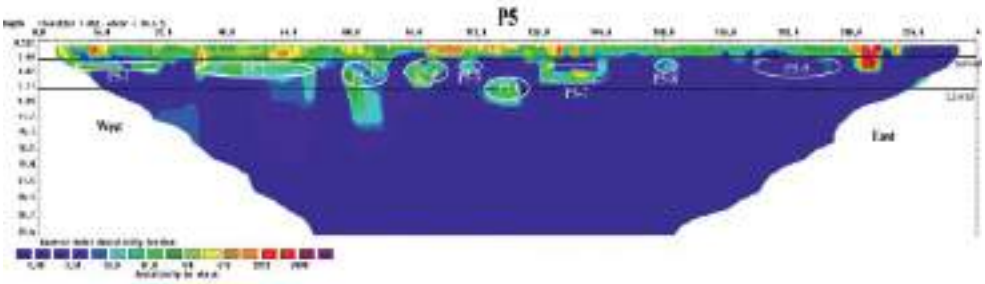
Da registreringen av DEG skulle starte var det allerede gjort funn av båter, bryggeanlegg og maritime kulturlag både umiddelbart nord og sør for gateløpet. Og særlig i de østligste delene øst for Akerselva ble potensialet for arkeologiske funn vurdert å være helt spesielt høyt. Her er det gjort funn av til sammen 18 båter datert til 1500- og 1600-tallet, i tillegg til bryggeanlegg både fra 1400 tallet og ca 1600 i umiddelbar nærhet til DEG. Men, de arkeologiske funnene ligger dypt i store deler av området (gjerne 6-7 meter under overflaten)

og dette medfører store vanskeligheter med å foreta registreringer av området. Vanlig arkeologisk metode involverer graving av små prøvehull eller sjakter for å påvise arkeologiske funn, men dette lar seg ikke gjennomføre i de aktuelle dybdene med vanninntrengning fra like under kote 0. Derfor ble det besluttet i samråd med Byantikvaren i Oslo og Statens vegvesen Region øst å gjennomføre ERT målinger i tillegg til standardmetoden med serier av borprøver for å se om ERT målingene kunne tilføre mer kunnskap om lag, konstruksjoner, båtvrak og andre arkeologiske funn i grunnen under gateløpet.

GEOFYSISKE MÅLINGER

ERT data ble insamlet i to perioder, 7 profiler i løpet av vinteren 2011/12 og 3 profiler sommeren 2012 (Figur 3). Målinger ble utført med et 12-kanals Terrameter LS og 4 x 20 elektrode kabler med 2 m elektrode avstand og en total profillengde på 1.200 m med 16 til 30 m maximaldybde. Målingene ble gjennomført samtidig med byggeaktivitet (Figur 5) og data viser derfor delvis betydelig støynivå. Likevel var det mulig å tolke data etter nøyaktig analyse av støynivå og tilsvarende prosessering. Standard progamvare *RES2DINV* ble brukt til prosessering av data. RMS (root mean square) feil av tolkede data ligger mellom 12% og 35% på grunn av støynivå i data, og derfor må man være oppmerksom på at resultatene inneholder en viss usikkerhet i henhold til absoluttverdier av resistivitet. En typisk RMS for data av god kvalitet er ca. 3-5%.

Figur 5: Site conditions



Figur 6: Typisk resultat fra ERT målinger(profil 5). Anomalier markert med P5-1 til p5-9 viser utslag som kan være tilknyttet kulturminne. Koter 0 og -5.2 er markert med svarte linjer og viser dybdeinterval med høyest risiko for kulturminner.

RESULTATER

Lengdeprofiler av resistivitetsfordeling ned til 15 – 30 m under overflaten (30m for lange profiler som P3, P5, P7 og 15 – 20 m for de øvrige kortere profiler) viser tre typiske egenskaper som er konsistent mellom alle 11 profiler:

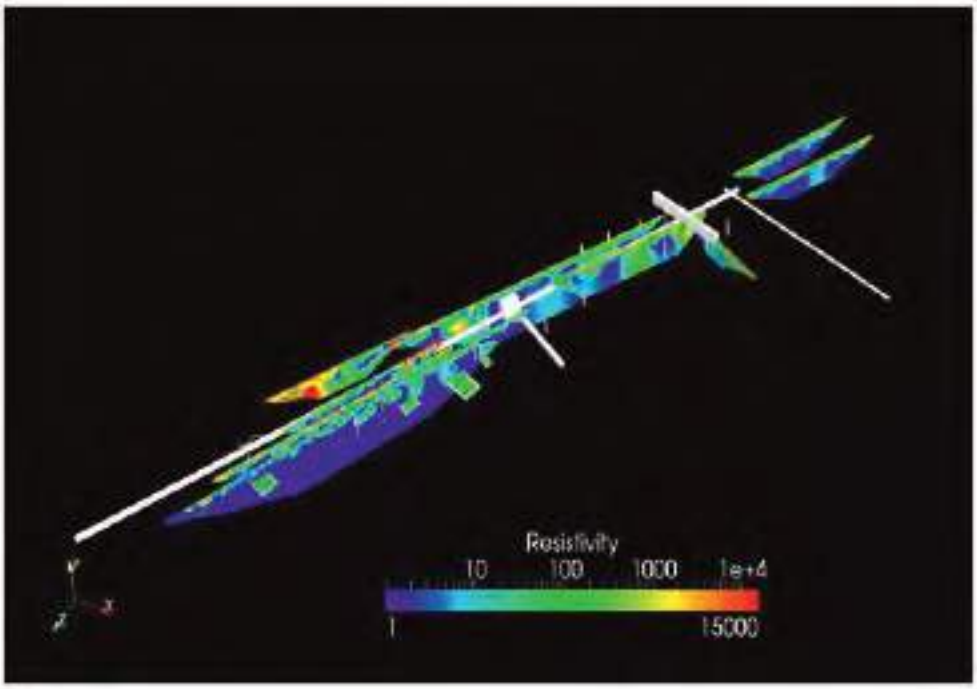
- Det øverste laget fra overflaten og ned til ca. kote 0 viser en høy resistivitet (500 – 8.000 Ωm) og knyttes til fylling, asfalt, betong osv. (dypde 0 – 3 m, gul - rød i Figur 6) Dette laget er veldig heterogent med en stor resistivitetskontrast til underliggende leire og gjør interpretasjon av dypdere anomalier delvis vanskelig.
- Resistivitet dypere enn kote 0 er stort sett 1 – 10 Ωm som er typisk for marin leire (blå i Figur 6). Dybde ned til fjell er 25 til 45 m i dette området og grunfjell er sansynligvis alunskifer, som har lik resistivitet som leire. Dette samsvarer med at det ikke observeres høyre resistivitet på stor dypde.
- De fleste profiler viser anomalier med høy resistivitet med begrenset størrelse som ligger under kote 0, hvor det er leire med lav resistivitet. Disse anomalier er mest relevant for å indikere en risiko for kulturminne, og er derfor diskutert detalj nedenfor.

Anomalier som viser en økt risiko for å være knyttet til kulturminne er markert for hver profil (hvitt i Figur 6). Noen anomalier funnet i stor dybde (> 10 m) ble ikke klassifisert som potensiellt arkeologisk funn på grunn av dybde. En del anomalier er relativt grunne, kote 0 til -1 m, som gjør det vanskelig å bestemme årsaken til selve anomalien. Det kan være heterogenitet i fyllingen men det kan også være for eksempel et flislag (P5-1 og P5-2 i Figur 6). Dybdeoppløsning av ERT resultater er ikke god nok til å få vite om slike anomalier er knyttet til fyllingslag eller ikke.

		Anomaly pattern		
		Washed out	Intermediate	Focused
Anomaly depth	At target depth	Middle	High	High
	To shallow	Low	Middle	High
	To deep	Low	Low	Middle

Tabell 1: Risikovurdering av ERT anomalier.

De anomalier som er mest interesante for undersøkelsens formål, er begrenset i dybde og lengde. I dybden ligger de mellom kote 0 og -5.2, som indikert med svarte linjer i Figur 6. Disse anomalier betraktes som høy risiko for kulturminne. Tabell 1 viser en oversikt av risikovurdering av ERT anomalier. I profil 5 betraktes anomalier 1, 2, 3, 4, 5 og 7 som høyrisiko.



Figur 7: 3D sammenstilling av ERT resultater, kulturminne som var kjent før (grønn) og borehull og midgardsormen tunell (grå).

DISKUSJON

For å redusere usikkerheten i tolkning av ERT resultater må resultater sammenstilles med data fra boringer og gravinger utført for eksempel umiddelbart nord og sør for DEG (Figur 4). Anomalier med økt resistivitet kan skyldes flis, treverk eller stein som er av arkeologisk interesse men også for eksempel sand, silt eller morene har høyere resistivitet enn marin leire. En 3D modell som inkluderer ERT modeller og kjente arkeologiske funn samt annen relevant informasjon er sammenstillt for å koble anomalier med kjente funn (Figur 7). 3D-modellen viser at noen høy risiko anomalier i profil 5 er samlokalisert med posisjon av utgravde båter og bryggeanlegg (grønne firkanter i Figur 7). Dette støtter klassifiseringen som nevnt over som er basert på dybde og anomaliform. Anomalier P5-4, P5-5 og P5-6 ligger mellom borehull, og boringene fant ingen kulturlag.. ERT målinger viser heller ingen anomalier i borehullsposisjonene. Dersom ERT målingene hadde vært gjennomført først, kunne borepunktene vært justert slik at sannsynligheten for å finne noe under boring ville vært høyere.

ARKEOLOGISK OPPFØLGING

To grøfter er utgravd for detaljerte arkeologiske undersøkelser basert på resultatene av blant annet ERT undersøkelser (Figur 8). Endelig rapportering av disse utgravinger pågår men en foreløpig oppsummering er gitt her:

- Alle kulturminner som ble funnet gjennom utgraving er også lokalisert som en anomali i ERT målinger.
- Ingen kulturminner ble funnet hvor ERT målinger heller ikke fant anomalier.
- Ikke alle anomalier fra ERT målinger var tilknyttet et kulturminne.

Kort sagt: De gjennomførte målinger er et godt verktøy for å 1) ”friskmelde” områder som inneholder kun marin leire uten arkeologisk interesse og for å 2) planlegge boringer og utgravinger på en effektiv måte. Totalbudsjett av arkeologiske undersøkelser i forbindelse med geotekniske prosjekteringer kan dermed reduseres siden kostnader for utgravinger og boringer kan styres basert på ERT målinger.

Figur 8: Laftekasse funnet under en utgraving øst i undersøkelsesområdet.

TAKK TIL

Vi takker Statens vegvesen for finansering av undersøkelser. Statens vegvesen, Norsk Maritimt Museum og NGI takkes for tillatelse til publisering. Gunilla Kaiser, Vibeke Brandvol, Statens vegvesen, Skanska og Vedal takkes for hjelp med feltarbeid.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2012

NORDENGA BRU- UTFORDRENDE FUNDAMENTERING OVER SPOROMRÅDET PÅ OSLO SENTRALSTASJON

Nordenga Bridge – Challenging foundation across the railway lines at Oslo Central Railway Station

Siv.ing Kari Tilrem Ørjavik Geovita as

SAMMENDRAG
Nordenga bru inngår i veiforbindelsen Østre Tangent mellom Schweigaardsgate på nordsiden av Oslo S og fremtidig Dronning Eufemias gate på sørsiden, og går over sporområdet på Oslo S. Etablering av fundamenter inne på sporområdet måtte gjøres under trange forhold, og det ble etablert sikrede arbeidsområder inne på sporområdet for å kunne få fundamentert brua. De sikrede arbeidsområdene bestod av spuntkasser med sikringsskjermer. Brua er fundamentert på ca. 20 til 40m lange peler til berg.

SUMMARY
Nordenga bridge is included in the roadlink Østre Tangent between Schweigaardsgate at the north of Oslo Central Railway Station (Oslo S) and the future Queen Eufemia street on the south side, and is crossing over the tracks of Oslo S. Establishment of the bridgefoundations between the tracks had to be done under narrow conditions, and secured working areas had to be established to build the foundations for the bridge. The secured workspaces consisted of sheet pile “boxes” with securityfences. The bridge is founded on appr. 20 to 40m long piles to bedrock.

INNLEDNING
Nordenga bru inngår i veiforbindelsen Østre Tangent mellom Schweigaardsgate på nordsiden av Oslo S og fremtidig Dronning Eufemias gate på sørsiden, og binder sammen ”det gamle Oslo” med den etter hvert nye bydelen Bjørvika. Nordenga bru strekker seg over sporområdet på Oslo S og består av to bruer, en kjørebru med to felt for trafikk i begge retninger, og en gang/sykkelbru inkludert ramper. Bruene er bygget som en samlet fagverkskonstruksjon i stål (akse 7 til 10). Kjørerampene mot brua (akse 1-6 og 11), samt gang/sykkelveirampene er utført i betong.

I en tidlig fase av planleggingen ble det vurdert både betongbru og stålbru. Fagverksbru i stål ble i tillegg til en arkitektonisk vurdering, blant annet valgt på grunn av mindre konsekvenser i forhold til jernbaneinstallasjoner, mindre behov for byggeaktivitet i sporområdet og dermed en sikrere gjennomføring og fremdrift, færre lastnedføringspunkter i sporområdet, samt en raskere installasjon av bruene.

Byggherre er Statens vegvesen Region Øst. Arkitekt har vært Birger Heyerdahl. Aas-Jakobsen AS har vært hovedkonsulent, med Geovita as som underkonsulent på geoteknikk.

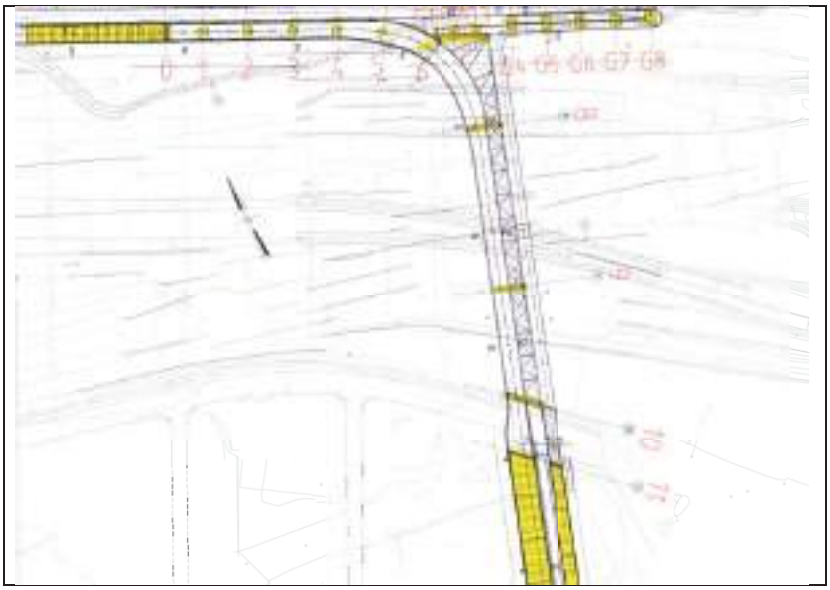
Deler av grunnarbeidene ble utført i en forberedende entreprise med AF Anlegg som hovedentreprenør og Kynningsrud som underentreprenør på grunnarbeider. Hovedentreprisen

ble utført av Betonmast Anlegg AS (nå Implenia) som hovedentreprenør, også her med Kynningsrud som underentreprenør på grunnarbeider.

I forbindelse med prosjekteringen ble det benyttet 3D-modellering hvor alle fag ble fremstilt i 3D. Alle stikningsdata til entreprenør ble overlevert som 3D-modell, og etter hvert under bygging ble alle elementer innmålt og lagt i en som-bygget modell. Dette gjør det enklere for alle å følge opp underveis, og er en god dokumentasjon i ettertid.

Den geotekniske problemstillingen var i hovedsak fundamenteringsarbeider tett inn på togspor og kontaktledningssystem under trange forhold.

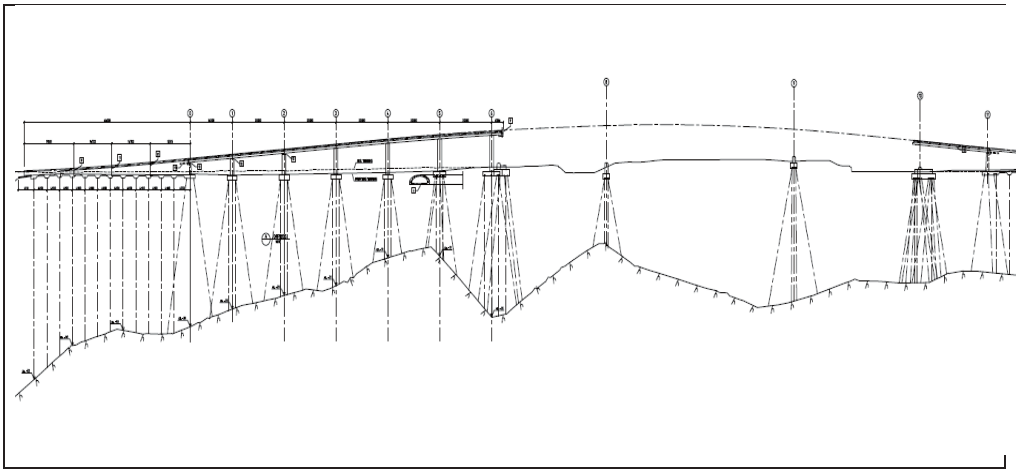
Figur 34- 1 Flyfoto over Oslo S før bygging. Plassering av akse 6 til 10 er angitt



Figur 34- 2 Plan med alle fundamenter (markert med gult)

GRUNNFORHOLD

Dybder til berg ligger på ca. 20 til 40 m (dvs. ca. kote -20 til -40) i traséen for Østre Tangent. Brua krysser en dyprenne som ligger i nordøst-sørvestlig retning. Grunnen består av et ca. 2-4 m tykt topplag med fyllmasser hovedsakelig bestående av sandig materiale. Under fyllmassene består grunnen av middels fast siltig leire med følgende tolkede parametere; attraksjon, a=5, friksjonsvinkel, ϕ=30°, udrenert skjærstyrke, s_{uA} ca. tilsvarende $0{,}3p_0'$, og med et modultall i størrelsesorden 15. Leira karakteriseres som lite sensitiv. Basert på grunnundersøkelsene kan det synes som om overgang til opprinnelig avsatt leire ligger på rundt kote 0. For kulverten for Østfoldbanen ved akse 9 ble det i sin tid fylt opp med lettklinker. Grunnvannsstanden ligger på ca. kote +0,5 til +1,5.



Figur 34- 3 Profil langs brua med bergoverflate

ETABLERING AV ANLEGGSOMRÅDER INNE PÅ SPOROMRÅDET

For fundamentene inne på selve sporområdet, akse 8 og akse 9, var det til dels svært trange forhold for etablering av fundamenter. Skjermede spuntkasser for akse 8 og 9, samt anleggsadkomster til disse ble etablert i en forberedende entreprise høsten 2008.

Adkomst til akse 8 ble etablert fra Oslogate og over et togspor og videre over kulverttaket for driftspor til Lodalen. Adkomsten til akse 9 ble etablert fra Bispegata, via området for hensettingsspor («Haven»), og opp langs sporene og over spor og bort til akse 9.

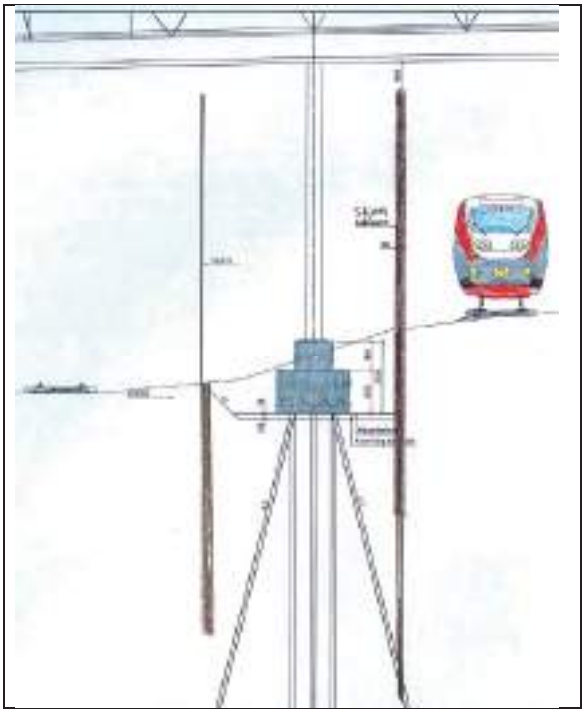
Arbeidene med spuntkasser og sikringsskjermer måtte foregå med strømbrudd på de nærmeste sporene i helger og på kveld/nattestid. Sikkerhetsmann/ Leder for el-sikkerhet var til stede og overvåket alle arbeider inne på sporområdet, samt ferdsel og transport over sporene.

I akse 8 ble spuntkassen etablert på et smalt område i en skråning ved kulverten for driftssporene til Lodalen, se Figur 34-4 og Figur 34-5. Figur 34-6 illustrerer problemstillingen. Det ble rammet spunt mot nord, øst og vest, mens det på grunn av tidligere steinmur og større stein i skråningen mot sør ble etablert en boret rørvegg. Rørveggen bestod av 12 m lange foringsrør med diameter Ø323x7,1mm. Rørene ble satt med en senteravstand på 0,6 m. Ved utgravingen, på ca. 5m, i hovedentreprisen ble spuntkassen avstivet med løsmassestag på rørveggen, og med innvendig avstivning lenger ned. Løsmassestagene var 30

m lange og med en helning på 20°. Prøvelast var på maksimalt 240kN. Rørveggen ble tettet ved å sveise på stålplater mellom rørene, se Figur 34-7.

Figur 34-4 Oversiktsbilde sporområdet ved Akse 6, 7 og 8

Figur 34-5 Plassering Akse 8



Figur 34-6 Illustrasjon av problemstilling for Akse 8

Figur 34-7 Rørvegg med tetting i Akse 8

I Akse 9 traff man også på en tidligere steinmur ved spunting for deler av den ene veggen. Det ble spuntet ned til muren og videre ble det boret med foringsrør gjennom muren for å få tilstrekkelig lengde på veggen. Figur 34-8 viser plassering av rør i spuntbuk. Det ble også boret rør på utsiden av spunten.

Figur 34-8 Boring av rør i Akse 9

I både akse 8 og 9 var det såpass trangt mellom spuntkasser og brufundamenter og for at spunt/rørvegg og skråpeler ikke skulle kollidere, ble enkelte spuntnåler og rør for rørveggen avsluttet på et høyere enn resten for å lage en åpning for pelene.

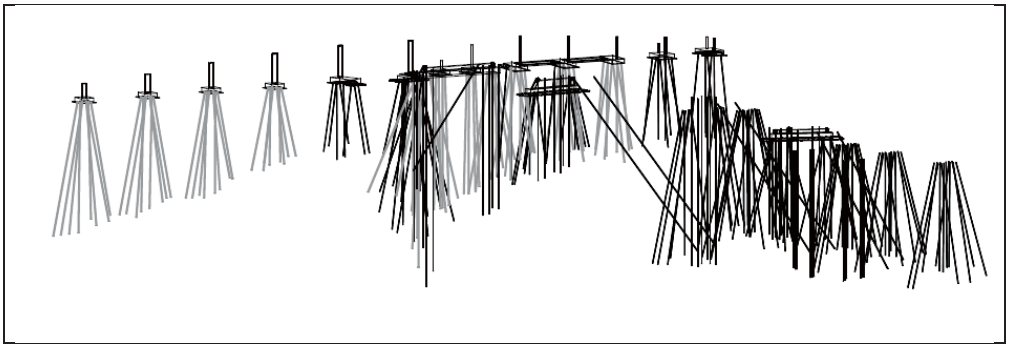
SIKRINGSSKJERMER

For å kunne arbeide med fundamentene i nærhet av spor og kontaktledningssystem ble det på spunt og rørvegg etablert sikringsskjermer. Høyde av sikringsskjermen måtte tilpasses høyde av kontaktledningsanlegget høyde under fremtidig bru. Høyde av skjermene var i størrelsesorden 7-7,5m. Sikringsskjermene ble etablert ved å sette ned stålprofiler i rør eller sveise profilene fast til spunten. Rørene ble satt med en senteravstand på 3m. Skjermer utenfor spuntkassene ble etablert ved å bore ned foringsrør som stålprofilene ble støpt i. Etter krav fra Jernbaneverket måtte de nederste 2m av skjermen være tett og klatresikker, og det ble her festet plater til stålprofilene. For tetting videre oppover ble det sveiset fast armeringsnett med flettverksnetting montert utenpå.

Figur 34-9 Sikringsskjerm ved Akse 8

FUNDAMENTERING AV BRUA

Etablering av fundamentene for brua ble utført i hovedentreprisen med oppstart våren 2009. Grunnarbeidene bestod i å etablere spunt på nordsiden av sporområdet for akse 5 og akse 6, og spuntkasse på sørsiden av sporområdet for akse 10, samt å grave ut og stive av alle spuntkassene. Samt pelefundamentering av brua. Alle bruakser, landkar og gang/sykkelrampe er fundamentert på peler til berg. Pelelengdene ligger på ca. 20 til 40m.



Figur 34-10 Fra 3D-modellen

Utenfor selve sporområdet er det benyttet betongkonstruksjoner hovedsakelig fundamentert på betongpeler (P270MA). For selve stålbrua over sporområdet er lastnedføringene på stålrammer på betongfundamenter fundamentert på stålkjernepeler med diameter Ø150mm.

Betongpelene var utstyrt med en forlenget spiss for å sikre et godt bergfeste. Ramming av betongpelene gikk veldig bra, tross til dels forholdsvis skrått berg, spesielt på nordsiden.

Alle peler ble målt inn fortløpende etter ramming og boring og lagt inn i 3D-modellen. Dette var svært nyttig, spesielt da det ble noen vrakpeler i akse 6 og det måtte settes

erstatningspeler. Det er var her trangt og tett med peler. Vrakpelene var stålkjernepeler hvor man ikke fikk tettet borhullet på grunn av at gysemassen ble antatt vasket ut. Akse 6 ligger over en dyprenne slik at det antas at utvaskingen og problemer med tetting kunne skyldes slepper/vannførende lag i berget.

ARKEOLOGISKE UNDERSØKELSER
Deler av området for Østre Tangent og Nordenga bru ligger innenfor området Middelalder-Oslo som er automatisk fredet. Det vil si at det i utgangspunktet blir krevet arkeologiske undersøkelser av alle tiltak innenfor dette området. For Nordenga bru omfatter dette bruaksene 8, 9, 10 og 11. I tillegg ble det også undersøkt i en del bruakser på nordsiden.

Det ble i forbindelse med de geotekniske grunnundersøkelsene foretatt en arkeologisk vurdering av opptatte prøvene i det aktuelle området for å få en indikasjon på hvor stort funnpotensialet var. Basert på disse foreløpige undersøkelsene og beliggenhet i forhold til kjente funn lenger sør, ble det foreslått å foreta en graving ved akse 11 før oppstart av byggearbeidene. Dette ble utført i forbindelse med den forberedende entreprisen. For de andre bruaksene, hvor sannsynligheten for funn ble ansett som mindre, ble det foreslått en arkeologisk overvåking av graving i forbindelse med byggearbeidene. I praksis bestod dette av såkalt flategraving, i akse 10 og i tilleggsfundamenter på sørsiden, samt skovlboring i så å si alle pelepunkter i akse 6/7, 8, 9, 10 og 11, før boring eller ramming av pelene.

Det ble blant annet funnet bryggerester både fra middelalderen og nyere tid, trefliser og enkelte gjenstadsfragmenter fra middelalderen, samt utfyllingslag fra nyere tid.

De arkeologiske undersøkelsene og vurderingene ble utført av NIKU (Norsk Institutt for Kulturminneforskning).

LANSERING AV STÅLBRUA
Metode for lansering av brua (dvs. montering av brua) ble valgt og prosjektert av entreprenøren, Betonmast Anlegg AS (nå Implenia) i samarbeid med NLI, JHS Engineering AS og Sarens as.

I forbindelse med lanseringen ble det etablert 2 midlertidige tilleggsfundamenter inne på sporområdet, og en midlertidig rampe i sør.

Selve stålfagverket ble produsert på verftet til Hollandia i Rotterdam i Nederland og fraktet til Oslo på lekter i fire deler. Ved ankomst til Bjørvika ble brudelene fraktet over en nattestengt E18 og inn på anleggsområdet. De enkelte delene ble sveiset sammen og skjøvet over sporområdet i løpet av togfrie helger. Bildene på de neste sidene er fra transporten og lanseringen av brua.

Figur 34-11 På vei fra Rotterdam til Oslo (foto: NLI)

Figur 34-12 Ankomst Bjørvika (foto: Statens vegvesen Region Øst)

Figur 34-13 Første del av brua lansert ut over sporområdet

Figur 34-14 Sveising av del 1 og 2, mens del 3 venter

Figur 34-15 Fra åpningsdagen 26.08.2011

TALL-FAKTA

Betongkonstruksjoner:	ca 4.300 m^3 betong
Stålkonstruksjonen:	ca 1970 tonn stål
Fundamentering:	Stålkjernepeler (Ø150 mm), ca 90 stk stk, til sammen ca 3000m meter
	Betongpeler (P270MA), ca 200 stk, til sammen ca 7500m
	Spunt ca 1300 m^2 Utstøpte stålrør for rørvegg og bjelkestengsel, ca. 100 stk, til sammen ca 800 meter

SLUTTKOMMENTAR

Avslutningsvis vil jeg rette en takk til byggherre og entreprenør for godt samarbeid under fundamenteringsarbeidene. Og en takk til prosjektleder Kåre Kirkevik, Aas-Jakobsen og byggeleder Åge Brudeseth, Statens Vegvesen Region Øst, for innspill og bidrag til presentasjonen.

REFERANSER

- NIKU Oppdragsrapport nr 170/2011. «Arkeologiske undersøkelser i forbindelse med Nordenga bro, Bjørvika, Oslo».

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2012

KREVENDE SIKRING OG OPPGRADERING AV KAIANLEGG I GLOMFJORD. FUNDAMENTERING MED RD-PELER (BOREDE STÅLRØRSPELER) VIKTIG DEL AV PROSJEKTET.

Demanding securing and upgrading of quay structures in Glomfjord. Foundation with RD-piles (drilled steel pipe piles) important part of the project.

Cand.Scient Harald Ihler, Ruukki Norge AS

SAMMENDRAG

Yara Glomfjord har engasjert AF Anlegg Havn til å sikre og rehabilitere kaianlegg i Glomfjord. Arbeidet er teknisk krevende, og det benyttes ulike fundamenteringsmetoder for å sikre og fornye den 350 m lange kaifronten. Deler av kaia rives og bygges helt på nytt. Kaidekke rives og bygges på nytt oppå borede stålrørspeler, RD700 peler, boret gjennom steinfylling og inn i fjell. Kaifronten spuntes og sikres med fenderpeler av borede RDs320/12,5 for å hindre skrens og utrasning av kaia. Mudring utføres til slutt for å få tilstrekkelig dybde for skipene som ankommer.

SUMMARY

Yara Glomfjord has engaged AF Anlegg Havn to secure and upgrade existing quay structures in Glomfjord. The works are technically demanding, and different foundation techniques are used to secure and renovate the 350 m long quay. Parts of the structures are completely removed and replaced with new structures, founded on drilled steel pipe piles, RD700 piles, drilled through rock fill and into bedrock. The front of the quay is reestablished with a combination of driven sheet piles and drilled RDs320 piles to prevent sliding. Finally dredging is done to ensure sufficient depth for the ships arriving.

INNLEDNING

Yara Glomfjord er verdens nordligste mineralgjødselfabrikk og ligger innerst i Glomfjorden, 30 km nord for polarsirkelen. Figur 1 viser Glomfjord. Tilgang til store mengder strøm gjorde at Norsk Hydro startet byggingen av en ammoniakkfabrikk der i 1947. Ammoniakk er ett av flere råstoff til mineralgjødselproduksjon. Ammoniakkproduksjonen der ble nedlagt i 1993, så ammoniakk skipes derfor inn til Glomfjord i dag, slik at gjødselproduksjonen kan fortsette. En rekke andre bedrifter holder også til på stedet, i Glomfjord Industripark.

Yara Norge AS ved Yara Glomfjord er tiltakshaver for pågående rehabilitering og fornying av kaianlegg, samt mudring foran kaianlegget i Glomfjord. AF Gruppen ved Anlegg Havn har generalentreprisen for arbeidet som startet i mars 2012 og etter planen skal fullføres mai 2013. Kontrakten har en verdi på ca 65 MNOK eks. mva.

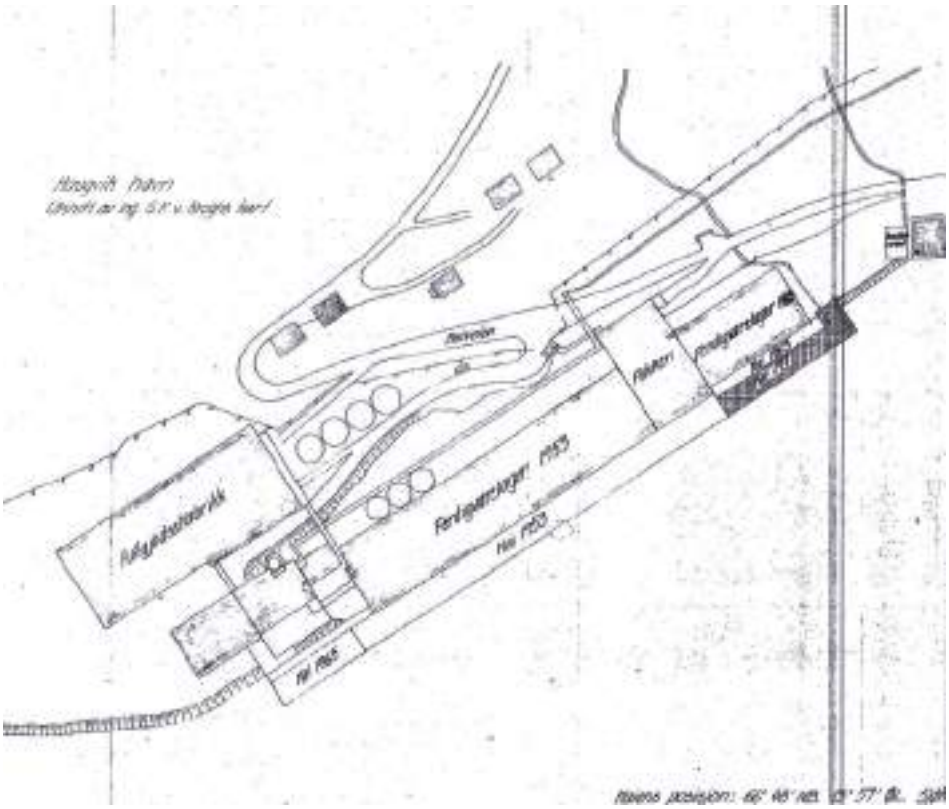
Figur 1. Glomfjord i Meløy kommune, Nordland fylke.

PROSJEKTDATA - GENERELT

Kaianlegget i Glomfjord, også kalt Kai Vest, består av flere byggetrinn med navn etter opprinnelig byggeår; kai 54, 63, 71 og 88. Kai Vest er 350 m lang. Figur 2 viser en eldre situasjonstegning av kaiområdet.

Kai 71 er i svært dårlig forfatning pga avskalling og armeringskorrosjon og skal derfor rives og bygges opp på ny. Kai 63 trenger utbedring med katodisk beskyttelse. Trefenderingen langs hele kaia tåler dårlig påkjenningene fra skipstrafikken. Plastringen av skråningen under kaia er i en tilstand av utrasning. Dette skyldes kombinasjonen bratt skråning og liten steinstørrelse. Mudring av utraste masser gjennom årenes løp har forverret situasjonen, da skråningsfoten har blitt undergravd. Hele Kai Vest skal derfor ha 350 m ny kaifront med spunt, peler og fenderverk, samt at det foretas mudring til kote -8 og rassikring.

Norconsult AS er rådgivende ingeniør på oppdraget og har prosjektert arbeidet og løsningene, som ble angitt i konkuransegrunnlaget for ca 1,5 år siden; *Norconsult (2011)*.



Figur 2. Situasjonsplan over kaiområdet i Glomfjord med ulike byggetrinn angitt.

PROSJEKTDATA - GEOTEKNIKK

Under utarbeidelse av konkurransegrunnlaget har Norconsult benyttet seg av flere av de geotekniske undersøkelsene og vurderingene som allerede var utført, senest av *Rambøll (2011),* som igjen var basert på bl.a. en datarapport fra samme år, også *Rambøll (2011).*

Massene i kaianlegget består av steinfylling, i varierende mektighet fra lite og ingenting til påviste 3,5 m. Utenfor kaianlegget er det delvis utraste masser fra kaia, og de stedegne, naturlige massene er trolig moreneavsatt sand og grus med innhold av både stein og blokker. Antatte fjellkoter 3.5 m utenfor kaia varierer fra kote – 8,7 i vest til kote – 22,3 i øst, mens sjøbunnen ligger på omtrent kote -6,6 til kote -11,3.

Fjell og sjøbunn antas å falle omtrent med samme helning ut fra kaia, helninger varierende fra 1:1,5 til 1:2 og noe slakere lengre ut; 1:2,5.

FUNDAMENTERING OG RASSIKRING MED RD-PELER (BOREDE STÅLRØRSPELER)

Når det gjelder selve spunt- og pelearbeidene, så er disse utført av hhv. Styrud Boreal Oy fra Finland og Fundamentering AS (FAS) fra Trondheim, som underentreprenører til AF Anlegg

Havn. Foreliggende kapittel tar for seg de delene av entreprisen som involverer bruk av RD-peler (borede stålrørspeler).

Kort om RD-peler

RD-peler er borede stålrørspeler. De kan leveres i en rekke dimensjoner, med diametre fra 90 mm til 1220 mm og godstykkelser fra 6.3 til 20 mm. I tillegg kan stålkvaliteten varieres fra S355J2H til S440J2H og S550J2H for de fleste dimensjoner. Alt i alt gir dette et stort spenn med dimensjoner som letter en optimalisering i det aktuelle prosjektet.

Standard stålkvalitet for RD90 – RD320 (også kalt mikropeler) er S440J2H, alternativt kan de leveres i S550J2H og benevnes da RDs. For de større peletypene, RD400 – RD1220, er alle 3 stålkvaliteter tilgjengelig: S355J2H, S440J2H og S550J2H. Tabell 1 fra *Ruukki (2012)* nedenfor summerer opp dette.

Pila	Diameter	Wall thickness [mm]							
	[mm]	6.3	8	10	12.5	14.2	16	18	20
RD90	88.9								
RD115	114.3								
RD140	139.7								
RD170	168.3								
RD220	219.1								
RD270	273.0								
RD320	323.9								
RD400	406.4								
RD450	457.0								
RD500	508.0								
RD550	559.0								
RD600	610.0								
RD650	660.0								
RD700	711.0								
RD750	762.0								
RD800	813.0								
RD900	914.0								
RD1000	1016.0								
RD1200	1220.0								

Steel grades S440J2H and S550J2H
Steel grades S440J2H, S550J2H, S355J2H, X60 and X70
Steel grades S440J2H and S355J2H

Tabell 1. RD-peledimensjoner (ytre diameter, godstykkelse og stålkvalitet).

RD-peler kan med fordel ofte benyttes i stedet for mer tradisjonelle stålkjernepeler, når det er nødvendig med borede peler. Grunntanken er å ”flytte” stålet fra stålkjernen ut til foringsrøret (sløyfe stålkjernen), gjøre foringsrøret tykkere enn vanlig og benytte dette som bærende konstruksjon, altså en RD-pel. Dette reduserer antall operasjoner under installasjon av pelen, og det gir en pel som har vesentlig bedre kapasitet mot knekning enn en stålkjernepel. Ved evt. armering og utstøping kan man få en samvirkekonstruksjon som kan ta høye laster. Selvfølgelig må korrosjon vurderes spesielt i marine miljøer, avhengig av lokale forhold, dimensjonerende levetid osv.

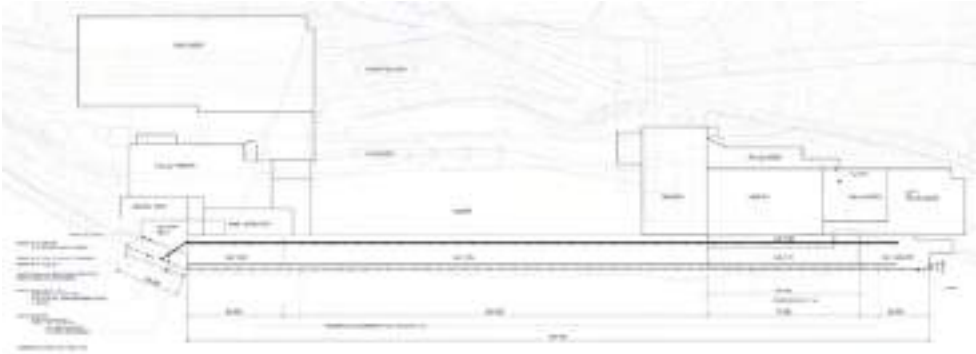
En annen fordel med RD-peler er at de bores med sentrisk borsystem. Det skiller seg fra mer tradisjonelle eksentriske systemer (for eksempel ODEX) ved at boringen blir mer presis, man får lite retningsavvik pga stein og blokk.

RD700 til fundamentering av ny kai 71

For å lage nye fundamenter for kai 71 er det boret RD700/12,5 gjennom utsparringer i eksisterende kaidekke. Etter boringen av disse pelene har arbeidet med å rive eksisterende kaidekke startet. Det ble valgt RD700/12,5 for å unngå for mye rystelser og massefortrengning, kontra rammede løsninger. Dagens kaidekke er utslitt og det er derfor behov for et nytt dekke oppå de borede RD-pelene. RD-pelene er boret gjennom eksisterende sprengsteinsfylling og videre ca 4 m inn i fjell for å unngå skrens på det skrånende fjellet, for så å armeres med 6 stk Ø32 kamstål og støpes ut med B45.

Det er boret nesten 40 stk RD700/12,5, totalt ca 800 m, se bilde 1. Styrud Boreal Oy fra Finland utførte denne jobben tidligere i 2012.

Bilde 1. Riving av eksisterende kaidekke på Kai 71, nye RD700/12,5 ferdig boret.



Figur 3. Situasjonsplan over de ulike kaikonstruksjonene med mål, både gamle og nye.

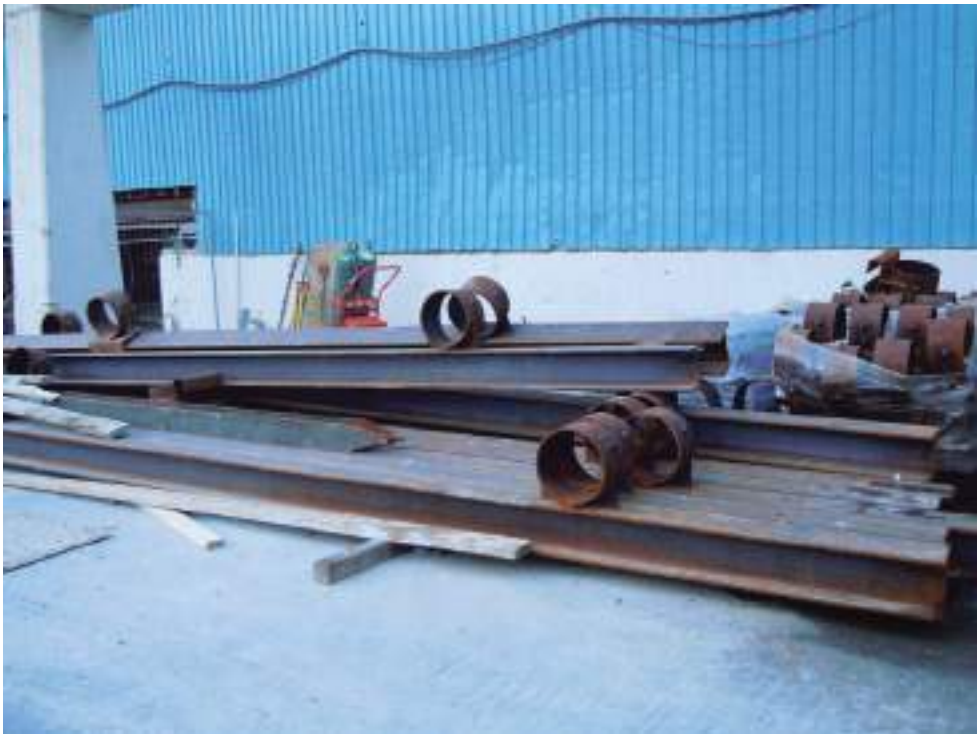
Kai 71 utgjør omtrent 70 m av de totale 350 m som skal ha ny kaifront. Figur 3 viser således både plassering av Kai 71 og hele strekningen med de såkalte fenderpelene i fronten. Denne løsningen omtales i neste avsnitt.

RDs320 til fundamentering og rassikring av ny kaifront
I kaifronten til hele Kai Vest, inklusive kai 71 beskrevet ovenfor, benyttes borede stålrørspeler i høyfast S550J2H kvalitet som fenderpeler. Det bores RDs320/12,5 med innstøpt HEM 160. Bilde 2 viser RDs320/12,5 med innstøpt HEM 160.

Bilde 2. RDs320/12,5 med innstøpt HEM 160, stålbjelke liggende utenpå (rett under vannflaten) som styring for spunten.

Når prosjektet er ferdig skal det være boret 24 stk (kai 71) og 110 stk (kai 54 og 88), totalt ca 2000m, RDs320/12,5 som fenderpeler. Fundamentering AS utfører denne jobben høsten og vinteren 2012.

Hovedoppgaven er å etablere ny kaifront med spunt og borede fenderpeler. Kaifronten må etableres for å hindre videre utrasning, og dette må gjøres før mudringen utenfor kan utføres. Prinsippet er at fenderpelene bores først, og det henges stålbjelker på disse som styring og bæring for påfølgende spunt. Bilde 3 viser løsningen for stålbjelkene, utarbeidet av entreprenøren.



Bilde 3. Stålbjelker med påsveiset ring for påføring utenpå RDs-pelene. Skruehull i ringene for å låse fast i ønsket nivå.

Spunten, AZ13 10/10 og AZ36-700N, rammes ned i hull som forbores med samme peletype som fenderpelene. I oktober 2012 pågikk dette arbeidet for fullt; man boret en RDs-pel ned gjennom sjøbunnen, trakk pelerøret opp igjen og rammet spuntnålen ned i forboret hull etterpå. Bilde 4 viser entreprenøren i gang med setting av spuntnåler.

Bilde 4. Setting av spuntnåler langs kaifronten.

REFERANSER

Norconsult AS (2011): ”YARA GLOMFJORD, Entreprise, Oppgradering av kaier og mudring, Konkuransegrunnlag.”, 105 s.

Rambøll (2011): ”Yara Glomfjord, Mudring Råstoffkaia, Datarapport fra Grunnundersøkelse”, Oppdrag 6100768, rapport nr. 1, 10 s.

Rambøll (2011): ”Yara Glomfjord. Mudring hovedkai. Sikring av fyllinga under kaia. Ny kai 1971.”, Oppdrag 6100768, brev nr. 1, 8 s.

Ruukki (2012): ”Ruukki RD og RDs peler. Borede peler for krevende forhold.”, brosjyre fra Ruukki Norge AS, s. 11.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKKANIKK/GEOTEKNIKK 2012

TO ÅR MED NS- EN- STANDARDER. HVA ER ERFARINGENE?

Two years with euro codes – what are the experiences?

Lars Mørk, Andreas Berger, Odd Arne Fauskerud, Leif Olav Bogen.
Sivilingeniører Geoteknikk, Multiconsult AS

SAMMENDRAG

Fra mars 2010 innførte Norge et nytt sett NS-EN-standarder som eneste gjeldene for bygge- og anleggsbransjen. Det har vært en utfordring å sette seg inn i og ta i bruk standarder gjeldene for geoteknisk prosjektering, i hovedsak Eurocode 7, Geoteknisk prosjektering del 1: Allmenne regler.

NGF gikk foran med å dra i gang utarbeidelse av sjekklister. Vår erfaring er at selv sjekklistene ble for omfattende. Det har parallelt blitt gjort arbeider med å tilpasse andre viktige kravstillende dokumenter og veiledere til EC7 (HB 016 m.fl.).

Når erkjennelsen er at man ikke kan dokumentere full etterlevelse av standardens innhold, har Multiconsult fokusert på å kunne dokumentere valgene som gjøres for å få frem prosjekteringsforutsetningene. Komplett geoteknisk prosjekteringsrapport utgjøres videre av fremstilte prosjekteringsforutsetninger og temavise notater.

Det er nødvendig å ha kjennskap til foreliggende retningslinjer og øvrige krav fra ulike byggherrer (f. eks. SVV) og for spesielle geotekniske problemstillinger (som kvikkleire).

Eurokode 7, del 2 ble innført som standard NS-EN 1997-2:2007 fra mars 2010. Standarden beskriver generelle krav til planlegging, utførelse og presentasjon av felt- og laboratorieforsøk og benyttes sammen med EN-(ISO) metodestandarder for felt og laboratorium. I praksis har ikke dette medført større endring.

Ny standard har ikke resultert i de store forskjellene i måten vi utfører geotekniske rådgivnings- og prosjekteringsoppgaver på. Tilnærmingen til standarden har vært en gradvis dreining mot en større bevisstgjøring omkring rollefordeling og ansvarsområder samt skjerpede krav til dokumentasjon.

I Multiconsult mener vi det er behov for at bransjen går sammen om å utarbeide forenklede veiledninger.

SUMMARY

From March 2010, Norway introduced a new set of ISO standards applicable to the construction industry. It has been a challenge to get to know and to use the standards applicable to geotechnical engineering, mainly Eurocode 7, Geotechnical design Part 1: General rules.

NGF went ahead with a project of preparing checklists. Our experience is that even the checklists were too extensive. It has at the same time been performed works to comply the content of the EC 7 with other relevant requirements and guidelines (HB 016 and others). It has not been possible to harmonize these other requirements and guidelines 100% with EC7.

When the fact is that one can not demonstrate full compliance with the standard's content, Multiconsult has focused on documenting the choices made for the basis of design. The complete geotechnical engineering report consist therefore of the basis of design in addition to technical memos for different geotechnical problems.

It is necessary to have knowledge besides requirements from EC 7 about the requirements and demands from different builders and for special geotechnical problems (such as quick clay).

Eurocode 7, Part 2 was adopted as the standard EN 1997-2:2007 from March 2010. It outlines the general requirements for planning, execution and presentation of field and laboratory experiments and used together with EN-(ISO) method standards for field and laboratory. In practice, this has not led to major change.

New standard has not resulted in major differences in the way we conduct geotechnical consulting and engineering tasks. The approach to the standard has been a gradual shift towards a greater awareness of roles and responsibilities and stricter documentation requirements.

1 INNLEDNING

Fra mars 2010 innførte Norge et nytt sett NS-EN-standarder som eneste gjeldene for bygge- og anleggsbransjen. Disse som oftest benevnes Eurokoder erstattet de tidligere NS 34XX-serien med standarder. Innen kompetanseområdet Geoteknikk er ble følgende tre NS-EN-standarder de mest sentrale:

1. NS-EN1990:2002+NA:2008
   Eurocode: Basis of structural design. . Incorporated NA (National Annex)
   Den foreligger også ut på norsk: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner inkl. NA (Nasjonalt tillegg)
2. NS-EN1997-1:2004+NA:2008
   Eurocode 7: Geotechnical design. Part 1: General rules. Incorporated NA (National Annex)
   Den kom også ut på norsk: Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering. Del 1: Allmenne regler inkl. NA (Nasjonalt tillegg)
3. NS-EN1997-2:2007+NA:2008
   Eurocode 7: Geotechnical design. Part 2: Ground investigations and testing.
   Del 2 er kun utgitt på engelsk

I tillegg fikk standarder innen konstruksjonsmaterialer, primært stål, betong og tre, samt prosjektering av konstruksjoner i jordskjelvsutsatte områder med flere innvirkning på geoteknikerens hverdag.

Bransjen har nå levd med dette regimet i ca 2,5 år og erfaringene begynner å bli synlige.

Dette innlegget er skrevet ut fra slik vi i Multiconsult har opplevd problemstillinger og hvordan vi har tilpasset vår håndtering av offentlig standardkrav i løpet av denne perioden. Vi har plukket ut noen områder vi ønsker å formidle og gjerne bidra til en videre debatt innen fagområdet Geo for en mer enhetlig tolkning og praktisering videre.

2 GEOTEKNISKE GRUNNUNDERSØKELSER

2.1 Bakgrunn

Eurokode 7, del 2 ble innført som standard NS-EN 1997-2:2007 fra mars 2010. I korte trekk omhandler den følgende:

- Prosjekteringsstandard med generelle krav til planlegging, utførelse og presentasjon av felt- og laboratorieforsøk
- Benyttes sammen med EN-(ISO) metodestandarder for felt- og laboratorieundersøkelser

I Eurokoder skilles det i teksten mellom:

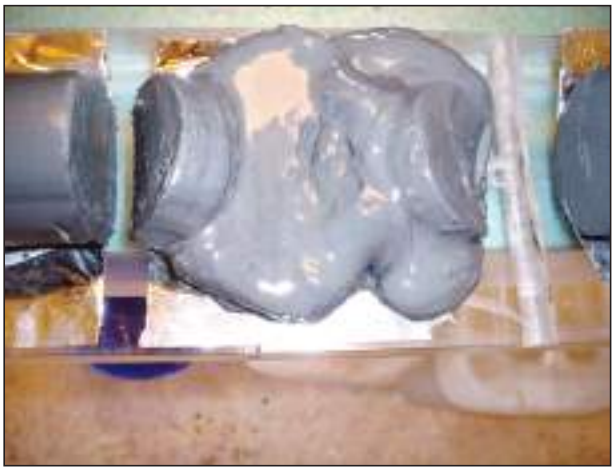
- P) Principles: Kategorisk, tillater ikke alternativer (”skal”)
- A) Application rules: Tilfredsstiller P) men tillater likeverdige alternativer (”bør”)

NS-EN 1997-2:2007 er foreløpig ikke oversatt til norsk. Det er imidlertid utarbeidet et eget Nasjonalt tillegg (NA) til dette dokumentet. Det er på norsk og inneholder i hovedtrekk en beskrivelse og omfang av standarden, samt en oversikt over norske referanser og veiledninger innen området. Det inneholder ingen nasjonalt bestemte parametere eller forutsetninger.

For feltundersøkelser er det gjennomført en revisjon av eksisterende NGF-Meldinger, men dette arbeidet er ennå ikke fullført.

For laboratorieundersøkelser vil nye NS-EN-standarder erstatte den tidligere NS 8000 serien. Dette vil finne sted i perioden 2012-2014.

2.2 Generelle krav til gjennomføring av grunnundersøkelser



I standarden er de viktigste krav (Principles) til gjennomføring av grunnundersøkelser følgende:

- Det skal forefinnes et passende KS-system for feltundersøkelser, laboratorieundersøkelser og prosjektering for det firma som utfører arbeidene
- Det skal gjennomføres en befaring til området med kryss-sjekking av innsamlet informasjon, før borplanen utarbeides
- Det skal utføres grunnvannsmålinger som informasjon til geoteknisk prosjektering
- Det skal tas hensyn til mulige jordforurensninger ved planlegging av grunnundersøkelsen. Hvis jordforurensning eller gass påvises i grunnundersøkelsen skal oppdragsgiver/myndigheter kontaktes
- Prøvetakingskategori i henhold til utstyrs- og kvalitetsklasser skal oppgis ved bestilling av grunnundersøkelsen
- Det skal alltid utføres minst 1 prøvetaking på området (!). Prøvene skal tas fra alle lag som kan påvirke bygningen.
- Kontroll av prosjekteringsforutsetningene skal utføres for å sjekke at grunnforholdene stemmer overens med de antatte.

2.3 Krav til vanlige feltundersøkelser

2.3.1 Trykksonderinger (CPTU)

Ny EN-ISO standard er på trappene. Revidert NGF Melding 5 CPTU (juni 2010) bygger på standarden, dekker alle krav og er på norsk! Den er som standarden krever inndelt i anvendelsesklasse 1-4 (1 er best), basert på homogenitet i grunnforhold og nøyaktighet i målinger.

- Valg av anvendelsesklasse skal reflektere foreliggende grunnforhold og ønsket bruk av CPTU data (profilering, tolkning).
- Det stilles krav til dokumentasjon av samlet nøyaktighet av målingene.
- Bestemmelsene i Eurokodene har sammen med kommende standard vært drivende i kvalitetsarbeidet for CPTU, både hva angår utstyrsutvikling og prosedyrer. Det er med

dagens utstyr fullt mulig å levere godt dokumenterte CPTU-resultater i beste kvalitetsklasse.

2.3.2 Prøvetaking

NS-EN ISO 22475-1 er approbert og implementert av NS som egen standard. Revisjon av NGF-melding 11 Prøvetaking pågår og ventes ferdig i 2013.

Det er innført 3 Kategorier prøvetakingsutstyr og 5 Kvalitetsklasser for prøvekvalitet:

- A: Gir forventet prøvekvalitet i Kvalitetsklasse 1-5 (1 best)
- B: Gir forventet prøvekvalitet i kvalitetsklasse 3-5
- C: Gir forventet prøvekvalitet i Kvalitetsklasse 5

Prøvetakingsutstyr skal iht. standarden velges ut i fra ønsket kvalitetsklasse, nødvendig prøvetakingsdybde og valgt prøvediameter.

Status per okt. 2012:

- NVE's Retningslinjer nr. 2/2011 «Flaum og skredfare i arealplanar» krever prøvekvalitet i høyeste klasse, men definerer ikke objektive kriterier.
- Objektive kriterier for plassering av prøver i Kvalitetsklasser må etableres, basert på rutine- og spesialforsøk. Dette arbeides det nå med i forbindelse med revisjon av Melding 11 Prøvetaking. (NGF Grunnundersøkelseskomiteen)
- Kvalitet må dokumenteres i data-/vurderingsrapport og på plott fra laboratorieforsøk, hvis relevant.

Også for prøvetaking har bestemmelsene i Eurkoden medført større fokus på prøvekvalitet og dokumentasjon av denne. Her er vi ennå ikke i mål, men det tas sikte på å ha et etablert sett med objektive kriterier klart i løpet av 2013. For øvrig er det i dag et stort fokus på bruk av blokkprøvetaking som kan gi spesielt god parameterkvalitet der dette etterspørres. Bruk av mobile laboratorier for gjennomføring av rutine- og spesialforsøk likke etter opptrekk av prøven er et annet utviklingstrekk innen dette felt som vil kunne gi spennende resultater.

2.4 Krav til laboratorieundersøkelser

2.4.1 Generelle krav

Laboratorieprogrammet skal planlegges sammen med det øvrige grunnundersøkelses-programmet. Det bemerkes at NVE's Retningslinjer nr. 2/2011 setter spesielle krav til kvikkleireprosjekter. Utstyret skal være kalibrert og innenfor akseptable kalibreringskrav og det skal kontrolleres i forbindelse med funksjonskrav i det forsøk som skal kjøres. Klassifisering, identifisering og beskrivelse av løsmasser skal baseres på NS-EN ISO 14688-1 og 14688-2.

Status per okt. 2012:

- Arbeid med nye laboratoriestandarder for rutine- og spesialforsøk er igangsatt i egen CEN-komite (R. Dyvik, NGI norsk medlem). De første CEN-standardene for laboratorieforsøk ventes i slutten av 2012 og vil da på sikt erstatte NS8000-serien.
- Objektive kriterier for inndeling i kvalitetsklasser er under utarbeidelse (NGF Grunnundersøkelseskomiteen) og vil gjøre det lettere å klassifisere opptatte prøver med hensyn på prøvekvalitet.
- Vår laboratoriepraksis i Multiconsult er basert på eksisterende NS 8000-serien. Vi benytter den inntil videre i påvente CEN-standarder.

2.4.2 Rutineundersøkelser

Følgende krav stilles i Eurokode 7 del 2:

- Ved bestemmelse av vanninnhold skal prøven minst være i Kvalitetsklasse 3
- Ved bestemmelse av densitet skal prøven minst være i Kvalitetsklasse 2
- Ved bestemmelse av konsistensgrenser skal prøven minst være i Kvalitetsklasse 4.
- Ved utførelse av styrkeforsøk skal prøven være i Kvalitetsklasse 1. Hvis prøver i Kvalitetsklasse 2 benyttes skal effekt av prøveforstyrrelse vurderes.

Spesielt det siste punktet vil etter hvert få en del oppmerksomhet når nye kriterier for prøvekvalitet er utarbeidet.

2.4.3 Bestemmelse av deformasjonsegenskaper

Følgende krav stilles til forsøk knyttet til å bestemme deformasjonsparametere:

- Ved utførelse av deformasjonsforsøk skal prøven være i Kvalitetsklasse 1

2.4.4 Bestemmelse av styrkeegenskaper ved treaksialforsøk

Følgende krav stilles:

- Ved utførelse av treaksialforsøk skal prøven være i Kvalitetsklasse 1
- For konsoliderte treaksialforsøk skal metningsmetode og metningskriterium, nødvendig baktrykk og eventuelle tilleggsprosedyrer utover vanlig standard vurderes og begrunnes
- Vanninnhold før/etter prøving, samt densitet før prøving skal rapporteres
- Spenningsområdet parametere er vurdert ved skal oppgis.
- Vanninnhold før/etter prøving, samt densitet før prøving skal rapporteres
- Resultatene fra forsøket skal klart angi forsøkstype, skjærfasthetsparametere, tøyningsrate og bruddkriterium ved fasthetsangivelse

2.5 Krav til Grunnundersøkelsesrapport

2.5.1 Generelle krav

Standarden angir at det skal utføres tilstrekkelig med grunnundersøkelser. Det gis imidlertid ingen klare regler for hvordan dette skal vurderes for å dokumentere at kravet er oppnådd.

2.5.2 Rapportering og presentasjon

En datarapport fra utførte grunnundersøkelser skal bestå av:

- Presentasjon av all geoteknisk informasjon, inkludert geologiske forhold og relevante data
- En geoteknisk vurdering av informasjoner med forutsetninger for tolkning, men ikke resultater fra selve tolkningen
- Gjeldende gyldighetsområde for dataene
- Oversikt over utførte felt- og laboratorieforsøk
- Dokumentasjon av metoder, prosedyrer og resultater, samt resultater fra innledende studier
- Hvis det benyttes korrelasjoner for å fremskaffe parameterverdier, skal korrelasjonene og deres brukbarhet for de lokale forhold dokumenteres
- Vurdering av geoteknisk informasjon skal inneholde:
  - Beskrivelse av lagdeling
  - Geotekniske egenskaper for alle relevante lag, inklusive fasthets- og deformasjonsdata
  - Vurdering av inhomogeniteter i lagene

- Dokumentasjon av tolkningsprosedyrer og forhold til grunnvann, jordart, prøvetakingsmetode, transport og prøvebehandling

2.6 Sluttbemerkning

Eurokodene har bidratt positivt til kvalitetsutvikling for grunnundersøkelser gjennom strukturen med kvalitetsklasser og metodekrav til utførelse. Det gjenstår imidlertid noe arbeid før dette er fullført, også med hensyn på revisjon av de nasjonale retningslinjer som fortsatt vil kunne brukes parallelt med Eurokodene.

Videre arbeides det med krav til utførende firma og personell ved utførelse av grunnundersøkelser. Dette vil utvilsomt også virke fremmende for kvalitetsarbeider på noe lengre sikt.

3 PROSJEKTERING

3.1 NGF's sjekklister for Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering

Norsk Geoteknisk Forening besluttet i 2010 å utarbeide sjekklister i henhold til Eurokode 7 del 1 Geoteknisk prosjektering. Det er også tatt med noe fra Eurokode 0 Grunnlag av prosjektering av konstruksjoner.

Følgende er hentet fra forordet til dokumentet:

Målet med sjekklistene er følgende:

- Sjekklistene skal være til hjelp ved bruk av standarden
- Sjekklistene skal ikke erstatte standarden
- Sjekklistene skal bidra til å dokumentere at forhold er vurdert

Det er totalt utarbeidet 11 sjekklister. De er utarbeidet for kapitler i Eurokode 7 del 1 Geoteknisk prosjektering, samt at det er også tatt med noe fra Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Sjekklistene dekker ikke alle punktene i standarden, men det er lagt vekt på å få med de normalt viktigste punktene.

Komiteen forventer at det vil bli behov for revideringer, når det geotekniske miljøet får erfaring med disse. Alle som bruker sjekklistene oppfordres derfor til å gi tilbakemeldinger med hensyn til erfaringer.

Kommentarer kan sendes til: ngf@ngi.no

Sjekklistene er utarbeidet av en komité med representanter fra de virksomhetene som meldte interesse for at sjekklister skulle utarbeides.

Dokumentene finnes både i pdf- og wordformat på NGF sine hjemmesider:

http://www.ngf.no/EUROKODE7Del1Geotekniskprosjektering/tabid/2855/Default.aspx

Eksempel fra en av sjekklistene er vist i utdrag nedenfor.

SJEKKLISTE: GRUNNLAG FOR PROSJEKTERING AV KONSTRUKSJONER **NS-EN 1990:2002+NA:2008**
KAPITTEL 2 GRUNNLAG FOR GEOTEKNISK PROSJEKTERING **NS-EN 1997-1:2004+NA:2008**

Oppdrag: Oppdragsgiver: Oppdragsnummer:

Egenkontroll:	**Kollegakontroll:**	**Utvidet kontroll:**	
_____ / _____ Dato Sign	_____ / _____ Dato Sign	_____ / _____ Dato Sign	
Dok.nr. / Tittel:		Rev:	Dato:
Pålitelighetsklasse:	Geoteknisk kategori:		

Punkt i Eurokode	Krav	Egen kontroll	Ikke relevant	Ref i dokument Kommentar	Kollegakontroll
EO	**Laster NS-EN 1990**				
E-0 pkt 2.2 og B3, NA A1	Er krav til pålitelighet vurdert?				
E-0 pkt 2.3 E-7 pkt 2.2	Er krav til dimensjonerende brukstid/dimensjonerende situasjon vurdert?				
E-0 pkt 2.4 E-7 pkt 2.3	Er krav til bestandighet vurdert?				
E-0 pkt 2.5 NA A1.3.1	Er krav til kvalitetssikring vurdert?				
E-0 pkt 3	Er dimensjonerende grensetilstander vurdert og dokumentert?				
E-0 pkt 4.1.1	Er laster klassifisert; permanent påvirkning (G), variabel påvirkning (Q) og ulykkespåvirkning (A)				
E-0 pkt 4.1.2	Er karakteristiske verdier for laster vurdert?				
E-0 pkt 4.1.6	*Geotekniske laster skal bestemmes i samsvar med NS-EN 1997-1* Er geotekniske laster vurdert?				
E-0 pkt 4.1.7	Er miljøpåvirkning vurdert?				
E-0 pkt 4.3	Er geometriske data vurdert?				
E-0 pkt 5.1.2	Er statisk belastning vurdert?				
E-0 pkt 5.1.3	Er dynamisk belastning vurdert?				

2011-05-10 Side 1 av 4

Figur 4.1. Sjekkliste kap. 2 side 1.

SJEKKLISTE: GRUNNLAG FOR PROSJEKTERING AV KONSTRUKSJONER **NS-EN 1990:2002+NA:2008**
KAPITTEL 2 GRUNNLAG FOR GEOTEKNISK PROSJEKTERING **NS-EN 1997-1:2004+NA:2008**

Oppdrag: Oppdragsgiver: Oppdragsnummer:

E-7 pkt 2.5	*Prosjektering ved konstruktive tiltak* Aktuelt – vurdert?				
E-7 pkt 2.6	*Prøvebelastning og modellprøving* Aktuelt – vurdert?				
E-7 pkt 2.7	*Observasjonsmetoden* Aktuelt – vurdert?				
E-7 pkt 2.8	*Geoteknisk prosjekteringsrapport* *Forutsetningene, dataene, beregningsmetodene og resultatene fra påvisningen av sikkerheten og brukbarheten skal registreres i en geoteknisk prosjekteringsrapport.* **Er det utarbeidet geoteknisk prosjekteringsrapport?**				

Lover, standarder, forskrifter, veiledninger og håndbøker som kan være relevante:

- NS-EN 1990:2002+NA:2008: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1991- flere: Laster på konstruksjoner
- NS-EN 1997-1:2004+NA:2008: Geoteknisk prosjektering del 1: Allmenne regler
- NS-EN 1997-1:2007+NA:2008: Geoteknisk prosjektering del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver
- NS-EN 1998-1:2004+NA:2008: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygging
- NS-EN 1998-5:2004+NA:2008: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske for hold
- SVV Håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging.
- SVV Håndbok 018 Vegbygging
- Peleveiledningen 2005
- NGF - meldingene

2011-05-10 Side 4 av 4

Figur 4.2. Sjekkliste kap. 2 side 4.

Status per okt. 2012:

I Multiconsult er vår erfaring fra geoteknisk rådgivning og prosjektering kort oppsummert følgende

- NGF's sjekklister er ikke normalt i bruk i våre oppdrag

- Vi har inntrykk av at de er lite eller tilnærmet ikke i bruk hos andre firmaer i rådgivende ingeniørvirksomhet

Årsakene til dette kan være flere, men sett fra vår hverdag er sjekklistene alt for omfattende og rigorøse. I våre oppdrag benytter vi fortsatt sjekklister som er tilpasset det som er nødvendig for å tilfredsstille en forsvarlig kontrollsjekk.

3.2 Prosjekteringsforutsetninger

I hovedtrekk så er det ikke så store forskjeller fra tidligere praksis, men bruk av Eurokoder stiller strengere krav til dokumentasjon, og NS-EN 1997 pkt. 2.8 krever at det utarbeides en "geoteknisk prosjekteringsrapport".

I et vanlig byggeprosjekt produserer vi en varierende mengde med det vi kaller RIG-notater og som hvert omhandler en eller evt. flere problemstillinger. Vår oppfatning er da den geotekniske prosjekteringsrapporten kan være summen av disse notatene.

I starten av prosjekteringen utarbeider vi i de fleste tilfeller nå et RIG-notat med prosjekteringsforutsetninger. Dette notatet angir gjeldende regelverk som legges til grunn for prosjekteringen, definerer og begrunner valg av geoteknisk kategori, konsekvensklasse/ pålitelighetsklasse og hvilke krav i Plan og bygningsloven (PBL) / Teknisk forskrift (TEK) som må ivaretas.

Valg av pålitelighetsklasse / geoteknisk kategori bestemmer da omfang av kvalitetssikringen, kfr. NS-EN 1990 tabell NA A1 (903) som angir kontrollklasse og dermed kontrollform for prosjekteringen

For det meste vil våre arbeider komme i geoteknisk kategori 2, noe som gir kontrollklasse normal (N) for prosjekteringen, dvs. grunnleggende kontroll (egenkontroll) og kollega-kontroll (sidemannskontroll). Unntaket er spesielt store og kompliserte prosjekter eller prosjekter med unormalt stor risiko, og de fleste tilfeller når det registreres kvikkleire, noe som tilsier geoteknisk kategori 3 og dermed kontrollklasse utvidet (U).

Ulike deler av prosjektet kan ha ulik geoteknisk kategori, og det er ikke nødvendigvis samme krav til kontrollklasse for prosjektering og utførelse. Valg av geoteknisk kategori / kontroll-klasse må også vurderes ut fra hvilken erfaring/kompetanse de prosjekterende / utførende sitter inne med.

Ovennevnte notat (ofte RIG 01) vil også være grunnlag for uavhengig kontroll i hht. PBL, og som blir obligatorisk fra nyttår for alle prosjekter i tiltaksklasse 2 og 3. Vi peker i den forbindelse på at uavhengig kontroll iht. PBL ikke må blandes sammen med det som kreves av kontroll iht. NS-EN 1990 / 1997.

Vi er av den oppfatning at vi som rådgivere / prosjekterende må bli mer bevisste på hva som er kritisk i utførelsesfasen, og bli flinkere til å lage planer for kontroll av utførelse. I den forbindelse peker vi på at ting ofte ikke er like greit på byggeplassen som det ser ut til på tegninger. Det vises også til kurs i Anleggsgeoteknikk sept. 2012.

NS-EN 1997 angir krav til minste verdier av partialfaktorer (materialfaktorer) som til dels er lavere enn det som tradisjonelt har vært benyttet tidligere. Det kan stilles spørsmål ved om vi nå ukritisk velger laveste angitte verdier uten samtidig å ta inn over oss hvordan karakteristiske verdier av geotekniske parametere skal utledes, kfr. pkt. 2.4.5.2:

(1) Valg av karakteristiske verdier av geotekniske parametere skal baseres på resultater og de utledede verdiene fra laboratorie- og feltprøvinger, samt godt etablert erfaring.

(2) Den karakteristiske verdien av en geoteknisk parameter skal velges som et forsiktig anslag for den verdien som har betydning grensetilstanden.

(5) Karakteristiske verdier kan være nedre verdier som er mindre enn de mest sannsynlige verdiene, eller øvre verdier som er større.

3.3 Grensesnitt mellom geoteknikk og andre fag

Grensesnittet mot andre fag kan ofte være kritisk, og vi har flere ganger sett at det oppstår misforståelser om hva som leveres fra RIG. For eksempel når det gjelder jordtrykk har vi sett at RIG leverer jordrykkskurver hvor materialfaktorer på jord er medtatt, mens RIB i tillegg benytter lastfaktorer på jordtrykkene. Vi har også avdekket at RIG har oppgitt karakteristiske jordtrykk som har blitt benyttet som dimensjonerende og at det dermed er medtatt verken materialfaktorer eller lastfaktorer.

Iht. NS-EN 1997, pkt. 9.5.1 bør også jordtrykk inkludere grunnvannstrykk.

Vi mener at når det gjelder jord og vanntrykk, så er det geoteknikeren som er best egnet til å vurdere usikkerheter, og at RIG skal angi dimensjonerende jordtrykk i bruksgrense og dimensjonerende jordtrykk i bruddgrense.

Vår erfaring er at de mange ulike begrepene i Eurokodene skaper forvirring. For eksempel de ulike grensetilstandene som STR og GEO, beregningsmetode 1, 2 og 3, og lastsett A1 og A2. Når skal de ulike grensetilstander, beregningsmetoder og lastsett benyttes? Og skal samme kombinasjoner benyttes av RIB og RIG?

I tillegg så er det forskjellige dimensjonerende verdier for laster for bygninger og vegbruer, kfr. hhv. tabell NA.A1.2(B) i NA:2008 som gjelder for bygninger og tabell NA.A2.4(B) i NA:2010 som gjelder for vegbruer.

I Nordisk Geotekniker Møte (NGM) mai 2012, framhevet B. Simpson i sitt foredrag «Eurocode 7 – fundamental issues and some implications for users» at valget av parameterverdier for beregninger ofte fører til debatter blant geotekniske designere. F-eks har problemer med vanntrykk og EQU bruksgrensetilstanden mye til felles. Hvordan legge til rette for sikkerhet i situasjoner der kreftene i stor grad balansere hverandre og materiell styrke spiller en liten, men ofte avgjørende del?

Oppsummering etter 2 års erfaring med Eurokoder er at vi som geotekniske rådgivere praktiserer standarden ulikt pga. kompleksitet. Bransjen burde etter vårt syn utarbeide forenklede retningslinjer med forklaring til begrepene. Derved ville vi få en mer enhetlig og «riktig» praktisering av standarden.

3.4 Eurokoder i relasjon til Håndbok 016 Geoteknikk i vegbygging

Prosedyrer og begreper som benyttes i NS-EN 1997-1/NS-EN 1990 (Eurokode 7) er innarbeidet i Statens vegvesens Håndbok 016 (H016) ved siste revisjon 2010, men tidligere anvendte prosedyrer og begreper er opprettholdt der dette ikke er i strid med de nye standardene.

I det etterfølgende pekes det på noen mulige forskjeller mellom anvendelse av Eurokode 7 og H016 kapittel 0 når det gjelder sikkerhetsprinsipper.

3.4.1 Bruk av mobiliseringsgrad.

I tillegg til bruk av partialfaktor for påvirkning γ_F og partialfaktor for jordparametere γ_M, kan mobiliseringsgraden f fortsatt anvendes ved beregning av jordtrykk ift. HB016, kfr. **Feil! Fant ikke referansekilden.** Bruk av mobiliseringsgraden f gjelder bare for jordtrykksberegninger, ikke for bæreevneberegning for støttekonstruksjoner. Effekten av disse forskjellene er ikke vurdert videre her.

$$f = \frac{\tan \varphi'_d}{\tan \varphi'} \quad \textit{eller} \quad \tan \varphi'_d = f \cdot \tan \varphi'$$

	Konstruksjonsstivhet		
Undergrunn	Fleksibel	Normal	Stiv
Myk	0,80	0,75	0,70
Middels	0,75	0,70	0,65
Fast /Berg	0,70	0,65	0,60

Figur 0. 6 Bestemmelse av mobiliseringsgrad f for jordtrykksberegning

Figur 5.1. H016. Bestemmelse av mobiliseringsgrad f for jordtrykksberegning

3.4.2 Krav til partialfaktor for materialfasthet

I H016 er det angitt spesifikke krav til partialfaktor for materialfasthet som funksjon av konsekvensklasse og bruddmekanisme, se figur 5.2.

Eurokode 7 sier at krav til partialfaktor skal økes utover minimumskravene ved fare for progressiv bruddutvikling i sprøbruddmaterialer og når det kreves for å bringe den i overensstemmelse med anerkjent praksis for den anvendte analysemetoden og den foreliggende problemstillingen.

Totalt sett gir i så måte H016 en mer spesifikk angivelse av krav og kanskje i noen tilfeller en strengere praktisering/mindre rom for tolkning enn det Eurokode 7 åpner for. Ut over det ovenstående er ikke betydningen av økt detaljeringsnivå i kravene vurdert videre her.

Konsekvensklasse	Bruddmekanisme		
	Seigt, dilatant brudd	Nøytralt brudd	Sprøtt, kontraktant brudd
CC1 Mindre alvorlig	1,25 / 1,4 *	1,3 / 1,4 *	1,4
CC2 Alvorlig	1,3 / 1,4 *	1,4	1,5
CC3 Meget alvorlig	1,4	1,5	1,6

* NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 krever at $\gamma_M \geq 1,4$ ved totalspenningsanalyser

Figur 0. 3 Partialfaktorer for γ_M ved effektivspennings- og totalspenningsanalyser

Figur 5.2. Partialfaktorer for γ_M ved effektivspennings og totalspenningsanalyser fra H016

3.4.3 Praktisering av prosentvis forbedring:

I Eurokode 7 er temaet prosentvis forbedring tatt inn i det nasjonale tillegget som en fotnote til tabell NA.A.4 som sier «Ved analyse av områdestabilitet slik forholdene framstår uten prosjekterte tiltak kan det hende at en vil finne lavere initiell materialfaktor enn ovenstående krav. Slike tilfeller vurderes i forhold til skredfare og områdestabilitet. Det vil normalt forutsettes at det prosjekterte tiltak gjennomføres på en måte som gir uendret eller økt materialfaktor og slik at faktorer som kan utløse brudd eller skred unngås.»

Utover det ovenstående gir Eurokode 7 ikke retningslinjer for anvendelse av dette prinsippet. I H016 er det gitt spesifikke krav til hvordan prinsippet skal anvendes og hvor stor prosentvis forbedring som kreves avhengig av initielt beregnet partialfaktor/materialfaktor og konsekvensklasse.

I denne sammenheng nevnes også at prinsipp for anvendelse av prosentvis forbedring er angitt i NVE's Veiledning «Vurdering av områdestabilitet ved utbygging på kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper» fra 2009 sist revidert som «NVE's Retningslinjer nr. 2/2011 «Flaum og skredfare i arealplanar».

I 2011 ble de beskrevne prosedyrene/prinsippene i retningslinjene tatt inn i veiledning til ny byggeteknisk forskrift (TEK 10). Per. oktober 2012 er det relativt store forskjeller i krav til prosentvis forbedring mellom H016, NVE's Retningslinjer 2/2011 og TEK 10.

Eurokode 7 gir som nevnt ingen anvendelsesregler for prosentvis forbedring, men angir at prinsippet kan benyttes. Det pågår et arbeid hvor målsetningen er å harmonisere disse kravene til prosentvis forbedring.

3.4.4 Sammenheng mellom Geoteknisk kategori og pålitelighetsklasse:

I H016 er det definert en sammenheng mellom pålitelighetsklasse (RC/CC) og geoteknisk kategori som angitt i **Feil! Fant ikke referansekilden.**:

Pålitelighetsklasse	1	2	3	4
Geoteknisk kategori 1	1			
Geoteknisk kategori 2		2		
Geoteknisk kategori 3			3	

Figur 0. 11 Sammenheng mellom Geoteknisk kategori og Pålitelighets-/Konsekvensklasse

Figur 5.3. Sammenheng mellom Geoteknisk kategori og Pålitelighets-/Konsekvensklasse fra Statens vegvesens håndbok 016

Denne sammenstillingen går ut over det som er definert i Eurokode 7 og er en kobling mellom krav som er definert i NS-EN 1990 krav i NS-EN 1997-1. Sammenhengen vist i tabellen over sørger for en mer helhetlig sikkerhetsfilosofi for den geotekniske prosjekteringen.

4 OPPSUMMERING

Prosjektering etter nye NS-EN–standarder har påvirket innholdet i våre prosjekteringsleveranser og hvordan vi dokumenterer vår prosjektering i Multiconsult.

NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 (EC 7) oppleves omfattende. Når NGF fikk satt i gang arbeidet med å lage sjekklister, var formålet at etterlevelse av standarden skulle bli enklere og også at de ulike firmaene skulle ha et felles rammeverk for dokumentasjon av prosjektering. I Multiconsult bruker vi i mindre grad NGF's sjekklister i nåværende form, men i en enklere form. Standardens krav til dokumentasjon blir presentert i den geotekniske prosjekteringsrapporten.

Det er vårt inntrykk at de geotekniske rådgivningsfirmaene har innarbeidet etterlevelse av Eurokoder på noe ulik måte. I Multiconsult har vi fokusert på en grundig gjennomgang av geoteknisk kategori, konsekvensklasse/pålitelighetsklasse, tilstedeværelse og forståelse av kvalitetssystem og prosjekterings- og utførelseskontroll. Med dette har vi fått en helhetlig kontroll- og sikkerhetsfilosofi for den geotekniske prosjekteringen.

Retningslinjer og krav fra offentlige byggherrer f. eks. SVV HB016 og NVE's retningslinjer nr. 2/2011 "Flaum og skredfare i arealplanar", ikke er harmonisert med Eurokodene. Kjennskap til innhold og ulikheter er viktig i den geotekniske prosjektering.

Eurocode 7, del 2, Nasjonalt tillegg (NA) etterleves som absolutte krav. Prosedyrer og retningslinjer internt i firma må derfor samsvare med Standard tilpassede veiledere, meldinger etc. Dette innebærer i praksis ingen endring.

Ny standard har ikke resultert i de store forskjellene i måten vi utfører geotekniske rådgivnings- og prosjekteringsoppgaver på. Det pågår imidlertid en kontinuerlig utvikling av eksisterende kontroll – og dokumentasjonsprodukter.

Det oppleves ikke som om vi prosjekterer under et helt nytt regime, men mer som en gradvis dreining mot en større bevisstgjøring omkring rollefordeling og ansvarsområder samt skjerpede krav til dokumentasjon.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2012

GEOMETRI OG STRUKTUR AV BRUDDSONER RUNDT VINGEBOR I KVIKKLEIRE

Geometry and structure of failure zones around a shear vane in quick clay

MSc A.S. Gylland NTNU

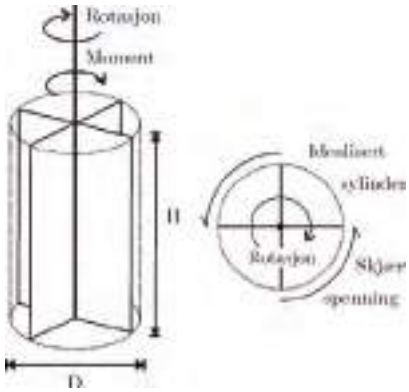
SAMMENDRAG
Vingeboret et in-situ instrument for bestemmelse av uomrørt og omrørt udrenert skjærstyrke i leire. For å relatere det målte momentet til en relevant skjærstyrke må flere antagelser gjøres. En av disse er gruddsonens geometri rundt vingeboret. Her undersøkes denne bruddsonen på lokalt og globalt nivå. Vingeborforsøk ble utført in-situ i kvikkleire og bruddsonen hentet opp fra jorden ved bruk av en 75 mm sylinderprøvetaker. Bruddsonen ble så behandlet for å lage tynnslip og studert i et polariseringsmikroskop. Undersøkelsene viser en svært kompleks struktur av bruddsonen rundt vingeboret. Den består av flere parallelle og splittende skjærsprekker i mikron-størrelse. Det er videre observert at den globale bruddformen ikke er en full sylinder, men at den i stedet her en avrundet kvadratisk form. Elementmetodeberegninger støtter disse funnene. Denne artikkelen er basert på et lignende arbeid presentert ved Nordic Geotechnical Meeting 2012, København.

ABSTRACT
The shear vane is an in-situ test equipment for determination of the peak and residual undrained shear strength. For correct transformation of the measured torque to a representative shear strength, several assumptions and corrections must be made. The present paper investigates the orientation and geometry of the local and global failure zones around a vane in soft sensitive clay. Vane tests are executed in-situ at a quick clay site, and the failure zone is retrieved by over-coring using a piston sampler. Applying a thin sectioning technique in combination with polarized light microscopy, the failure zones are revealed in great detail. The results show a highly complex failure zone with several parallel and branching shear fractures. It is further seen that the global failure geometry is not a full cylinder, but rather a rounded square at the peak global torque. Performed finite element simulations support these findings.

1 INTRODUKSJON

1.1 Vingeboret

Vingeboret er et in-situ redskap for bestemmelse av udrenert skjærstyrke. Det ble først brukt i Sverige i 1918-1919 av John Olsson og fra tidlig 50-tall har det vært brukt i geoteknisk prosjektering i Norge (Andersen and Bjerrum, 1957). En prinsippskisse av vingeboret er vist i Figur 1.1.



Figur 1.1 Prinsippskisse av vingebor

Ved å måle maksimum og omrørt motstand kan man tolke ut verdier for materialets sensitivitet. Vingeboret er det eneste in-situ verktøy som kan gjøre dette. Likevel, vingeboret er beheftet med flere usikkerheter som har begrenset dets popularitet. Flaate (1966) oppsummerer flere av faktorene som påvirker målinger gjort med vingeboret. Installasjonseffekter inkluderer massefortrengning og poretrykksoppbygging som igjen fører til konsolidering i området rundt vingeboret. Det er også en ikke-neglisjerbar andel friksjon i utstyret som det bør tas hensyn til. Når det gjelder tolkning av styrkeparametere er det flere aspekter som må vurderes.

- Spenningsmobilisering rundt vingeboret. Hvordan er fordelingen av skjærspenninger langs vingens vertikale og horisontale sider? Dette er bla. studert av Donald et al. (1977), Menzies & Merrifield (1980), Chandler (1988) og Griffiths & Lane (1990). Vanligvis antas konstant mobilisering langs de vertikale sidene og konstant eller triangulær fordeling i horisontalplanet.
- Viskøse hastighetseffekter. Det er kjent at leire viser større skjærmotstand ved høye deformasjonshastigheter enn ved lave pga. viskositet. Normalt utføres vingebor med en hastighet på 12°/min. Brudd nås da etter 1-2 min noe som kan klassifiseres som svært raskt. For å ta høyde for dette foreslo Bjerrum (1972) en korreksjonsfaktor.
- Anisotropi. Marine leirer viser ofte anisotropi når det gjelder styrke og stivhet. Vingeboret måler i all hovedsak styrke på et vertikalplan mens den aktuelle bruddproblematikken ofte gjelder et horisontal-plan (DSS) eller en aktiv/passiv situasjon. Betraktninger rundt dette bør inkluderes ved tolkning og bruk av vingeboret. Nyttige referanser kan være Aas (1965), Bjerrum (1972), Soydemir (1976) og Donald et al. (1977)
- Dreneringsforhold. I siltige materialer bør det vurderes om antagelsen om udrenerte forhold gjelder (Blight, 1968; Matsui & Abe, 1981; Lane & Griffiths, 1995; Morris & Williams, 2000).
- Progressiv bruddutvikling i sensitive leirer er en mulighet, spesielt gjelder dette for kvikkleire. Temaet er undersøkt av Cadling & Odenstad (1950), De Alencar et al. (1988) og Griffiths & Lane (1990). En korreksjonsfaktor er foreslått av Dascal & Tournier (1975) støttet på arbeidet til Bjerrum (1972).
- Bruddsonens geometriske form. Antas en sylinder med konstant mobilisering rundt vingeboret og H/D=2 kan udrenert skjærstyrke tolkes fra ligning 1.1 hvor T er målt moment.

$$s_{uv} = \frac{6}{7}\frac{T}{\pi D^3} \tag{1.1}$$

Denne artikkelen ser på bruddsonens geometriske form. Det fokuseres på vingeborets omkrets siden det er brudd i dette planet som bidrar mest til det målte momentet (86-94%, Chandler 1988). I litteraturen kan man finne flere studier av dette utført i laboratorieoppsett og vha numeriske simuleringer (Cadling & Odenstad, 1950; Chandler, 1988; Roy & Leblanc, 1988; De Alencar et al., 1988 og Pérez-Foguet et al., 1999). Noen av disse har funnet en sirkulær form, mens andre konkluderer med at bruddsonen har en form nær et kvadrat tidlig i mobiliseringsprosessen. Ingen studier er utført in-situ.

1.2 Formål

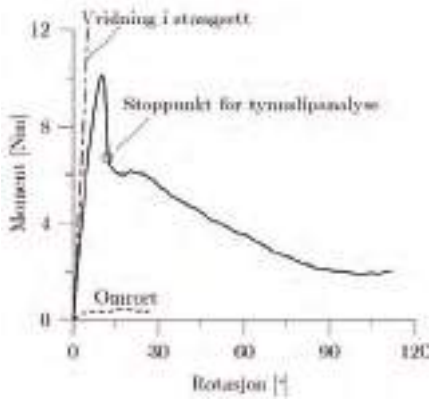
Det er klart at den geometriske formen på bruddsonen rundt vingeboret er en usikkerhet. For å eksperimentelt undersøke dette understreker Flaate (1966) viktigheten av representative spenningsforhold og uforstyrrede prøver. Disse forholdene er her forsøkt ivaretatt ved å utføre in-situ forsøk. Et sett med elementmetodesimuleringer er utført for å analysere og vurdere de eksperimentelle resultatene.

2 LABORATORIE OG FELTARBEID

2.1 Forsøk og prøvetaking

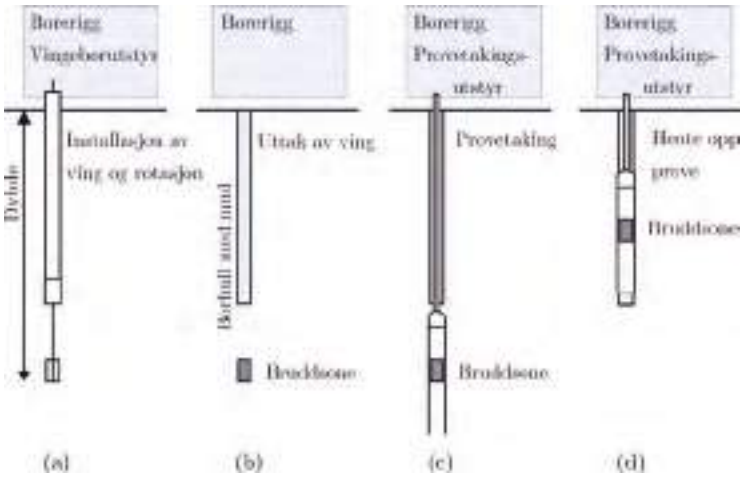
Forsøkene ble utført på NTNUs forsøksfelt Kvenild lokalisert på Tiller ca 10 km sør for Trondheim. De øvre 7 m ved dette feltet besår av bløt, medium sensitiv leire. Under ligger det svært sensitiv kvikkleire. I kvikkleira er udrenert skjærstyrke i området 40-60 kPa med sensitivitet rundt 300. Omrørt skjærstyrke er 0.1 kPa. Det er en lav-plastisk leire med I_p rundt 5%, et leirinnhold på ca 40% og et vanninnhold rundt 40%.

Vingeborforsøk ble utført med en D = 55 mm, H = 110 mm ving og et egenutviklet elektrisk vingebor. Vingens bladtykkelse er 1.0 mm. En rotasjonshastighet på 12°/min ble benyttet. Et eksempel på en moment-rotasjons-kurve fra en dybde på 9.5 m er vist i Figur 2.1.



Figur 2.1 Vingeborresultat ved 9.5 m dyp

Bruddgeometrien rundt vingeboret ved 9.5 m ble undersøkt ved å stoppe rotasjonen rett etter at maksimum motstand var oppnådd (se Figur 2.1). Dette korresponderer til en effektiv rotasjon på ca 10°. Vingeboret ble så trukket opp fra borhullet. Deretter ble en 75 mm stålsylinder stempelprøvetaker ført ned for å hente opp regionen som var skjært av vingeboret. Denne prosedyren er illustrert i Figur 2.2.



Figur 2.2 Forsøksprosedyre

2.2 Tynnslip

Tynnslip har en tykkelse på 30 μm og er nesten gjennomsiktige. Når disse studeres i et polariseringsmikroskop vil mineralkrystallene påvirke lyset slik at kornorientering og mineralogi kan bestemmes. Denne teknikken har blitt brukt tidligere av f.eks. Morgenstern & Tchalenko (1967) og McKyes & Yong (1971) for å studere skjærsoner i leire. For å produsere tynnslipene er det nødvendig at vannet i prøvene erstattes med et hardt medium. I dette studiet ble epoxy brukt (Camuti & McGuire, 1999). På bakgrunn av et innledende sett av forsøk med ulike prosedyrer ble lufttørking valgt for å tørke prøvene. Dette gav prøver sterke nok til å tåle tynnslipproduksjonen, men samtidig uten vesentlige sprekkdannelser. Noe forstyrrelse av den originale strukturen introduseres gjennom denne teknikken (Mitchell & Soga, 2005), men for det formål å studere sterke relative skjærdeformasjoner er fremgangsmåten god nok.

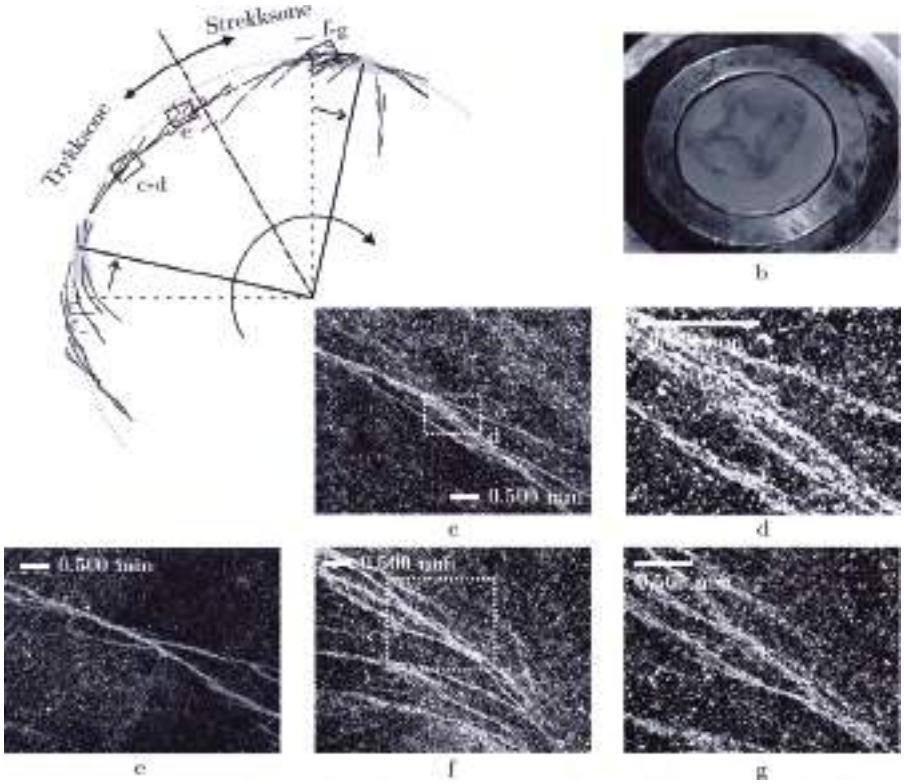
I laboratoriet ble prøvene fra sylinderne skjøvet ut vertikalt og bruddsonen ble delt i 2 cm tykke biter. Et tverrsnitt ca 10 mm opp fra vingens bunn ble brukt for å lage tynnslipene. Dette for å minimere innvirkningen av vingens blader.

2.3 Resultater

Figur 2.3a illustrerer bruddsonen rundt vingeboret slik det er tolket fra tynnslipene. De sorte linjene er områder med distinkt partikkelreorientering (skjærsprekker). Noen bilder fra mikroskopet som viser disse strukturene ved forskjellige grader av forstørring er inkludert i Figur 2.3c-h. Tykkelsen av disse skjærsprekkene ligger i

området 40-100 mikron. Figur 3b viser bruddsonen under utskyvning av sylinderprøven i laboratoriet.

Den globale formen på bruddsonen ligner et avrundet kvadrat. Studeres skjærsprekkene nærmere ser man komplekse mønster med startende, avsluttende, sammenslående, splittende og parallelle linjer. En felles trend er at skjærsprekkene er rettet ut fra bruddets hovedretning i kompresjonssonen foran vingen mens de er rettet innover i strekksonen bak vingen.



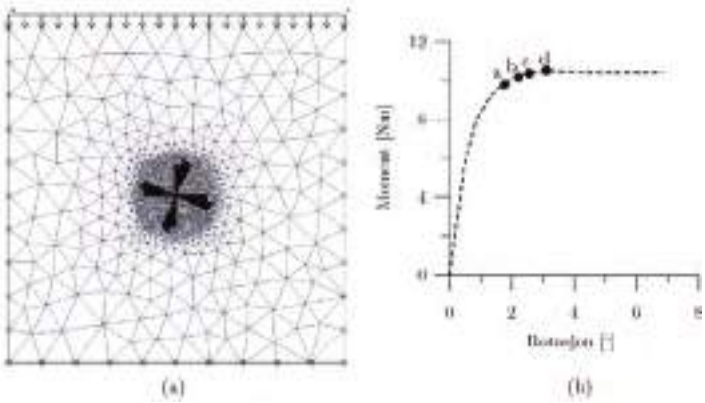
Figur 2.3 (a) Oversikt over skjærsprekker rundt bingeboret; (b) Utskyvning av bruddsonen i laboratoriet; (c-g) Bilder fra polarisasjonsmikroskopet

3 NUMERISKE SIMULERINGER

3.1 Elementmetodemodell

2D simuleringer av vingeboret ble utført vha elementmetodeprogrammet Plaxis v9. Modellen er vist i Figur 3.1a hvor 2828 6-nodede trekantelementer er brukt. Hardening Soil materialmodellen (Shanz et al., 1999) ble brukt med en negativ dilatansvinkel. Dette gir en representativ kontraktant oppførsel som genererer poreovertrykk ved brudd i likhet med kvikkleire. Materialparametere (Tabell 3.1) er basert på blokkprøver fra Tiller (Gylland, in prep) og korrelasjoner for DSS styrke og stivhet. Beregningen ble videre kjørt som en konsolideringsanalyse hvor poreovertrykk fra bruddsonen tillates å dissipere ut til det omliggende materialet.

Oppdatert geometri ble brukt. Et konstant initialspenningsnivå ble satt opp først for å gi en konstant udrenert skjærstyrke over hele volumet i denne effektivspenningsbaserte modelleringen. På denne måten oppnås en realistisk plan-tøyningssituasjon for et horisontalplan gjennom vingeboret. Kvasistatiske forhold er antatt. Dette er rimelig for de involverte rotasjonshastighetene (Pérez-Foguet et al., 1999). Selve vingen ble modellert som plateelementer med null tykkelse og høy stivhet. En ruhet på 0.1 ble brukt i kontaktflaten. Vingen ble rotert vha. inkrementell multiplikator. Rotasjonshastigheter på 12°/min og 0.12°/min ble simulert. Ingen regulariseringsteknikk ut over elementnettet ble brukt for å håndtere deformasjonsmykning (strain softening) i beregningene.



Figur 3.1 (a) FEM modell; (b) Moment-rotasjonskurve for simuleringen (0.12°/min)

Tabell 3.1 Materialparametere HS modell

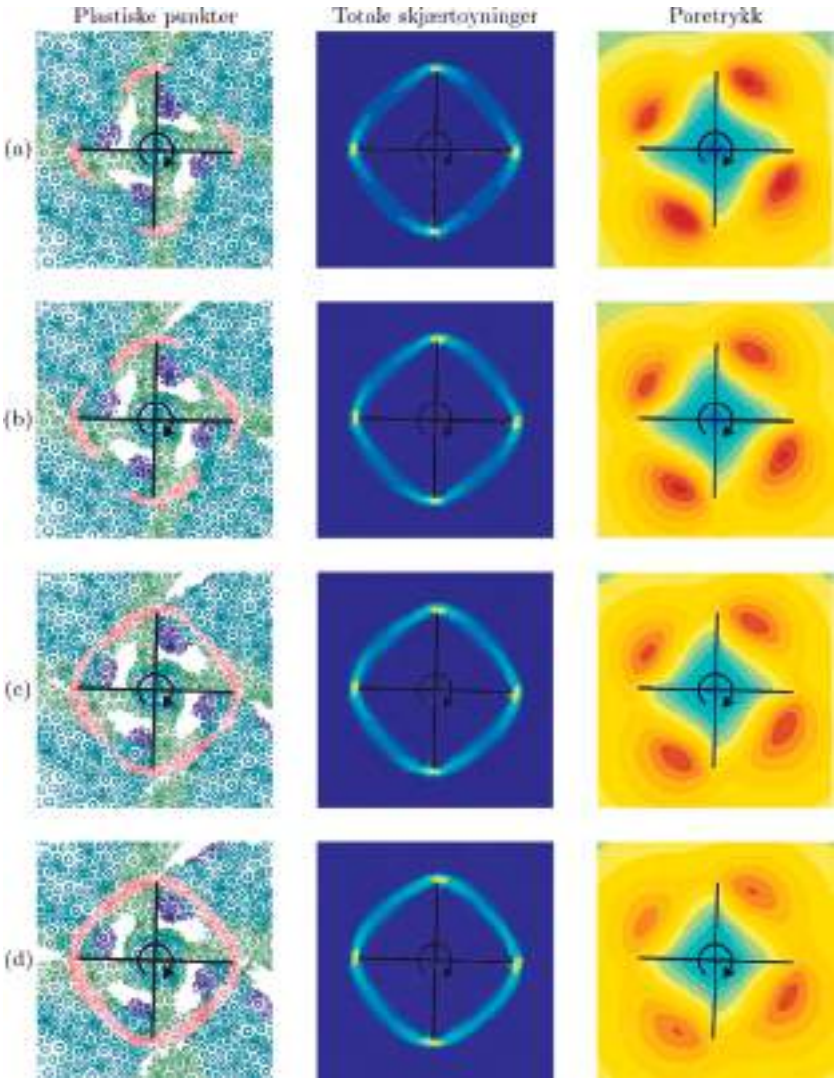
γ	0 kN/m^3
φ	23°
ψ	-2°
c_{ref}	0.5 kPa
E_{50}^{ref}	2800 kPa
E_{oed}^{ref}	1100 kPa
E_{ur}^{ref}	28000 kPa
m	1
p^{ref}	100 kPa
ν_{ur}	0.2
K_o^{nc}	0.61
k_x *og* k_y	6.5e-5 m/day

3.2 Resultater

Under utførelsen av simuleringene viste det seg at det ikke var mulig å kjøre en rotasjonshastighet på 12°/min innenfor tolererte feilmarginer. De presenterte resultatene er derfor fra simuleringen med 0.12°/min. Når det gjelder utvikling og form på bruddet rundt vingen er resultatene samsvarende med tilsvarende udrenerte simuleringer presentert i Gylland et al. (2012).

Utvikling av plastiske punkter, totale skjærtøyninger og poretrykk med økende rotasjon i nærheten av den globale maksimumsmotstanden er vist i Figur 3.2. Lokasjon av disse punktene relativ til den globale responsen er vist i Figur 3.1b. Røde

plastiske punkter ligger på Mohr-Coulomb bruddlinjen. Ved å studere utviklingen av disse indikeres det at elementer av en progressiv bruddutvikling er tilstede før den globale maksimumsmotstanden nås. Poretrykk genereres i hovedsak foran vingen. Med økende rotasjon og tid dissiperer dette poretrykket ut til å dekke et større volum. Samtidig som dette skjer øker skjærtøyningsnivået i bruddsonen. Den samme avrundede kvadratiske formen som observert i eksperimentene ses også i simuleringen.



Figur 3.2 Utvikling av plastiske punkter, skjærtøyning og poretrykk med økende rotasjon. Røde punkter er på Mohr-Coulomb bruddlinjen

Det totale momentet fra simuleringen stemmer godt overens med vingeborforsøkene gjort i felt (se Figur 2.1). Den lave effekten av deformasjonsmykning i simuleringen skyldes den lave rotasjonshastigheten og

tilhørende dissipasjonen av poretrykk. Siden deformasjonsmykning i denne modellen, og i kvikkleire, kommer av poretrykksoppbygging gir lave poretrykk liten skjærstyrkereduksjon. For nærmere beskrivelse av disse mekanismene henvises det til Gylland (In prep.).

4 DISKUSJON

4.1 Eksperimentelle og numeriske resultater

I de videre analysene er det antatt at soner med høye skjærtøyninger kan relateres direkte til en spenningssituasjon i brudd, dvs. på MC-bruddlinjen. Når man studerer de generelle trekkene ved bruddsonen rundt vingeboret er det tydelig at den lignet er avrundet kvadrat både i de eksperimentelle og numeriske analysene. Samtidig så krever kinematikken i vingeborsituasjonen en sirkel ved store deformasjoner. Denne moden oppnås også ved større rotasjoner (Gylland et al. 2012, Gylland et al. in prep). Men ved den lave rotasjonen hvor maksimum global motstand oppnås er det en frihet i systemet til å søke andre bruddmoder. Hvis vingen idealiseres til en standard jordtrykkssituasjon med lav ruhet er det en løsning med en rett bruddlinje mellom bladendene som kommer ut (kvadratet i Figur 4.1). Dette er også løsningen som gir minst global moment-motstand. Den avrundede kvadratiske formen på bruddflaten kan slik forklares som en balanse mellom kinematikken i systemet og den spenningsmessige bruddmoden som gir minst motstand.

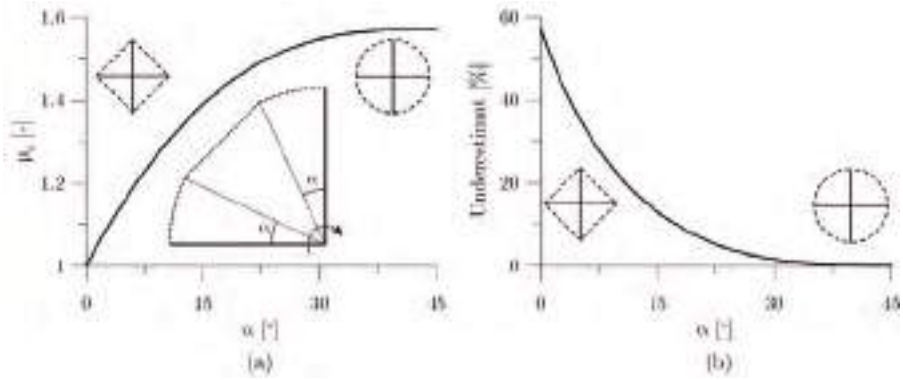
Studeres skjærsprekkene og deres fordeling mer i detalj ses en trend med utoverpekende sprekker i kompresjonssonen og innoverpekende i strekksonen. De samme observasjonene er gjort av Chandler (1988) hvor dette relateres til DSS bruddmoden rundt vingen (Morgenstern & Tchalenko, 1967; Wroth, 1984; Potts et al., 1987).

Videre analyser av skjærsone struktur, form og utvikling fra et større utvalg eksperimentelle data er presentert i Gylland et al. (in prep).

4.2 Geometrifaktor

En pragmatisk geometrifaktor er definert her for å undersøke effekten av en bruddgeometri som ikke er en full sylinder. Fra Figur 2.3 kan det tolkes at den sirkulære kinematiske løsningen dominerer nært bladene, mens den rettlinjede spenningsbaserte løsningen er styrende mellom bladene. Dette er forenklet i modellen illustrert i Figur 4.1a hvor bruddgeometrien er idealisert som en kombinasjon av sirkelsektorer og rette linjer. Ved å bruke denne idealiseringen kan s_{uv} tolkes fra det målte momentet ved å benytte ligning 4.1. μ_g er geometrifaktoren som definert i ligning 4.2 og vist grafisk i Figur 4.1a. For α=0 får man en ren rektangulær løsning mens man med α=45° får en full sirkel. Det siste tilfellet tilsvarer ligning 1.1. Bruddsonegeometrien i dette arbeidet indikerer α i området 20°. For testresultatet presentert i Figur 2.1 tolkes da s_{uv}=17.8 kPa. Ved å bruke α=45° blir s_{uv}=16.7 kPa. Dette er et underestimat på 6.2%. For lavere verdier av α øker underestimeringen som vist i Figur 4.1b.

Det er mulig å implementere denne geometrifaktoren i tolkning av vingeboret. Utfordringen ligger i å finne en riktig verdi for α. Men, hvis α ligger over 20-25° er den potensielle feilen mindre enn 6-7% i konservativ retning. En pragmatisk fremgangsmåte kan da være å ignorere det observerte avviket fra en perfekt sylinder i praktisk bruk.



Figur 4.1 (a) Geometrifaktoren som en funksjon av α; (b) Underestimering av s_{uv} som en funksjon av α hvis sylinder antas i tolkning

$$s_{uv} = \frac{T}{D^3\left(\frac{\pi}{6} + 2\mu_g\right)} \tag{4.1}$$

$$\mu_g = \frac{4\pi}{360}\alpha + \sin\left(90^o - 2\alpha\right) \tag{4.2}$$

4.3 Begrensninger

Forstyrrelser er introdusert i alle ledd av forsøksprosedyren; innføring av ving, uttrekking av ving, prøvetaking, utpressing, oppdeling, tørking og produksjon av tynnslip. De viktigste av disse er uttrekking av ving og prøvetaking. Begge prosessene kan ha påvirket den observerte bruddsonegeometrien. Den sirkulære formen til bruddsonebitene opprettholdes under tørkeprosessen noe som gjør denne påvirkningen mindre viktig når det gjelder geometri av bruddsonen. Det understrekes likevel at en slik tørking ikke er optimal hvis man ønsker å studere den absolutte, intakte strukturen av leire.

Det ble forsøkt å stoppe skjærprosessen så nært som mulig maksimum global motstand under vingeborforsøket in-situ. Men, så snart denne verdien nås går materialet til brudd og stangsystemet avlastes. Når dette skjet utløses torsjon satt opp i stangsettet som følge av momentreduksjonen. Dette introduserer 2-3° ekstra rotasjon selv om motoren utløses.

Det er alltid usikkerheter knyttet til numeriske simuleringer i form av geometriske og materialmodelleringsmessige idealiseringer. For simuleringene presentert her må bruken av et deformasjonsmyknende materiale kommenteres. Slike simuleringer er knyttet til ikke-entydighet, instabilitet og utvikling av skjærbånd. Videre så konvergerer ikke løsningen ved elementnettforfining med mindre man introduserer en regulariseringsteknikk for å gi en skjærbåndtykkelse (Hill, 1959; Rudnicki & Rice, 1975; de Borst et al., 1993). I simuleringene som er presentert her er disse problemene håndtert ved å holde elementnettet holdt konstant. For den konseptuelle analysen utført er dette tilstrekkelig, men for nøyaktige kapasitetsanalyser bør en regulariseringsteknikk benyttes.

5 KONKLUSJON

Den geometriske formen på bruddsonen rundt et vingebor er undersøkt både eksperimentelt in-situ og numerisk. Det er observert at denne ikke er en sylinder, men i stedet et avrundet kvadrat. Avviket fra en perfekt sylinder fører til en under-estimering av udrenert skjærstyrke hvis en full sylinder antas. Feilen er i størrelsesorden 6-7% i konservativ retning. Det foreslås derfor at denne geometrieffekten kan neglisjeres i praktisk design.

6 BIDRAGSYTERE

En stor takk rettes til feltoperatør Gunnar Winther ved NTNU og hans erfaring som gjorde denne krevende feltøvelsen mulig. Videre så må ingeniørene Jan Jønland, Per Østensen, Frank Stæhli og Einar Husby ved NTNU takkes for verdifull hjelp med å utvikle og bygge det elektriske vingeboret. Mine veiledere gjennom PhD-studiet, Professor II Hans Petter Jostad (NGI) og Professor Steinar Nordal har kommet med mange gode innspill relatert til analysene av vingeborforsøkene. Ingeniør Arild Monsøy ved NTNU lagde tynnslipene. Arbeidet presentert her er støttet av Statens Vegvesen, NVE, Jernbaneverket og Norges Forskningsråd gjennom the International Centre for Geohazards (ICG). Dette er ICG bidrag no. 405.

7 REFERANSER

Aas, G. (1965). A study of the effect of the shape of vane and rate of strain on in situ shear strength of clays. VI ICSMFE 1, 141-145

Andersen, A., & Bjerrum, L. (1957). Vane testing in Norway. Symposium on vane testing of soils, ASTM Special Technical publication No. 193, 54-62

Bjerrum, L. (1972). Embankments on soft ground. American Society of Civil Engineers, Spec. Conf. on Perf. of Earth & Earth-Supp. Struc. (2), 1-54

Blight, G.E. (1968). A note on field vane testing of silty soils. Can. Geotech. Journ. 5 (3), 142-149

Cadling, L. & Odenstad, S. (1950). The vane borer - An apparatus for determining the shear strength of clay soils directly in the ground. Proceedings of the Royal Swedish Geotechnical institute, 2.

Camuti, K.S. & McGuire, P.T. (1999). Preparation of polished thin sections from poorly consolidated regolith and sediment materials. Sedimentary Geology. 128, 171-178

Chandler, R.J. (1988). The in-situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane. Vane shear strength testing in soils: Field & laboratory studies. ASTM STP 1014, 13-44

Dascal, O. & Tournier J.-P. (1975). Embankments on soft and sensitive clay foundation. Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE. 101 (3), 297-314

De Alencar, J.A., Chan, D.H. & Morgenstern, N.R. (1988). Progressive failure in the vane test. Vane shear strength testing in soils: Field & laboratory studies. ASTM STP 1014. 150-165

de Borst, R., Sluys, L.J., Mulhaus, H.B. & Pamin, J. (1993). Fundamental issues in finite element analyses of localization of deformation. Engineering computations, 10, 99-121

Donald, I.B., Jordan, D.O., R.J. Parker & C.T. Toh. (1997). The vane test - a critical appraisal. IX ICSMFE. (1), 81-88.

Flaate. K. (1966). Factors influencing the results of vane tests. Can. Geotech. Journ. Vol 3 (1), 18-31

Griffiths, D.V. & Lane, P.A. (1990). Finite element analysis of the shear vane test. Computers & Structures. 37(6), 1105-1116

Gylland, A.S (n.d.). Material and slope failure in sensitive clay. PhD thesis, The Norwegian University of Science and Technology

Gylland, A.S., Jostad, H.P. & Nordal, S. (2012). Failure geometry around a shear vane in sensitive clay. Nordic Geotech. Meet., Copenhagen, Vol 1, 103-110

Gylland, A.S., Jostad, H.P., Nordal, S. & Emdal, A. (n.d.). Behaviour of shear vane tests in soft sensitive clay. In prep.

Hill, R. (1959). Some basic principles in the mechanics of solids without a natural time. Journal of the Mechanics and Physics of Solids. 7, 209-225

Lane, P.A. & Griffiths, D.V. (1995). Finite element analysis of the effect of drainage conditions on the in-situ shear vane test. NUMOG V, 687-691

McKyes, E. & Yong, R.N. (1971). Three techniques for fabric viewing as applied to shear distortion of a clay. Clays & clay minerals, 19, 289-293

Menzies, B.K. & Merrifield, C.M. (1980). Measurements of shear stress distribution on the edges of a shear vane blade. Geotechnique. 30, 314-318

Mitchell, J.K. & Soga, K. (2005). Fundamentals of Soil Behavior, 3rd ed. John Wiley & Sons.

Morgenstern, N.R. & Tchalenko, J.S. (1967). Microscopic structures in kaolin subjected to direct shear. Geotechnique, 17, 309-328

Morris, P.H. & Williams, D.J. (2000). A revision of Blight`s model of field vane testing. Canadian Geotechnical Journal, 37, 1089-1098

Pèrez-Foguet, A., Ledesma, A. & Huerta, A. (1999). Analysis of the vane test considering size and time effects. International journal of numerical & analytical methods in geomechanics. 23, 383-412

Potts, D.M., Dounias, G.T. & Vaughan, P.R. (1987). Finite element analysis of the direct shear box test. Geotechnique. 37(1), 11-23

Roy, M & Leblanc, A. (1988). Factors affecting the measurements and interpretation of the vane strength in soft sensitive clays. Field & laboratory studies. ASTM STP 1014. 117-128

Rudnicki J.W. & Rice J.R. (1975). Conditions for the localization of deformation in pressure-sensitive dilatant materials. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 23, 371-394

Schanz, T., Vermeer, P.A. & Bonnier, P.G. (1999). The Hardening-Soil model: formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics., 281-290

Soydemir, C. (1976). Strength anisotropy observed through shear tests. Laurits Bjerrum Memorial Volume. 99-113

Thakur, V. (2007). Strain localization in sensitive soft clays. PhD thesis, The Norwegian University of Science and Technology

Vardoulakis, I.G. (1988). Stability and bifurcation in geomechanics. 6th Int. Conf. on Num. Meth. in Geomechanics. 155-168

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK

BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2012

GRILSTAD MARINA – UTBYGGING AV NY BYDEL I TRONDHEIM

Grilstad Marina – development of a new urban area in Trondheim

Sivilingeniør Odd Magne Solheim, MULTICONSULT AS

SAMMENDRAG

I Grilstadfjæra, på en svært langgrunn strandsone øst for Trondheim sentrum, vokser det nå frem en ny bydel. Området er på over 500 dekar. Her skal det bygges ca. 850 boliger og ca. 110.000 kvm. næringsareal. Det blir småbåthavn med ca. 1000 båtplasser, barnehage, dagligvarebutikk samt andre forretninger og servicefunksjoner.

Utfylling for byggeområder og for etablering av beskyttelsesmoloer pågår og nærmer seg avslutning. Fyllingene som anlegges for å innvinne utbyggingsarealene legges ut på en mektig leiravsetning. Grunnen har for liten skjærfasthet til å tåle full oppfylling i ett trinn. For å ivareta stabilitet under oppfylling utføres derfor alle fyllinger i området i tre etapper med ventetid mellom etappene. Ventetiden skal være tilstrekkelig til at øvre lag av grunnen er omtrent ferdig konsolidert før videre oppfylling kan utføres. For å sikre en forsvarlig gjennomføring utføres poretrykksmålinger.

Som grunnlag for å planlegge fyllingsarbeidene ble det på forhånd utført ei instrumentert prøvefylling. Gjennom dette ble det mulig å legge til rette for et kontinuerlig fyllingsarbeid, noe som var viktig for å unngå mellomlagring av steinmassene som kommer fra et større tunnelanlegg i regi av Statens vegvesen.

SUMMARY

In a shallow sea shore in the eastern part of Trondheim, a new residential area called Grilstad Marina is now being established. The area covers more than 500 decares land, and will be developed with about 850 apartments and about 110.000 m^2 of commercial space. A marina for leisure time boating, designed for mooring of some 1000 units, a kindergarden and a grocery store are also being built.

Filling works for the residential areas, as well as construction of levees and rock fills for protection of the shoreline, are about to be completed. The constructed embankments and fills are placed on subsoil consisting mostly of soft clay sediments. The shear strength of the soil is not sufficient to carry the weight of the fully constructed embankments in short term loading conditions. Hence, a three-stage construction scheme is introduced for all embankments in the area, allowing some consolidation time between each of the construction stages to regain strength. The consolidation period will allow for complete consolidation of the upper layers in the ground, before subsequent loading is taking place. The pore pressures developing in the ground during construction are monitored by a pattern of installed piezometers at strategic locations.

The planning of the filling works was made easier by constructing and monitoring an instrumented test fill in the area. This enabled continuous filling works in the construction phase, which was important and efficient since intermediate storage of the filling materials was avoided. The fill materials are rock blast from extensive road tunneling works close to the site.

INNLEDNING

I Grilstadfjæra, på en langgrunn strandsone øst for Trondheim sentrum, vokser det nå frem en ny bydel. Området er på over 500 dekar. Her skal det bygges ca. 850 boliger og ca. 110 000 m^2 næringsareal. Det blir småbåthavn med ca. 1000 båtplasser, barnehage, dagligvarebutikk samt andre forretninger og servicefunksjoner.

Det er opprettet et utbyggingsselskap, Grilstad Marina AS, for å utvikle den nye bydelen i Grilstadfjæra. Selskapet er eid av Jenssen Holding AS, Sparebank 1 SMN Invest og Koteng Bolig AS. Multiconsult har vært geoteknisk rådgiver for planleggingen og nå under utvikling og utbygging av området.

Figur 1 Kartutsnitt over deler av Trondheim

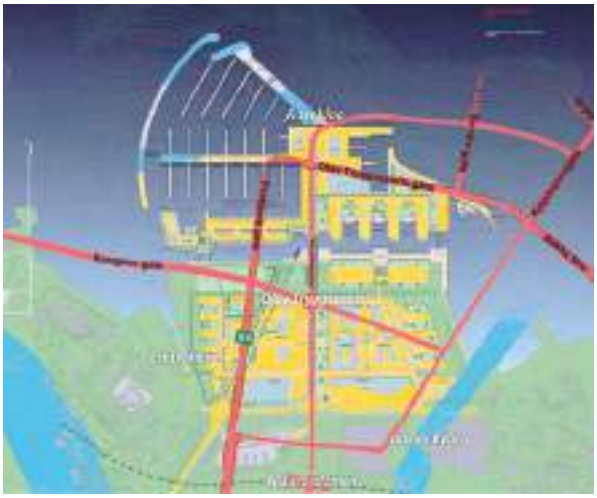
OM PROSJEKTET

Grilstad Marina er et resultat av en lang reguleringsprosess. Utformingen skal være inspirert av en tur reguleringsarkitekten hadde til Dubai i 2003. Da han på vei hjem fløy over Grilstadområdet, så han mulighetene for å få til noe som lignet på det han hadde sett der nede (figur 2 og 3). Riktig nok i noe mindre skala enn det han hadde sett i Dubai, men likevel stort i en trøndersk målestokk (figur 4).

De første boligene skal stå ferdig våren i 2013, samtidig som grøntanlegg, stier og servicebygg skal være på plass. Ladestien skal gå igjennom området.

Figur 2 Grilstad Marina slik skal det planlegges å bli

Figur 3 Reguleringsarkitekten skal ha blitt inspirert av en tur til Dubai



Figur 4 Prosjektets størrelse sammenlignet med Trondheim sentrum

Det grunne fjæreområdet omgjøres til landområder ved omfattende utfylling. Første del av utfyllingene er utført for flere år siden. Nå pågår utfylling av den nye øya og tilhørende moloer. I løpet av 2012 blir mesteparten av utfyllingsarbeidene ferdigstilt. I løpet av 2014 skal de nye fyllingsområdene være klar for utbygging samtidig som første del av marinaen skal være klar til bruk.

Utvikling av infrastrukturen for Grilstad Marina omfatter :

- Moloer, pirer og avgrensningsfyllinger mot sjø
- Generell oppfylling
- Utdypinger for småbåthavnebassenger og kanal
- Brygger til småbåthavn
- Tung brygge til havseilere
- Vegbru
- Bruer for g-/s-trafikk
- Kulvert for vann og avløp

Mesteparten av fyllmassene er tunnelstein som leveres av Statens vegvesen fra Strindheimtunnelen. Avtalen om steinleveranse omfatter mellom 500 000 m^3 og 700 000 m^3 samfengt tunnelmasse. Prisen er svært gunstig og dette har hatt stor betydning for at prosjektet blir realisert. Plastringsstein i omfang ca. 50 000 m3 skaffes fra eksterne steinbrudd.

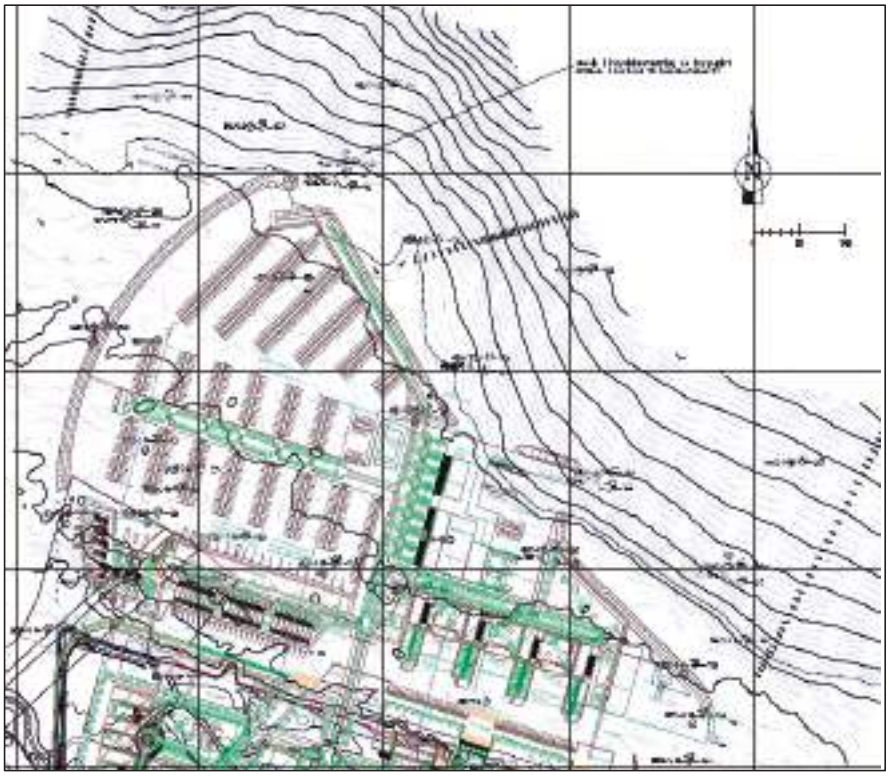
TERRENG-OG GRUNNFORHOLD

Grunnen på det langgrunne strandområdet er en marin leiravsetning. I overflaten er det stedvis tynne lokale sandlag. Løsmassene for øvrig består av leire. Nivået for sjøbunnen varierer og er på ca. kote - 4,0 på dypeste del av fyllingsområdet (høydesystem Trondheim lokal med 0-punkt 0,84 m over LAT).

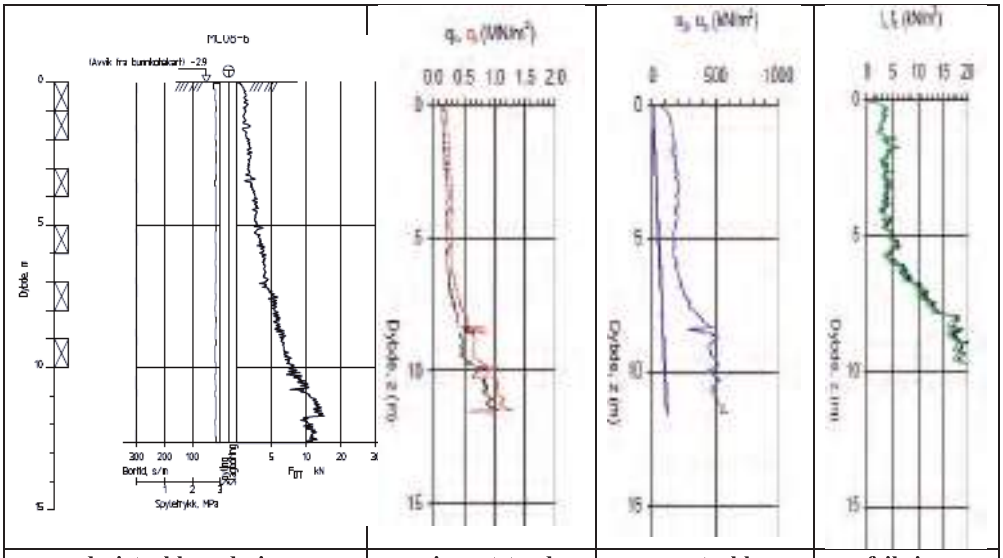
Før 1987 er det utført grunnundersøkelser i Grilstadfjæra i flere omganger. Disse eldre undersøkelsene dekket området ut til 150-200 meter utenfor den delen av fjæreområdet som tidligere var utfylt. Grunnundersøkelser for å dekke hele området for småbåthavn og videre utfyllinger ble utført av Rambøll i 2006 og Multiconsult i 2008. Sistnevnte undersøkelser ble utført for å dekke de endelige utbyggingsplanene som er lagt til grunn for prosjektet.

Leira er relativt homogen og uten tydelig lagdeling i det øvre laget ned til ca 10 meter. Vanninnholdet i leira er mellom 40 og 45 % nær sjøbunnen og avtar til mellom 30 og 35 % i 10 meter dybde. Leira er middels plastisk og er lite sensitiv. Utførte undersøkelser viser nøytral (seig) bruddoppførsel.

Leiras aktive skjærstyrke ligger i området 20-25 kPa i toppen, og øker tilnærmet lineært med dybden med 2,7-2,8 kPa økning for hver dybdemeter. Dette innebærer bløt leire de øverste ca. 2 meter, derunder middels fast leire til 8-9 meters dybde. Derunder karakteriseres leira som fast. På det store strandområdet som skal fylles ut og i den slake marbakkeskråningen utenfor er det ikke indikasjoner på kvikk eller sensitiv leire eller andre rasfarlige masser.

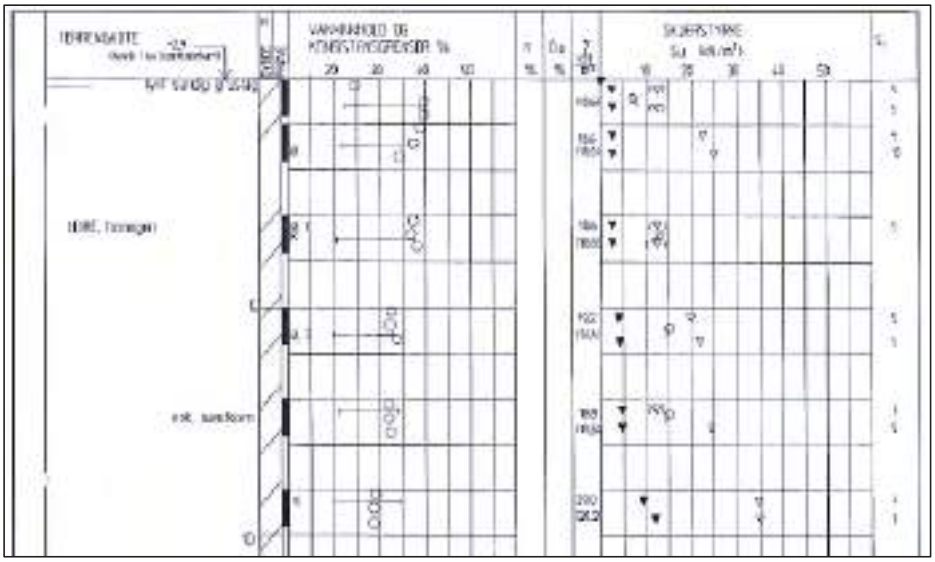


Figur 5 Ytre del av utbyggingsområdet fram mot marbakken hvor det bygges stor småbåthavn (rutenett er 200 meter, borpunkter kan skimtes)

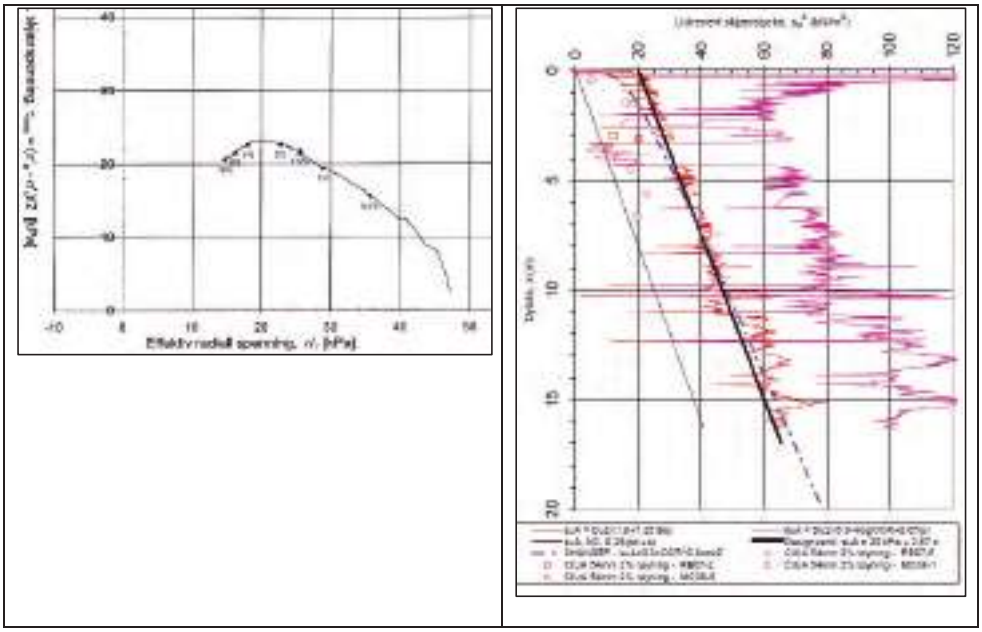


dreietrykksondering	spissmotstand	poretrykk	friksjon

Figur 6 Eksempel på resultat av dreietrykksondering og CPTU-sondering



Figur 7 Eksempel på geotekniske rutinedata på opptatte prøver



Figur 8 Spenningssti fra treaksialforsøk og udrenert skjærstyrke tolket fra CPTU-sondering

STABILITET ER KRITISK PROBLEMSTILLING

Utfyllingsarbeidene er stabilitetsmessig krevende. Det er forutsatt tre fyllingsetapper; først til kote +1,4, deretter til kote +2,8 og til slutt til kote +4,2. Utfylling i de ulike etapper vil ha ned mot minimum akseptabel beregningsmessig stabilitet. Kun små avvik i gjennomføringen i forhold til planlagt vil derfor gi uakseptabel stabilitet og risiko for utglidninger.

Selv om grunnforholdene i utfyllingsområdet er relativt godt undersøkt, er det risiko for partier med bløtere grunn enn det som er registrert ved undersøkelsene. Dette kan gi lokale utglidninger av fyllingsfronten, spesielt under utlegging av første fyllingsetappe. Det er derfor forutsatt at entreprenøren kontinuerlig følger med på om det skjer uvanlig store deformasjoner ved noen av fyllingsfrontene. Dersom dette skjer, må videre fylling stanses umiddelbart og byggherren straks varsles.

Området er vurdert å ikke være utsatt for større rasutvikling.

PRØVEFYLLING

For å planlegge gjennomføring av fyllingsarbeidene var det ønskelig å framskaffe bedre grunnlag for å vurdere:

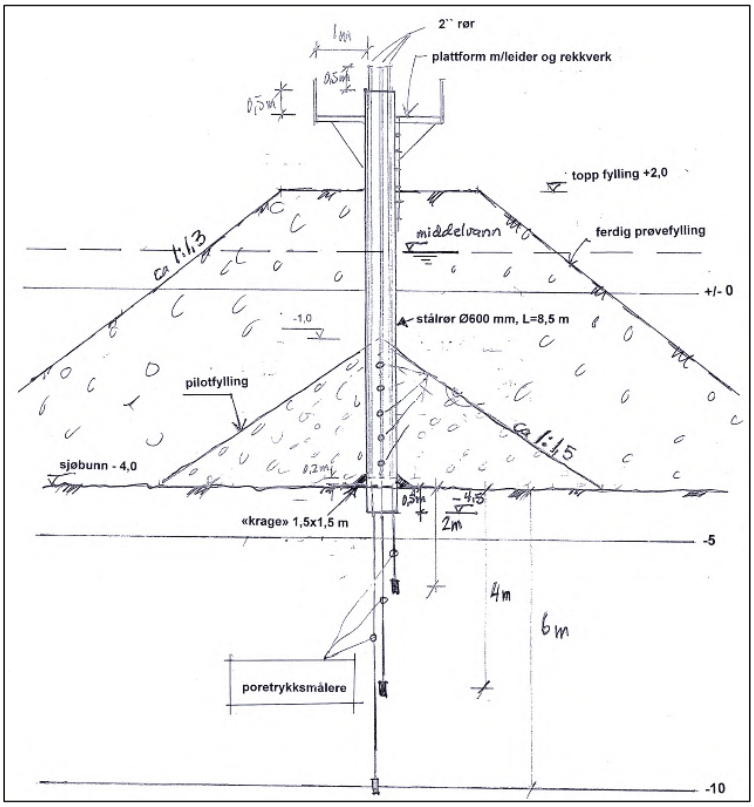
- Poretrykksrespons ved oppfylling
- Tid for poretrykksreduksjon og konsolidering av grunnen
- Setningenes størrelse og tidsutvikling

Etter forslag fra Multiconsult ble det etablert ei instrumentert prøvefylling i ytre del av utbyggingsområdet. Prøvefyllinga ble plassert slik at den inngår i en av de planlagte fyllingene.

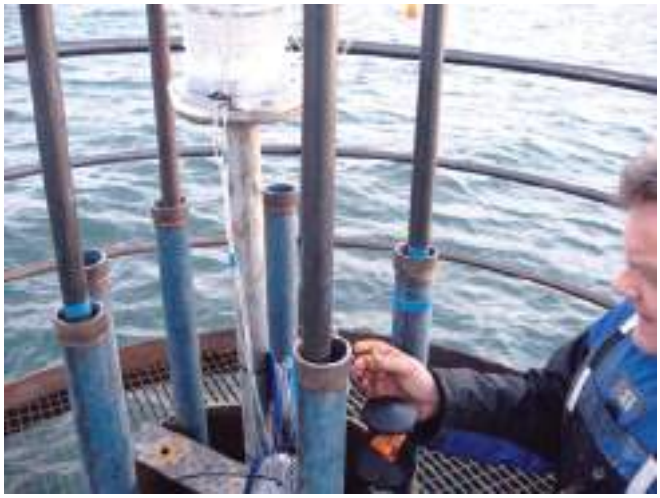
Grunnen under prøvefyllinga ble instrumentert med fire poretrykksmålere i ulike dybder under sjøbunnen og en prisme for setningsmåling . Ved at dette var en ny «øy» i Trondheimsfjorden måtte den også utstyres med blinkende varsellys for skipstrafikken.

Figur 9 Prøvefyllinga – ei midlertidig ny øy i Trondheimsfjorden

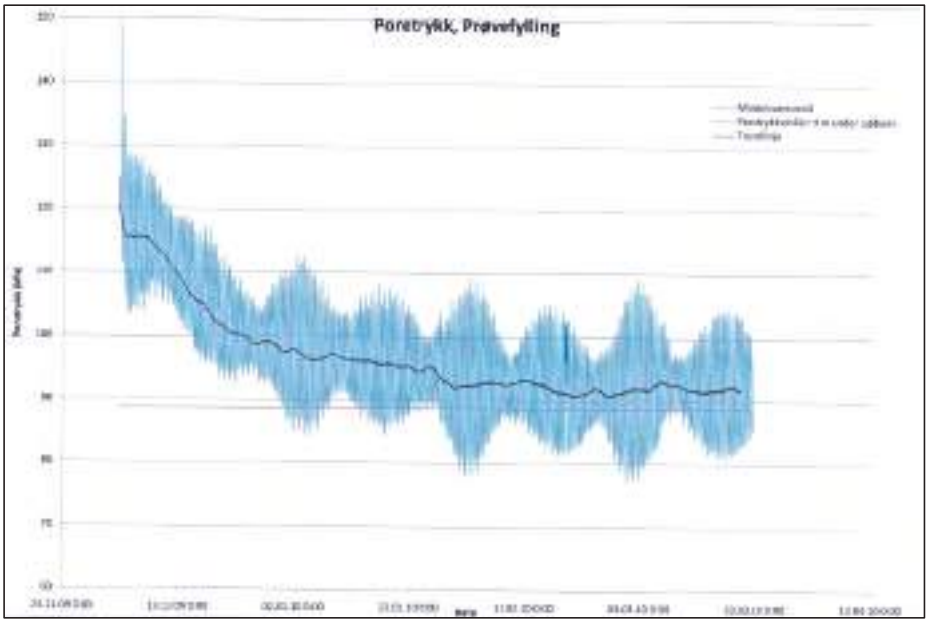
Prøvefyllinga ble bygd av sprengstein og lagt ut med gravemaskin stående på flåte. Steinmassene, totalt ca. 800 m3, ble tilført med lekter. Fyllinga hadde kjegleform.



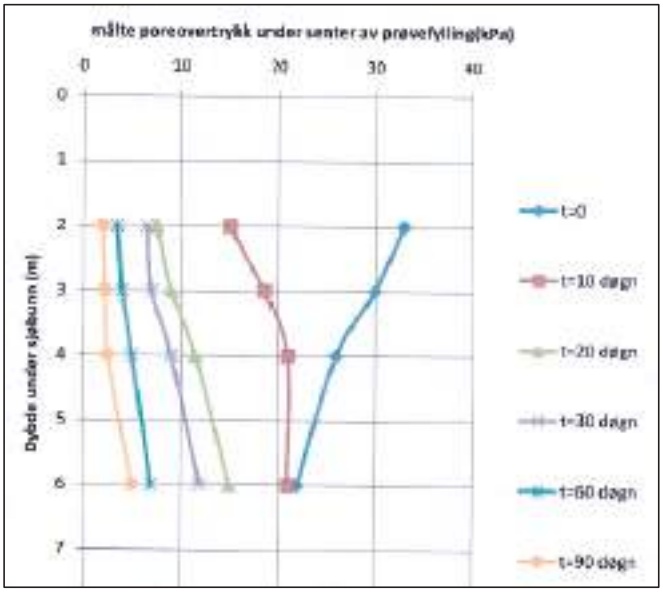
Figur 10 Plan for instrumentert prøvefylling



Figur 11 Avlesning av poretrykksmålere fra «instrumentplattformen»



Figur 12 Poretrykk registrert på måler 4 m under sjøbunnen

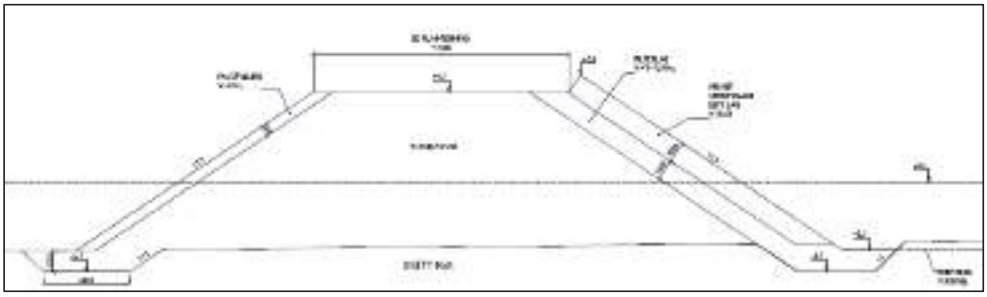


Figur 13 Registrerte poretrykk første 90 dager etter oppfylling

Registreringer av poretrykk under prøvefyllinga etter at den ble etablert i november 2009 viste at poreovertrykket ned til dybde 4 m under sjøbunnen sentralt under fyllinga langt på vei var utdrenert etter ca. 1,5 måned. Poretrykket like etter oppfylling tilsvarte ca. 75 % av belastningen fra prøvefyllinga.

GJENNOMFØRING AV FYLLINGSARBEIDENE

Dypeste sjøbunn i området ligger på kote -4,0. For å oppnå tilfredsstillende stabilitet i anleggsfasen foretas oppbygging av fyllingene i tre trinn; først til kote +1,4, deretter til kote +2,8 og til slutt til full høyde kote +4,2.



Figur 14 Eksempel på fyllingsgeometri

For å sikre stabilitet ved oppfylling av neste etappe må poreovertrykket fra tidligere oppfylling være tilnærmet utdrenert ned til ca. 4 meter under sjøbunnen. Nødvendig tid for konsolidering av første fyllingstrinn før videre oppfylling var opprinnelig estimert til inntil ca. ett år. Med grunnlag i poretrykksmålingene fra prøvefyllinga og senere erfaringer med poretrykksmålinger under fullskala fyllinger er ventetiden mellom fyllingstrinnene senere redusert til 4 måneder. Dette har vært avgjørende for å kunne motta steinmassene uten mellomlagring. Fyllingsarbeidene har nå pågått i snart 2 ½ år og den nye bydelen begynner å ta form. Når fylling er avsluttet gjenstår noe mudring i havnebassengene for å oppnå tilstrekkelig seilingsdybde.

Figur 15 Flyfoto januar 2011

Figur 16 Flyfoto mai 2012

ERFARINGER

Multiconsult har hatt oppdraget både med geoteknisk prosjektering av fyllinga og med geoteknisk oppfølging av fyllingsarbeidene i anleggsfasen. Noen av våre erfaringer fra anlegget er:

- Steinleveranse fra tunneldriving er geoteknisk gunstig til fyllinger på bløt grunn da det gir lang byggetid. Lang byggetid har vært avgjørende for gjennomføringen i dette tilfelle med krevende stabilitetsforhold.
- Det er avgjørende å ha god kontroll med høydeforhold, fyllingsgeometri og lasthistorie gjennom anleggsfasen. Det er viktig at første fyllingstrinn får tilstrekkelig utstrekning slik at det ikke fylles utenfor fyllingsskråningen i senere fyllingstrinn.
- Poretrykksmålinger under fyllinger er krevende kan gi varierende resultater.
- Geoteknisk oppfølging i anleggsfasen krever god kontakt og «kjemi» med utførende entreprenør og med de som faktisk utfører jobben.
- Erfaren entreprenør er en stor fordel for å sikre forsvarlig gjennomføring.

Figur 17 Første fyllingstrinn var krevende ved høyvann

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2012

Krishna Aryal
Sweco Norge AS

HÅNDTERING AV BLØTE GRUNNFORHOLD UNDER VANN: ERFARING FRA FYLLING I VANGSVATNET

Skriftlig referat ikke innlevert.

FJELLSPRENGNINGSTEKNIKK
BERGMEKANIKK/GEOTEKNIKK 2012

CHEVES HYDROPOWER PROJECT - PERU

GEOTEKNIKK OG ANDRE UTFORDRINGER VED VANNKRAFTUTBYGGING I ANDESFJELLENE, PERU

Hydropower construction in the Andes, Peru. Geotechnics and other challenges

Siv.ing. Ola Ellingbø, Norconsult AS

SAMMENDRAG

SNPower (Statkraft og Norfund) er eier av Cheves Hydropower Project og startet i 2010 det fysiske arbeidet med utbygging av et helt nytt vannkraftprosjekt i Huaura River i Andesfjellene, ca. 4 timers kjøring nord og østover fra hovedstaden Lima. Arbeidet er i skrivende stund fortsatt i full gang. Norconsult AS har design og byggeledelse. Det meste prosjekteringsarbeidet utføres ved vårt kontor i Lima, med støtte fra hovedkontoret i Sandvika og vårt kontor i Santiago, Chile.

Denne artikkelen beskriver noen av de geotekniske utfordringene vi møtte under prosjektering og utførelse av arbeidene på anlegget. Hovedutfordringen viste seg å bli bestemmelse av overkonsolideringsgrad for leiremasser som det var problematisk å ta gode prøver av. Påvisning av overkonsolidering, og derav forventet setningsutvikling, var helt avgjørende for vår design, fremdriften under bygging av den største dammen og derav også byggekostnader for denne. En annen geoteknisk utfordring var stabilitet av løsmasseskjæringer for omlegging av en vei i en meget bratt dalside, samt stabilitet av sidene i fremtidig vannmagasin. Spuntramming med gamle diesellodd i meget faste masser skapte også problemer. I tillegg til geotekniske utfordringer omtales også enkelte forhold som gjør det annerledes å bo og jobbe under andre himmelstrøk.

SUMMARY

SNPower (Norwegian Statkraft and Norfund) is the owner of the Cheves Hydropower Project in the Andes, approximately 4 hours drive north and east of Lima. The physical work at site started 2010 and is still ongoing. Norconsult AS has the design and site supervision for the project. Most design is performed at our office in Lima, with support from the headoffice in Sandvika (Norway) and our office in Santiago de Chile.

This article presents some of the geotechnical challanges for the dam design and the execution of the work at site. The main challange prooved to be to determine the overconsolidation ratio of clay material that could not be taken undisturbed samples of. The overconsolidation ratio governs the settlement caracteristics of the clay. Knowing this was absolutely vital to the dam design, construction phases and schedule, and of cource to the cost of the dam. Another geotechnical challange was stability of soil cuts in very steep hill sides for rerouting of a road close to the Checras dam area. Stability of the soil sides in the reservoir was another geotechnical issue, as was sheet pile driving by old diesel hammers in stiff soil.

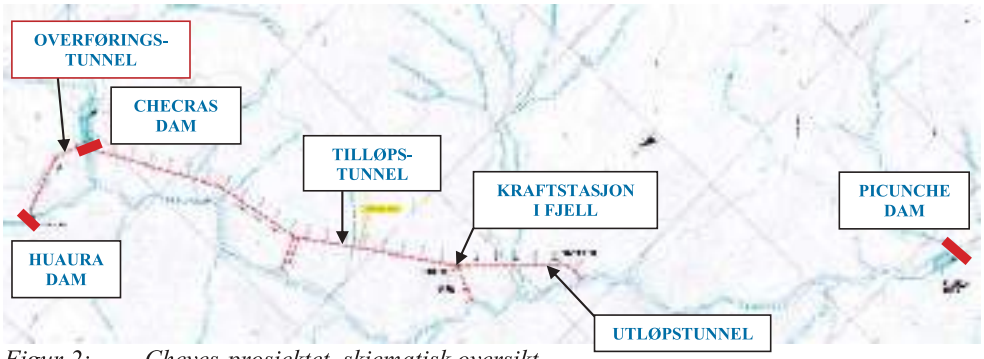
PROSJEKTET

SNPower (Statkraft og Norfund) startet i 2010 det fysiske arbeidet med utbygging av et helt nytt vannkraftprosjekt i Huaura River i Andesfjellene, ca. 4 timers kjøring nord og østover fra Lima, se kart figur 1. Arbeidet er i full gang og planlegges ferdig om ca. ett år. Norconsult AS har design og byggeledelse. Det meste av prosjekteringen utføres ved vårt kontor i Lima, med støtte fra hovedkontoret i Sandvika og vårt kontor i Santiago, Chile.

Figur 1: Oversiktskart over Sør-Amerika og Peru.

Prosjektområdet ligger i et typisk dalføre på Stillehavssiden av Andesfjellene. Det er en trang dal med bratte dalsider og fjell som strekker seg opp i over 4000 moh. Det typiske for denne delen av Peru er et tørt ørkenklima. Vannet som anlegget baserer seg på, kommer fra nedbør høyere oppe i de mektige fjellene.

Prosjektet utnytter vann fra to elver, Huaura og Checras, med én dam i Huaura, og en overføringstunnel til Checras, hvor hoveddammen for inntaket til tilløpstunnelen er plassert. Vannet føres så gjennom en nesten 10 km lang fjelltunnel til kraftverket som ligger i fjell. Videre føres det via en utløpstunnel tilbake til Huaura River. Nedstrøms av dette bygges det en tredje dam, Picunche, for å regulere vannføringen videre nedover i elva mht. irrigasjon og annen menneskelig bruk av vannet. Figur 2 og 3 viser en skjematisk oversikt over prosjektet.



Figur 2: Cheves-prosjektet, skjematisk oversikt

Noen hovedtall for prosjektet:

Nedslagsområde	Huaura Checras Totalt	890 km^2 820 km^2 1710 km^2
Huaura dam og inntak	Type dam	Betongdam med luker
Overføringstunnel Huaura - Checras	Lengde Tverrsnitt	2530 m Min. 16 m^2
Checras dam og inntak	Type dam	Betongdam med luker, sandutskiller, forebay og inntak
Tilløpstunnel	Lengde Tverrsnitt	9883 m 22,6 m^2 / 30,1 m^2
Utløpstunnel	Lengde Tverrsnitt	3290 m 24,9 m^2
Kraftstasjon	Kapasitet Gjennomsnittlig årlig produksjon Designvannføring	2 x 84 MW = 168 MW Ca. 818 GWh 33m^3/s
Picunche dam	Type dam	CFRD dam / betongdam med luker
Kraftoverføringslinjer	Lengde Voltage	Ca. 75 km 220 kV
Byggeperiode (planlagt)		34 måneder

Bilde 1: Checras dammsted sett nedstrøms (februar 2011)

Bilde 2: Checras dammsted sett oppstrøms (februar 2012)

Bilde 3: Huaura dammsted

Bilde 4: Picunche dam og magasin

ORGANISERING

Cheves eies av SNPower, som igjen eies av Statkraft og Norfund, altså 100% norskeid.

Utbyggingen er delt i 5 hovedkontrakter:

- Byggkontrakt (dammer, tunneler og bygningsmessige arbeider). Entreprenør er et konsortsium bestående av Hochtief og TECSA.
- Elektromekanisk.
- Hydraulic Steelworks.
- Kraftoverføring.
- Design og byggeledelse. Norconsult AS

GEOTEKNISKE UTFORDRINGER PÅ CHECRAS DAM

Utbyggingen foregår i en dal med bratte. Alle tre dammene ligger på løsmasser med tilslutning inn mot fjell på den ene siden og mot løsmasser på den andre. Denne artikkelen omtaler kun én av dammene, Checras, siden det var her vi hadde den mest utfordrende geoteknikken.

Grunnforhold

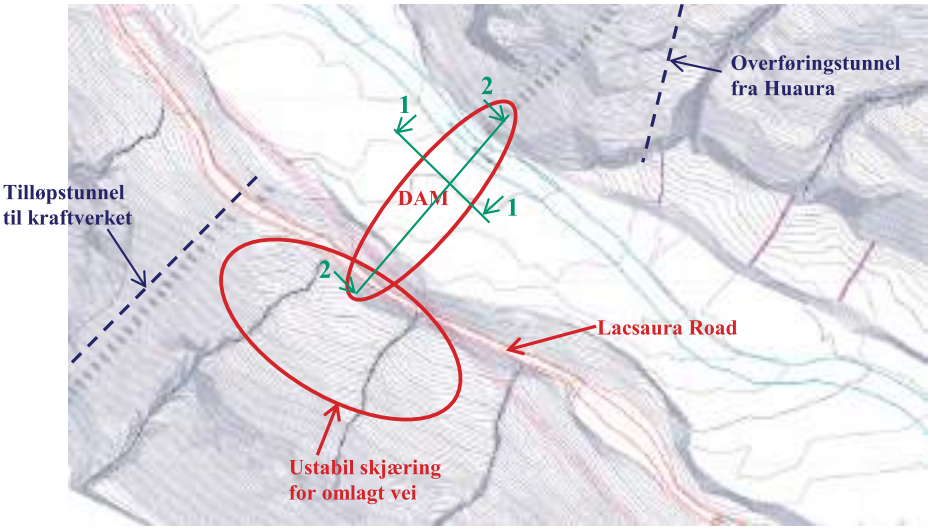
Det har vært utført grunnundersøkelser i området i flere omganger. Basert på de undersøkelsene man hadde under utarbeidelse av forprosjektet ble det antatt at man, under planlagt dam, i hovedsak hadde å gjøre med sandige og siltige masser med relativt lavt leirinnhold. Fjellet faller raskt av fra fjell i dagen i nordre dalside til stor dybde under dalbunnen. I søndre dalside er det løsmasser ved dammen og fjell i dagen litt nedstrøms av dammen, ved påslaget til tilløpstunnelen.

I forbindelse med detaljering av prosjektet og kontraktsforhandlinger med entreprenøren, ble det gjennomført supplerende grunnundersøkelser som påviste betydelig mektighet av leirig materiale med varierende grad av sand, grus, stein og blokk i en matriks av leire. Laboratorieundersøkelser av prøver viste høyt leirinnhold og derav lav permeabilitet. Ødometerforsøk av leirprøver ble av laboratoriet i Peru tolket og angitt til å være normalkonsolidert leire.

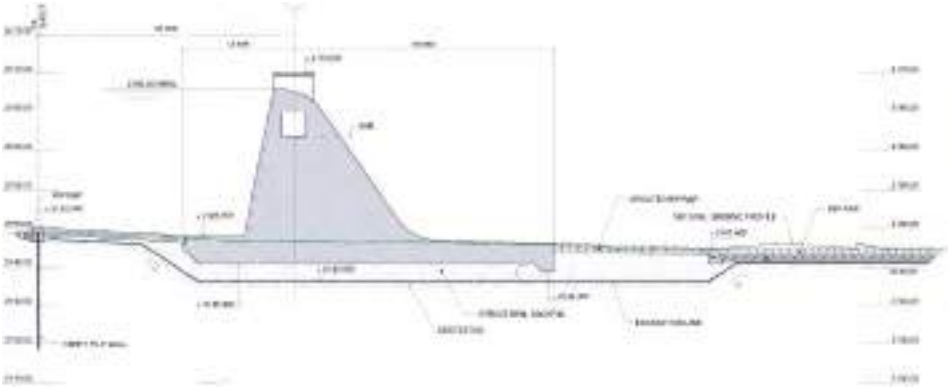
Etter at gravearbeider kom i gang på anlegget, ble det mer og mer klart for oss at konklusjonen om normalkonsolidert leire ikke kunne være korrekt. For å få bedre grunnlagsdata til å tolke overkonsolidering, ble det utført vingeboringer og CPTU-sonderinger. Vingebor kunne ikke oppdrives i Peru, så det ble kjøpt inn fra Norge (Geonor). Pga. høyt innhold av grus og stein i leira var det kun i begrensede områder og dybder at det var mulig å få utført vingeboring og CPTU. De testene vi fikk gjort, viste skjærstyrker på 100 til over 200 kPa i 6-10 m dybde. Tolking av CPTU sonderingene var også svært nyttig mht. bestemmelse av overkonsolideringsgraden.

Hvor vidt leira var normalkonsolidert eller kraftig overkonsolidert var selvfølgelig svært viktig for vår prosjektering. Normalkonsolidering ville gi betydelige setninger under dammen, mens en sterk overkonsolidering ville medføre små og sannsynligvis ubetydelige setninger for dammen. Vi fant det derfor korrekt å få en uavhengig tolking av grunnundersøkelsene, spesielt mht. vurdering av løsmassenes overkonsolideringsgrad. NGI ble engasjert til å gjennomføre dette. Basert på tolking av alle grunnundersøkelsesresultatene kom NGI til en

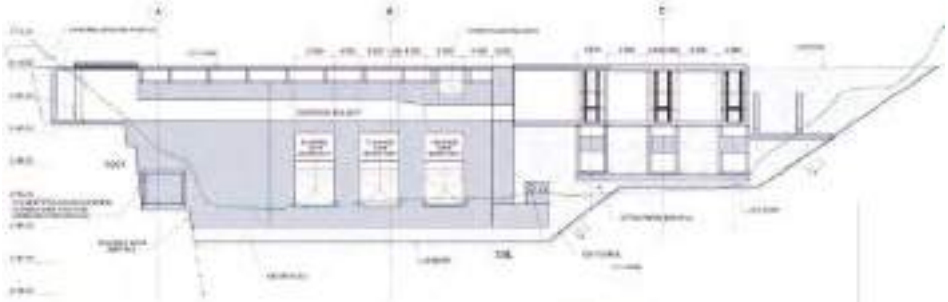
klar konklusjon om at leira under dammen på Checras var forkonsolidert for en effektivspenning på ca. 600 kPa over dagens spenningsnivå, tilsvarende en overkonsolideringsgrad (OCR) på 5-8.



Figur 3: Kart over Checras dammsted før utbygging. Det er som man ser svært bratte dalsider



Figur 4: Snitt 1-1. Tverrsnitt av dammen

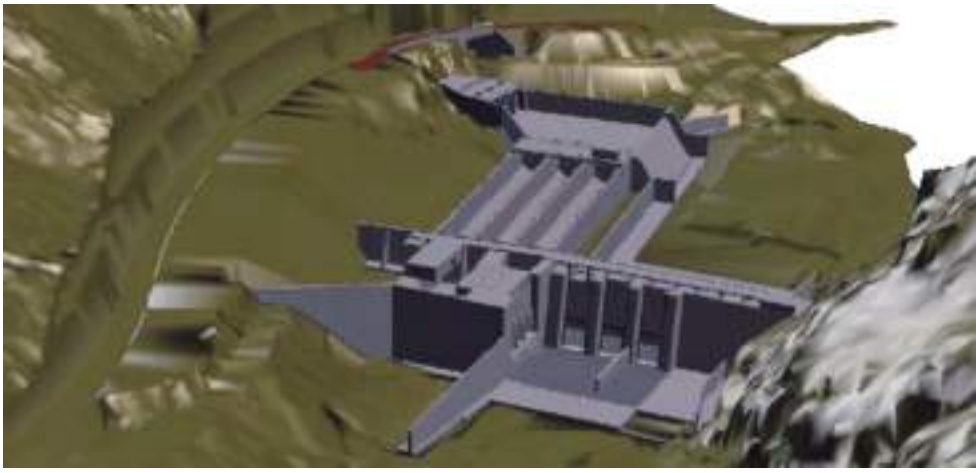


Figur 5: Snitt 2-2. Lengdesnitt gjennom dammaksen

Grunnforhold og designen

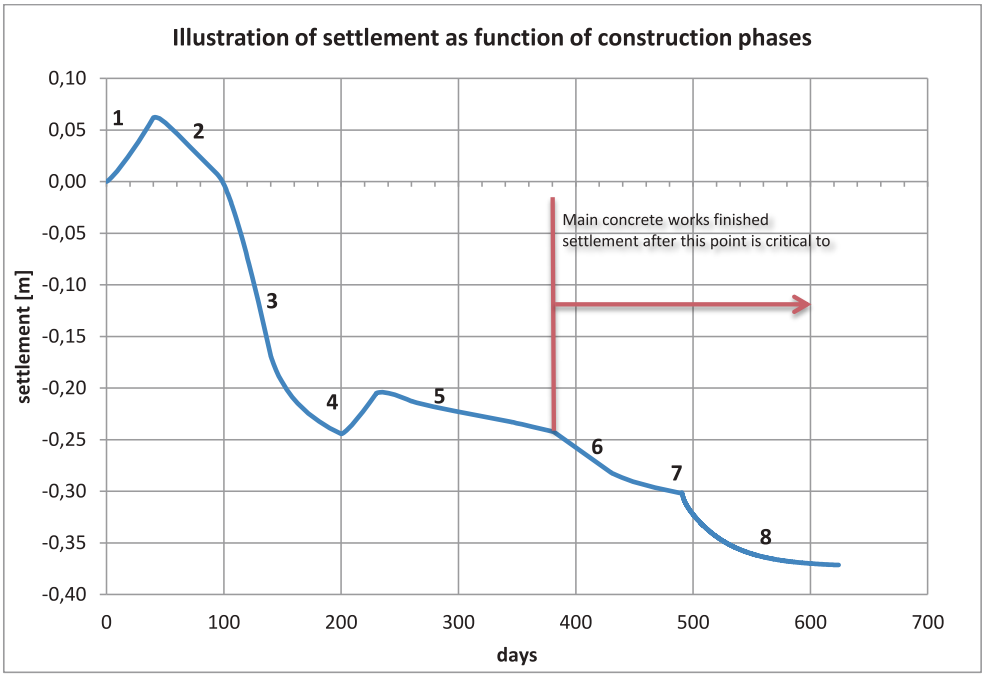
Basert på de grunnundersøkelsene man hadde i forprosjektet ble det antatt at grunnen kunne gi et potensiale for liquifaction i forbindelse med jordskjelv (sand og silt). Basert på dette ble det prosjektert en løsning med betydelig masseutskifting med sprengstein (tunnelstein) under dammen.

Da laboratorieundersøkelsene av nye prøver antydet normalkonsolidert leire under dammen, endret dette hele prosjekteringsforutsetningene. Liquifaction var ikke lenger en relevant problemstilling. Betydelige setninger, som ville kunne utvikle seg over lang tid, ble derimot hovedutfordringen. Utlegging av forbelastning i form av en 5-8 m høy løsmassefylling, eventuelt i kombinasjon med vertikaldren, ble vurdert for fremskynding av setningene. Installering av vertikaldren ble etter hvert vurdert som lite aktuelt pga. innholdet av stein og blokk i massene. Det avgjørende spørsmålet for en damdesign basert på at grunnen var normalkonsolidert, var forventet tidsutvikling av setninger under en forbelastning, hvor lenge måtte denne ligge og hvor store setninger måtte man ta høyde for etter at dammen var bygget. Dette var en meget kompleks problemstilling med store usikkerheter, og også med store økonomiske konsekvenser, spesielt dersom valgte forutsetninger for setningenes tidsutvikling skulle vise seg ikke å stemme. For best mulig å kunne studere effekten av parametervalg ble det bestemt å utføre setningsberegninger i PLAXIS 2D, versjon 2010. PLAXIS er et finite element program spesielt utviklet for geotekniske analyser. Dette viste seg å bli et komplisert og omfattende arbeid som måtte hensynta ulike faser av byggingen, fra en innledende avgraving med svelling, via en pålasting i forbelastingsperioden, deretter avlasting under fjerning av forbelastingsfyllingen, pålasting under bygging av dammen og til slutt permanent last i dammens levetid. Det er mange parametre som innvirker på disse beregningene. Basert på antatt realistiske parametre og tilgjengelig tid for bygging ble det beregnet et tids-/setningsforløp for situasjonen med normaltkonsolidert leire som vist i figur 7.



Figur 6: 3D-modell av Checras dam

Phase	Description	Partial Time (days)	Accumulated Time (days)
0	Initial loading to establish in situ stress conditions		
1	Excavation for soil replacement	40	40
2	Filter and engineering backfill to bottom of concrete slab plus surcharge	100	140
3	Consolidation time with full surcharge	60	200
4	Excavation to slab level	30	230
5	Concreting bottom slab and dam in sections to +2167	200	430
6	Concreting openings between the dam sections and up to the final hight, +2168	60	490
7	Filling the dam	1	491
8	Final Consolidation (98% consolidation)	Variable *	Variable*

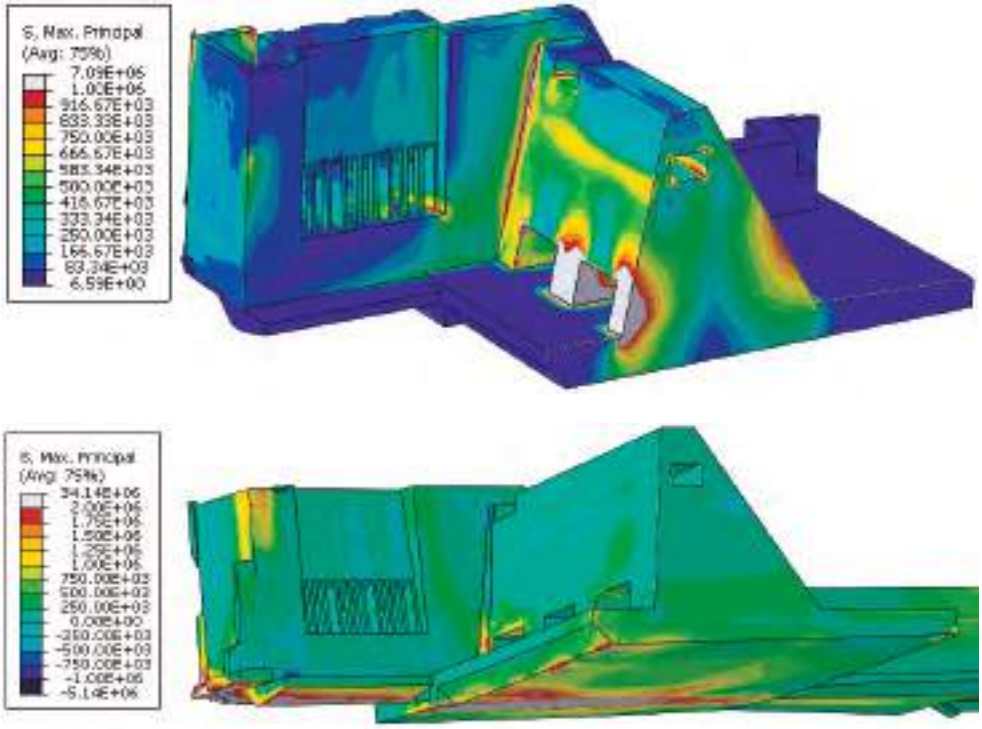


Figur 7: Beregnet setningsutvikling av Checras dam som funksjon av byggefaser og forventet framdrift, basert på ***normalkonsolidert leire***

Forventede setninger var som man ser i størrelsesorden 40 cm, hvorav anslagsvis 15 cm måtte forventes å komme etter at dammen var bygget. Dette er setninger under midtre del av dammen. Den ene enden av dammen vil komme inn mot berg og derav få tilnærmet null setning, mens den andre enden vil bli avsluttet inn i løsmasser og få mindre setninger enn midtpartiet. Før det ble endelig avklart at forutsetningene for disse beregningene (normalkonsolidert grunn) ikke var korrekte, leira viste seg å være overkonsolidert, skapte denne forventede setningsutviklingen mye hodebry for designteamet. Dette setningsbildet etter ferdig bygget dam ville man ikke kunnet leve med. Det ville medført at forbelastningstiden måtte blitt betydelig forlenget, samt at det ville krevd omfattende konstruktive tiltak for selve dammen.

Etter at det ble konkludert med at leira var overkonsolidert med OCR=5-8, viste tilsvarende setningsberegninger med nye setningsparametre en totalt forventet setning i størrelsesorden 5-8 cm, hvorav kun 1-2 cm forventes å komme etter at dammen er ferdig bygget. Med denne konklusjonen var ikke setninger lenger noen reell problemstilling og planlagt forbelastning kunne dermed utgå.

Mens det fortsatt var uklarheter rundt grunnens konsolideringsgrad ble det kjørt 3D-analyser i Abaqus for beregninger av hvorledes forventede setningsforskjeller under dammen ville påvirke spenningene i selve damkonstruksjonen. Hele dammen, som var modellert i 3D, ble overført til Abaqus og typiske plott av spenninger for jordskjelvbelastning og for en gitt setningsutvikling er vist i figur 8.

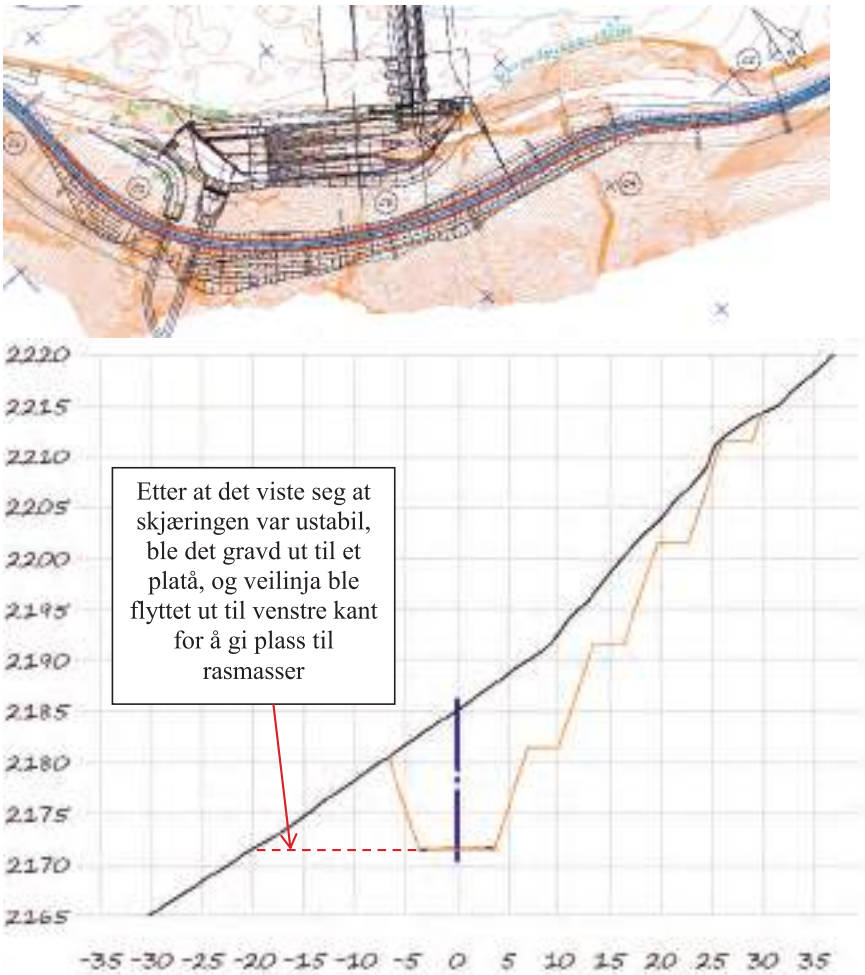


Figur 8: Eksempel på beregnede spenninger i betongen ved jordskjelv og ved påtvungne deformasjoner (Abaqus 3D)

Bratte dalsider og omlegging av offentlig vei

Det går en offentlig vei, Lacsaura Road, forbi Checras dam. Denne måtte permanent legges om. Gammel og ny vei sees på henholdsvis bilde 1 og 2. Den nye traséen måtte legges høyere opp i dalsiden og lenger inn enn den gamle, hvilket medførte betydelige skjæringer. Ny vei og skjæringer for denne ble prosjektert av et lokalt konsulentselskap. Skjæringene i løsmasser ble prosjektert med helning 3:1 og 3 m brede terrasser for hver 10 m høyde, se figur 9. Slakere skjæringer vil, som man ser av snittet, medføre at skjæringen vil strekke seg veldig mye

høyere oppover i dalsiden. Det finnes dessuten mange slike, og også mye brattere skjæringer i faste løsmasser rundt i området.



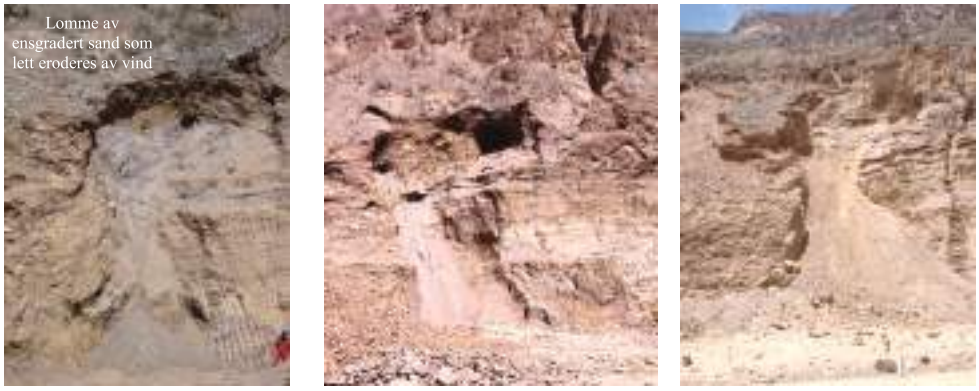
Figur 9: Omlegging av Lacsaura Road (design SIGT Peru)

Det viste seg imidlertid raskt at massene oppstrøms av bergutspringet ved tilløpstunnelen var løsere enn antatt. I tillegg var det lag og lommer av helt ensgradert finsand som, når de ble eksponert for sol og vind var lett eroderbare. Det blåste mye og kraftig på Checras, og dette førte til at det ikke gikk lenge før skjæringen for veien begynte å rase ut. Det var ganske fasinerende for en geotekniker å se på hvordan vinden tok med seg sand, og hvorledes dette førte til at det stadig skalket ut mindre og større biter av den mer graderte og fastere massen som lå ovenfor den eroderbare sanda. Vanligvis gikk dette pent og pyntlig for seg, med små mengder masse som kom trillende nedover, men innimellom kom det også større mengder.

Løsningen i dette området ble at det ble tatt ut ei ca. 20 m bred hylle i nivå for den nye veien, samtidig som veilinja ble flyttet ut så mye som mulig. Dette sees tydelig på bilde 2. På denne

måten fikk man et bredt platå mellom foten av skjæringen og veien hvor rasmasser kan fanges opp uten å representere noen fare for veitrafikken. Løsninger med sikring av skjæringen med nett og bolter ble vurdert, men funnet svært tidkrevende og vanskelig/farlig å utføre pga. at det ville måtte medføre arbeid i og ovenfor det ustabile området.

Bilde 5 og 6: Utgraving for ny Lacsaura Road. Samme område er vist på begge bildene. Bildene er tatt med 2-3 ukers mellomrom



Bilde 7, 8 og 9: Resultatet av vinderosjon.
Fra venstre: Like etter utgraving / 3 uker senere / 10 mnd. senere

Bilde 10: Lacsaura Road forbi Checras dam, november 2011

Erfaringene fra utgravingen for veien medførte at det ble gjort visse justeringer i damdesignen slik at det ble plass til å slake ut graveskråningen fra veitraséen og nedover til utgravingen for dammen til helning 1:1,5. Der det ble påvist ensgradert sand i graveskråningen ble denne tildekket med sprøytebetong. Det ble slått ned armeringsjern i skråningen og lagt ut armeringsnett før sprøyting. Dette for å sikre at sprøytebetongen ikke skulle skli på skråningen, se bilde 11. På bildet sees også drensrør som ble satt inn i skråningen. Denne løsningen viste seg å være stabil og god.

Bilde 11: Sprøytebetong på graveskråning for å hindre vinderosjon av ensgradert sand. Ferdig utgravd skråning sees i høyre side på bilde 2

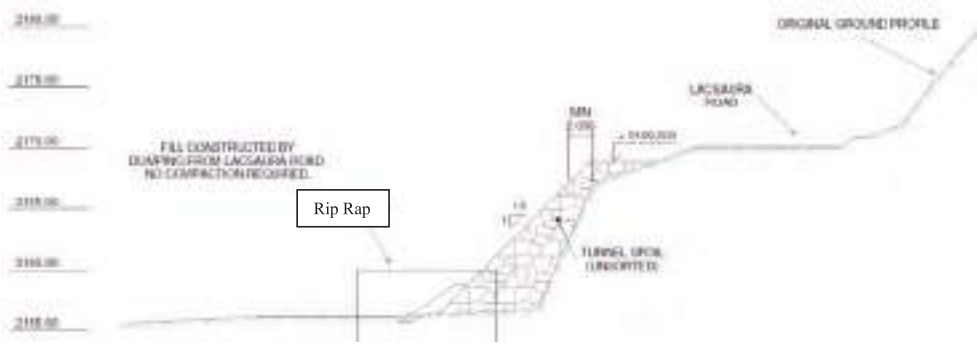
Stabilitet av sidene i magasinet - Checras dam

Sidene i magasinet består av løsmasser av svært varierende korngradering og lagringsfasthet, se bilde 12 - 15. Massene er tørre og oppsrukket og står tildels vertikalt, og også med overheng inn under den offentlige veien som traffikeres av tunge lastebiler som kjører masser fra gruver litt lenger opp i dalen. Man trenger ikke mye fantasi for å forestille seg konsekvensen av utrasing av disse sidene som følge av oppbløting av massene.

Bilde 12 - 13: Søndre side av magasinet oppstrøms av Checras. Ved fullt magasin vil vannet stå høyt opp på skråningen mot veien

Bilde 14 - 15: Søndre side av magasinet oppstrøms av Checras. Ved fullt magasin vil vannet stå høyt opp på skråningen mot veien

Løsningen ble, som vist i figur 10, utlegging av en stabiliserende fylling av tunnelstein.



Figur 10: Stabiliserende tiltak i sidene av magasinet

Spuntramming

Som vist på figur 4 inngikk en tettevegg av spunt i oppstrøms ende av damkonstruksjonen. Entreprenøren valgte å ramme denne med diesellodd. Han startet ut med en Delmag D16, økte til D22, til D32 og til slutt til en D44. Årsaken var at han ikke fikk tilstrekkelig synk og trengte mer rammeenergi. Selv med det største loddet endte det med at langt fra alle spuntnålene lot seg ramme til foreskrevet dybde. Årsaken var etter vår vurdering en kombinasjon av svært faste masser, delvis med stein, og det faktum at alle loddene var gamle, 1960 til tidlig 1970-tall. De ga ikke den rammeenergien som skal forventes av den loddstørrelsen som ble brukt. Dette er veldig enkelt å registrere ved å telle antall slag per minutt og sammenligne med produsentens opplysninger. For mange slag per minutt betyr at fallhøyden er for liten og dermed er rammenergien tilsvarende lav.

Bilde 16: Checras, oppstrøms spuntvegg. Legg merke til skjeve nåler i veggens lengderetning og trapesformede tilpasningsnåler

Forut for oppstart av spuntrammingen var det forventet hard ramming, og det var fokus på at rammingen måtte skje i paneler for å unngå at veggen skulle legge seg i lengderetningen under ramming. Panelramming vil si at nålene kun rammes litt ned før neste nål tres, inntil man har fått et panel av nåler. Deretter rammes de videre ned i trinn ved flytting av loddet frem og tilbake mellom nålene. Det hjelper lite med enighet om dette når entreprenøren stiller med ei kran til spuntarbeidene som ikke kan løfte høyere enn at den siste nåla som er tredd må rammes godt over halvveis ned før han kan få tredd neste nål. Resultatet ble som forventet, veggen la seg i lengderetningen og det måtte stadig settes inn spesialtilpassede, trapesformede nåler. Disse ble produsert på anlegget ved splitting av nåler på langs og deretter sammensveising. Dette medførte mye unødig arbeid.

UTENOMFAGLIGE FORHOLD

Veiene i området var en fare og en utfordring, selv om SNPower gjorde mye for å hjelpe de lokale myndighetene med utbedring av offentlige veier. Bildene nedenfor taler vel for seg.

Bilde 17 – 22: Veistandarden var et problem. Bilen i elva har ingen ting med anlegget å gjøre

SNPower har en stor avdeling som bare tar seg av rettigheter til og kjøp av land, samt ivaretar forholdet til lokale myndigheter og befolkning. Likevel oppstod det uoverensstemmelser da lokalbefolkningen og deres leder neppe har vært alt for mye vant med å inngå avtaler og forholde seg til disse. Ett eksempel sees på bildene 23 – 24. Dette ble raskt ryddet opp i av SNPower, til lokalbefolkningens tilfredshet.

Bilde 23 – 24: Lokalbefolkningen mener rettighetene til å ta ut masser fra et område ikke er avklart og stenger adkomsten med et steingjerde. Bygge med stein kan de, og 60-70 m steingjerde kommer opp på 3-4 timer

Peru er et fantastisk land med veldig forskjellig kultur fra vår. Landet er et eldorado å reise rundt i som turist, enten du er interessert i kultur, landskap, folk, mat, historie eller hva det nå måtte være. Peru har alt du kan ønske deg, fra Stillehavskysten i vest med flotte strender, via ørken og sanddyner, kulturlandskap, fjell opp i godt over 5000 m og ned igjen til Amazonasjungelen i øst.

Bilde 25: God kontakt med de lokale er viktig, og noen må jo ta ledelsen i karnevalet (fra en liten landsby høyt oppe i fjellene, ovenfor anlegget)

*Bilde 26: Machu Picchu **må** besøkes*

Bilde 27: Bilder av seg selv er alltid populært

Å besøke Peru som turist er noe alle bør gjøre minst én gang i livet. Å ha vært så heldig og fått anledning til å bo der, gir en helt annen innsikt i landet og kulturen, og har vært en fantastisk opplevelse som vi ikke ville vært foruten.

Bilde 28: Lima i badesesongen (januar – mars)

*Bilde 29: **Peru – Mange norske takker for seg!***

Partnere ved Fjellsprengningsdagen, Bergmekanikkdagen og Geoteknikkdagen 2012

Gullsponsorer:

www.lns.no

www.oricaminingservices.com

Sølvsponsorer:

The Chemical Company

Arrangør

Norsk Jord- og Fjellteknisk Forbund

ISBN: 978-82-8208-033-0

www.hell.no