

SVV Region midt – Strindheimtunnelen, dagsone vest

Rørspunt Møllenberg

Rønning, Sigbjørn og Haugen, Torgeir

Delprosjekt 4 – Dokumentasjon av metoder og tiltak

Begrensning av skader som følge av grunnarbeider

Delprosjekt nr.: 4

Dokumentasjon av metoder og tiltak

Dato: 2015-06-24

Revisjonsdato:

Revisjonsnr.: 0

Delprosjektleder: Einar John Lande, NGI

Utarbeidet av: Sigbjørn Rønning (Multiconsult) og Torgeir Haugen (NCC)

Med bidrag fra:

Anders Beitnes (Faveo),

Geir Veslegard (Hallingdal Bergboring og

Arne Schram Simonsen (Multiconsult)

Kontrollert av: **Internkontroll utført av rapporterende firma**

Sammendrag

Denne rapporten gir en beskrivelse av løsninger og tilhørende utført tilstandskontroll i og ved byggegropa for løsmassetunnelen ved Møllenberg, som er en del av Strindheimtunnelen i Trondheim. Rapporten, sammen med vedleggene, gir et innblikk i de mange utfordringene i dette prosjektet.

Etablering av byggegrop i et tett bebygd område i kvikkleire har krevd spesiell fokus på deformasjoner og tetthet av byggegropa. Denne rapporten oppsummerer gjennomføringen av arbeidene med spesiell vekt på boring av rørspunt. Rapporten har omfattende vedlegg med måleresultater. Ikke alle er av like god kvalitet. Relevansen til måleresultatene er heller ikke like åpenbar. Det er likevel viktig at disse dataene blir samlet i en rapport som er tilgjengelig for flere, slik at de eventuelt kan benyttes til videre vurderinger.

Rørspunten på Møllenberg er etablert under helt spesielle grunnforhold og med en metode som ble tilpasset disse grunnforholdene. Rørspunten ble vibrert ned til fast grunn før entring med pilotkrone, tømning av pel og boring inn i berg ble utført. Denne arbeidsmetodikken vil ikke være hensiktsmessig under andre grunnforhold. Det er derfor viktig at prosessen bak valget av utførelse også er beskrevet her.

Måleresultatene i forbindelse med boringen av rørspunten viser kraftige utslag i poretrykk inntil pelen/spunten under oppstart av lufthammeren. Reaksjonen i poretrykk avtar raskt med avstanden fra pelen/spunten. Utslagene i poretrykk er kortvarige, og situasjonen er tilbake til førsituasjonen innen et døgn etter boring. De neste kraftige poretrykksutslagene kommer av tetteinjeksjon.

Det er utført setningsmålinger ved årsskiftet 2010/2011 etter at spunten var installert og i juni 2011 i forkant av at gravearbeidene startet. De maksimale setningene i denne perioden er inntil 20 mm, noe som dermed skyldes spuntarbeidene og øvrige forberedende arbeider før utgraving.

Etter at gravearbeidene startet ga lekkasjene gjennom/under veggen senkning av poretrykket på utsidene av rørspunten. Deformasjon av spunt ga også et bidrag til setningene på utsiden.

Alt i alt oppfattes erfaringene med rørspunt på dette prosjektet som svært positive. Den har gitt små deformasjoner, og gitt bedre mulighet for en tetteinjeksjon i berget under spunten.

Innhold

1	Innledning.....	6
2	Orientering om aktuelt prosjekt.....	6
2.1	Beskrivelse av planlagt bygg/konstruksjon	6
2.2	Framdrift på byggeplassen	6
2.3	Grunnforhold og topografi	7
2.4	Grunnvann og poretrykk	9
3	Geotekniske løsninger for byggegrova	9
3.1	Bakgrunn	9
3.2	Beskrivelse av valgte metoder.....	10
3.3	Spunt, grunnforsterkning og avstivning	14
3.4	Overgang mellom rørspuntvegg og berg.....	20
3.5	Fundamentering	23
3.6	Gravefaser	24
3.7	Faseplaner	27
3.8	Seksjonering i ferdigtilstanden.....	29
4	Instrumentering og måleprogram.....	30
4.1	Poretrykksmålinger	30
4.2	Infiltrasjonsbrønner.....	30
4.3	Inklinometer	31
4.4	Setninger	31
5	Vurdering av måleresultater	31
5.1	Poretrykksmålinger	31
5.2	Infiltrasjon	32
5.3	Inklinometer	32
5.4	Setninger	33
6	Risikovurderinger	33
7	Samhandling og kommunikasjon	37
7.1	Prosjektorganisasjon	37
7.2	Oppfølging av grunn- og fundamenteringsarbeider	38
8	Konklusjon.....	38

Vedlegg:

- Vedlegg 1: Utdrag av datarapport og designrapport fra Multiconsult
- Vedlegg 2: Rørspuntforsøk med måleresultater fra Statens vegvesen
- Vedlegg 3: Pumpeforsøk for tetthetsprøving etter spunting og tetteinjeksjon, Sweco
- Vedlegg 4: Oversikt over registreringer (poretrykk, infiltrasjon, inklinometer)
- Vedlegg 5: Poretrykksmålinger og infiltrasjonsbrønner
- Vedlegg 6: Infiltrasjonsbrønner
- Vedlegg 7: Setningsmålinger
- Vedlegg 8: Inklinometermålinger
- Vedlegg 9: Foredrag fra Geoteknikkdagen 2011, Torgeir Haugen NCC
- Vedlegg 10: Lysbilder til foredrag Kurs i grunnforsterkning 2012, Torgeir Haugen NCC
- Vedlegg 11: Fagseminar Strindheimtunnelen 03.06.2014, Torgeir Haugen NCC
- Vedlegg 12: Brukonferansen 2012, foredrag, Sigbjørn Rønning
- Vedlegg 13: Eksempel på arbeidsbeskrivelse for boring
- Vedlegg 14: Bilder av boreutstyr og borkroner

1 Innledning

BegrensSkade-prosjektets overordnede mål er å videre utvikle metoder og prosesser som vil bidra til å redusere risiko for skader og uønskede setninger som følge av grunn- og fundamenteringsarbeider.

En viktig del av prosjektet er å følge opp aktuelle byggeprosjekter for å samle inn data og erfaringer, samt dokumentere effekter av ulike typer av arbeider samt metoder.

Resultatene fra samtlige dokumenterte byggeprosjekter skal danne grunnlag for en egen sammenstillingsrapport. Rapporten vil legge vekt på vurderinger av eksisterende og nye metoder og prosedyrer for utførelse av grunn- og fundamenteringsarbeider.

2 Orientering om aktuelt prosjekt

2.1 Beskrivelse av planlagt bygg/konstruksjon

Byggherre: Statens vegvesen Region midt

Entreprenør: NCC Construction AS, med blant annet underleverandører Sweco, Kynningsrud Fundamentering AS, Hallingdal Bergboring, Hercules Grundläggning AB, Hercules Trevi AB.

Entrepriseform: Totalentreprise, kontrahert gjennom konkurransepreget dialog

Prosjektet med løsmassetunnel Møllenberg er en 300 m lang delparsell av Strindheimtunnelen som forbinder området fra Leangen og Nyhavna / Trondheim sentrum. Statens vegvesen region midt er byggherre for prosjektet. Etter detaljprosjektering ble løsmassetunnelen på Møllenberg utlyst som «konkurransepreget dialog» der NCC vant kontrakten. Ca. 180 m av byggegropa for løsmassetunnelen ble støttet opp med svevende spunt av Z-spunt og HZ-spunt. De resterende ca. 110 m ble støttet opp med boret rørspunt.

Denne rapporten er konsentrert om utførelse og måleresultater knyttet til sonen med rørspunt. Bredden av byggegropa varierer fra ca. 22 m til ca. 27 m. Maksimal gravedybde i løsmasser var ca. 22 m. Maksimal spuntdybde var ca. 32 m for delen med rørspunt. Ved tunnelpåhugget i berg var det 10-12 m løsmasse. Sprengningsdybden var her ca. 24 m under terreng.

2.2 Framdrift på byggeplassen

I tabellen nedenfor er det angitt noen av de viktige aktivitetene knyttet til rørspuntarbeidene:

Arbeid	Oppstart	Avslutning
Forberedende arbeider, kabler, ledninger, flytting hus	Januar 2010	Juni 2010
Prøvespunt	Februar 2010	April 2010
Ramming av tverrspunt P180	Juni 2010	Juli 2010
Boring av rørspunt	August 2010	Januar 2011
KC-stabilisering	November 2010	Februar 2011
Jetpeling for tetting	Januar 2011	Februar 2011

Armering og utstøping av spunnrør	Desember 2010	Mars 2011
Injeksjon i berg for tetting under rørspunt	Februar 2011	Mai 2011
Pumpeforsøk for tetthetsprøving	03.05.2011	10.05.2011
Graving for avstiving 1. stivernivå	Juni 2011	
Graving for avstiving 2. stivernivå	Juni 2011	
Graving for avstiving 3. stivernivå / graving til berg	August 2011	
Boring /sprenging forskjæring	Oktober 2011	
Driving av tunnel 10m	Februar 2012	
Gjennomslag bergtunnel	Oktober 2012	
Tilbakefylling over tunnel	oktober 2013	
Åpning av tunnel	24. juni 2014	

2.3 Grunnforhold og topografi

Det er utført omfattende grunnundersøkelser i tilknytning til dette prosjektet i flere faser. Det er blant annet utført et stort antall prøveserier med 54 mm prøvetaker. I tillegg er det utført blokkprøvetaking i 2 punkt i forkant av detaljprosjekteringen. På prøvene ble det utført både aktive og passive treaksialforsøk. Det er også utført direkte skjærforsøk. Ut over dette er det utført ødometerforsøk for å bestemme grunnens setningsegenskaper og overkonsolideringsgrad. Rutinebestemmelser av tyngdetetthet, vanninnhold, enaksial skjærstyrke og omrørt skjærstyrke er utført på et stort antall prøver.

Det er utført et stort antall CPTU-sonderinger som er tolket med hensyn på styrke og setningsegenskaper. Tolkingene er kalibrert mot resultatene av spesialforsøkene. Relativ lagringstetthet, lagdeling og dybden til berg er undersøkt gjennom et stort antall dreietrykkssonderinger og totalsonderinger.

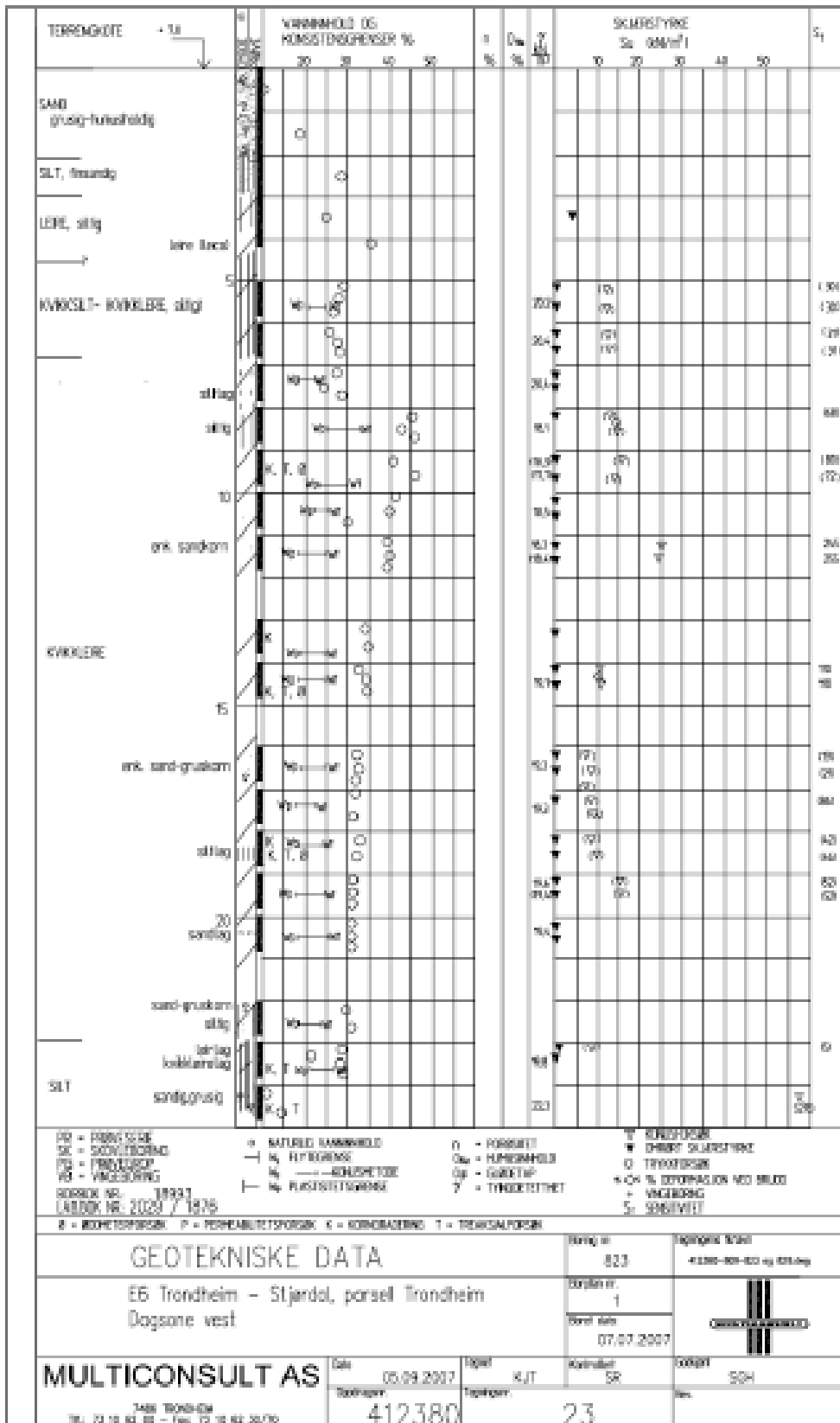
For detaljer omkring topografi og grunnforhold, se vedlegg 1.

Terrenget i rørspuntonen stiger slakt fra kote +5/+6 ved ca. profil P180 like ved Innherredsveien, til ca. kote +10 ved enden av byggegropa ved ca. profil P290. Terrenget stiger videre mot sør slakt i 50-100m før det stiger bratt oppover. I det bratte området er det bart berg.

Ved profil 180 består grunnen av ca. 6m fyllmasse og tørrskorpeleire over siltig leire. Fra dybde 8-10m er leira mer homogen og kvikk. Berg er ca. 32 m under terreng. Det indikeres et tynt og usammenhengende morenelag over berg med mektighet 0-2 m.

Ved profil 290 består grunnen av 2-3 m fyllmasse (hovedsakelig sand og grus) over kvikkleire. Berg ligger ca. 10 m under terreng. Ved utgraving til berg ble det observert et tynt og usammenhengende morenelag over berg med mektighet 0-1 m.

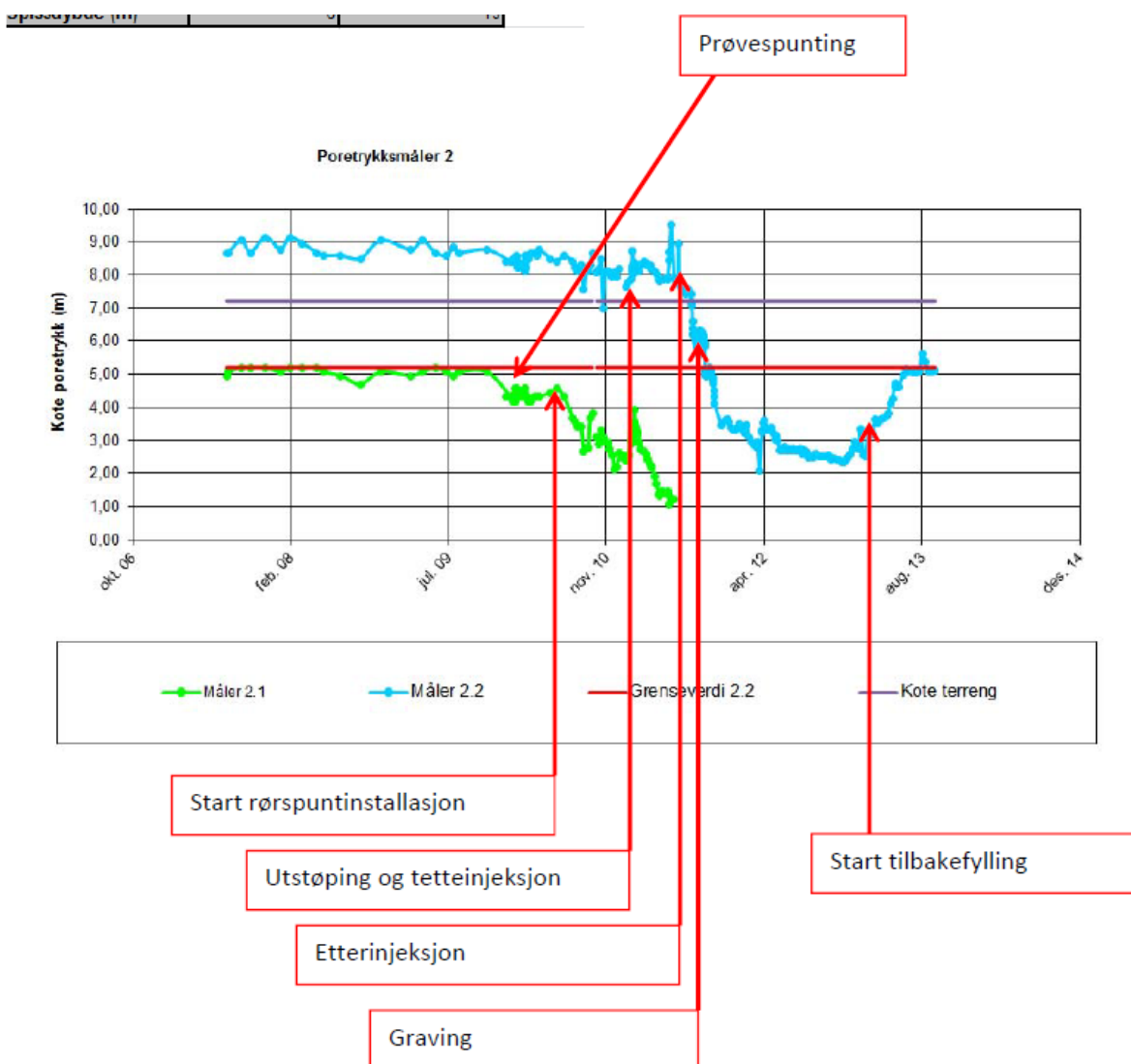
Typisk profil av grunnforhold er vist i Figur 1.



Figur 1: Geotekniske data, typisk jordprofil

2.4 Grunnvann og poretrykk

Poretrykket før oppstart av arbeidene ble registrert i noen målere i ca. 2 år før arbeidene startet opp. I figuren nedenfor er det vist 2 målere i samme punkt. Grønn kurve viser poretrykk i 6m dybde og blå kurve viser poretrykk i 19m dybde ved berg. Den grønne kurven er representativ for grunnvannstanden i området, dvs. ca. 0-2m under terreng. Poreovertrykket ved berg varierte noe, typisk en stighøyde 0-2 m over terreng.



Figur 2: Eksempel på poretrykkshistorikk

3 Geotekniske løsninger for byggegropa

3.1 Bakgrunn

I perioden 2005-2008 ble det gjennomført prosjektering i flere faser, og Statens vegvesen hadde i 2008 på bordet et ferdig prosjektert "byggherrens løsningsforslag". Istedenfor å gå videre med dette grunnlaget, og gjennomføre en tradisjonell åpen anbudsrunde, valgte Statens vegvesen å utfordre

entreprenører til å utarbeide sine egne løsningsforslag i en "konkurransepreget dialog". Gjennom første halvdel av 2009 ble det gjennomført en dialogfase og prosjektutviklingsfase med hver av de prekvalifiserte entreprenører. NCC knyttet til seg underentreprenører (Kynningsrud og Hercules) og rådgiver (Sweco) i denne fasen. Etter at de tekniske løsningsforslagene var godkjent, ble det gitt anledning til å levere tilbud. NCC's tilbud inneholdt Metodebeskrivelse i 18 punkter, støttet av 33 Skisser. NCC vant konkurransen, og kontrakt med Statens vegvesen ble inngått i oktober 2009.

Det geotekniske grunnlaget er meget omfattende, og fram til det tidspunkt da byggherrens løsningsforslag var ferdig prosjektert var det gjort omfattende kartlegging av grunnforhold, lagdelinger i grunnen og poretrykksforhold. Det var gjort omfattende vurderinger av leiras skjærstyrke-egenskaper, og da spesielt kvikkleira. I den forbindelse nevnes laboratorieundersøkelser på sylinder-prøver og blokk-prøver, trykksonderinger og sammenligninger og tolkninger av disse undersøkelsene med tanke på valg av karakteristiske skjærstyrkeparametre for byggegrop-prosjektering.

Under dialogfasen tok Statens vegvesen opp ytterligere prøver. Disse ble stilt til entreprenørens disposisjon, slik at de kunne utføre egne forsøk tilpasset sine tekniske løsninger. For NCC's del begrenset vi dette til innblandingsforsøk med kalk, multisement og sement, og etterfølgende laboratorieforsøk for måling av oppnådd styrke med ulike innblandingsbetingelser.

NCC's utgangspunkt og grunnleggende tanke ved utvikling av en byggegropsløsning var å forene kjent og gjennomprøvd teknologi med gode anleggstekniske løsninger. Ved valg av løsninger var det viktig å tenke gjennomførbarhet, forutsigbarhet og lavest mulig risiko. Begrepet "robuste" løsninger var viktig. I det ligger ikke "belte og bukseseler" under prosjekteringen, men løsninger som ikke skulle være sårbare med hensyn til anleggsdrift og framdrift i byggegropa.

I den innledende fasen av prosjekteringen, etter kontraktsinngåelse, ble det utarbeidet en Designmanual, der hensikten var å definere og bestemme alle nødvendige prosjekteringsforutsetninger. Dette omfattet metoder og parametere, samt beskrivelse av spesielle forhold knyttet til valgte løsninger. Geotekniske parametere var det opp til entreprenøren å bestemme på nytt, basert på det omfattende grunnlagsmateriale som forelå. Designmanual, og den senere dokumentasjon av geoteknisk prosjektering ble bygget opp over tid, og fortløpende kommentert og godkjent av 3. parts kontrollør og Vegdirektoratet.

3.2 Beskrivelse av valgte metoder

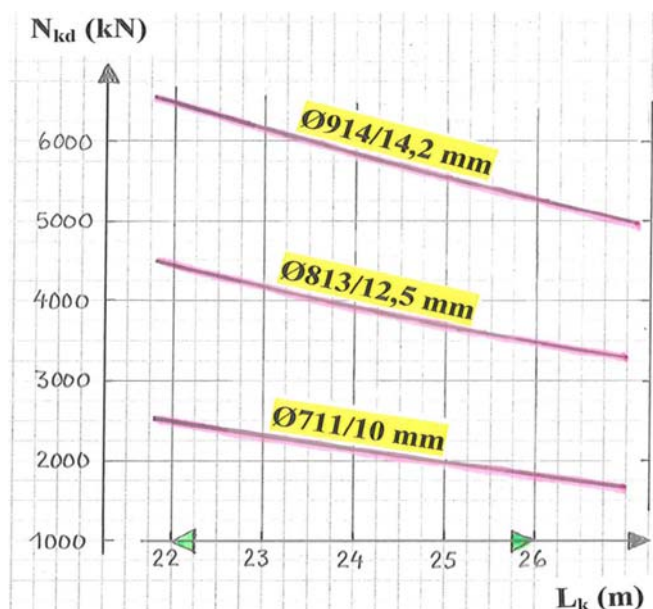
NCC's byggegropsløsning inneholder følgende elementer:

- Spunt av type AZ og HZ/AZ nord for Innherredsveien, der all spunt er svevende spunt avsluttet i leire.
- Rørspunt (bestående av Ø610/10 mm – rør lås i lås) boret inn i berg i Sone 4 sør for Innherredsveien, der vi har spesielt strenge krav til tette og stive spuntvegger. Rørspunten er støpt ut med betong, armert og uarmert etter behov.
- Tverrspunt til berg, AZ-spunt, for tetting ved overgangen til sone med rørspunt til berg.
- Innherredsveien i midlertidige bruer over byggegropa i sone med spunt til berg.
- Avlastning utenfor spunt i det mest kritiske område med hensyn til sikkerhet mot bunnoppressing nord for den omlagte Innherredsveien.
- Kalksementstabilisering mellom spuntveggene. Ribber lengst i nord, for øvrig blokk som gir 100 % stabilisering av all bløt leire og kvikkleire til nødvendig dybde. "Svak" sone over gravenivå av

hensyn til gravbarhet. "Sterk" sone videre nedover for å sikre tilstrekkelig passivt jordtrykk mot spuntveggene.

- Jet-grouting mellom KS-blokk og spuntvegger av to grunner: 1) sikre friksjon mellom leire og spunt i kritisk område med hensyn til bunnoppressing, og 2) tilstrebe stiv overgang mellom KS-blokk og leire på grunn av de strenge kravene til deformasjoner i det søndre området ved bebyggelsen på Møllenberg.
- Innvendig avstivning av spuntveggene med puter av doble HEB-stålprofiler og tverrstivere av stålrør, som forspennes.
- Endeveggen i sør sikres med hjørnestivere (også stålrør). Skivevirkning i sideveggene øst og vest sikres ved sveising i spuntlåser. Dette var nødvendig for å oppta jordtrykkslastene fra endeveggen.
- Injeksjon i berg under all rørspunt (krav definert av byggherren).

Spuntveggene ble avstivet innvendig med forspente rørstivere. Type stivere, og med tilhørende stiverkapasiteter er som angitt i diagrammet i Figur 3.

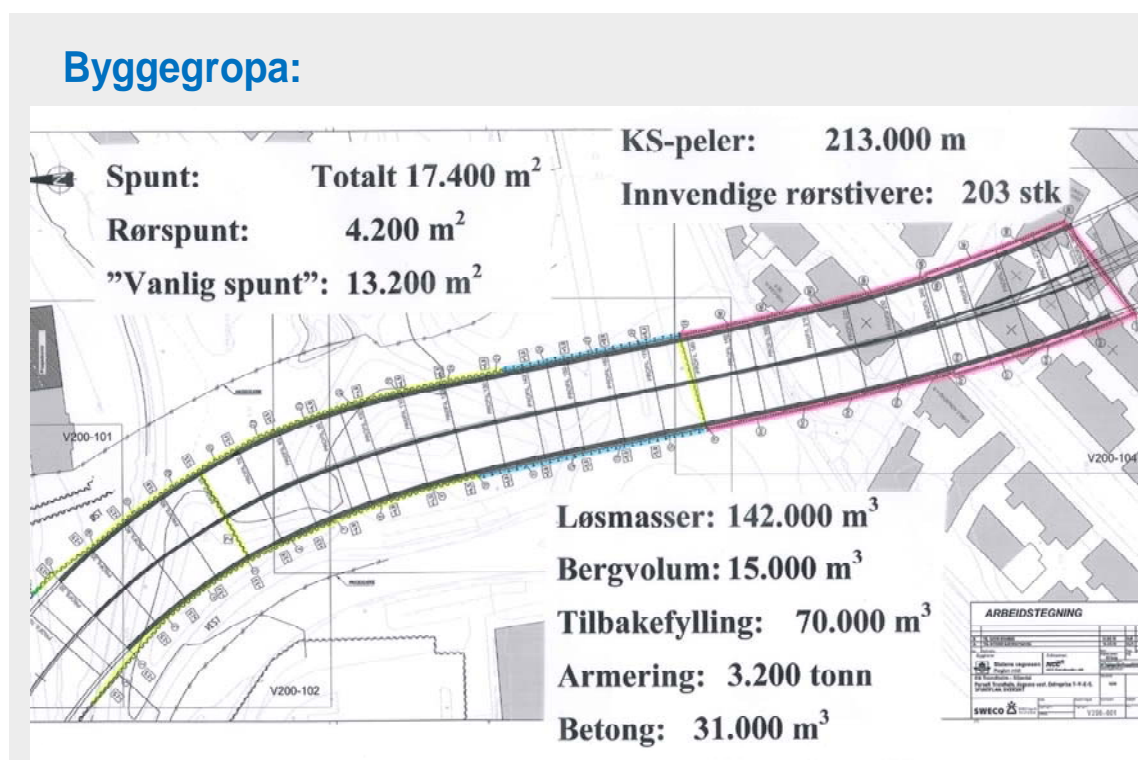


Figur 3. Dimensjonerende knekkapasitet av brukte rørstivere.

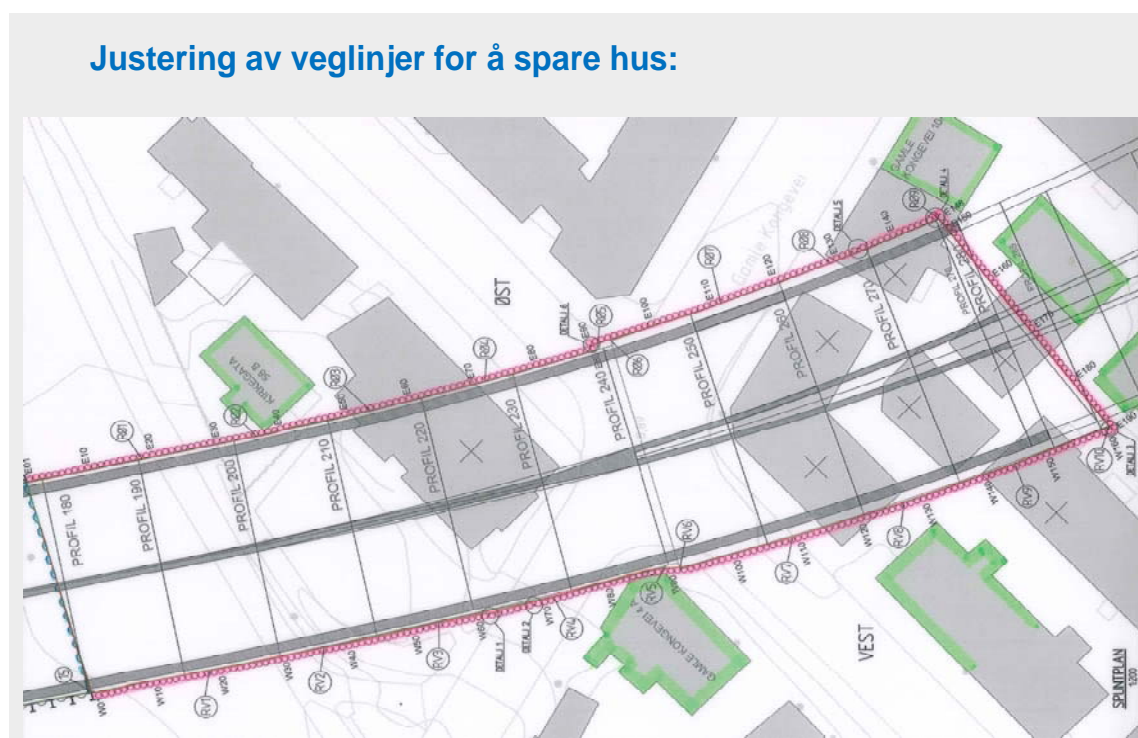
Knekning er avgjørende for dimensjonerende kapasitet. Det er forutsatt leddede forbindelser mot pute. I virkeligheten har overgangen en viss innspenning, slik dette til slutt ble utført. Diagrammet i Figur 3 gir dermed konservative kapasiteter.

I utviklingsfasen foreslo NCC en justering av veglinjene som ga smalere byggegrop. Videre ble det gjort en grundig vurdering av bergoverdekning i påhugg-sonen mot bergtunnel, og spuntlinje ble justert også der. Disse to forholdene resulterte i at man sparte 5 hus, som opprinnelig var tenkt flyttet og mellomlagret i anleggsfasen.

Figur 5 nedenfor viser hvordan spuntlinjer er utført tett inntil 2 av husene, Kirkegata 58B og Gamle Kongevei 4A. Hus merket med grønt lot seg bevare etter tilpasninger i spuntlinjer som følge av linjusteringer og detaljstudier av bergoverdekning i sør.



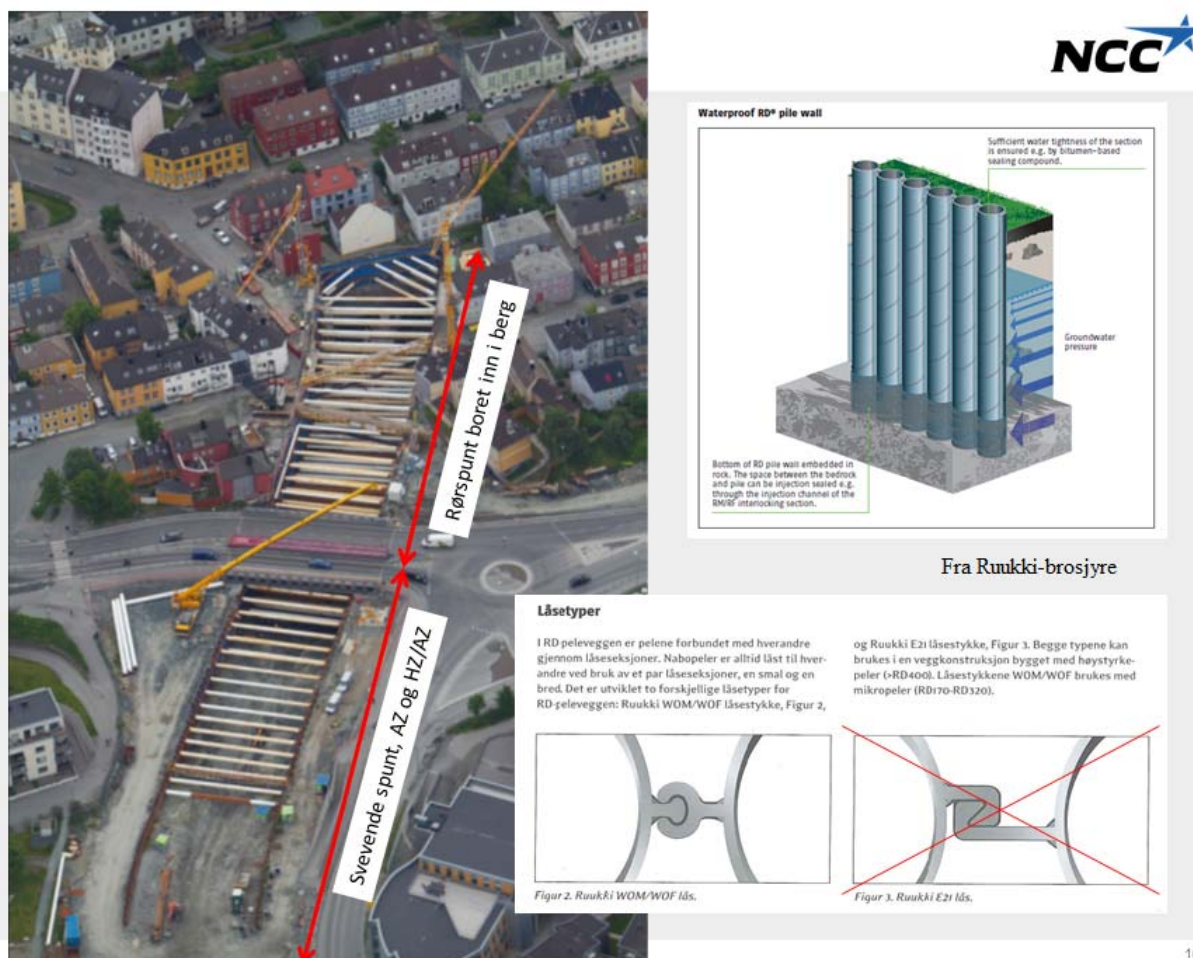
Figur 4. Spuntplan og nøkkeltall for byggegrøp Møllenberg. Gule linjer er AZ-spunt, blå linjer er HZ/AZ-spunt og røde linjer er rørspunt.



Figur 5. Spuntplan med utførte spuntlinjer marginalt forbi eksisterende hus. Grønne hus er bevart som følge av tilpasninger.

Byggherren introduserte i sin kravspesifikasjon begrepet "fotavtrykk mot berg". Det innebærer at det ble stilt spesielle krav til overgangen mellom byggepropveggen og berg, av hensyn til de strenge kravene til tetting. Erfaringer fra mange byggeproper har vist at nettopp denne detaljen er viktig men problematisk med hensyn til lekkasjer og poretryksreduksjoner i omgivelsene. I utgangspunktet hadde NCC inne i sitt løsningsforslag en HZ/dobbel AZ – spuntløsning. Det ville gitt en veggbredde som tilfredsstilte kravet til fotavtrykk 80 cm, og tetting skulle da ivaretas med utstøping i bunnen i kombinasjon med injeksjon i overgangssonen mot berg. I april 2009, midt i dialogfasen, ble vi gjennom Ruukki's stålpeledag kjent med rørspunt som metode. Det initierte en prosess i samarbeid med NCC's underentreprenører (Kynningsrud og Hallingdal Bergboring) og Ruukki, og endte opp med at forslaget ble lagt fram for SVV. Dermed begynte «ballen å rulle». Studietur til Finland ble gjennomført, prøvepeler boret, og boreutstyr videreutviklet. Selv om alternativet ikke lå lavest i pris, sammenlignet med en mer tradisjonell spuntveggløsning, ble rørspunt valgt. Hovedbegrunnelsen var fordelene med å oppnå en god og tett overgang mellom løsmasser og berg.

NCC's utgangspunkt om kjent teknologi er nevnt. I så måte kan man si at dette hensynet ble avveket når det gjelder rørspunten. Denne metoden er ikke benyttet som spuntvegg i Norge tidligere. Det var i forberedelsesfasen usikkerheter knyttet til noen boretekniske detaljer, og det var en forutsetning at metoden og utførelsen ikke skulle skape omrøring av kvikkleire utover et lokalt sjikt rundt hvert rør. Det henvises til egne avsnitt angående prøveboring av rørspunt, og erfaringene fra selve produksjonsboringen. Gjennomføringen av prøveboring av rørspunt var til slutt avgjørende for valget av løsning.



Figur 6. Rørspunt med låser

Rørspunt slik den ble utført

- Rørspunt vibreres ned til berg/morene med vibrolodd.
- Pilotkrone entres røret.
- Røret tømmes for masse ved spyling og rotasjon av pilotkrone.
- Pilotkrone kobles sammen med ringborkrone.
- Røret tømmes for væske med luft fra senkhammer.
- Rør med pilot bores inn i berg (1,2m).

Denne metoden fungerte her, men kan ikke nødvendigvis gjennomføres ved andre grunnforhold uten justering!

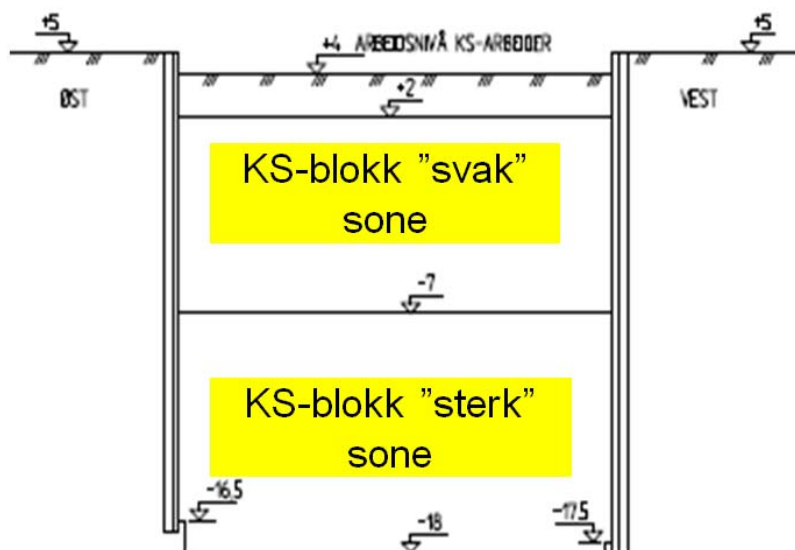


Figur 7. Rørspunt - utførelse

3.3 Spunt, grunnforsterkning og avstivning

Spuntlinjer, spunttyper og type/dimensjon på innvendige stivere er beskrevet i tidligere i kapittel 3.2 ovenfor. I tillegg var grunnforsterkning med kalksementpeler et viktig «konstruksjonselement» for å oppnå tilstrekkelig geoteknisk stabilitet og stivhet i byggegropa. Grunnforsterkningen mellom spuntveggene er i prinsipp vist i Figur 8. Vi ønsket å stabilisere all bløt leire og kvikkleire mellom spuntveggene ned til nødvendig dybde. I den øvre sonen ikke kraftigere enn at man oppnådde gravbare masser. I sonen under gravenivået, som for store deler av byggegropa var avgjørende for stabilitet og stivhet, ønsket vi en sterkere sone. Dette ble regulert gjennom valg av innblandingmengde kalk/semment.

All grunnforsterkning med kalksementpeler ble selvsagt utført før utgravingen startet.



Figur 8. Grunnforsterkning med kalksementpeler

Kalksementstabilisering. En suksess.

Vellykket kalksement-stabilisering, med langt lavere innblandingsmengder enn vanlig.

Hensikt oppnådd: Meget fast, men gravbar.

”Kvikkleira på Møllenberg temmet!” (NRK Midtnytt)

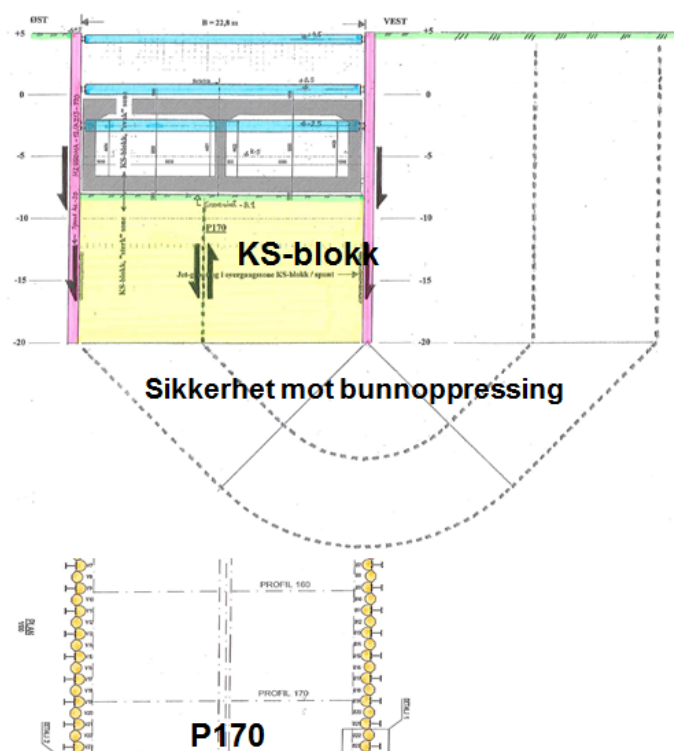
Kvikkleire, som i omrørt tilstand er som tykk vaniljesaus, har blitt til et fast og bæredyktig materiale som ligner på meget fast tørrskorpeleire



Figur 9. Kvikkleire er blitt stabilisert og ligner fast tørrskorpeleire i «svak sone»

Et annet tiltak for å redusere deformasjonene i spuntveggene var å forsterke den lokale sonen mellom kalksementblokka og spuntveggene. Dette ble diskutert som et mulig problem, og man valgte derfor å benytte jetpeler for å eliminere den virkningen en lokal ikke-forsterket sone nærmest spuntveggen kunne få.

Overgang KS-blokk / spuntvegg



Omrørt, ikke-stabilisert sone mellom KS-blokk og spunt:
Redusert friksjon?
Kilde til store deformasjoner ?
Påpekt som et problem.

Løst ved jet-grouting

I ettertid:
Kanskje ikke noe stort problem?
Kunne spart oss?

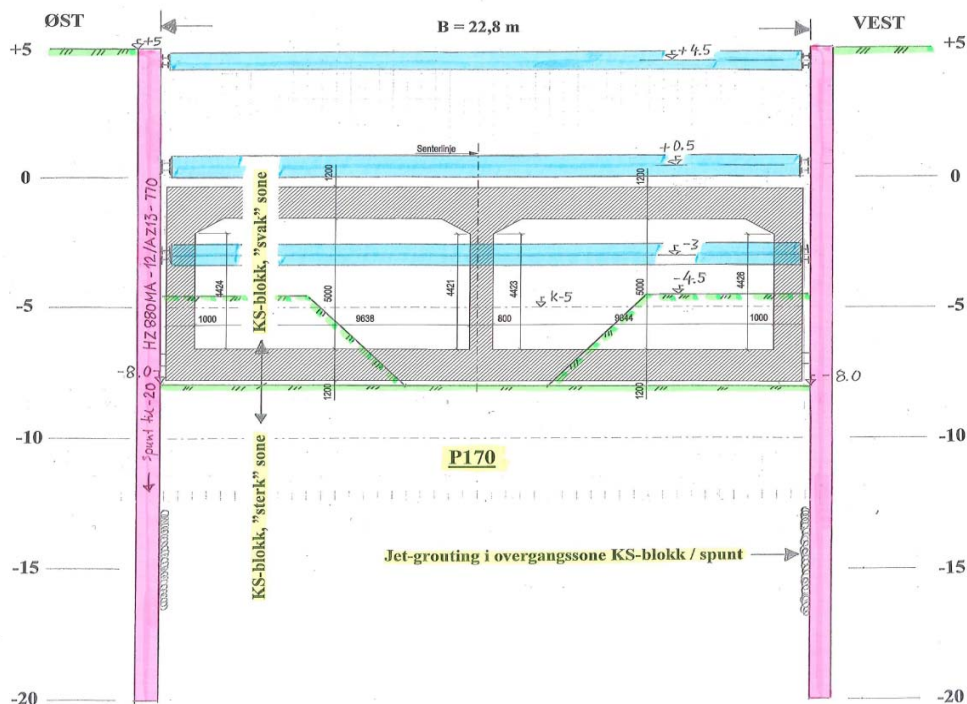
Figur 10. Jetpeler i overgangssone mellom K/S-blokk og spuntvegger

Typiske snitt av byggegropa er vist og forklart nærmere i det følgende. Se Figur 11-13.

Situasjon ved P170:

- Snitt hvor sikkerhet mot bunnoppressing er mest kritisk. Opprinnelig terreng avgravd fra ca kote +6,5 til kote +5 i soner utenfor spuntveggene, muliggjort ved at Innherredsveien ble lagt om mot sør.
- Svevende spunt HZ 880 MA-12 / AZ12-770 fra avgravd nivå kote +5 til kote -20. Rammert ned med vibrolodd.
- Spunt påmontert firkantrør for inklinometermålinger.
- Kalksementstabilisering i blokk utført fra arbeidsnivå kote +3 til kote -20, dvs. 23 m dybde fra arbeidsnivå. "Sterk" sone fra -20 og opp til gravenivå ca. kote -8, og "svak" sone med redusert innblandingsmengde videre opp til kote +2,5.
- Jet-grouting mellom KS-blokk og spuntvegger fra kote -20 til kote -8, for å sikre tilstrekkelig friksjon.
- Innvendig avstivning i 3 nivåer.

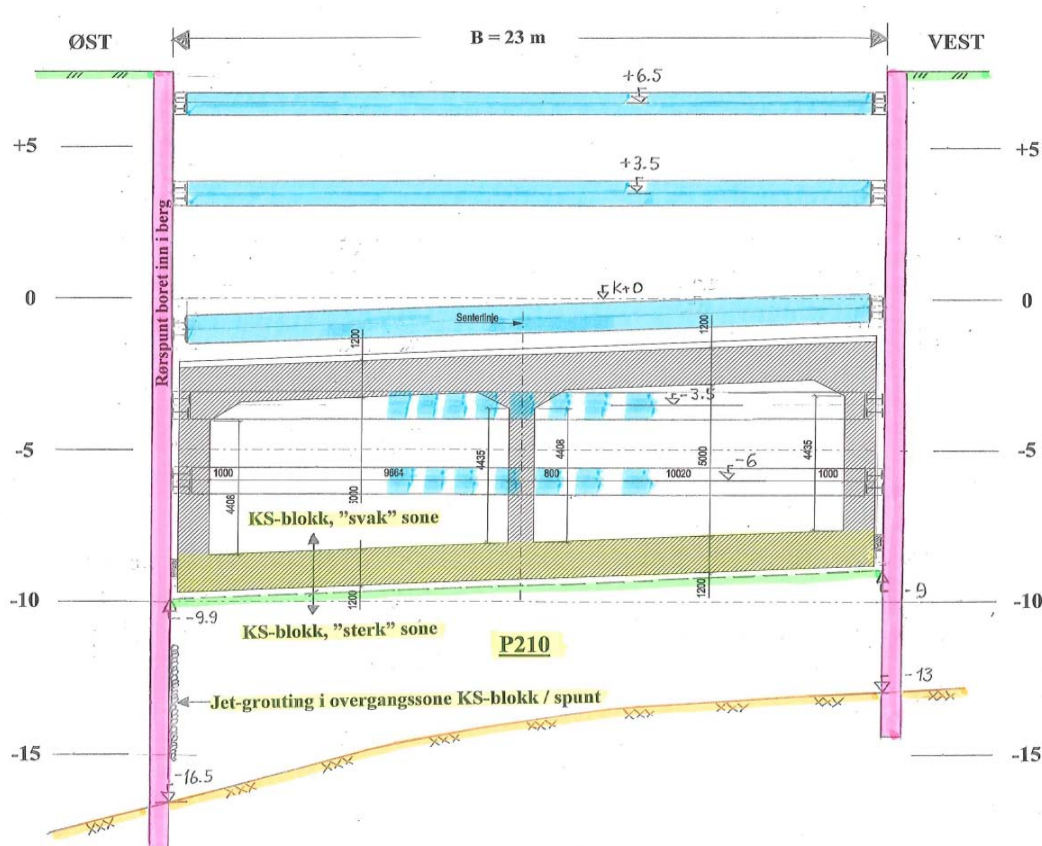
- Lastmålinger i stivere.
- Stiverrad 2 dimensjonert for at stiverrad 3 fjernes når bunnplate er støpt.
- Siste graveflo i full bredde kan eventuelt utføres seksjonsvis, med seksjonsvis utførelse av bunnplate. Behov vurderes utfra målinger.



Figur 11. Snitt av byggegrop ved P170.

Situasjon ved P210:

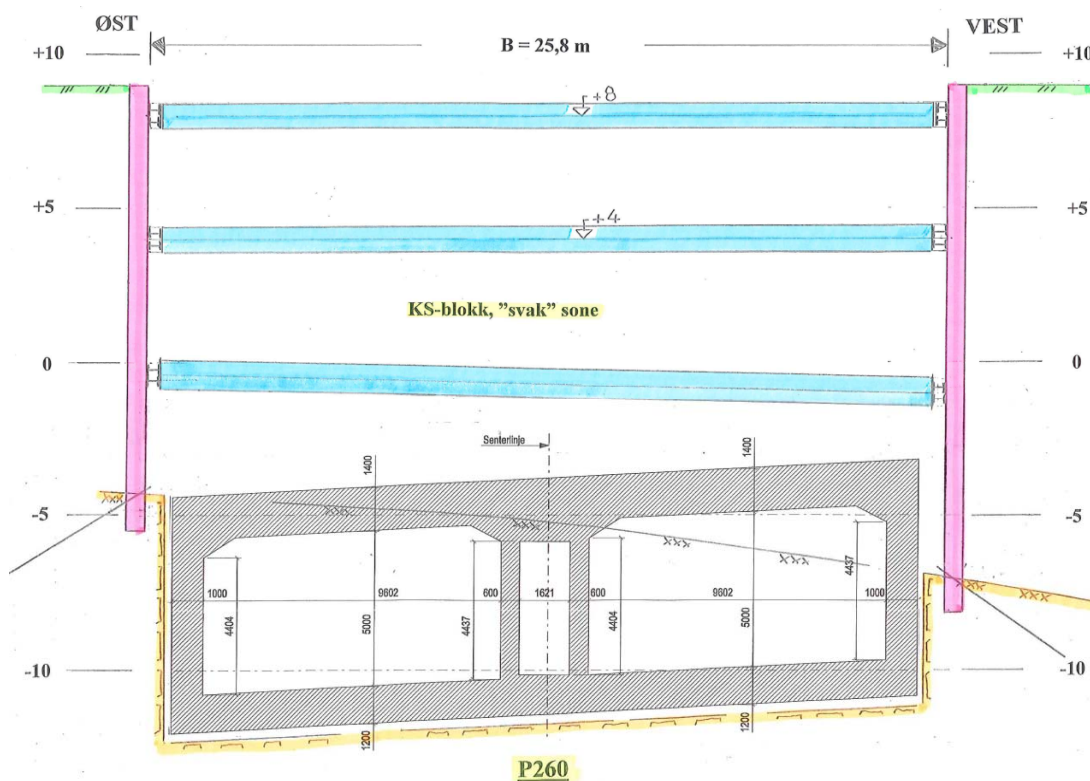
- Rørspunt boret ca. 1,2 m ned i berg, begge sider.
- Rørspunt utstøpt med betong, og armert.
- Foringsrør påsveisert armeringskurv for injeksjon ned i berg under spuntfot. Systematisk injeksjon ned til 10 m under bunn av byggegrop.
- Firkantrør påsveisert armeringskurv for inklinometermålinger.
- Kalksementstabilisering i blokk utført fra berg og opp til kote +5. Overgang mellom "sterk" og "svak" sone ved kote -9.
- Jet-grouting mellom KS-blokk og spuntvegger fra berg og opp til kote -9, for å styrke overgangssonen og begrense spuntveggdeformasjoner.
- Innvendig avstivning i 5 nivåer.
- Rørspunt boret inn i berg gir tilstrekkelig fordyblingskapasitet ved berg. Bergmekanisk vurdering ligger til grunn.
- Rørspunten og stiver-systemet dimensjonert for at stiverradene 4 og 5 kan fjernes når bunnplate er støpt. Det krever en dobling av stivere i rad 3 i den fasen.



Figur 12. Snitt av byggegrop ved P210.

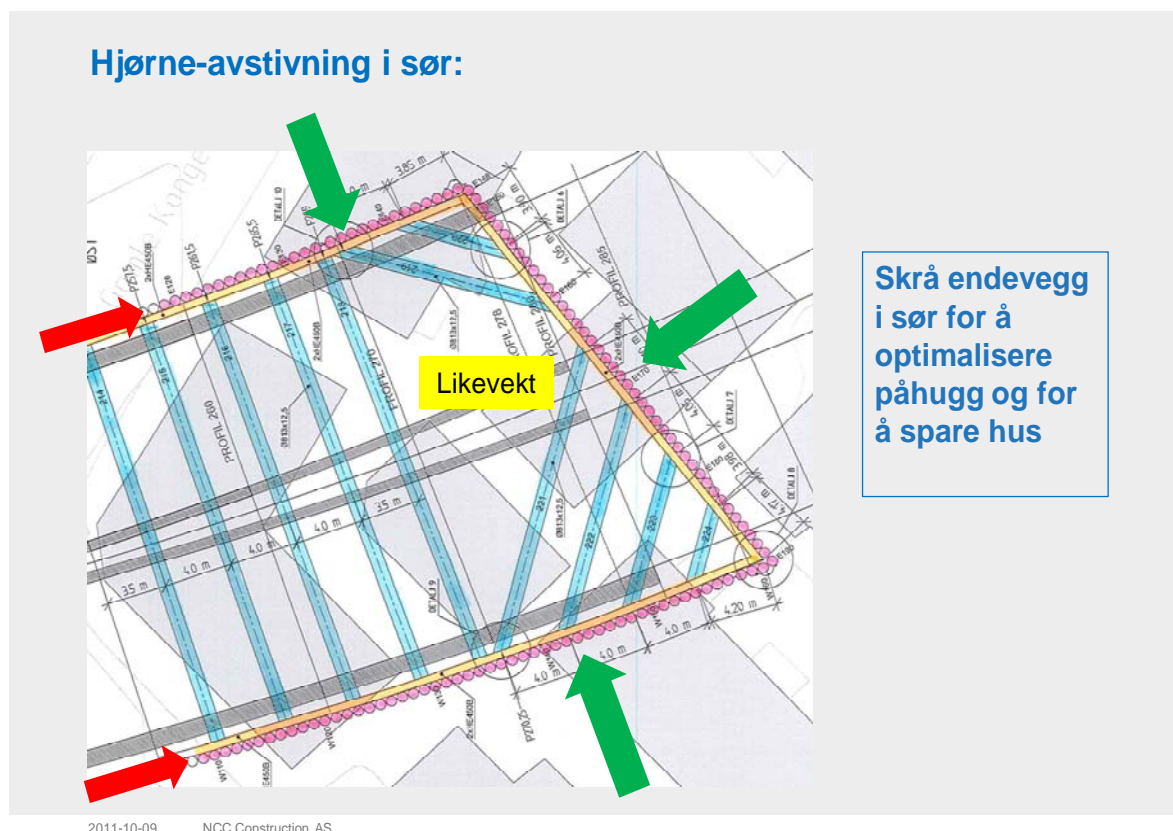
Situasjon ved P260:

- Rørspunt boret ca. 1,2 m ned i berg, begge sider.
- Rørspunt utstøpt med betong, uten armering.
- Foringsrør i betongen for injeksjon videre ned i berg under spuntfot.
- Kalksementstabilisering i blokk utført fra berg og opp til kote +7. Bare "svak" sone, siden alt skal graves ut.
- Innvendig avstivning i 3 nivåer.
- Rørspunt boret inn i berg gir tilstrekkelig fordyblingskapasitet ved berg. Bergmekanisk vurdering ligger til grunn.
- Før berguttak sikres spuntfoten med skråbolter av type MAI T75 N. Disse bores/monteres gjennom kjerneborede hull i rørspuntveggen.
- Sikring av bergskjæring vurderes fortløpende.
- Alle stivere ligger her over framtidig overkant tunneltak. Dvs. ingen stivere flyttes eller demonteres i forbindelse med tunnel-byggingen.



Figur 13. Snitt av byggegrop ved P260.

Hjørnестiverne i sør er nevnt. Figur 14 viser hvordan dette er løst i 2 stivernivåer. Endeveggen i sør ble plassert skrått siden det var optimalt i forhold til bergtopografi og husenes plassering. En slik løsning skaper litt spesielle forhold når det gjelder likevekten i jordtrykkene. Av betydning her er også det forhold at bergdybdene, og dermed det totale jordtrykket etter utgraving til berg, er større på vestsiden enn på østsiden. Jordtrykkslasten mot endeveggen i sør ender med denne løsningen opp som horisontale laster i sideveggene øst og vest. Dermed måtte disse etableres som stive skiver slik at lastene kunne føres ned til berg, ved hjelp av sveiste låser.



Figur 14. Hjørnestivere i sør.

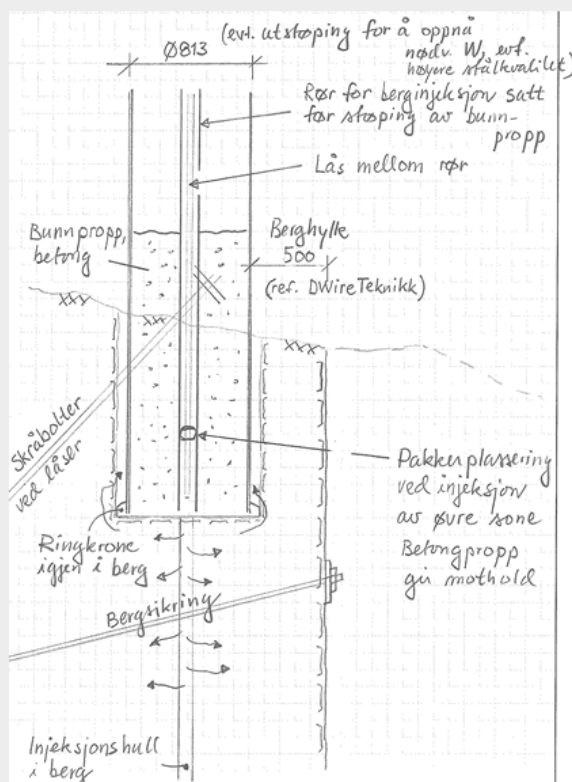
3.4 Overgang mellom rørspuntvegg og berg

Spesielle krav ble satt til kontakt og tetthet i overgangen mellom spuntvegger og berg. Rørspuntveggen åpnet i så måte for nye muligheter, ved at rørene kunne bores ned i berg. Figur 15 viser en prinsippskisse som ble utarbeidet da metoden var til vurdering i dialogfasen mellom NCC og SVV, og som kom til utførelse.

Opprinnelig plan var å bore rørene ned til berg og deretter inn i berg, med pilotkrone inne i røret i samvirke med engangs- ringkrone. Da borearbeidene startet viste det seg at vi fikk stor friksjon i låsene, og til dels fastkiling. Løsningen vi kom fram til var heller å vibrere rørene ned til berg, med vibrolodd. Deretter ble rørene tømt for leire, og borestreng med hammer og pilotkrone ble ført ned. Det avgjørende her var at det var mulig å entre pilotkronen inn i ringkronen. Dette var ikke utprøvd før, men lyktes, med unntak av noen få rør, se Figur 16.

Spuntfoot mot berg når rørspunt

- **Mulig rørspunt-løsning presentert på dialogmøte 07.05.09 og bearbeidet videre gjennom prosjekteringsfasen.**
- **Tett samarbeid, internt i NCC's team, og mot SVV**
- **Kynningsrud og Hallingdal Bergboring sentrale i utviklingen.**
- **Begrense rørdiameter av boretekniske grunner.**
- **Ø610/10 mm valgt.**
- **Noe armering og utstøping.**



Figur 15. Rørspunt i berg, og etterfølgende utstøping, injeksjon og boltesikring

Rørspunt:

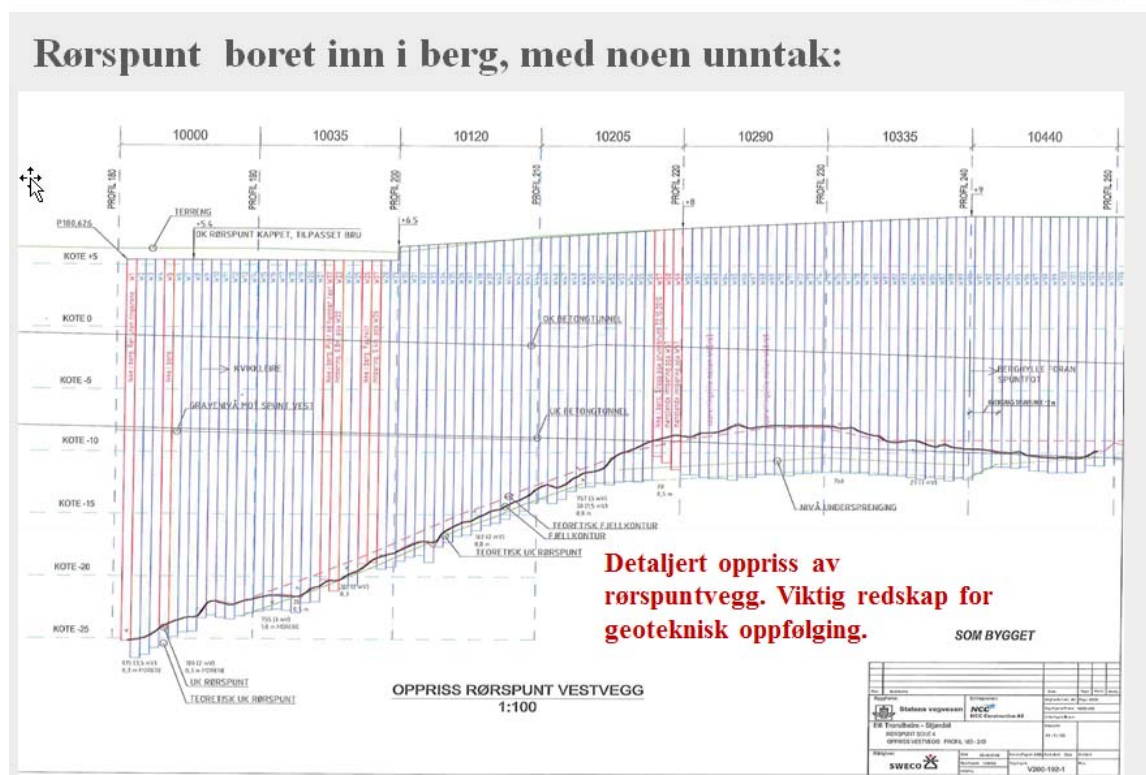


**Ringkrone ødelagt.
Konsekvens:
Rør ikke boret inn i berg.
Potensielt lekkasjepunkt.**

Utfordringer:

- Låsefriksjon, kiling
- Måtte bruke vibrolodd ned gjennom kvikkleira
- Etterfølgende entring av pilotkroner i ringkroner
- Belastning på rør skaper ovalitet og akkumulert helningsavvik i lengderetning spuntvegg.

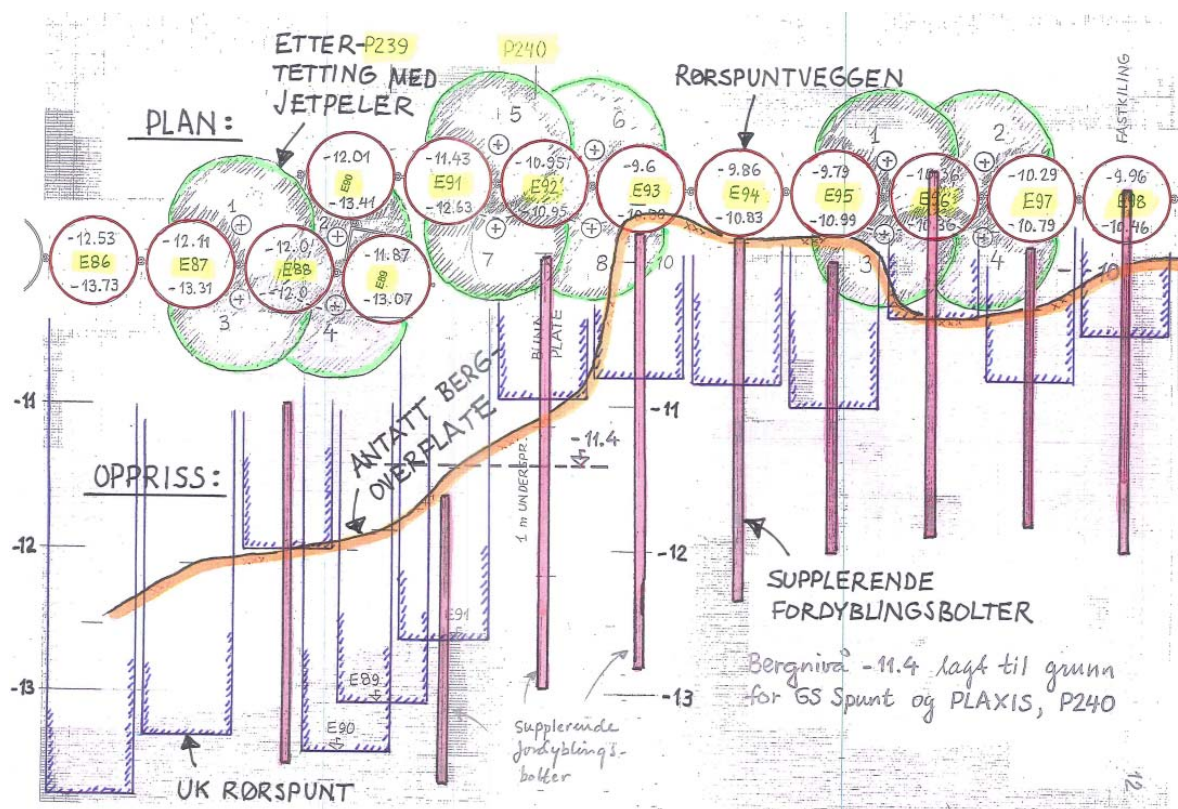
Figur 16. Rørspunt lås i lås under ned-vibrering. Enkelte rør lot seg ikke bore inn i berg (15 av 350 stk)



Figur 17. Oppriss av rørspuntvegg, eksempel

I de lokale sonene hvor rørene i veggen ikke lot seg bore inn i berg ble det gjort grundige vurderinger av hvilke tette- og sikringstiltak som var nødvendig. Generelt ble det utført tetting med jetpeler på begge sider av veggen, i et mønster avhengig av den lokale bergtopografi kartlagt under boring.

En sone med problematiske bergforhold skapte spesielle utfordringer, se Figur 18. Her ble det utført både omfattende tetting med jetpeler og boret ned fordyblingsbolter for å oppnå ekstra motholdskapasitet ved spuntfoten i en uoversiktlig sone. Rørspunten i seg selv, dvs. de rørene som var boret inn som planlagt, gir en god motholdskapasitet, men med usikre bergforhold valgte man å treffe slike spesielle tiltak.



Figur 18. Spesielle tiltak ved fot av rørspunt

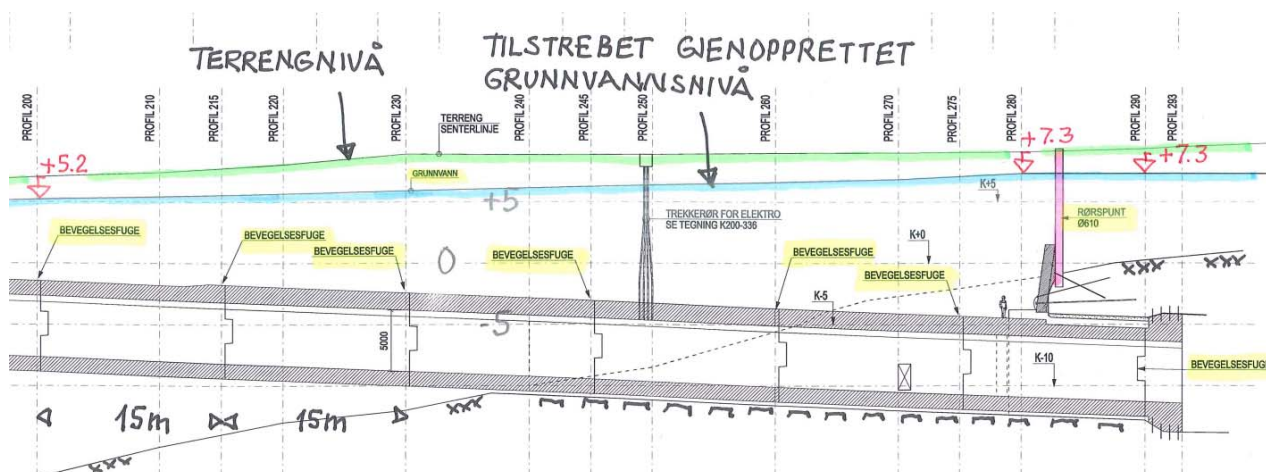
3.5 Fundamentering

Betongtunnelen består av firkanttverrsnitt med 2 løp, helt inn til bergpåhugget og litt inn i bergtunnelen. Betongkonstruksjonen er direkte fundamentert, og er utført i seksjoner á 15 m med innbyrdes fuger. Det ble gjort omfattende vurderinger og beregninger av forventede bevegelser og setninger, for å dokumentere valget av type fuger.

NCC's rådgiver, Sweco Norge AS, uttaler følgende om hovedutfordringene knyttet til betongkonstruksjonen og betongarbeidene:

- Vanntett betong, rissvidder, varmeutvikling i herdefasen og sprekkdannelser på grunn av dette.
- Fugekonstruksjoner, støpeskjøter og bevegelige konstruksjonsskjøter.
- Vanntrykk, membraner, glidesjikt mot spunt
- Differansesetninger, tunnel på elastisk underlag, stivhet av kalkstabilisert grunn.
- Overgangssoner mellom tunnel på løsmasser og fjelltunnel med injisering av berg.
- Vurdering av jordskjelv.
- Effektivtrykk i oppfyllingsfasen
- Portløsning mellom kjørefelt

Utsnitt av lengdeprofil i den dypeste sonen inn mot bergtunnelen er vist i Figur 19.

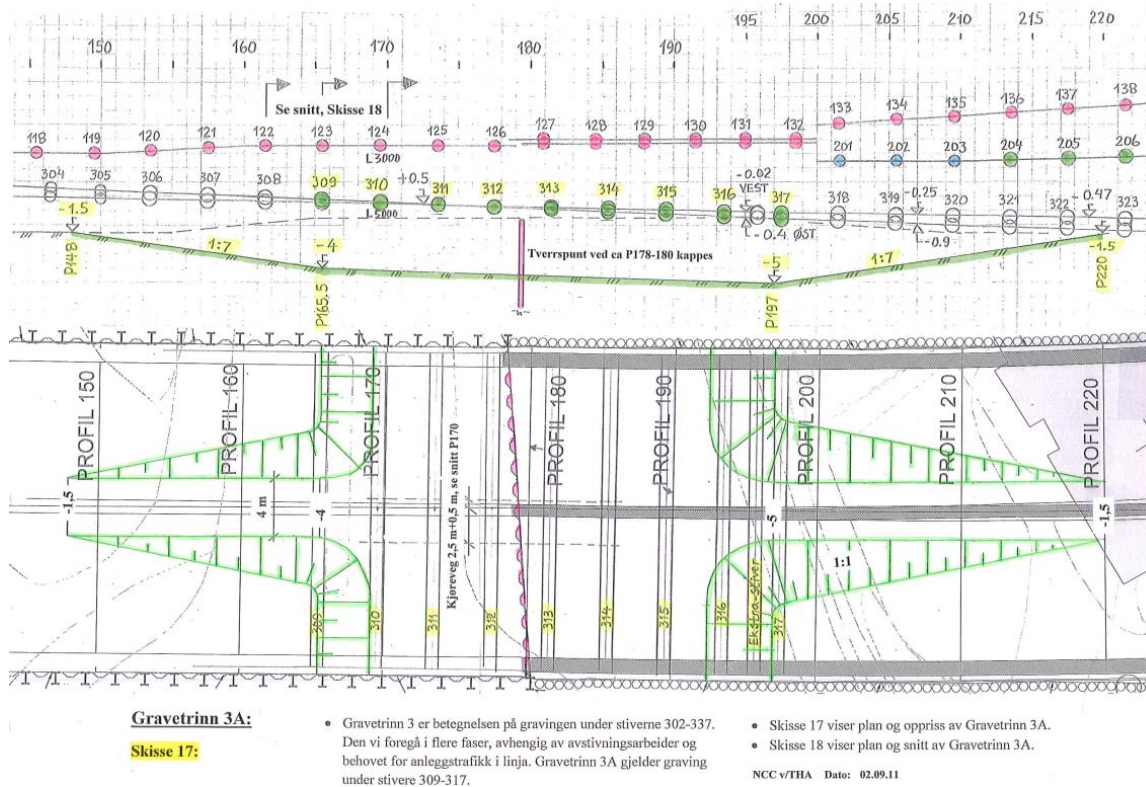


Figur 19. Oppriss av betongtunnel inn mot bergtunnel

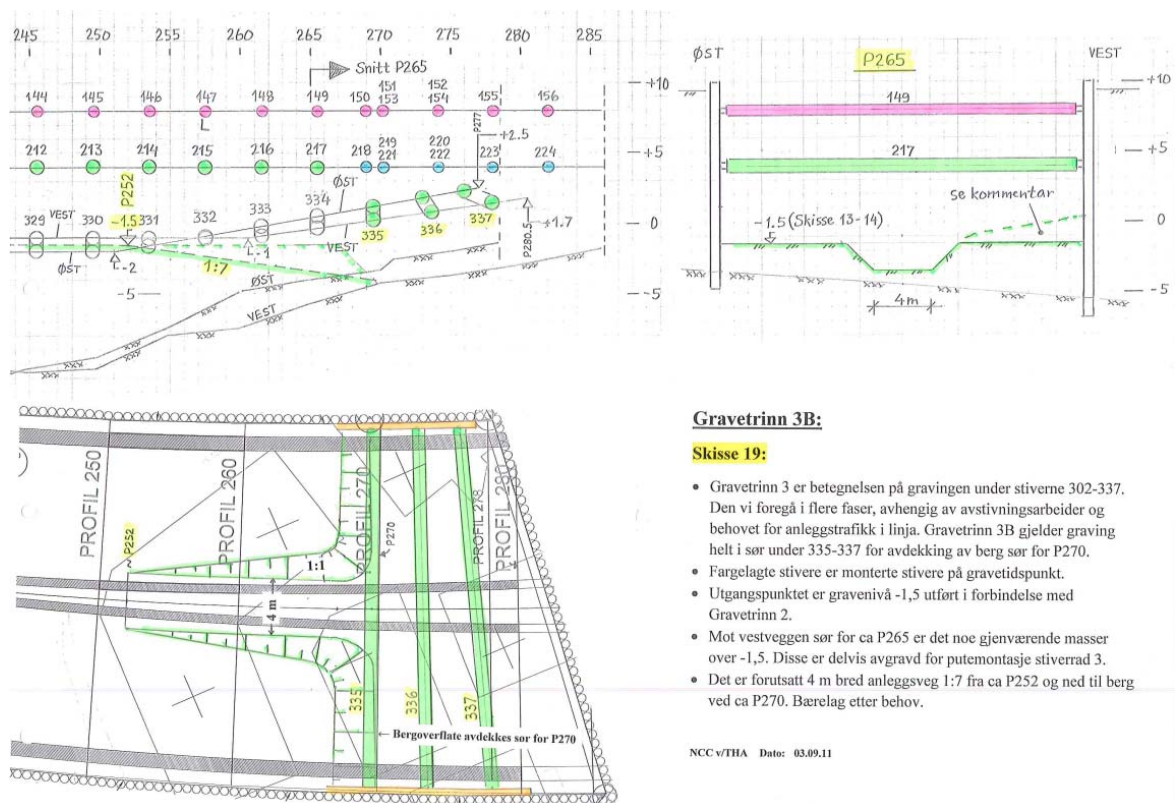
3.6 Gravefaser

Spuntveggene ble avstivet med opptil 5 stivernivåer. Alle gravemasser måtte transporteres ut i linja, dvs. mellom spuntveggene, fra sør mot nord. Dette medførte gravearbeider og anleggstrafikk under stivere, noe som stilte store krav til planlegging og logistikk. Videre var det slik at stiverplasseringen ikke bare kunne planlegges utfra tilkomst med graveutstyr og utfra massetransport, men hensynet til den etterfølgende byggingen av betongtunnelen og tilbakefyllingen måtte også ivaretas. For å få til dette var den utførte kalksementstabiliseringen helt avgjørende, da vi dermed ikke hadde noen problemer med lokal stabilitet ved gravestuffer, og det var i stor grad mulig å tilpasse tykkelser på gravefloer.

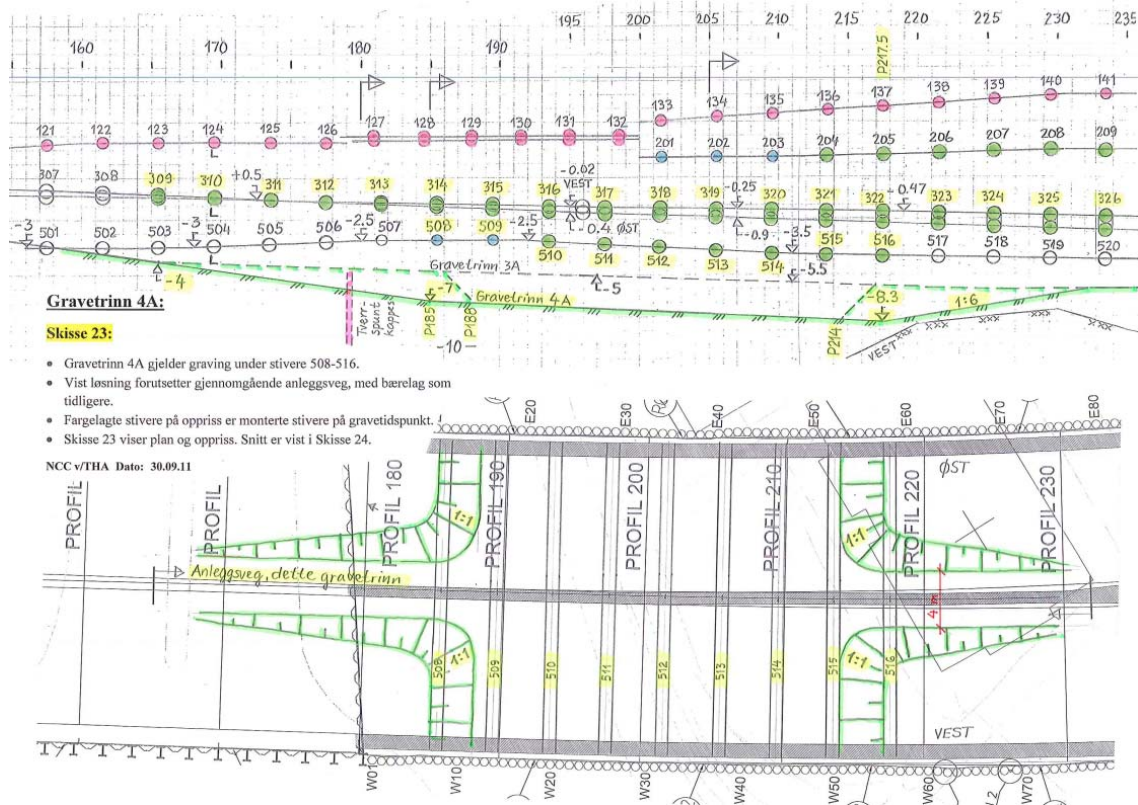
Begrepet «graveplaner» fikk en ny betydning, da dette ble håndtegninger som dekket alle faser ganske detaljert. Disse ble utarbeidet i et nært samarbeid med anleggsledelsen, slik at alle hensyn til gjennomførbarehet ble ivaretatt. Tegningen var styrende for alle arbeidene i byggegropa, og ivaretok graving, massetransport, montering av stivere, flytting av stivere og demontering av stivere i alle faser. Se eksempler i figurene nedenfor.



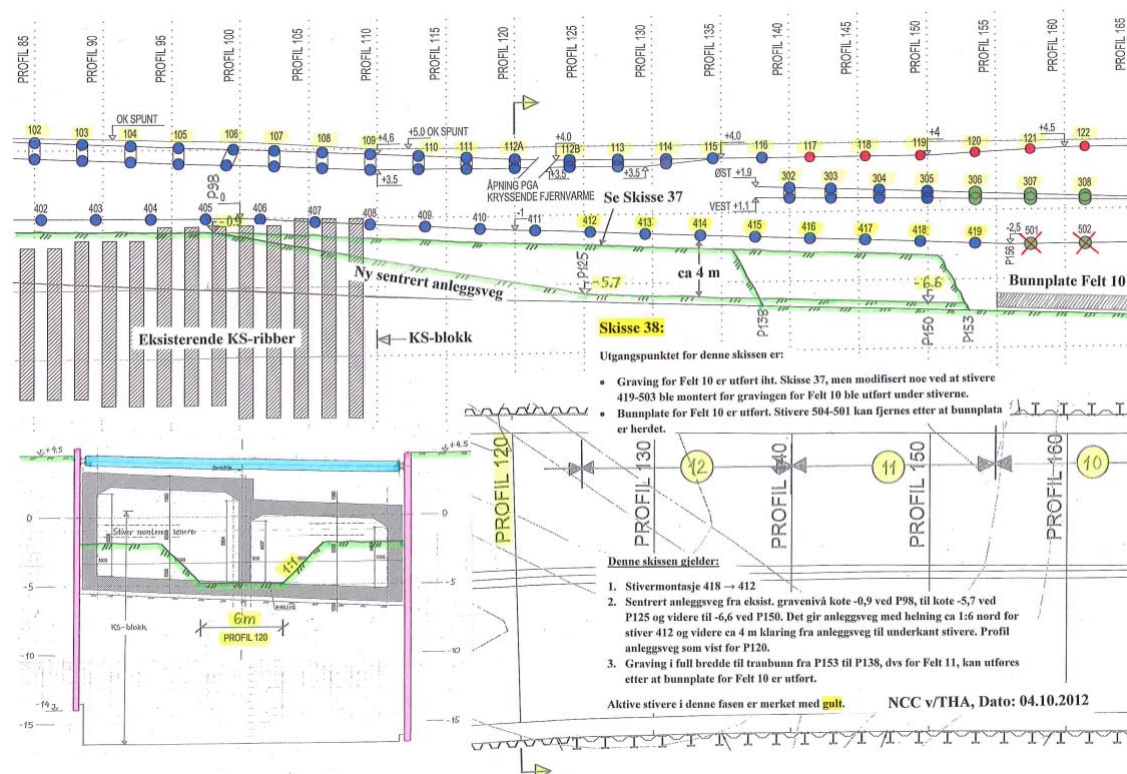
Figur 20. Graveplan, eksempel 1



Figur 21. Graveplan, eksempel 2



Figur 22. Graveplan, eksempel 3



Figur 23. Graveplan, eksempel 4

3.7 Faseplaner

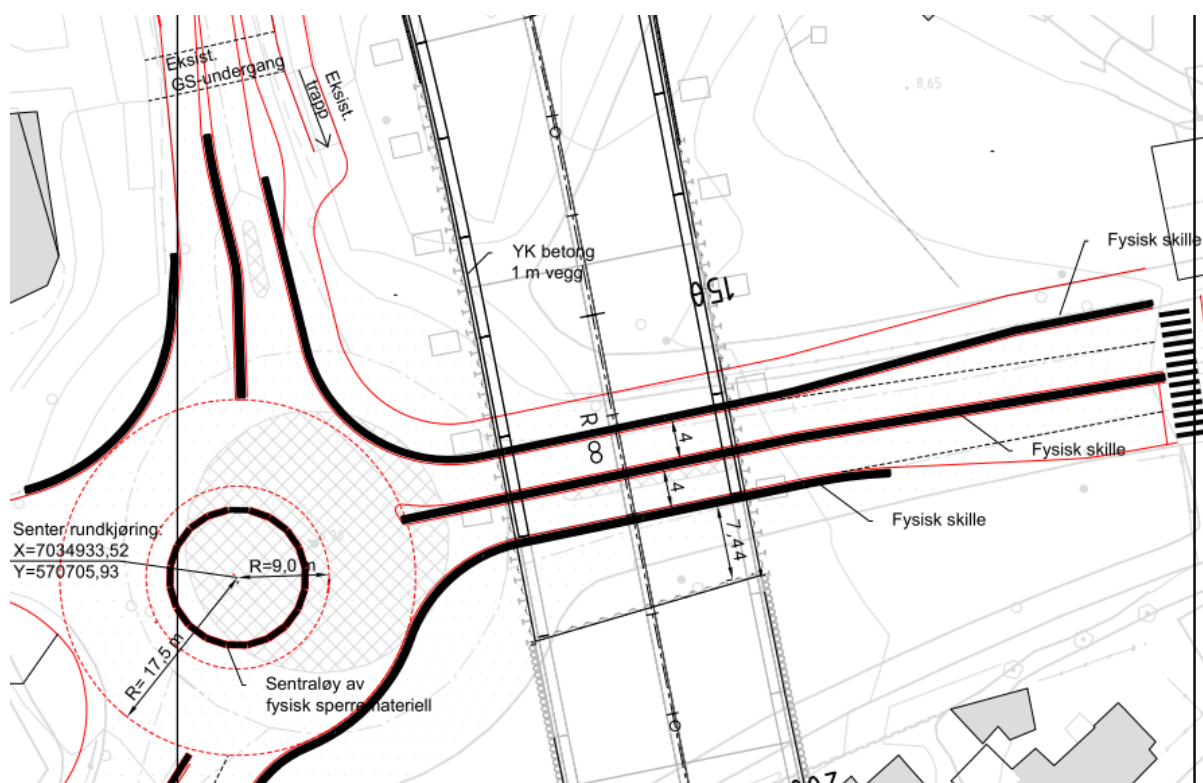
For å få utført arbeidene i byggegropen i kombinasjon med trafikk på kryssende Innherredsveien var det nødvendig å legge om trafikken i forskjellige faser, og til slutt legge trafikken over på midlertidige bruer over byggegropa i en lengre periode. Figurene nedenfor viser hvordan dette ble løst.

I fase 4-1 (Figur 24) ble Innherredsveien innsnevret til 2 felt øst for rundkjøringen, og rundkjøringen ble justert. Spuntarbeider ble utført fram til P150 fra nord, og tverrspunt- og rørspuntarbeider ble utført sør for Innherredsveien fra P180 til P210.

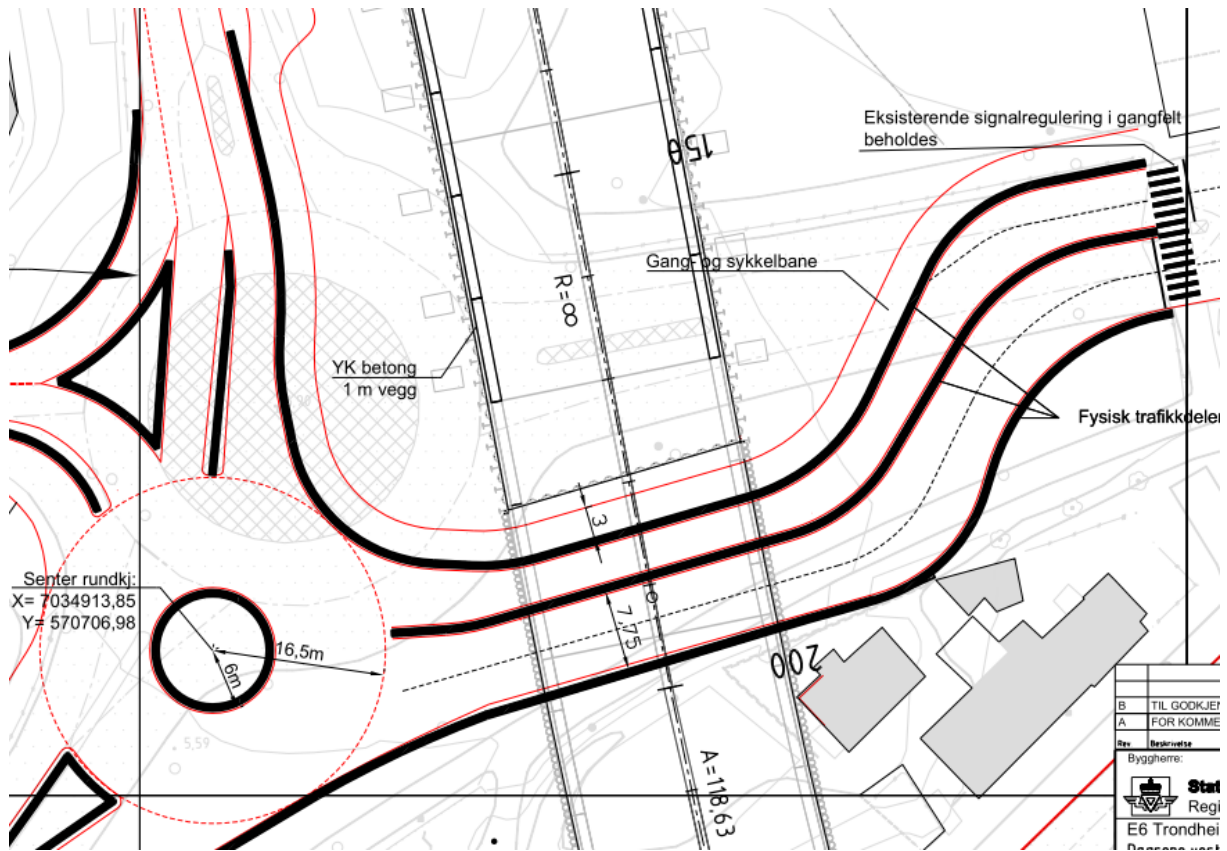
I fase 4-2 (Figur 25) ble Innherredsveien forskjøvet så langt mot sør som mulig. Rundkjøringen justert på nytt. Det frigjorde sonen fra P150 til 180 slik at spuntarbeider, kalksementstabilisering og jetpelearbeider kunne utføres i denne sonen.

I fase 4-3 (Figur 26) ble Innherredsveien lagt tilbake omtrent til opprinnelige trasé. Kalksementstabilisering, og jetpelearbeider inntil spuntveggene, kunne da starte opp sør for tverrspunten ved ca. P180. Det ble deretter gravd for montasje av øverste stiverrad der den midlertidige brua skulle monteres, og brufundamentene på utsiden av spuntveggene ble etablert. Midlertidige Mabey-bruer ble montert og skjøvet inn fra vest mot øst.

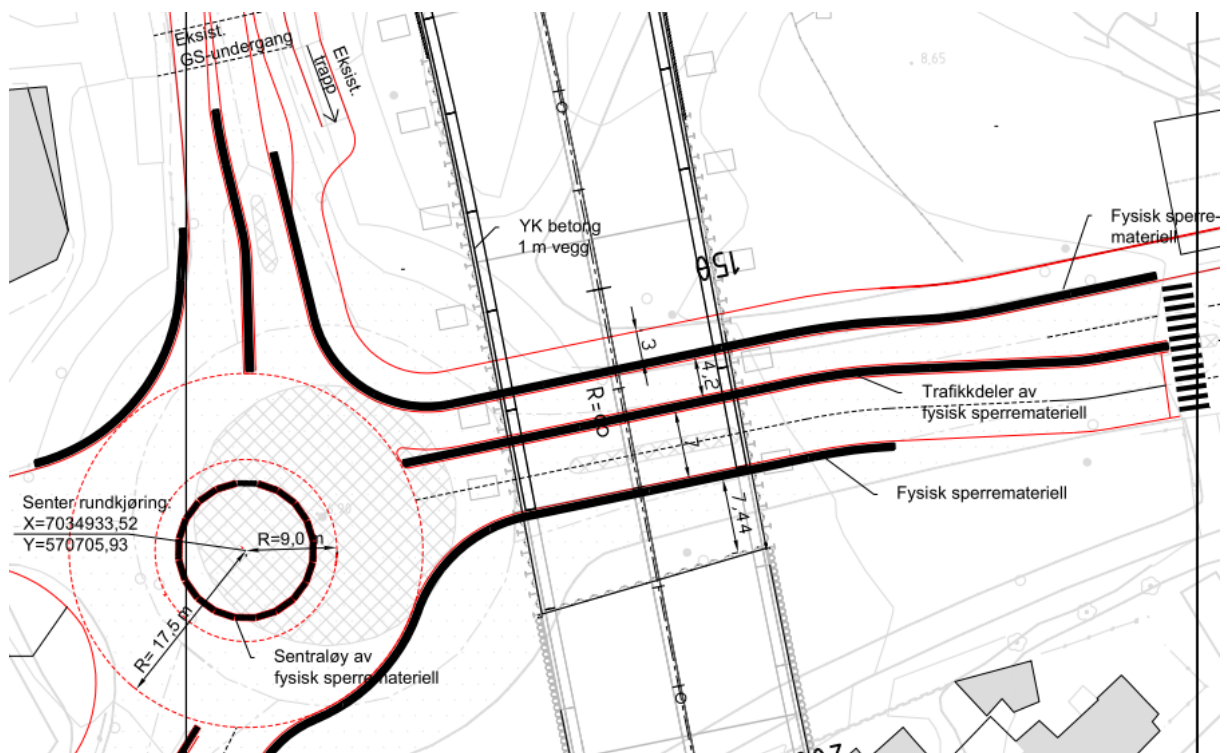
I fase 4-4 (Figur 27) ble Innherredsveien lagt over på de monterte midlertidige bruene, og arbeidene i byggegropen under bruene kunne fortsettes uavhengig av trafikken. Figuren viser også at denne trafikkløsningen muliggjorde en nødvendig avlastning av eksisterende terreng i en viss sone utenfor spuntveggene nord for P180, av hensyn sikkerhet mot bunnoppressing i denne sonen hvor det var svevende spunt ned til kote -20. All spunt sør for ca. P180 er spunt til berg (rørspunt-sonen). Fase 4-4 var en langvarig fase for hele den resterende byggeperioden, helt fram til utført tilbakefylling. Både bil-, buss- og gangtrafikk kunne pågå uten særlige ulemper.



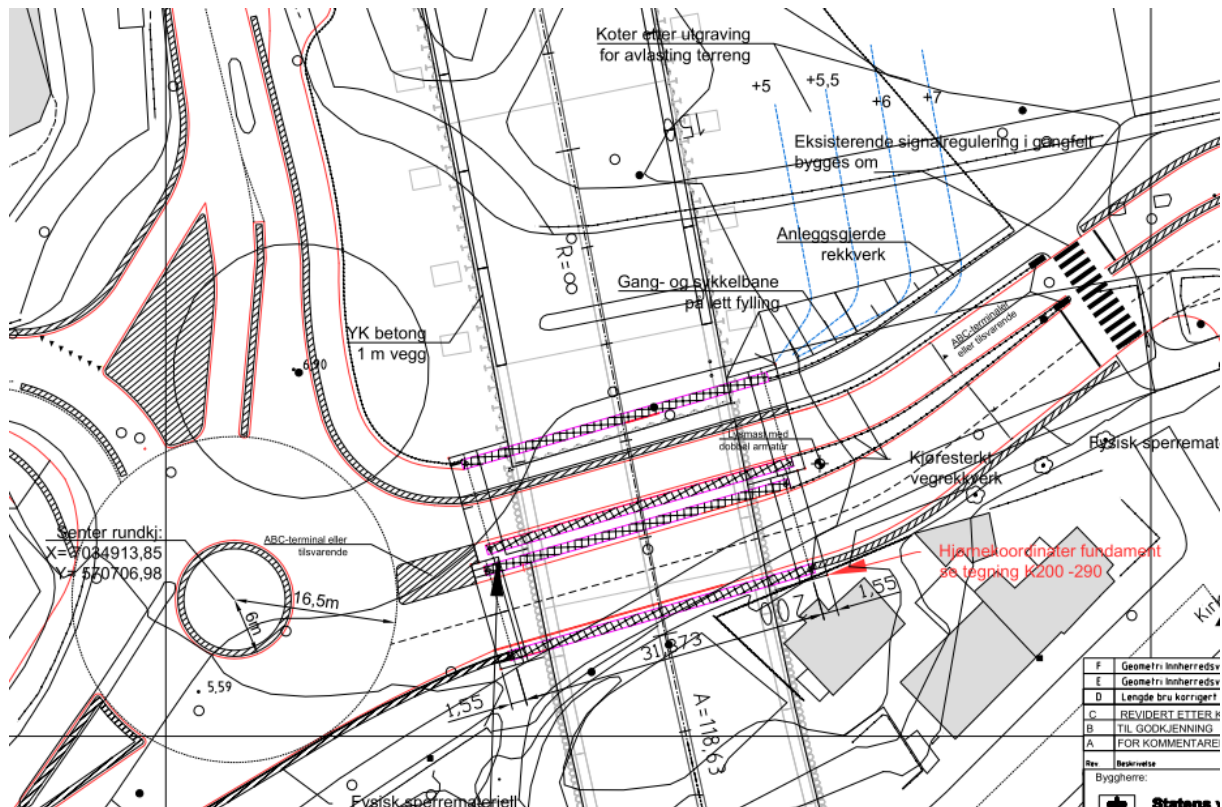
Figur 24. Fase 4-1



Figur 25. Fase 4-2



Figur 26. Fase 4-3

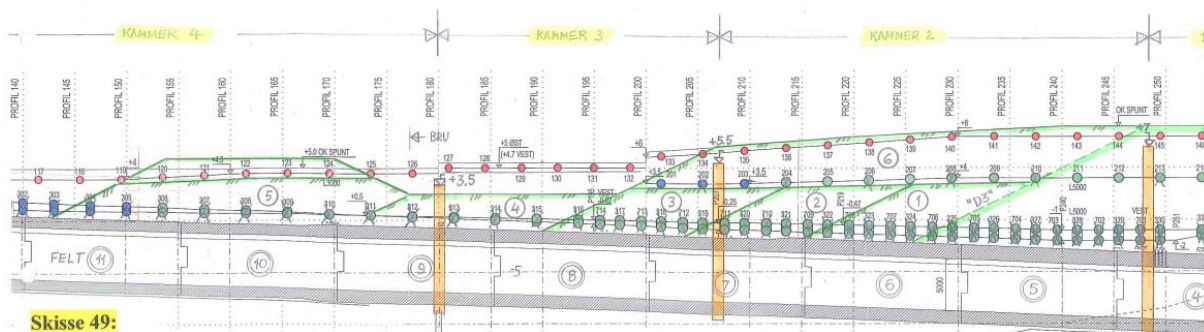


Figur 27. Fase 4-4

3.8 Seksjonering i ferdigtilstanden

Gjennom hele prosjektet var det viktig å begrense poretrykksreduksjonen mot omgivelsene mest mulig. Beskrivelse av dette er gitt i egne avsnitt.

Den naturlige grunnvannsbalansen i området er slik at grunnvannsnivået stiger fra ca. kote +2,5 ned mot Lademoen stasjon og den kryssende jernbanen i nord, til ca. kote +7 inne på Møllenberg-plataet der tunnelen går fra løsmassetunnel til bergtunnel. I sonen sør for Innherredsveien er det registrert poretrykk ved berg noe høyere enn hydrostatisk trykk regnet fra grunnvannsnivået. Det var ikke forventet at man skulle klare å reetablere det opprinnelige poretrykket fullt ut, dvs. re-etablere poreovertrykket ved berg. For å hindre at tilbakefyllingssonen skulle danne en lang drengroft i ferdigtilstanden, ble det etablert tettevegger av bentonitt, trinnvis som vist på Figur 28. På den måten fikk man også dannet kammerer, og det var til en viss grad mulig å styre vanntrykkene under arbeidene med tilbakefylling.



Skisse 49:

Skissen angir utførelse av Oppfyllingsetappe 2, med tilhørende kriterier knyttet til vanntrykkskontroll:

Grunnlag:

- «D3» utført. Fyllingsrekkefølge 1-6, evt 1-4 og 6-5.
- Masser tipper ned fra øst, ved ca P155-160, og kjøres inn til stoff fra «D3»-grensen og utover mot nord. Se Skisse 48.
- Bentonittskjermer bygges opp i takt med tilbakefyllingen.

Utførelse og vanntrykkskriterier er angitt for Kammer 1 – 4:

Kammer 4:

Vannstand ca kote -4 pr 16.04.13. Det kan fylles helt opp uten krav til heving av vannstanden. Vannstanden bør imidlertid heves til ca kote -1,5 i takt med hevingen i Kammer 3. Forutsetningen for kote -1,5 i Kammer 4 er at tunnelen, inkl takplate er støpt ferdig. I ferdigtilstanden skal vannstanden i Kammer 4 ikke overstige kote +2,6 nord for P80, lineært stigende til kote +5 ved P180.

Fylling for omlagt Innherredsveien er vist. Fylling først til uk stivere. Stivere fjernes, og det fylles opp til veg-nivå. Når de midlertidige bruene er fjernet fylles det videre opp i Kammer 3, først til uk stivere, og deretter videre opp.

Kammer 3:

Vannstand antatt ca kote -4, pr 16.04.13. Kan fylle opp til underkant stivere i 100-serien uten krav om at vanntrykket heves, men fyllingsnivå er i første omgang begrenset til ca 2 m under uk stivere. Av hensyn til vanntrykksbalansen mellom kammerne bør vannstanden i Kammer 3 heves til kote 0 i takt med hevingen til kote +2 i Kammer 2. Deretter kan det fylles helt opp i Kammer 3 uten ytterligere krav til vannstand, dvs fylling videre opp etter at de midlertidige bruene er fjernet.

Kammer 2:

Vannstand ca kote -4, pr 16.04.13. Kan fylle opp til underkant av stivere i 200-serien uten krav om at vanntrykket heves. Annenhver stiver i 200-serien demonteres, dvs stiver 210, 208, 206, 204 og 202. Vanntrykket heves likevel til ca kote +2 i takt med hevingen til +5 i Kammer 1. Deretter kan det fylles helt opp uten ytterligere krav til heving av vannstanden. Vanntrykkene i ferdigtilstanden reguleres av overkant bentonittskjermer.

Kammer 1:
Oppfyllingsetappe 1 er utført. Vannstand ca kote +1,5 pr 16.04.13. Forhåndsforberedelse pågår. Vanntrykket bør heves til kote +5 for husene re-etableres.

NCC/THA 03.05.2013

Figur 28. Avsluttende tilbakefylling med etablering av bentonitt-tetteskjermer.

4 Instrumentering og måleprogram

4.1 Poretrykksmålinger

I vedlegg 4 er plasseringen av poretrykksmålere vist. I seks av stasjonene med poretrykksmålere ble det brukt automatiske registreringer med 0,5 timers intervall. De manuelt avleste stasjonene ble avlest med varierende intervall avhengig av aktiviteten i byggegropa og observasjonene i de automatiske registreringene. Det var benyttet inntil tre målere i ulike nivåer ved hver stasjon. Resultatet av målingene er gjengitt i vedlegg 5. Det bemerkes at de gjengitte måleresultatene representerer daglige avlesninger som er overført fra nettavlesninger til Excel regneark underveis. De automatiske registreringene ut over dette er dessverre tapt.

4.2 Infiltrasjonsbrønner

I vedlegg 4 er det også angitt plassering og retning av infiltrasjonsbrønner i berg. Seks av disse ble installert på forhånd, slik at de kunne settes i drift umiddelbart når behovet ble observert. Det ble senere installert ytterligere en infiltrasjonsbrønn. Utenfor byggegropa, samt 4 i forskjæringa etter at den var sprengt ut. Infiltrasjonsbrønnene ble manuelt avlest.

4.3 Inklinometer

Plasseringen av inklinometerkanaler er vist i vedlegg 4. Disse ble målt i forbindelse med etapper i grave- og avstivningsprosessen. Utvalgt resultat er vist i vedlegg 8.

4.4 Setninger

Det ble før oppstart av anleggsarbeidene montert setningsbolter i et stort antall hus rundt den planlagte byggegropa. Setningsmålinger på enkelte hus startet 3-4 år før anleggsarbeidene for å få indikasjon på terrengsetningene i området. Typiske verdier av terrengsetninger ble registrert til 1-2 mm pr år. Dette kan ha sammenheng med fyllingsarbeider som ble utført mellom Innherredsveien og Nidelva i slutten av 1800-tallet og starten på 1900-tallet.

De monterte boltene måtte skiftes ut i 2010 da setningsboltene stakk langt ut fra veggen og ga på den måten feil registreringer pga deformasjon av bolten. Etter dette ble det montert hylser. Resultater fra setningsmålingene er vist i vedlegg 7.

5 Vurdering av måleresultater

5.1 Poretrykksmålinger

Måleresultatene er vist i vedlegg 2 (rørspuntforsøk) og i vedlegg 5 (poretrykksmålinger).

Poretrykket på Møllenberg var før byggestart noe høyere enn hydrostatisk trykk. Terrenget stiger sør for anleggsområdet opp mot Rosenborg og videre opp mot Tyholt og Kuhaugen. Høydeforskjellen er totalt på ca. 90 m. Poretrykksmålinger i berget i dette området viser et stigende trykk med stigende terreng, men det finnes dreiskanaler i form av bergrom og jernbanetunnel. Poreovertrykket på Møllenberg mates tydeligvis gjennom berget.

Ved boring av prøvespunt ble det påvist at poretrykket ved berg kortvarig ble kraftig påvirket nært røret. Påvirkningen var stor ved start av hammer for boring i morene og / eller berg. Totaltrykkcelle montert på røret viser en trykkvariasjon på ca. 15 m stighøyde, mens det i poretrykksmåler 0,5 m fra viser variasjon på 3-4 m stighøyde. I en avstand på 7 m fra røret er boringen knapt nok målbar.

Totaltrykksmålingene viser at trykket ved pelen er noe høyere enn hydrostatisk trykk i noen timer. Ca. et døgn etter avsluttet boring er trykket tilbake til normalt trykk (normalt trykk på totaltrykkceller er poretrykk + hviletrykk fra jord). Poretrykket ved berg 0,5 m fra røret er tilbake til verdien før boringen i løpet av kort tid.

Poretrykksmålingene viser utslag under boring av rørspunten, men disse utslagene er kortvarige. Poretrykket normaliseres kort tid etter at rørspuntboringen har passert. Poretrykksmålinger nært spuntveggen viser store reaksjoner når det utføres injeksjonsarbeider i berg. De nærmeste målerne har mange meter poretrykksøkning ved injeksjon, for deretter å normaliseres.

Poretrykket synker når gravingen starter. Dette henger sammen med lekkasjepunkter langs spuntveggene og i tetteskjermen under spuntveggene. Lekkasjene ble observert som små oppkommer på innsiden av spuntveggene. Det ble da iverksatt etterinjeksjon for å begrense lekkasjene. Infiltrasjonsbrønner ble også satt i drift.

Det var i utgangspunktet satt grenser for hvor stor poretrykksreduksjon som kunne aksepteres før tiltak skulle iverksettes. For flere poretrykksmålere med mindre enn 25 m fra byggegropa ble det observert større poretrykksreduksjon enn de satte grenseverdiene. Selv om det ble arbeidet iherdig med ettertetting og infiltrasjon var poretrykksreduksjonen ved berg større enn 2 m stighøyde i forhold til hydrostatisk trykk i flere punkt over mange måneder. Poretrykket i avstand mer enn 50m fra byggegropa har vært upåvirket av anleggsarbeidet gjennom hele byggeperioden.

Etter at tilbakefylling startet steg poretrykket etter hvert, infiltrasjonsbrønnene kunne dermed stenges og demonteres. Ved ferdig tunnel er poretrykket tilbake til opprinnelig nivå, dvs. et lite poreovertrykk ved berg.

Under gjennomføringen av anleggsarbeidene oppstod det feil på flere av poretrykksmålerne. Disse feilene har flere årsaker, dels ved direkte ødeleggelse av anleggsarbeidene og dels ved at målere hadde stått lenge slik at de gikk ut av kalibrering. Det er krevende å skifte ut målere under anleggsarbeidene siden tilkomsten kan være vanskelig. Dessuten er det store mengder kabler og ledninger i bakken som medfører begrensninger i hvor målere kan settes ned. Sett i etterkant ville det vært en fordel å sette ned flere målere nært byggegropa, som kunne vært i reserve for målere som sluttet å fungere. Byggherren hadde ansvaret for installasjon av målere og avlesning av poretrykket.

5.2 Infiltrasjon

Infiltrasjonsbrønnene ble installert før anleggsarbeidene startet. De var ute av drift fra installasjon til gravearbeidene startet. Flere av brønnene viste seg å ta lite vann når de ble satt i drift. Dette kan skyldes at sprekker som ble åpnet ved trykksetting under installasjon hadde lukket seg. Det kan også skyldes tetteinjeksjon for enkelte brønner, selv om dette anses som lite sannsynlig for de fleste brønnene. Enkelte av infiltrasjonsbrønnene ble trykksatt med for høyt trykk, noe som medførte at poretrykket steg høyere enn ønskelig. Dette kan i enkelttilfeller ha medført kanaldannelse i leira over berg. Under arbeidet med forskjæring i berg ble det installert 4 infiltrasjonsbrønner fra forskjæringa. Disse brønnene ble satt i drift umiddelbart, og hadde en god virkning på poretrykket.

I tillegg til konvensjonelle infiltrasjonsbrønner ble det også etablert noen rør gjennom leira ned til berg. Disse brønnene ble fylt med vann, slik at vannstanden konstant stod i terreng. Dette hadde en god effekt på poretrykket lokalt. Det var krevende å holde disse brønnene i drift ved kaldt vær.

Det er grunn til å tro at poretrykksreduksjonen ville vært betydelig større uten disse infiltrasjonsbrønnene. En automatisk avlesning på webside ville forenklet drift av brønnene. Byggherren hadde ansvaret for avlesning av infiltrasjonsbrønnene.

5.3 Inklinometer

Inklinometerkanaler ble installert i rørspunten. Kanalene ble senket ned i rørene sammen med armeringskurvene. Bergfestet ga et sikkert nullpunkt i foten inntil sprenging av forskjæringa. Det var da en viss usikkerhet omkring nullpunktet på enkelte av kanalene.

Avlesning av kanalene ble utført for hver grave og avstivningsetappe. I tillegg ble det utført supplerende avlesninger når samme situasjon var uendret over lang tid, samt når det var overraskende resultater.

Måleresultatene viste uten unntak at grenseverdiene for deformasjon ikke ble overskredet. Kontraktskravet på horisontaldeformasjon av spunt var satt til 0,25 % av gravedybden.

5.4 Setninger

Det ble utført setningsmålinger på et stort antall hus rundt byggegropa. Målingene viste før byggestart en setningshastighet på 1-2 mm/år i området. Ved måling av retthet på husene over grunnmur kan det se ut til at mange hus i området har hatt skjevsetninger på 10-15 cm i sin levetid. De fleste husene er bygd omkring år 1900 +/- 20 år. De fleste husene er laftede trehus i to etasjer.

Antallet setningsmålinger er for få til å gi entydige forklaringer på årsakene til setningene. For de nærmeste husene ser det ut til at setningene før gravearbeidene innenfor spuntveggene startet, var ca. 20 mm. Av dette er det 2-4 mm som er normal setningshastighet for hele området. Det bemerkes at det var kun punkter nærmere enn 10 m fra spunten som har setninger større enn bakgrunnsverdiene.

Etter at gravearbeidene startet og poretrykksreduksjonene oppstod ble det registrert setninger som helt klart skyldes anleggsaktiviteten. Maksimale registrerte setninger er av størrelsesorden 16 cm. Av dette er 0,5-1 cm bakgrunnssetninger. Setningene som skyldes anleggsaktiviteten er begrenset til et område innenfor en avstand på to ganger gravedybden i løsmasse. De maksimale setningene er inntil ca. 0,75 % av gravedybden.

Måleresultatene indikerer at setningene i hovedsak skyldes poretrykksreduksjon som følge av lekkasjer, og horisontaldeformasjon av spunt. Måleresultatene indikerer også at det er begrensede setninger fra rørspuntinstalleringen. Influenssonen fra rørspuntinstallasjon ser ut til å være mindre enn halvparten av rørspuntdybden.

6 Risikovurderinger

Statens vegvesen valgte høsten 2008 å anvende en ny anskaffelsesform, «Konkurransepreget dialog» for den planlagte 300 m lange løsmassetunnelen i kvikkleire i entreprisen for E6 Trondheim, Dagsone vest. Dette var første gang denne anskaffelsesformen ble brukt i Norge.

Prosjekt- og prosessledere i Statens vegvesen var fra dag 1 klare på at risikovurderinger skulle inngå i prosjektutviklingen, i et samarbeid med entreprenørene som konkurrerte om å få jobben.

Statens vegvesen definerte følgende 4 hovedkrav knyttet til levering av Skisseprosjekt, forut for dialogfasen:

1. Skisser som beskriver hvordan oppdraget er planlagt utført. Ved hjelp av plan, lengde- og tverrsnitt skal det vises hvordan tunnelen foreslås etablert.
2. Metodebeskrivelser. Dvs. beskrivelser av produkter, metoder, organisering og noen løsningsdetaljer.
3. Usikkerhetsvurdering. Usikkerheten skal belyses i form av en risikoplan, der en kan identifisere uønskede/kostnadsdrivende forhold med årsaker, mulige konsekvenser og grad av sannsynlighet.
4. Estimert over kostnader.

Tiden for utarbeidelse av Skisseprosjekt var knapp, spesielt for NCC, siden ingen i vårt team hadde kjennskap til prosjektet fra tidligere faser. I praksis hadde vi 5 uker på oss for å utarbeide et Skisseprosjekt. Når det gjelder pkt 4. Usikkerhetsvurdering, avstedkom dette en del interne diskusjoner i NCC om hvordan vi på dette stadiet, best kunne tilfredsstille byggherrens krav. Vår besvarelse bestod av en redegjørelse for arbeidsmetode for vurdering av usikkerhet og risiko i henhold til våre interne rutiner i NCC. Videre identifiserte vi de risikomomenter som vi mente var aktuelle for vår løsning, uten at disse på dette tidspunkt ble gjenstand for nærmere analyser. Til slutt påpekte vi en del forhold vedrørende ansvar og risiko, som kunne få konsekvenser for prisingen i et senere tilbud.

Skisseprosjekt datert 9. mars 2009 ble presentert for SVV 11. mars 2009, i det som ble kalt dialogmøte 1. Skisseprosjektet ble videreutviklet fram mot dialogmøte 2, 1. april 2009, basert på kommentarer og spørsmål fra SVV. Til dialogmøte 2 forelå det ingen systematisk risikomatrix. De grunnleggende tekniske løsningene hadde størst fokus, men bak disse lå det fra NCCs side bevisste valg når det gjelder å velge robust løsninger med så lav risikoprofil som mulig. Hensikten var å utvikle systematikken i risikovurderingene videre gjennom dialogfasen. Det forelå ingen bestemt mal for dette, hverken fra NCCs eller SVVs side, så vi opplevde dette som et slags nybrottsarbeid.

Utdrag fra referat fra dialogmøte 2, 1. april 2009:

«Pkt. 7 Videre prosess.

SVV over sender uke 16/2009 en risikomatrix til NCC basert på løsningsforslaget slik det nå framstår. SVV og NCC gjør innledningsvis individuelle vurderinger av denne matrixen. Det er SVVs forventning at det skal defineres korrigerende/motvirkende tiltak for alle risikoforhold med risiko over en spesifisert akseptgrense. SVV ønsker at denne prosessen pågår fram til neste møte og at partene i dialogen utveksler sine risikobetraktninger underveis. Målsetting for neste møte er å definere fyllestgjørende korrigerende/motvirkende tiltak i den grad risikovurderingen underbygger behov for dette. SVV forventer at møtet avslutter dialogen omkring de tekniske aspekter, og at resten av dialogen benyttes til å fastsette ansvars- og risikofordeling som skal legges til grunn for tilbudsfasen og eventuell kontrakt.»

Rammeverket for en mulig risikomatrix begynte med dette å ta form. Basert på et rammeverk fra SVV (utarbeidet av byggeleder Anders Beitnes) utviklet NCC sin matrix videre fram mot dialogmøte 3, 7. mai 2009. Dette arbeidet pågikk parallelt med at NCC i denne perioden forberedte et forslag til SVV om bruk av rørspunt som byggegrop-vegg i den indre sonen av byggegropa, hvor en god overgang mellom spuntvegg og berg var avgjørende. Videre så vi på muligheter for små linjustering for å gjøre byggegropa smalere, samt at vi gjorde detaljstudier av bergforhold for å justere påhugg og dermed oppnå en kortere byggegrop. Begge disse 2 siste forhold ville ha betydning for antallet hus som måtte rives eller flyttes før byggestart.

Det er viktig å understreke at NCC i denne prosessen, og generelt gjennom hele dialogfasen, involverte flere parter i diskusjonene, dvs. underentreprenører og eksterne rådgivere, i tillegg til sentrale personer i egen organisasjon. Resultatet ble et bra gjennomarbeidet dokument: Vurdering av risiko og usikkerhet, risikomatrix, framlagt for SVV på dialogmøte 3, 7. mai 2009. Risikomatrixen for NCCs løsningsforslag ble gjennomgått på dialogmøte 3.

Viktige forhold vedrørende poretryksreduksjoner og setninger ble behandlet i risikomatrixen, og avstedkom viktige tekniske diskusjoner på dialogmøte og i tiden etterpå. På den måten kan vi si at fokuset på usikkerheter og risiko førte til en bevisstgjøring omkring risikoelementer, noe som skjerpet alle de involverte.

Fram til siste dialogmøte 4, 2. juni 2009, ble det ikke gjort særlig mer med den foreliggende risikomatriksen, bortsett fra supplerende innspill fra SVV v/byggeleder Anders Beitnes. Dette illustrerer det viktige forhold at prosessen omkring utvikling av en god risikomatrikse foregikk i et samarbeid mellom partene, til tross for at det ennå ikke var inngått noen kontrakt. Det er verdt å påpeke at vi på det tidspunkt fortsatt var i en innledende dialogfase, forut for senere tilbudsarbeid, og at SVV på det tidspunkt hadde dialog med flere entreprenører. Vi i NCC opplevde det slik at byggherren på dette tidspunkt var tilfreds med detaljeringsgraden i NCCs risikomatrikse, og anså den tilstrekkelig for en endelig samlet vurdering av NCCs løsningsforslag.

Kort tid etter avsluttet dialog, fikk vi i NCC invitasjon til å gi tilbud på den foreslåtte løsningen. Dette lå i kortene før avslutningen av dialogen, og NCC startet derfor planleggingen av tilbudsarbeidet umiddelbart etter avsluttet dialog. Det endelige konkurransegrunnlaget for tilbudsarbeidet forelå 24. juni 2009. Under del C Kontraktsbestemmelser ble kravene omkring risikovurderinger beskrevet nærmere. Dette tas med i denne orienteringen, siden det belyser hvor grundig dette ble forberedt og vektlagt:

«C2.7.6 Risikovurdering

Total entreprenøren skal sørge for at det finnes arbeidsinstruks for aktiviteter som medfører risiko. Der Statens vegvesen allerede har utarbeidet arbeidsinstruks (for eksempel i håndbøker), skal disse følges med mindre hovedbedriftens egne instruks er strengere en Statens vegvesens.

Byggherren utfører prosjektrisikovurdering, det vil si risikovurdering ut fra prosjektets rammebetingelser som kan innebære fare for liv og helse. Totalentreprenøren skal utføre arbeidsrisikovurdering, det vil si risikovurdering for valgt framgangsmåte for utførelse av den enkelte aktivitet som kan innebære fare for liv og helse.

Totalentreprenøren skal utarbeide detaljerte risikoanalyser. Sikker-Jobb-Analyser (SJA), arbeidsinstruks og lignende med utgangspunkt i Byggherrens prosjektrisikovurdering og Totalentreprenørens selvstendige arbeidsrisikovurderinger, skal utarbeides. Følgende forhold skal vektlegges spesielt:

- *Arbeid som innebærer særlig risiko for denne kontrakt, herunder blant annet:*
 - *Fare for ikke å opprettholde tilstrekkelig poretrykk i grunnen*
 - *Uønskede deformasjoner*
 - *Utfordringer knyttet til transport, logistikk og leveranser*
 - *Arbeider som kan utsette omgivelser for større belastninger enn forutsatt*
- *Anvendelse av helse- og miljøfarlige stoffer og materialer*
- *Arbeidsprosesser med særlig risiko som nødvendigvis skal utføres i områder som samtidig skal være arbeids-, ferdsel- eller oppholdsområde for andre*
- *Andre forhold som Byggherren gjør oppmerksom på, eller som Totalentreprenøren oppdager*
- *Arbeidsoperasjoner knyttet til framtidig drift og vedlikehold*

Totalentreprenøren skal kontinuerlig ajourføre et register som viser alle arbeidsoperasjoner som kan være risikofylte for denne kontrakten, angi risikomoment og aktuelt tiltak/henvisning. Der det er aktuelt, beskrives også plassering eller utstrekning på arbeidsstedet.

Arbeidsinstruks skal forelegges Byggherren senest en uke før oppstart av de aktuelle arbeidsoppgavene. Hvilke vurderinger som er gjort skal kunne framlegges skriftlig. Totalentreprenøren kan ikke påberope framleggelse for Byggherren som begrensende for sine forpliktelser etter dette punktet. Arbeidsinstruksene skal være underskrevet av det stedlige verneombudet. Arbeidsinstruks for relevante risikoutsatte arbeidsoperasjoner skal oppbevares hos hovedbedrift og hos HMS-koordinator.

Den enkelte virksomhet skal oppbevare alle aktuelle arbeidsinstrukser, gjennomgå og informere alle aktuelle arbeidstakere om hvordan disse arbeidsoppgavene kan utføres på en sikker måte.»

Risikovurderingene og risikoanalysene er det overordnede arbeidsredskap. Avsnittet ovenfor, fra kontraktsgrunnlaget, beskriver på en god måte hvordan dette så tas videre inn i det daglige arbeidet på en anleggsplass, i form av SJA, arbeidsinstrukser, informasjon ut til alle involverte osv.

Avsnittet ovenfor synliggjør de forhold, relatert til risiko-oppfølging, som Totalentreprenøren måtte ta hensyn til og bygge inn i sitt tilbud. Tilbudet som ble levert ved månedsskiftet august/september 2009 inneholdt ingen oppdatert risikoplan, men tankegangen var implementert gjennom dialogfasen. Så langt i prosessen var risikoplanen et redskap og et hjelpemiddel for å oppnå tekniske løsninger med akseptabelt risikonivå. Hensikten var imidlertid å bruke dette redskapet videre inn i utførelsesfasen, og regelmessig vedlikeholde og revidere risikomatrisen.

Kontrakt mellom SVV og NCC ble inngått 26. oktober 2009. Deretter fulgte en intens prosjekterings- og planleggingsfase; først for å få fram tilstrekkelig grunnlag for de første aktivitetene ved anleggsstart, men prosjektering og planlegging pågikk videre, parallelt med utførelsen, gjennom hele prosjektet. Hele prosessen var en sammenhengende kjede av parallelle aktiviteter som beregninger, utarbeidelse av tekniske detaljer, tegningsproduksjon, godkjeningsprosess mot Vegdirektoratet, utarbeidelse av arbeidstegninger, utfyllende skisser, byggeplassoppfølging og dokumentasjon.

For å følge opp risikovurderingene inn i utførelsesfasen ble det nedsatt følgende 5 arbeidsgrupper som skulle ta for seg risikovurderingene knyttet til utvalgte viktige hovedaktiviteter:

- A. Kalksementstabilisering
- B. Installasjon av rørspunt
- C. Injeksjon og tetting
- D. Arbeider i byggegrop generelt (mange parallelle aktiviteter innenfor en begrenset sone)
- E. Berguttak og bergsikring

Egne gruppemøter ble avholdt, med representanter fra de parter som var involvert. Hensikten var selvsagt å sikre rett kompetanse plassert i rett gruppe, og at man på denne måten kunne gå meget detaljert til verks innenfor hvert fagområde. Arbeidene i disse gruppene ble ledet av NCCs kvalitetssikringsleder Per Nautvik, som ajourførte risikomatrisen kontinuerlig. I tillegg til byggeleder Anders Beitnes bidrog Sigbjørn Rønning, Multiconsult, betydelig i denne prosessen. Rønning var gjennom hele utførelsesfasen innleid til SVV for å ivareta geoteknisk oppfølging fra byggherrens side.

Så ble det avholdt nokså regelmessige fellesmøter med alle gruppene, for en felle gjennomgang og status, men etter behov.

Igjen bør det understrekes at alle parter, fra byggherre, hovedentreprenør, til underentreprenører og rådgivere var viktige bidragsytere i denne prosessen. I den grad arbeidet i disse gruppene kunne få kontraktsmessige konsekvenser ble det løftet opp på et høyere nivå, dvs til byggemøter. Gjennom hele prosessen rådde en felles oppfatning og målsetting hos alle parter om at risikovurderingene skulle bidra til å senke risikonivået i prosjektet.

Det henvises for øvrig til rapporter utarbeidet i forbindelse med BegrensSkade DP5 - Risiko.

7 Samhandling og kommunikasjon

7.1 Prosjektorganisasjon

Byggherrens organisasjon har bestått av følgende personer:

Funksjon	Navn
Prosjektleder	Harald Inge Johnsen
Delprosjektleder	Erik Østmo
Byggeleder	Anders Beitnes
Assisterende byggeleder	Leif Arne Hafstad
Kontrollingeniør geoteknikk	Svein Hove
Kontrollingeniør geoteknikk	Sigbjørn Rønning
Kontrollingeniør betong	Terje Nygård
Kontrollingeniør betong	Øyvind Bjøntegård
Kontrollingeniør betong	Anders Aalberg
HMS-koordinator	Anita Wist
Støttefunksjon trafikk	Solveig Martinsen
Støttefunksjon trafikk	Asta Krattebøl
Støttefunksjon KS	Mattis Myhre
Støttefunksjon KS	Martin Myhre

Norconsult ved Arne Engen har utført uavhengig kontroll for byggherren på den geotekniske prosjekteringen som er utført av NCC.

Statens vegvesen Vegdirektoratet har både gjennom kontraheringsfasen og i byggefasen bistått byggherren med rådgiving.

Nøkkelpersonene hos NCC har vært:

Funksjon	Navn
Prosjektleder NCC	Svein Arne Henriksen
Anleggsleder NCC	Even Thun
Anleggsleder grunnarbeider NCC	Kurt Myrabak
Prosjekteringsleder NCC	Sven-Inge Asplund
HMS-ansvarlig NCC	Per Nautvik
Geotekniker NCC	Torgeir Haugen
Prosjekterende, Sweco	Per Stenhamar og Olav Aakre
Anleggsleder Kynningsrud	Snorre Johansen
Anleggsleder Hallingdal Bergboring	Sverre Bjella
Anleggsleder Härcales grundlegning AB	Tommy Morquist

Det ble gjennom prosjektet avholdt byggemøter med 2 ukers intervall. I forkant av disse møtene ble det avholdt geoteknikkmøter. I disse møtene deltok geoteknikere fra entreprenør og byggherre, samt prosjekterende Sweco. Månedlig deltok uavhengig kontrollerende på geoteknikk, Arne Engen og Vegdirektoratet ved Frode Oset deltok.

I disse møtene ble de siste måleresultatene ble framlagt og diskutert og utførte arbeider siste periode ble vurdert. Videre ble det lagt stor vekt på planlagte arbeider i kommende periode med hensyn på mulige utfordringer ved dette. Kontraktsmessige forhold ble holdt utenfor dette forumet.

All kommunikasjon ble dokumentert på Statens vegvesens web-hotell. Dette omfattet både måleresultater, møtereferater, tekniske avklaringer og endringshåndtering. Muntlig avklarte forhold ble bekreftet skriftlig enten via web-hotellet eller på epost. I den grad epost ble benyttet ble denne dokumentasjon i endringshåndtering og tekniske avklaringer.

Ansvarsfordelingen var i de fleste tilfeller klar mellom entreprenør og byggherre. Takket være god samarbeidsånd i prosjektet ble selv uklare punkter håndtert på en grei måte.

Ved uenighet om kontraktsmessige forhold og ansvar ble dette lagt fram for konfliktløsingsrådet.

For mer detaljert beskrivelse av disse forholdene, se Statens vegvesens erfaringsrapport fra prosjektet.

7.2 Oppfølging av grunn- og fundamenteringsarbeider

Oppfølgingen av grunnarbeidene ble utført av erfarne geoteknikere både fra NCC og Statens vegvesen. Oppfølgingen omfattet samling og systematisering av måledata, samt daglige befaringer i byggegropa.

Byggherren hadde ansvaret for poretrykksmålinger, infiltrasjonsbrønner og setningsmålinger. Entreprenøren hadde ansvaret for inklinometermålinger og rystelsesmålinger.

I forbindelse med prøvespuntingen var det et større instrumenteringsprogram som inngikk i tillegget entreprenøren hadde for å benytte rørspuntmetoden. Alle måledata ble grundig framlagt og diskutert i geoteknikkmøtene.

8 Konklusjon

Prosjektet har vært gjennomført med en ny kontraheringsform, «konkurranspreget dialog», der entreprenøren har utviklet prosjektet i samråd med byggherren før kontraktsinngåelse. Personene som har deltatt i utviklingsfasen har også vært sentrale i gjennomføringen av arbeidene. Dette har gitt et eierskap til løsningene som har hatt stor betydning for at prosjektet har blitt vellykket. Det har også hatt betydning at uavhengig kontrollører har deltatt i geoteknikkmøtene.

Videre er den måten risiko er håndtert i prosjektet, med flere oppdateringer av risikomatrix under utførelsen, en viktig faktor for suksessen i prosjektet.

Når det gjelder rørspuntboringen viser poretrykksregistreringene at installasjonen av rørspunt har gitt svært små endringer i poretrykket. Under oppstart av senkborhammer for boring i faste lag er det 1-1,5 bar trykkendring inntil røret ved spissen (se målinger med totaltrykkcelle). I en avstand på 0,5 m fra prøvespunken er trykkpåvirkningen nede i 0,2-0,4 bar. I en avstand på 7 m fra røret er det ikke merkbar trykkendring. Endringen i trykk reduseres raskt (i løpet av minutter), og er tilbake til førtilstand i løpet av ca. et døgn. Poretrykket i området var uendret fram til gravearbeidene startet. Når gravingen startet oppstod det små oppkommer som følge av lekkasjer under spunken eller

gjennom berget. Selv om etterinjeksjon ble igangsatt sank poretrykket ved berg til 0-4 m under hydrostatisk. Det er ikke registrert poretrykkpåvirkning fra anlegget mer enn 50 m fra byggegropa.

Setningsregistreringene skulle helst ha vært utført i flere omganger i de interessante periodene, men dette er ikke utført. Imidlertid finnes det registreringer fra før rørspunten ble installert til før gravearbeidene startet. Fra rørspuntboringen var fullført til gravearbeidet ble startet gikk det seks måneder. I denne perioden er de maksimale setningene på ca. 20 mm i noen få punkter. Det er kun i området 0-10 m fra spunten at det er registrert setninger større enn bakgrunnssetningene.

Etter at graving og avstiving startet sank poretrykket og setningene økte i hastighet. Det er registrert 16 cm setning i to punkt. Dette er maksimalverdier. Av disse setningene må det påregnes at omtrent 10 mm er områdesetninger på Møllenberg. Setningene er begrenset til et område i avstand ca. 2 x gravedybden.

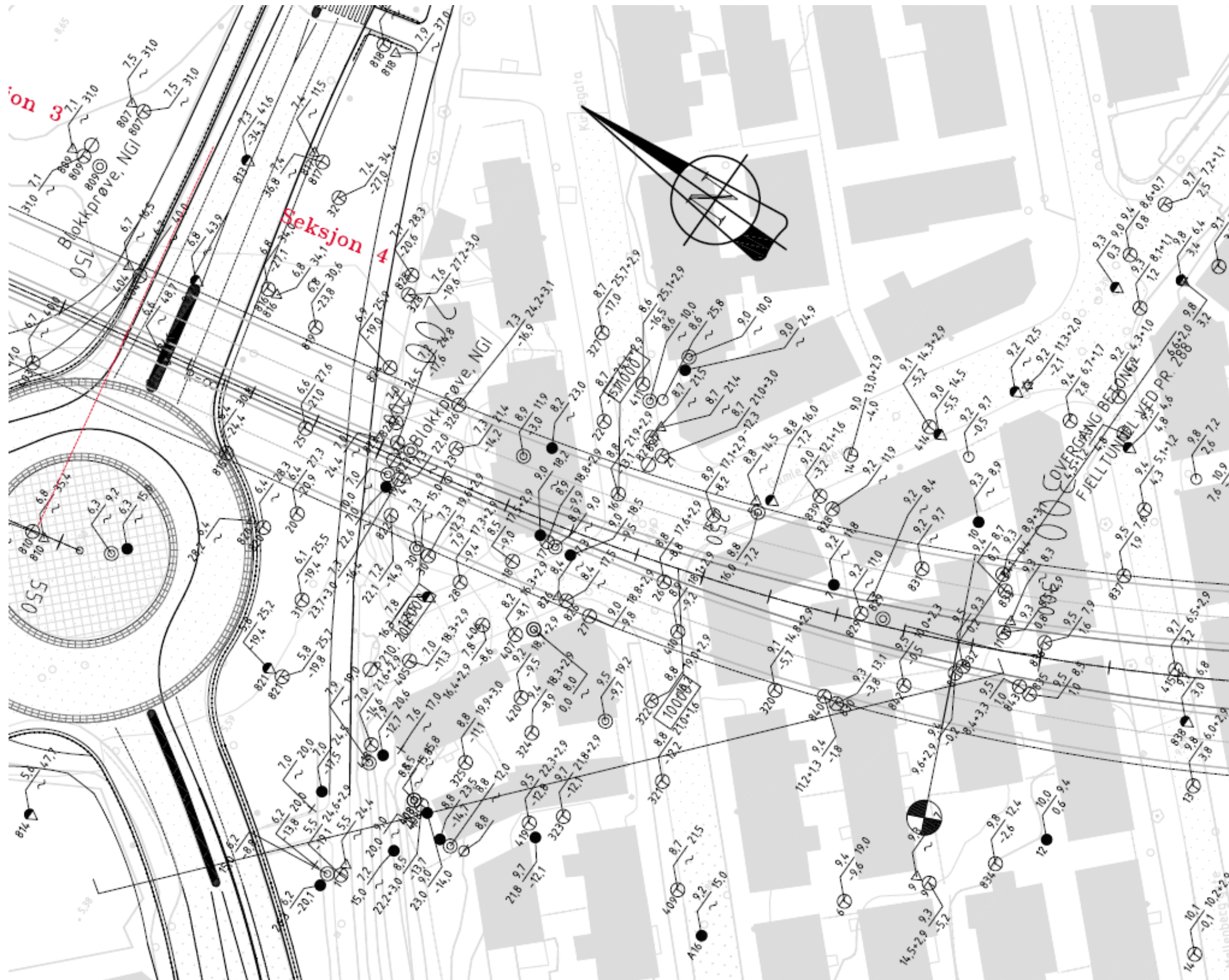
Delprosjekt nr.: 4

Dokumenttittel: "E6 Trondheim Stjørdal, Parsell Trondheim, Løsmassetunnel Møllenberg"

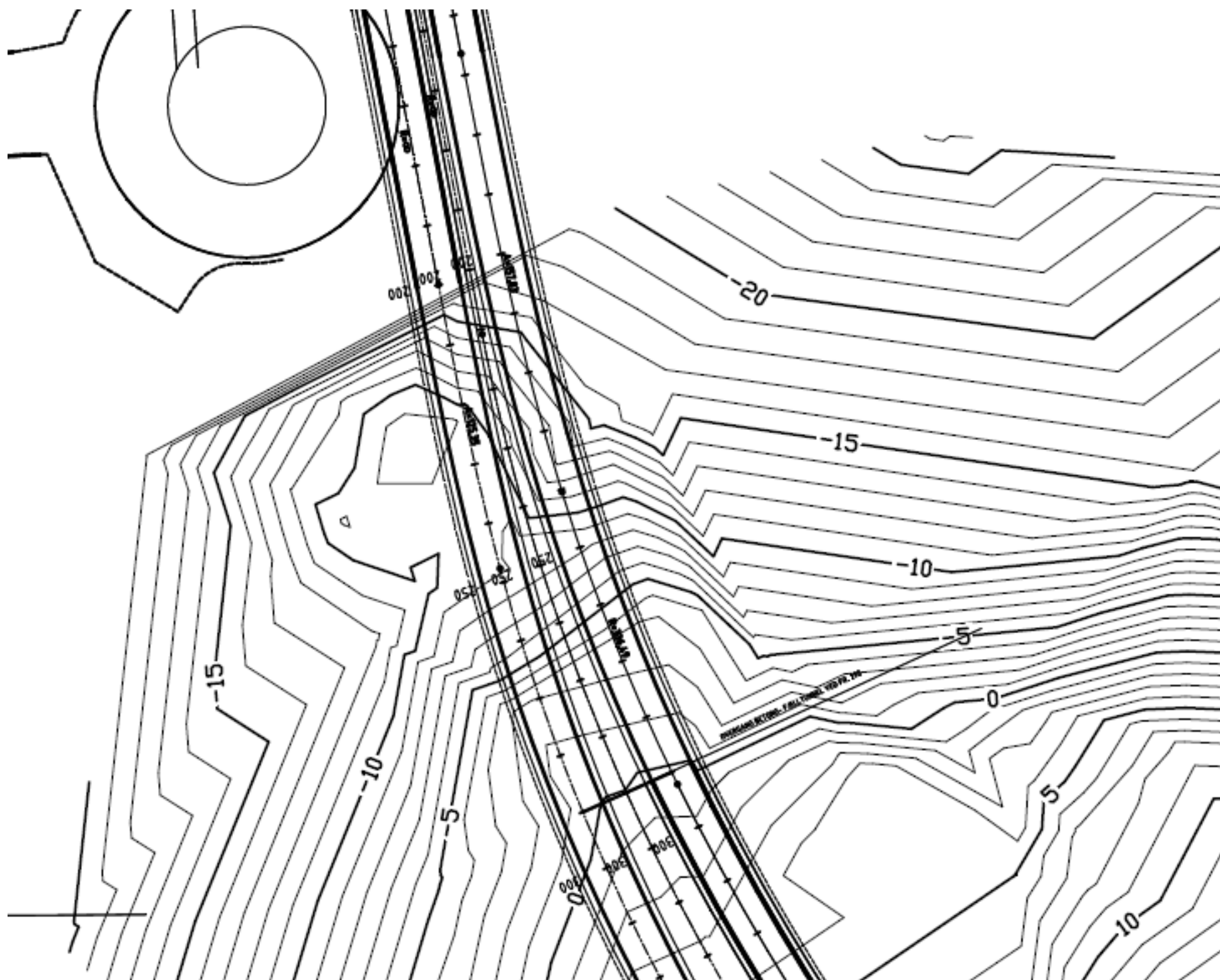
Date: 2015-02-27

Rev.nr.: *Rev.nr.*

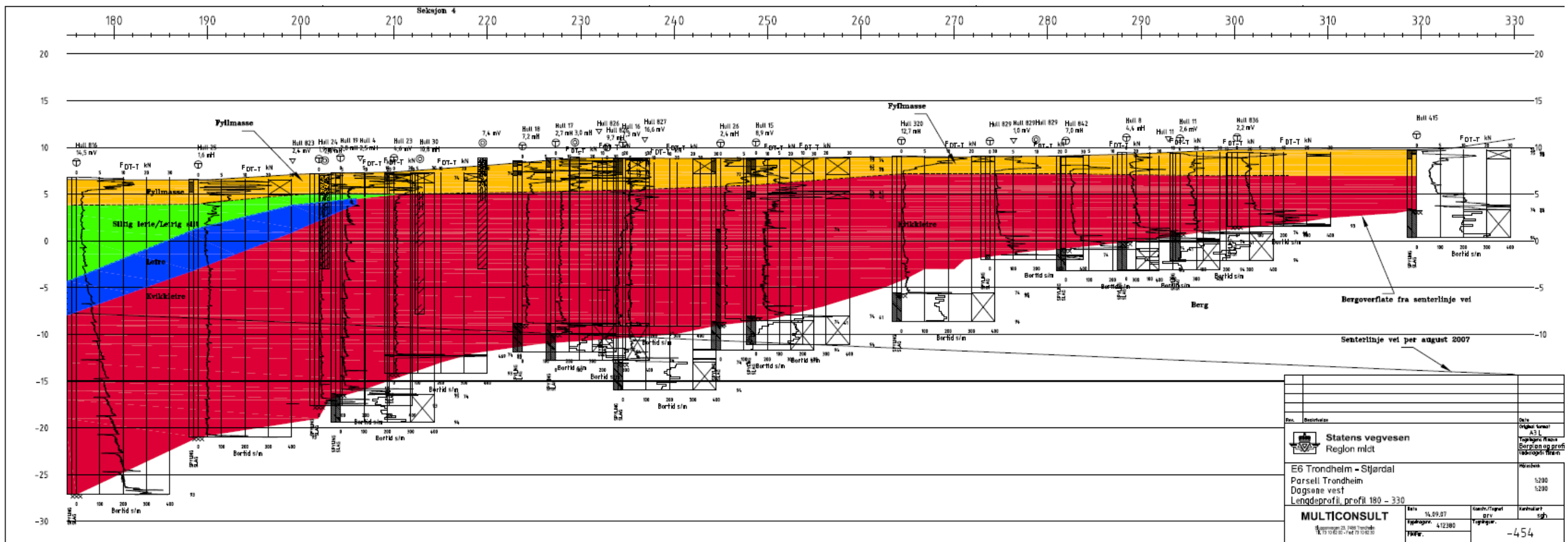
Vedlegg 1



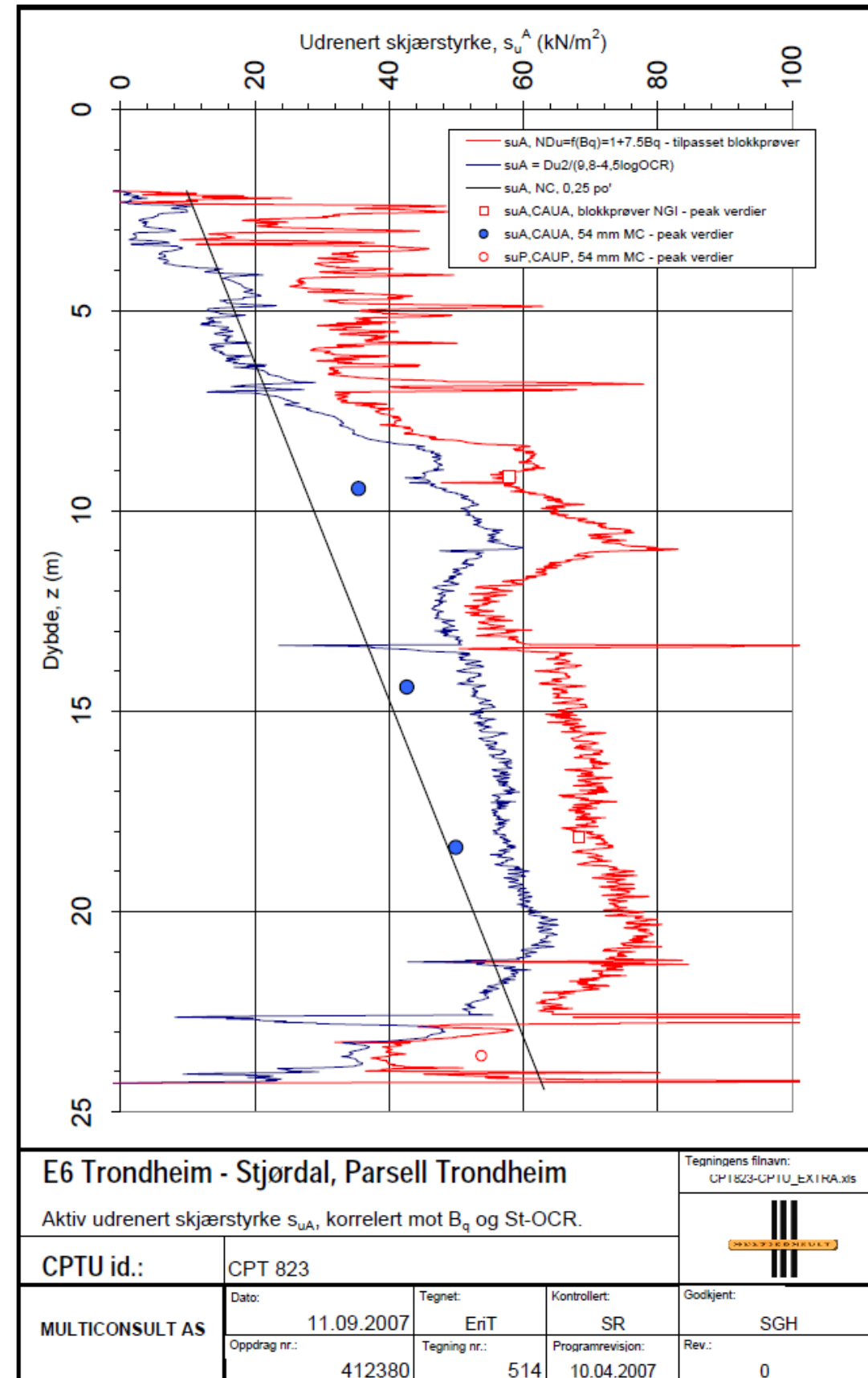
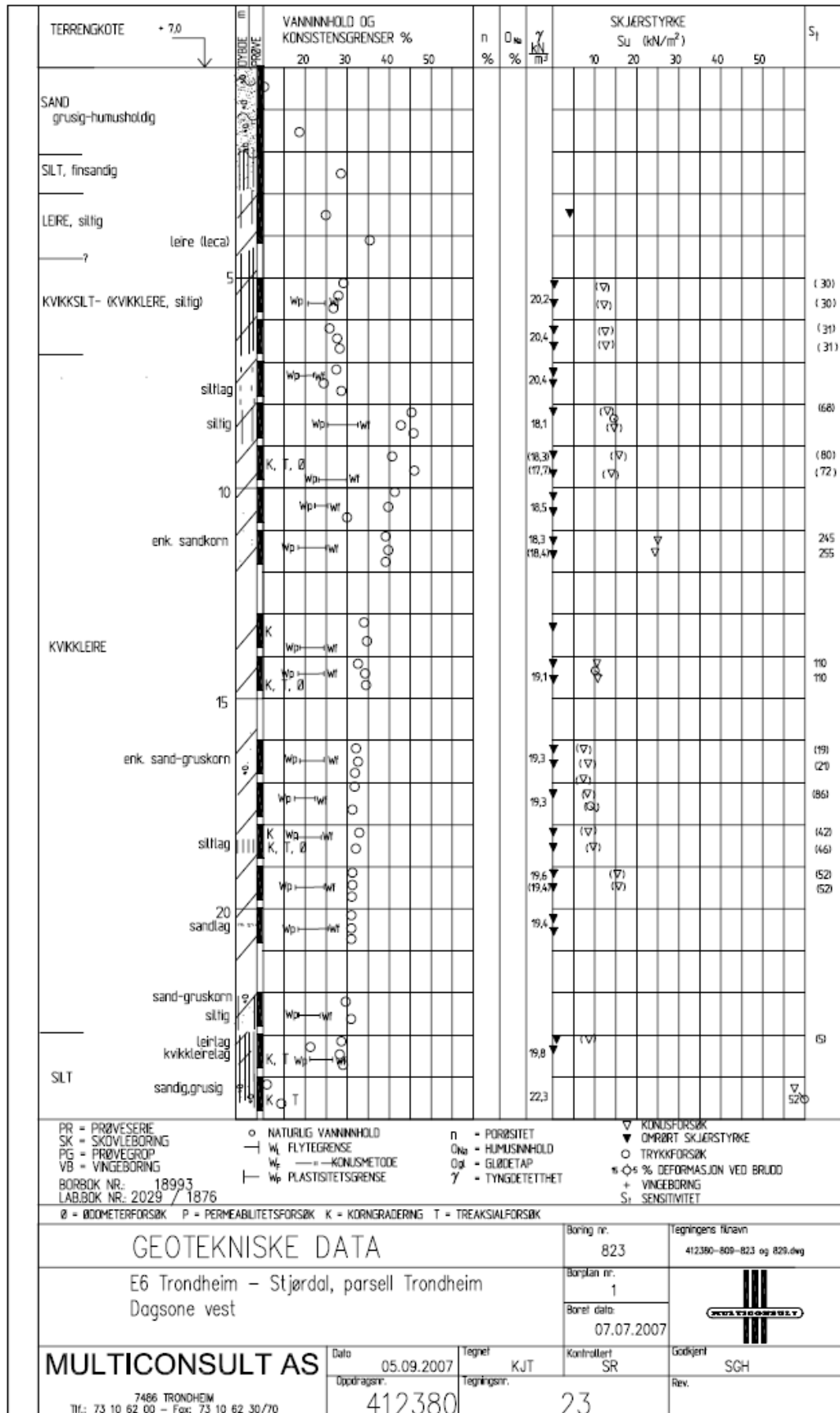
Figur 1 Utsnitt av borplan. Kilde Multiconsult, rapport 412380-1



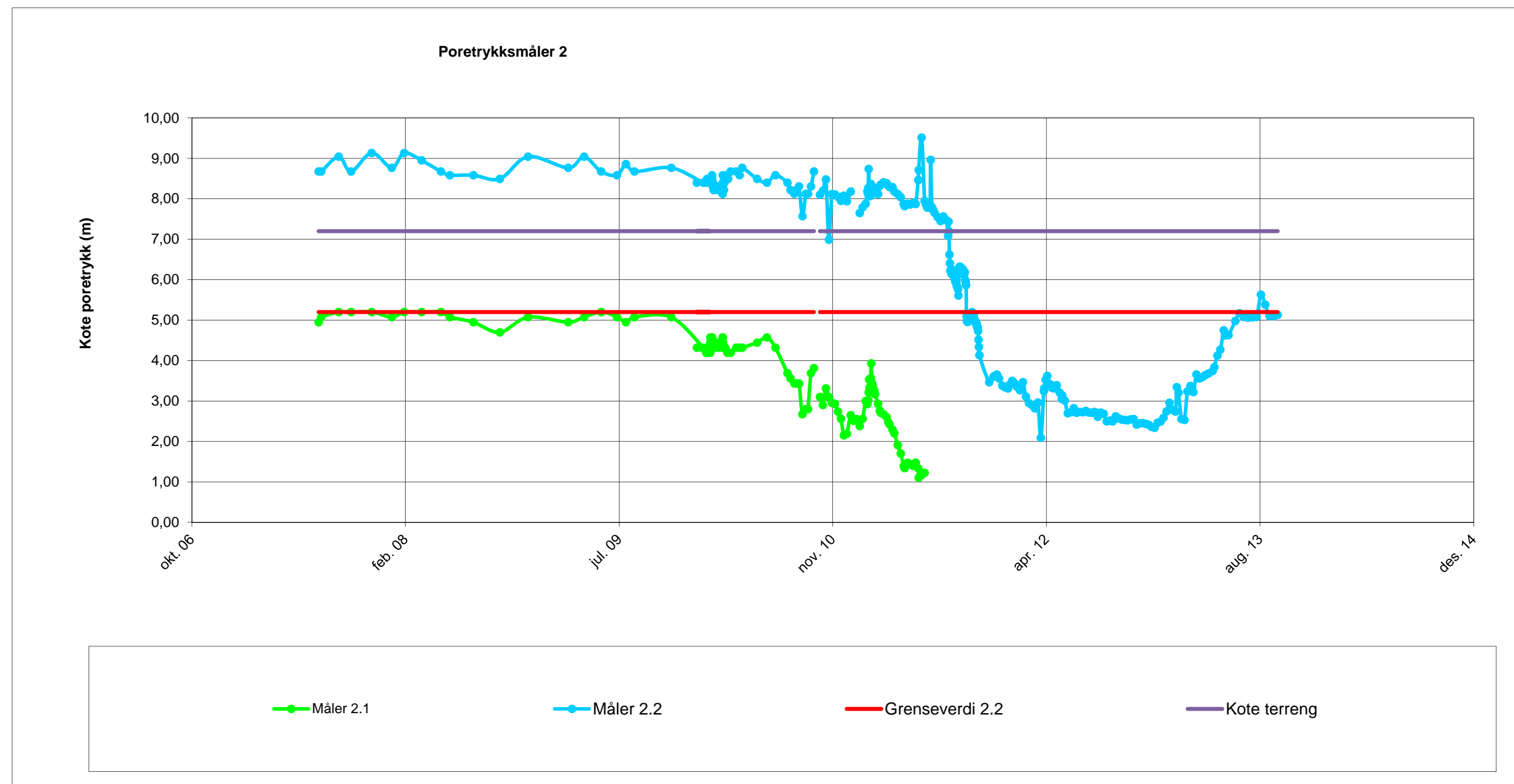
Figur 2 Utsnitt av fjellkotekart generert fra fjellkontrollboringer og boringer uten sikker fjellbestemmelse. Kilde Multiconsult, rapport 412380-2



Figur 3 Lengdeprofil av aktuelt område med tolkede grunnforhold. Kilde Multiconsult, rapport 412380-2



Figur 4 og 5 Geotekniske data og tolket skjærstyrke fra CPTU fra sentralt borehull. Kilde Multiconsult, rapport 412380-1



Figur 6 Illustrasjon av poretrykk fra før byggestart. Kilde Statens vegvesen

Poretrykksmåler 2.1 står i 6m dybde (i leire)

Poretrykksmåler 2.2 står i 19m dybde ved berg

Poretrykk målt før årsskiftet 2009/2010 er upåvirket av anleggsarbeidene.

Delprosjekt nr.: 4

Dokumenttittel: "E6 Trondheim Stjørdal, Parsell Trondheim, Løsmassetunnel Møllenberg"

Date: 2015-02-27

Rev.nr.: *Rev.nr.*

Vedlegg 2

Notat 2010-09-30

Måleresultater i tilknytning til rørspuntforsøk, rør R3

Utarbeidet i felleskap av Statens vegvesen v/Sigbjørn Rønning

Kvalitetssikring v/Anders Beitnes (SVV) og v/Torgeir Haugen (NCC)

0. Sammendrag

Poretrykk

Poretrykksmålingene 0,5m fra rørspuntforsøket viser en respons på ca 20 kPa poretrykksøkning under nedsetting av hvert rør. Ved boring med luft sank poretrykket til noe under normale verdier i området ved det første rørforsøket. Resultatet av poretrykksmålingene tyder på følgende:

1. Påført poreovertrykk i kvikkleira tar lang tid å drenere ut.
2. Det er poretrykkskommunikasjon gjennom morenelaget langs fjellet.
3. Poreovertrykket ved fjell punkteres ikke ved boring av rørspunt.

Trykkcelle

Resultatet av trykkcellene på rørspunten tyder på noe massefortrenging under boring til 4-10m dybde. Deretter har omrøring av kvikkleire ført til et væsketrykk tilsvarende omrørt kvikkleire opp til terreng. Det målte trykket under nedboring av røret samsvarer med effektivt horisontalt jordtrykk pluss målt poretrykk. Ved boring med luft sank trykket til under hydrostatisk poretrykk opp til terreng i trykkcella. Etter at røret entret fjell med full tverrsnitt økte trykket igjen til væsketrykk med tung væske. Reduksjonen i trykk ved boring med luft på rør R2 kan indikere at røret ble forskjøvet horisontalt ved entring av berg.

Inklinometer

Resultatet av inklinometermålingene indikerer at det har vært massefortrenging under nedsetting av det første røret de øverste ca 5-10m. Deretter er påvirkningen fra rørspuntforsøket liten ned til 3-4 m over fjell, der sannsynligvis luft i massen har ført til en viss bevegelse. Etter det andre rørforsøket viser inklinometermålingen en liten bevegelse inn mot røret. Pga plassering av kanalen i forhold til rør 2, antas nedsetting av dette røret å ha liten påvirkning på inklinometerkanalen. Bevegelsen inn mot det første røret kan forklares ved konsolidering av omrørt sone.

CPTU

Resultatet av CPTU-forsøkene 0,5, 2,0 og 4,0m fra rørspuntforsøket tyder på at kvikkleira er påvirket av forsøket i en radius mellom 0,5m og 2m fra røret. Leira 0,5m fra røret er noe påvirket av forsøket, men den er langt fra fullstendig omrørt. Etter at det siste røret ble installert ble det utført CPTU i avstand 0,1m og 1,0m, ca 1mnd og ca 3mnd etter installasjon av rørene. Resultatene fra disse undersøkelsene viser at rekonsolidering til 50-70% av opprinnelig styrke i kvikkleira er gjenvunnet. Resultatene må anses som orienterende, da det er noe usikkerhet omkring detaljene. Det som med sikkerhet kan sies, er at noe av styrken i leira er gjenvunnet etter at leira har vært fullstendig omrørt.

Generelt

Generelt viser måleresultatene at kvikkleira er påvirket av rørspuntforsøket i en avstand mellom 0,5m og 2,0m fra røret. Påvirkningen ved 0,5m avstand antas hovedsakelig å være i form av spenningsendringer under utførelsen av rørspunten. Her er det minst to forhold som kan ha betydning:

- Massefortrenging under nedsetting av øvre del av rørspunt. Vi har klare indikasjoner på at dette har skjedd i dybdeintervall 0-5 m. Observasjoner under nedsetting av rør 2 indikerer at massefortrengning kan ha skjedd så dypt som 10m.
- Luftlekkasje langs utsiden av røret ved entring av fjell, som har medført et midlertidig lavere horisontaltrykk. Dette har medført tøyninger i jordvolumet omkring som framkommer som en påvirkning på CPTU-sondering A.
- Ved nedsetting av rør R2 ble det ikke observert luftlekkasje på utsiden av røret.
- CPTU-forsøkene i omrørt sone en og tre måneder etter installering antyder en rekonsolidering til ca 50-70% av opprinnelig styrke.

1. Innledning

I forbindelse med planleggingen av ny løsmassetunnel gjennom Møllenberg har NCC planlagt bruk av rørspunt som bores gjennom kvikkleira inn i fjell. Som et ledd i beslutningsgrunnlaget for valg av metode er det utført instrumenterte forsøk med boring av rørspunt.

2. Gjennomføring av forsøkene med rørboring

2.1 Rør nr R3 i opprinnelig posisjon torsdag 4. februar:

En 12 m lengde ble satt ned og avsluttet ca kl 16. Lengde 2 innsatt boretårn og forberedelser gjort for å fortsette dagen etter. Det var usikkerhet med hvor mye boring i fjell ville støye, og man valgte ikke å provosere med støyende arbeid etter kl. 18:00. Spyling/gjennomstrømming stoppet for å unngå utomfattende utspyling av kvikkleire.

Neste dag lot det seg ikke gjøre å oppnå spyling, da det hadde kommet leire inn i maskinen. Forsøket ble avbrutt, og under opptak ble det etterfylt lettflytende mørtel. Forbruk ca 4,5 tonn tørrstoff = ca 3 m³ tilsvarende 10 m rørstreng. Vi tolker at det hadde skjedd en innpressing av leire tilsvarende 3 m lengde da krona ble tatt opp.

Lærdom av dette forsøket:

Det skal ikke gjøres stopp i nedsetting med boret i en posisjon i kvikkleire.

2.2 Rør nr R3 i ny posisjon torsdag 8. februar:

Forsøk med rør, R3, ble instrumentert med:

- Poretrykksmålere, 0,5m fra rør (dybder 6m, 13m og 18,3m) og ca 7m fra rør (dybder 6m og 19m).
- Inklinometer ca 0,7m fra rør R3.
- Trykkcelle 0,5 m over bunn rør.
- CPTU-sonderinger, 0,5m, 2,0m og 4,0m fra rør R3.

Rør nr R3 ble utført den 8. februar. De enkelte måleresultatene er behandlet og diskutert i andre deler av notatet. Følgende observasjoner ble gjort under utførelsen:

- Penetrasjon under boring gjennom leire var 0,5 – 1,0 m/min.
- Det ble ikke registrert massestrøm langs utsiden av røret.
- Fra ca 4 m dybde strømmet masse/vann over kanten på røret.
- Totaltrykksmåler like bak fronten viste opp mot 2 x væskehøyden, falt noe ved stillstand og økte litt under bevegelse.
- Poretrykksmålerne viste opp mot 0,5 m trykkstigning like etter at borefronten passerte.

- Svært mye av utspylt masse kom ut mellom rørtopp og pakkboks, noe som medførte utrivelig arbeidsplass og manglende kontroll med returstrømmen.
- Prosessen gir ikke anleggsstøy av betydning så lenge nedsetting foregår i leire.
- Når boret møtte masser med grus og stein, oppsto flere situasjoner med forkiling, men det lot seg fortsatt bore med spyling og uten slag i ca 0,5 m. Total dybde var da ca 18 m med 6 m gjenstående høyde over bakken.
- Maskinen ble så omstilt for boring/spyling med luft, pakkboksen ble løftet fra for å gi god visuell kontroll med returstrømmen og man satte på fullt lufttrykk for å tømme slam ut av røret.
- Boring med og uten slag fortsatte, med gjentatte forkilinger som ble løst ved å trekke boret noen cm tilbake tilsvarende slakk/frihetsgrad i inngrepet med ringkrona. Dette medførte kraftige rykk i boreriggen og synlige bevegelser i spunnrøret
- Bergoverflaten ble nådd etter ytterligere ca 20 cm boring.
- Under denne prosessen begynte det å komme opp luft utenfor rørveggen og terrenget fikk kraftige bevegelser "som kokende grøt" i ca 3 m diameter.
- Totaltrykkmåleren viste et kraftig fall i trykket, tolket som "mammutpumpe"-effekt av luftspylingen.
- Masse kom også over rørkanten, men helst i støt, med grus og småstein innblandet.
- Søle sprutet ut og griset til alt som befant seg innen radius på 10 – 15 m.
- Samtidig må spunnrøret ha beveget seg under påskråming, slik at det roterte ca 15 grader mot høyre og dro seg "utfor bakke" til en skjevstilling som anslås til 0,5m i foten.
- Når boret etter alt å dømme hadde entret berget, ble forholdene omkring returmasse roligere og bevegelsene i riggen mindre, men det oppsto nå merkbare rystelser i grunnen og metallisk slaglyd fra toppen av røret. Det fortsatte å komme luft opp på utsiden av røret, men nå i form av mindre luftbobler i en mer kontrollert strøm.
- Boringen fortsatte ca 0,6 m i berg, og forsøket ble avbrutt.

Det ble fylt inn ca 3 m³ pukk for å stabilisere/kompensere sølekrateret omkring røret. Dette ble ansett nødvendig for i det hele tatt å kunne ha folk i nærheten av røret.

Totaltrykkmåleren steg igjen til noe som tilsvarer 1,6 x dybde under terreng. Se eget diagram.

Poretrykkmåleren ved bergoverflaten viste tydelig reaksjon. Det vises til diagram for dette.

2.3 Rør nr R2 i ny posisjon torsdag 5. mars:

Det andre røret ble satt den 5/3-2010. I forhold til første rør var følgende endringer utført:

- Atlas Copco har levert endret borkrone med enklere forbedret system for returluft.
- Hallingdal bergboring gjennomførte oppstart av luftboring ved topp av steinrikt morenelag.

Forsøk med rør R2 ble instrumentert med:

- Poretrykksmålere, 0,5m fra rør (dybder 6m, 13m og 18,3m) og ca 7m fra rør (dybder 6m og 19m).
- Inklinometer ca 1,2m fra rør R2 (og 0,7m fra rør R3).
- Trykkceller 0,5m, 7m og 13m over bunn rør.
- CPTU er utført i avstand ca 0,1m og 1,0m ca en måned etter installering av rør, og etter ca tre måneder etter installering av rør.

Dette notatet summerer opp måleresultatene. Det gis også vurdering av sannsynlige årsaker til de enkelte av måleresultatene.

Følgende ble observert under nedsetting av rør R2:

- Start boring ca kl 08:00.
- Noe innledende rotasjon med spyling, før rør begynte å bores ned ca kl 09:00.
- Sakte nedboring til 6 m dybde før montering av trykkcelle 2.
- Start videre nedboring ca kl 09:45.
- Vann kommer over rørtopp fra ca 7m dybde.
- Stor friksjon i låser, sakte framdrift. Skyldes sannsynligvis unøyaktigheter i låseskjøter.
- Leirvann kommer over rørtopp ved rørsmiss i ca 9m dybde.
- Avsluttet i ca 11m dybde for skjøting ca kl 11:00.
- Skjøting og montering av trykkcelle 3.
- Oppstart boring etter skjøting av rør kl 14:30.
- Morenelag nådd ca kl 15:00.
- Innboring i morene og fjell med luft – ingen lekkasje av luft på utsiden av røret.
- Boring avsluttet ca kl 15:30

3. Instrumentering

I tilknytning til nedsetting av første rørspuntnål ble det gjennomført følgende instrumentering og registrering:

- Nedsetting av poretrykksmålere 0,5 m fra planlagt rørspuntforsøk. Målinger av poretrykk i både i forkant, under og etter forsøket. Målingene også utført på andre målere i nærheten.
- Trykkcellemålinger ved spissen av rørspunten. Kontinuerlig registrering av trykk under hele installasjonsfasen av røret, samt registrering av trykk i flere døgn etter installasjonen var fullført. Målerne er intakt og måles fortsatt flere måneder etter fullføring av forsøket.
- Inklinometerkanal plassert på byggegropside av planlagt rørspuntforsøk. Nullavlesning 2 uker før forsøket. Ny måling dagen etter nedsetting av rør R3.
- Etter rørinstallasjonen ble det utført CPTU-sonderinger i 3 punkt, henholdsvis 0,5 m, 2,0 m og 4 m fra røret.

I tilknytning til nedsetting av rørspunt nr R2 ble følgende tilleggsinstrumentering og registreringer gjennomført:

- Målinger av poretrykk i både i forkant, under og etter forsøket. Målingene også utført på andre målere i nærheten.
- Trykkcellemålinger på 3 nivåer på røret. Kontinuerlig registrering av trykk under hele installasjonsfasen av røret, samt registrering av trykk i flere døgn etter installasjonen var fullført.
- Avlesning av inklinometerkanal etter gjennomført forsøk.

Vertikaldren montert på østre side av rør R2.

CPTU-sonderinger er utført ca en måned etter installasjon av rør R2 i avstand 0,1 m og 1,0m fra ytterkant rør. Samme operasjon er gjennomført ca 3 måneder etter installasjon av rør R2.

For plassering av instrumentering og rør, se vedlegg 1.

4. Måleresultat

4.1 Poretrykksmålinger

Poretrykksmålingene i området for den planlagte løsmassetunnelen har vært utført siden februar 2007. Resultatene viser at det er et poreovertrykk ved fjell. Poreovertrykket ser ut til å avta omtrent lineært med dybden opp til grunnvannstand 1-2 m under terreng. Ved fjell ser det ut til å være et poreovertrykk tilsvarende 2-4 m stighøyde. Poretrykket ser ut til å variere med årstid og nedbør. Den naturlige variasjonen i måleperioden ser i hovedsak ut til å være innenfor 1-1,5m stighøyde.

Under boring av rør R3 og rør R2 gjennom kvikkleira ble det observert en stigning i poretrykket, i målerne i 6 og 13m dybde, på ca 2m stighøyde i måleren ved spissen av rørspunten. I 6 m dybde stabiliserte poretrykket seg midlertidig på dette nivået. For måleren i 13 m dybde sank poretrykket gradvis ned mot et stabilt trykknivå i løpet av tiden skjøting av rør pågikk. Poretrykksmåleren ved fjell fikk en poretrykksøkning tilsvarende ca 1m stighøyde når rørspunten entret morenelaget. Når lufthammeren ble satt i gang sank poretrykket i alle 3 målerne umiddelbart, men steg igjen raskt (i løpet av minutter) til minimum "normalt" poretrykk. Poretrykket er på opprinnelig nivå ca 2 måneder etter fullføringen av forsøket.

For poretrykksmålere ca 7m fra rørspuntforsøket og i punkt 827 var det ingen respons før luftboring ble satt i gang. Responsen i disse målerne var inntil 0,4m stighøyde, og den ser ut til å være størst ved fjell. Endringen i poretrykket hadde en varighet på noen få dager.

Resultatet av målingene tyder på følgende:

1. Påført poreovertrykk i kvikkleira inntil rørforsøket tar lang tid å drenere ut.
2. Det er poretrykkskommunikasjon gjennom morenelaget langs fjellet.
3. Poreovertrykket ved fjell punkteres ikke ved boring av rørspunt, selv ikke ved påmontert vertikaldren.

For resultater av poretrykksmålinger, se vedlegg 2.

4.2 Trykkcelle

Trykkceller ble levert og avlest av Sintef v/Torgeir Jensen.

Under boring av rør R3 steg trykket i cella tilsvarende 500% av hydrostatisk trykk ved entring av leira, for deretter å avta til ca 200% av hydrostatisk trykk ved 6m dybde. Ved videre nedboring ser det ut til at det målte trykket ligger i nærheten av målt poretrykk pluss hviletrykk fra massen.

Sammenligning av målt trykk i forhold til vanntrykk alene viser et trykk tilsvarende 140-170% av hydrostatisk trykk.

Når lufthammer for boring i berg ble satt i gang sank trykket til ca 70% av hydrostatisk trykk, inntil fullt tverrsnitt av boringen var i fjell. Da steg trykket igjen til 120-140% av hydrostatisk trykk. Etter avsluttet boring steg trykket raskt opp til ca 170% av hydrostatisk trykk. Deretter sank trykket gradvis igjen over de nærmeste dagene til et trykk som samsvarer bra med teoretisk effektivt horisontalt jordtrykk pluss poretrykk. Måleren står nå i overgangen mellom fjell og morene, og det antas at videre variasjoner hovedsakelig vil skyldes endringer i poretrykk.

Resultatet av målingene tyder på at det under de første metrene av boringen var noe massefortrenging.

Under boring av rør R2 steg trykket i cellene ved spissen tilsvarende som ved forsøk med rør R3. Resultatet viser at det oppstår et økt trykk langs røret under hele installasjonsperioden. Etter at installasjonen er fullført synker trykket sakte ned, tilsvarende erfaringen fra rør R3.

I vedlegg 3 er resultatene fra trykkcellemålingene framstilt i forhold til nedpressingsnivå og tidsskala.

Resultatene er sammenlignet med hydrostatisk trykk i forhold til egenvekt på væske på 10 kN/m^3 (vann) og 20 kN/m^3 (omrørt kvikkleire).

4.3 Inklinometermålinger

Inklinometer kanal ble satt ned den 25/1-2010 av firmaet Tyrens under veiledning fra Statens vegvesen v/Tor Helge Johansen. Kanalen ble satt ned, vannfylt for å redusere oppdriften. Kanalen måtte holdes nede til morgenen de 26/1, for å unngå at den fløt opp. Utgangsmåling på kanalen ble utført den 26/1-2010 av Tor Helge Johansen. Inklusive innmåling av kanaltoppen. Like før forsøket ble kanalen kappet ned 1,00m. Det ble ikke utført ny innmåling etter nedkappingen. Etter rørspuntforsøket den 8/2-2010 ble ny måling utført den 9/2-2010 av Sigbjørn Rønning. Ny innmåling ble utført av topp kanal. Etter at rør R2 ble satt ned den 5/3-2010 ble ny inklinometeravlesning utført den 16/3-2010. Resultatet av målingen er gjengitt i vedlegg 4. Det er i figurene ikke korrigert for horisontalforskyvning av hele kanalen. På figur er positiv retning mot rørspuntforsøket (ca vest).

Topp rør er innmålt den 9/2-2010 av Nidaros oppmåling:

Punkt nr 8201:

X-koordinat: 7 034 894.325

Y-koordinat: 570 740.086

Høyde (Trondheim lokal): 7,112

Siden innmåling etter kapping av rør ikke ble utført, er det ikke mulig å si noe om totalbevegelsen av kanalen. Ut fra den relative bevegelsen ser vi at formen på kurven er så godt som identisk i dybdeintervallet 5-14 m. Det er derfor grunn til å tro at bevegelsen her har vært liten. Fra terreng til ca 5m dybde har kanalen blitt skjøvet bort fra røret. Nederst kan det se ut til at kanalen har beveget seg noe inn mot røret.

Det beskrevne bevegelsesmønsteret for toppen av kanalen kan forklares ut fra følgende alternativer:

1. Det har skjedd en massefortrenging under nedsetting av rørsputen til ca 5 m dybde. Deretter har massestrømmen gått inne i røret. Dette underbygges av registreringen av trykk på trykkcella.
2. På grunn av "liljeform" på luftstrømmen under boring med luft har det skjedd en massefortrenging av toppen. Det er så vidt vi kan se ingen andre forhold en risting av inklinometerkanalen under luft boringen som underbygger dette hendelsesforløpet.

Bevegelsen av den nedre delen av kanalen kan skyldes luftstrømmen, og den reduksjonen av trykk som har vært inntil røret under oppstrømming av luft. Det er mulig at dette har ført til en viss bevegelse i massen, og dermed kanalen.

Etter nedsetting av rør R2 er det en tendens til at kanalen har beveget seg noe inn mot det første røret, mest i toppen. Den mest nærliggende forklaringen er at omrørt sone rundt det første røret er under rekonsolidering. Dette vil medføre en viss volumreduksjon. Bevegelsen av toppen av kanalen skyldes sannsynligvis at massetapet i toppen var størst ved luftlekkasjen på rør R3. Det bemerkes at bevegelsen er liten, og kan være et utslag av målenøyaktighet.

4.4 CPTU-sonderinger etter rørsputtforsøket

4.4.1 CPTU-sonderinger like etter installasjon

Torsdag den 11/2-2010 ble det utført 3 CPTU-sonderinger i avstand 0,5 m, 2,0 m og 4,0m fra rørsputten. Sonderingene ble utført av Tyrens. Tolkning av CPTU-resultater er utført av Multiconsult v/Rolf Sandven. For figurer, se vedlegg 5.1.

De tolkede resultatene av CPTU-boringene viser at grunnen er noe påvirket i avstand 0,5m fra rørene. Påvirkninger er liten i avstand 1,0m fra rør, og ikke synbar i 2,0m avstand.

4.4.2 CPTU-sondering en måned etter rørsputtinstallering

Den xx/4-2010 ble det utført 2 CPTU-sonderinger i avstand 0,1m og 1,0m fra rørsputten. For plassering av borpunkt, se vedlegg 1. Sonderingene ble utført av Multiconsult under ledelse av Rolf Sandven.

Resultatene av sonderingene og tolkede verdier er vist i vedlegg 5.2. Det ser ut til at sonderingen 0,1m fra røret har truffet omrørt sone godt. Resultatet indikerer at 50-70% av referansestyrke er gjenvunnet etter den totale omrøringen rørsputtinstalleringen medfører.

4.4.3 CPTU-sondering tre måned etter rørsputtinstallering

Den xx/6-2010 ble det utført 2 CPTU-sonderinger i avstand 0,1m og 1,0m fra rørsputten. For plassering av borpunkt, se vedlegg 1. Sonderingene ble utført av Multiconsult under ledelse av Rolf Sandven.

Resultatene av sonderingene og tolkede verdier er vist i vedlegg 5.3. Det ser ut til at sonderingen 0,1m fra røret har truffet omrørt sone godt. Resultatet indikerer at 50-70% av referansestyrke er gjenvunnet etter den totale omrøringen rørsputtinstalleringen medfører.

4.4.4 Vurdering av CPTU-resultatene

Generelt viser CPTU-resultatene fra en og tre måneder etter installasjon at rekonsolideringsprosessen for kvikkleira har kommet langt. Det gjenstår fortsatt mye før den opprinnelige styrken er gjenvunnet. Hvorvidt opprinnelig styrke vil gjenvinnes er usikkert.

Relativt likt styrkenivå for tolkingresultatet fra en og tre måneder etter rørsputtinstallasjon kan skyldes flere forhold:

- Rekonsolideringen går fort opp til et visst nivå, for senere å gå svært sakte.
- Omrørt sone var større på den siden som ble undersøkt etter 3 måneder, sammenlignet med den andre siden som ble undersøkt etter en måned på grunn av rotasjon og oppstått helning av rør ved entring av berg,
- Omrørt sone var større på den siden som ble undersøkt etter 3 måneder, sammenlignet med den andre siden som ble undersøkt etter en måned på grunn av at denne siden ligger nærmere det aller første rørsputtforsøket. Dette forsøket stoppet på 12-13 m dybde, med trekking av rør som avslutning. Forsøket kan ha medført en større grad av omrøring lokalt, enn det som er direkte påvist ved sonderingene.

- Omrørt sone er større på den ene siden på grunn av at luftlekkasjen som oppstod under nedsetting av rør R2.

På det grunnlaget vi har er det ikke mulig å si med sikkerhet om rekonsolideringen etter en måned går svært sakte, eller om det er andre årsaker.

5. Kommentarer til måleresultater

5.1 Poretrykksmålinger

Poretrykksmålingene i området for den planlagte løsmassetunnelen har vært utført siden februar 2007. Resultatene viser at det er et poreovertrykk ved fjell. Poreovertrykket ser ut til å avta omtrent lineært med dybden opp til grunnvannstand 1-2 m under terreng. Ved fjell ser det ut til å være et poreovertrykk tilsvarende 2-4 m stighøyde. Poretrykket ser ut til å variere med årstid og nedbør. Den naturlige variasjonen i måleperioden ser i hovedsak ut til å være innenfor 1-1,5m stighøyde.

Under boring av rør R3 og rør R2 gjennom kvikkleira ble det observert en stigning i poretrykket, i målerne i 6 og 13m dybde, på ca 2m stighøyde i måleren ved spissen av rørspunten. I 6 m dybde stabiliserte poretrykket seg på dette nivået. For måleren i 13 m dybde sank poretrykket gradvis ned mot "normalt" trykk i løpet av tiden skjøting av rør pågikk. Poretrykksmåleren ved fjell fikk en poretrykksøkning tilsvarende ca 1m stighøyde når rørspunten entret morenelaget. Når lufthammeren ble satt i gang sank poretrykket i alle 3 målerne umiddelbart, men steg igjen raskt (i løpet av minutter) til minimum "normalt" poretrykk.

For poretrykksmålere ca 7m fra rørspuntforsøket og i punkt 827 var det ingen respons før luftboring ble satt i gang. Responsen i disse målerne var inntil 0,4m stighøyde, og den ser ut til å være størst ved fjell.

Resultatet av målingene tyder på følgende:

4. Påført poreovertrykk i kvikkleira tar lang tid å drenere ut.
5. Det er poretrykkskommunikasjon gjennom morenelaget langs fjellet.
6. Poreovertrykket ved fjell punkteres ikke ved boring av rørspunt, selv ikke ved påmontert vertikaldren.

5.2 Trykkcelle

Under boring av rør R3 steg trykket i cella tilsvarende 500% av hydrostatisk trykk ved entring av leira, for deretter å avta til ca 200% av hydrostatisk trykk ved 6m dybde. Videre nedover til 12m dybde avtok trykket gradvis til ca 140% av hydrostatisk trykk. Fra 12 til 18m dybde varierte trykket i området 170-140% av hydrostatisk trykk.

Når lufthammer for boring i berg ble satt i gang sank trykket til ca 70% av hydrostatisk trykk, inntil fullt tverrsnitt av boringen var i fjell. Da steg trykket igjen til 120-140% av hydrostatisk trykk. Etter avsluttet boring steg trykket raskt opp til ca 170% av hydrostatisk trykk. Deretter sank trykket gradvis igjen over de nærmeste dagene til et trykk som samsvarer bra med teoretisk effektivt horisontalt jordtrykk pluss poretrykk. Måleren står nå i overgangen mellom fjell og morene, og det antas at videre variasjoner hovedsakelig vil skyldes endringer i poretrykk.

Resultatet av målingene tyder på at det under de første metrene av boringen var noe massefortrenging.

Under boring av rør R2 steg trykket i cellene ved spissen tilsvarende som ved forsøk med rør R3. Resultatet viser at det oppstår et økt trykk langs røret under hele installasjonsperioden. Etter at installasjonen er fullført synker trykket sakt ned, tilsvarende erfaringen fra rør R3.

5.3 Inklinometermålinger

Siden innmåling etter kapping av rør ikke ble utført, er det ikke mulig å si noe om totalbevegelsen av kanalen. Ut fra den relative bevegelsen ser vi at formen på kurven er så godt som identisk i dybdeintervallet 5-14 m. Det er derfor grunn til å tro at bevegelsen her har vært liten. Fra terreng til ca 5m dybde har kanalen blitt skjøvet bort fra røret. Nederst kan det se ut til at kanalen har beveget seg noe inn mot røret.

Det beskrevne bevegelsesmønsteret for toppen av kanalen kan forklares ut fra følgende alternativer:

3. Det har skjedd en massefortrenging under nedsetting av rørsputen til ca 5 m dybde. Deretter har massestrømmen gått inne i røret. Dette underbygges av registreringen av trykk på trykcella.
4. På grunn av "liljeform" på luftstrømmen under boring med luft har det skjedd en massefortrenging av toppen. Det er så vidt vi kan se ingen andre forhold en resting av inklinometerkanalen under luft boringen som underbygger dette hendelsesforløpet.

Bevegelsen av den nedre delen av kanalen kan skyldes luftstrømmen, og den reduksjonen av trykk som har vært inntil røret under oppstrømming av luft. Det er mulig at dette har ført til en viss bevegelse i massen, og dermed kanalen.

Etter nedsetting av rør R2 er det en tendens til at kanalen har beveget seg noe inn mot det første røret, mest i toppen. Den mest nærliggende forklaringen er at omrørt sone rundt det første røret er under rekonsolidering. Dette vil medføre en viss volumreduksjon. Bevegelsen av toppen av kanalen skyldes sannsynligvis at massetapet i toppen var størst ved luftlekkasjen på rør R3. Det bemerkes at bevegelsen er liten, og kan være et utslag av målenøyaktighet.

5.4 CPTU-sonderinger etter rørspuntforsøket

Tolkingen av sonderingene sammenlignet med tolking av tidligere utførte CPTU-sonderinger viser at påvirkningen av kvikkleira i borhull B (avstand 2m) og C (avstand 4 m) fra rørspuntforsøket er upåvirket av forsøket. For sonderingen A (0,5m fra røret) er påvirkningen fra rørspuntforsøket tydelig, men selv her er det kun en begrenset påvirkning. Det er her valgt å ikke tolke ut skjærstyrke fra CPTU-sondering A, da det ikke foreligger gode tolkingserfaringer på forstyrret materiale. Basert på spissmotstand og poretrykksrespons antas skjærstyrken å være redusert med anslagsvis ca 10% i sondering A, sammenlignet med B og C.

Ved tolking av materialtype er det et avvik fra tidligere tolkinger for sondering A. Spissmotstanden er noe redusert i punkt A, sammenlignet med punkt B, C og 827. Dette gjelder hele sonderingen uavhengig av dybde. Punkt B og C er sammenlignbare med punkt 827.

Siden sonderingene er utført på en rett linje ut fra røret, foreligger det ikke dokumentasjon på om påvirkningen varierer rundt røret, men basert på observasjonene av innsynkning rundt røret er det ingen grunn til å tro at det er slik variasjon.

Det bemerkes at antydte skjærstyrke i dette notatet ikke må forveksles med skjærstyrke som skal benyttes ved dimensjonering av støttekonstruksjon. Tolking av skjærstyrke for dette formålet er en del av detaljprosjekteringen. Det er ikke utført CPTU-sonderinger etter nedsetting av rør R2.

Resultatet av sonderingene etter 1mnd og etter 3 mnd viser sammenlignbare styrkeverdier. Som kommentert i kapittel 4.4.4, er noe usikkerhet til om forsøkene fra de to tidspunktene. Det er imidlertid ingen tvil om at mye av opprinnelig styrke er gjenvunnet 1-3 måneder etter full omrøring.

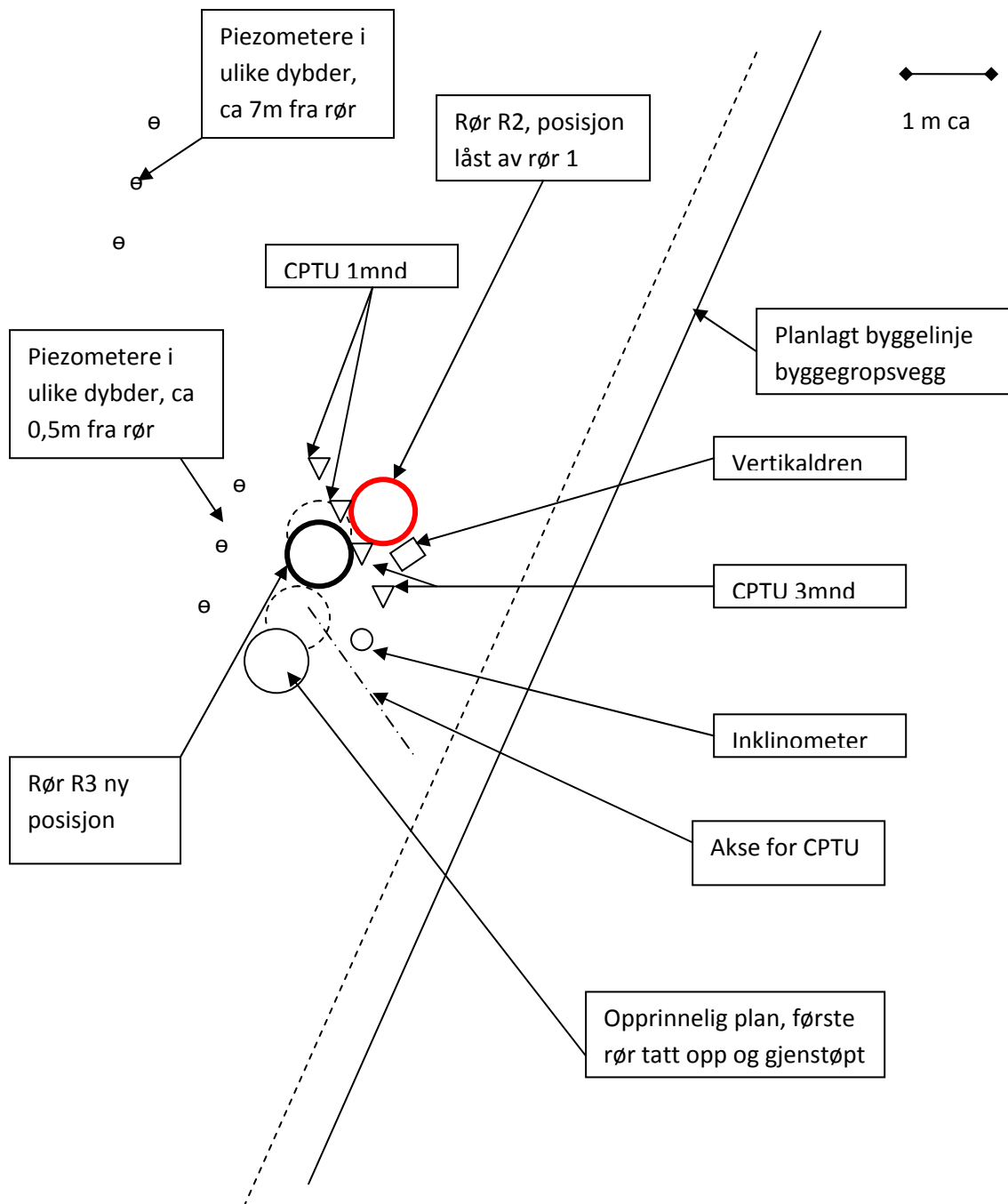
6. Videre arbeider

Måleresultatene fra rørspuntforsøket skal benyttes som grunnlag for en studentoppgave som vil gå dypere inn i rekonsolideringsprosessen i omrørt kvikkleire.

Notat 2010-09-30, Vedlegg

Måleresultater i tilknytning til rørsputtforsøk

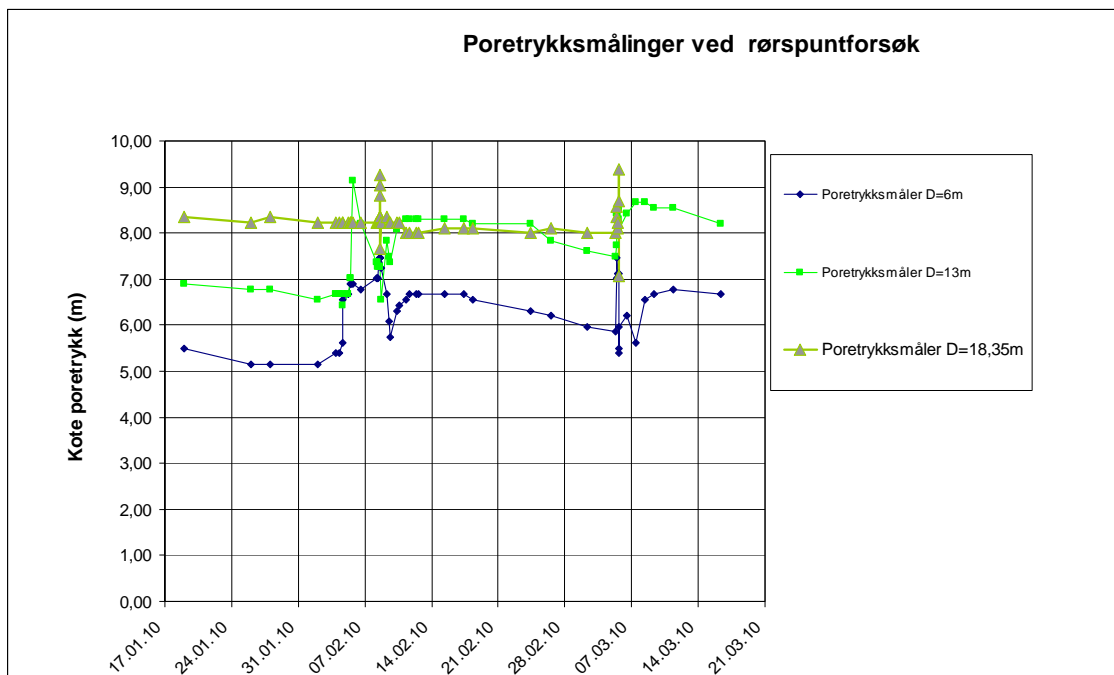
Vedlegg 1, kartskisse



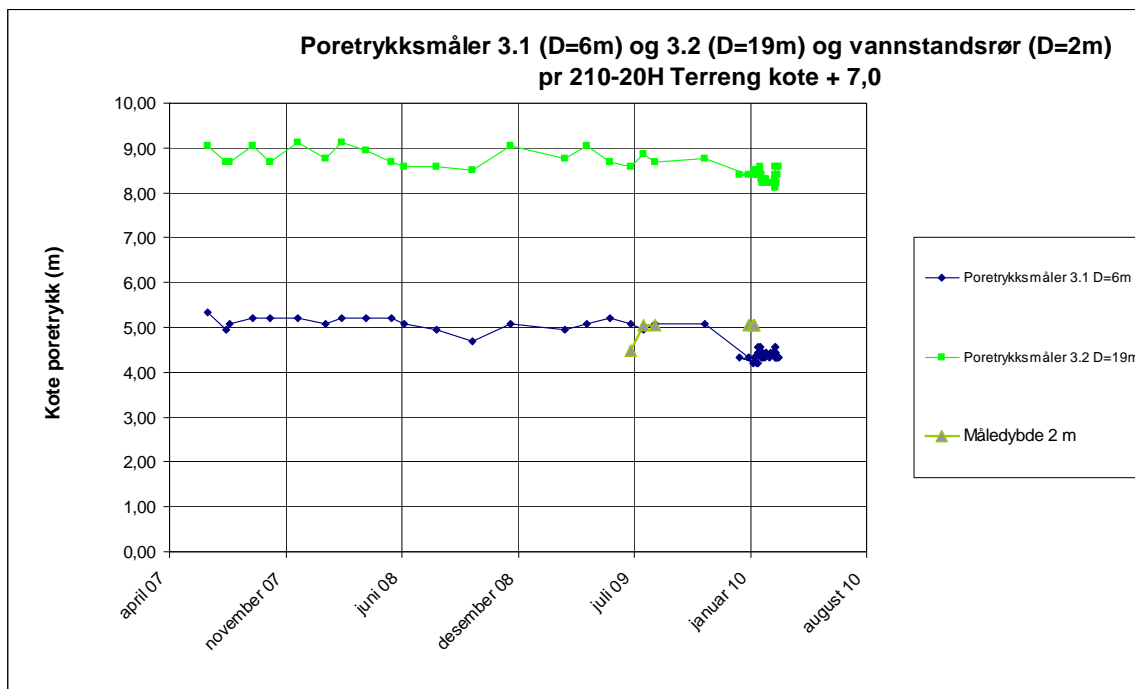
Figur 1: Skisse som viser ca posisjoner for installasjoner i rørsputtforsøket.

Vedlegg 2, Poretrykksmålinger

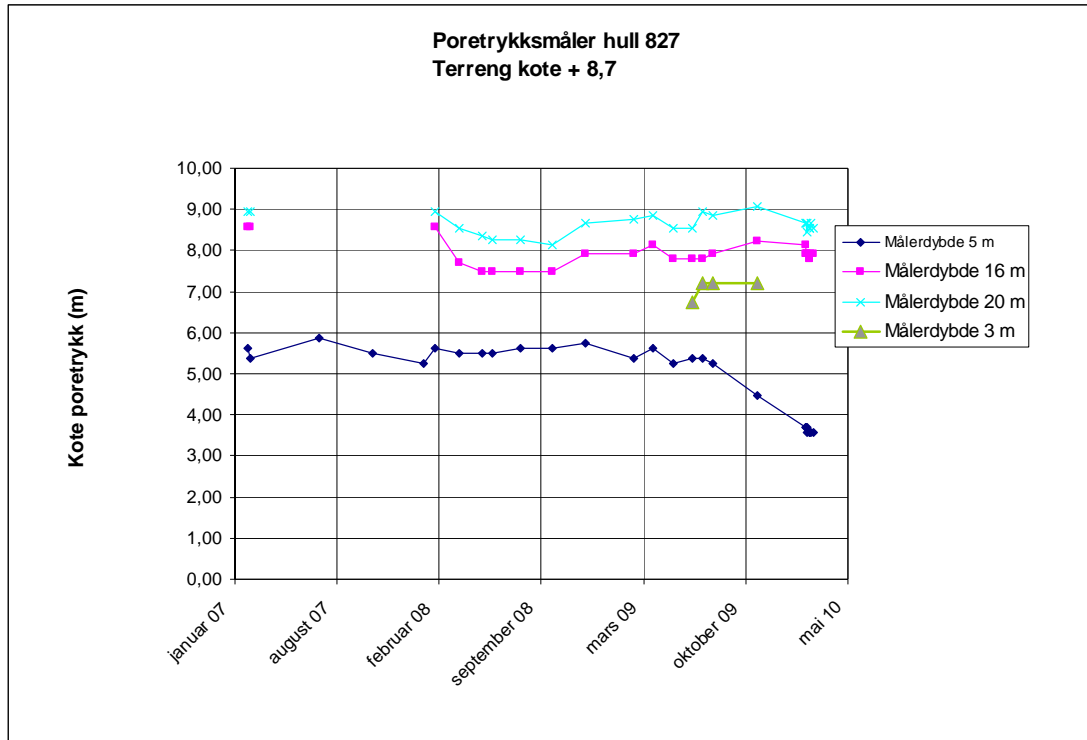
Resultat av poretrykksmåling i 6, 13 og 18,3m dybde 0,5m fra rørspuntforsøket.



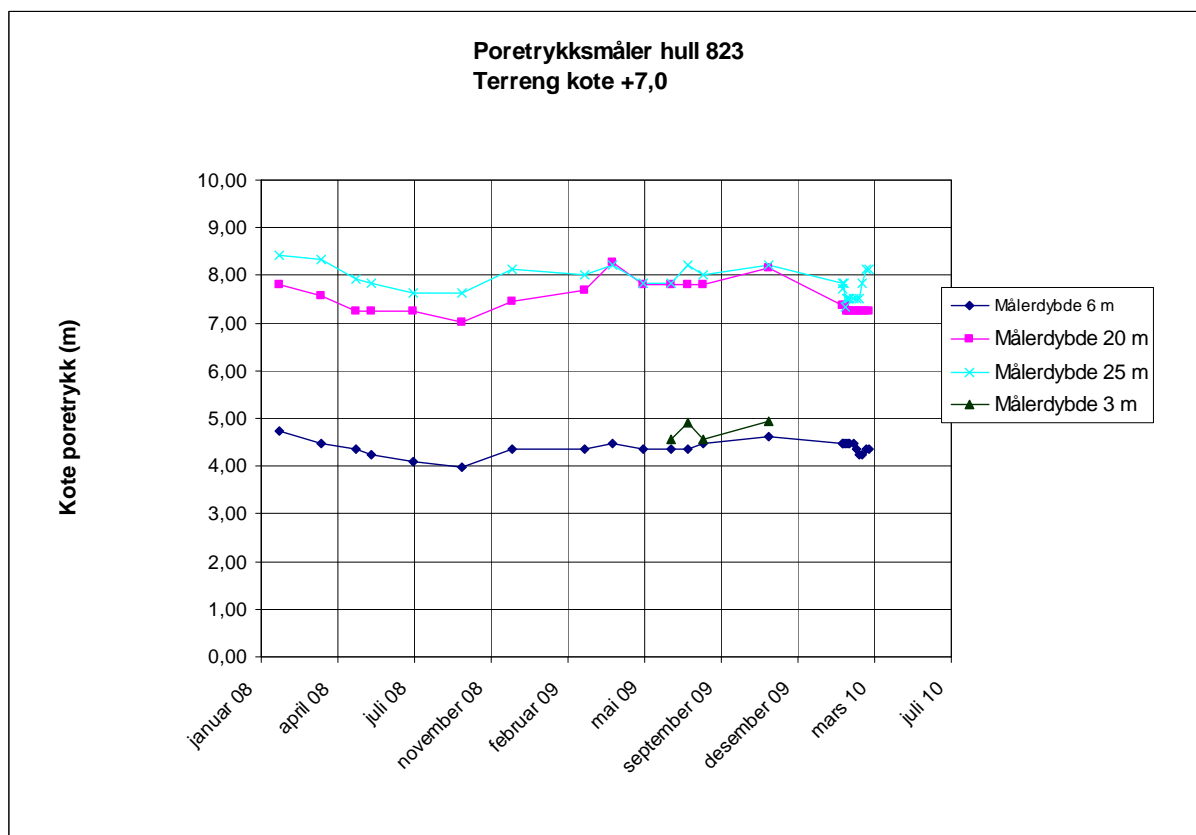
Figur 1: Resultat av poretrykksmålinger 0,5m fra rørspuntforsøk. Måler i dybde 18,35m sluttet å fungere ved avsluttende boring av rør R2.



Figur 2: Resultat av poretrykksmålinger ca 7m fra rørspuntforsøk.



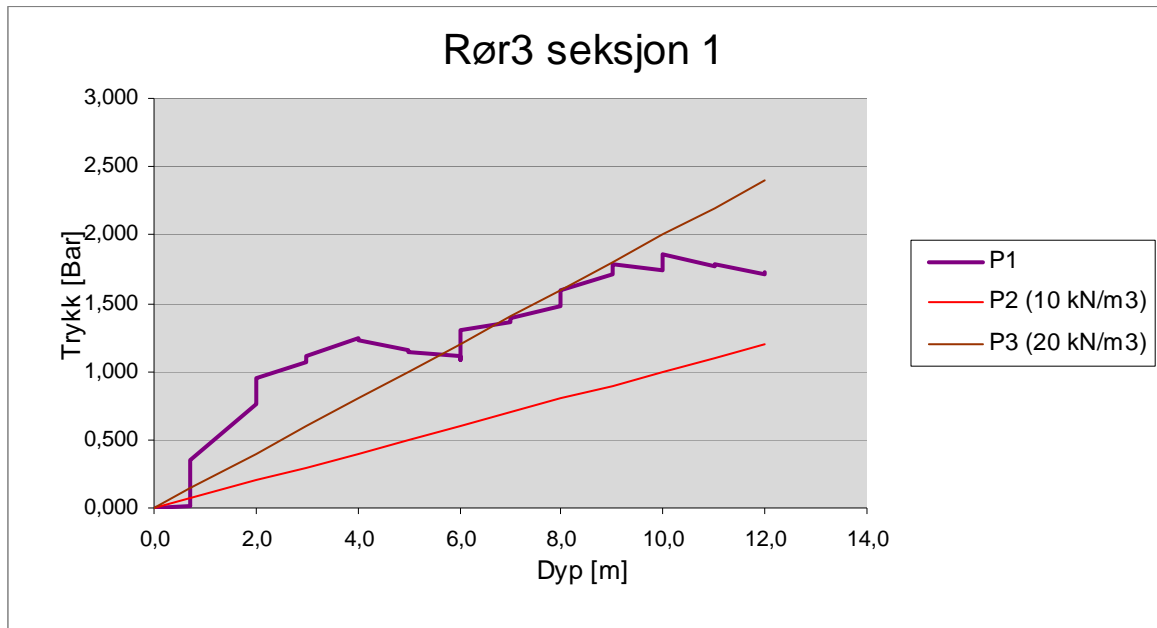
Figur 3: Resultat av poretrykksmålinger punkt 827. Måler i dybde 5m ser ut til å være ute av funksjon etter september 2009.



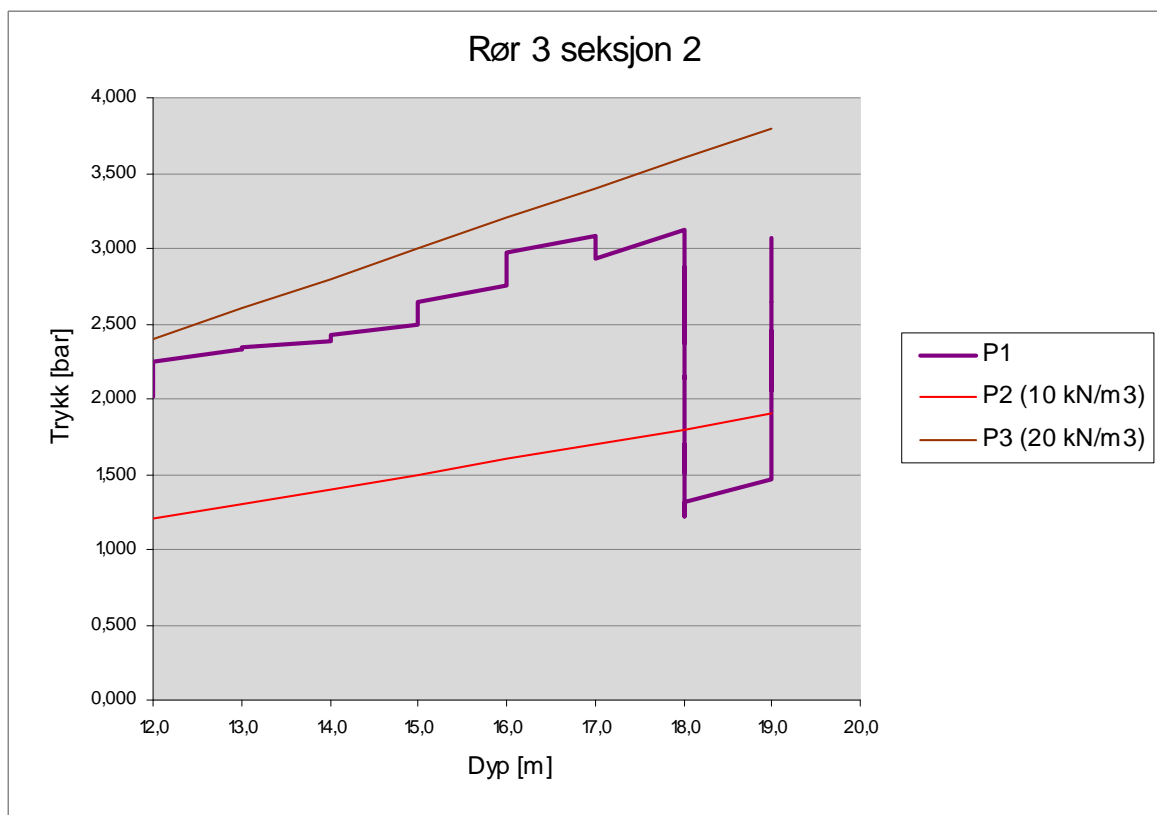
Figur 4: Resultat av poretrykksmålinger punkt 823.

Vedlegg 3 Resultat fra målinger med trykkcelle

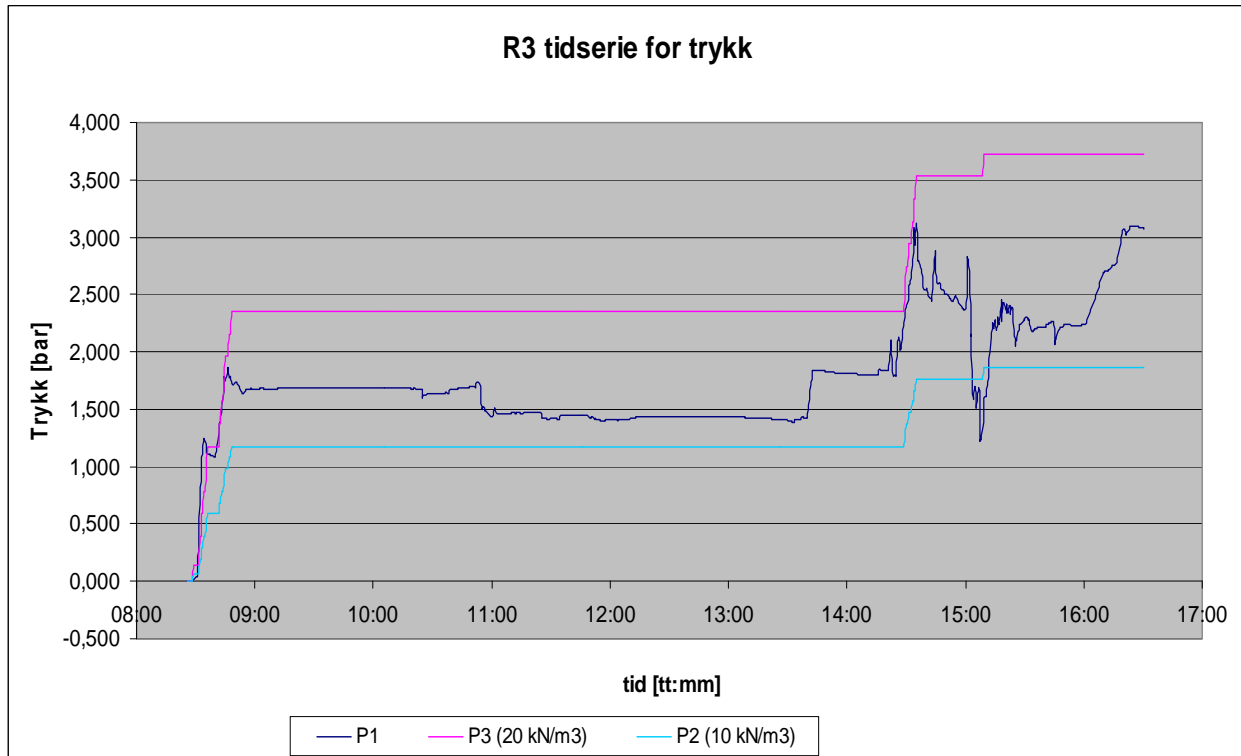
Trykkceller på rør R3



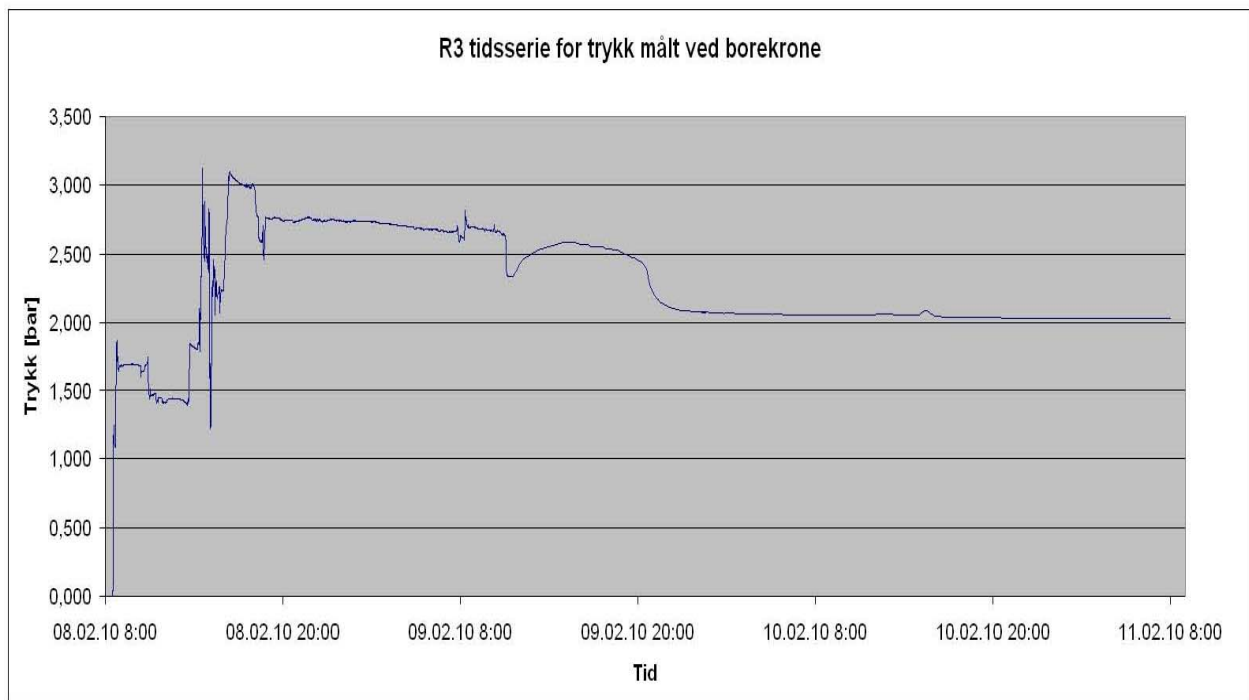
Figur 5 Rør R3: Totaltrykk ved spiss i forhold til nedpressingsdybde, 0-12m



Figur 6 Rør R3: Totaltrykk ved spiss i forhold til nedpressingsdybde, 12-19m



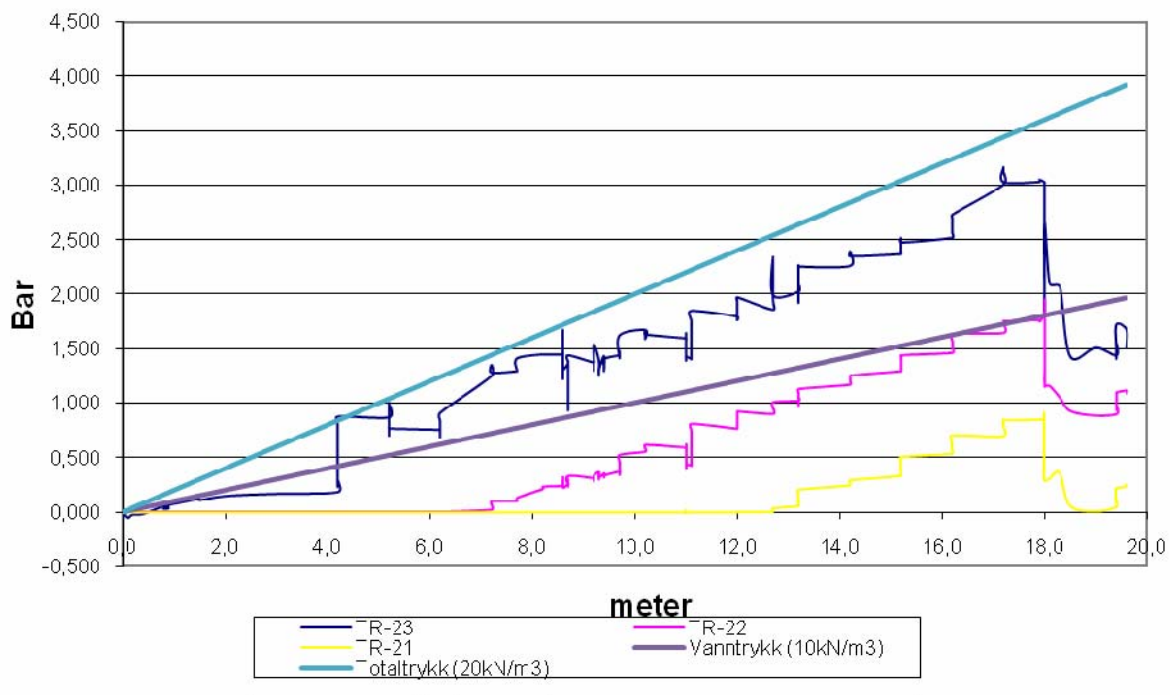
Figur 7 Rør R3: Totaltrykk ved spiss i forhold til tid i installasjonsperioden



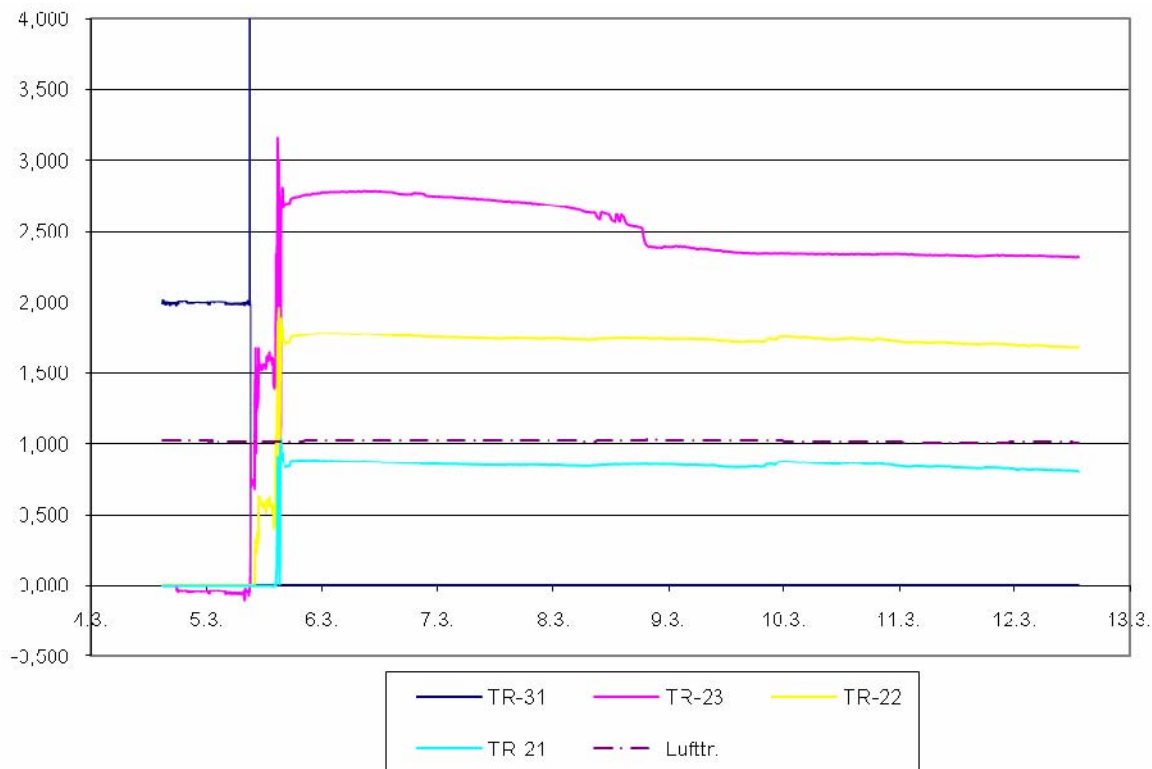
Figur 8 Rør R3: Totaltrykk ved spiss i forhold til tid i installasjonsperioden og døgnet etterpå

Trykkceller på rør R2

Trykk mot dybde

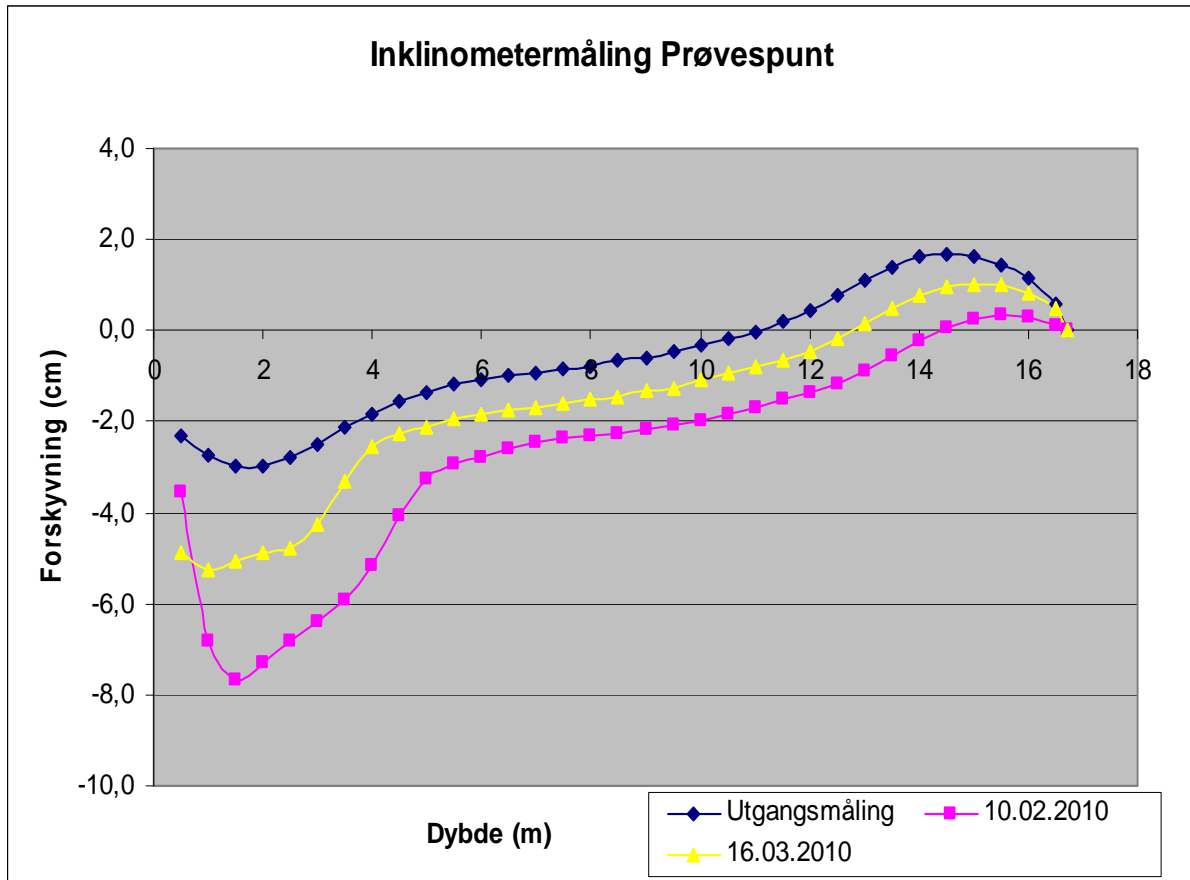


Figur 9 Rør R2: Totaltrykk ved spiss, 6m over spiss og 13m over spiss i forhold til nedpressingsdybde



Figur 10 Rør R2: Totaltrykk ved spiss, 6m over spiss og 13m over spiss i forhold til tid i installasjonsperioden og døgnene etterpå

Vedlegg 4 Resultat av inklinometermålinger



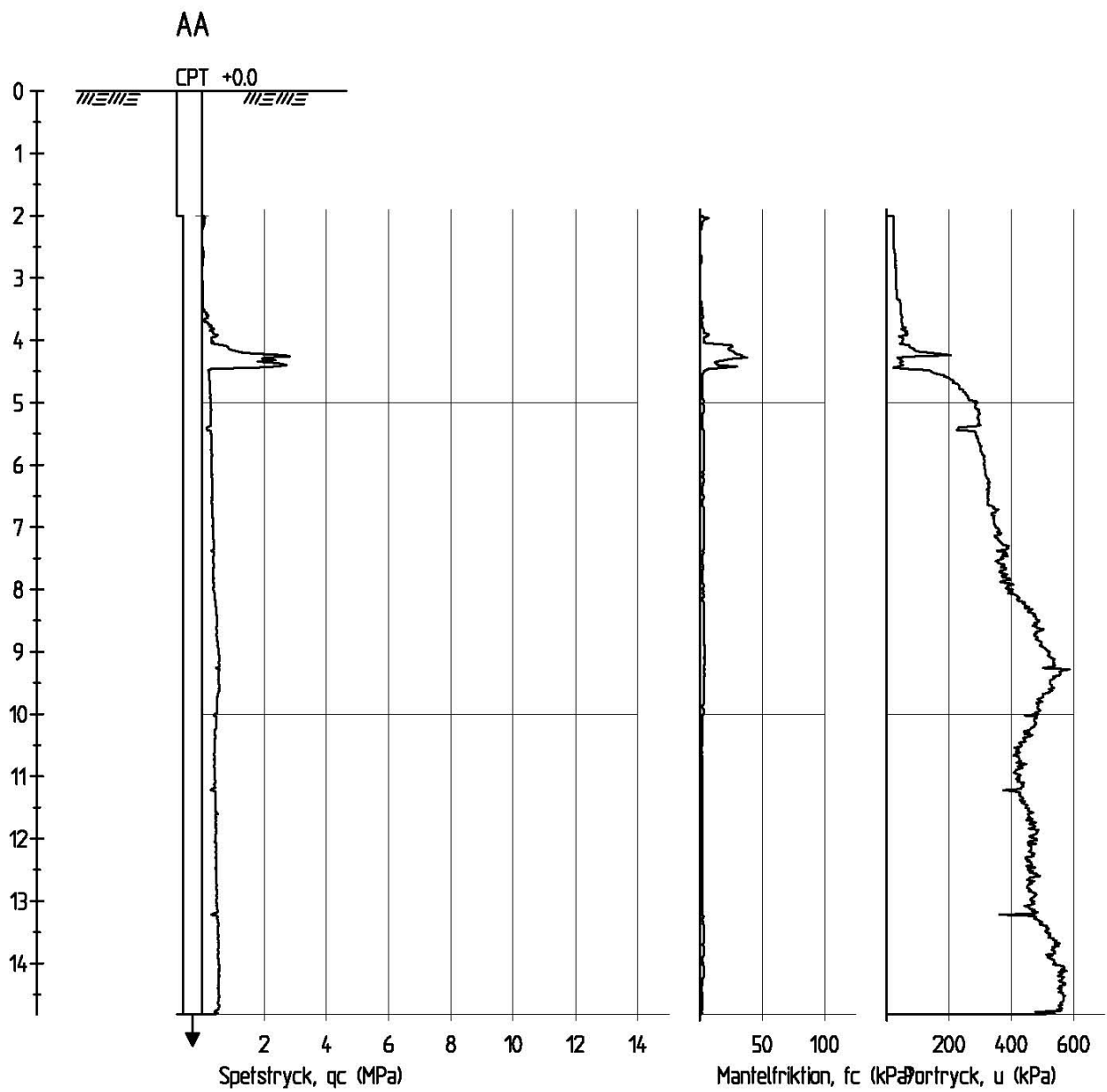
Figur 11 Resultat av inklinometermåling

Notat 2010-09-30

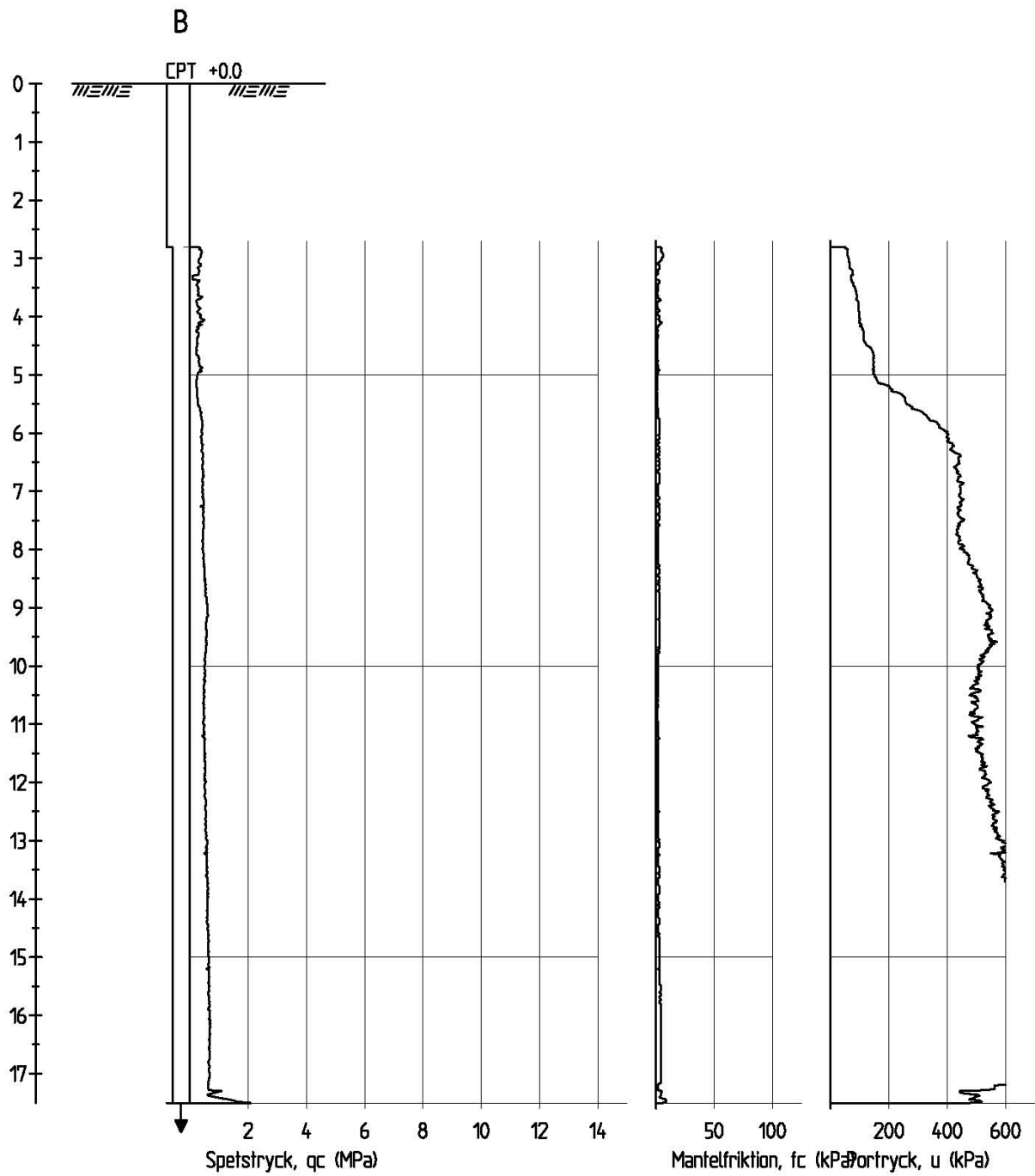
Måleresultater i tilknytning til rørsputtforsøk, rør R3

Vedlegg 5.1

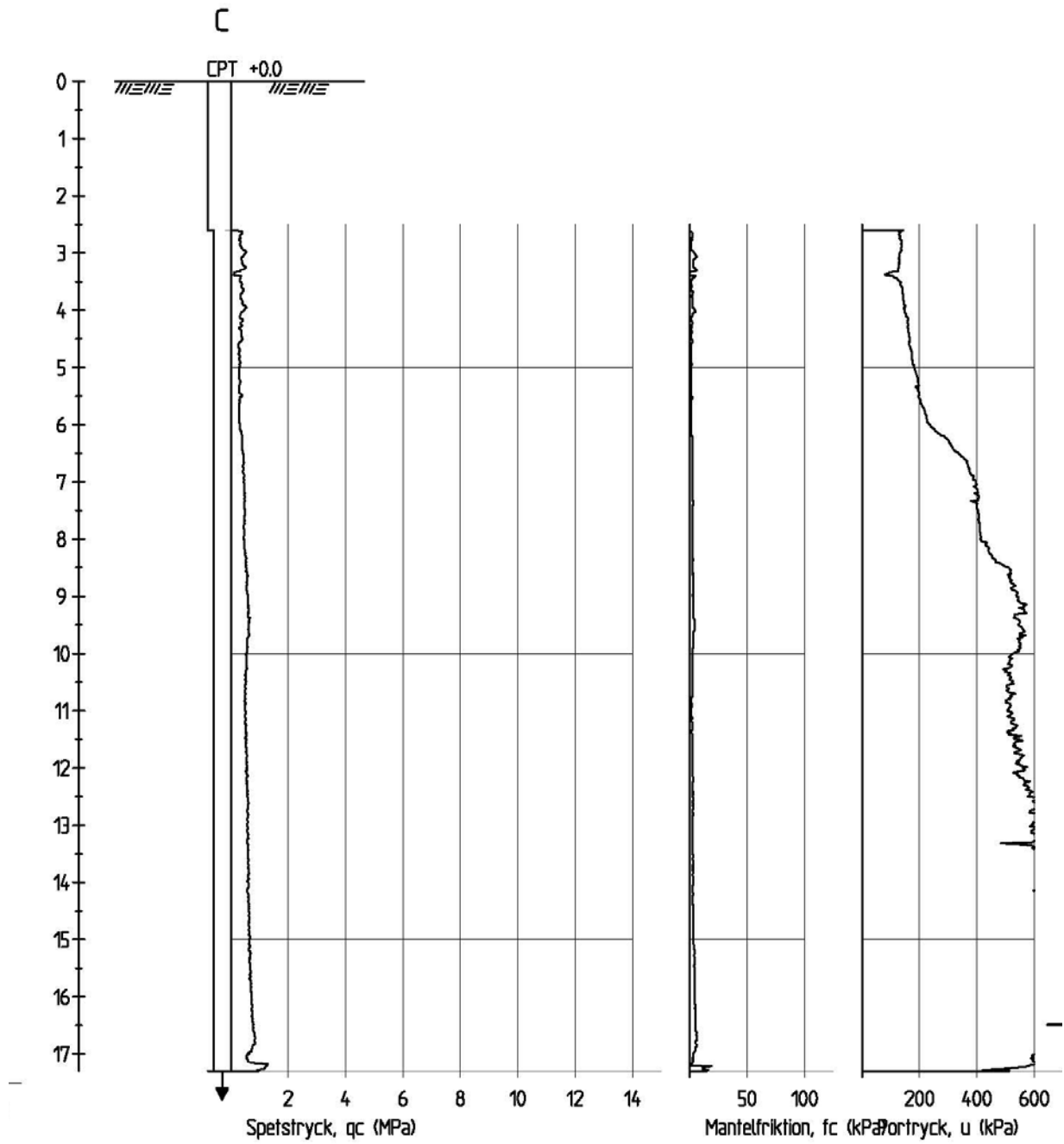
Resultat av CPTU-sonderinger like etter installasjon av rørsputt



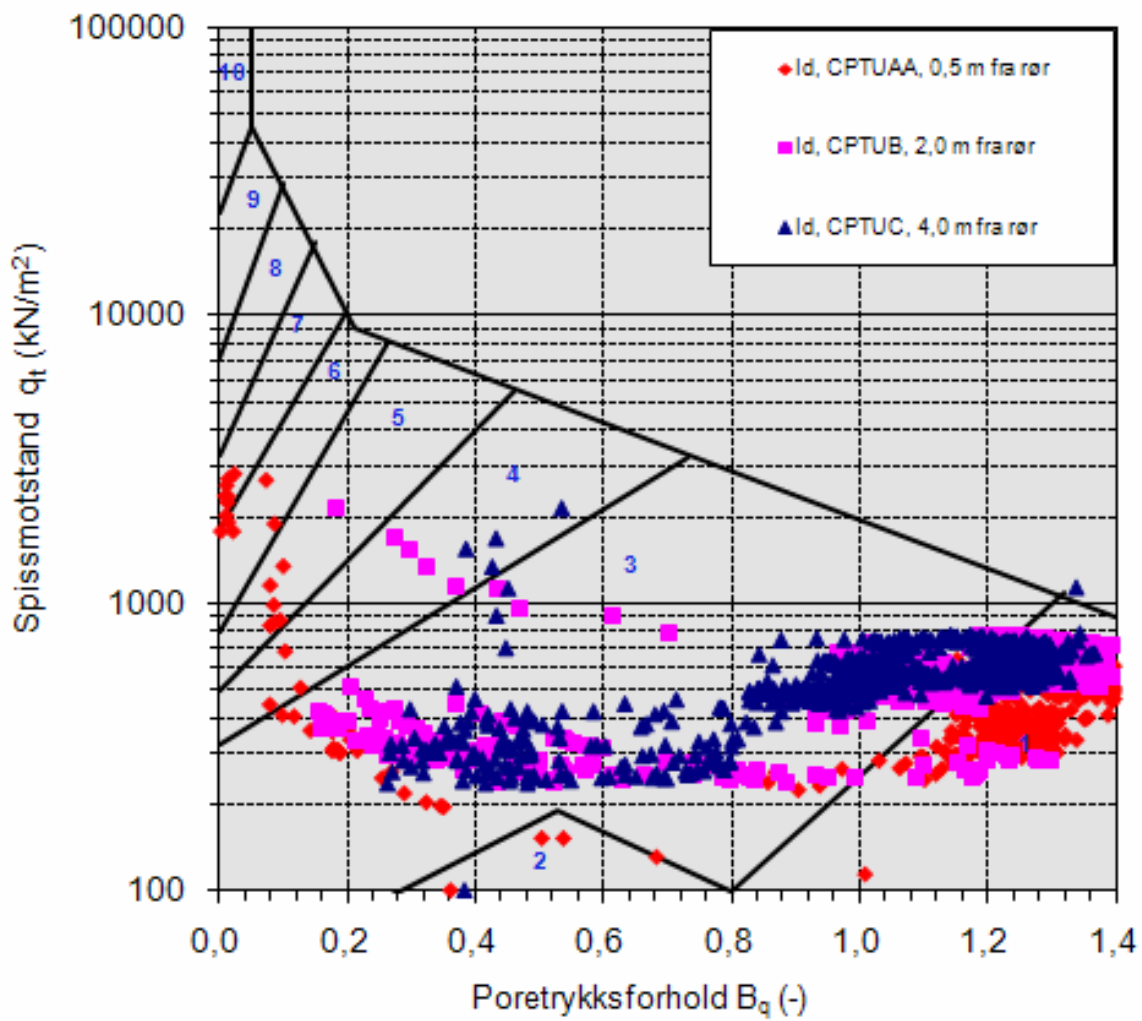
Figur 12. Plott av målt spissmotstand, poretrykk og sidefriksjon, punkt A (ca 0,5m fra rørspunt).



Figur 13. Plott av målt spissmotstand, poretrykk og sidefriksjon, punkt B (ca 2,0m fra rør).

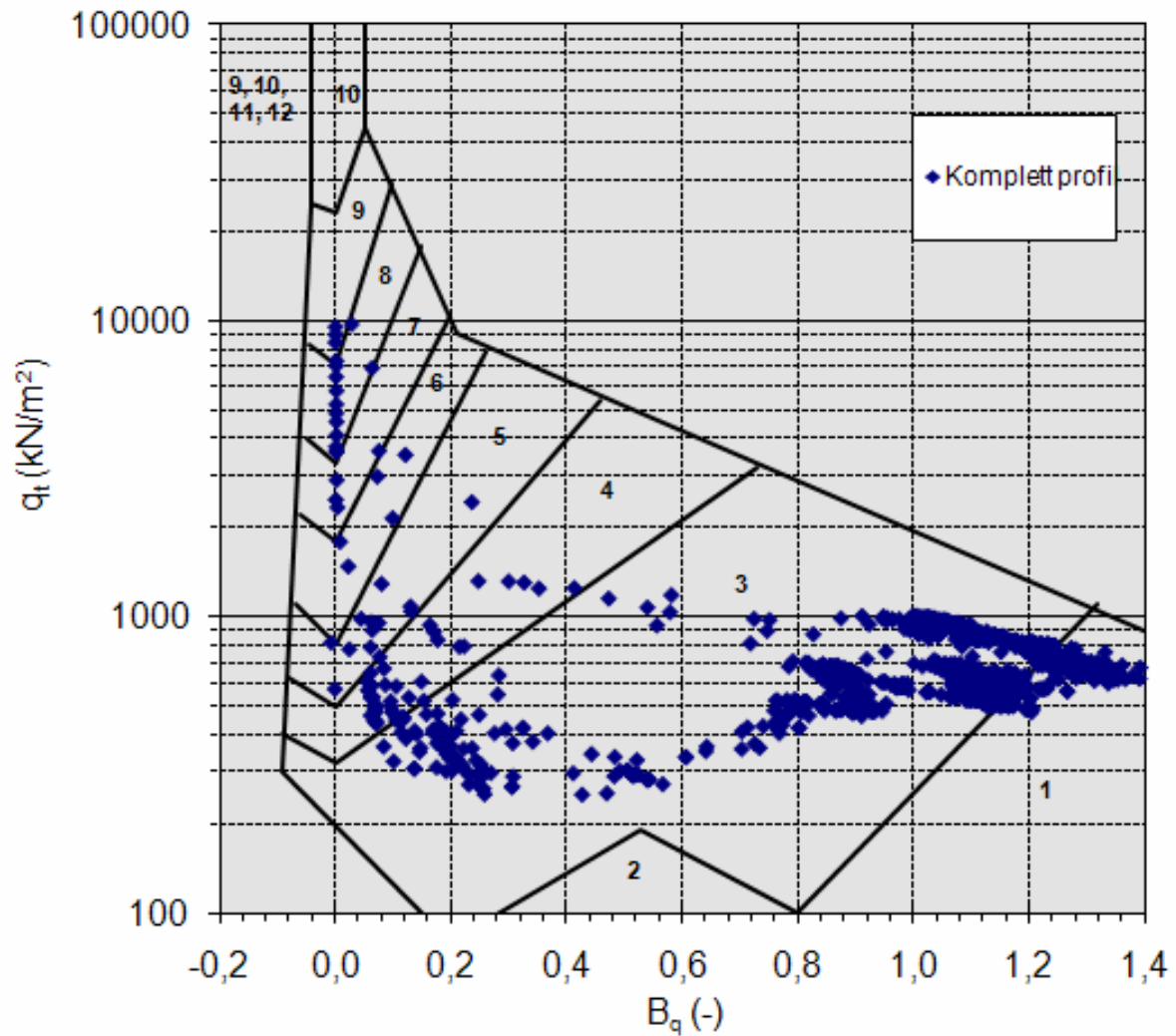


Figur 14. Plott av målt spissmotstand, poretrykk og sidefriksjon, punkt C (ca 4,0m fra rørsput).



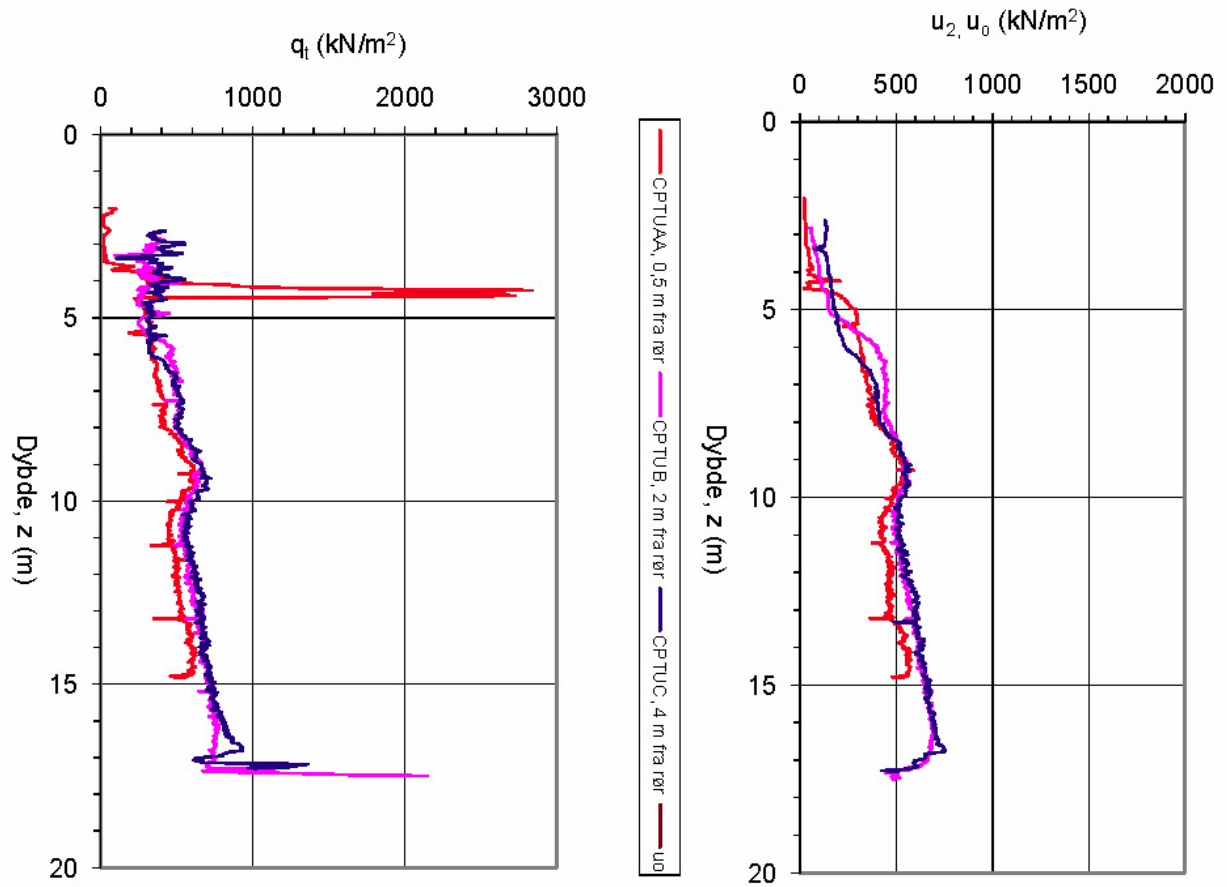
Jordartsid.	Beskrivelse	Identifikasjon
1	Sensitivt, finkornig materiale	1
2	Organisk materiale	6
3	Leire	Ved variasjon i jordartgruppe brukes begge Id-boksene for å beskrive materialet (eks. 5-7)
4	Leire - siltig leire	
5	Leirig silt - siltig leire	
6	Sandig silt - leirig silt	
7	Siltig sand - sandig silt	
8	Sand - siltig sand	
9	Sand	
10	Grusig sand - sand	
11	Meget fast, finkornig materiale	
12	Sand - leirig sand	

Figur 15. Tolkning av CPTU i posisjonene A, B og C – jordartsklassifisering etter Robertson et al (1986).

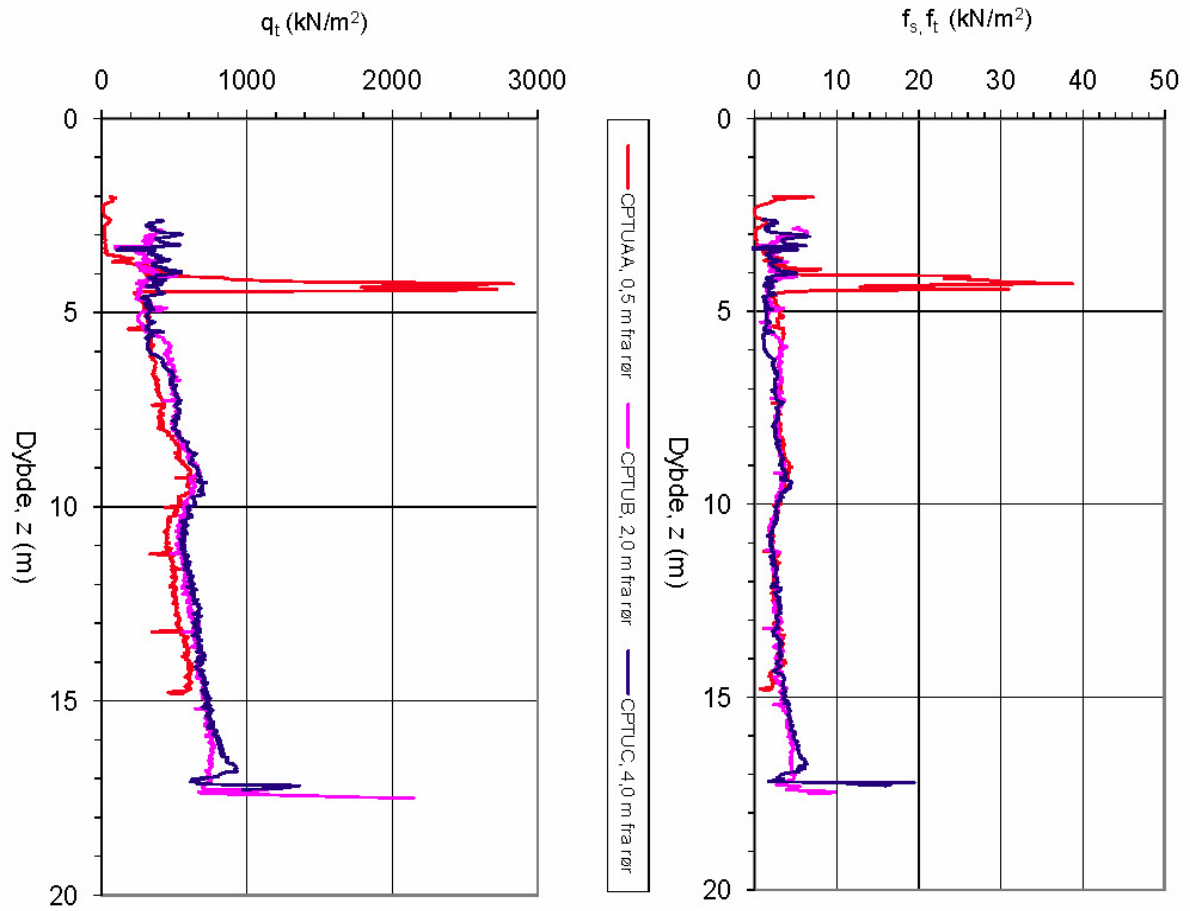


Jordartsid.	Beskrivelse
1	Sensitivt, finkornig materiale
2	Organisk materiale
3	Leire
4	Leire - siltig leire
5	Leirig silt - siltig leire
6	Sandig silt - leirig silt
7	Siltig sand - sandig silt
8	Sand - siltig sand
9	Sand
10	Grusig sand - sand
11	Meget fast, finkornig materiale
12	Sand - leirig sand

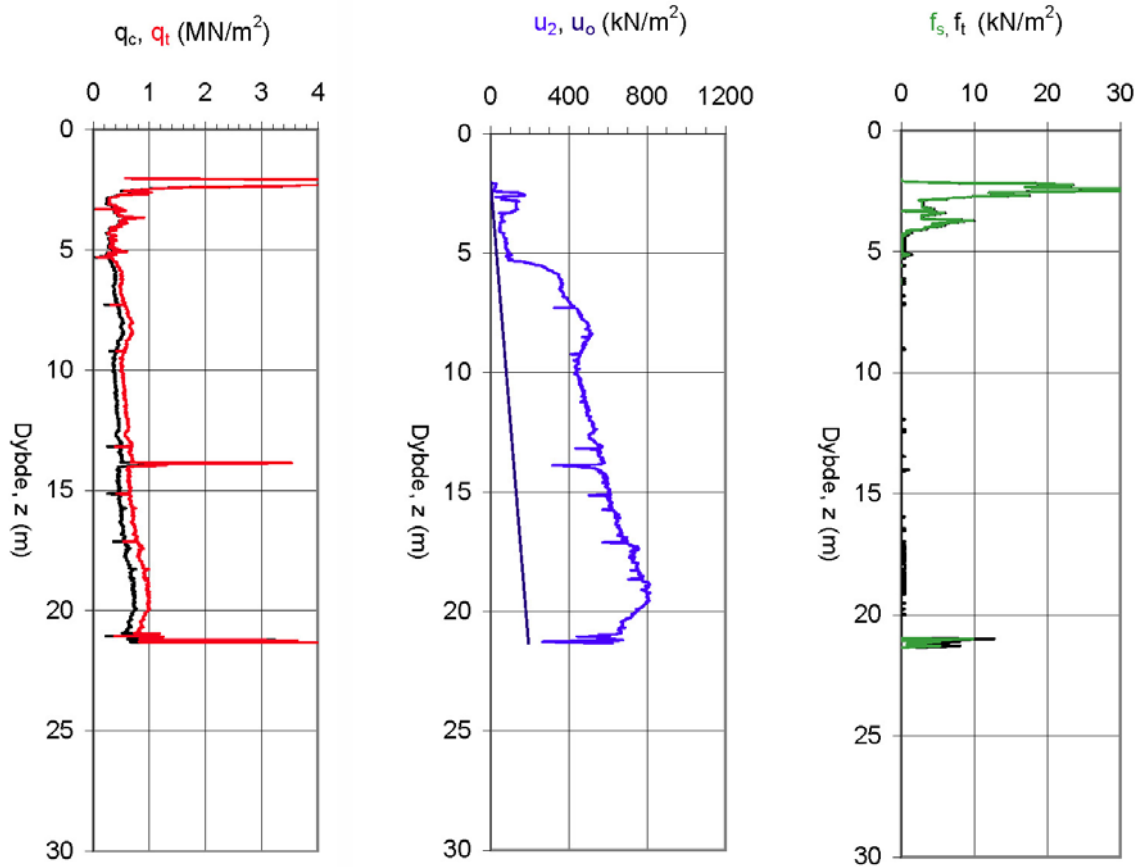
Figur 16. Tolkning av referanse CPTU (nr. 827) – jordartsklassifisering etter Robertson et al (1986).



Figur 17. Korrigert spissmotstand og poretrykk for CPTU i posisjonene A, B og C.



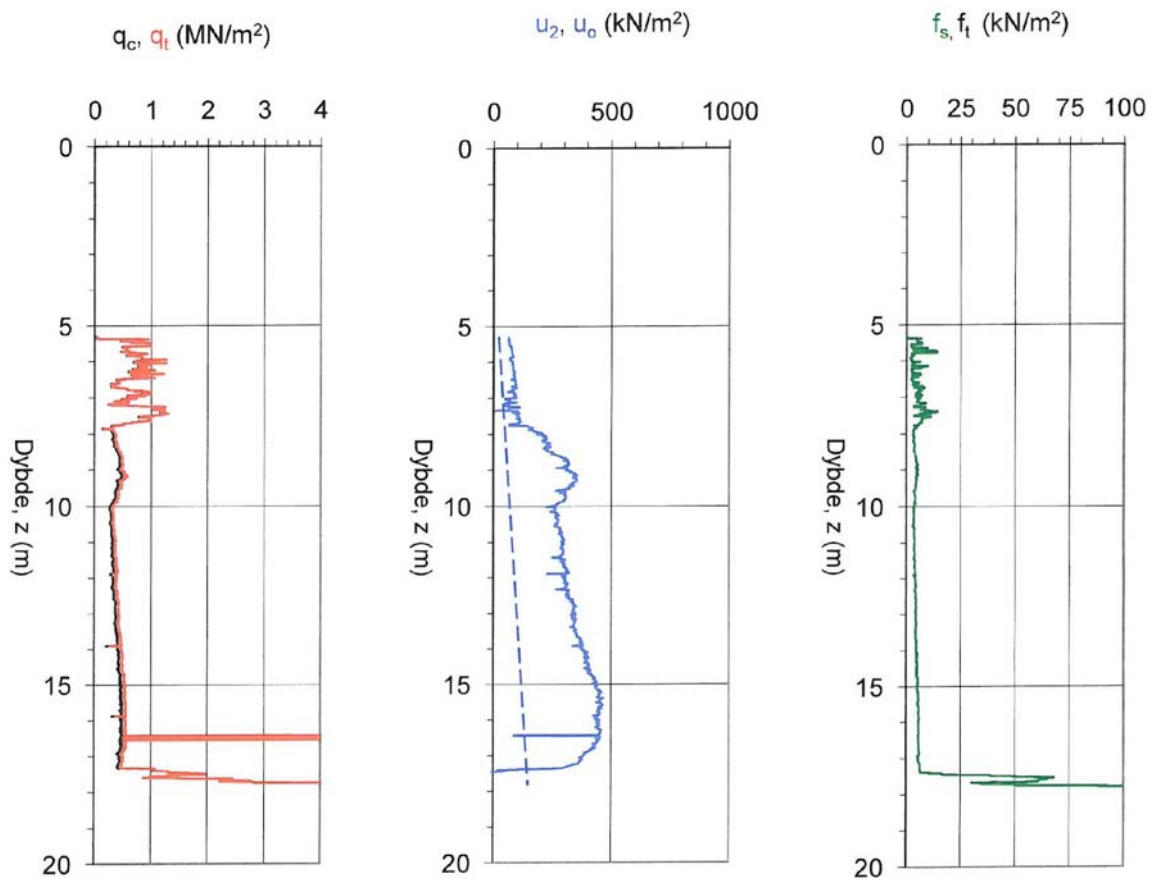
Figur 18. Korrigert spissmotstand og sidefriksjon for CPTU i posisjonene A, B og C.



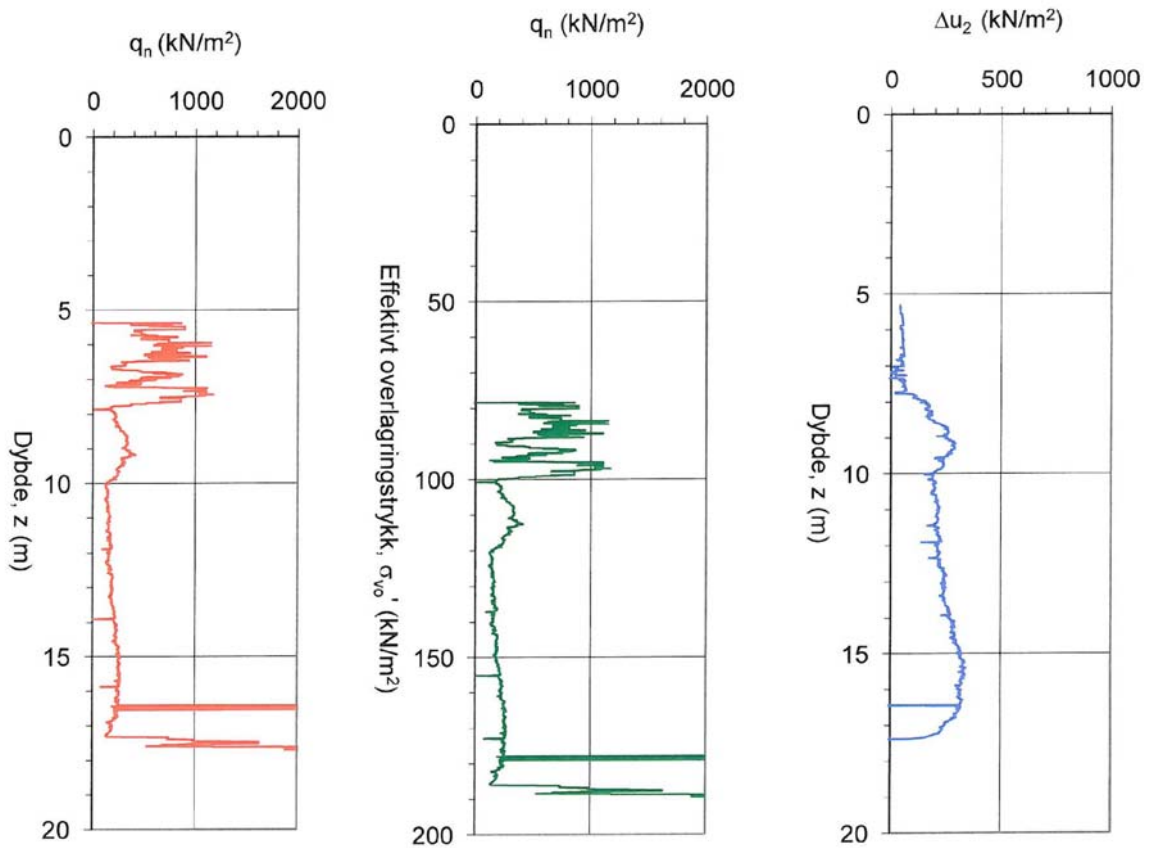
Figur 19. Korrigert spissmotstand, poretrykk og sidefriksjon for referanse CPTU (nr. 827).

Vedlegg 5.2

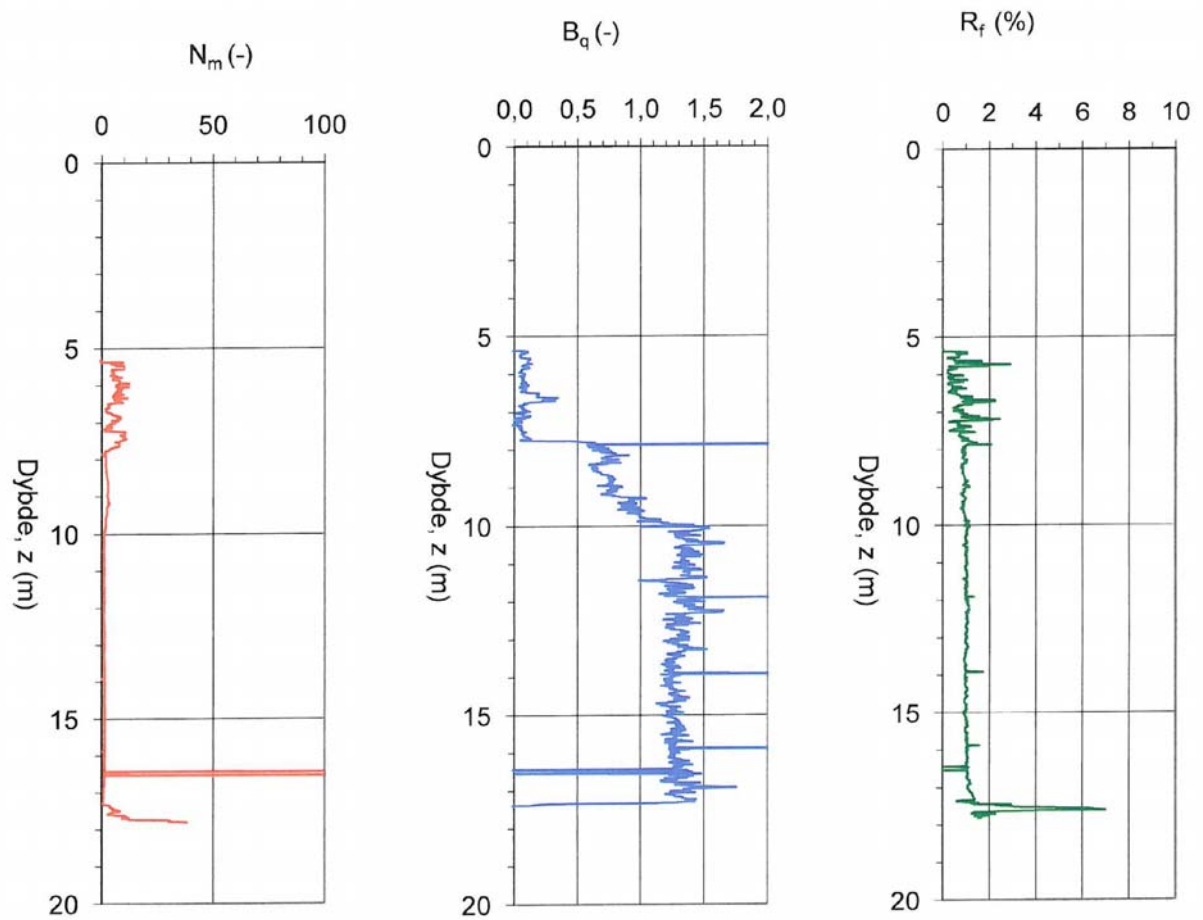
Resultater av CPTU-sondering – 1 måned etter installasjon av rørspunt



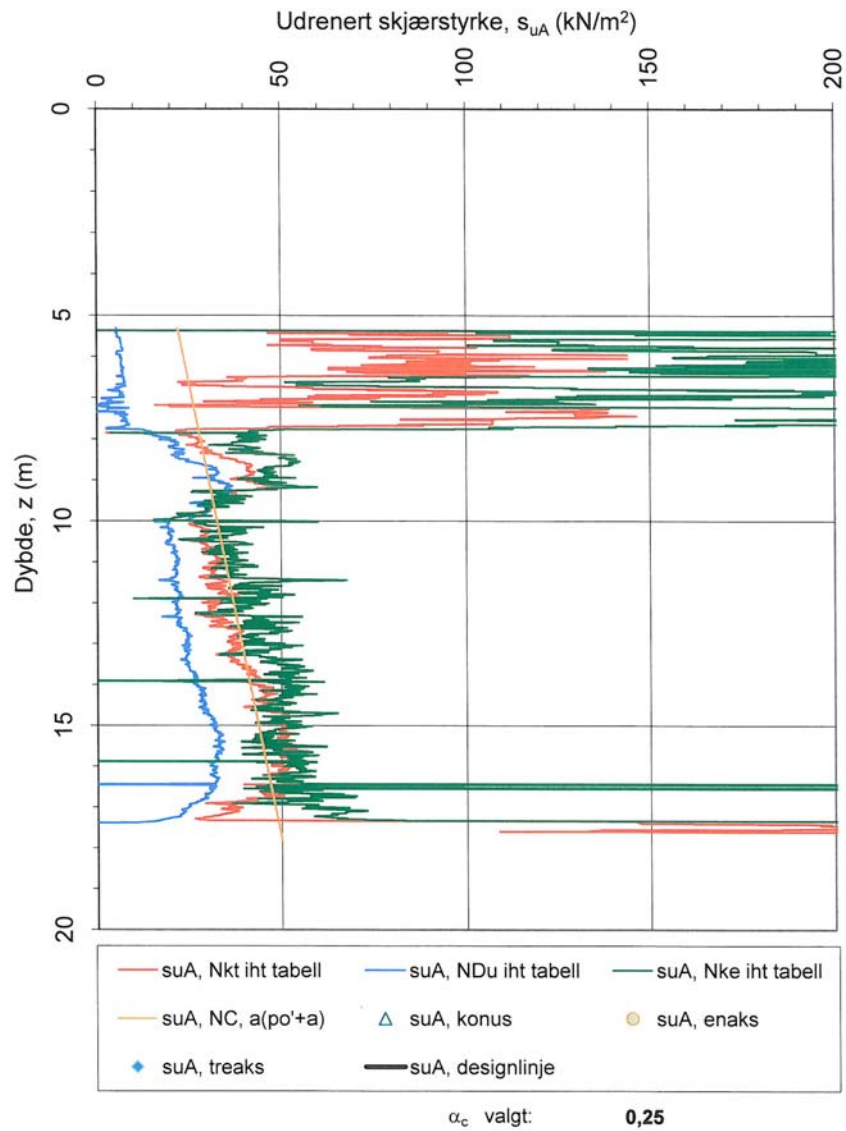
Figur 20. Korrigert spissmotstand, poretrykk og sidefriksjon for CPTU, 1 måned etter installasjon, pkt. 1 ved rørsput.



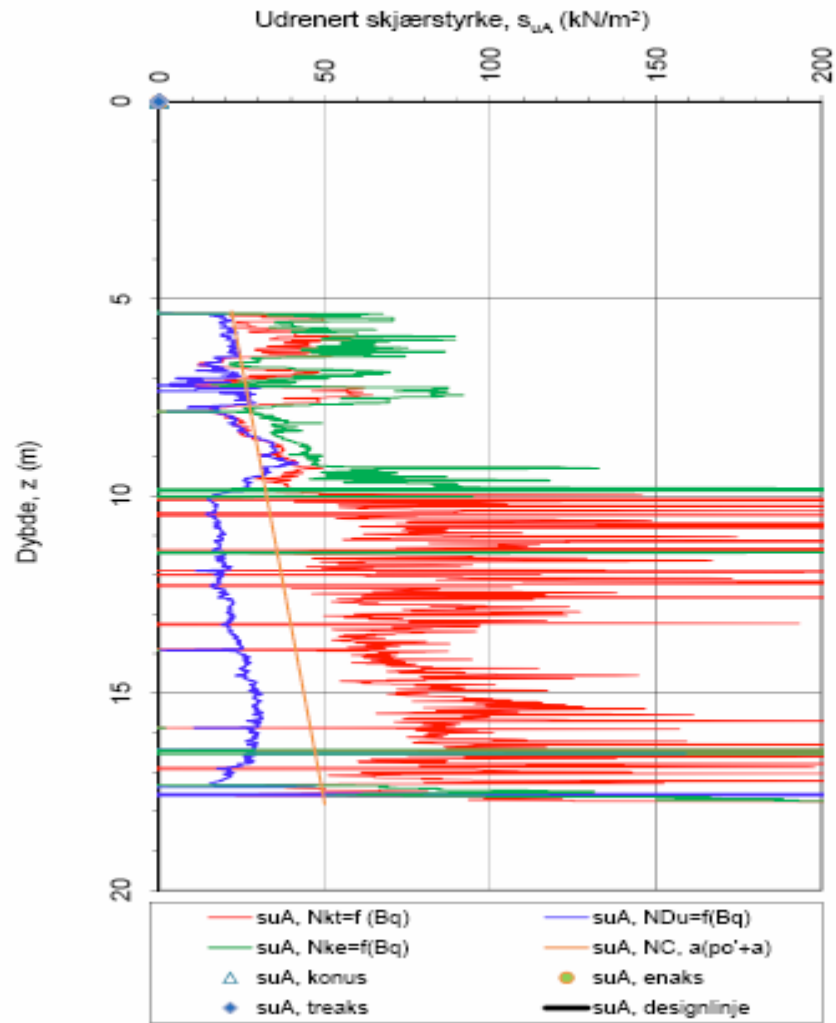
Figur 21. Netto, korrigert spissmotstand og poreovertrykk for CPTU, 1 måned etter installasjon, pkt. 1 ved rørspunt.



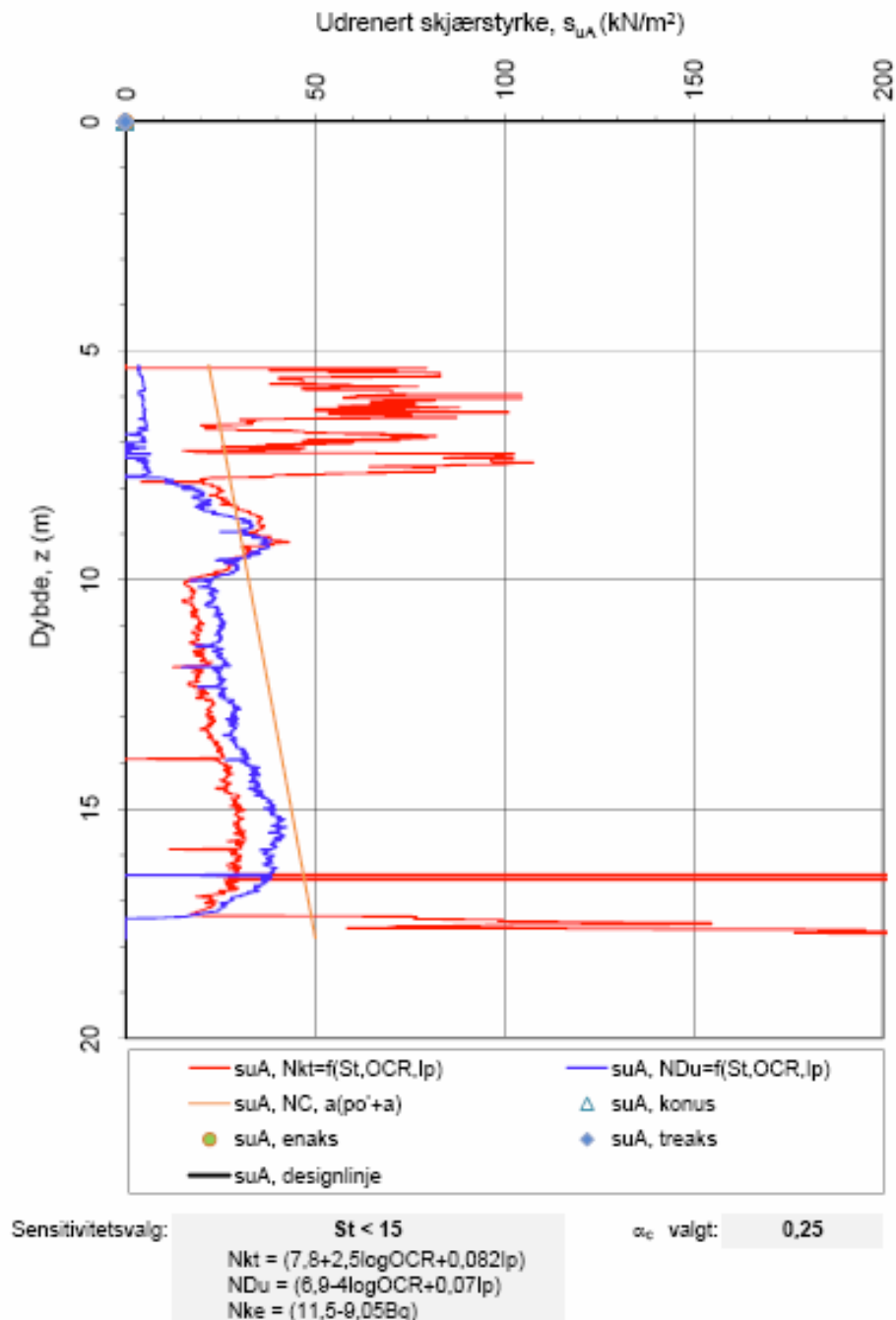
Figur 22. Netto spissmotstandstall N_m , poretrykksforhold B_q og friksjonsforhold R_f for CPTU, 1 måned etter installasjon, pkt. 1 ved rørsputt.



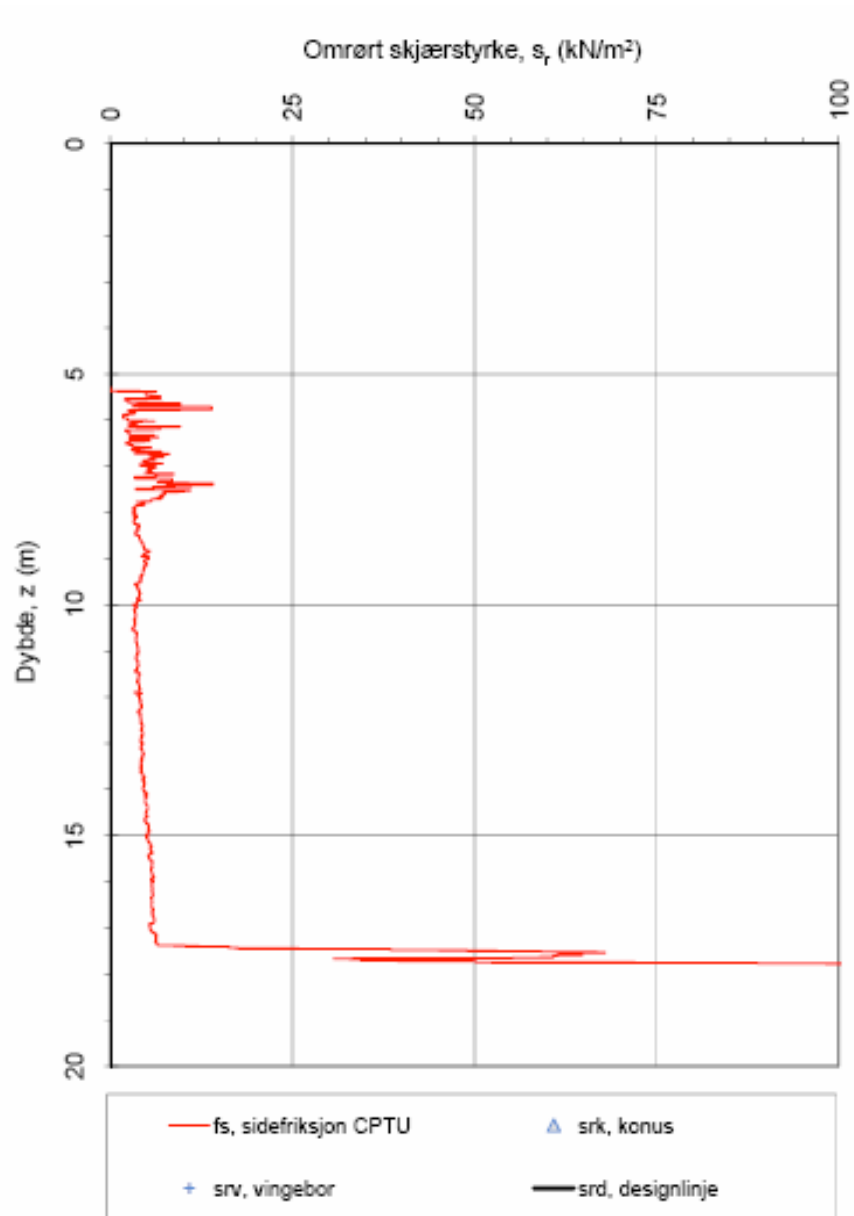
Figur 23. Udrenert skjærstyrke s_{uA} basert på valgte verdier av tolkningsfaktorene N_{kt} , $N_{\Delta u}$ og N_{ke} , 1 måned etter installasjon, pkt. 1 ved rørspunt.



Figur 24. Udrenert skjærstyrke s_{uA} basert på Bq-korrelerte verdier av tolkningsfaktorene N_{kt} , N_{Du} og N_{ke} . 1 måned etter installasjon, pkt. 1 ved rørsjunt.



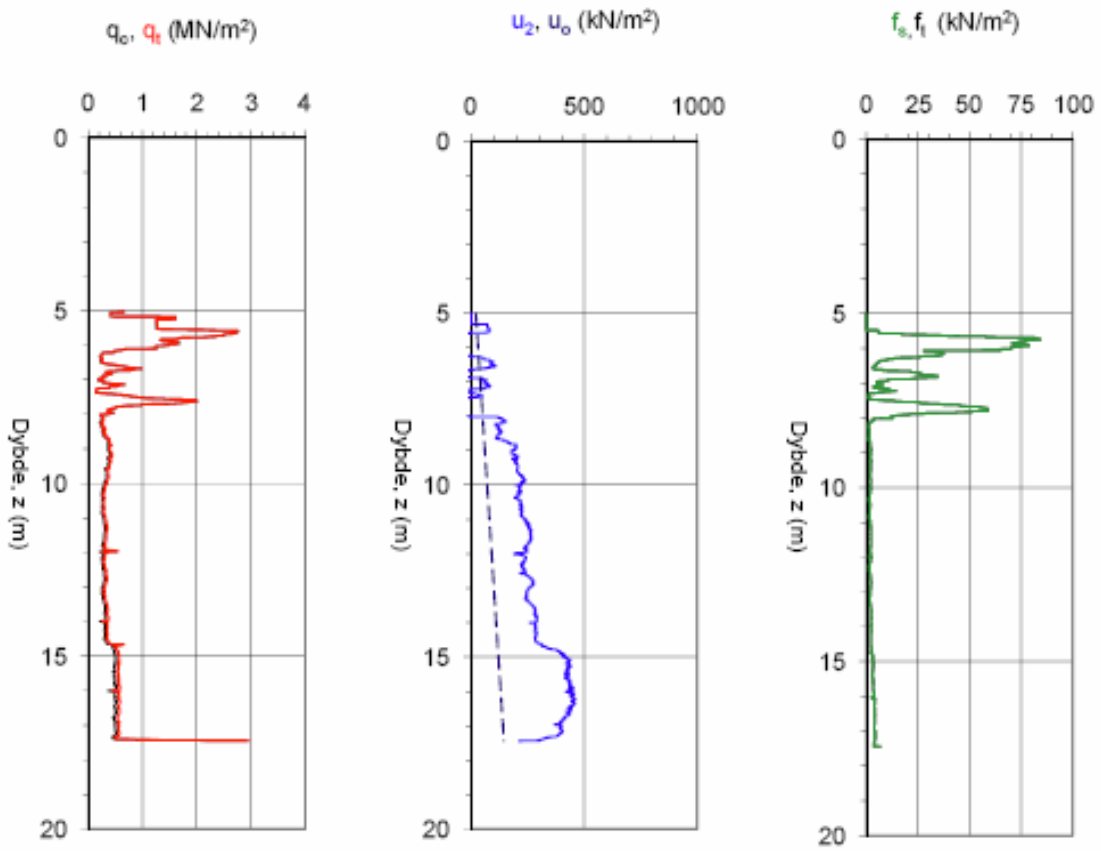
Figur 25. Udrenert skjærstyrke s_{uA} basert på S_v , OCR, I_p -korrelerte verdier av tolkningsfaktorene N_{kt} og N_{Du} . 1 måned etter installasjon, pkt. 1 ved rørsput.



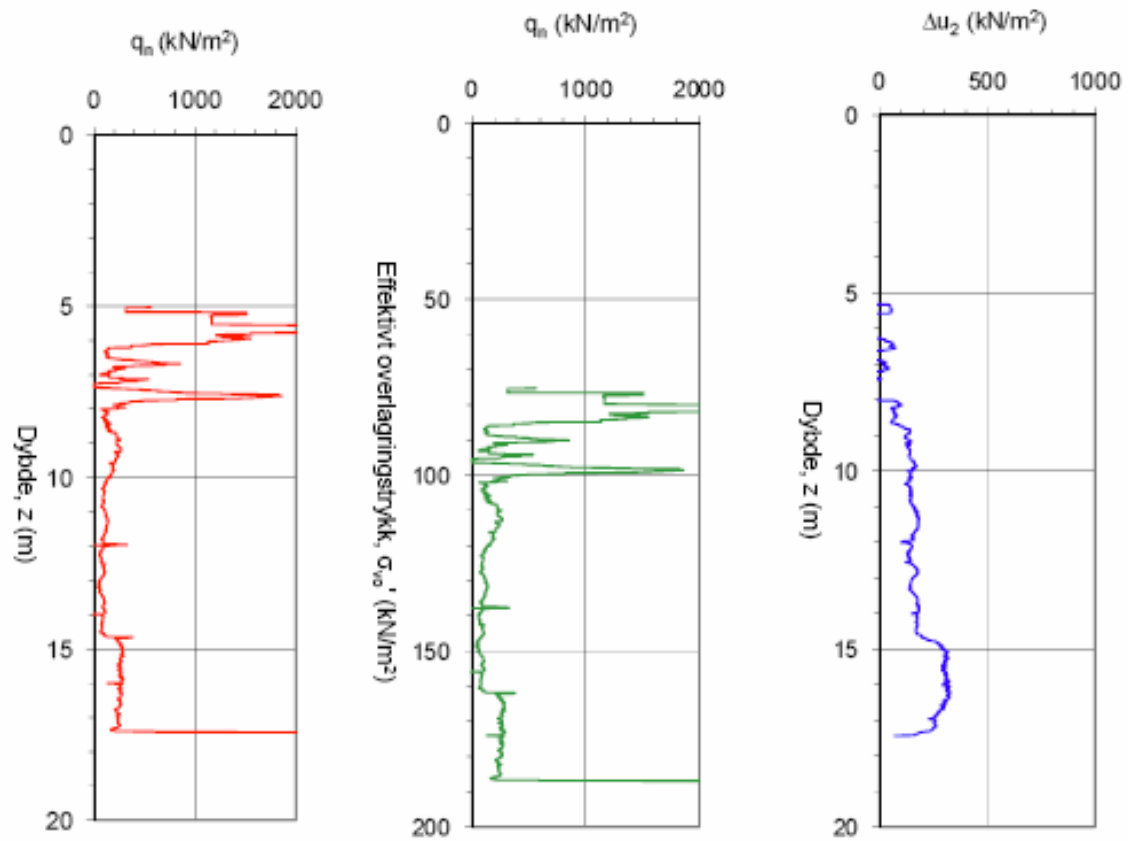
Figur 26. Omrørt skjærstyrke s_r tolket fra sidefriksjon. 1 måned etter installasjon, pkt. 1 ved rørsputt.

Vedlegg 5.3

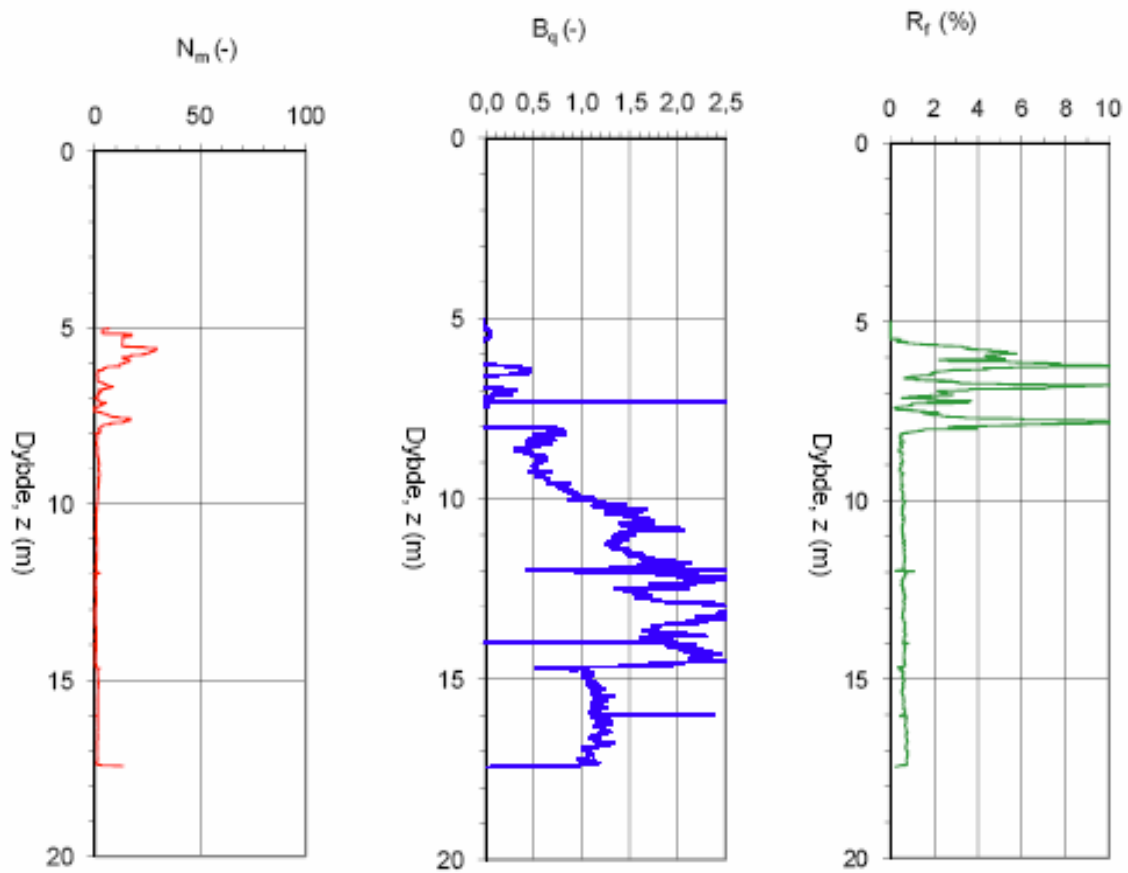
Resultater av CPTU-sondering - 3 måneder etter installasjon av rørsputt



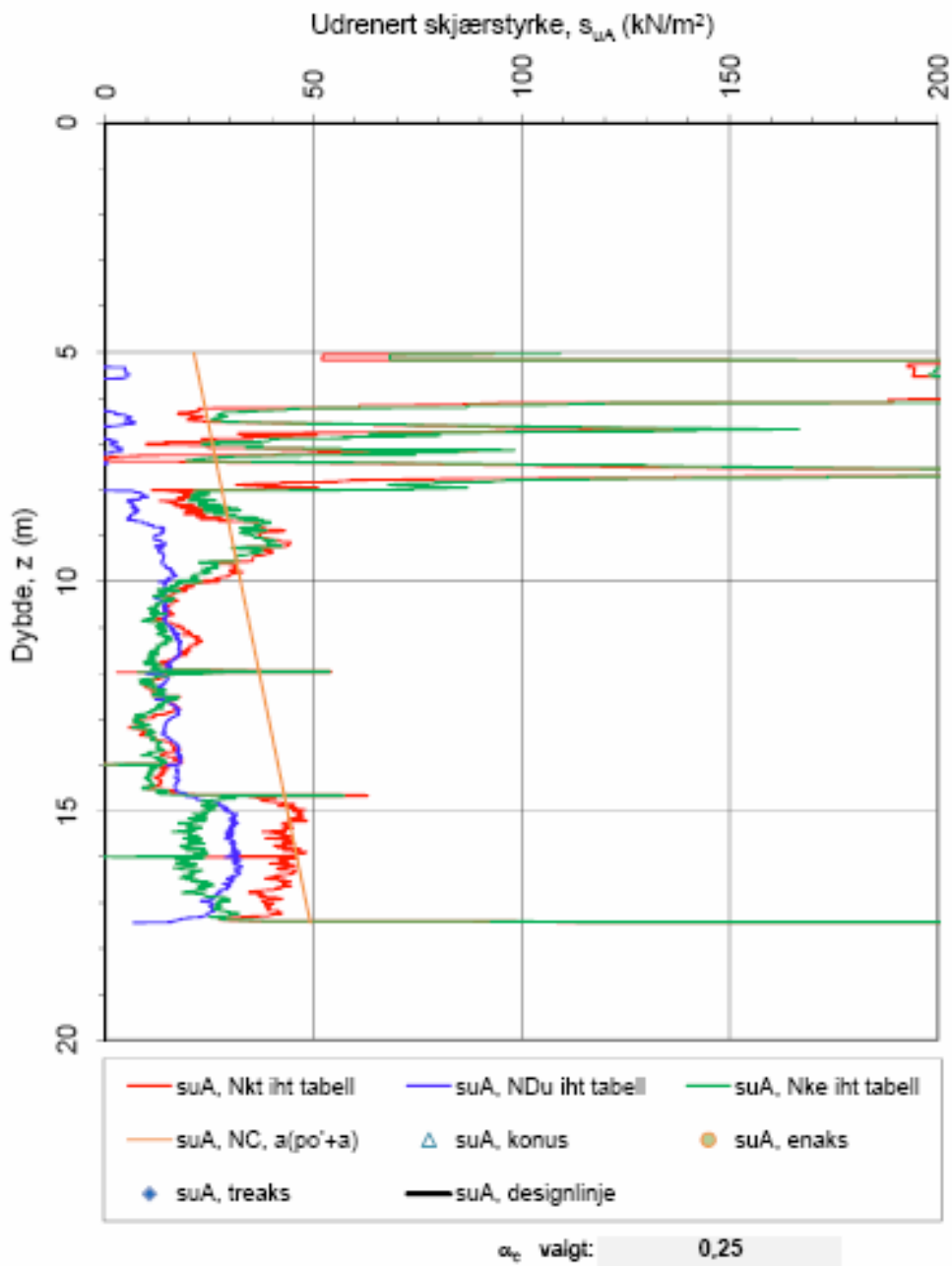
Figur 27. Korrigert spissmotstand, poretrykk og sidefriksjon for CPTU, 3 måneder etter installasjon, pkt.2 ved rørsput.



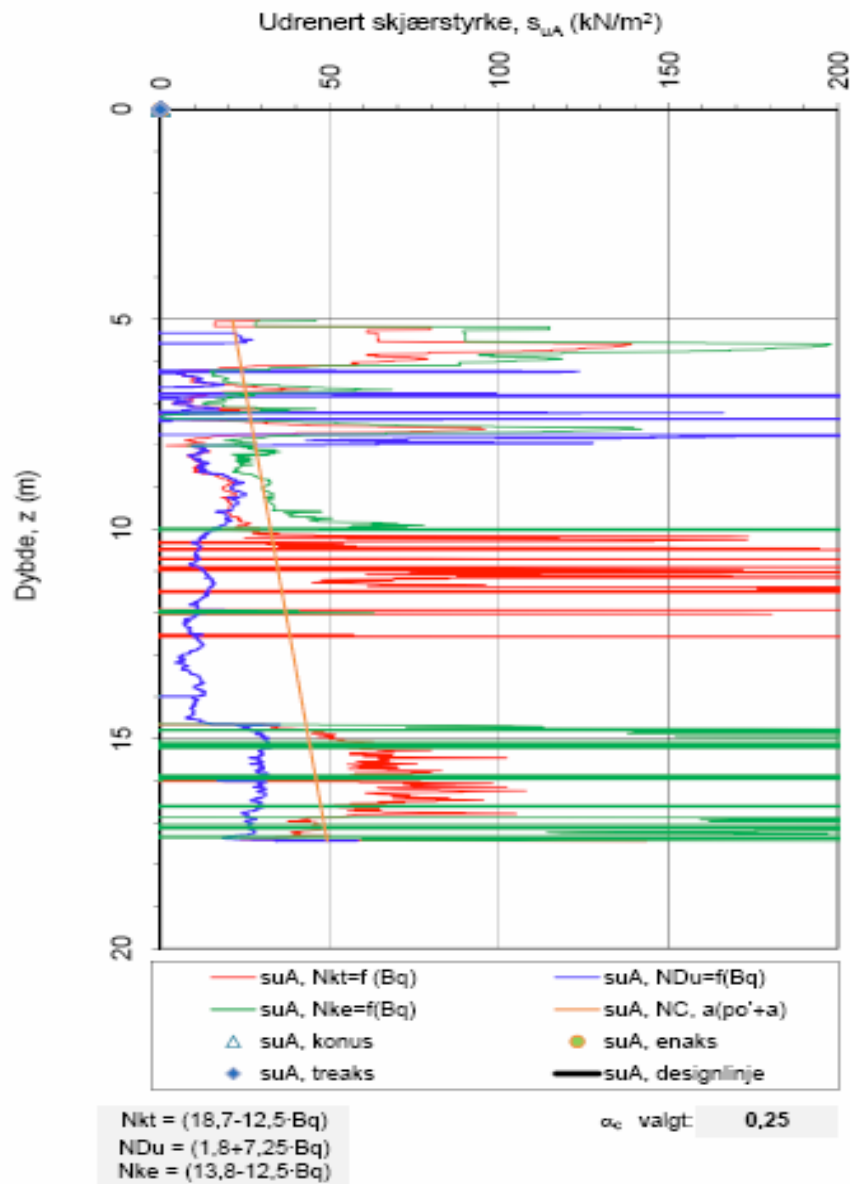
Figur 28. Netto, korrigert spissmotstand og poreovertrykk for CPTU, 3 måneder etter installasjon, pkt. 2 ved rørspunt.



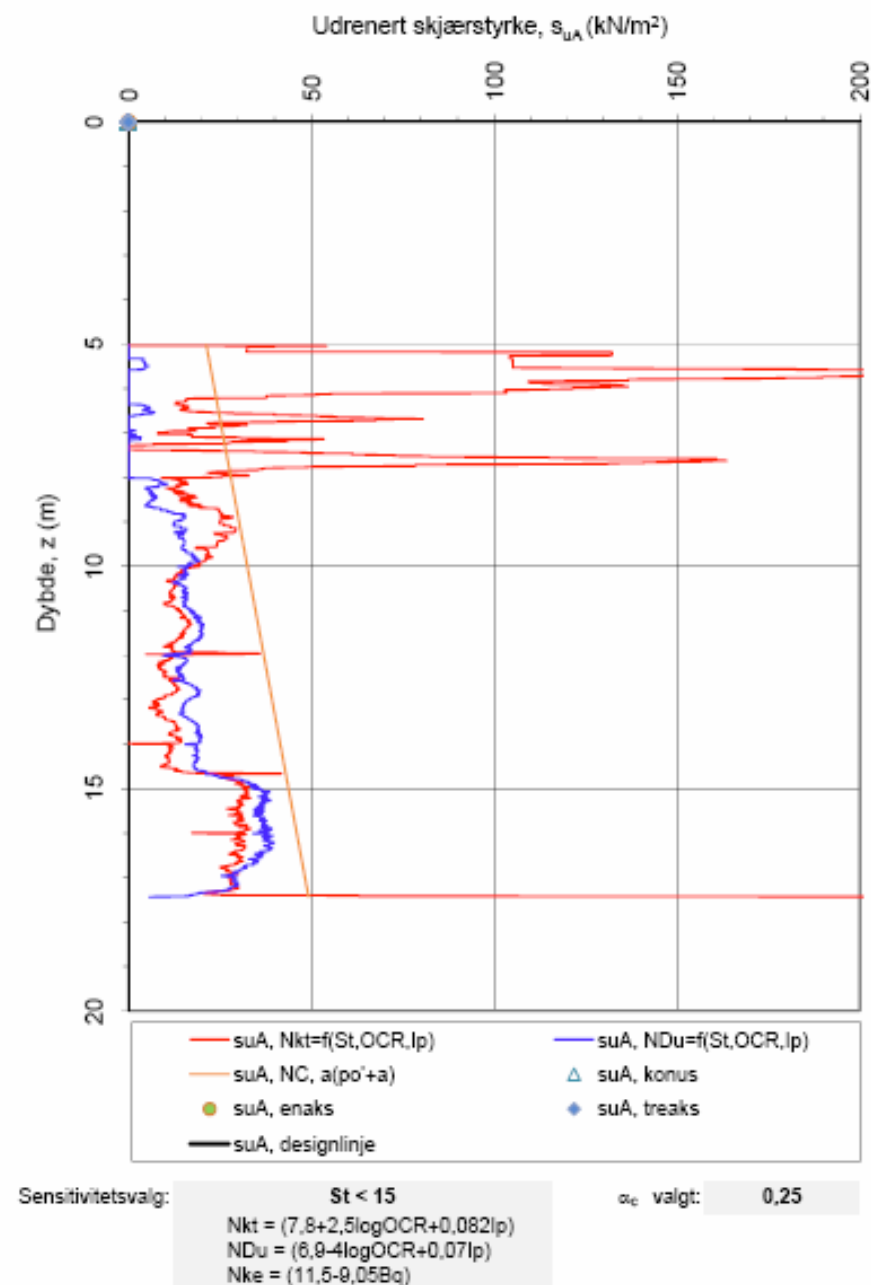
Figur 29. Netto spissmotstandstall N_m , poretrykksforhold B_q og friksjonsforhold R_f for CPTU, 3 måneder etter installasjon, pkt. 2 ved rørspunt.



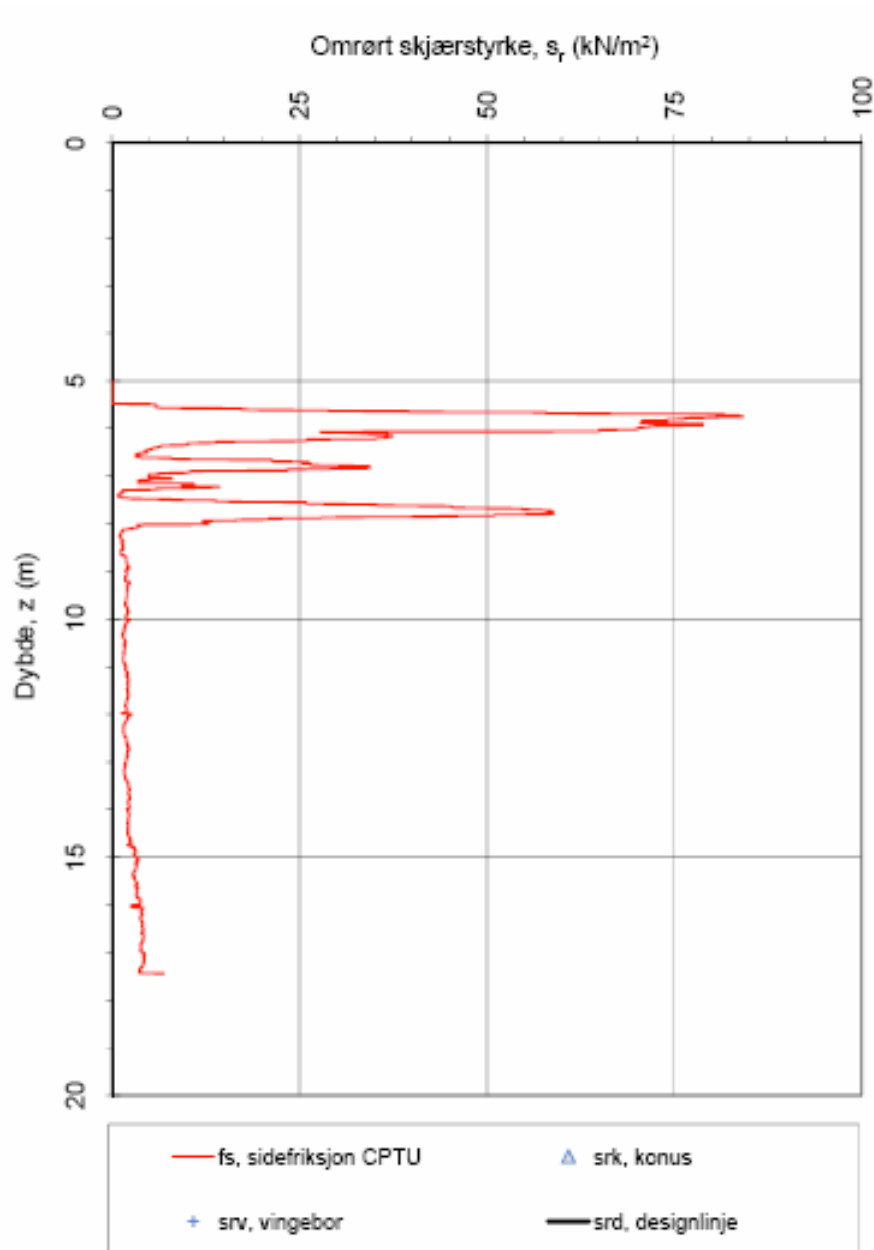
Figur 30. Udrenert skjærstyrke s_{uA} basert på valgte verdier av tolkningsfaktorene N_{kt} , $N_{\Delta u}$ og N_{ke} , 3 måneder etter installasjon, pkt.21 ved rørspunt.



Figur 31. Udrenert skjærstyrke s_{uA} basert på Bq-korrelerte verdier av tolkningsfaktorene N_{kt} , N_{Du} og N_{ke} . 3 måneder etter installasjon, pkt. 2 ved rørspunt.



Figur 32. Udrenert skjærstyrke s_{uA} basert på S_v , OCR, I_p -korrelerte verdier av tolkningsfaktorene N_{kt} og N_{Du} . 3 måneder etter installasjon, pkt. 2 ved rørsput.



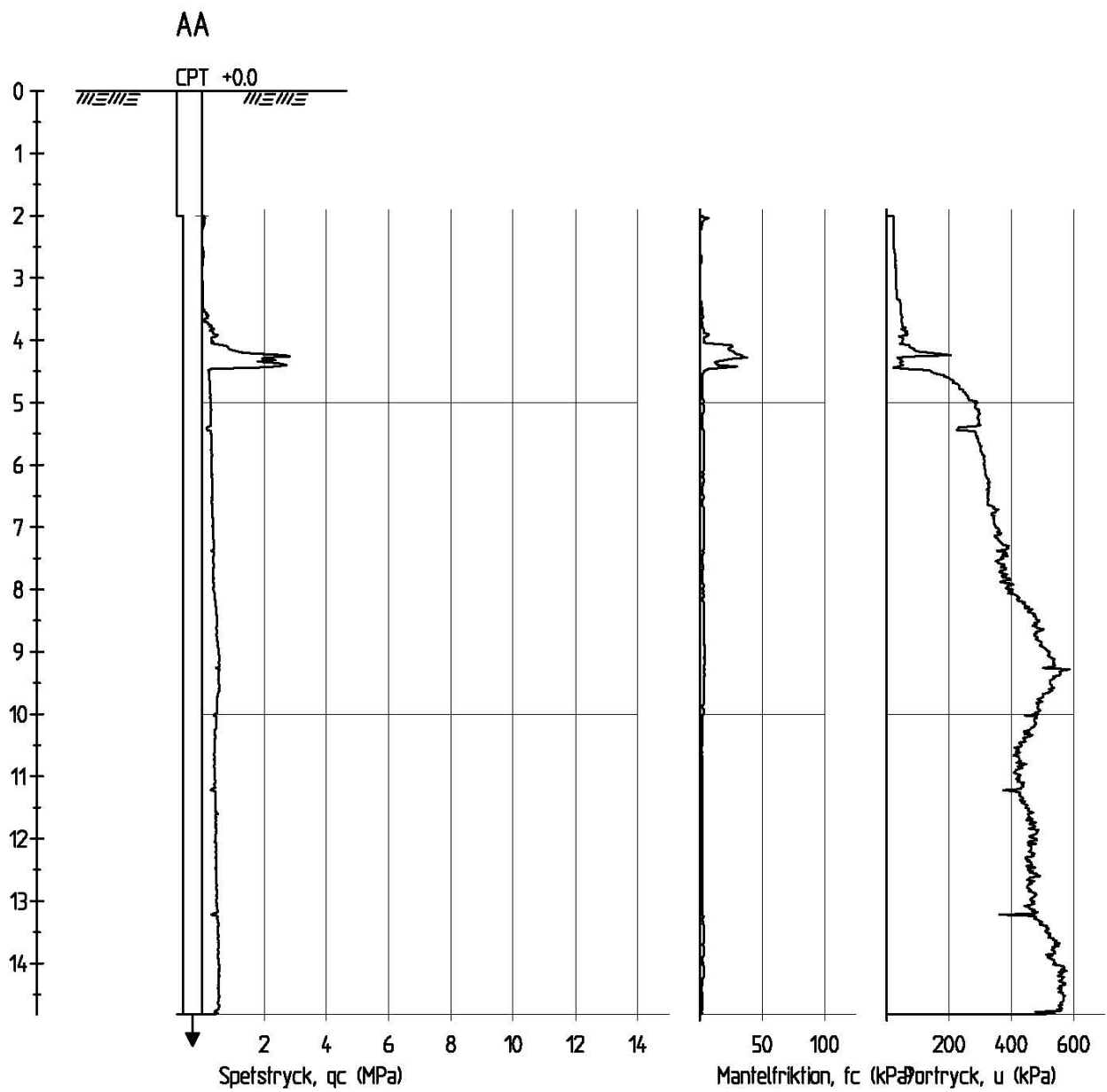
Figur 33. Omrørt skjærstyrke s_r tolket fra sidefriksjon. 3 måneder etter installasjon, pkt. 2 ved rørsput.

Notat 2010-09-30

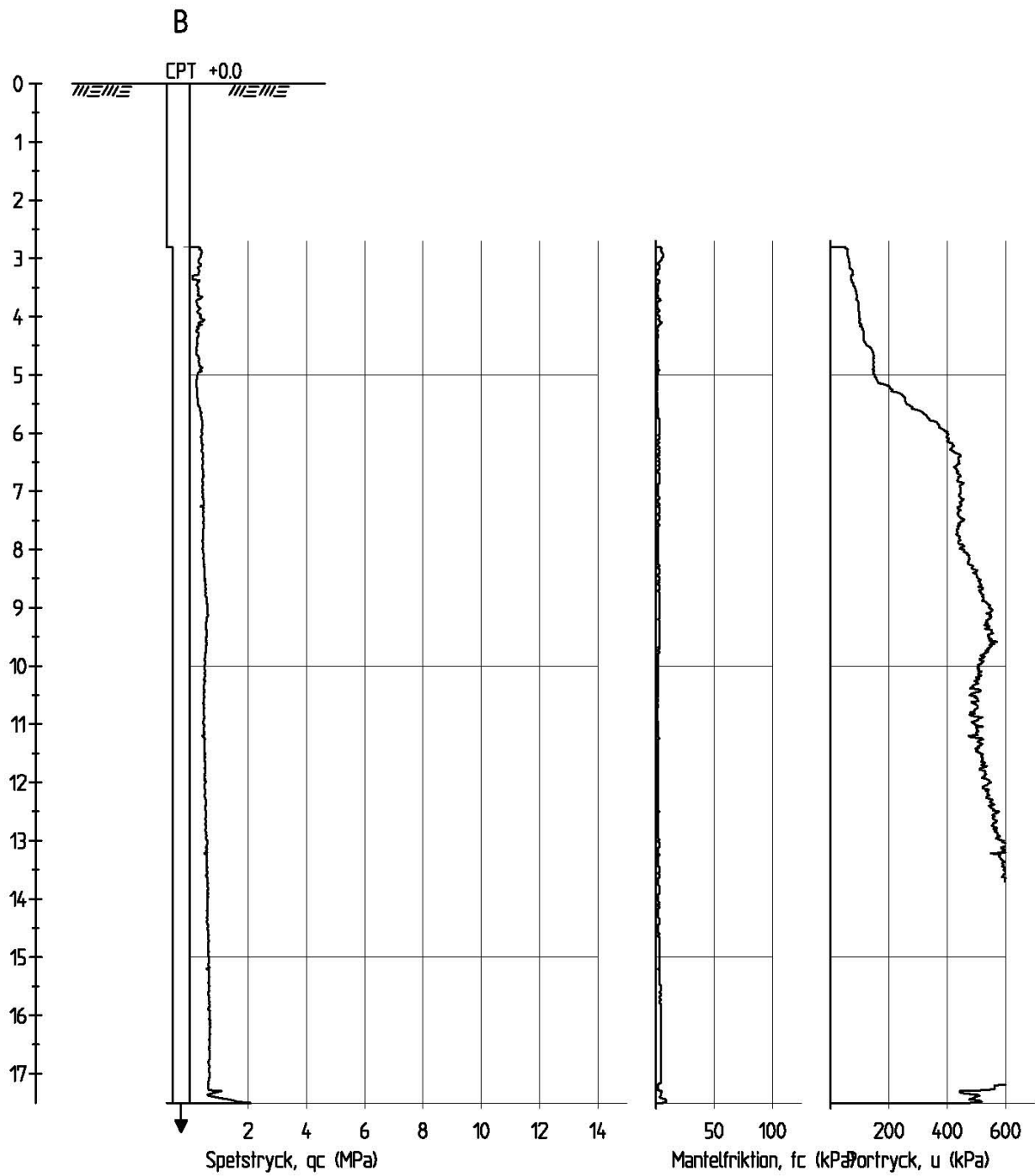
Måleresultater i tilknytning til rørsputtforsøk, rør R3

Vedlegg 5.1

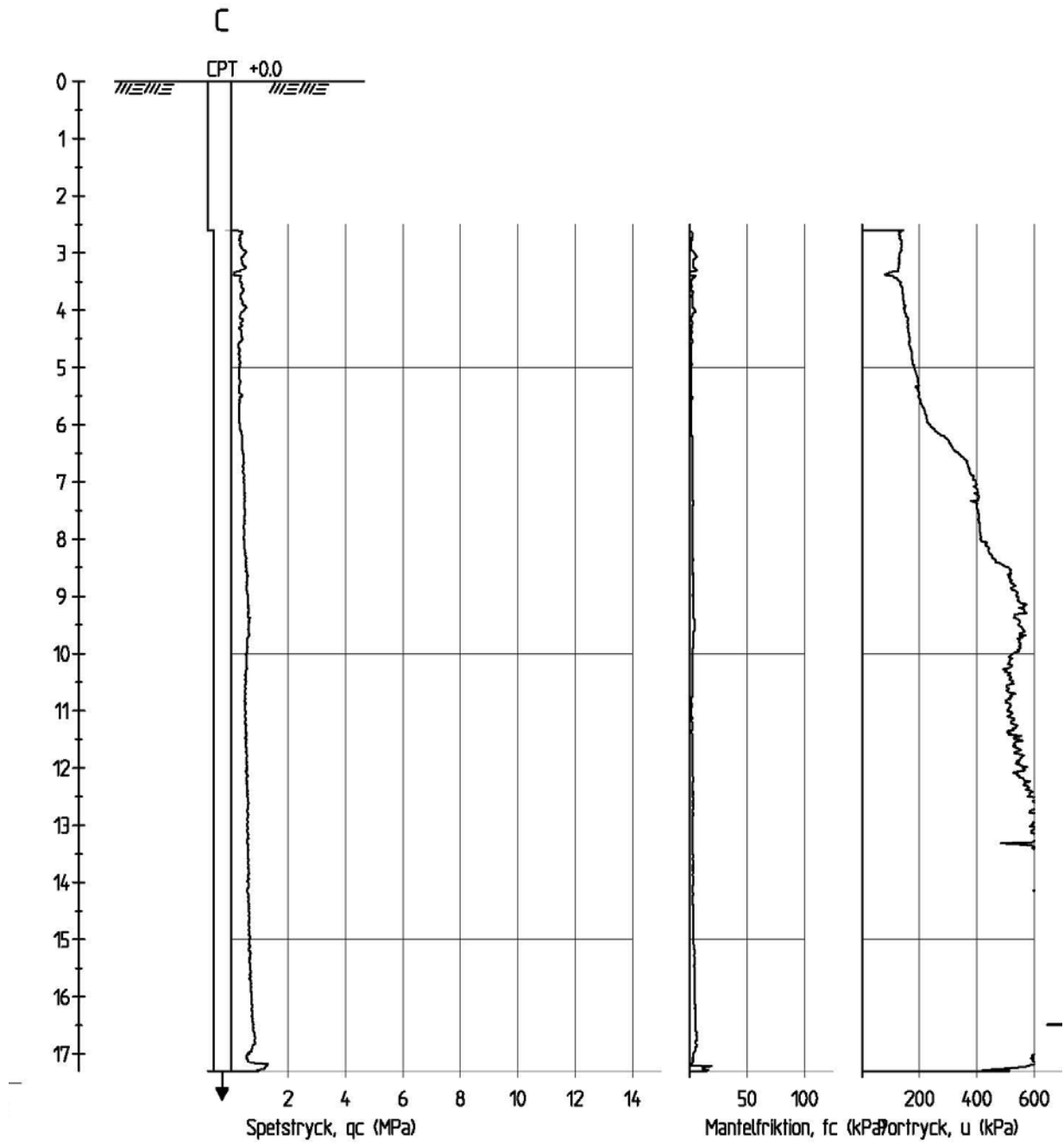
Resultat av CPTU-sonderinger like etter installasjon av rørsputt



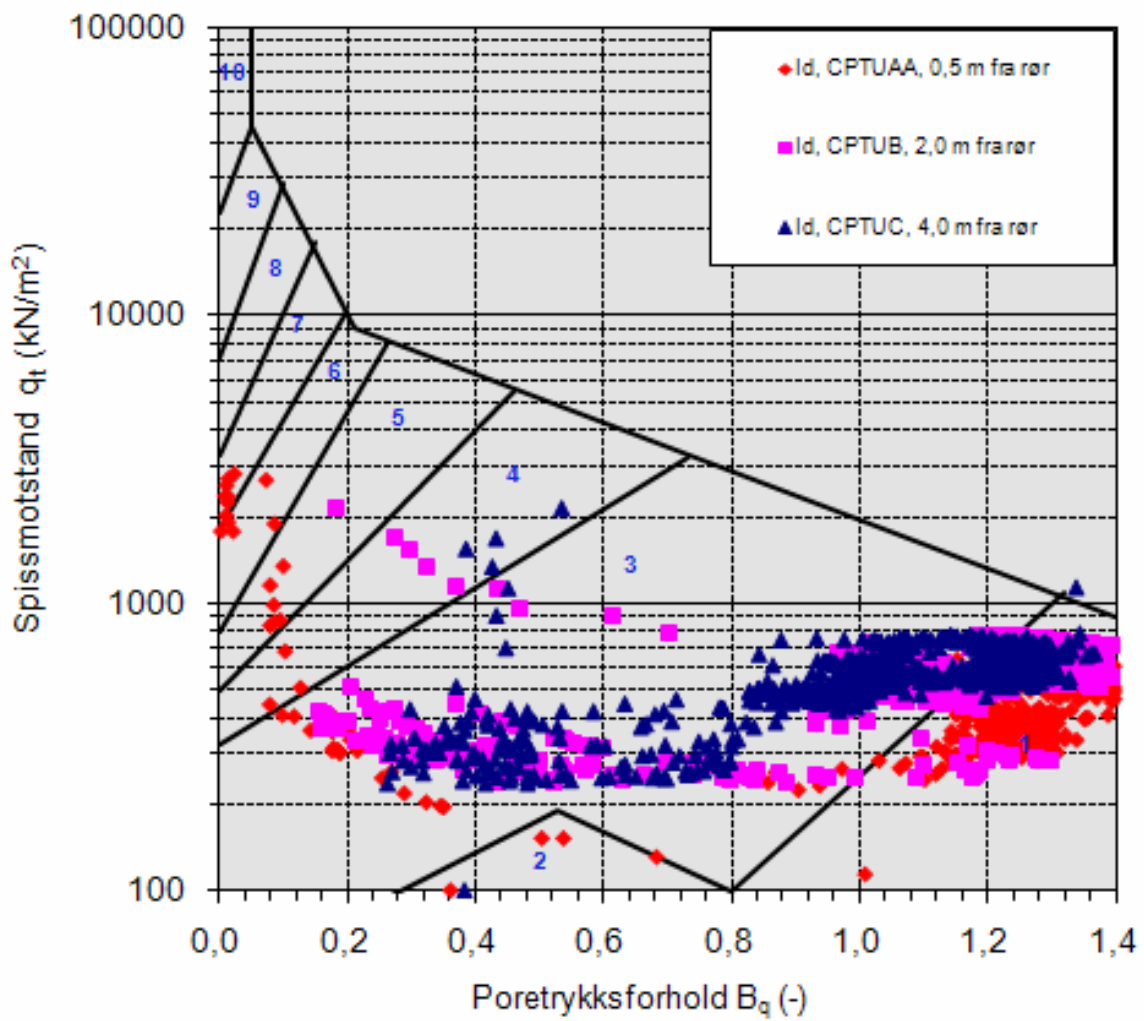
Figur 12. Plott av målt spissmotstand, poretrykk og sidefriksjon, punkt A (ca 0,5m fra rørspunt).



Figur 13. Plott av målt spissmotstand, poretrykk og sidefriksjon, punkt B (ca 2,0m fra rør).

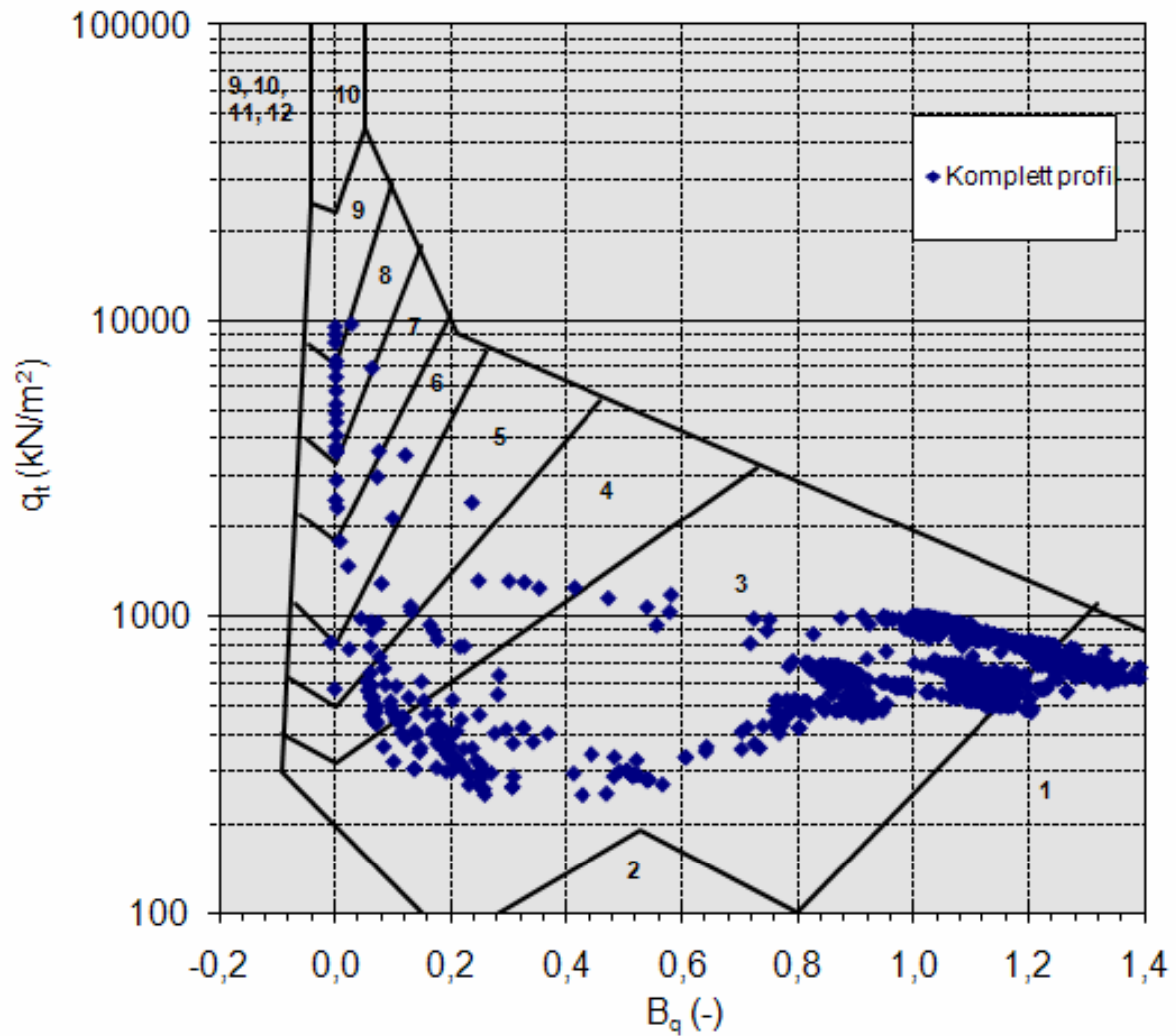


Figur 14. Plott av målt spissmotstand, poretrykk og sidefriksjon, punkt C (ca 4,0m fra rørsput).



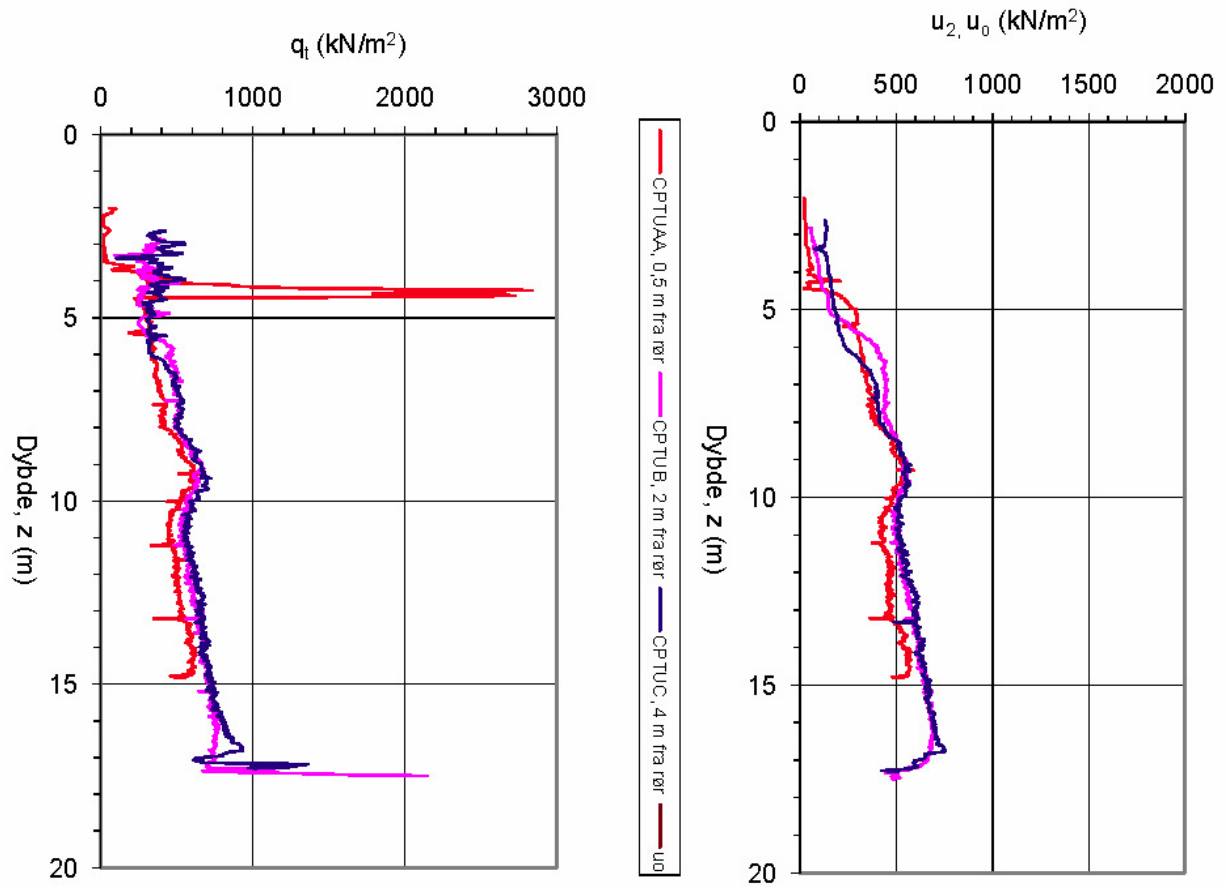
Jordartsid.	Beskrivelse	Identifikasjon
1	Sensitivt, finkornig materiale	1
2	Organisk materiale	6
3	Leire	Ved variasjon i jordartgruppe brukes begge Id-boksene for å beskrive materialet (eks. 5-7)
4	Leire - siltig leire	
5	Leirig silt - siltig leire	
6	Sandig silt - leirig silt	
7	Siltig sand - sandig silt	
8	Sand - siltig sand	
9	Sand	
10	Grusig sand - sand	
11	Meget fast, finkornig materiale	
12	Sand - leirig sand	

Figur 15. Tolkning av CPTU i posisjonene A, B og C – jordartsklassifisering etter Robertson et al (1986).

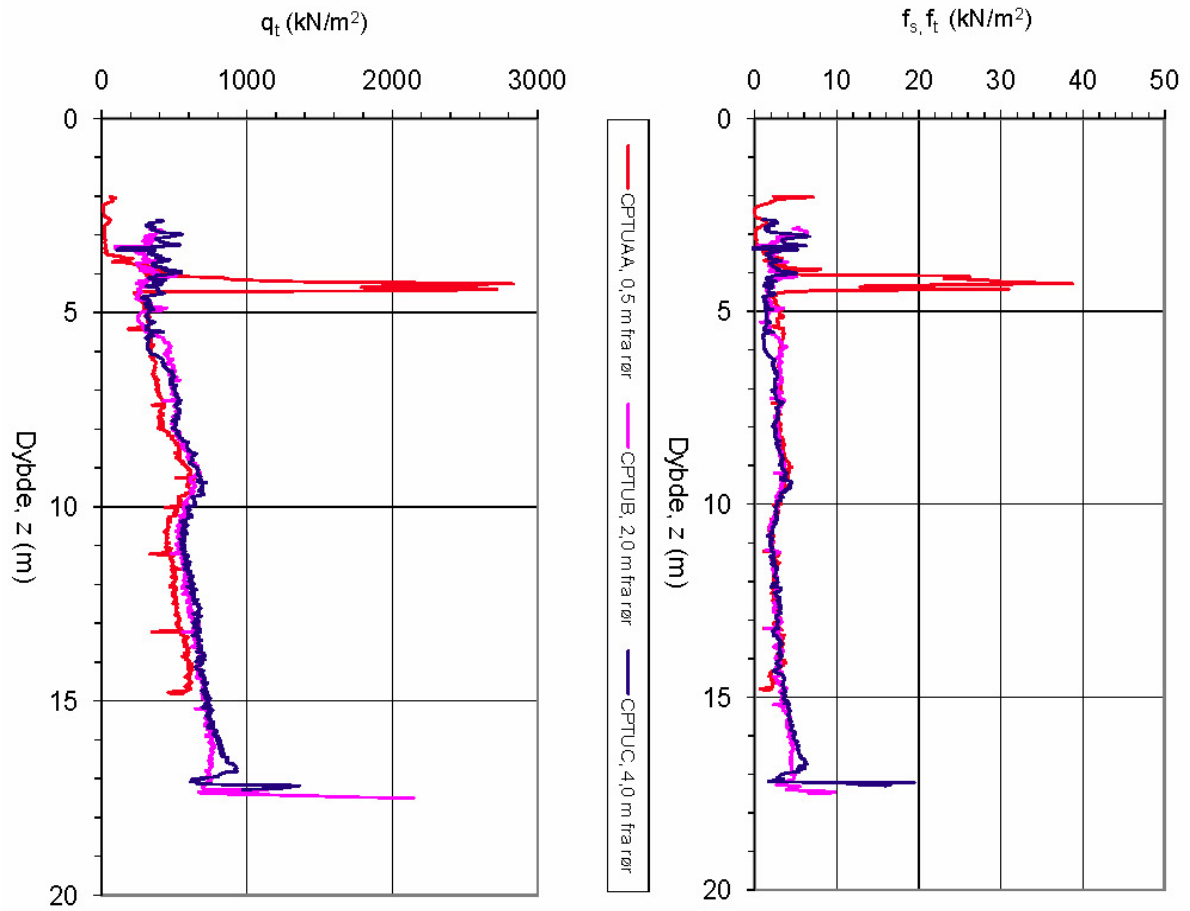


Jordartsid.	Beskrivelse
1	Sensitivt, finkornig materiale
2	Organisk materiale
3	Leire
4	Leire - siltig leire
5	Leirig silt - siltig leire
6	Sandig silt - leirig silt
7	Siltig sand - sandig silt
8	Sand - siltig sand
9	Sand
10	Grusig sand - sand
11	Meget fast, finkornig materiale
12	Sand - leirig sand

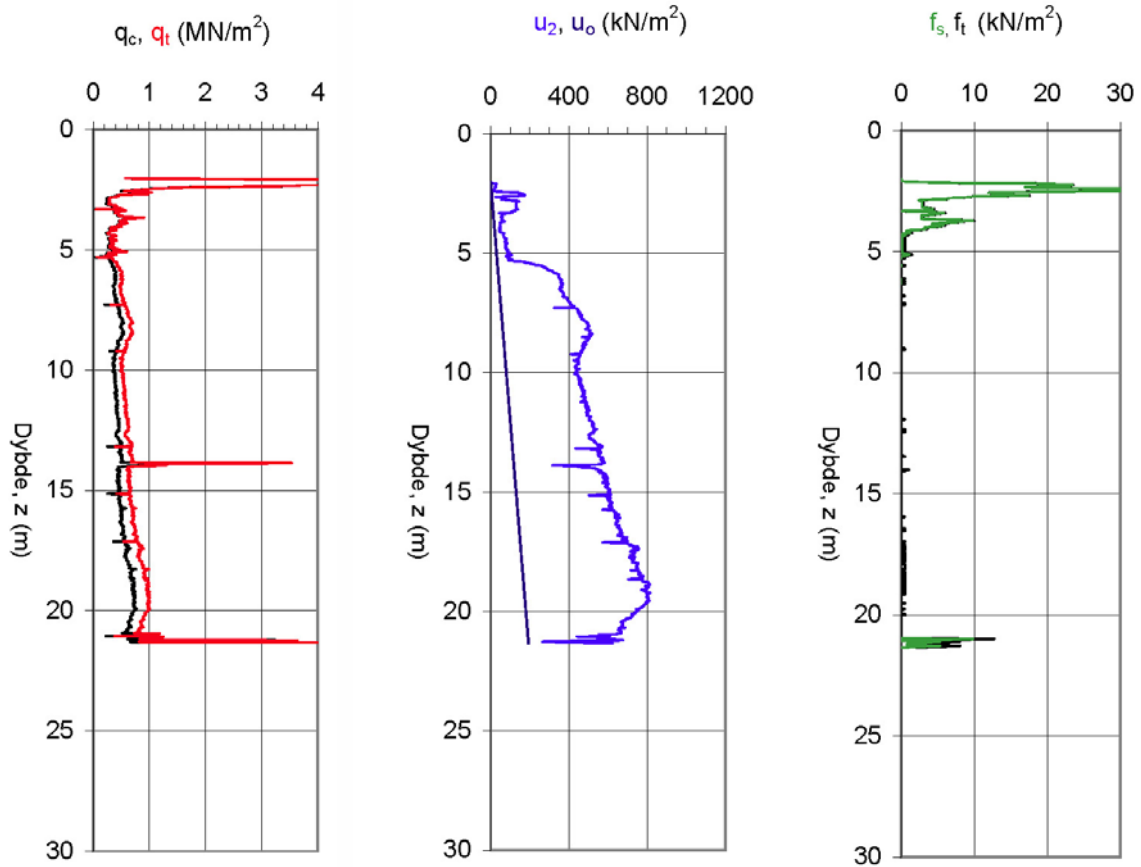
Figur 16. Tolkning av referanse CPTU (nr. 827) – jordartsklassifisering etter Robertson et al (1986).



Figur 17. Korrigert spissmotstand og poretrykk for CPTU i posisjonene A, B og C.



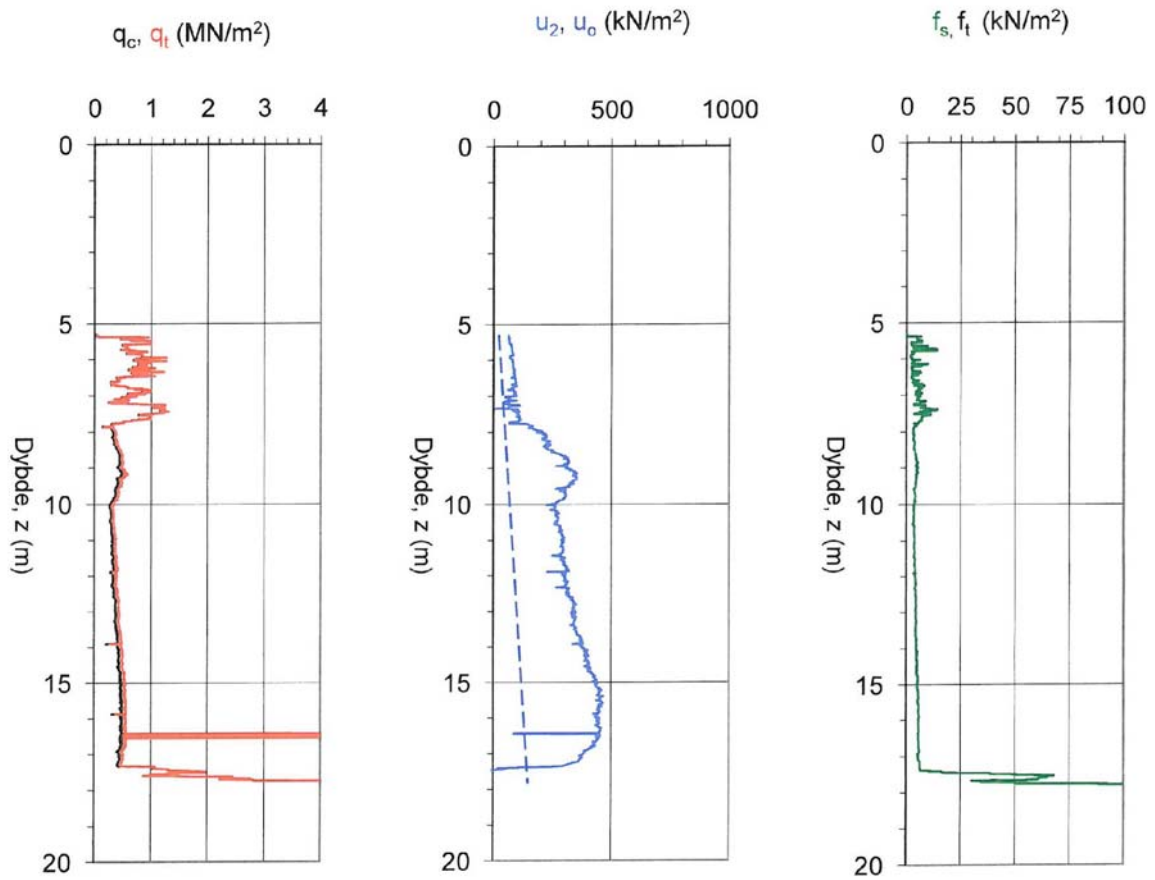
Figur 18. Korrigert spissmotstand og sidefriksjon for CPTU i posisjonene A, B og C.



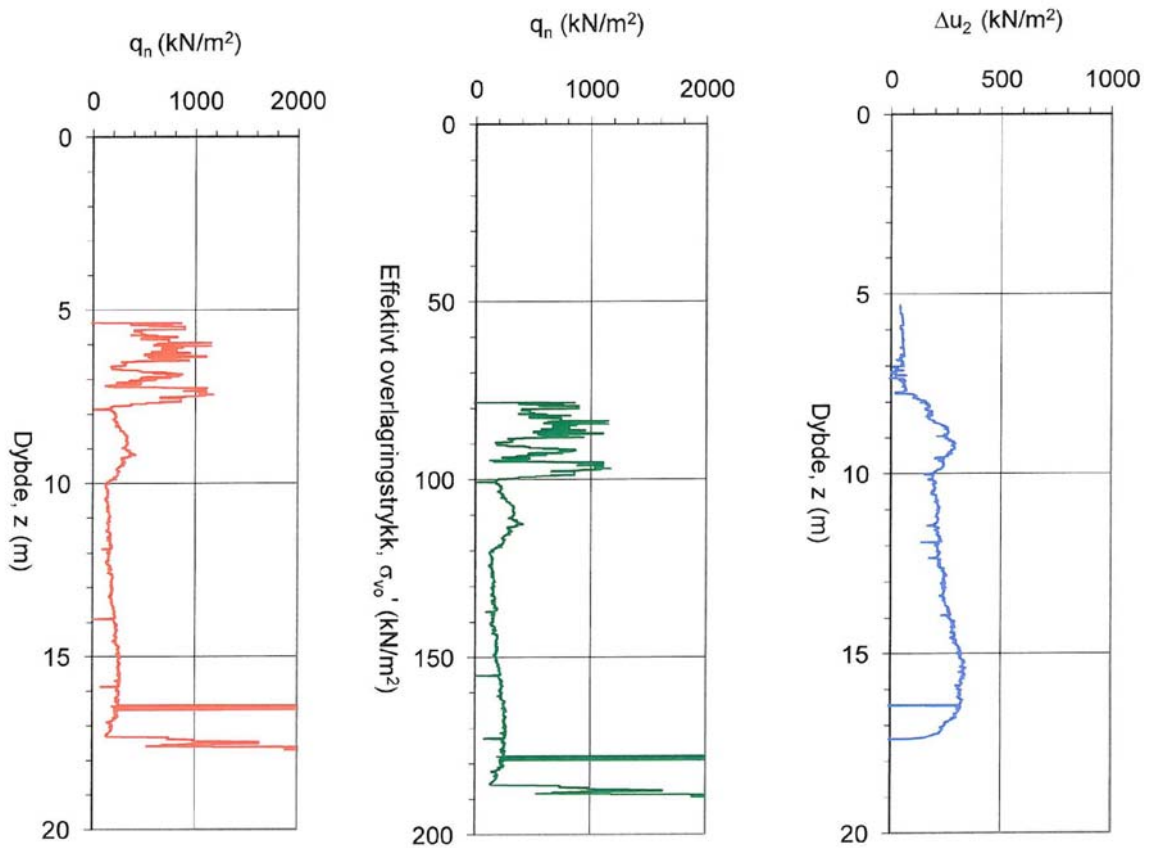
Figur 19. Korrigert spissmotstand, poretrykk og sidefriksjon for referanse CPTU (nr. 827).

Vedlegg 5.2

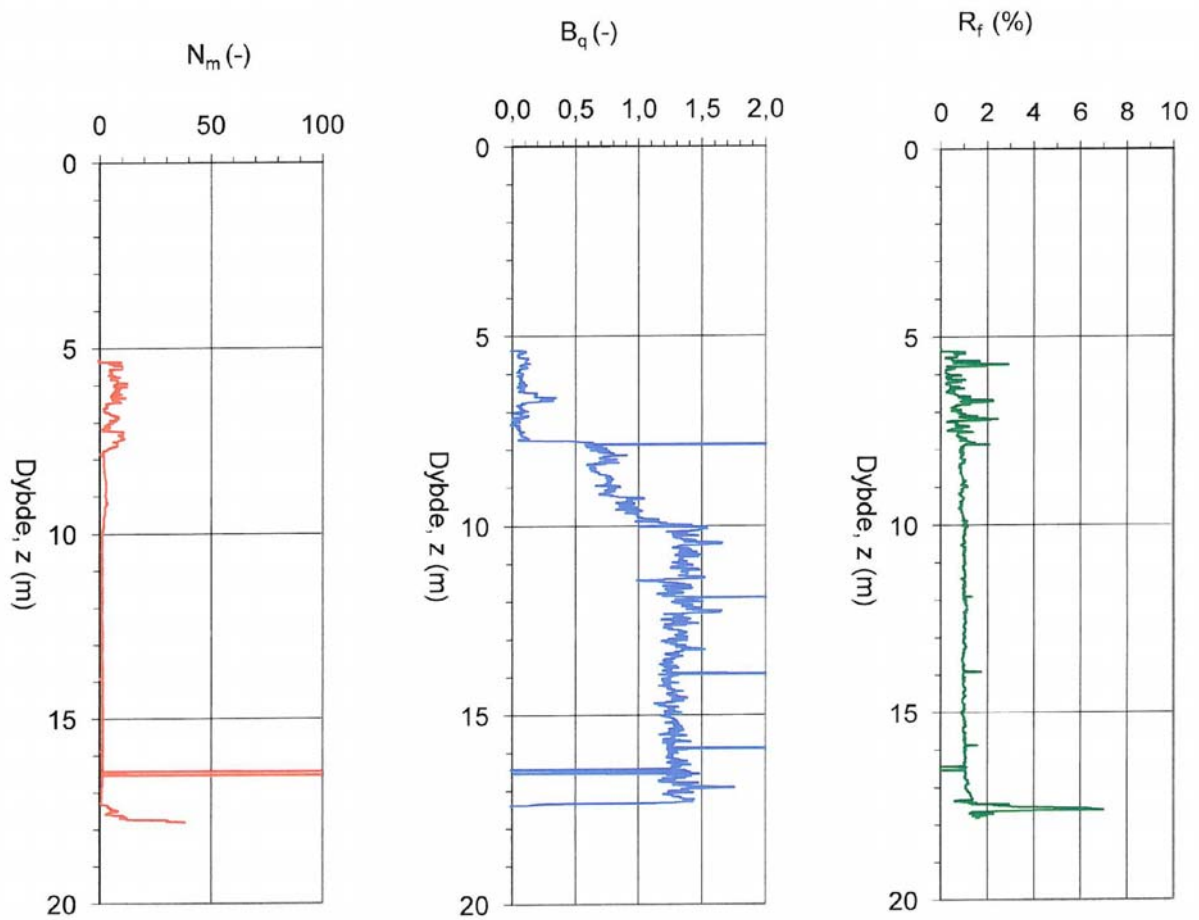
Resultater av CPTU-sondering – 1 måned etter installasjon av rørsput



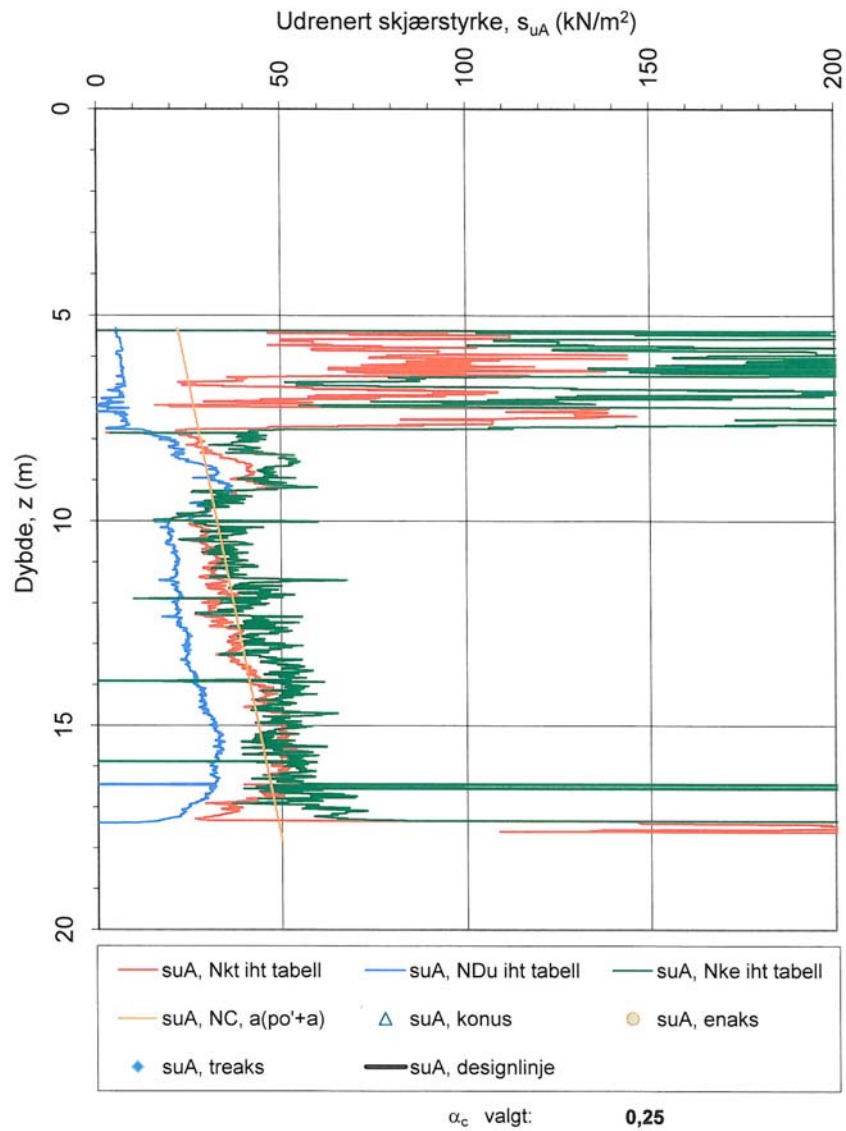
Figur 20. Korrigert spissmotstand, poretrykk og sidefriksjon for CPTU, 1 måned etter installasjon, pkt. 1 ved rørsput.



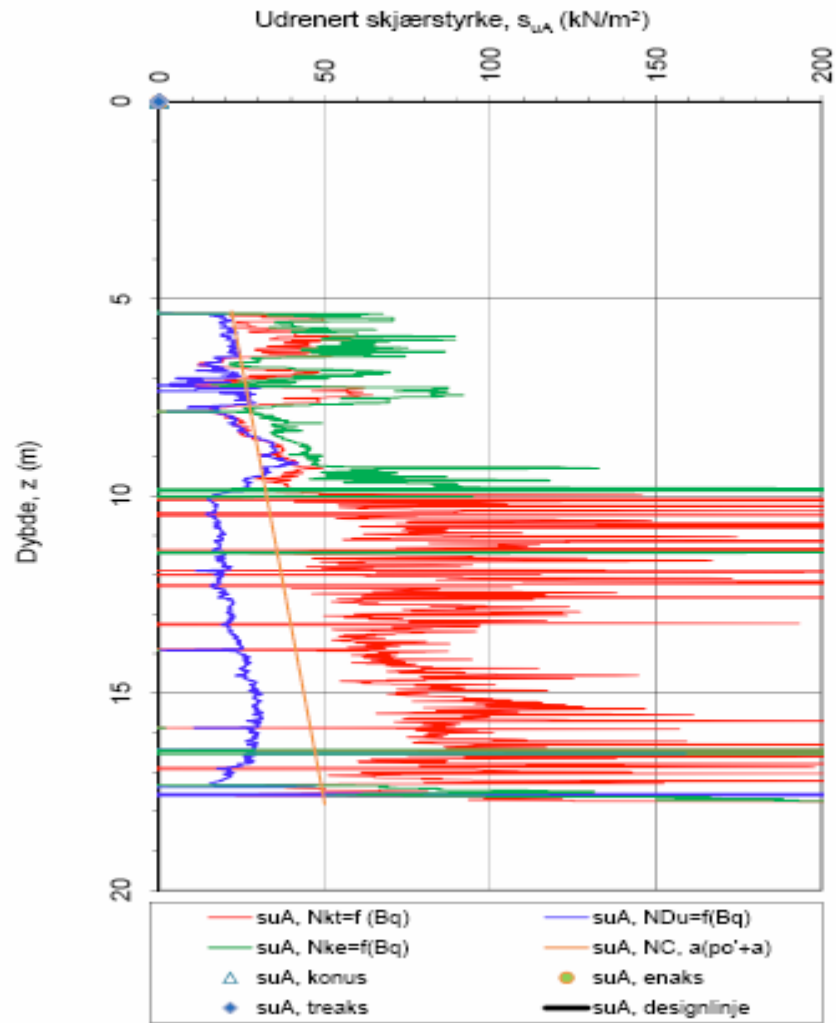
Figur 21. Netto, korrigert spissmotstand og poreovertrykk for CPTU, 1 måned etter installasjon, pkt. 1 ved rørspunt.



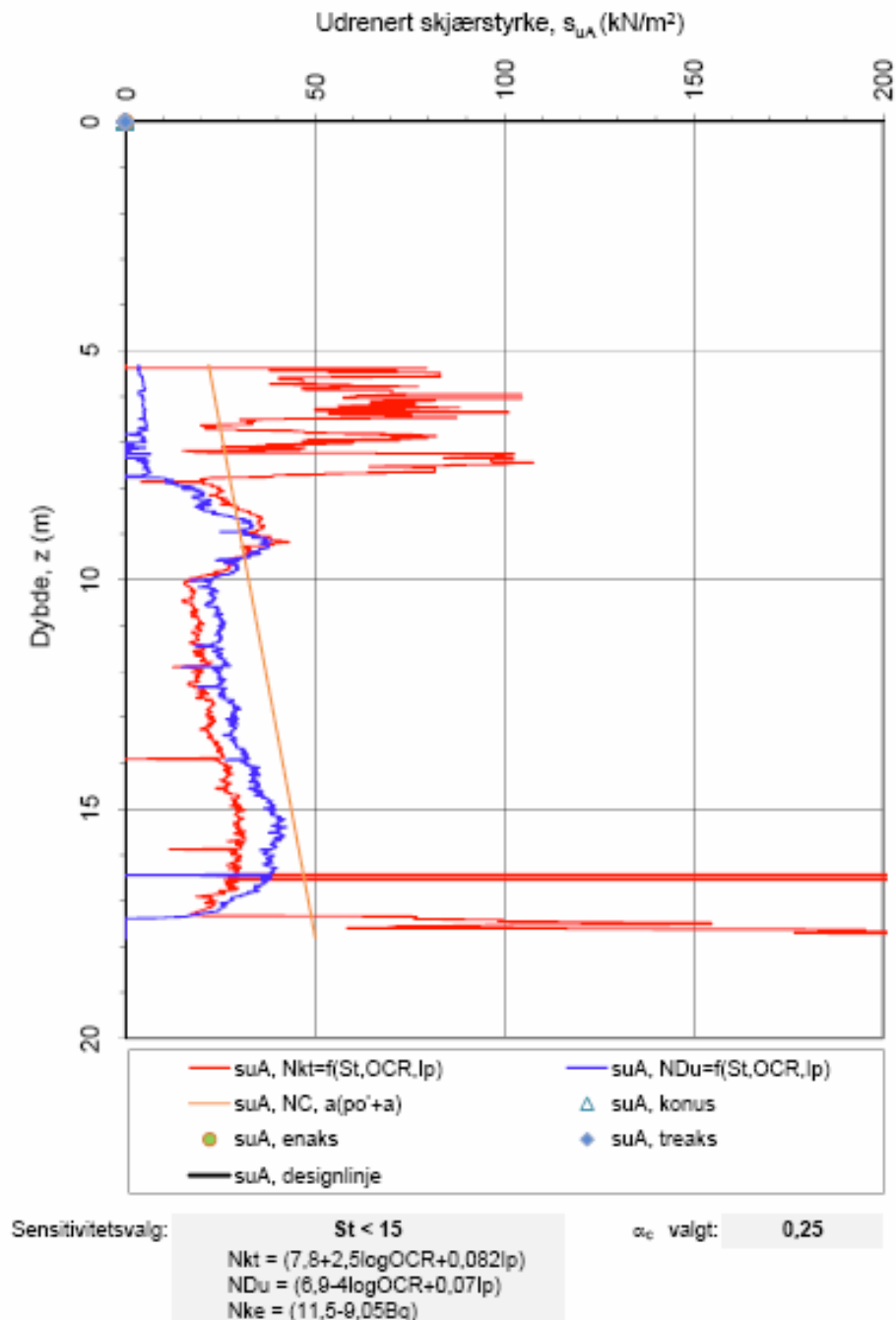
Figur 22. Netto spissmotstandstall N_m , poretrykksforhold B_q og friksjonsforhold R_f for CPTU, 1 måned etter installasjon, pkt. 1 ved rørsputt.



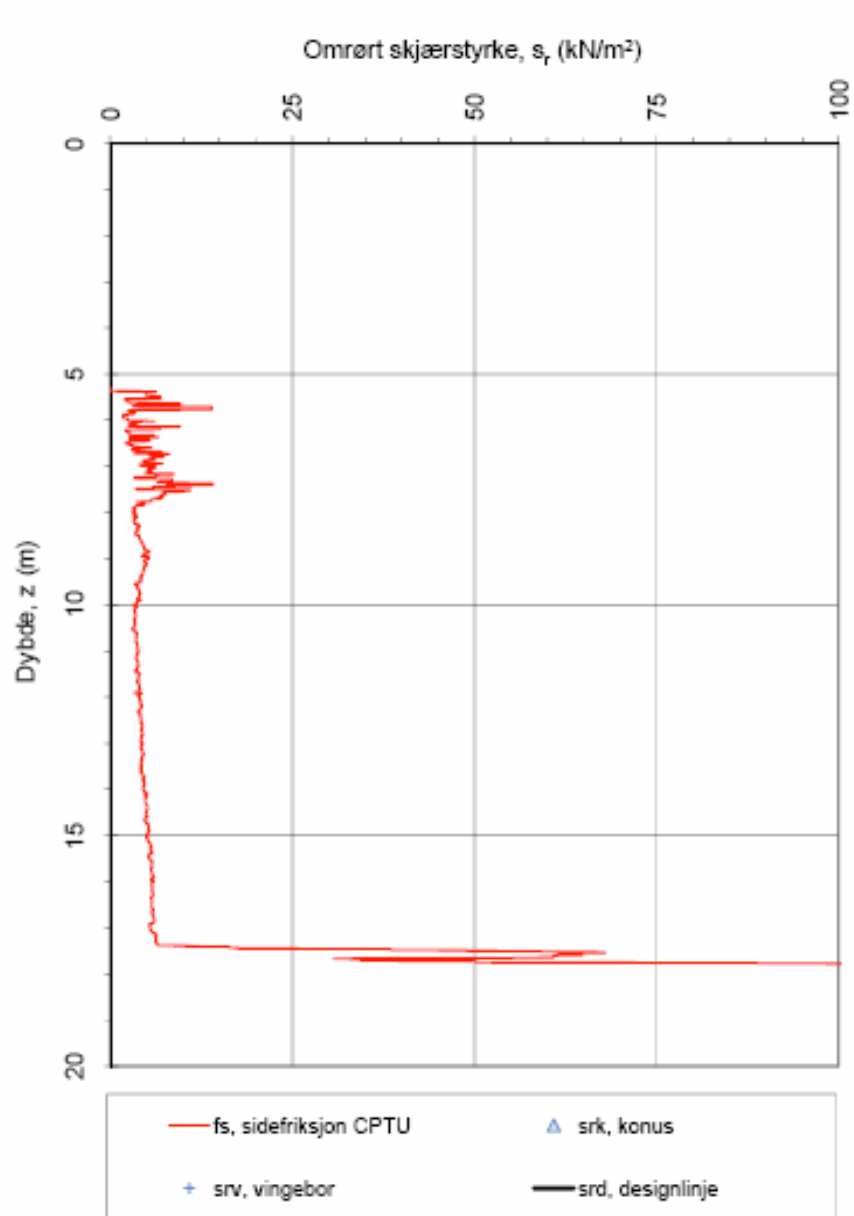
Figur 23. Udrenert skjærstyrke s_{uA} basert på valgte verdier av tolkningsfaktorene N_{kt} , $N_{\Delta u}$ og N_{ke} , 1 måned etter installasjon, pkt. 1 ved rørspunt.



Figur 24. Udrenert skjærstyrke s_{uA} basert på Bq-korrelerte verdier av tolkningsfaktorene N_{kt} , N_{Du} og N_{ke} . 1 måned etter installasjon, pkt. 1 ved rørspunt.



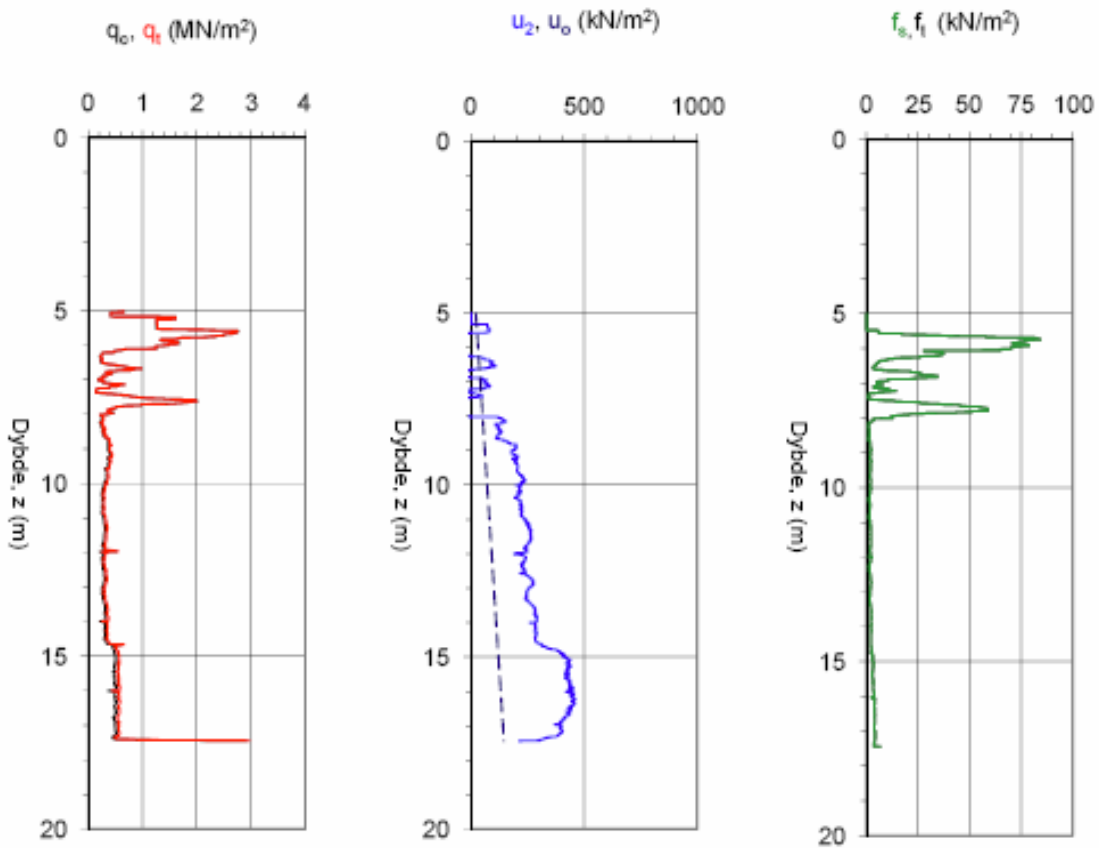
Figur 25. Udrenert skjærstyrke s_{uA} basert på S_v , OCR, I_p -korrelerte verdier av tolkningsfaktorene N_{kt} og N_{Du} . 1 måned etter installasjon, pkt. 1 ved rørsput.



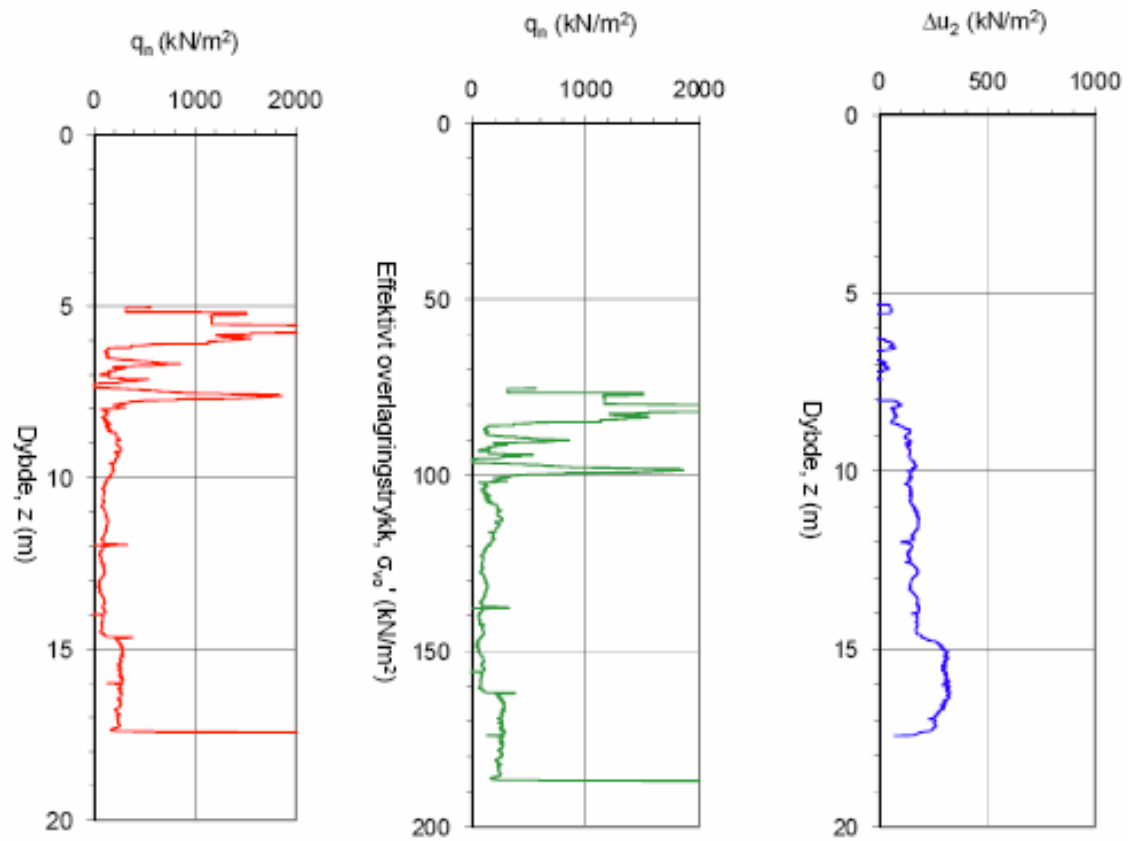
Figur 26. Omrørt skjærstyrke s_r tolket fra sidefriksjon. 1 måned etter installasjon, pkt. 1 ved rørsputt.

Vedlegg 5.3

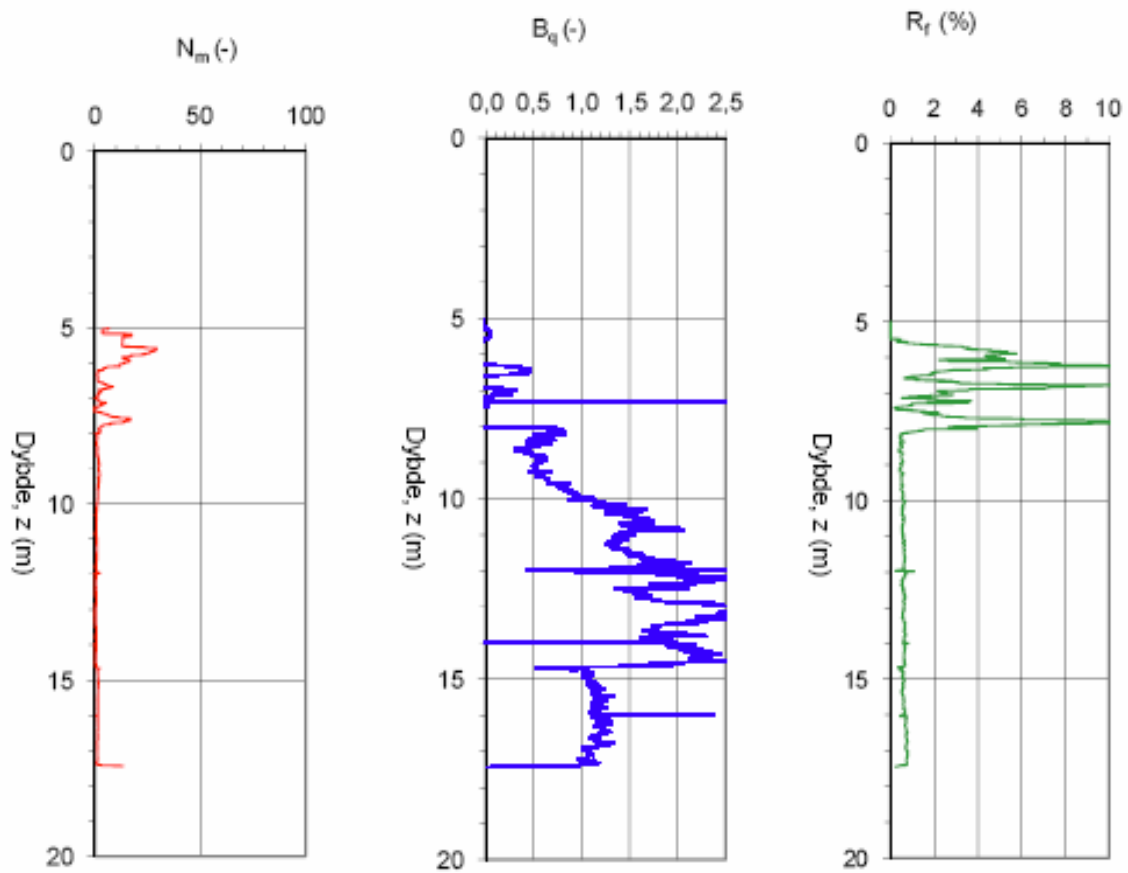
Resultater av CPTU-sondering - 3 måneder etter installasjon av rørsputt



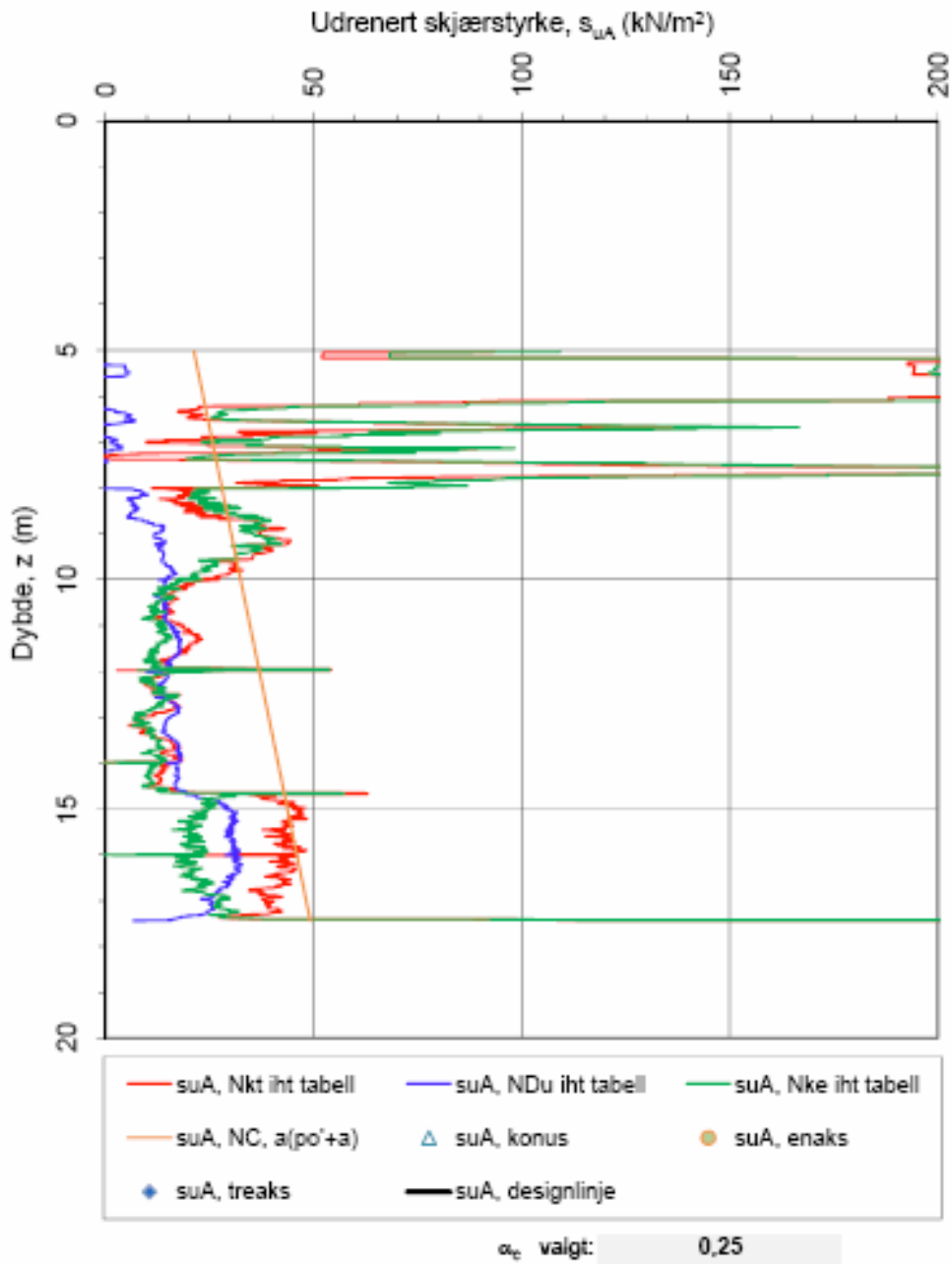
Figur 27. Korrigert spissmotstand, poretrykk og sidefriksjon for CPTU, 3 måneder etter installasjon, pkt.2 ved rørsput.



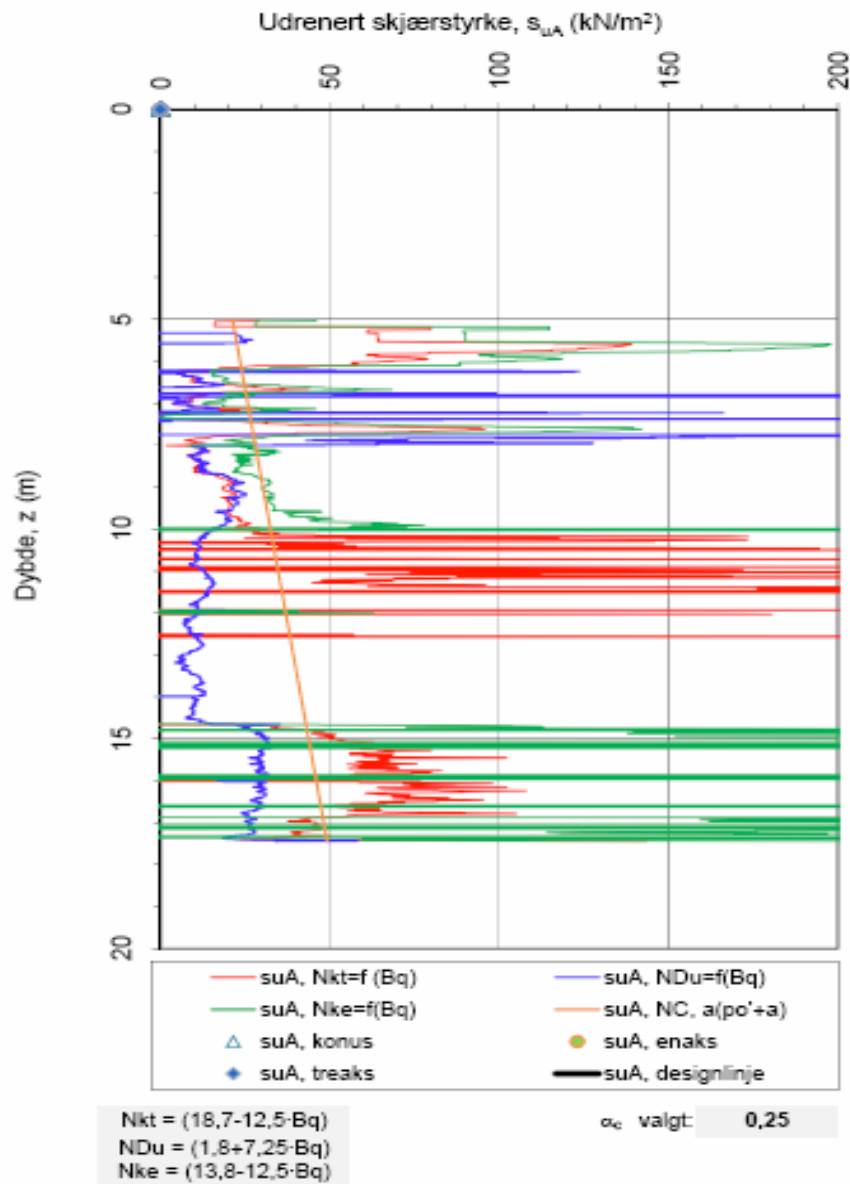
Figur 28. Netto, korrigert spissmotstand og poreovertrykk for CPTU, 3 måneder etter installasjon, pkt. 2 ved rørspunt.



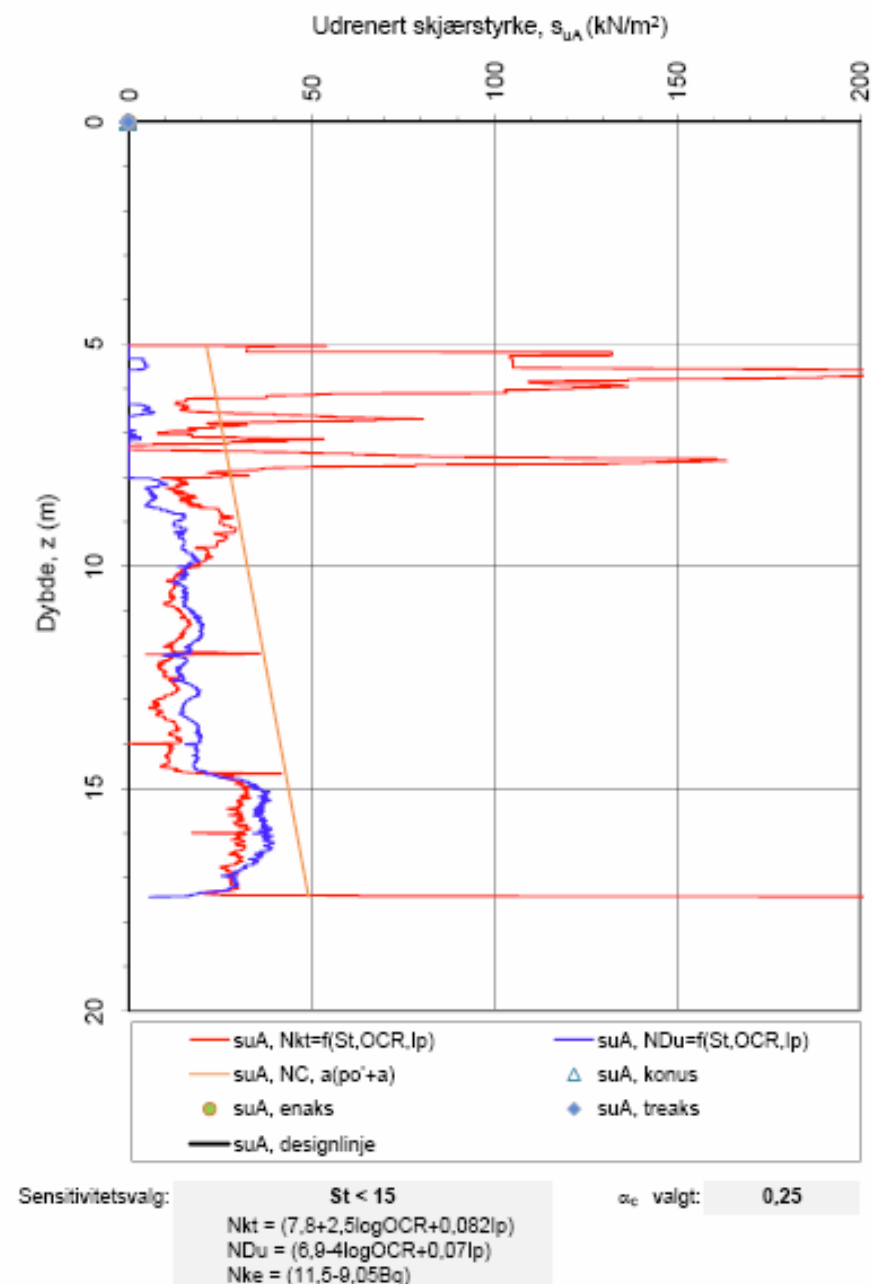
Figur 29. Netto spissmotstandstall N_m , poretrykksforhold B_q og friksjonsforhold R_f for CPTU, 3 måneder etter installasjon, pkt. 2 ved rørspunt.



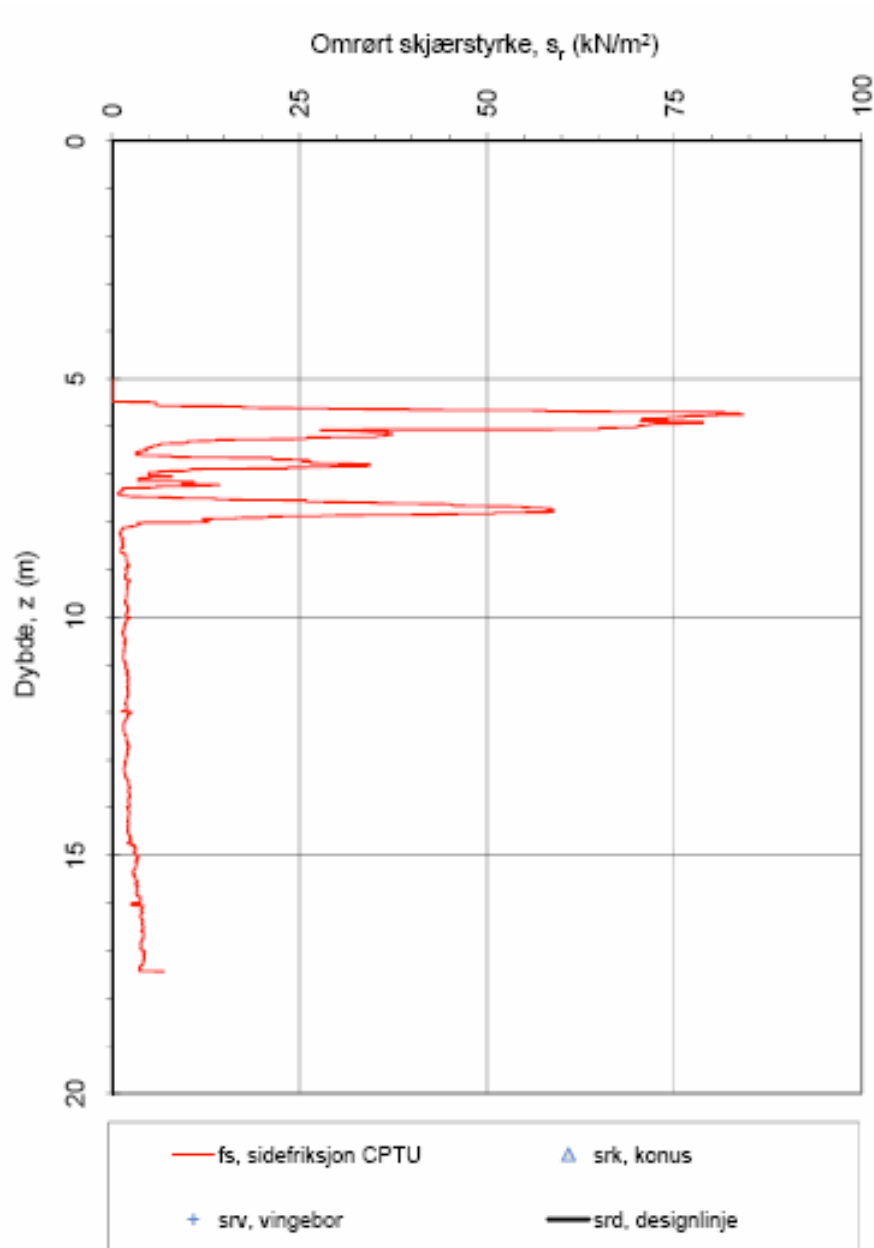
Figur 30. Udrenert skjærstyrke s_{uA} basert på valgte verdier av tolkningsfaktorene N_{kt} , N_{Du} og N_{ke} , 3 måneder etter installasjon, pkt.21 ved rørspunt.



Figur 31. Udrenert skjærstyrke s_{uA} basert på Bq-korrelerte verdier av tolkningsfaktorene N_{kt} , N_{Du} og N_{ke} . 3 måneder etter installasjon, pkt. 2 ved rørspunt.



Figur 32. Udrenert skjærstyrke s_{uA} basert på S_v , OCR, I_p -korrelerte verdier av tolkningsfaktorene N_{kt} og N_{Du} . 3 måneder etter installasjon, pkt. 2 ved rørsput.



Figur 33. Omrørt skjærstyrke s_r tolket fra sidefriksjon. 3 måneder etter installasjon, pkt. 2 ved rørsputt.

Delprosjekt nr.: 4

Dokumenttittel: "E6 Trondheim Stjørdal, Parsell Trondheim, Løsmassetunnel Møllenberg"

Date: 2015-02-27

Rev.nr.: *Rev.nr.*

Vedlegg 3

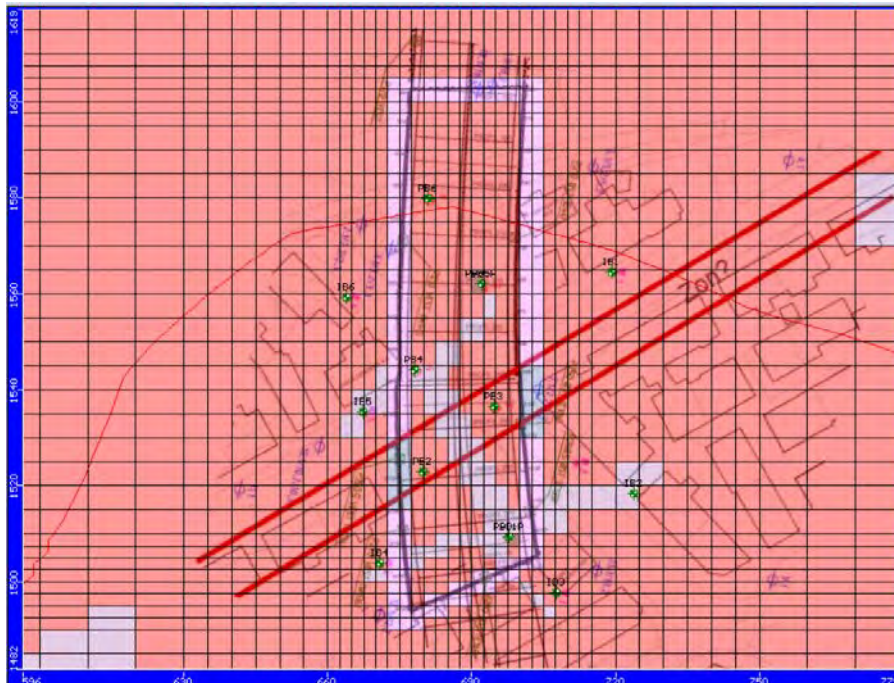
RAPPORT

Statens vegvesen

E6, Trondheim, Grundvattenmodellering

Uppdragsnummer 1311556000

Grundvattenmodellering av schakt vid bygget av E6 genom Trondheim




Rapport

Göteborg 2012-02-29

Sweco Environment AB

Ingvar Rhen
Lars Vaeret

Dokumenttyp: Rapport		Dokument ID: -			
Projekt: E6 Trondheim		Uppdragsnamn: E6, Trondheim, Hydrauliska tester		Uppdragsnummer: 1311556	
Kund: Statens vegvesen		Kundens referens: Anders Beitnes		Kundens ref. nr.:	
Version: 0.8	Datum: 2011-07-01	Status: Utkast	Utförd: RHEN, LV	Granskad:	Godkänd: RHEN
Version: 1.0	Datum: 2012-02-29	Status: Färdig rapport	Utförd: RHEN, LV	Granskad: RHEN, LV, SR	Godkänd: RHEN
Författare: Ingvar Rhen (RHEN), Lars Vaeret (LV)					
Granskad av: Ingvar Rhen (RHEN), Lars Vaeret (LV), Sigbjörn Rønning (granskat kap 8-10)(Statens vegvesen)(SR)					
Godkänd av: Ingvar Rhen (RHEN),					
Delgivning:					
<p>Sammanfattning:</p> <p>Kalibreringen mot pumptest indikerar att:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Moränlagret på berg och översta delen av bergmassan bör vara tämligen tät enligt enhålstesterna i PB-brunnarna. • Avsänkningarna som erhöles vid pumptest i främst IB2 men även IB2,3 och 4 indikerar att en tryckrespons kan fortplanta sig från schakt till omgivningen och simuleringarna indikera att det troligen beror på sprickor i berggrunden som inte blivit tätade i så hög grad att det skulle motsvara en hydraulisk konduktivitet av den grad som $1 \cdot 10^{-9}$ m/s inom 2m på var sida om borrhålen från sponten. Det verkar troligt att det åtminstone i några lägen under sponten finns bergpartier med en något högre hydraulisk konduktivitet än vad som kan antas genomsnittligt för den ytliga bergmassan. <p>Simuleringen av avsänkningarna runt schakt indikerar att:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Referensfallet, som kalibrerats mot naturliga förhållanden och pumptesten, indikerar att avsänkningen större än 2m kan ske inom ca 200 m radie från schakt med nuvarande utförande på schakt och injektering. Samma storlek ordning på influensradien med 2m avsänkning visar även känslighetsfallen som studerats. <p>Osäkerheter:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Det råder osäkerheter vilken hydraulisk konduktivitet den översta delen av berget och moränen har men kalibreringen mot pumptest visar dock på storleksordningen som bör gälla för den hydrauliska konduktiviteten av det ytliga berget. • Det har ansatt en större zon som ligger i modellen den har en något högre K än omgivningsberget. Det är osäkert om denna "stora zon" finns men att ta bort den minskar sannolikt influensradien för 2m avsänkning bara något. • Det är osäkert vilket K som är rimligt för injekteringen, vilken bergvolym som skall betraktas som injekterad samt om injekteringen lyckats täta alla sprickor av väsentlig betydelse. Resultaten från kalibreringen med pumptest tyder på att man åtminstone i delar av injekterings-skärmen inte uppnått $K=1 \cdot 10^{-9}$ m/s. <p>Åtgärder för att begränsa avsänkningen till maximalt 2m utanför spont:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fler borrhningar kan göras i sponten för att bättra på injekterings-skärmen. Injekteringsborrningarna kan göras djupare än vad som hittills gjorts, för att göra läckvägen längre och på så sätt öka flödesmotståndet för inflödet till schakt. Att injektera berget under schaktbotten ökar också inflödesmotståndet. <p>Erfarenheter från hösten 2012</p> <ul style="list-style-type: none"> • Resultaten från schaktarbetena under sommaren och hösten indikerar att rätt bedömning gjordes utifrån grundvattenflödesmodelleringarna som gjordes under våren 2011. 					
Nyckelord: E6, Trondheim, grundvattenflödesmodellering, schakt, väg					

Förord

Sweco Environment har medverkat till att skapa en numerisk grundvattenflödesmodell över del av E6 genom Trondheim. Sweco Norge har i huvudsak sammanställt och bearbetat underlagsmaterial för modelleringen och Sweco Environment i Göteborg (Sverige) har i huvudsak svarat för att upprätta grundvattenmodellen och har genomfört modelleringarna.

Sweco Environment AB

Ingvar Rhen, Lars Været

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

1	Bakgrund	7
1.1	Syfte och omfattning	7
1.2	Disposition av rapport	8
2	Tillgängliga data	9
2.1	Anläggningsbeskrivning	9
2.2	Topografi och geologi	13
2.3	Hydrologi	17
2.4	Hydrogeologi	19
3	Topografisk och geologisk modell	21
4	Hydrogeologisk modell	21
4.1	Numerisk grundvattenflödesmodell	21
4.2	Modellområde	21
4.3	Modell över de lösa avlagringarna på berg och berget	21
4.4	Implementering av anläggning i grundvattenflödesmodell	31
4.5	Randvillkor	33
4.5.1	Grundvattenbildning	33
4.5.2	Modellens yttre ränder	33
4.5.3	Anläggningens ränder	34
5	Kalibrering av grundvattenflödesmodell	35
6	Modelleringsfall	35
7	Modelleringsresultat	35
7.1	Kalibrering mot ostörda förhållanden (Modellfall STEADY0000-leak.)	35
7.2	Kalibrering mot pumpptest (Modellfall PUMP0000-leak.)	42
7.3	Känslighets analys mot naturliga förhållanden (Modellfall Steady0000-tight.)	46
7.4	Känslighets analys mot pumpptest (Modellfall PUMP0000-tight.)	48
7.5	Känslighets analys mot naturliga förhållanden, ursprungs K (Modellfall STEADY0-leak.)	50
7.6	Känslighets analys mot pumpning, ursprungs K (Modellfall PUMPO-leak.)	53
7.7	Avsänkt schakt, läckande (Modellfall Sh0000-leak.)	55
7.8	Avsänkt schakt, tät (Modellfall Sh0000-tight.)	68
7.9	Avsänkt schakt, läckande och med K-berg 0-10m enligt initial ansatts (Modellfall Sh0-leak.)	70
8	Diskussion av modellerings resultat	73

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

9	Slutsatser av modellering	75
10	Erfarenheter från schaktarbeten hösten 2011	75
10.1	Mätningar	75
10.2	Diskussion av modelleringsresultat i jämförelse mot mätningar	90
11	Referenser	91

Bilagor

A1: Koordinater för modellområde, brunnar etc.

6 (94)

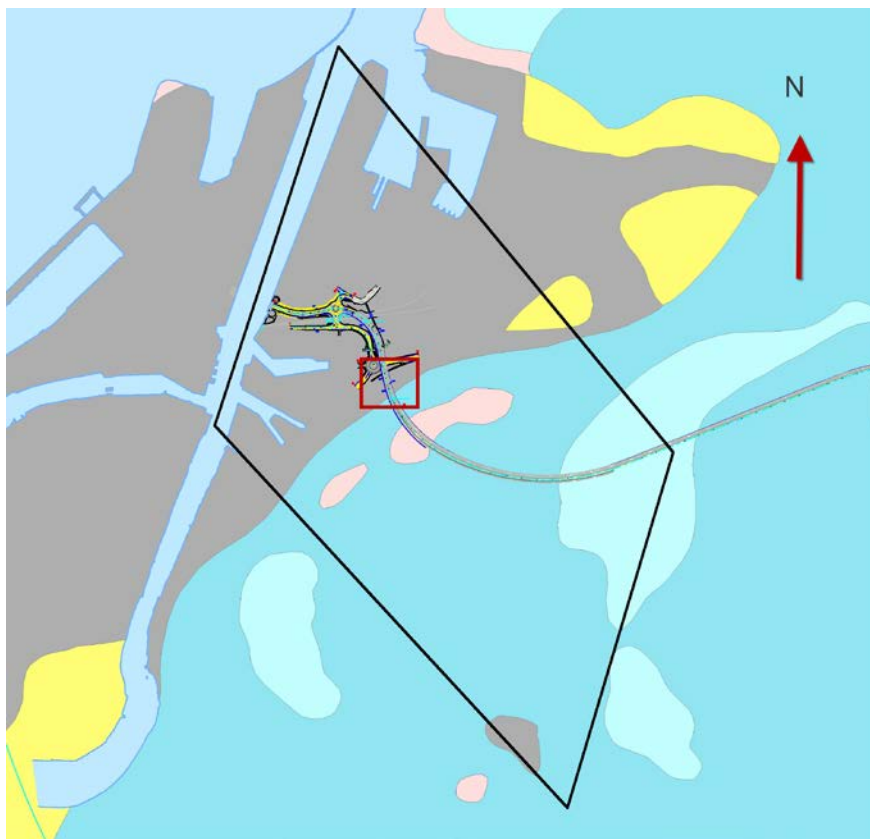
RAPPORT
2012-02-29 Rapport
E6, TRONDHEIM,
GRUNDVATTENMODELLERING

1 Bakgrund

Statens vegvesen bygger en ny sträckning av E6 genom Trondheim. Vägen går delvis i tunnel och delvis i djupa schakt i Trondheim.

1.1 Syfte och omfattning

Denna rapport syftar till att utvärdera vilken grundvattenavsänkning som kan förväntas när en djup schakt görs central i Trondheim för att kunna bygga väg E6 genom Trondheim. Grundvattenflödesmodellering med en numerisk modell används för att bedöma grundvattensänkning. Modelleringen baseras på en lokal geologisk modell, hydrogeologiska undersökningar som genomförts samt bedömningar av flödesegenskaper för vissa geologiska enheter.



Figur 1-1. Sträckning av E6 i östra Trondheim. Röd rektangel markerar området för schakt samt där Lugeon tester genomförts och var pump- och infiltrationsbrunnar finns. Svart parallelepiped markerar området som är av primärt intresse för grundvattenflödesmodellering. Färgerna visar på kvartärgeologi. Rosa: >50% berg i dagen, Blå: Havs och fjordavlagringar >0.5m mäktighet, Ljusblå: Havs och fjordavlagringar <0.5m mäktighet, Gul: fluviala avsättningar, Grå: Fyllnadsmassor.
www.ngu.no/kart/losmasse/

1.2 Disposition av rapport

Kap. 1: Bakgrund till undersökning.

Kap. 2: Tillgängliga data. Översiktlig beskrivning av de data som ligger till grund för rapport.

Kap. 3: Topografisk och geologisk modell. Beskrivning av underlagsdata.

Kap. 4: Hydrogeologisk modell. Beskrivning av centra förutsättningar.

Kap. 5: Kalibrering av grundvattenflödesmodell. Beskrivning av förutsättningar för kalibrering.

Kap 6: Modelleringsfall. Beskrivning av vilka fall som redovisas i kapitel 7.

Kap 7: Modelleringsresultat.

Kap 8: Diskussion av resultat.

Kap 9: Slutsatser.

Kap 10: Referenser.

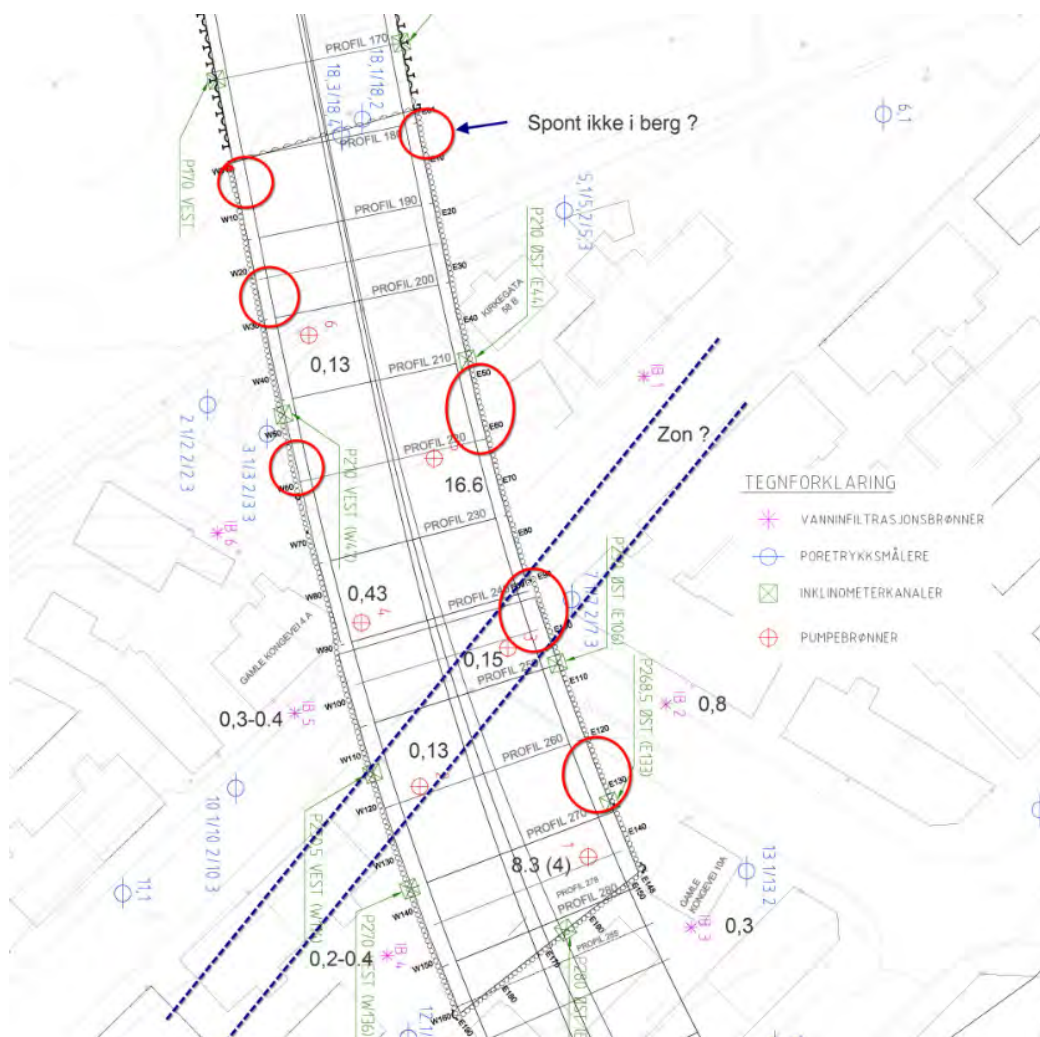
2 Tillgängliga data

Flera undersökningar ger underlag för att bedöma de geologiska och de hydrogeologiska egenskaperna av jord och berg längs sträckningen av E6 genom Trondheim.

1. Geologiska och geotekniska undersökningar för att fastställa den geologiska lagerföljden
2. NGUs brunnssdatabas för bergborrade brunnar i Trondheimområdet. Ger underlag för att skatta bergets genomsläpplighet.
3. Bh1; ett mer eller mindre horisontellt kärnborrhål som borrats i berg längs E6:an sträckning där vägen går från tunnel i berg till öppet schakt.
4. Provpumpningsbrunnar (PB) inom schaktområde där väg går från tunnel till öppet schakt. Brunnsfilter sitter i övergång mellan jord och berg.
5. Infiltrationsbrunnar (IB) strax utanför schaktområde där väg går från tunnel till öppet schakt. Brunnsfilter sitter i yttligt berg.
6. Interferenstest där PB1 och PB5 pumpats

2.1 Anläggningsbeskrivning

E6 byggs genom berg genom östra Trondheim och nära Trondheims centrum övergår tunnel till ett öppet schakt genom i huvudsak lera, se Figur 1-1. I Figur 2-1 visas en detalj av schakt under byggskedet. I figuren redovisas också lägen för pumpbrunnar (PB), infiltrationsbrunnar (IB) och piezometrar. Sponten är en rörsfont längs tre av sidorna, som borrats ner minimum 1.2 m i berg. På utsidan av sponten finns rör för injektering och på insidan finns också rör, som nyttjas för styrning av borring i berg följt av injektering. Figur 2-2 till Figur 2-4 visar injekterings skärm och detaljer av rörsfont.



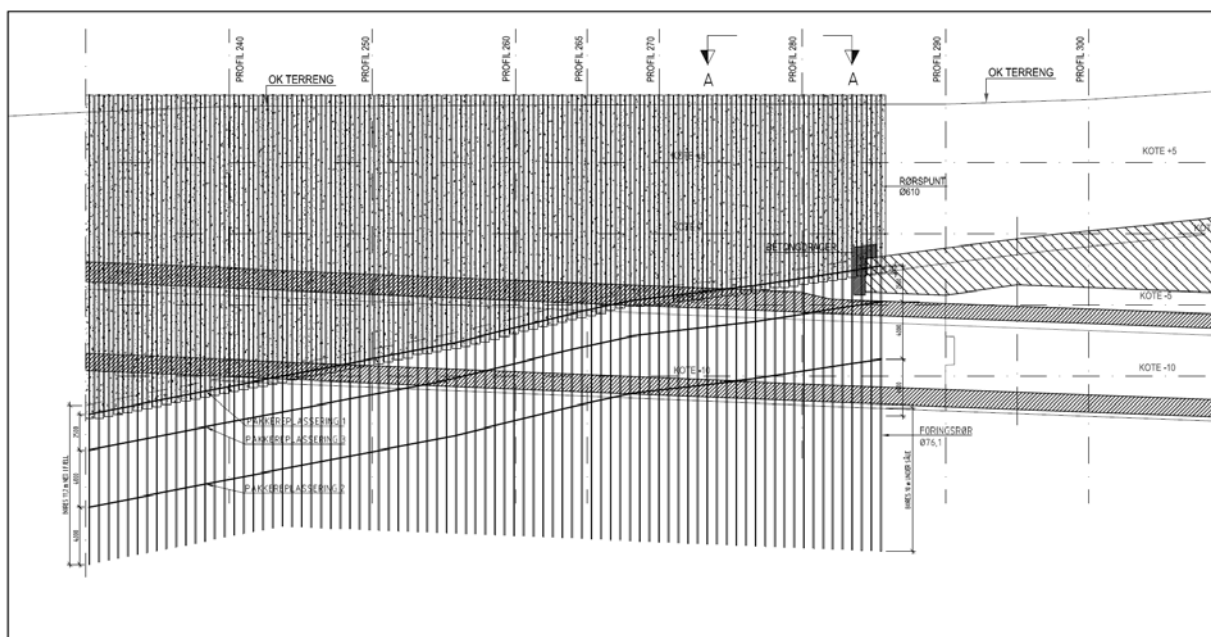
Figur 2-1. Översikt över spontområde med infiltrationsbrunnar (IB x) och propumpningsbrunnar (x) med angivna approximativa avsänkningar i meter (0.3 etc) för slutet av pumpfasen /Rhén och Nilsson 2011/. Uppgifter om spont som eventuellt ej nått berg (områden markerade med röda cirklar) från ritningar V200-191-1, V200-191-2, V200-192-1, V200-192-2.

Injekterad bergmassa har antagits ha $K=1 \cdot 10^{-8}$ m/s och antas gälla inom 2m från centrum av spontens förlängning i djupled, dvs 4m bredd av injekterad zon. Dock antas att bara yttre sidan av spontens förlängningen är injekterad där berget sprängs ut mellan sektion ca 250-285m, dvs ner till nivå -10m till -12m, och med 2m bredd av injekterad zon. Injektering beräknas gå ner ca 10m under bergövertytan men djupare i sektion 250-285 där den går ca 10m under planerad vägbana (källa: ritning V200-170)

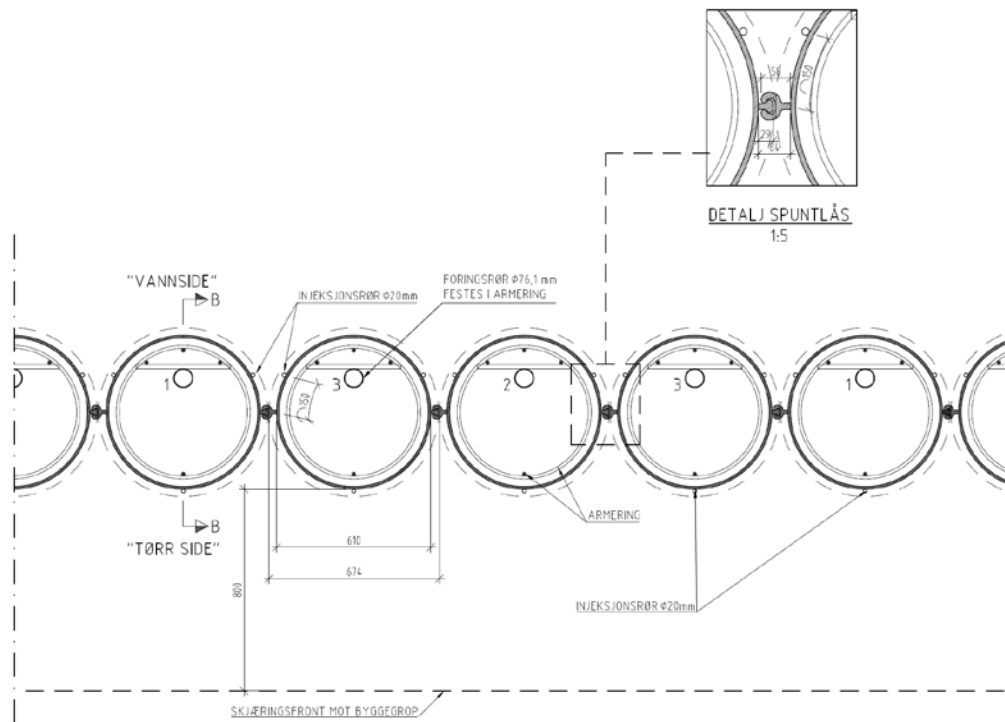
Sponten anges av Statens vegvesen att den läcker 10L/(100m²·minut) med en antagen medeltryckdifferens av 7-8mvp. Antas att hälften av tryckdifferensen (=4 mvp) tas av

spontlåset erhålls en läckagekapacitet av $q(dp=1 \text{ mvp})=4.2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{s} \cdot \text{m})$ och det motsvarar $K=4.2 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ om spontens medelbredd ansätts till 0.1m, vilket ansatts som värdet för "Wall" i Modflow. Sponten går ner i första berglagret, dvs 2m ner i berget (vilket är tjockleken på detta lager och något djupare än minimi kravet för spontens djup i berg.).

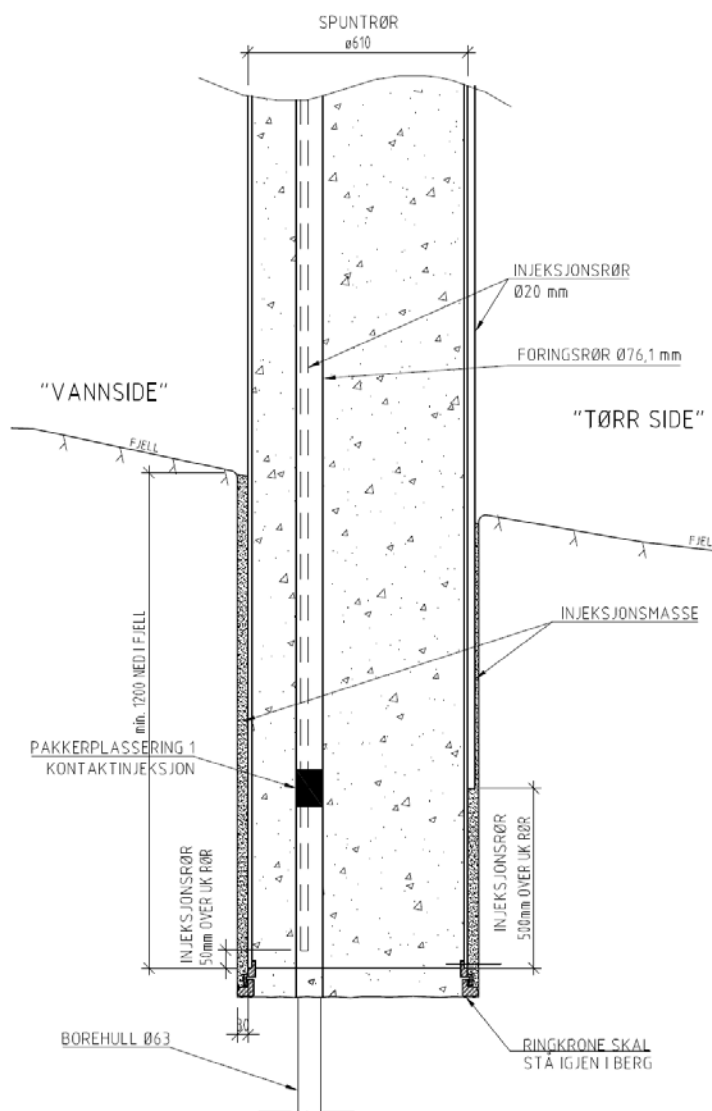
Krav är att avsänkning utaför spont inte skall bli mer än 2m under period när sponten är fullt utgrävd och bygget av vägbana och tunnel pågår.



Figur 2-2. Vägbana, spont och injektering under spont (del av ritning V200-170 rev C)



Figur 2-3. Spont och injektering under spont (del av ritning V200-170 rev C)



SNITT-B FORINGSØR / INJEKSJONSØR

Figur 2-4. Spont og injektering under spont (del av ritning V200-170 rev C)

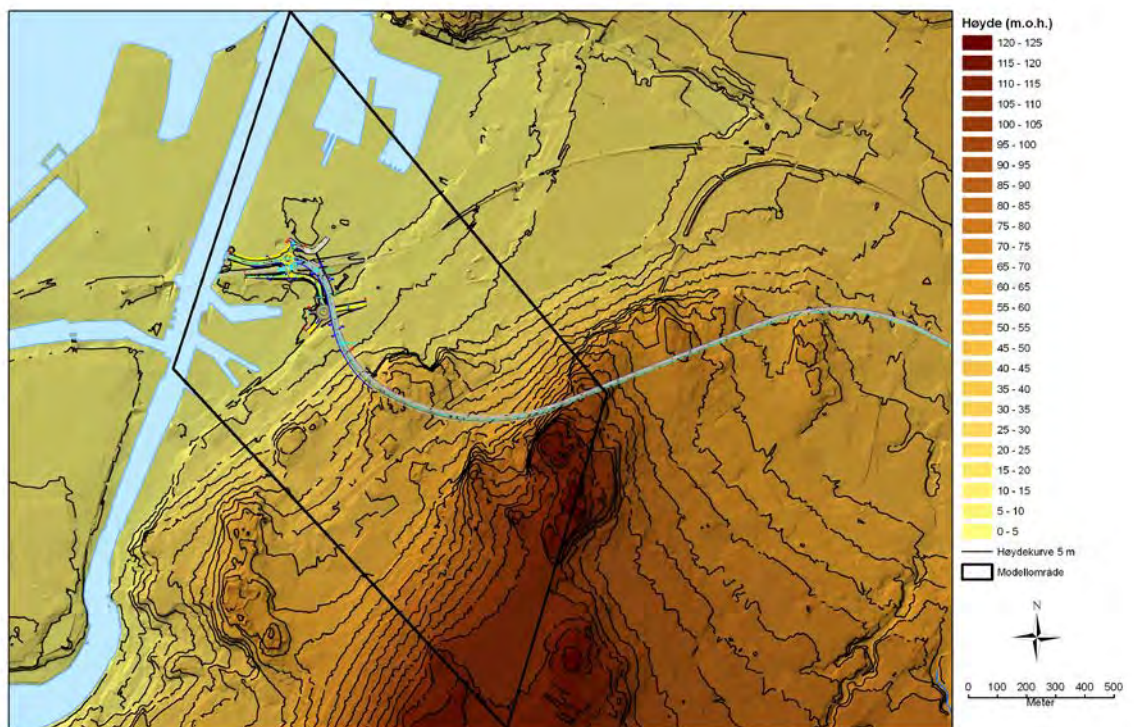
2.2 Topografi och geologi

E6, inom Trondheims stad, byggs i ett område med kristallin berggrund som täcks av tunt moräntäcke i vissa områden och av havs och fjordavlagringar samt fluviala avsättningar avlagringar i lågområdena. Topografien varierar inom det modellerade området från ca +120m ner till havsnivå (+0.78m, medelhavsnivå), se Figur 2-5. Figuren visar också modellområdet för grundvattenflödesmodellen. Jorddjupet varierar mycket över området, se Figur 2-6. Denna skattning av jorddjupet har subtraherats från topografien för att

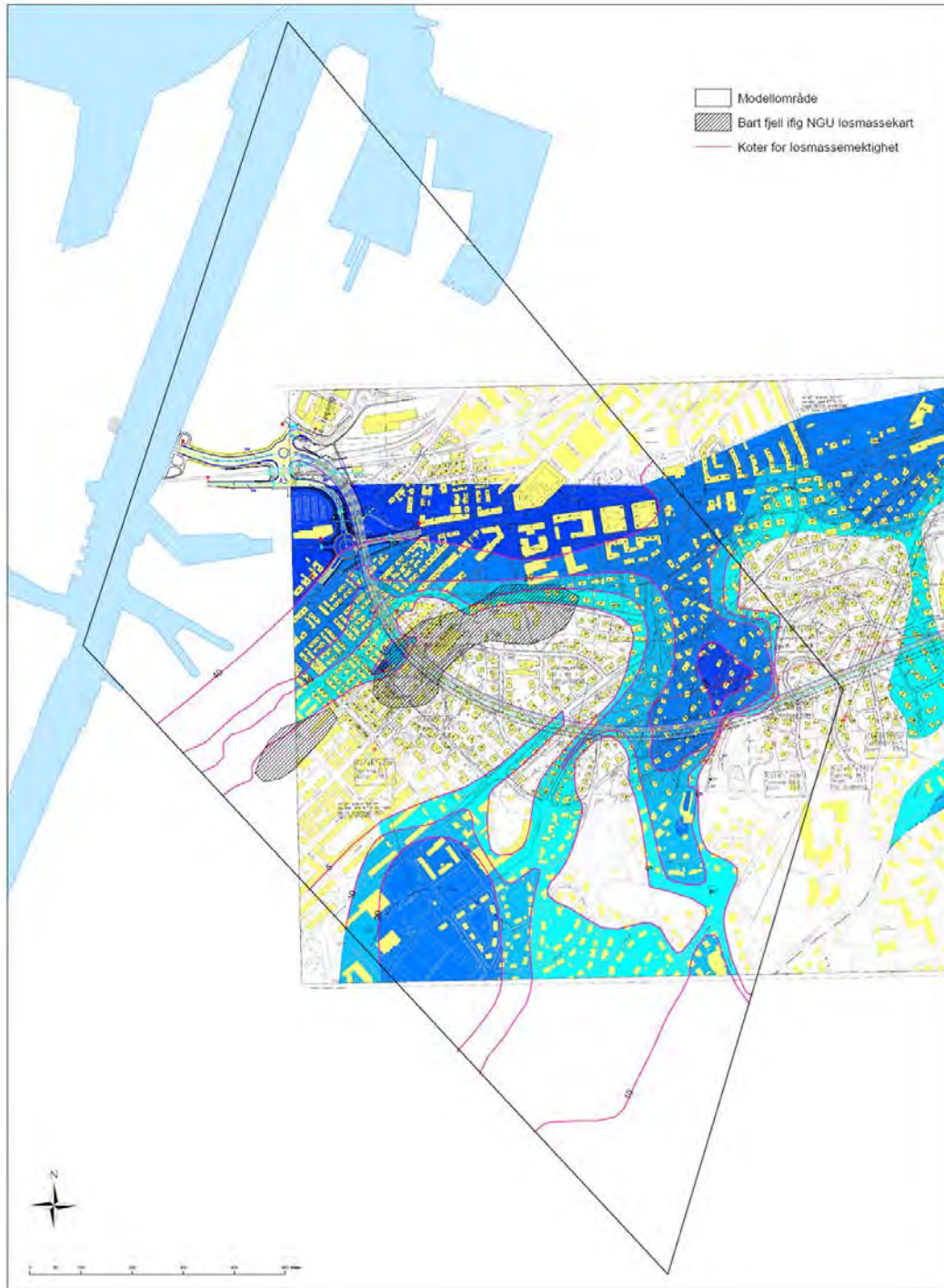
beräkna bergytans nivåer. Dock har också en detaljerad bergnivåkarta över schaktläget funnits tillgänglig som styrts bergtopografin vid schaktläget.

Kvartärgeologin längs E6:ans sträckning redovisas i Figur 2-7 och i Figur 2-8 redovisas tolkningar av hur långt vissa kvartärgeologiska formationer sträcker sig. Båda figurerna är centrala i hur den geologiska modellen implementerats i den numeriska modellen.

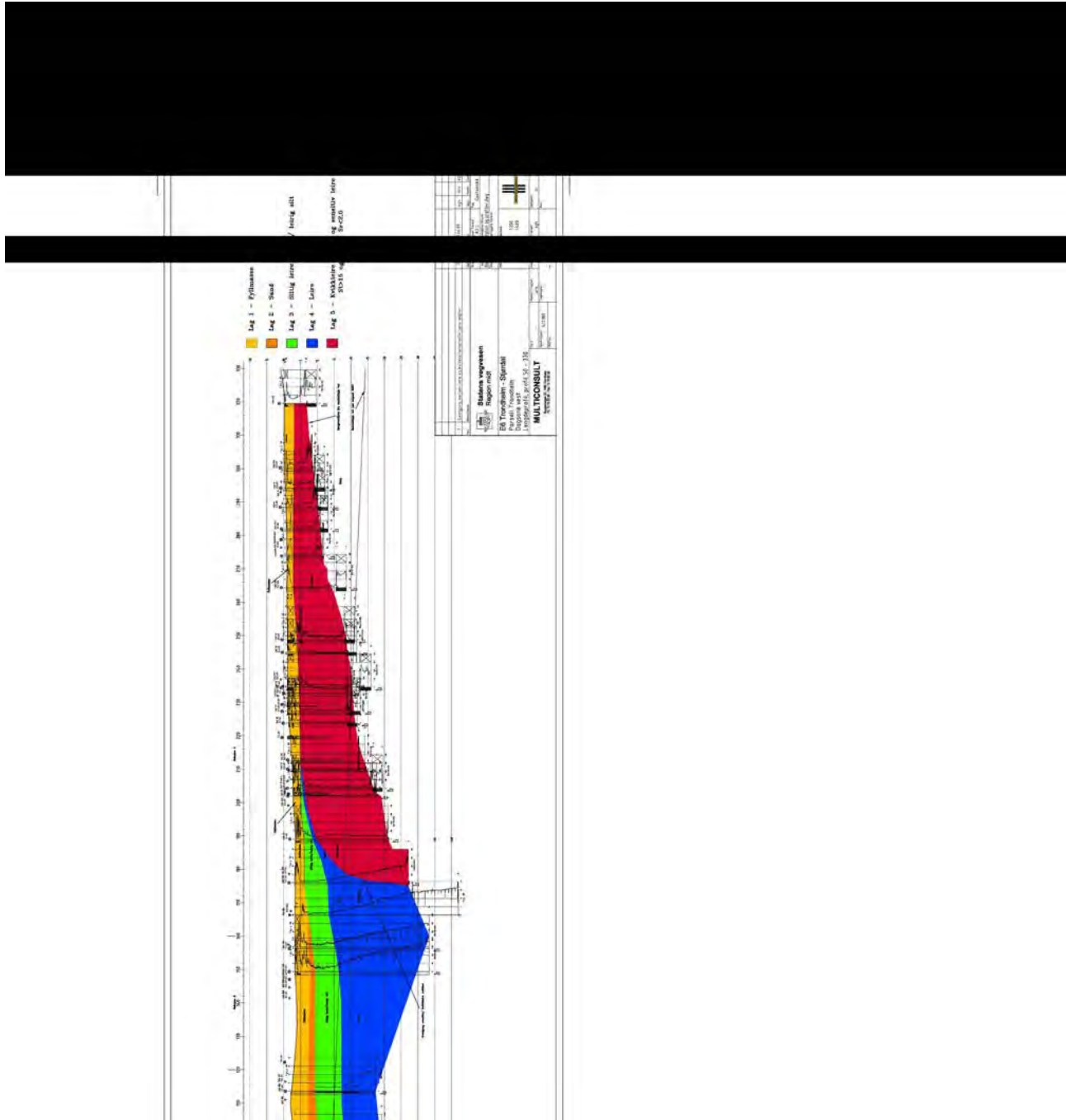
Figur 2-6 och Figur 2-8 visar området för grundvattenflödesmodellen.



Figur 2-5. Topografi med modellområde.



Figur 2-6. Jorddjup och modellområde för grundvattenflödesmodell. Ekvidistanser: 5, 10, 20 och 40m djup i figur (från vitt (0-5m) till mörkblått) .



Figur 2-7. Vertikal sektion längs vägsträckning. Horisontella linjer markerar 5m djupintervall. Översta nivå linje i figur: +20m. Centrumlinje för väg går från berg till lera på nivå ca. -10m.



Figur 2-8. Gränser för kvartära avlagringar och modellområde (svart parallelepiped) för grundvattenflödesmodell. Röd linje: Kvikklera avslutas mot berg och överlagras av fyllemassor. Svart linje: Sand avslutas mot siltig lera och med fyllmassor över. Grön linje: Siltig lera avslutas mot kvicklera och överlagras av fyllemassor.

2.3 Hydrologi

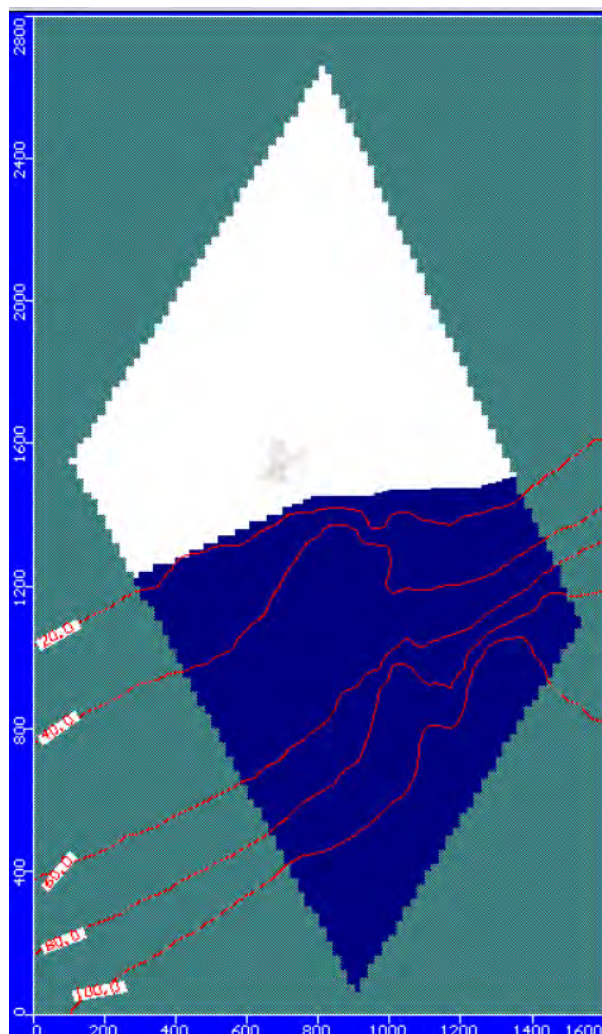
Medel årsnederbörden i Trondheim (Voll mätstation) är 855 mm/år och beräknad evapotranspiration 408 mm/år, vilket ger en specifik avrinning på 447 mm/år, se **Tabell 2-1**. Enligt diskussion med Statens vegvesen är möjligen 30% av den specifika avrinningen är grundvattenbildande i högområden och 60% av nederbörd är grundvattenbildande i lågområden och resten är yttlig avrinning. Utifrån detta har grundvattenbildningen skattats till 268 och 134 mm/år, se **Tabell 2-1** och Figur 2-9 och Figur 2-10.

Tabell 2-1. Nederbörd, specifik avrinning samt grundvattenbildning.

Årsavrinning	Årsmedel-nederbörd	Evopotran-spiration	Årsavrinning	Grundvatten bildning	
				Område 1	Område 2
				Reduktions-faktor=0.6	Reduktions-faktor=0.3
L/(s*km ²)	mm/år	mm/år	mm/år	mm/år	mm/år
14.16	855	408	447	268	134



Figur 2-9. Flygfoto och modellområde (svart parallelepiped) för grundvattenflödesmodell.



Figur 2-10. Grundvattenbildningsområden I den numeriska modellen. Vitt: 268 mm/år. Blått: 134 mm/år.

2.4 Hydrogeologi

Inom stora delar av nordvästra modellområdet täcks av fyllemassor som antas vara tämligen permeabla (sandigt-grusiga). I nordväst under fyllemassorna återfinns sand som underlagras av siltiglera/lerig silt, det sistnämnda sannolikt med anisotropa egenskaper, se Figur 2-7. Under siltigleran/lerig silten återfinns en lera, som sedan sannolikt underlagras av en morän på berg. Mot sydöst tunnas dessa havs, fjord och fluviala I lager ut och det antas att fyllemassor underlagras av en morän som ligger på berg.

Mätningar i läget för schakt visar att det råder artesiska förhållanden i berget/moränlagret under leran med hydraulisk head på ca 2 m över markytan. Grundvattennivån i fyllemassorna i schaktläget uppges ligga någon till några meter under markytan.

20 (94)

RAPPORT
2012-02-29 Rapport
E6, TRONDHEIM,
GRUNDVATTENMODELLERING

3 Topografisk och geologisk modell

Lagerindelningen i den numeriska modellen har i huvudsak modellerats för att följa bergyta och de kvartärgeologiska lagren (så långt detta varit möjligt att utreda de geologiska lagrens rumsliga utbredning). Strax sydöst om schaktläget tillåts dock att berg och moränlagret förskjuts succesivt upp till ytligare lager för att undvika alltför tunna beräkningsceller. Centrala uppgifter för definitionen av de geologiska lagren i modellen visas i Figur 2-5 till Figur 2-8.

4 Hydrogeologisk modell

4.1 Numerisk grundvattenflödesmodell

Visual Modflow version 2010,1 Premium är den kod som nyttjats för att bygga den numeriska modellen.

4.2 Modellområde

Modellområdet har anpassats så att randvillkoren skall vara tydliga och tämligen enkla. I nordväst finns Nidälven och havet, vilket utgör en tydlig hydrogeologisk rand som kan ansättas ett konstant värde, se Figur 2-5 och Figur 2-6. I sydöst finns ett höjdområde som är en ytvattendelare, som sannolikt också approximativt är en grundvattendelare, dvs kan ansättas som en tät rand. Ränderna i sydväst och nordost följer approximativt maximala gradienten på topografin och kan antas motsvaras av flödeslinjer under ostörda förhållanden, dvs tät rand kan ansättas.

Modellen har vridits och transformerats något i förhållande till Trondheims lokal koordinatsystem (som används i byggprojektet) men z i modellen motsvaras av z det Trondheims lokal koordinatsystem. ("World koordinater" (i Modflow)= Trondheims lokala koordinatsystem):

X(m)(positivt öster)	y(m) (positivt norrut)
World koord.: 570488	7033205
Model koord.: 0	0
Rotation moturs (grader): +14.74	

4.3 Modell över de lösa avlagringarna på berg och berget

I Tabell 4-1 anges de "zone nummer" som används för olika egenskapsområden i Modflow, se tex Tabellen är nyckel för att identifiera de hydrauliska egenskaperna som ansatts i olika delar av modellen. Figur 4-1 visar ett exempel på indata, som gäller referensfallet, som redovisas mer detaljerat i kommande kapitel.

Lager 10 är översta berglager och lager 9 är ett moränlager som täcker mer stora delar av modellen. Mot söder går berget succesivt upp i högre liggande lager och med ett överlagrande moräntäcke.

De översta berglagrens konduktivitet har varierats under kalibrering och mindre sprickor/zoner har införts för att reproducera en pumpstest samtidigt som den hydrauliska konduktiviteten (K) för berget i de översta lagren har minskats relativt vad resultaten visade från det subhorisontella hålet BH1 men lokalt i några områden har K också ökats. En vertikal sprickzon bed 10m bredd och med strykning NO, som beräknats skära vid sektion 250m, finns i modellen och har getts lite olika egenskaper i modelleringen, se Figur 2-1. Djuptrenderna i K för berg baseras på erfarenheter från undersökningar gjord för slutförvaret av kärnbränsle /Rhén m.fl. 2008/.

Figur 4-2 och Figur 4-3 visar vertikal snitt som går i nord-sydlig riktning (I y-led i den numeriska modellen som approximativt går i nord-sydlig riktning.) genom modellens kolumn 58 se Figur 4-4. Figur 4-4 till Figur 4-7 visar modellens lager, förutom några av de djupaste berglagren.

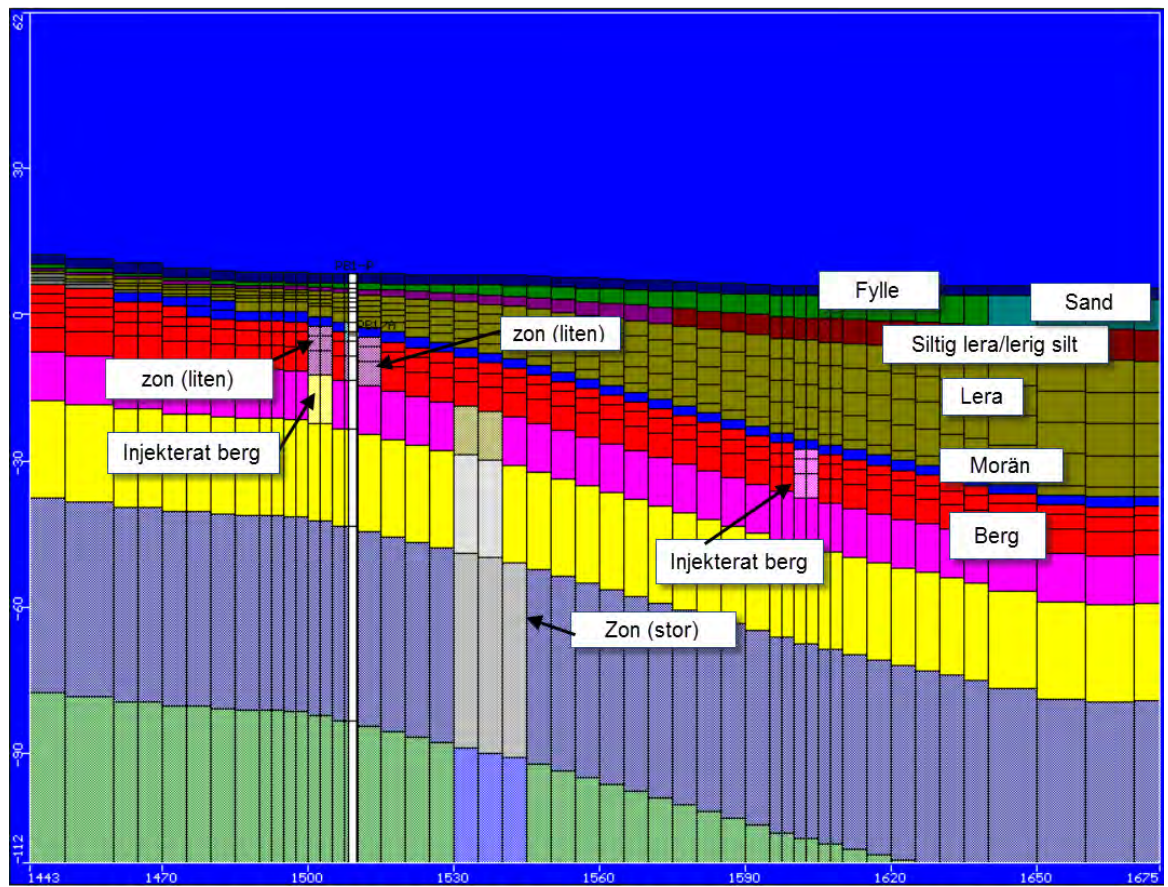
Tabell 4-1. Förklaring till zoner i Modflow modell, som kopplar till hydrauliska egenskaper i modell. (Obs att "Zone 1" etc är egenskaps nummer och ej ett geometriskt lager i modell.)

Zone	Geologiskt lager, namn	Beskrivning
1	Hav-Flod	Schabloniserade egenskapare för att skapa randvillkor ner till nivå -6m lokalt system, Lokalt system 0.87m under NN1954. Medelhavsnivå= +0.78 i lokalt system
2	Fyllmasse1	Sandigt-grusigt
3	Fyllmasse2	Sandigt-grusigt
4	Sand	
5	Siltig leira/Leirig silt	sannolikt anistropt
6	Lera 1	Leire
7	Lera 2	Leire
8	Lera 3	Leire
9	Morän_1	Ytligmorän. siltig? Sandig? Grusig?
10	Morän_2	Bottenmorän. siltig? Sandig? Grusig?
11	Morän_3	Bottenmorän. siltig? Sandig? Grusig?
12	Morän_4	Bottenmorän. siltig? Sandig? Grusig?
13	Berg_1	Djupintervall 0-10m
14	Berg_2	Djupintervall 10-20m

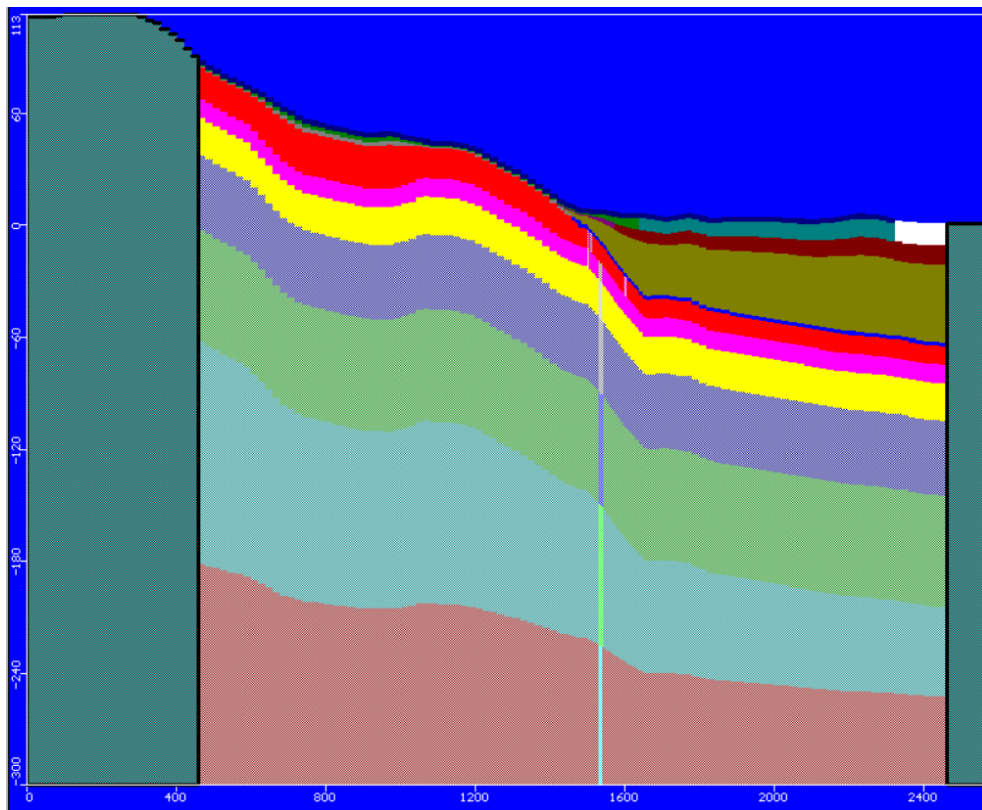
Zone	Geologiskt lager, namn	Beskrivning
	15 Berg_3	Djupintervall 20-40m
	16 Berg_4	Djupintervall 40-80m
	17 Berg_5	Djupintervall 80-140m
	18 Berg_6	Djupintervall 140-200m
	19 Berg_7	Djupintervall 200-300m
	20 Sprickzon_1	Djupintervall 0-10m, som berg_1
	21 Sprickzon_2	Djupintervall 10-30m, som berg_2
	22 Sprickzon_3	Djupintervall 30-50m, som berg_3
	23 Sprickzon_4	Djupintervall 50-100m, som berg_4
	24 Sprickzon_5	Djupintervall 100-150m, som berg_5
	25 Sprickzon_6	Djupintervall 150-200m, som berg_6
	26 Sprickzon_7	Djupintervall 200-300m, som berg_7
	27 inj-morän	Injekterat permeabelt jordlager under spont
	28 Inj- berg_ytligt	1-4m under bergyta
	29 Inj- berg_djupt	4-10m under bergyta eller under tunnelbotten(det lägsta av dem)
	30 Inj. Sprickzon_1	Djupintervall 0-10m, injekterat
	31 Schaktvolym	(Definition av volum som urschaktats)
	1 BC, Wall	Läckage genom spontlås, $t=0.1\text{m}$ $K=4\text{e-}8$ m/s

Conductivity				
Zone	Kx [m/s]	Ky [m/s]	Kz [m/s]	Active
1	0.01	0.01	0.01	<input checked="" type="checkbox"/>
2	3E-5	3E-5	3E-5	<input checked="" type="checkbox"/>
3	3E-5	3E-5	3E-5	<input checked="" type="checkbox"/>
4	3E-5	3E-5	3E-5	<input checked="" type="checkbox"/>
5	1E-6	1E-6	1E-7	<input checked="" type="checkbox"/>
6	1E-9	1E-9	1E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
7	1E-9	1E-9	1E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
8	1E-9	1E-9	1E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
9	1E-6	1E-6	1E-6	<input checked="" type="checkbox"/>
10	5E-8	5E-8	5E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
11	5E-8	5E-8	5E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
12	5E-8	5E-8	5E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
13	3E-8	3E-8	3E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
14	3E-8	3E-8	3E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
15	1E-8	1E-8	1E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
16	6.5E-9	6.5E-9	6.5E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
17	2.65E-9	2.65E-9	2.65E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
18	6.51E-10	6.51E-10	6.51E-10	<input checked="" type="checkbox"/>
19	2.78E-10	2.78E-10	2.78E-10	<input checked="" type="checkbox"/>
20	5E-7	5E-7	5E-7	<input checked="" type="checkbox"/>
21	1E-7	1E-7	1E-7	<input checked="" type="checkbox"/>
22	2E-8	2E-8	2E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
23	6.5E-9	6.5E-9	6.5E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
24	2.65E-9	2.65E-9	2.65E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
25	6.51E-10	6.51E-10	6.51E-10	<input checked="" type="checkbox"/>
26	2.78E-10	2.78E-10	2.78E-10	<input checked="" type="checkbox"/>
27	5E-8	5E-8	5E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
28	1E-8	1E-8	1E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
29	1E-8	1E-8	1E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
30	1E-8	1E-8	1E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
31	0.0003	0.0003	0.0003	<input checked="" type="checkbox"/>

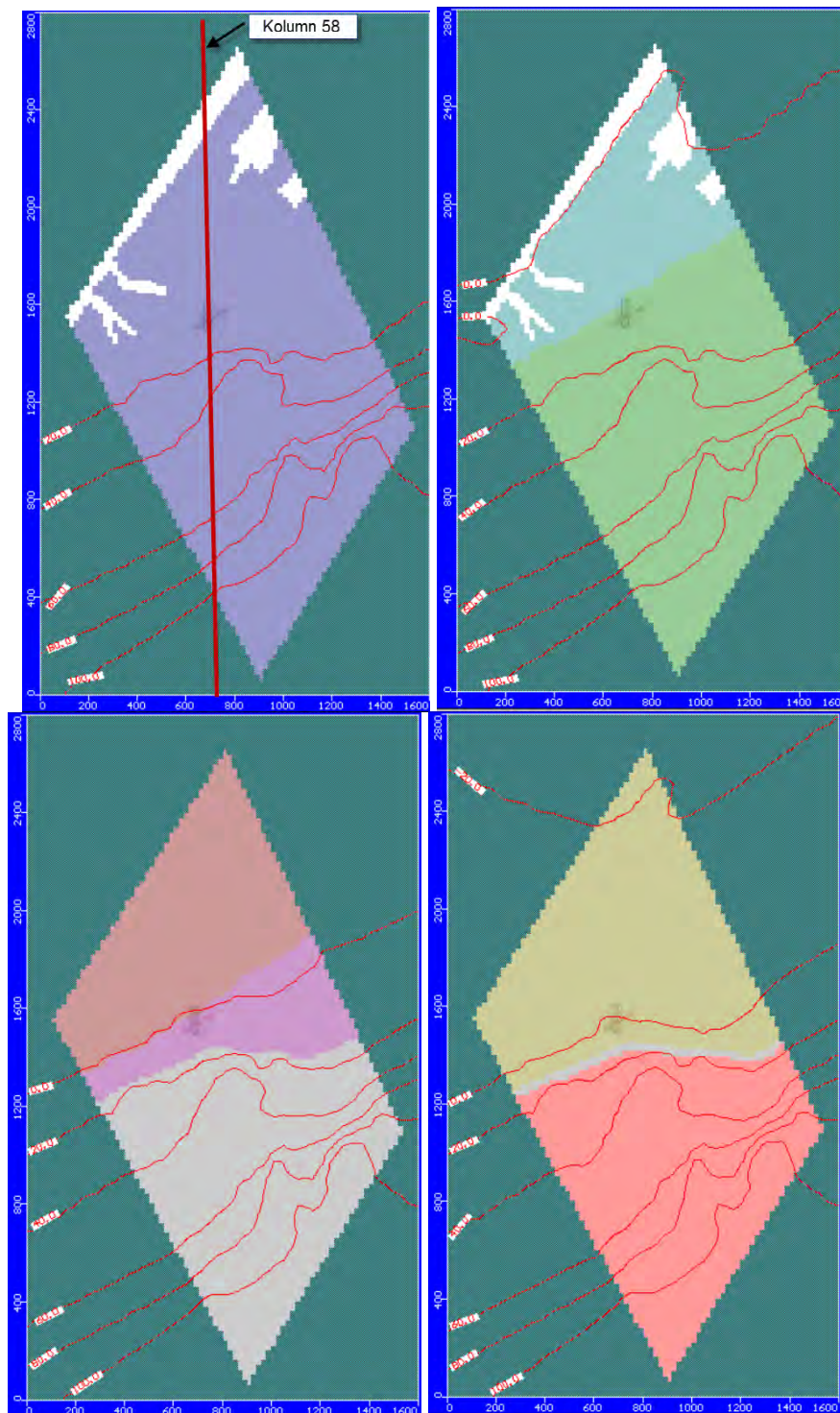
Figur 4-1. Hydrauliska egenskaper på jord och berg samt injektering (referensfall).



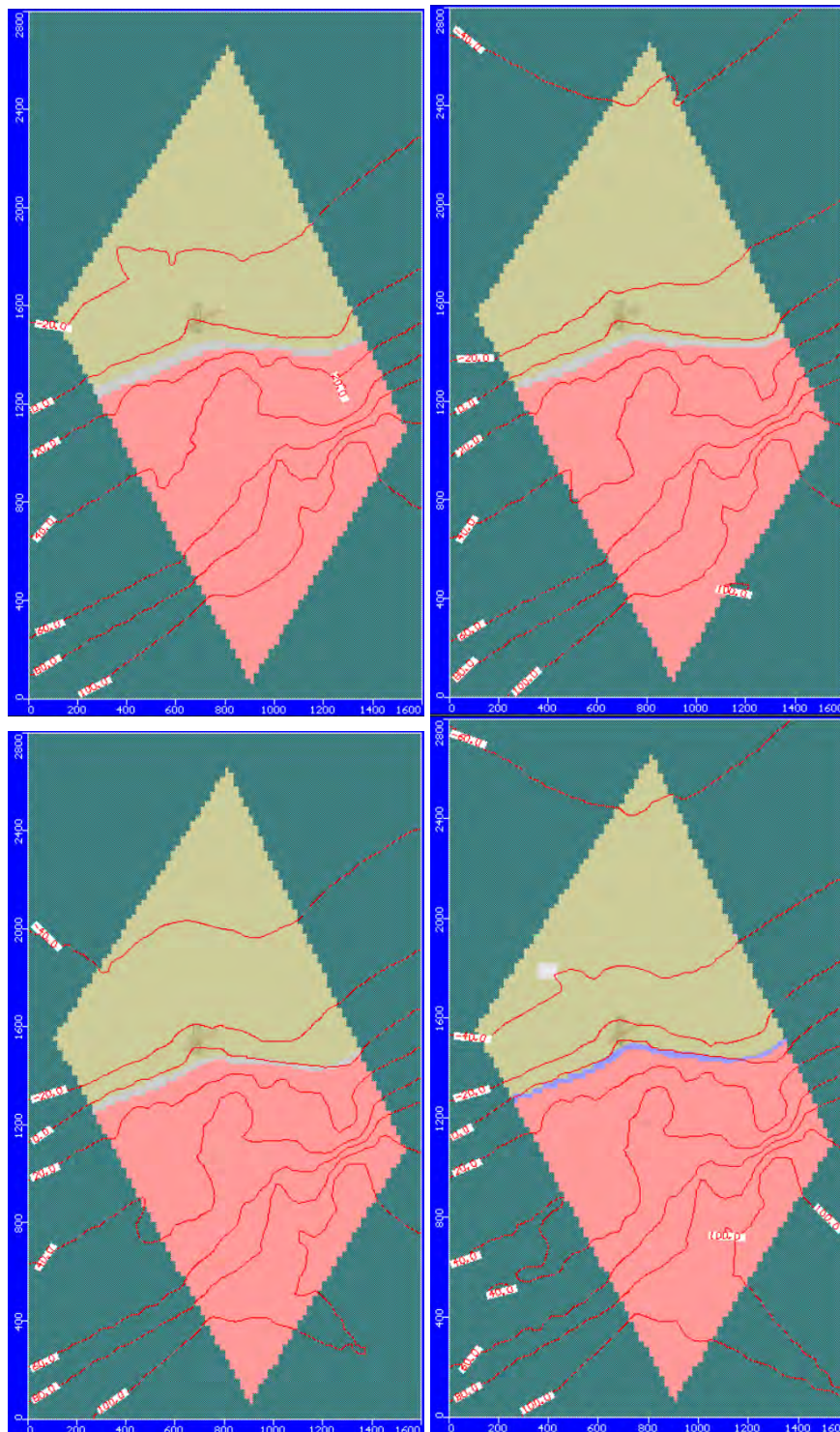
Figur 4-2. Lager i modellen i ett N-S vertikalt snitt (kolumn 58 i modell). Inzomning mot schaktområde. Vertikal skala 1x horisontal skala.



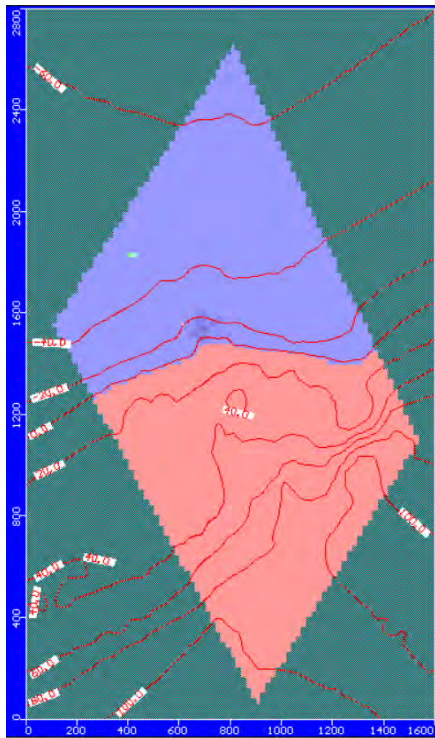
Figur 4-3. Lager i modellen i ett N-S vertikalt snitt (kolumn 58 i modell). Vertikal skala 5x horisontal skala.



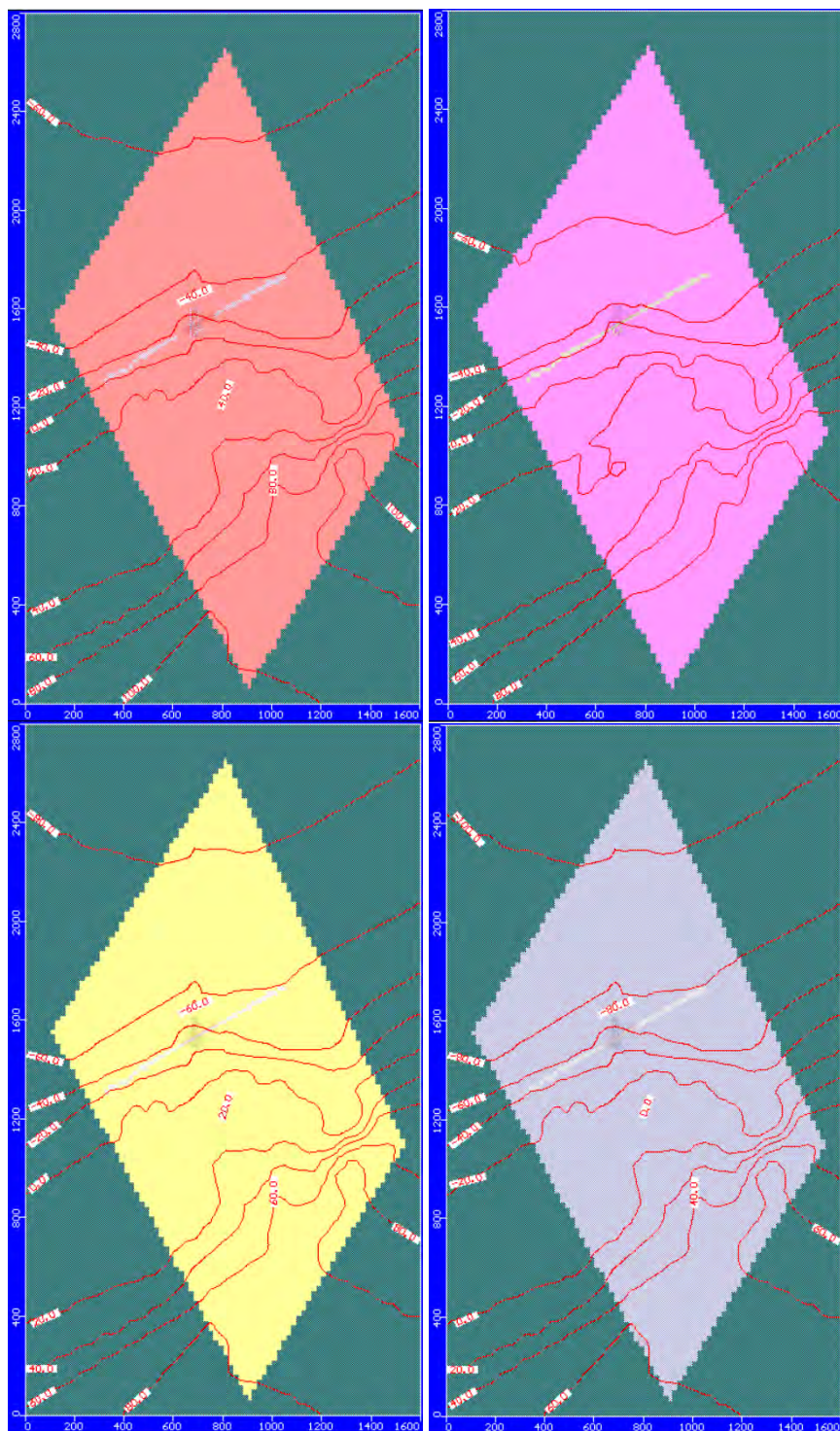
Figur 4-4. Kvartärgeologi. Lager 1-4 (övre vänster, övre höger, nedre vänster, nedre höger) Röda linjer: nivåkurvor för överlageryta.



Figur 4-5. Kvantärgeologi. Lager 5-8 (övre vänster, övre höger, nedre vänster, nedre höger) Röda linjer: nivåkurvor för överlageryta.



Figur 4-6. Kvartärgeologi. Lager 9. Röda linjer: nivåkurvor för överlageryta.



Figur 4-7. Bergmodell. Lager 10 (11 och 12 = 10), 13, 14, 15 (övre vänster, övre höger, nedre vänster, nedre höger) Röda linjer: nivåkurvor för överlageryta.

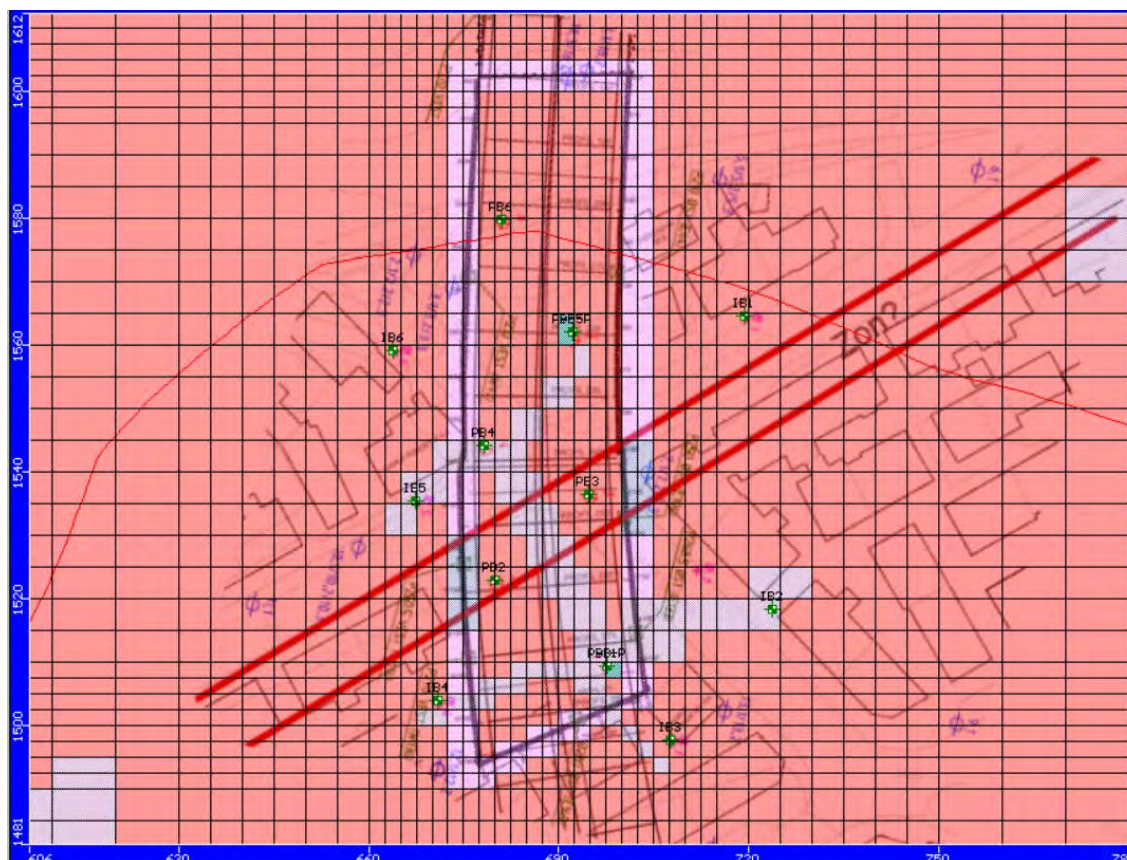
4.4 Implementering av anläggning i grundvattenflödesmodell

Injekterad bergmassa har antagits ha $K=1 \cdot 10^{-8}$ m/s och antas gälla inom 2m från centrum av spontens förlängning i djupled, dvs 4m bredd av injekterad zon. Dock antas att bara yttre sidan av spontanförlängningen är injekterad där berget sprängs ut mellan sektion ca 250-285m, dvs ner till nivå; -10m till -12m, och med 2m bredd av injekterad zon.

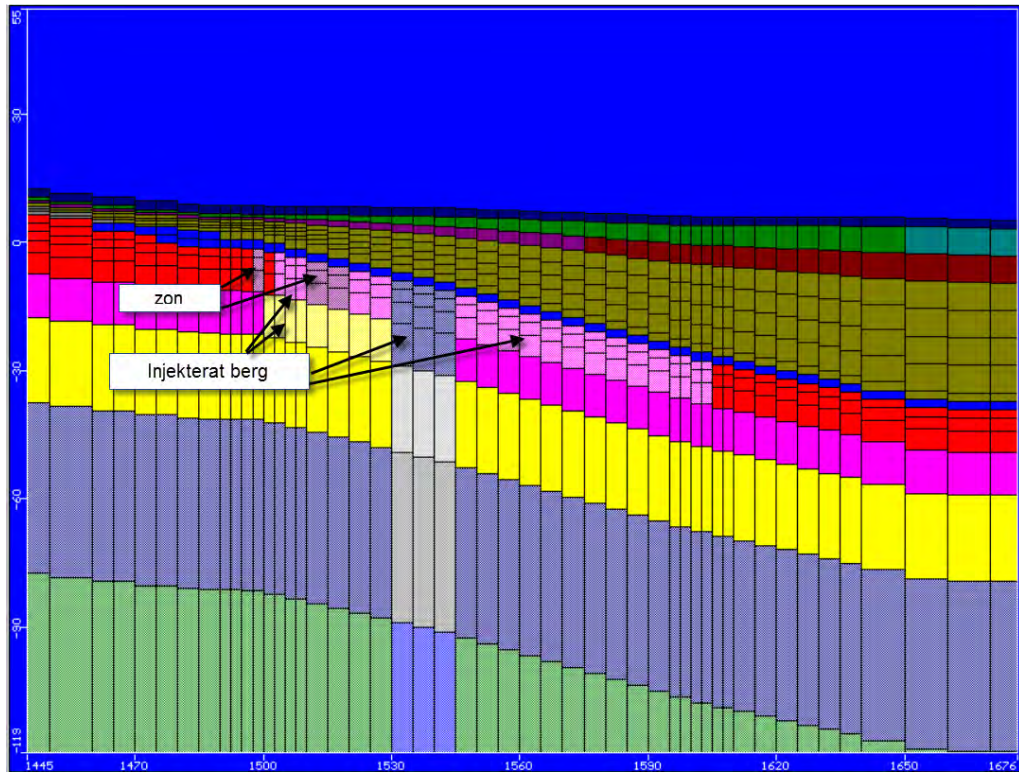
Injektering beräknas gå ner ca 10m under bergöverytan men djupare i sektion 250-285 där den går ca 10m under planerad vägbana (källa: ritning V200-170). Figur 4-8 och Figur 4-9 samt Figur 4-2 visar injekterings skärmarna i referensfallet.

Sponten anges av Statens vegvesen att den läcker $10L/(100m^2 \cdot \text{minut})$ med en antagen medeltryckdifferens av 7-8mvp. Antas att hälften av tryckdifferensen (=4 mvp) tas av spontläset erhålls en läckagekapacitet av $=4.2 \cdot 10^{-7} m^3/(m^2 \cdot s \cdot m)$ och det motsvarar $K=4.2 \cdot 10^{-8} m/s$ om spontens medelbredd ansätts till 0.1m, vilket ansätts som värden för "Wall" i Modflow. Sponten går ner i första berglagret, dvs 2m ner i berget (vilket är tjockleken på detta lager).

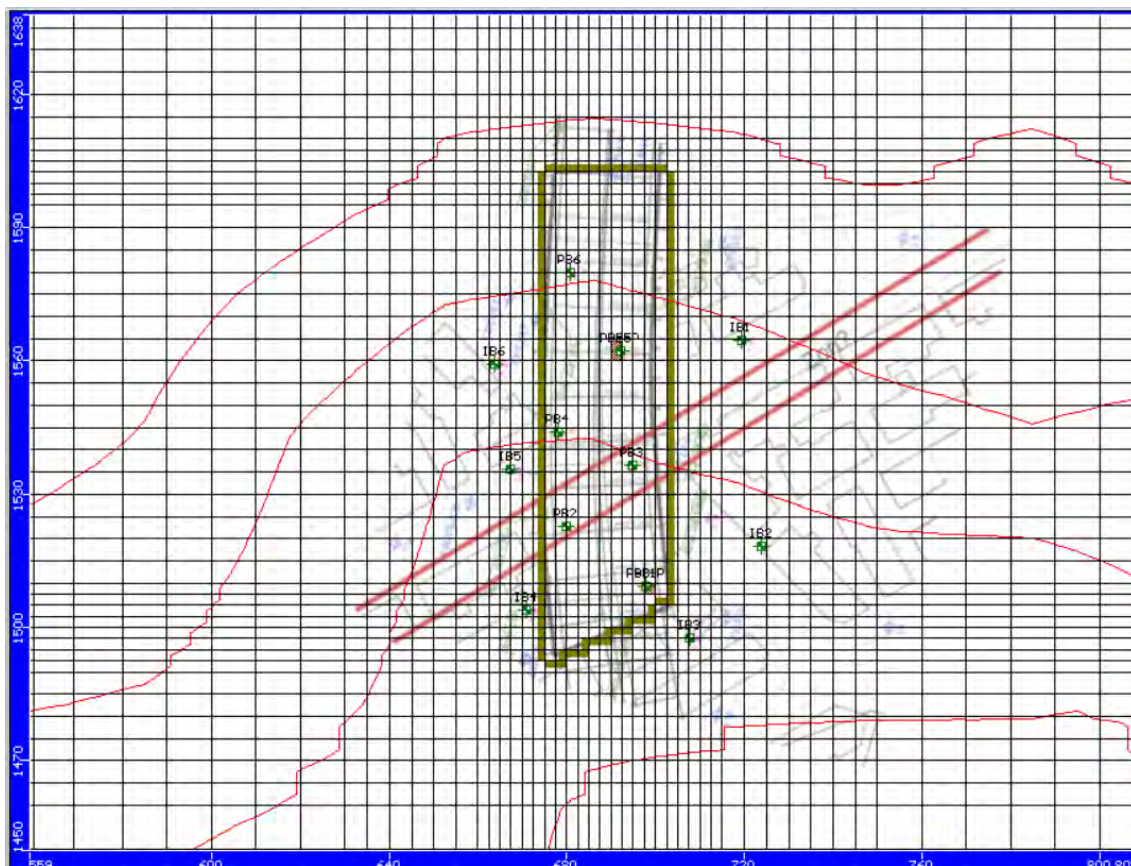
Figur 4-10 visar hur sponten implementerats i modellen.



Figur 4-8. Hydraulisk konduktivitet, lager 10 (översta berglagret). Referensfallet.



Figur 4-9. Hydraulisk konduktivitet, kolumn 59 (N-S vertikal snitt genom östra schakt med injekteringsskärm). Referensfall.



Figur 4-10. Spont (grön linje) går ner 2m i berg i modellen. Överytan av berget i modellen visas med isolinjer (0, -10, -20 och -30m).

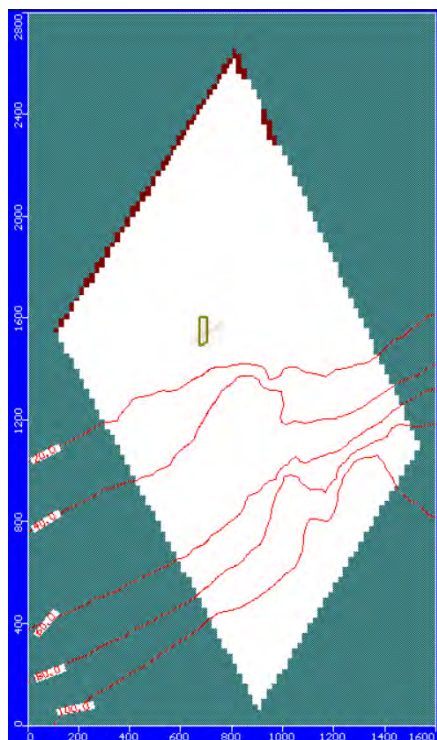
4.5 Randvillkor

4.5.1 Grundvattenbildning

Grundvattenbildningen har ansatts som Figur 2-10 och Tabell 2-1.

4.5.2 Modellens yttre ränder

Där modellen tangera Nidälven har det ansatts ett hydraulisk head av +0.78m, se Figur 4-11. Övriga vertikala ränder och botten av modellen är täta.



Figur 4-11. Konstant head (bruna celler) satt till +0.78m, vilket är medelhavsnivån i Trondheims lokala koordinatsystem.

4.5.3 Anläggningens ränder

Dräneringsnivån har varierat stegvis: Vid profil 180-220m ligger dräneringsnivån på -8m, vid profil 220-260m ligger dräneringsnivån på -10m och vid profil 260-285m ligger dräneringsnivån på -12. m.

5 Kalibrering av grundvattenflödesmodell

Modellen har kalibrerats mot skattade grundvattennivåer i fyllmassorna och i berget/moränen under leran baserat på data från schaktområdet. Dessutom har en pumptest nyttjats för att kalibrera modellen, som redovisats i /Rhen och Nilsson, 2011/.

6 Modelleringsfall

Modellen har kalibrerats mot naturliga förhållanden och mot pumptest varvid vissa egenskaper i modellen har justerats, bergets egenskaper och injekteringskärmens täthet. Detta är referensfallet som kallas **STEADY0000-leak** och **PUMP0000-leak**.

Som känslighetsanalys har referensfallet modifierats på så sätt att injekteringskärmen har gjorts med samma täthet runt om, ej med luckor med mindre täthet enligt STEADY0000-leak. Fallen kallas **STEADY0000-tight** och **PUMP0000-tight**.

Ett annat känslighetsfall, **STEADY0-leak** och **PUMP0-leak**, har skapats genom att ansätta K-berg 0-10m till $3 \cdot 10^{-7}$ m/s enligt resultaten från injektionstesterna i BH1, se /Rhen och Nilsson, 2011/, för övrigt som modellfall STEADY0000-leak och PUMP0000-leak.

Prognosfallen med avsänkt schakt baseras på ovanstående fall och kallas **Sh0000-leak**, **Sh0000-tight** och **Sh0-leak**.

7 Modelleringsresultat

7.1 Kalibrering mot ostörda förhållanden (Modellfall STEADY0000-leak.)

Ostörda grundvattennivåer ligger enligt uppgift någon till några meter under markytans nivå.

Grundvattentrycket under leran ligger ca 2m över markytan, dvs på ca +9 till +11m. Lerkappans läge söderut har anpassats så att ungefärligen detta övertryck uppstår vid schaktläget och med ansatt hydrauliska egenskaper som uppgetts av Statens vegvesen på icke testade jordlager och samt baserats på de genomförda hydrauliska testerna i berg och övergångszonen berg/morän.

Den översta delen av berget har getts något lägre hydraulisk konduktivitet (K) än vad det geometriska medel som redovisats i /Rhen och Nilsson, 2011/ ($3.4 \cdot 10^{-7}$ m/s har satts till $5 \cdot 10^{-8}$ m/s), men det har lagts till några lokala zoner/sprickor som lokalt ökar bergets hydrauliska konduktivitet. Djuptrenden av den hydrauliska konduktiviteten i berget följer ungefär vad som observerats under undersökningarna för slutförvaret av kärnbränsle i Sverige /Rhen m.fl., 2010/. Moränen har getts det K som skattas från testerna i PB-brunnarna ($5 \cdot 10^{-8}$ m/s).

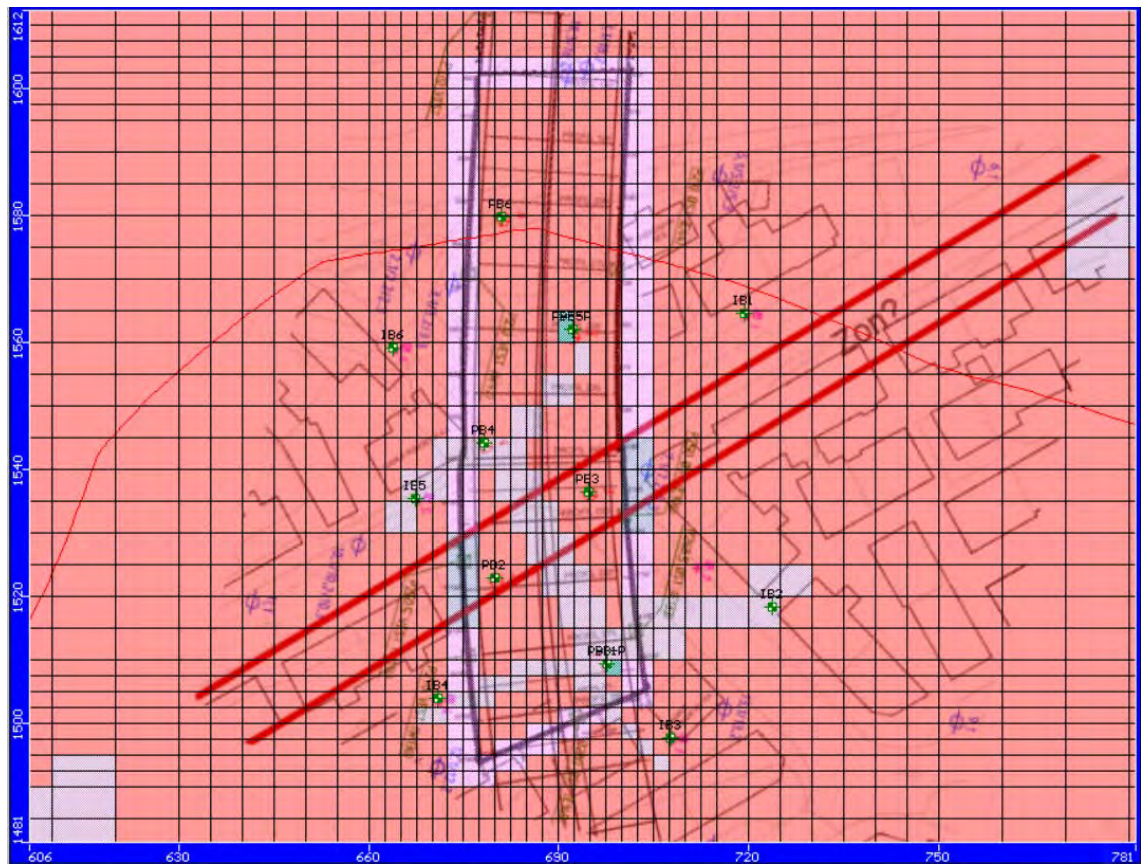
De inledande simuleringarna indikerade att det bör vara konduktiva sprickor/zoner som ligger nära IB2,3,4 och 5, varför tentativa zoner satt in i modellen, medan det ursprunglig förslaget på zon från Staten vegvesen lokalt har satts till samma värde som bakgrundsberget, se **Figur 4-8**.

I flera figurer nedan redovisas en vertikal sektion genom schakt som kallas "kolumn 58" eller "kolumn 59" och i Figur 4-4 visa läget för sektion "kolumn 58".

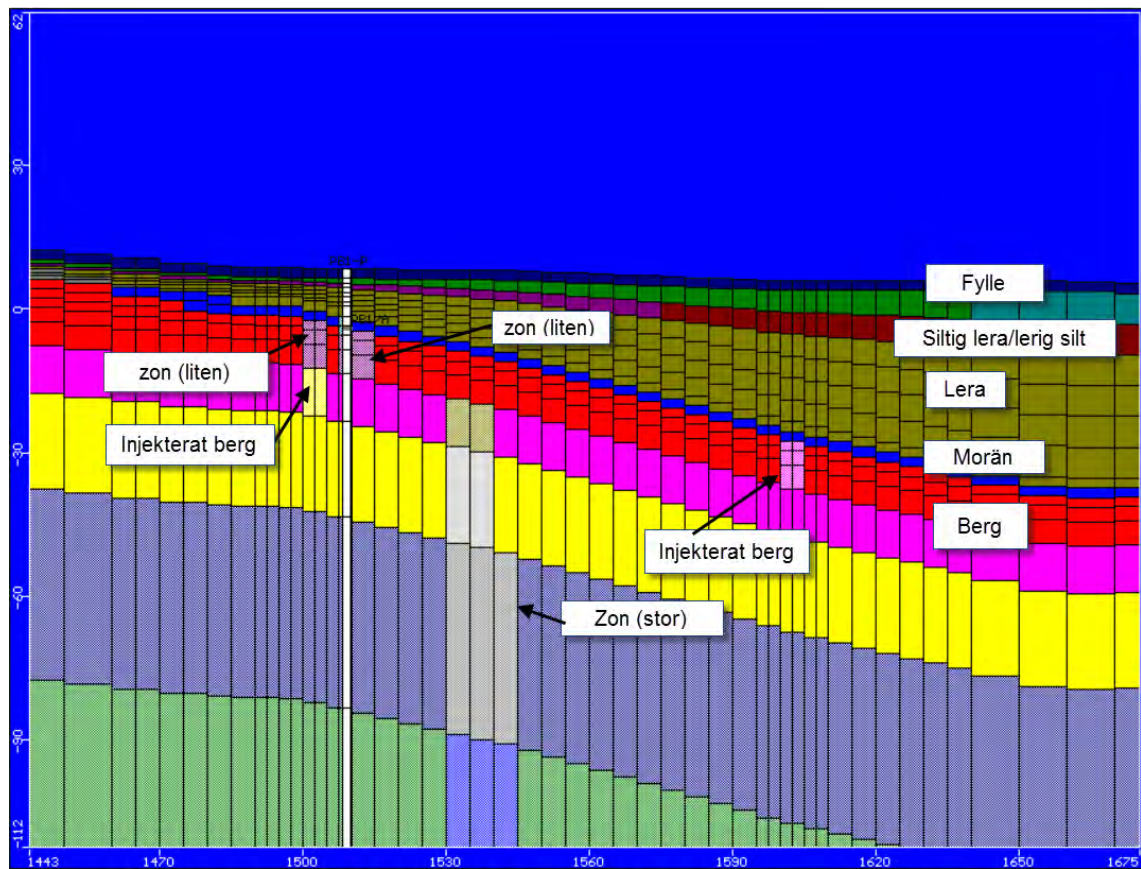
(Modellfall STEADY0000-leak.)

Conductivity				
Zone	Kx [m/s]	Ky [m/s]	Kz [m/s]	Active
1	0.01	0.01	0.01	<input checked="" type="checkbox"/>
2	3E-5	3E-5	3E-5	<input checked="" type="checkbox"/>
3	3E-5	3E-5	3E-5	<input checked="" type="checkbox"/>
4	3E-5	3E-5	3E-5	<input checked="" type="checkbox"/>
5	1E-6	1E-6	1E-7	<input checked="" type="checkbox"/>
6	1E-9	1E-9	1E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
7	1E-9	1E-9	1E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
8	1E-9	1E-9	1E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
9	1E-6	1E-6	1E-6	<input checked="" type="checkbox"/>
10	5E-8	5E-8	5E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
11	5E-8	5E-8	5E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
12	5E-8	5E-8	5E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
13	3E-8	3E-8	3E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
14	3E-8	3E-8	3E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
15	1E-8	1E-8	1E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
16	6.5E-9	6.5E-9	6.5E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
17	2.65E-9	2.65E-9	2.65E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
18	6.51E-10	6.51E-10	6.51E-10	<input checked="" type="checkbox"/>
19	2.78E-10	2.78E-10	2.78E-10	<input checked="" type="checkbox"/>
20	5E-7	5E-7	5E-7	<input checked="" type="checkbox"/>
21	1E-7	1E-7	1E-7	<input checked="" type="checkbox"/>
22	2E-8	2E-8	2E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
23	6.5E-9	6.5E-9	6.5E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
24	2.65E-9	2.65E-9	2.65E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
25	6.51E-10	6.51E-10	6.51E-10	<input checked="" type="checkbox"/>
26	2.78E-10	2.78E-10	2.78E-10	<input checked="" type="checkbox"/>
27	5E-8	5E-8	5E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
28	1E-8	1E-8	1E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
29	1E-8	1E-8	1E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
30	1E-8	1E-8	1E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
31	0.0003	0.0003	0.0003	<input checked="" type="checkbox"/>

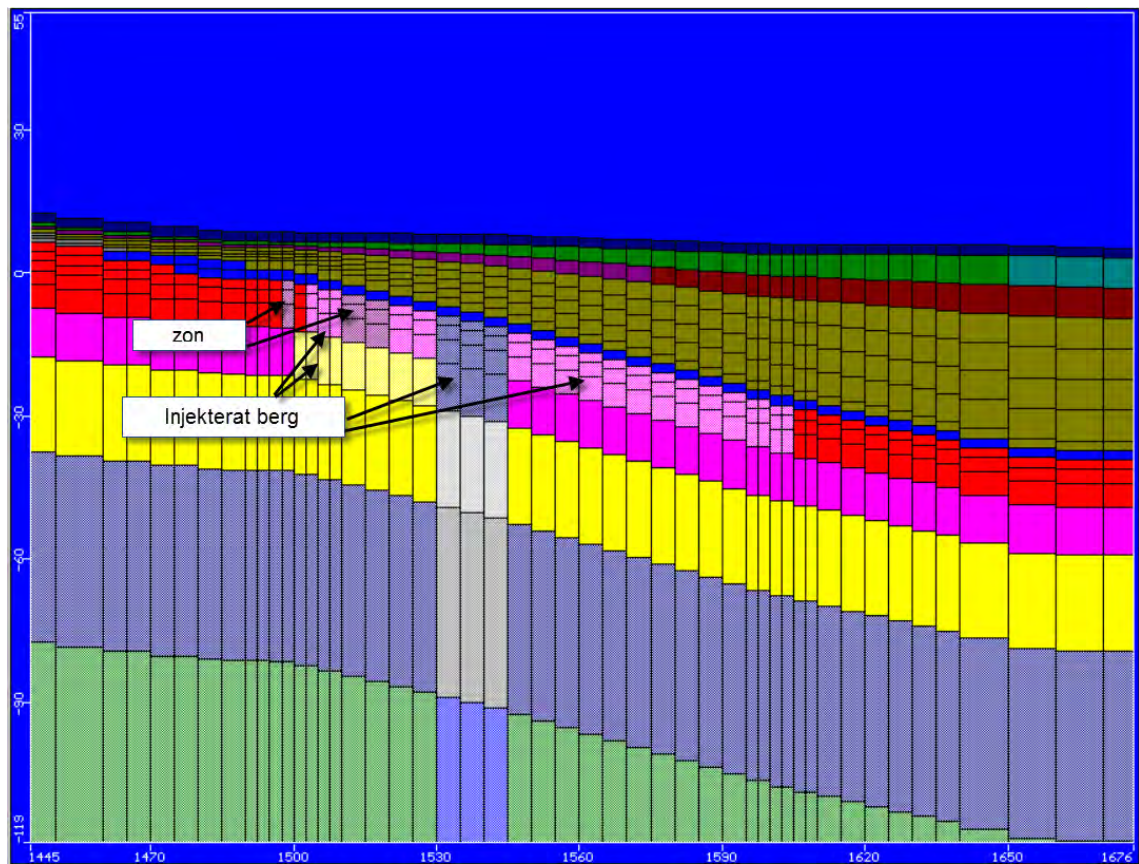
Figur 7-1. Hydrauliska egenskaper på jord och berg, ostörda förhållanden.



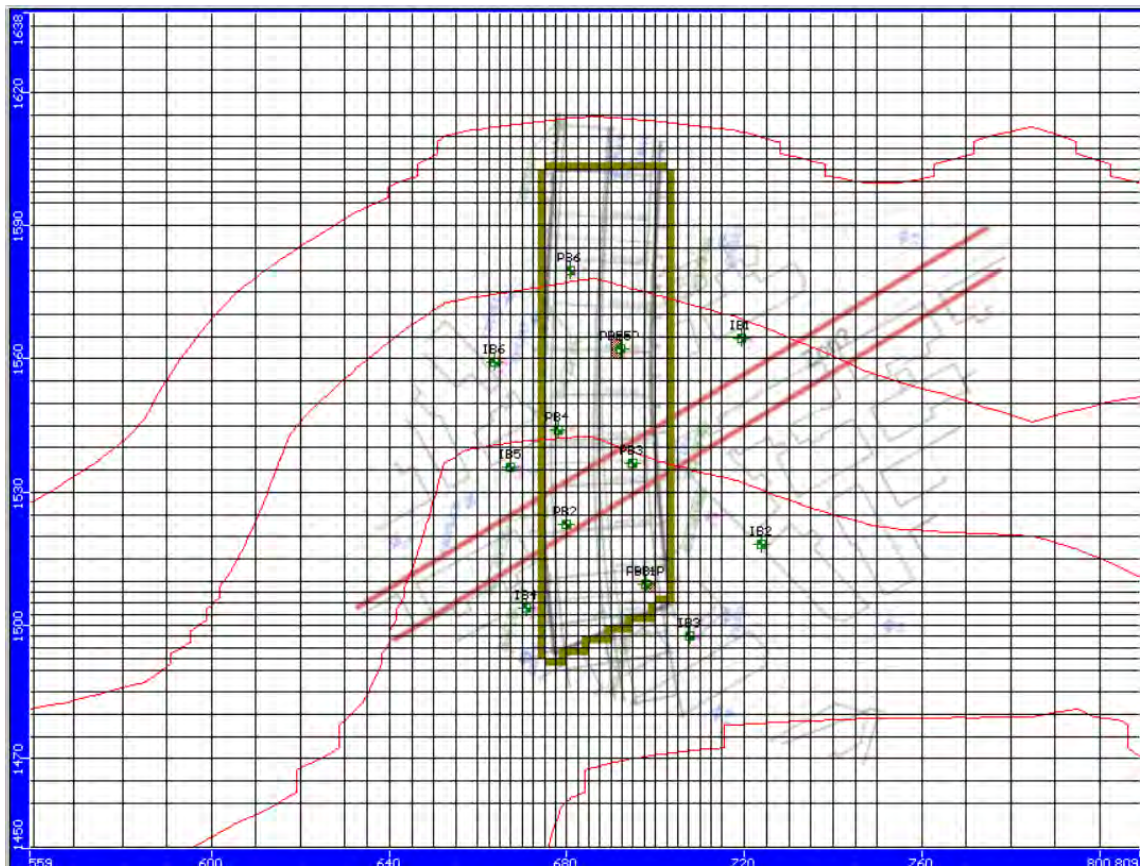
Figur 7-2. Hydraulisk konduktivitet, lager 10 (översta berglagret), östörda förhållanden.



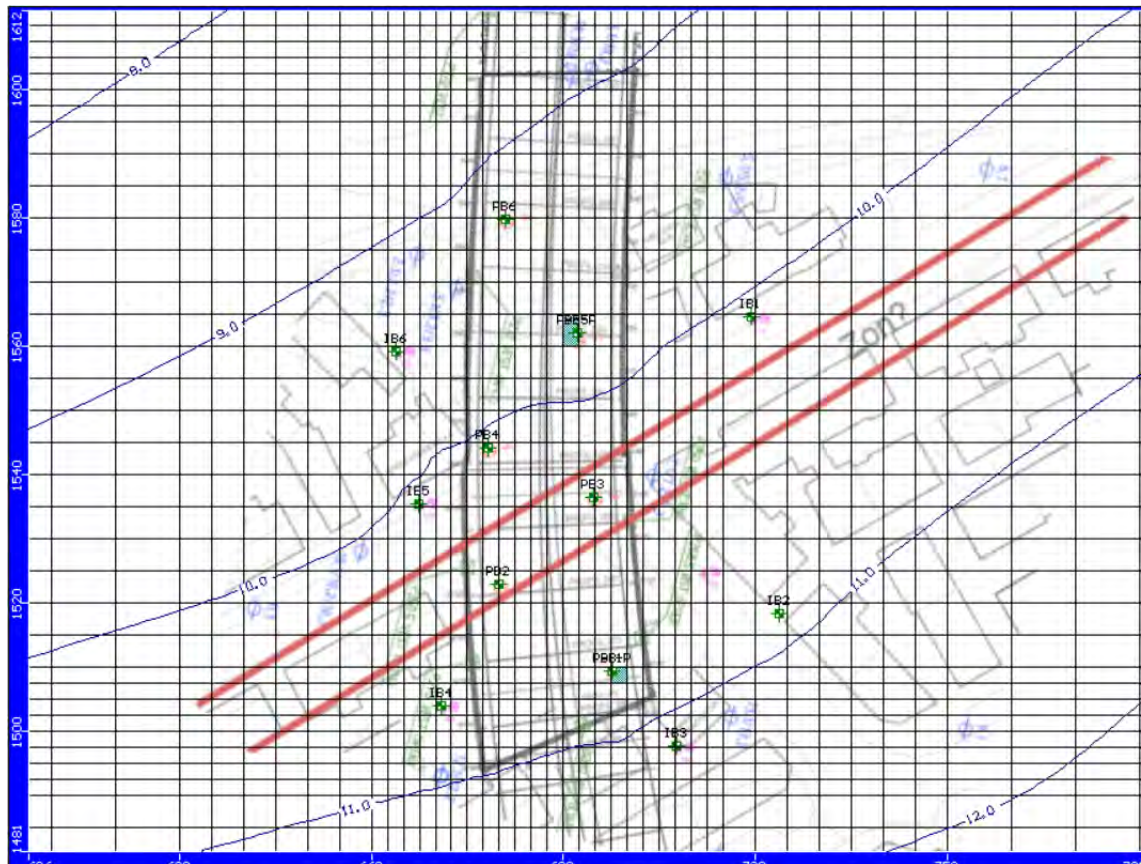
Figur 7-3. Hydraulisk konduktivitet, kolumn 58 (N-S vertikal snitt genom schakt och PB1), ostörda förhållanden. ("Zon (stor)" modelleras i detta fallet såsom zon under 3 lager av "berg")



Figur 7-4. Hydraulisk konduktivitet, kolumn 59 (N-S vertikal snitt genom östra schakt med injekteringskärm), ostörda förhållanden.



Figur 7-5. Spont (grön linje) går ner 2m i berg. Överytan av berget i modellen visas med isolinjer (0, -10, -20 och -30m).

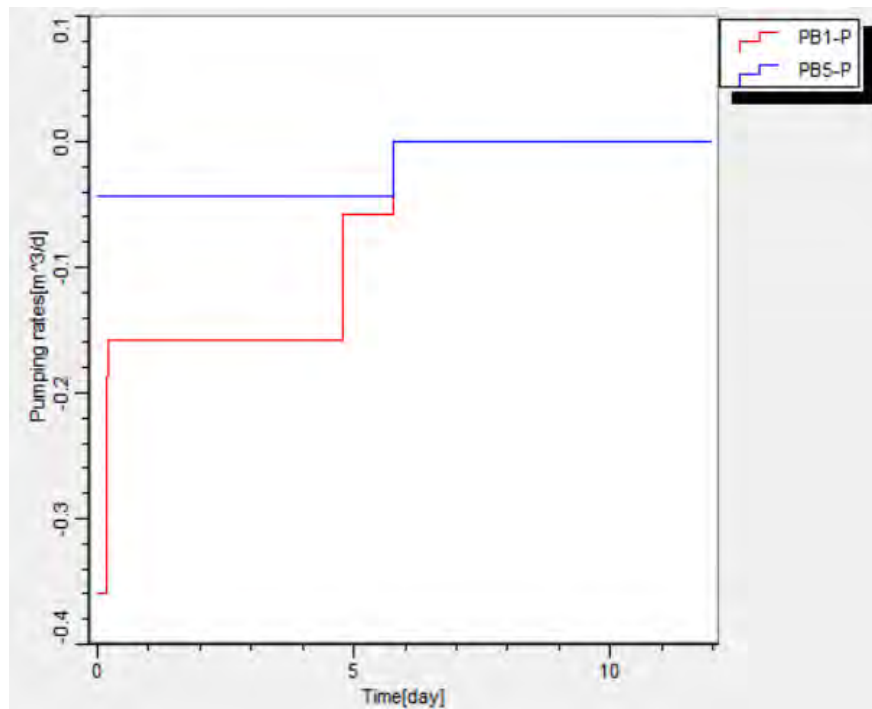


Figur 7-7. Hydrauliskt head i översta berglagret, ostörda förhållanden med spont och injektering utförda.

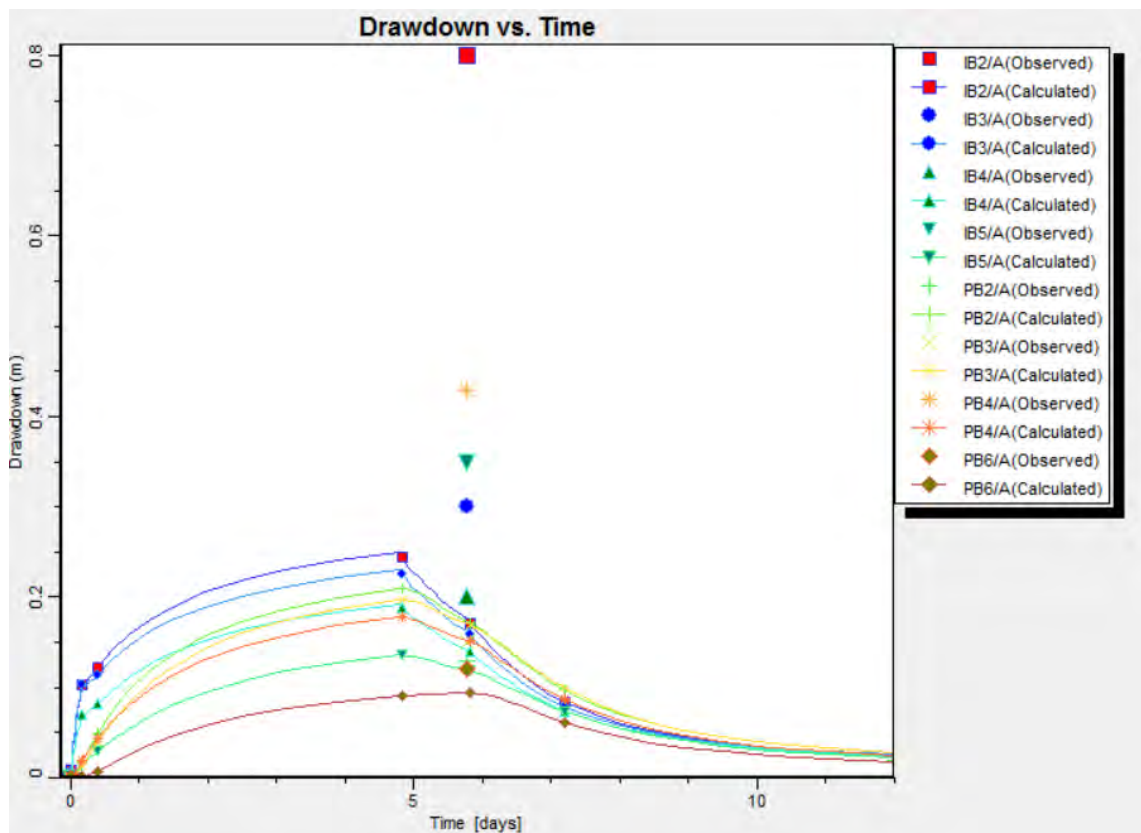
7.2 Kalibrering mot pumptest (Modellfall PUMP0000-leak.)

Grundfallet med kalibrering enligt Steadystate 0000-leak testades mot pumptesten. Injekterings täthet ingick som en del av kalibreringen. Injekterat berg: $K=1 \cdot 10^{-8}$ m/s inom 2m på var sida om spontensförlängning. Sponten täthet, som förväntas läcka genom spontlås, bestäms av bredd $t=0.1$ m och $K=4e^{-8}$ m/s, baserat på läckage uppgifter från Statens vegvesen om förväntad läckagemängd och tryckfall över spontlås. (**Modellfall PUMP0000-leak.**) Figur 7-8 visar hur pumpflödena approximerats i modellen.

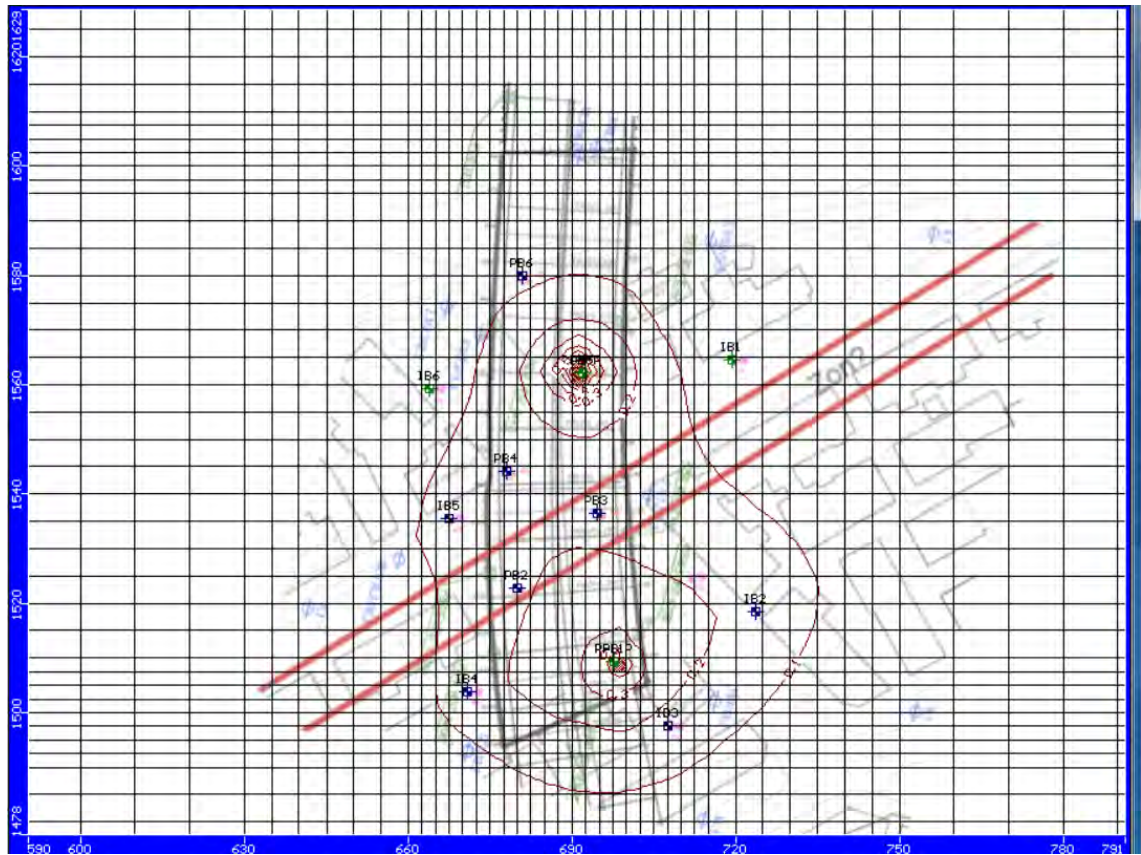
Som framgår av Figur 7-9 och Figur 7-10 erhålls mindre avsänkningar än uppmätta men en tydlig respons i när gäller IB-brunnar. Det är därför troligt att det kan finnas delar av injekteringen som ej är så tät som förväntats. Tät injektering redovisas i nästa fall: **0000-tight**. I och med att mätta responserna i IB är större än modellerat medför det att det är större hydraulisk kontakt i verkligheten jämfört med modell. Dock krävs det sannolikt att systemet gör mer heterogent för att reproducera pumptesten, dvs göra sprickor/zoner mer permeabla och övriga berget mer tät.



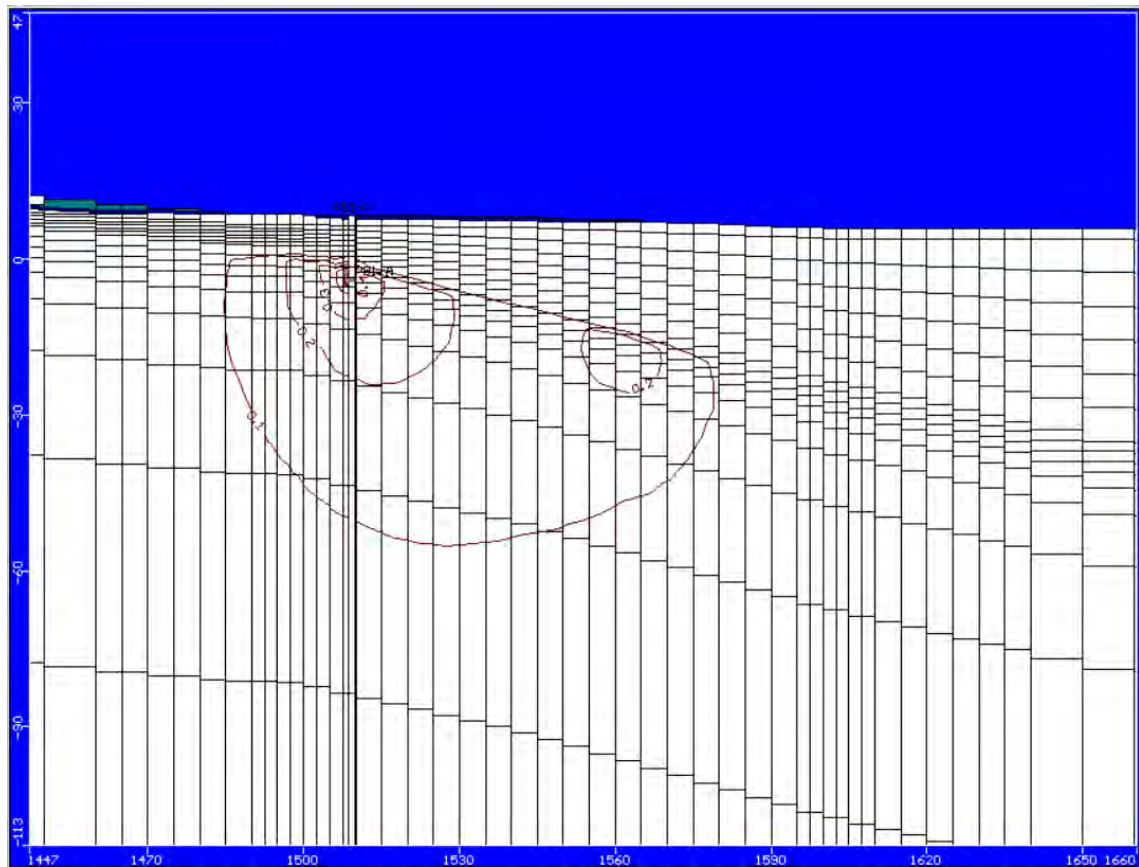
Figur 7-8. Pumpflöden som nyttjats i modell. Approximation efter uppmätta flöden /Rhén och Nilsson 2011/.



Figur 7-9. Avsänkning i brunnar, pumpning.



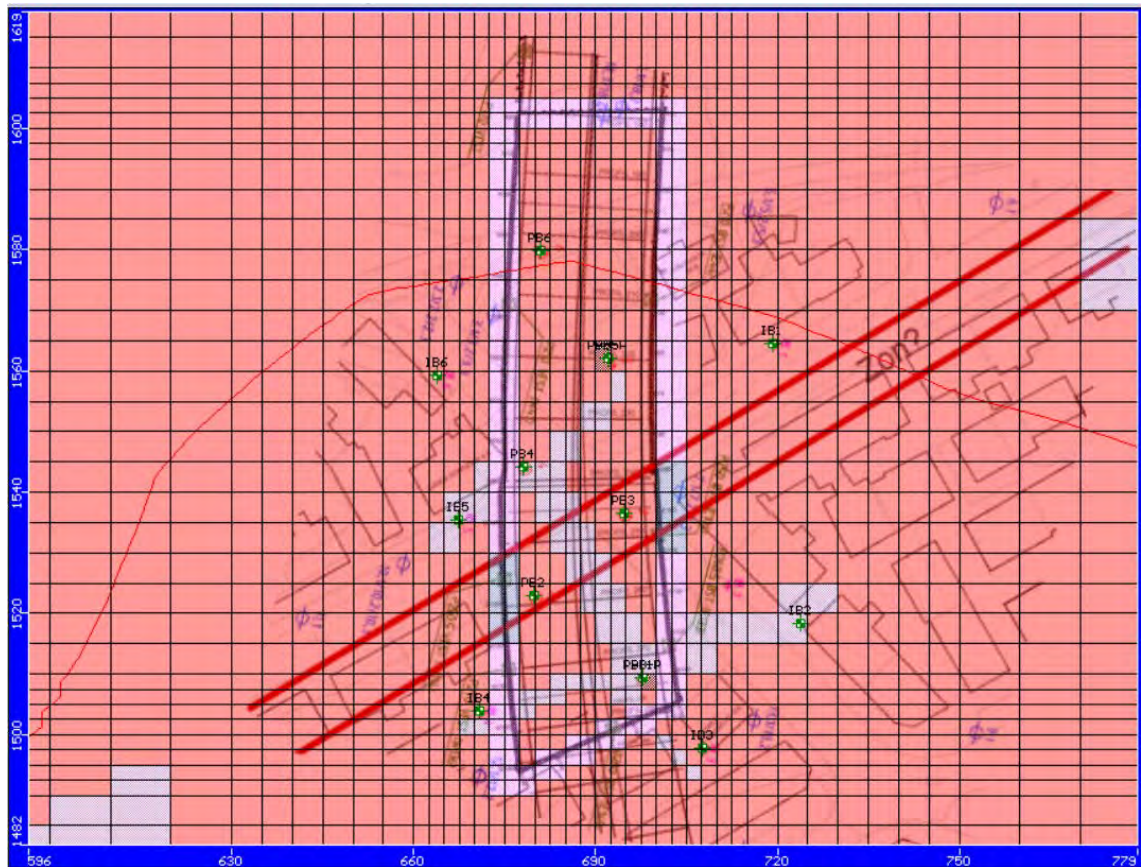
Figur 7-10. Max avsänkning i översta berglagret, pumpning.



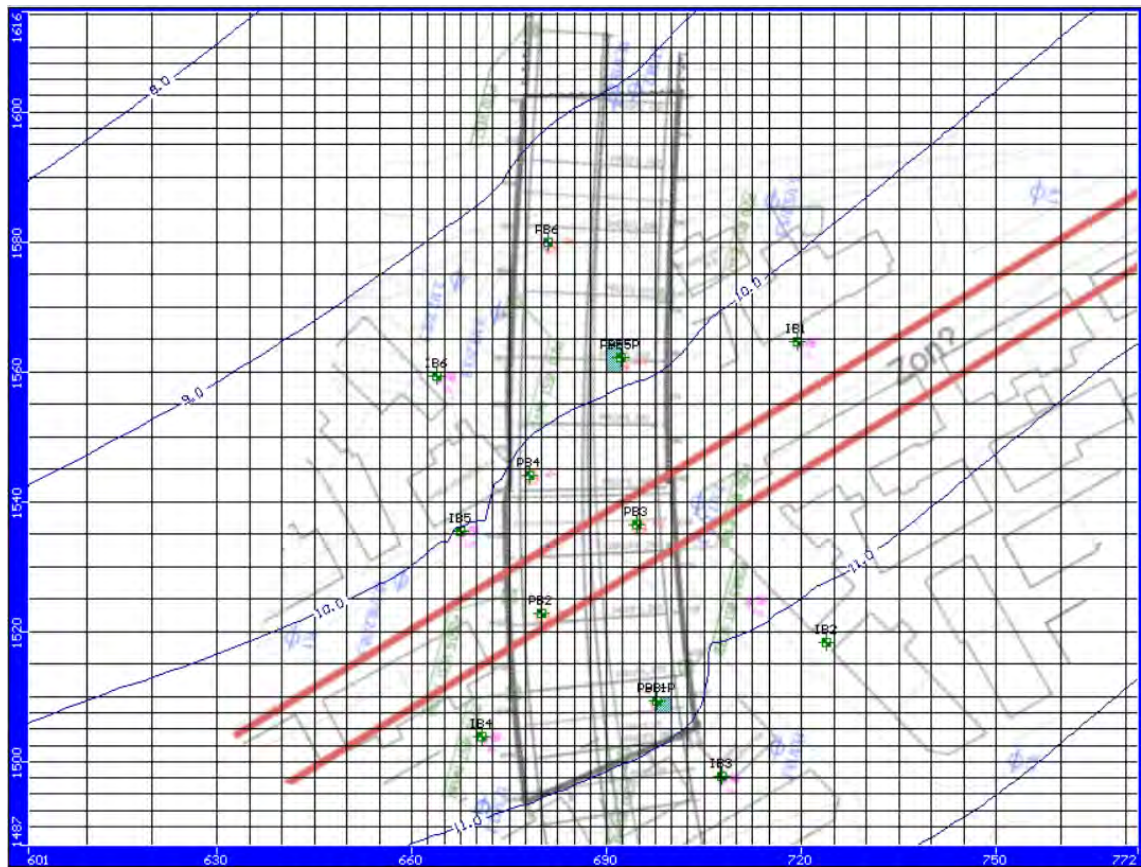
Figur 7-11. Max avsänkning, kolumn 58 (N-S vertikal snitt genom schakt och PB1), pumpning.

7.3 Känslighets analys mot naturliga förhållanden (Modellfall Steady0000-tight.)

Samma material parameter som PUMP000_leak men injekteringen i spontens förlängning antas vara som förväntat utan luckor, dvs med $K=1 \cdot 10^{-8}$ m/s inom en 4m bred zon, se Figur 7-12. (**Modellfall Steady0000-tight.**)



Figur 7-12. Hydraulisk konduktivitet, lager 10 (översta berglagret), pumpning.

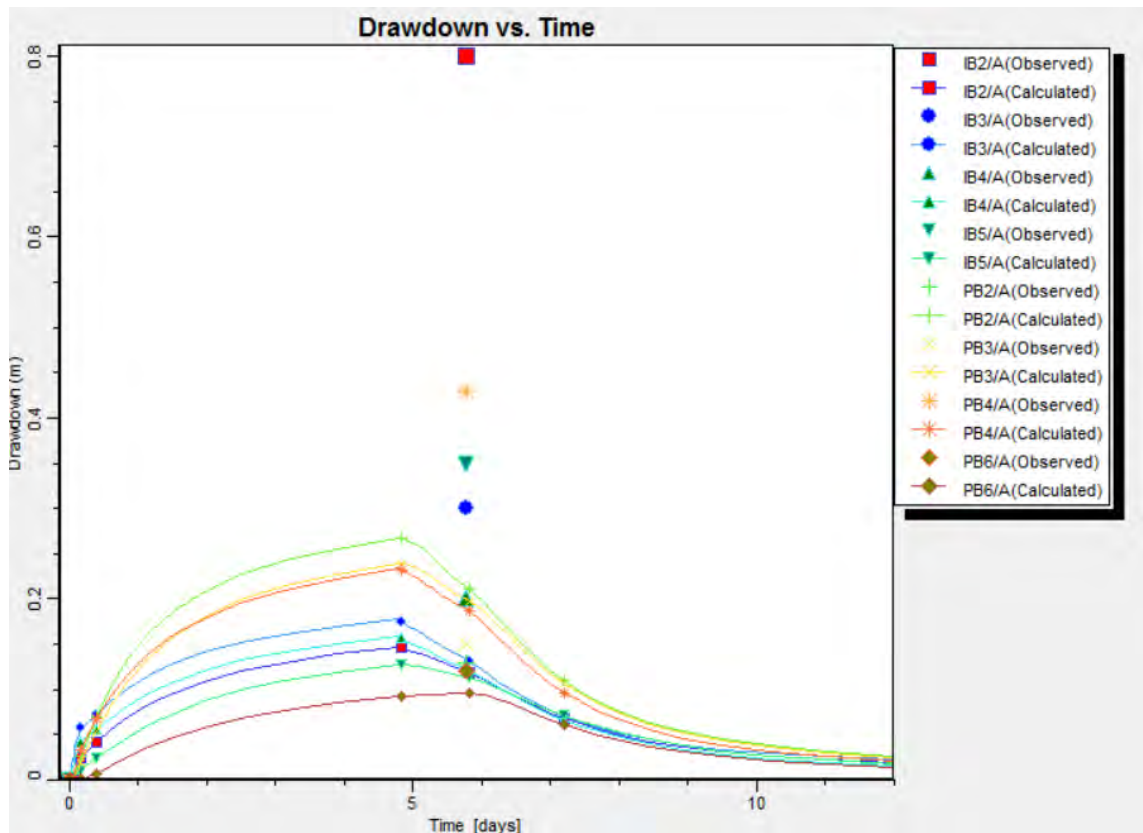


Figur 7-13. Hydrauliskt head i översta berglagret, pumpning.

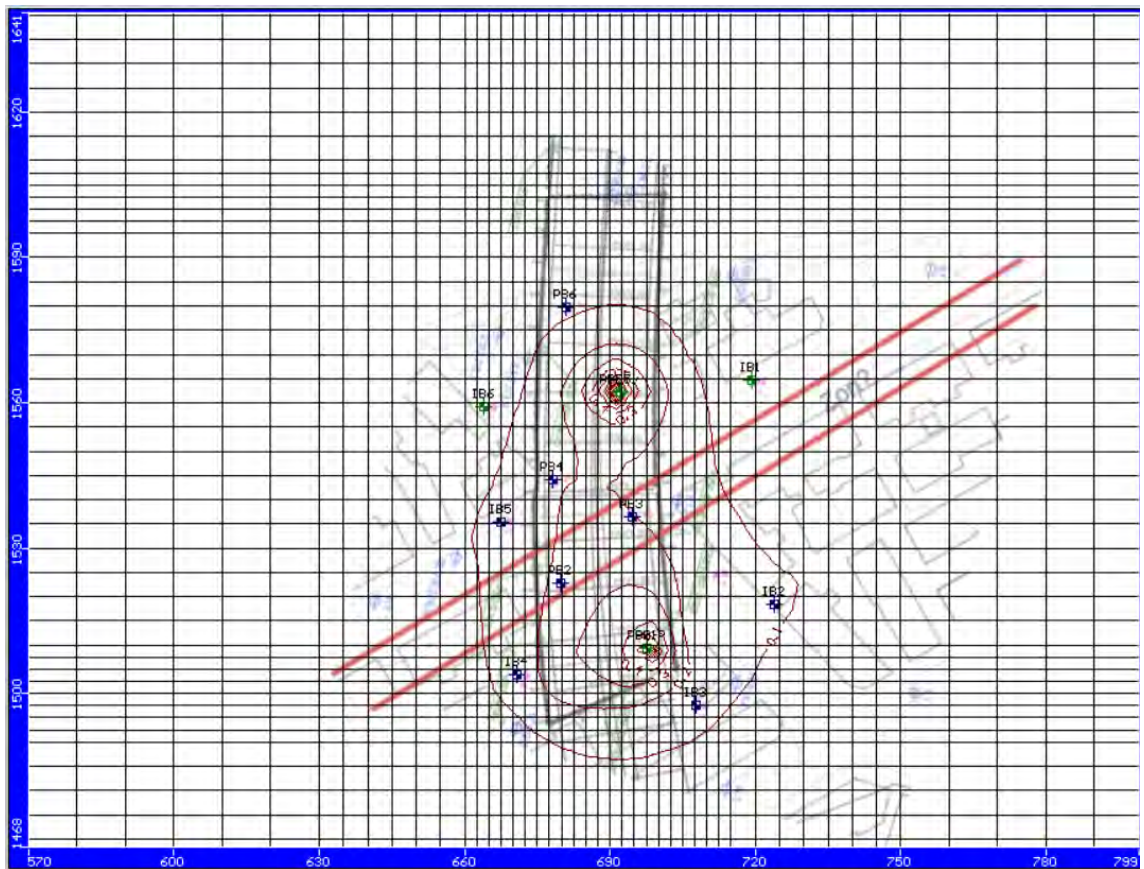
7.4 Känslighets analys mot pumptest (Modellfall PUMP0000-tight.)

Samma material parameter som PUMP0000_leak men injekteringen i spontens förlängning antas vara som förväntat utan luckor, dvs med $K= 1 \cdot 10^{-8}$ m/s inom en 4m bred zon. **(Modellfall PUMP0000-tight.)**

Som framgår av Figur 7-14 och Figur 7-15 reagerar IB-brunnarna mindre än modellfall **PUMP0000-leak**, vilket gör det troligt att PUMP0000-leak är ett mer realistiskt fall och att injekterat berg under spont åtminstone i vissa partier har högre K än $1 \cdot 10^{-8}$ m/s.



Figur 7-14. Avsänkning i brunnar, pumpning.



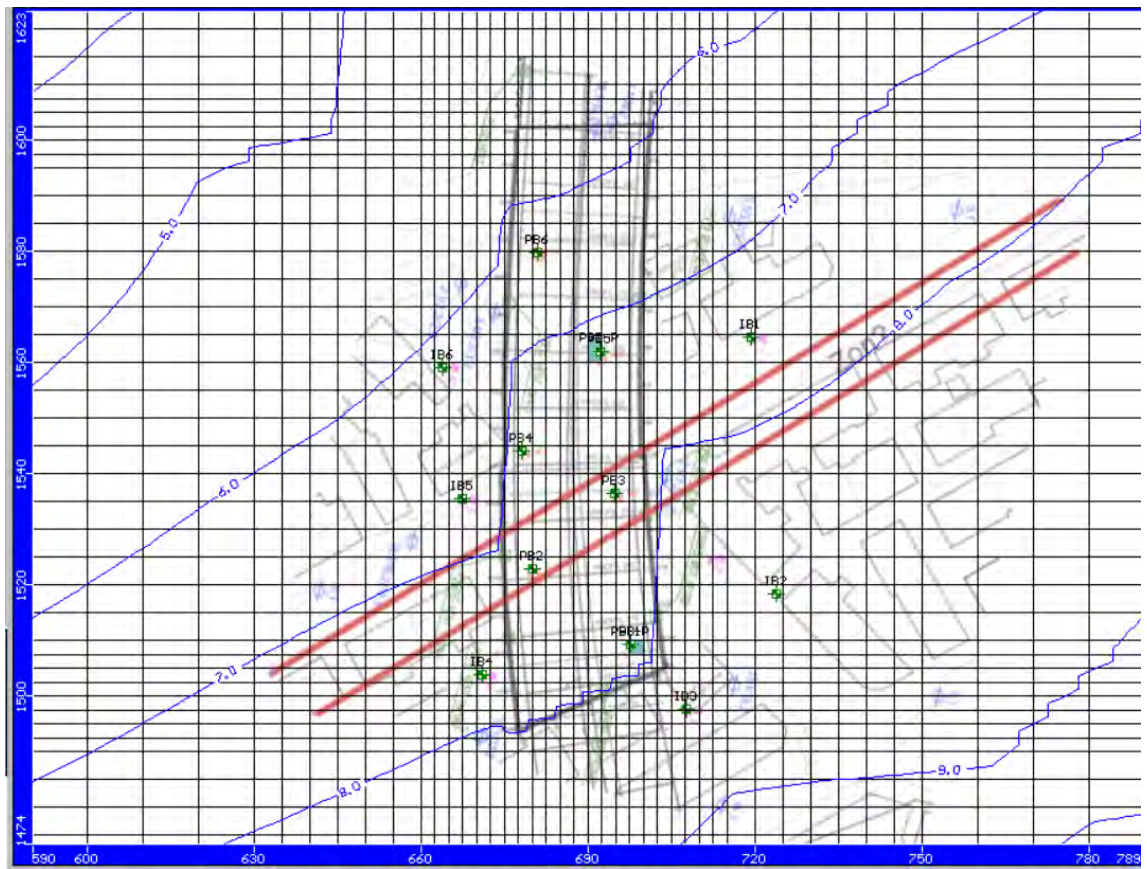
Figur 7-15. Avsänkning i översta berglagret, pumpning.

7.5 Känslighets analys mot naturliga förhållanden, ursprungs K (Modellfall STEADY0-leak.)

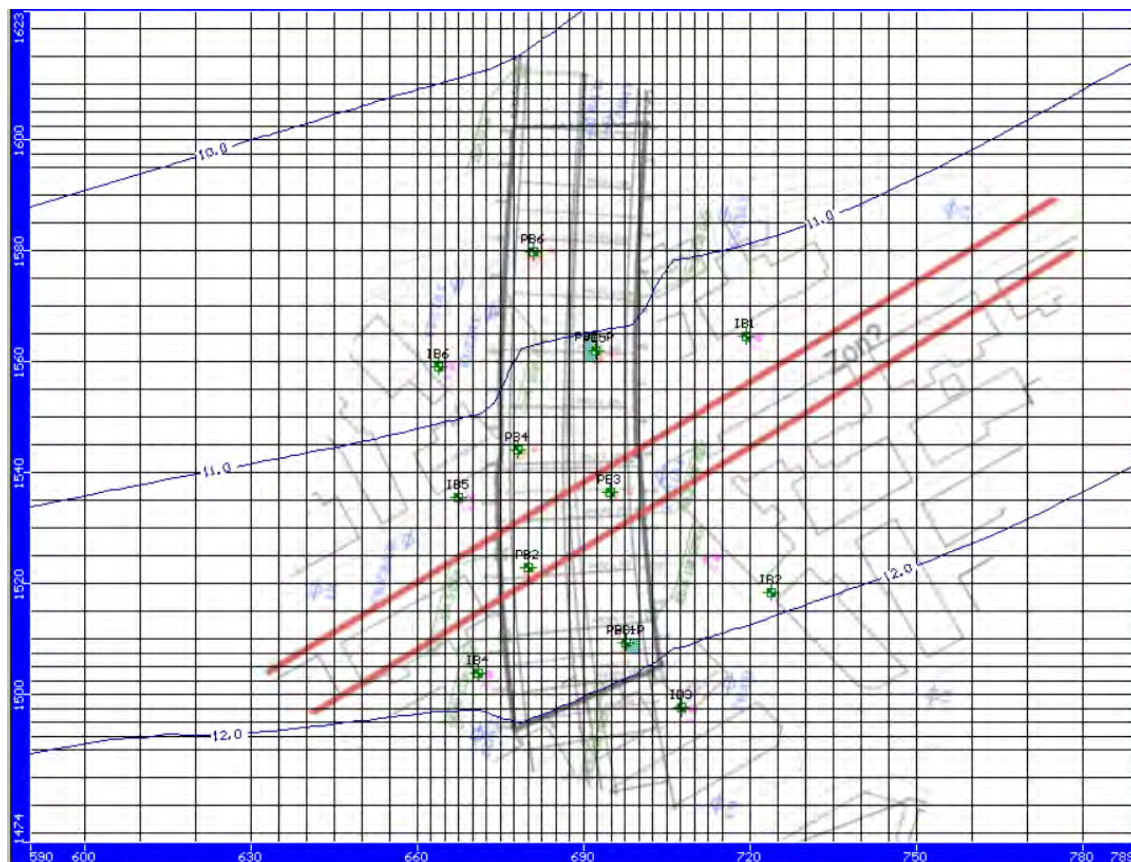
K-berg 0-10m har satts till $3 \cdot 10^{-7}$ m/s enligt resultaten från injektionstesterna i BH1, se /Rhen och Nilsson, 2011/, för övrigt som modellfall STEADY0000-leak. **(Modellfall STEADY0-leak.)**

Conductivity					
Zone	Kx [m/s]	Ky [m/s]	Kz [m/s]	Active	D
1	0.0003	0.01	0.01		
2	3E-5	3E-5	3E-5		
3	3E-5	3E-5	3E-5		
4	3E-5	3E-5	3E-5		
5	1E-6	1E-6	1E-7		
6	1E-9	1E-9	1E-9		
7	1E-9	1E-9	1E-9		
8	1E-9	1E-9	1E-9		
9	1E-6	1E-6	1E-6		
10	5E-8	5E-8	5E-8		
11	5E-8	5E-8	5E-8		
12	5E-8	5E-8	5E-8		
13	3E-7	3E-7	3E-7		
14	3E-8	3E-8	3E-8		
15	1E-8	1E-8	1E-8		
16	6.5E-9	6.5E-9	6.5E-9		
17	2.65E-9	2.65E-9	2.65E-9		
18	6.51E-10	6.51E-10	6.51E-10		
19	2.78E-10	2.78E-10	2.78E-10		
20	5E-7	5E-7	5E-7		
21	1E-7	1E-7	1E-7		
22	2E-8	2E-8	2E-8		
23	6.5E-9	6.5E-9	6.5E-9		
24	2.65E-9	2.65E-9	2.65E-9		
25	6.51E-10	6.51E-10	6.51E-10		
26	2.78E-10	2.78E-10	2.78E-10		
27	5E-8	5E-8	5E-8		
28	1E-8	1E-8	1E-8		
29	1E-8	1E-8	1E-8		
30	1E-8	1E-8	1E-8		
31	0.0003	0.0003	0.0003		

Figur 7-16. Hydrauliska egenskaper på jord och berg, ostörda förhållanden.



Figur 7-17. Grundvatten nivå, ostörda förhållanden.

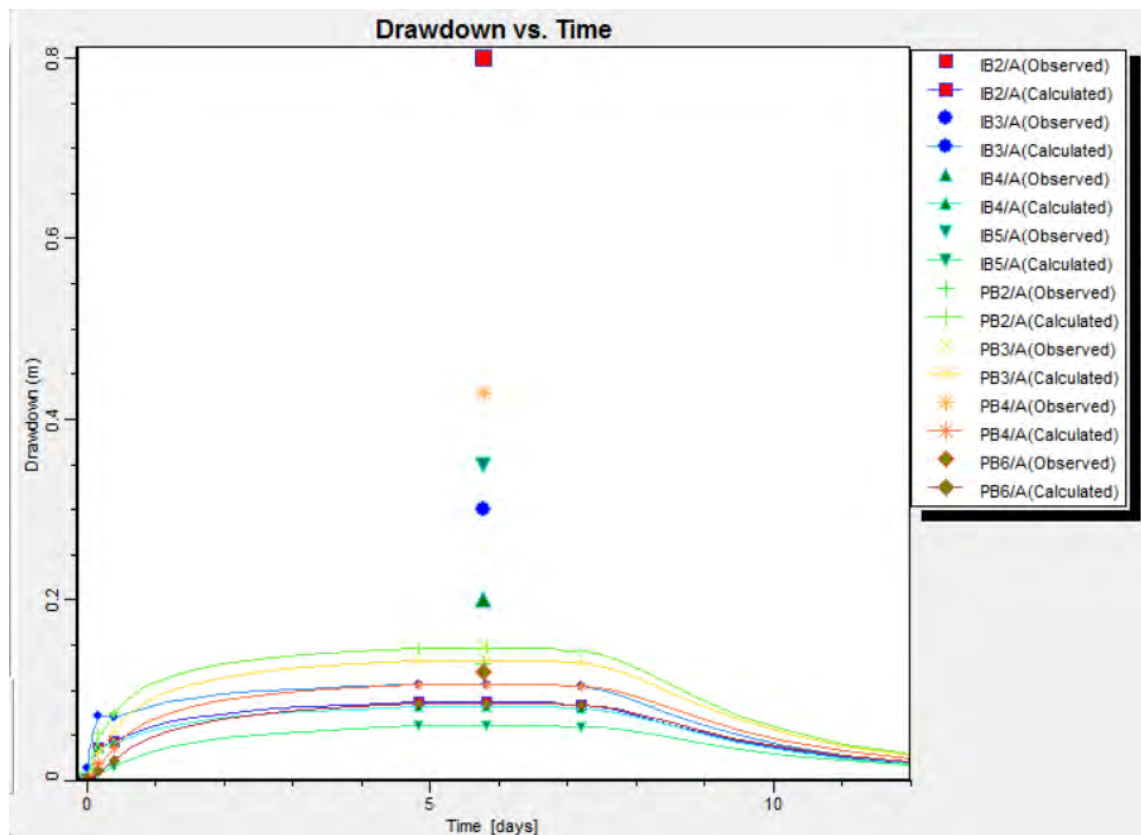


Figur 7-18. Hydrauliskt head i översta berglagret, ostörda förhållanden.

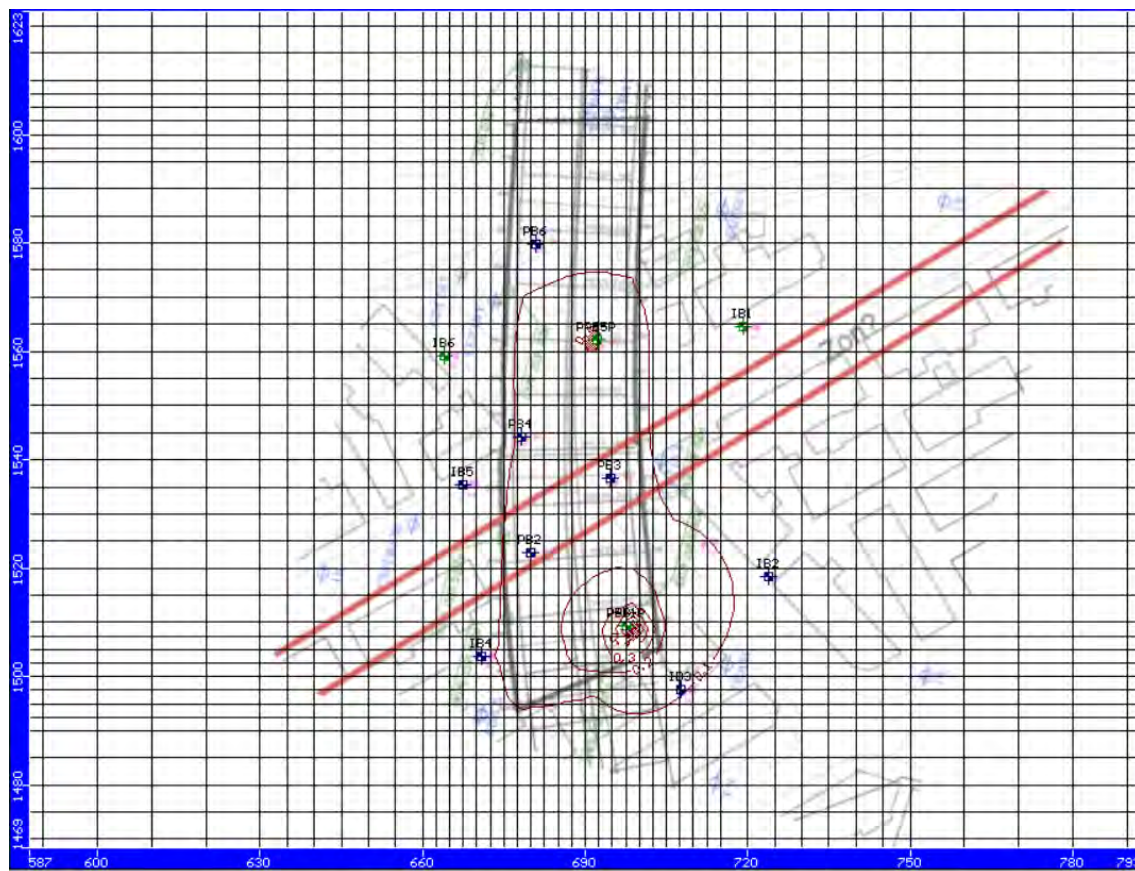
7.6 Känslighets analys mot pumpning, ursprungs K (Modellfall PUMP0-leak.)

K-berg 0-10m har satts till $3 \cdot 10^{-7}$ m/s enligt resultaten från injektionstesterna i BH1, se /Rhen och Nilsson, 2011/, för övrigt som modellfall PUMP0000-leak. **(Modellfall PUMP0-leak.)**

Som framgår av Figur 7-19 och Figur 7-20 kan inte avsänkningarna reproduceras på samma sätt som modellerings fallen 0000-leak. Det tolkas som att lokalt bör det vara hydraulisk konduktivitet i bergets övre del som mer liknar det kalibrerade fallet än ursprungsdata från det horisontella borrhålet BH1, dvs tätare i många delar än $K=3 \cdot 10^{-7}$ m/s men dock med permeabla stråk (sprickor/zoner), vilket också förfaller troligt i ett kristallint berg.



Figur 7-19. Avsänkning i brunnar, pumpning.



Figur 7-20. Avsänkning i översta berglagret, pumpning.

7.7 Avsänkt schakt, läckande (Modellfall Sh0000-leak.)

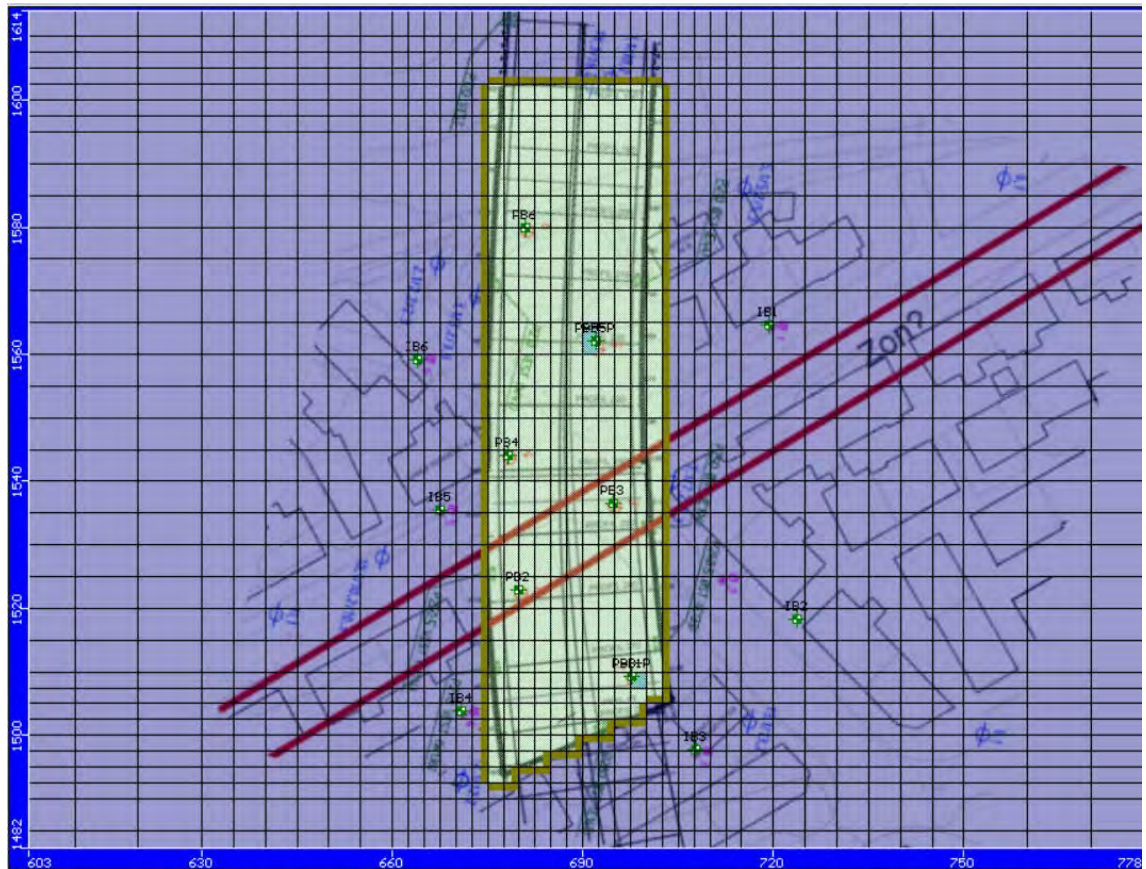
Dräneringsnivån har varierat stegvis: Vid profil 180-220m ligger dräneringsnivån på -8m, vid profil 220-260m ligger dräneringsnivån på -10m och vid profil 260-285m ligger dräneringsnivån på -12. m. Egenskaper förövrigt som modelleringsfall Pump0000-leak, förutom inom schakt. Injekteringen antas vara intakt utanför en vertikal linje nedanför spont, där schakten går ner i berg, dvs den injekterade zonen är där ca 2m bred.
(Modellfall Sh0000-leak.)

Figur 7-22 till Figur 7-28 visar olika horisontella lager från markyta ner flera lager i berg, som illustration på hur spont och K-zoner ansatts. **Figur 7-29** visar ett vertikalt snitt med ansatta K-zoner.

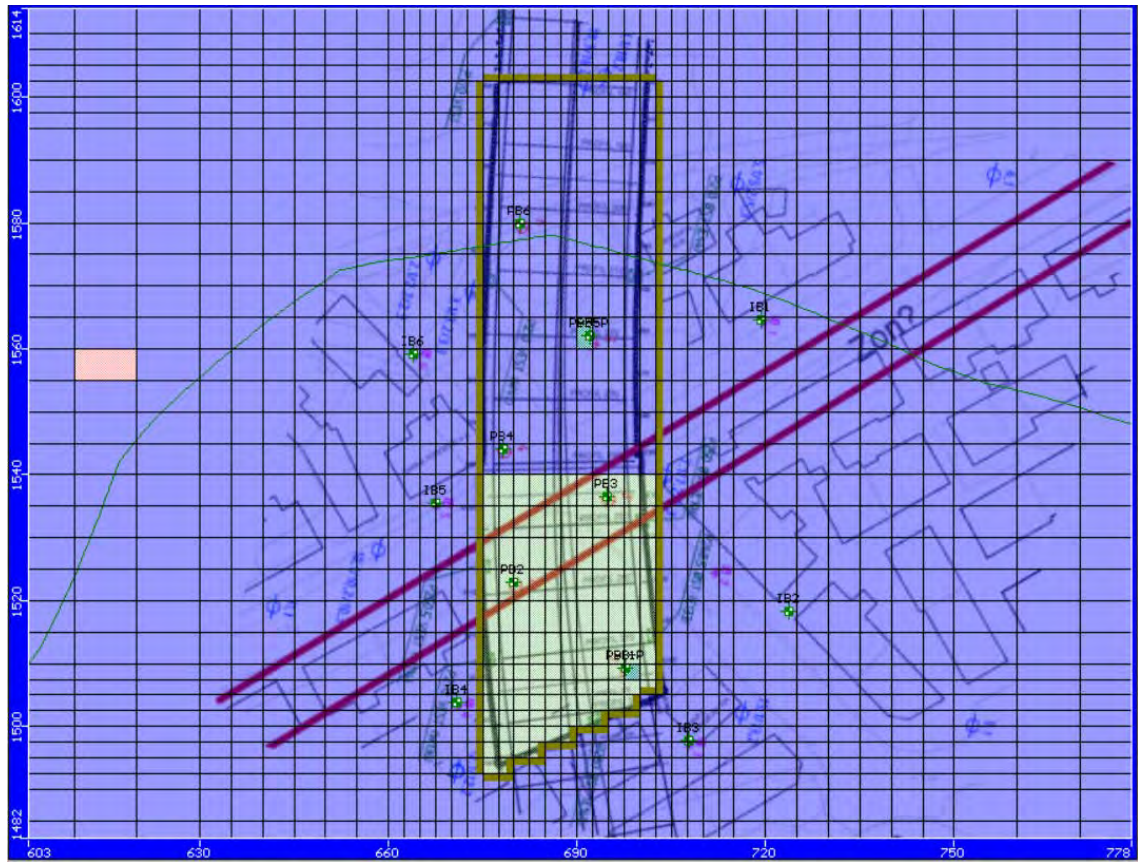
Som framgår av Figur 7-31 och Figur 7-32 förväntas avsänkning bli större än 2m inom en radie på ca 120-180m med ansatt egenskaper. Större delen av inläckaget beräknas komma i den södra delen av schaktet, se Figur 7-33.

Conductivity				
Zone	Kx [m/s]	Ky [m/s]	Kz [m/s]	Active
1	0.01	0.01	0.01	<input checked="" type="checkbox"/>
2	3E-5	3E-5	3E-5	<input checked="" type="checkbox"/>
3	3E-5	3E-5	3E-5	<input checked="" type="checkbox"/>
4	3E-5	3E-5	3E-5	<input checked="" type="checkbox"/>
5	1E-6	1E-6	1E-7	<input checked="" type="checkbox"/>
6	1E-9	1E-9	1E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
7	1E-9	1E-9	1E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
8	1E-9	1E-9	1E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
9	1E-6	1E-6	1E-6	<input checked="" type="checkbox"/>
10	5E-8	5E-8	5E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
11	5E-8	5E-8	5E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
12	5E-8	5E-8	5E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
13	3E-8	3E-8	3E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
14	3E-8	3E-8	3E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
15	1E-8	1E-8	1E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
16	6.5E-9	6.5E-9	6.5E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
17	2.65E-9	2.65E-9	2.65E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
18	6.51E-10	6.51E-10	6.51E-10	<input checked="" type="checkbox"/>
19	2.78E-10	2.78E-10	2.78E-10	<input checked="" type="checkbox"/>
20	5E-7	5E-7	5E-7	<input checked="" type="checkbox"/>
21	1E-7	1E-7	1E-7	<input checked="" type="checkbox"/>
22	2E-8	2E-8	2E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
23	6.5E-9	6.5E-9	6.5E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
24	2.65E-9	2.65E-9	2.65E-9	<input checked="" type="checkbox"/>
25	6.51E-10	6.51E-10	6.51E-10	<input checked="" type="checkbox"/>
26	2.78E-10	2.78E-10	2.78E-10	<input checked="" type="checkbox"/>
27	5E-8	5E-8	5E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
28	1E-8	1E-8	1E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
29	1E-8	1E-8	1E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
30	1E-8	1E-8	1E-8	<input checked="" type="checkbox"/>
31	0.001	0.001	0.001	<input checked="" type="checkbox"/>

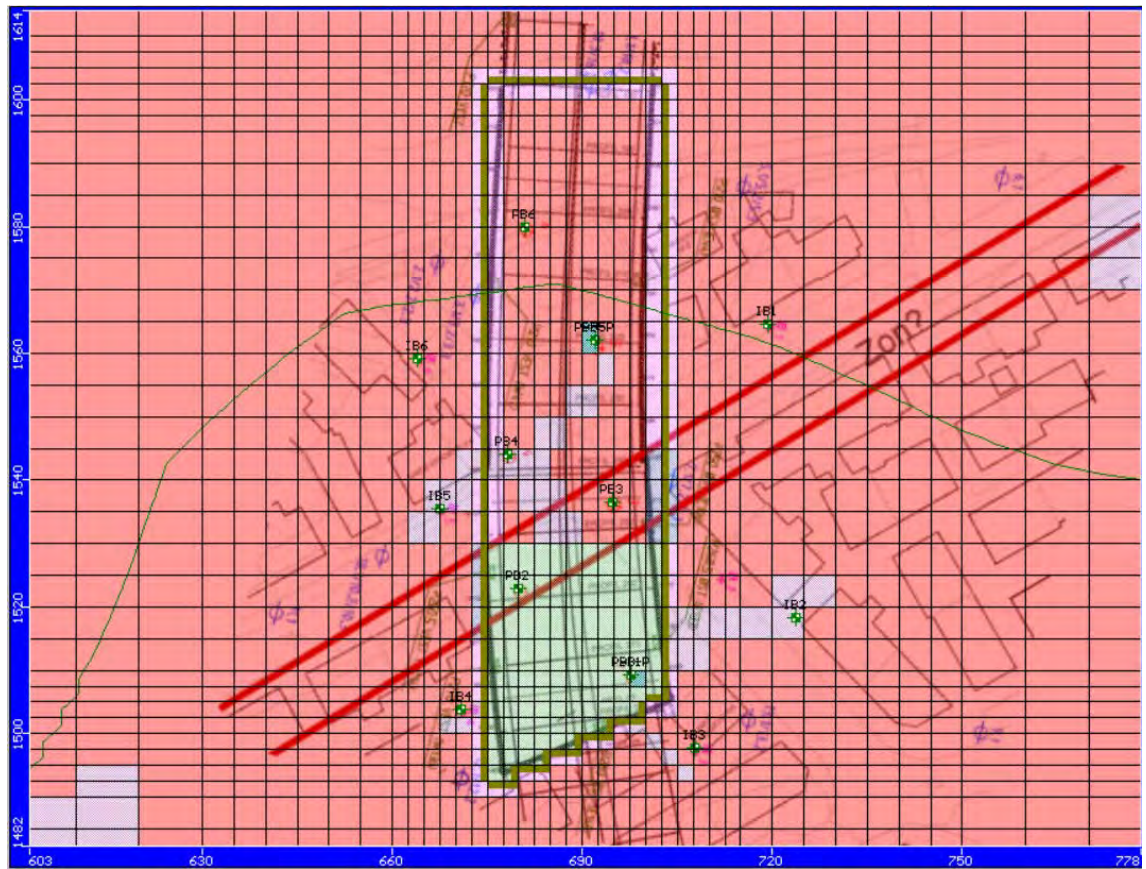
Figur 7-21. Hydrauliska egenskaper på jord och berg, avsänkt schakt till -8 till -12m.



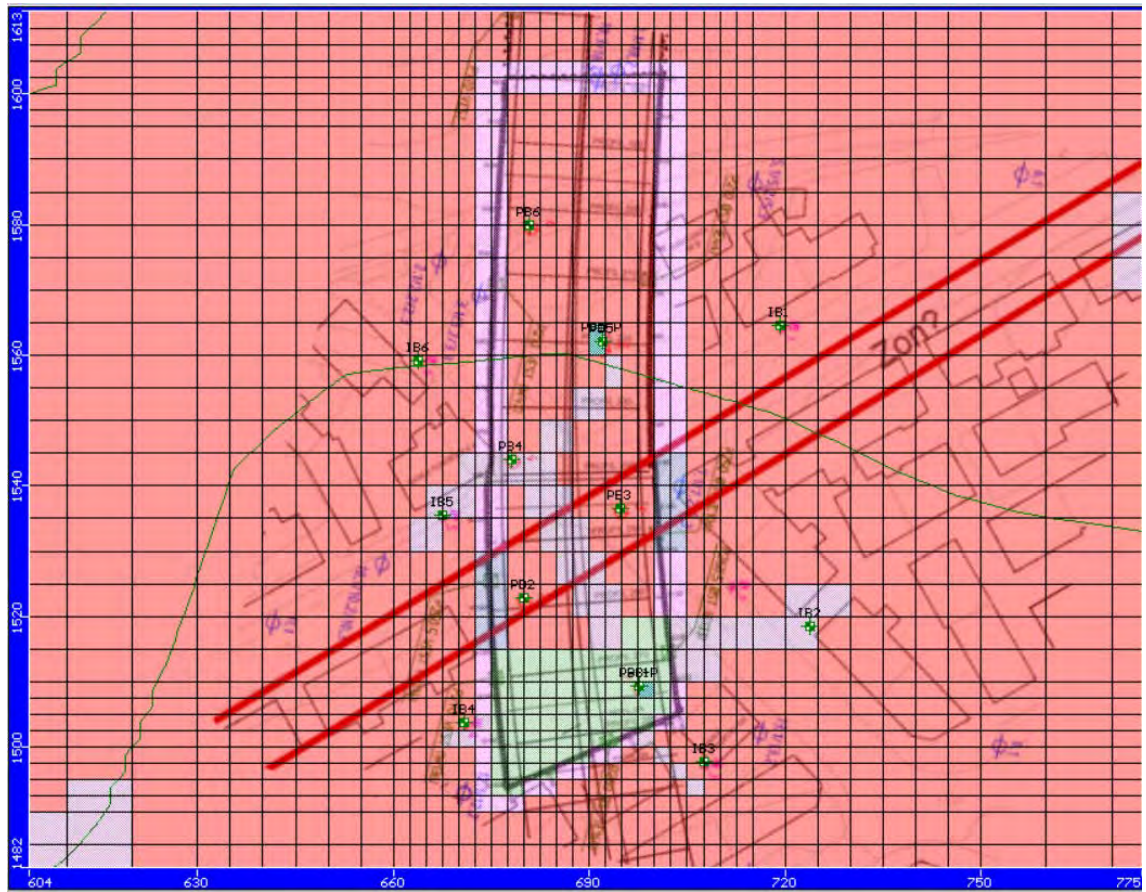
Figur 7-22. Hydraulisk konduktivitet, lager 1 Fyllelaget), avsänkt schakt till -8 till -12m.



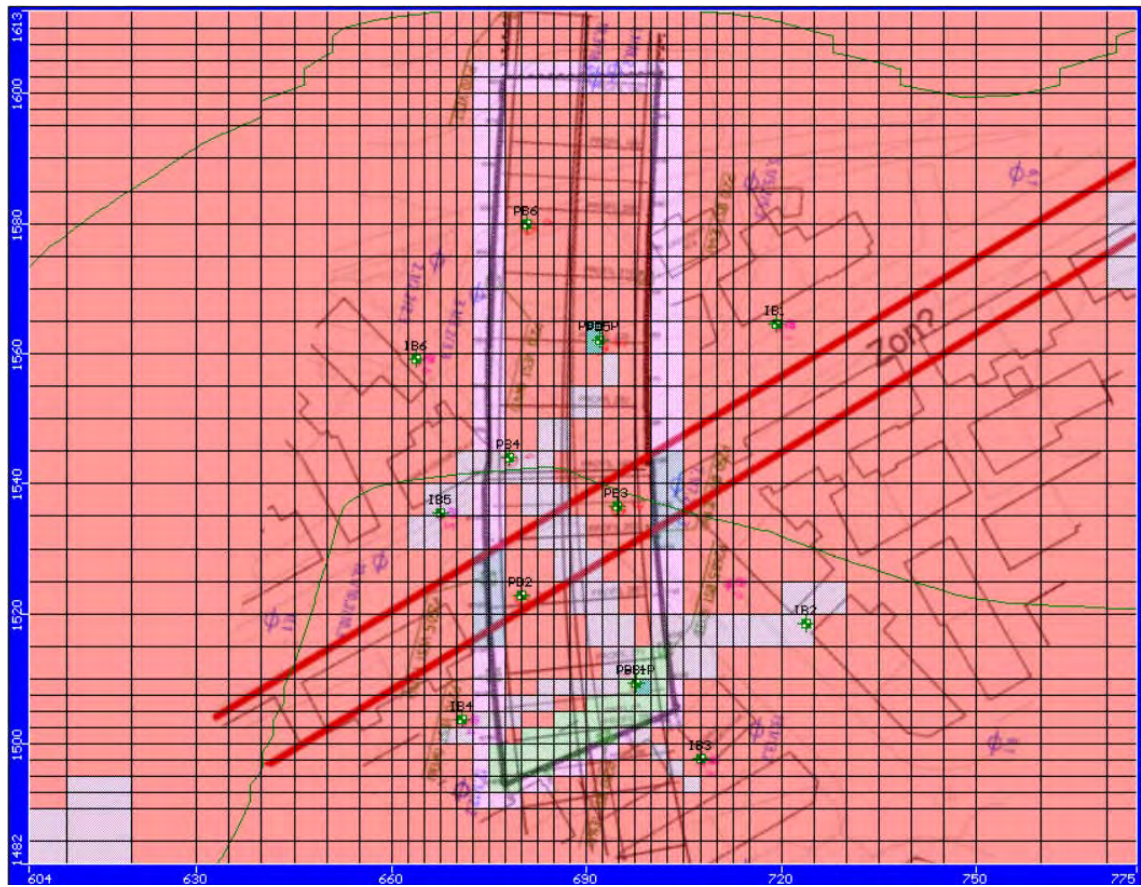
Figur 7-23. Hydraulisk konduktivitet, lager 9 Moränlagret), avsänkt schakt till -8 till -12m. (Rosa fältet har samma egenskaper som det blå.)



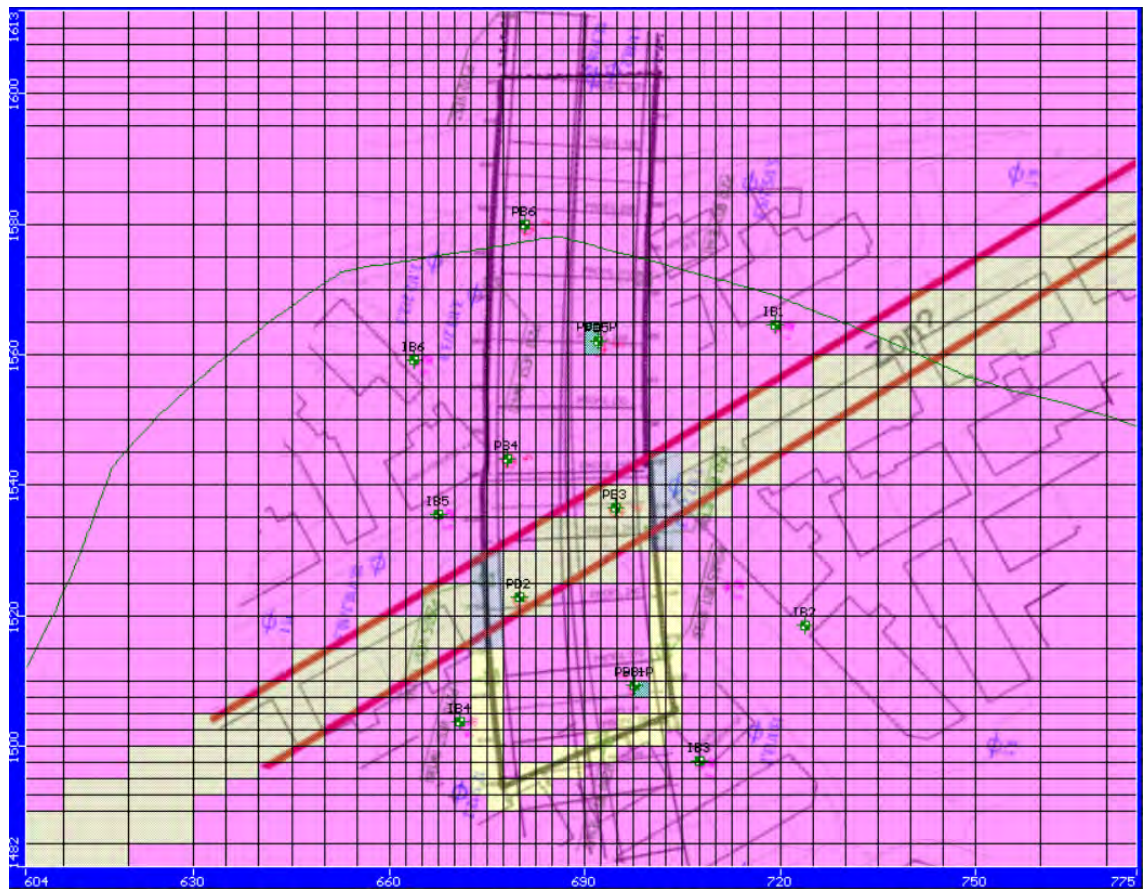
Figur 7-24. Hydraulisk konduktivitet, lager 10 (översta berglagret), avsänkt schakt till -8 till -12m.



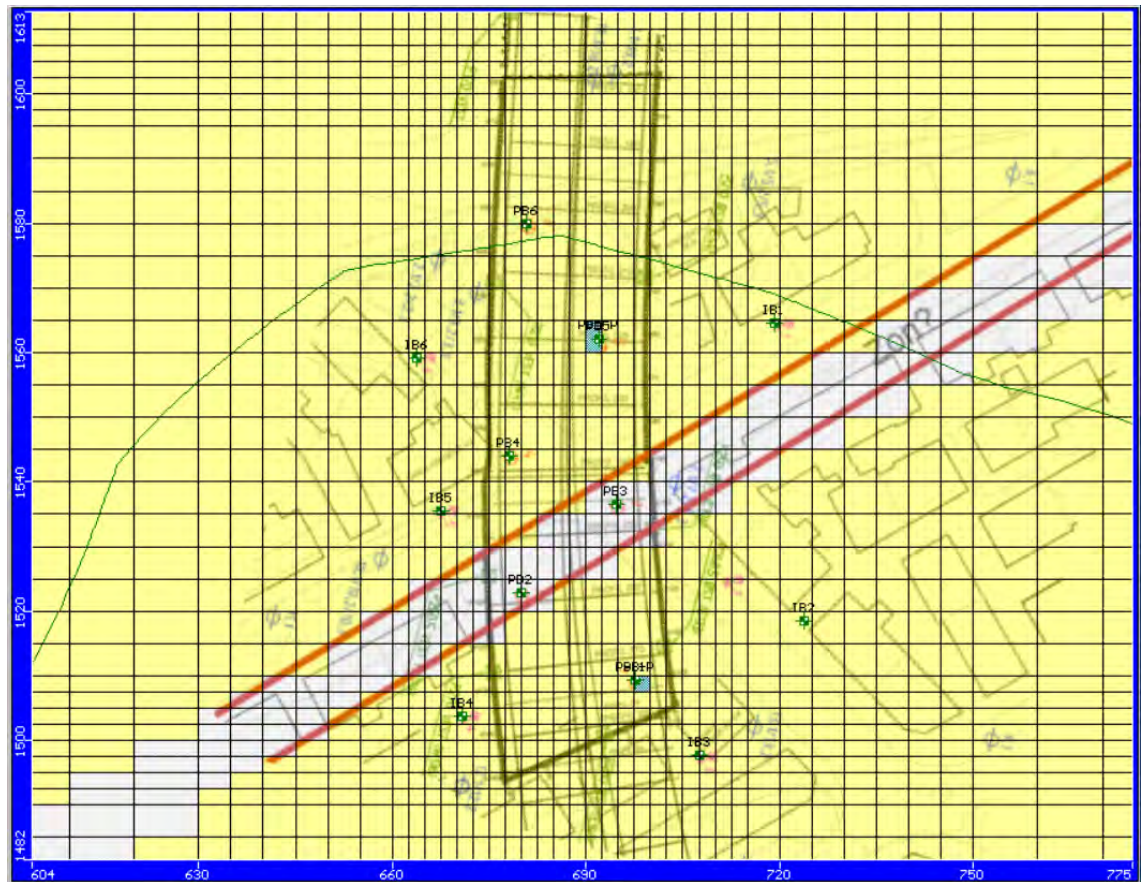
Figur 7-25. Hydraulisk konduktivitet, lager 11 (näst-översta berglagret), avsänkt schakt till -8 till -12m.



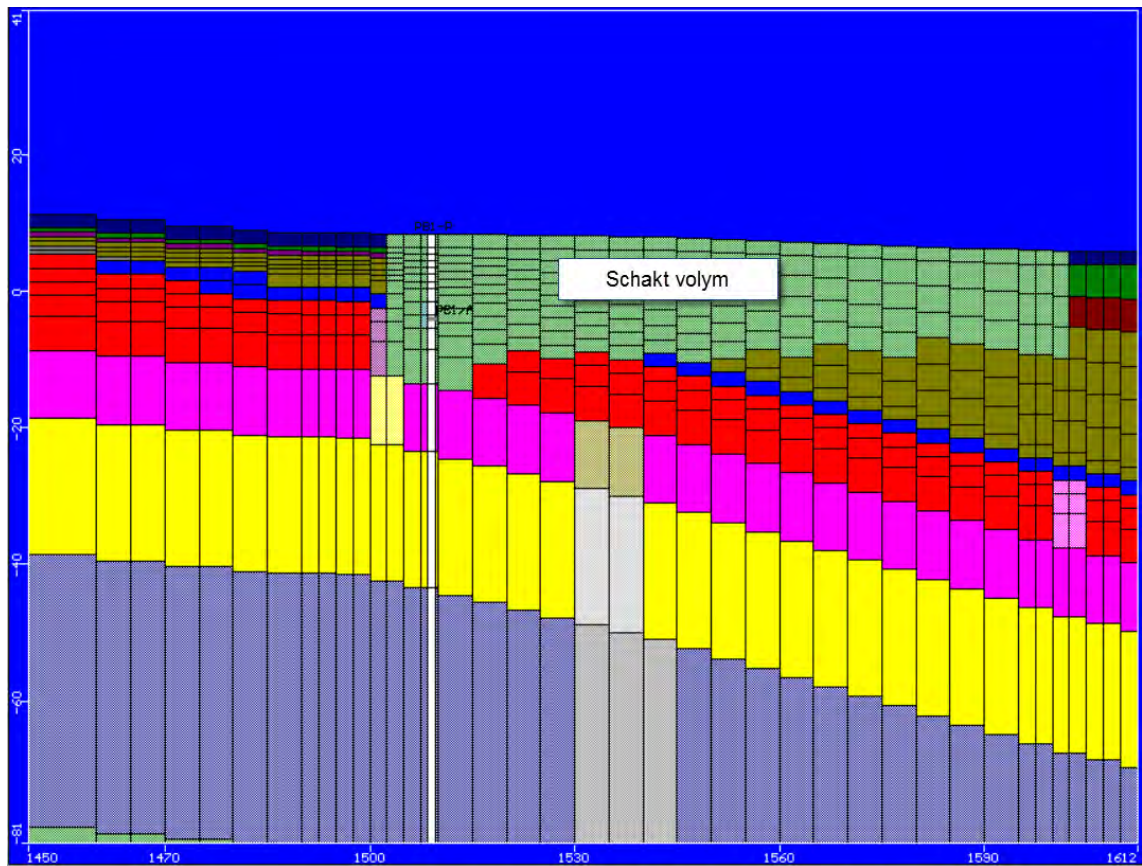
Figur 7-26. Hydraulisk konduktivitet, lager 12 (3dje berglagret), avsänkt schakt till -8 till -12m.



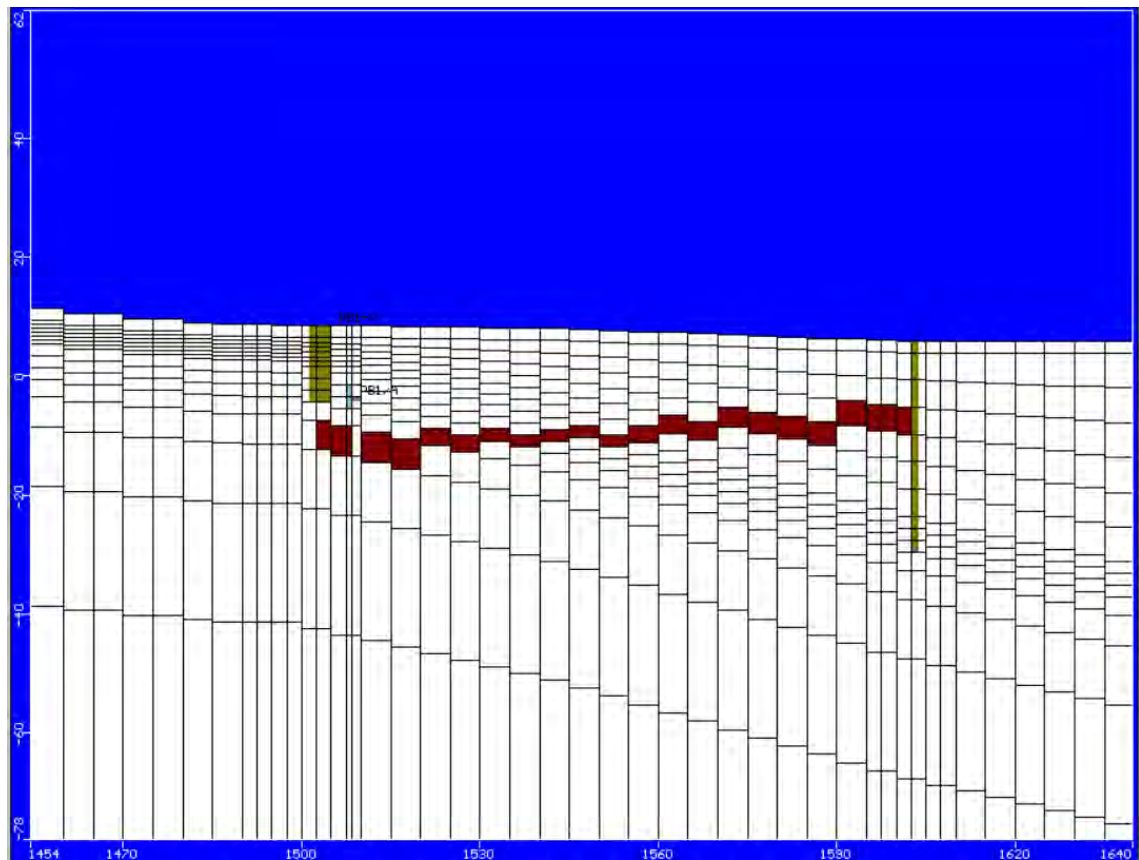
Figur 7-27. Hydraulisk konduktivitet, lager 13 (4dje berglagret), avsänkt schakt till -8 till -12m.



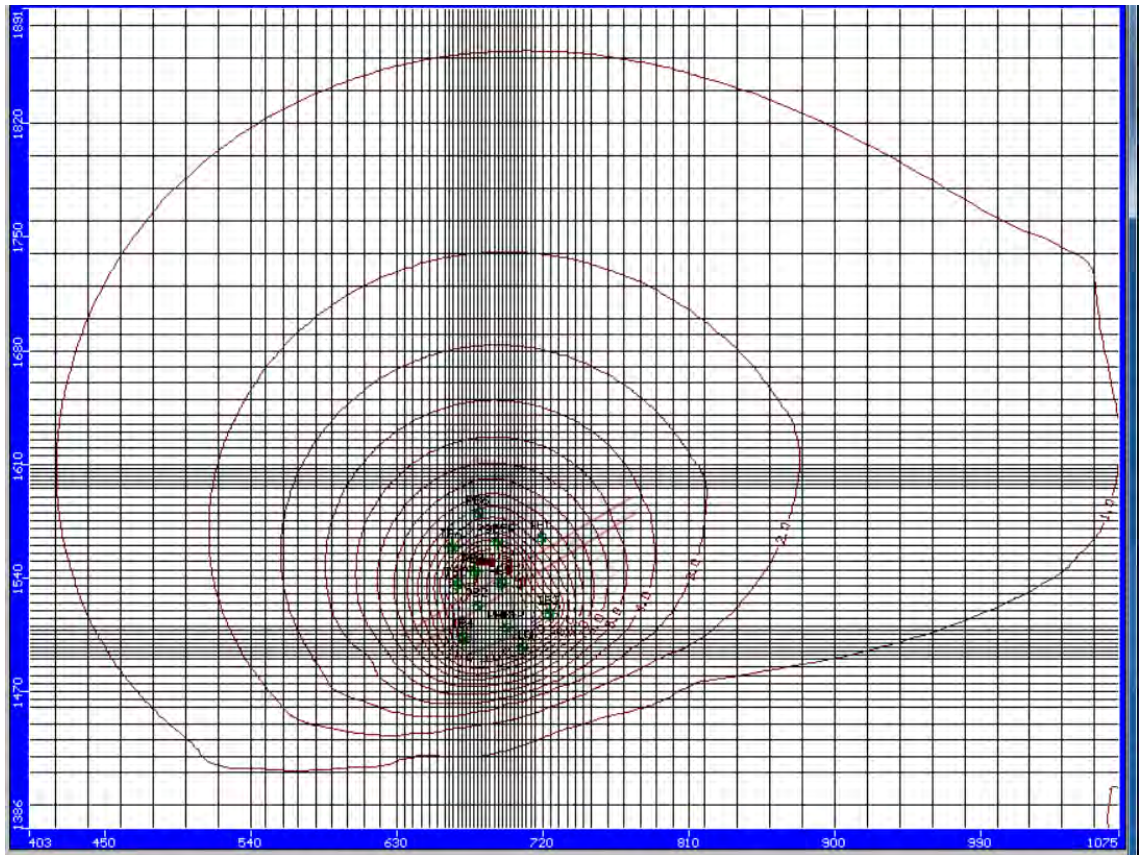
Figur 7-28. Hydraulisk konduktivitet, lager 14 (5dje berglagret), avsänkt schakt till -8 till -12m.



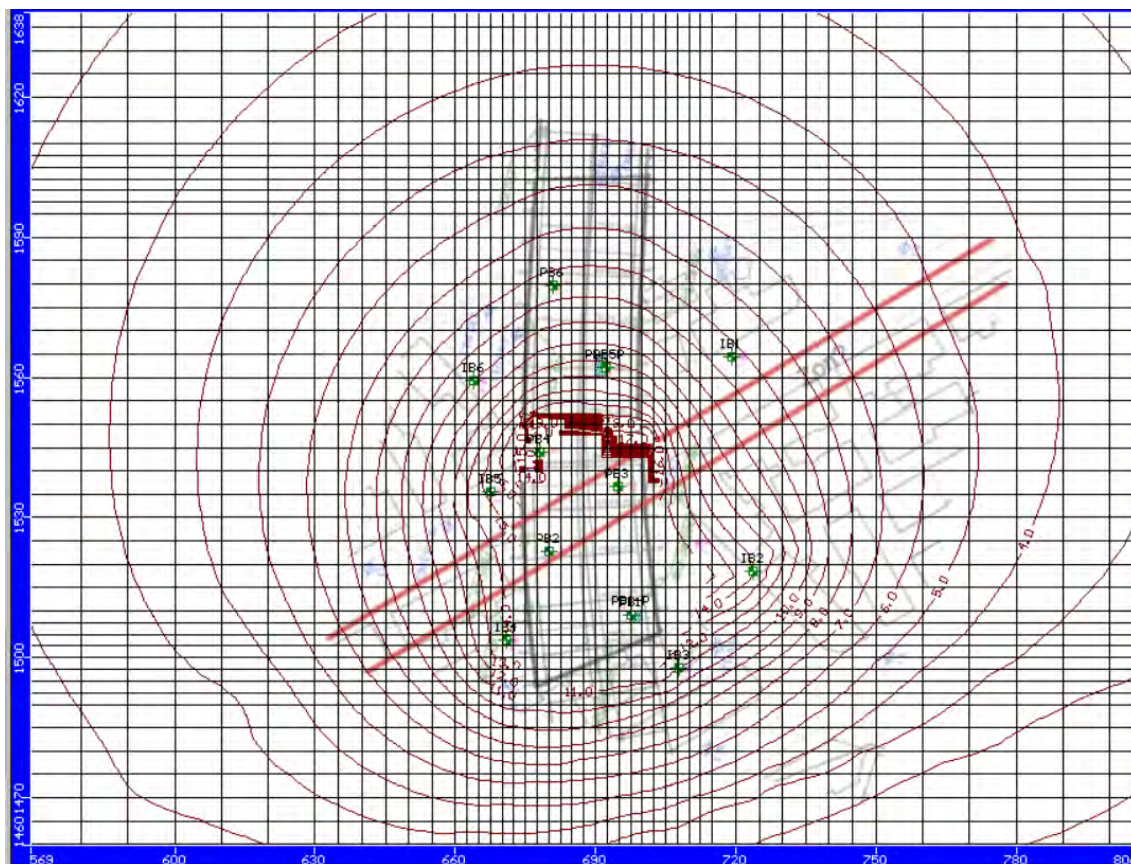
Figur 7-29. Hydraulisk konduktivitet, kolumn 58 (N-S vertikal snitt genom schakt och PB1), avsänkt schakt till -8 till -12m.



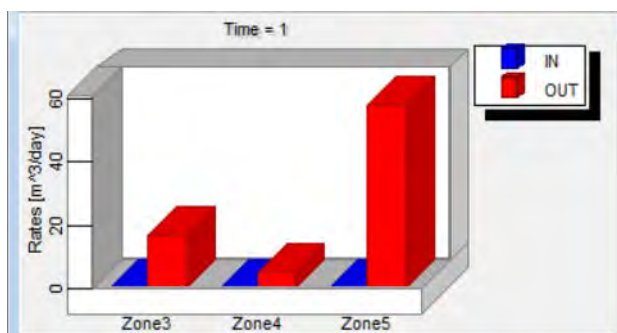
Figur 7-30. Spont: grön. Constant head celler i brunt. Från vänster i grupper: -12m, -10m, -8m (brunfärgad cell har z-nivå vars top ligger över ansatt hydraulic head och botten ligger under ansatt hydraulic head.), avsnäkt schakt till -8 till -12m. Kolumn 58 (N-S vertikal snitt genom schakt och PB1),



Figur 7-31. Avsänkning i moränlagret (layer 9), avsänkt schakt till -8 till -12m.



Figur 7-32. Avsänkning i moränlagret (layer 9), in zoomat, avsänkt schakt till -8 till -12m.

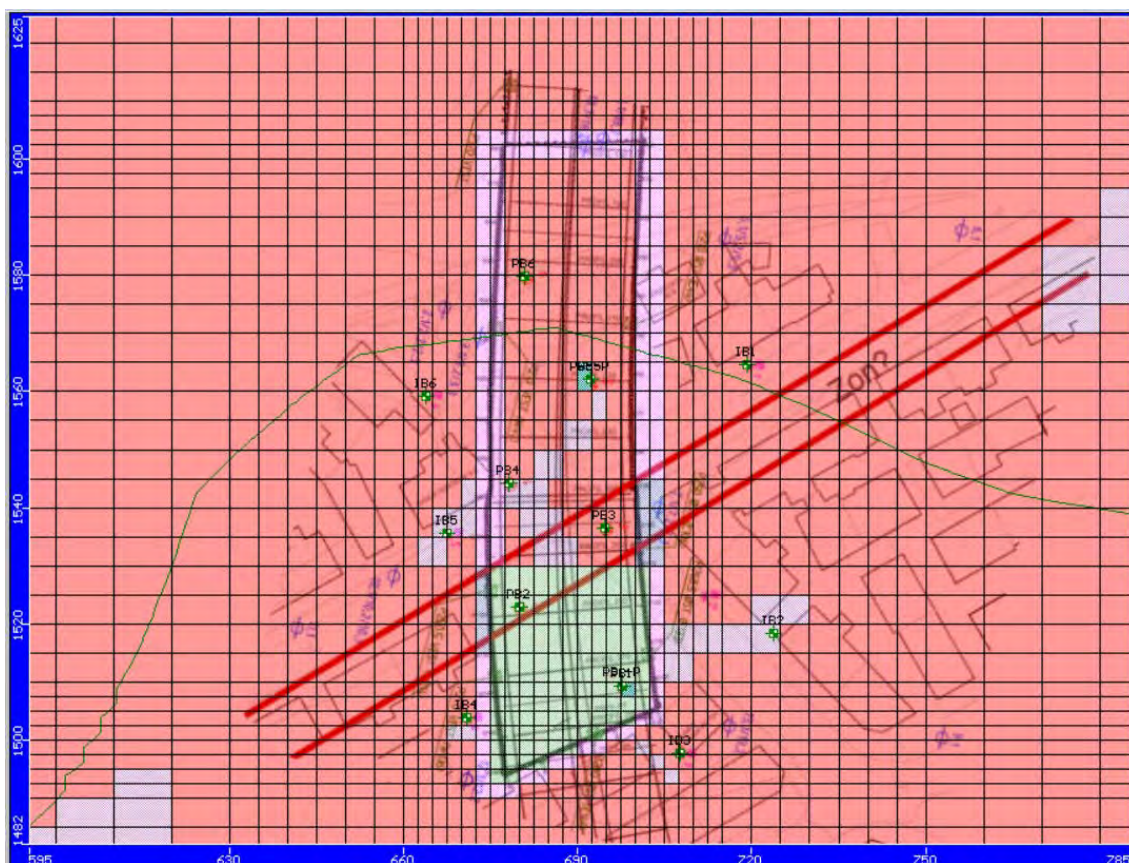


Figur 7-33. Inflöde till botten av schakt ("OUT": inströmning till schakt. zone 3: norra schakt, zone 4 mitten av schakt och zone 5 södra delen av schakt. Flödes zonerna motsvaras av ansatta områden med konstant hydraulic head: -8, -10, -12 m), avsänkt schakt till -8 till -12m

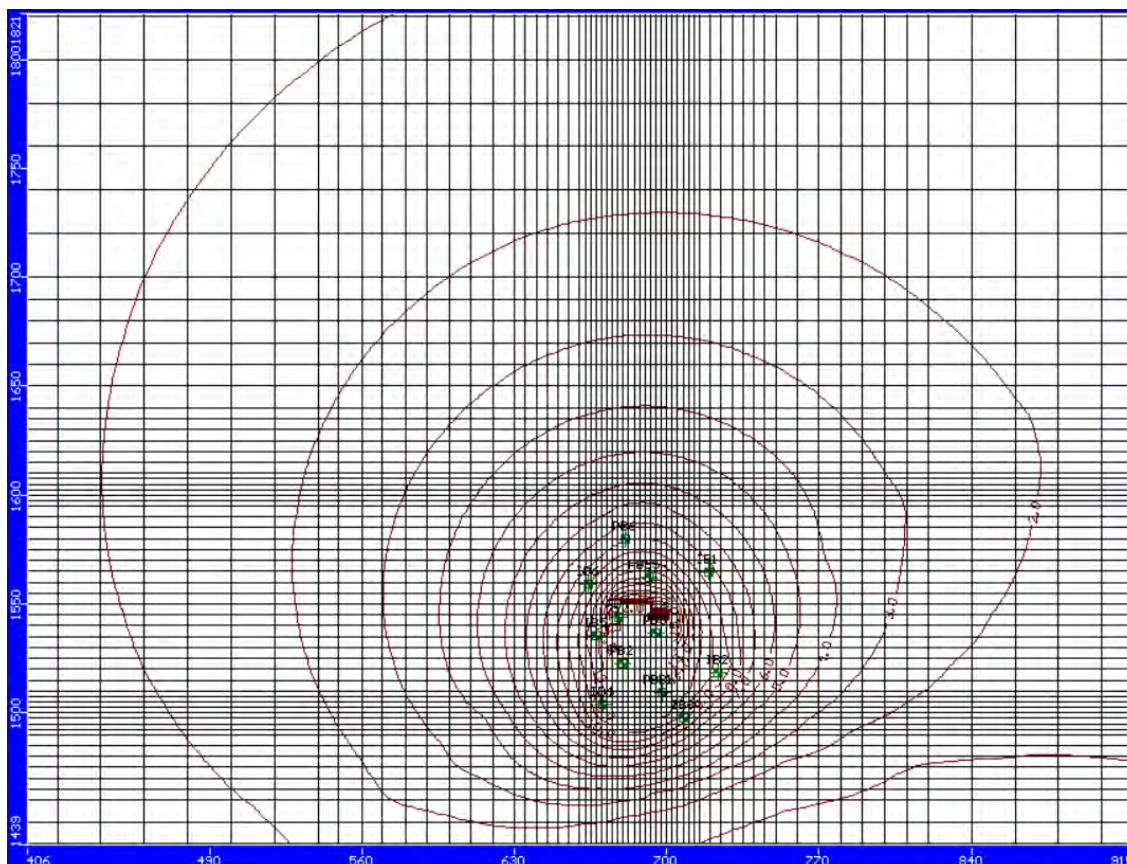
7.8 Avsänkt schakt, tät (Modellfall Sh0000-tight.)

Som modell fall Sh0000-leak förutom inom schakt. Injekteringen antas vara intakt utanför en vertikal linje nedanför spont, där schakten går ner i berg, dvs den injekterade zonen är ca 2m. **(Modellfall Sh0000-tight.)**

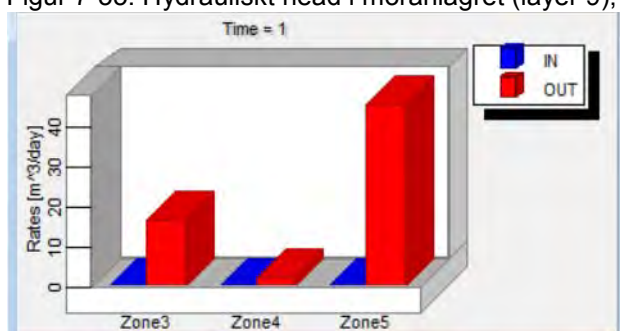
Som framgår av Figur 7-35 förväntas avsänkning bli större än 2m inom en radie på ca 150-200m med ansatt egenskaper. Större delen av inläckaget beräknas komma i den södra delen av schaktet, se Figur 7-36. Skillnaden är inte så stor i avsänkning i jämförelse mot Sh0000-leak och det beror av att inflödet inte begränsas speciellt mycket med den ökade injekteringen.



Figur 7-34. Hydraulisk konduktivitet, lager 10 (översta berglagret), avsänkt schakt till -8 till -12m.



Figur 7-35. Hydrauliskt head i moränlagret (layer 9), avsänkt schakt till -8 till -12m.



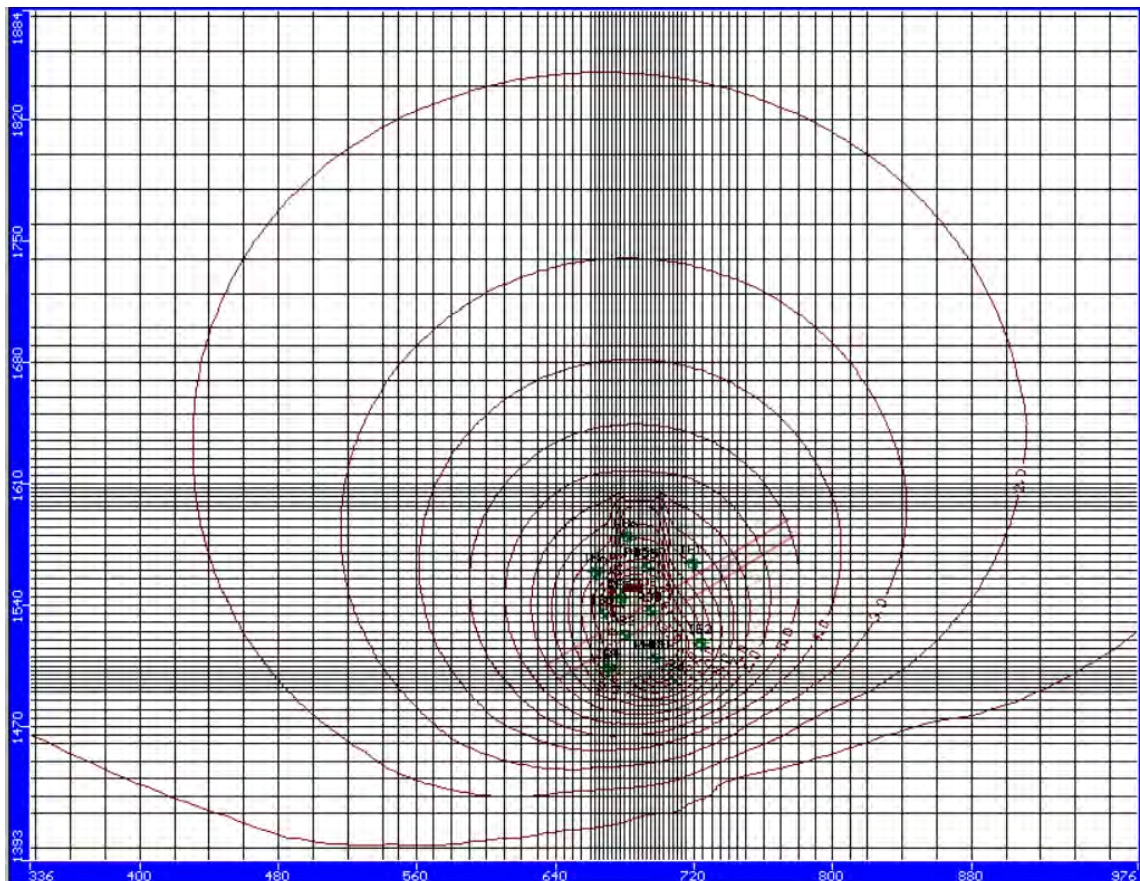
Figur 7-36. Inflöde till botten av schakt "OUT": inströmning till schakt ("OUT": inströmning till schakt. zone 3: norra schakt, zone 4 mitten av schakt och zone 5 södra delen av schakt. Flödes zonerna motsvaras av ansatta områden med konstant hydraulic head: -8, -10, -12 m), avsänkt schakt till -8 till -12m

7.9 Avsänkt schakt, läckande och med K-berg 0-10m enligt initial ansatts (Modellfall Sh0-leak.)

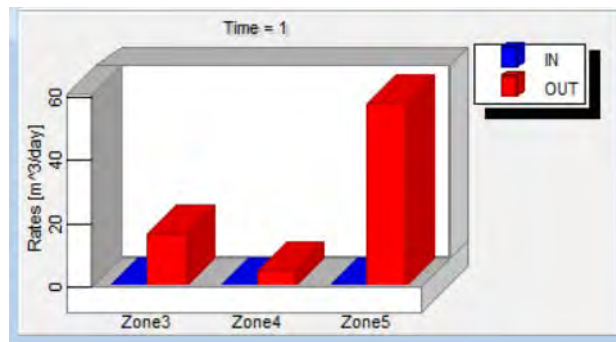
Vid profil 220m ligger dräneringsnivån på -10m och vid profil 280 på ca -12.5m. I modellen har ansatts dräneringsnivå på -10m. Egenskaper förövrigt som modelleringsfall Pump0-leak, förutom inom schakt. **(Modellfall Sh0-leak.)**

K-berg 0-10m har satts till $3 \cdot 10^{-7}$ m/s enligt resultaten från injektionstesterna i BH1, se /Rhen och Nilsson, 2011/.

Som framgår av Figur 7-37 förväntas avsänkning bli större än 2m inom en radie på ca 220-240m med ansatt egenskaper. Större delen av inläckaget beräknas komma i den södra delen av schaktet, se Figur 7-38. Skillnaden är inte så stor i avsänkning i jämförelse mot Sh0000-leak och Sh0000-tight och det beror av att inflödet är i samma storleksordning som de övriga fallen. Inflödet i dessa fall (0000-fallen) styrs mycket av de smala zonerna som går genom de översta 3 lagren, och på så sätt ändå ger en genomsläpplighet som är betydande i jämförelse med Sh0-leak.



Figur 7-37. Avsänkning i moränlagret (layer 9), avsänkt schakt till -8 till -12m.



Figur 7-38. Inflow till botten av schakt ("OUT": inströmning till schakt. zone 3: norra schakt, zone 4 mitten av schakt och zone 5 södra delen av schakt. Flödes zonerna motsvaras av ansatta områden med konstant hydraulic head: -8, -10, -12 m), avsänkt schakt till -8 till -12m

72 (94)

RAPPORT
2012-02-29 Rapport
E6, TRONDHEIM,
GRUNDVATTENMODELLERING

8 Diskussion av modellerings resultat

Hydrotester och spontens täthet:

- Moränlagret på berg och översta delen av bergmassan är tämligen tät enligt enhåls testerna i PB-brunnarna. Permeabiliteten i moränen kan lokalt vara högre än vad som ansatts men bedöms inte kunna orsaka de responser som sett i IB-brunnar vid provpumpningen.
- Med ansatt läckage kapacitet av spont är inte spontens täthet begränsande i de djupare delarna utan omgivningen till sponten. I moränlagret blir den effektiva horisontella K ca $4.9 \cdot 10^{-8}$ m/s för spont+morän i jämförelse med moränens $K=5 \cdot 10^{-8}$ m/s.
- Bergets egenskaper är främst känt från injektionstester i det subhorisontell borrhålet BH1. Testerna i PB-hålen indikerar troligen genomsläppligheten i moränen men kan vara påverkade att det ytligaste delen av berget. Testerna i IB-hålen är av låg kvalitet och det är tveksamt hur mycket kan anta att de skall ge något mera relevant data än BH1. Testerna i IB hålen ger dessutom att K borde sättas högre än något av fallen som presenterats här /Rhén och Nilsson, 2011/.

Kalibreringen mot pumptest indikerar att:

- Moränlagret på berg och översta delen av bergmassan bör vara tämligen tät enligt enhålstesterna i PB-brunnarna.
- Avsänkningarna som erhöles vid pumptest i främst IB2 men även IB3 och 4 indikerar att en tryckrespons kan fortplanta sig från schakt till omgivningen och simuleringarna indikerar att det troligen beror på sprickor i berggrunden som inte blivit tätade i så hög grad att det skulle motsvara en hydraulisk konduktivitet av den grad som $1 \cdot 10^{-8}$ m/s inom 2m på var sida om borrhålen från sponten. Det verkar troligt att det åtminstone i några lägen under sponten finns bergpartier med en något högre hydraulisk konduktivitet än vad som kan antas genomsnittligt för den ytliga bergmassan.

Simuleringen av avsänkningarna runt schakt indikerar att:

- Referensfallet (0000-leak), det som kalibrerats mot naturliga förhållanden och pumptesten, indikerar att avsänkning större än 2m kan ske inom ca 200 m radie från schakt med nuvarande utförande på schakt och injektering. Samma storlek ordning på influensradien med 2m avsänkning visar även känslighetsfallen som studerats.

Osäkerheter:

- Det råder osäkerheter vilken hydraulisk konduktivitet den översta delen av berget och moränen har men kalibreringen mot pumptest visar dock på storleksordningen som bör gälla för den hydrauliska konduktiviteten av det ytliga berget.

- Det har ansatt en större zon som ligger i modellen den har en något högre K än omgivningsberget. Det är osäkert om denna "stora zon" finns men att ta bort den minskar sannolikt influensradien för 2m avsänkning bara något.
- Det är osäkert vilket K som är rimligt för injekteringen, vilken bergvolym som skall betraktas som injekterad samt om injekteringen lyckats täta alla sprickor av väsentlig betydelse. Resultaten från kalibreringen med pumptest tyder på att man åtminstone i delar av injekteringsskärmen inte uppnått $K=1 \cdot 10^{-8}$ m/s.

9 Slutsatser av modellering

Åtgärder för att begränsa avsänkningen till maximalt 2m utanför spont:

- Fler borringar kan göras i sponten för att bättra på injekterings-skärmen, då det finns foderrör som ej nyttjats ännu enligt uppgift. I dagsläget har inte borringar för injektering gjorts genom varje spontrör, varför man kan förbättra injekteringen genom att förtäta injekteringsborringen.
- Injekteringsborringarna kan göras djupare än vad som hittills gjorts, för att göra läckvägen längre och på så sätt öka flödesmotståndet för inflödet till schakt.
- Troligen räcker det inte med att förtäta injekteringsborringen och göra dom djupare. Det kan vara nödvändigt att injektera berget under schaktbotten också.

10 Erfarenheter från schaktarbeten hösten 2011

10.1 Mätningar

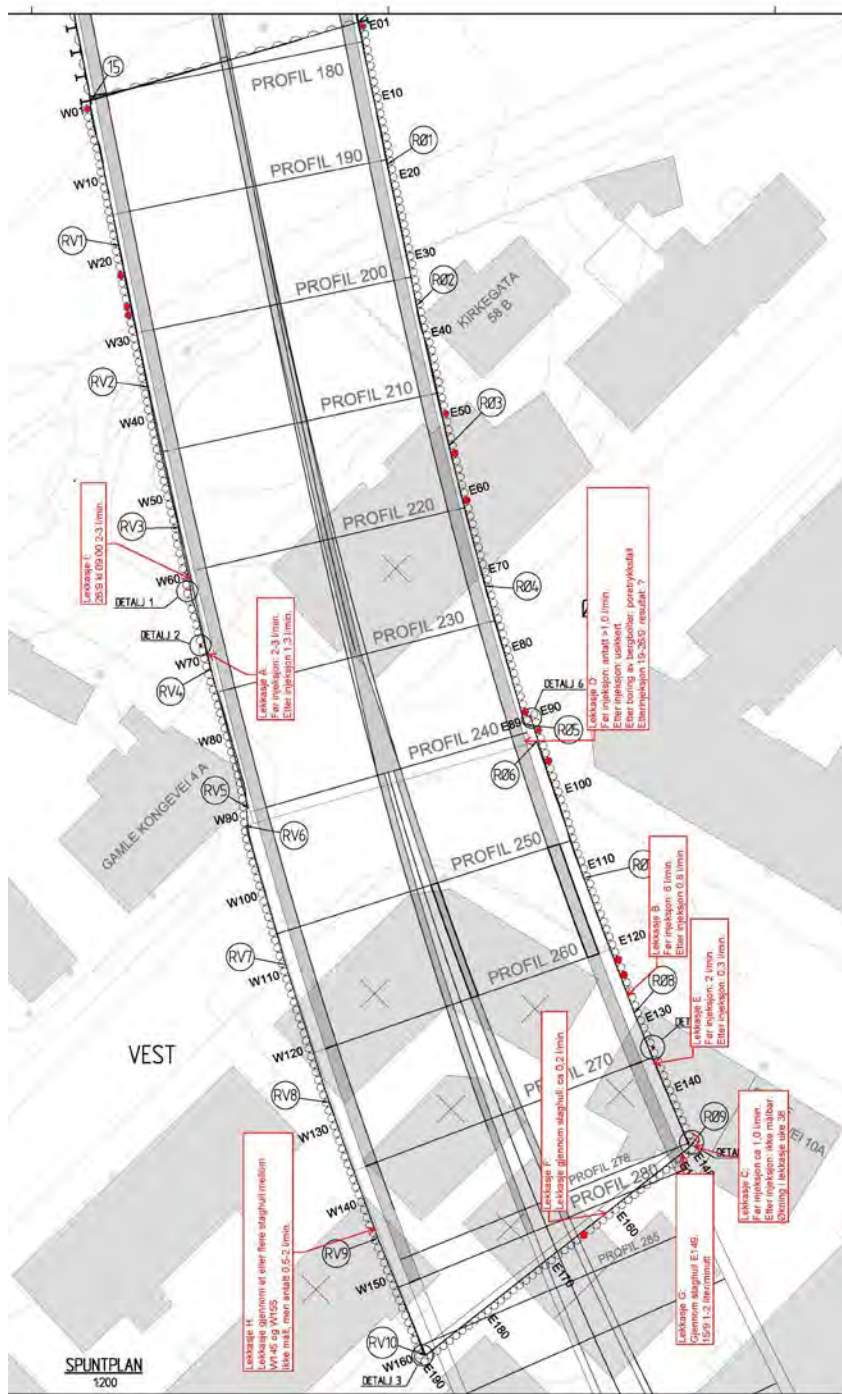
Schaktarbeten påbörjades under våren 2011 och avslutades hösten 2011, se Tabell 10-1. I mitten av augusti 2011 låg schaktbotten på nivån ca -1m. Vid detta tillfälle, 2011-08-17, mättes inflödet till 1.5L/min mellan spont 69 och 70 på östra sidan av schakt, se Figur 10-1. Flera inläckagepunkter har noterats under utgrävningarna och dessa redovisas i Figur 10-2. Summan av punktläckagen varierar över tiden på grund av schaktdjup och tätningsåtgärder. Summa punktinläckage har varierat mellan 6 och 15 L/min och var i början av oktober 2011 ca 11-12 L/min. Det finns ingen uppgift om totalt utpumpat vatten som kan kopplas till totalt inläckage, då utpumpat vatten är summan av inläckage, nederbörd och borrsvatten från bergborring. Dvs, troligen är total inläckaget till schakter större än summan av de ovan givna värdena för punktinläckagen.

Tabell 10-1. Utgrävning av schakt, tidsförlopp.

Profil nr	Ca. Urspr. mark nivå	1. Schakt nivå	2. Schakt nivå	3. Schakt nivå	4. Schakt nivå	5. Schakt nivå	1. Schakt nivå klart:	2. Schakt nivå klart:	3. Schakt nivå klart:	4. Schakt nivå klart:	5. Schakt nivå klart:
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)					
210	7	5.6	2	-1.5	-6		2011-05-04	2011-08-04	2011-08-10	2011-09-22	
250	9	7	3	-1.5	-6		2011-06-20	2011-08-16	2011-08-19	2011-09-30	
270	9	7	3	-1.5	Berg	Berg	2011-	2011-	2011-	2011-	



Figur 10-1. Inflow till schakt med schaktbotten på ca nivå -1m. Inflowdes mättes till 1.5L/min mellan spont 69 och 70 på östra sidan 2011-08-17.



Figur 10-2. Översikt över inläckage punkter till schakt, med datum och skattat flöde.



Figur 10-3. Planbild över porttrycksmätningar, injektionsbrunnar.

Inläckage medförde att portryck utanför sponten sjönk varvid infiltrationsbrunnarna nyttjades för att balansera inflödet till schakt och återställa portrycket utanför schakt till en acceptabel nivå. Det visades att de befintliga 6 infiltrationsbrunnarna var otillräckliga och 3 nya brunnar borrades under augusti 2011: IB2A (ny brunn nära IB2; ersatte IB2), IB3A (Ny brunn mellan IB2 och IB3; ersatte IB 3) och IB 7 (ny brunn nära IB1). se Figur 10-3.

Injektionstryck i infiltrationsbrunnar har varierat något med tiden och mellan brunnar:

Min	0.2 bar
Medel	1.1 bar
Max	2.5 bar

(Nivån för mätning av injektionstryck för infiltrationsbrunnar mätt ungefär på ursprunglig markytanivå.)

Injekteringsflödena, se Figur 10-4, Figur 10-5 och Figur 10-6, varierar på grund av att injektionstrycket varierar men även på grund av att schaktet tätats genom injektering av schaktbotten och rörspons djupare del.

Som nämnts ovan påverkas porterrycken av inflödena till schakten men portrycken påverkas också av infiltrationen via infiltrationsbrunnarna. I Figur 10-7, Figur 10-8 och Figur 10-9 redovisa mätta portryck. Portryckmätarnas position i plan redovisas i Figur 10-3 och i djupled ligger portrycksgivare med högst undernummer djupast ner, dvs närmast de mest dränerande lagren, ca 0.5-1m över berg.

Kommentarer till portryckspåverkan av schaktarbetena (dvs efter ca 2011-05-01):

PM1: Understa givare på 30m under markytan börjar sjunka efter 2011-06-20 och ligger drygt **2m** lägre 2011-09-26. (Ligger tämligen nära schakt.)

PM2: Understa givare på 19m under markytan börjar sjunka efter 2011-06-20 och ligger drygt **3m** lägre 2011-10-10. (Osäkert om givarens funktion. Ligger nära schakt.)

PM3: Mellersta givare på 13m under markytan börjar sjunka efter 2011-05-05 och ligger drygt **2m** lägre 2011-09-26. (Understa givare ur funktion)

PM4: Mätningarna avbrutna 2011-08 (tagit upp givare).

PM5: Understa givare på 27.45m under markytan ligger tämligen stabilt, möjligen beroende av infiltration i IB1. Mellersta givare sjunker ca 2m. (2011-07-11: infiltrationsförsök i IB4.)

PM6: Understa givare på 36.65m under markytan verkar opåverkad (Ligger ganska långt från schakt).

PM7: Understa givare på 19.8m under markytan börjar sjunka efter ca 2011-05-25 och ligger drygt **5m** lägre 2011-10-10. (Ligger nära schakt.)

PM8: Understa givare på 21.15m under markytan förefaller opåverkad av schakt. (Ligger ganska långt från schakt (ligger ca 100 öst om profil 250).

PM9: Understa givare på 11.6m under markytan förefaller opåverkad av schakt. (Ligger ganska långt från schakt).

PM10: Understa givare på 19.55m under markytan börjar sjunka efter 2011-08-20 och ligger drygt **1m** lägre 2011-09-26. Övriga givare förefaller sjunka också. (Ligger tämligen nära schakt.)

PM11: Understa givare på 21m under markytan förefaller opåverkad av schakt. (Ligger nära schakt).

PM12: Understa givare på 12.15m under markytan förefaller påverkas av schakt men att infiltration av IB 4 ev håller upp nivåerna. (Ligger nära schakt).

PM13: Understa givare på 9.5m under markytan börjar sjunka efter 2011-08-17 och ligger drygt **1m** lägre 2011-08-19 men återhämtar sig, troligen pga av infiltration från IB3A.

PM14: Understa givare på 4.4m under markytan förefaller opåverkad av schakt eller påverkas något av infiltrationen. (Ligger ganska nära schakt).

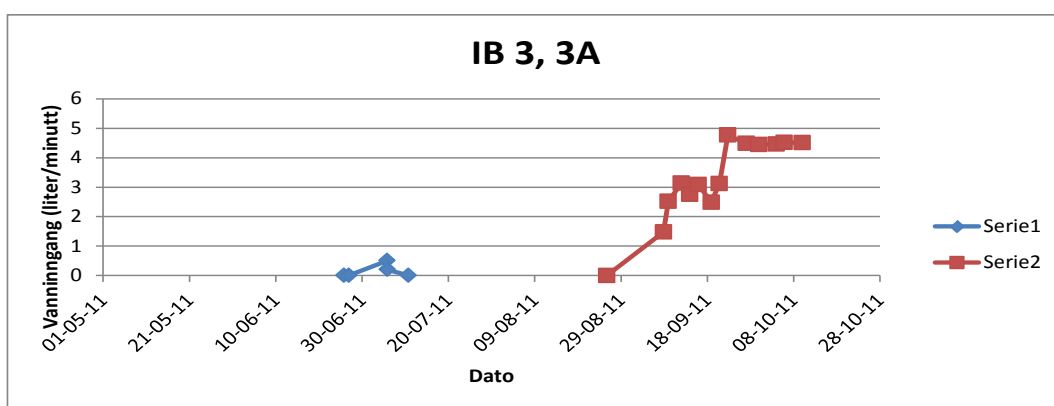
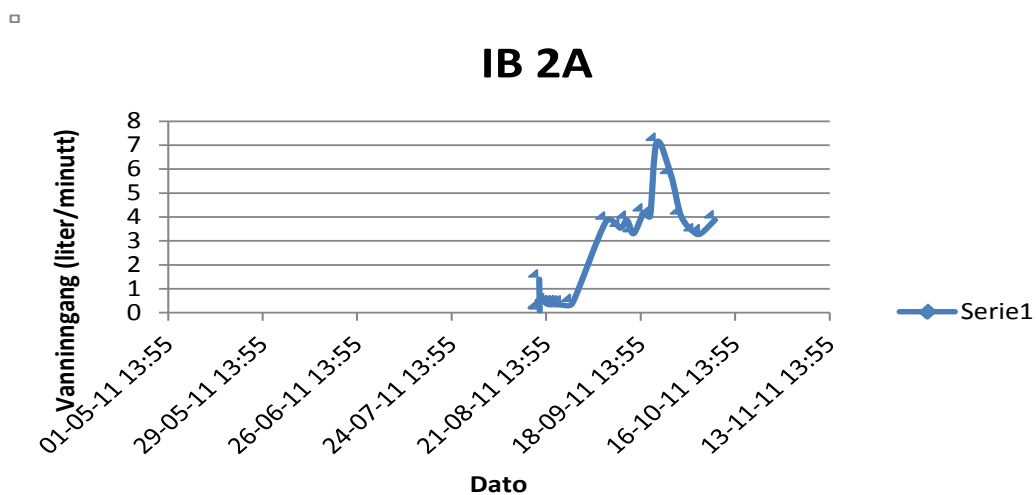
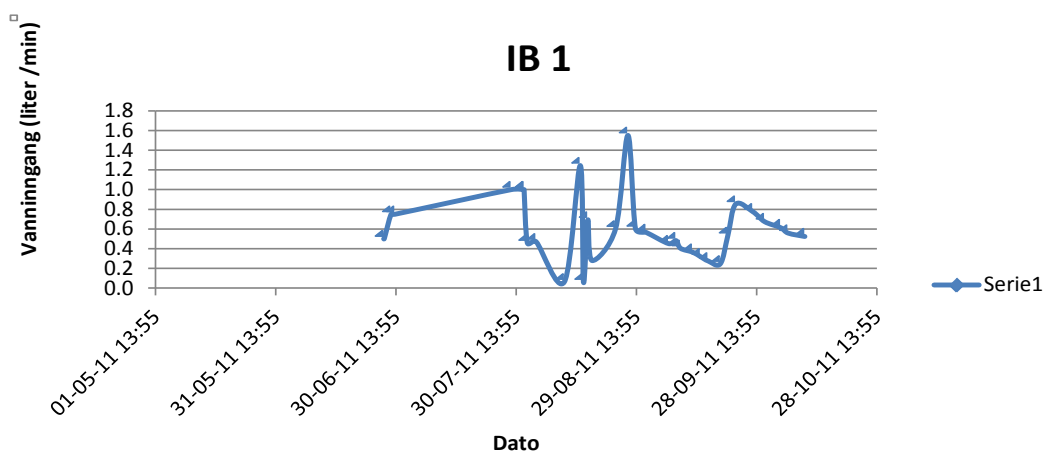
PM15: Understa givare på 6.15m under markytan börjar sjunka efter 2011-08-03 och ligger drygt **1m** lägre 2011-09-26.

PM16: Understa givare på 9.6m under markytan förefaller opåverkad av schakt eller påverkas något av infiltrationen. (Ligger en bit från schakt (syns ej på bild.).

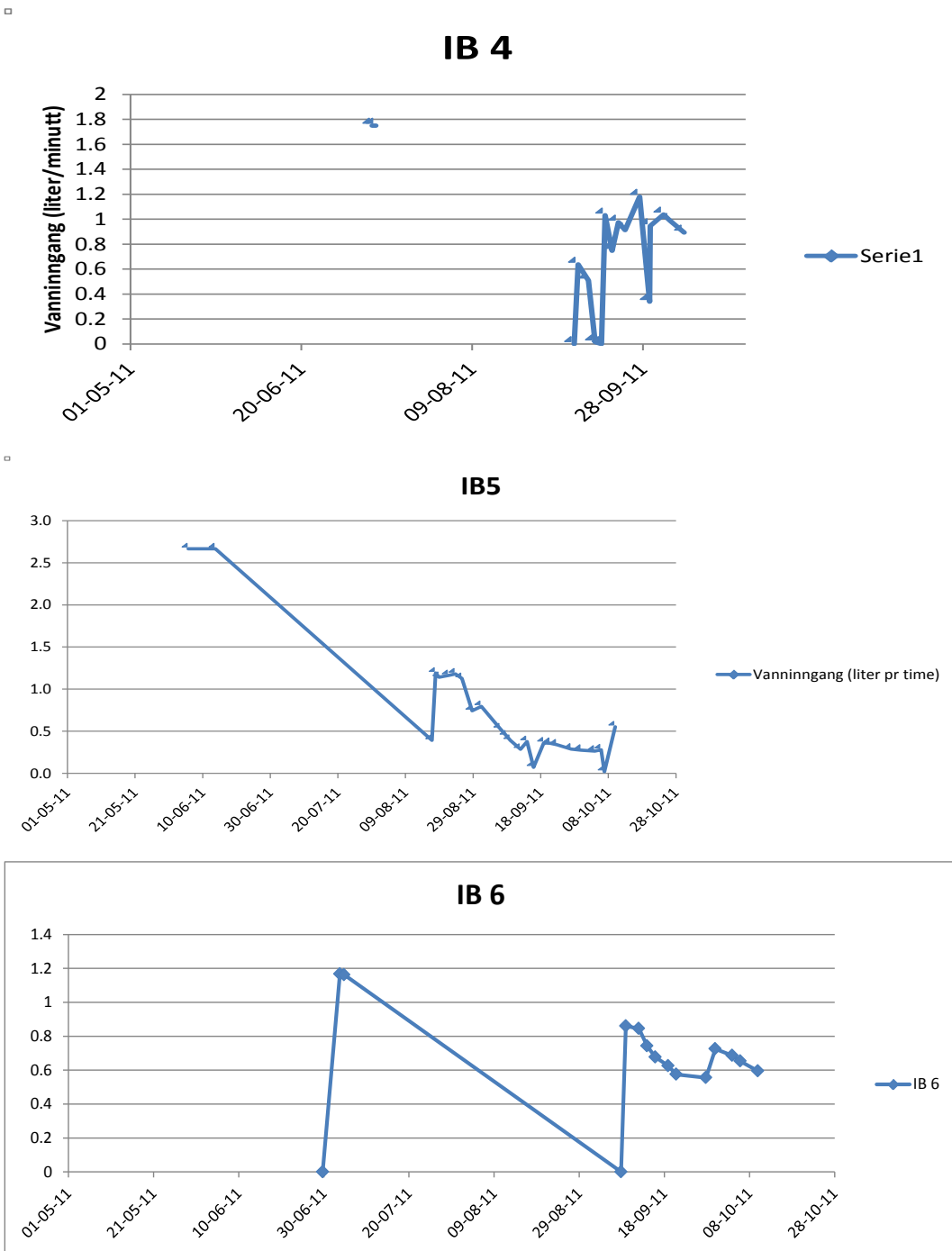
PM17: Understa givare på 11.35m under markytan förefaller opåverkad av schakt eller påverkas något av infiltrationen. (Ligger ca 50m sydväst om profil 285).

PM18: Understa givare på 27.3m under markytan och ligger i schakt. Ej relevanta mätvärden.

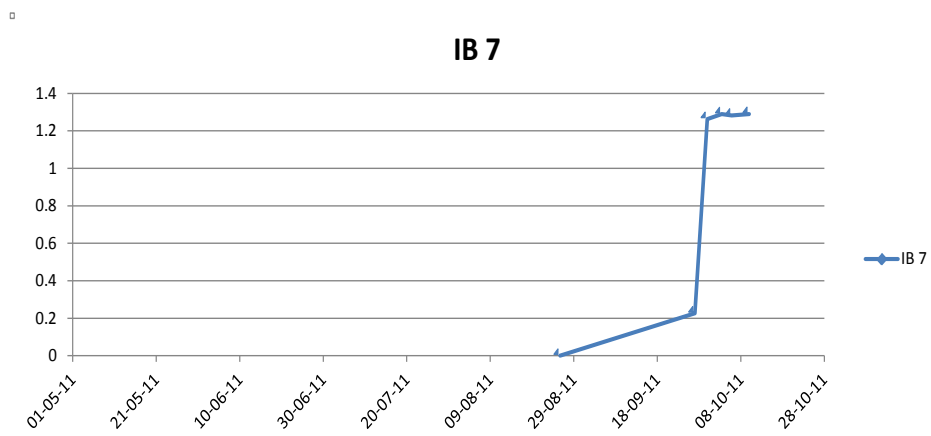
PM19: Understa givare på 27.2m under markytan och ligger i schakt. Ej relevanta mätvärden.



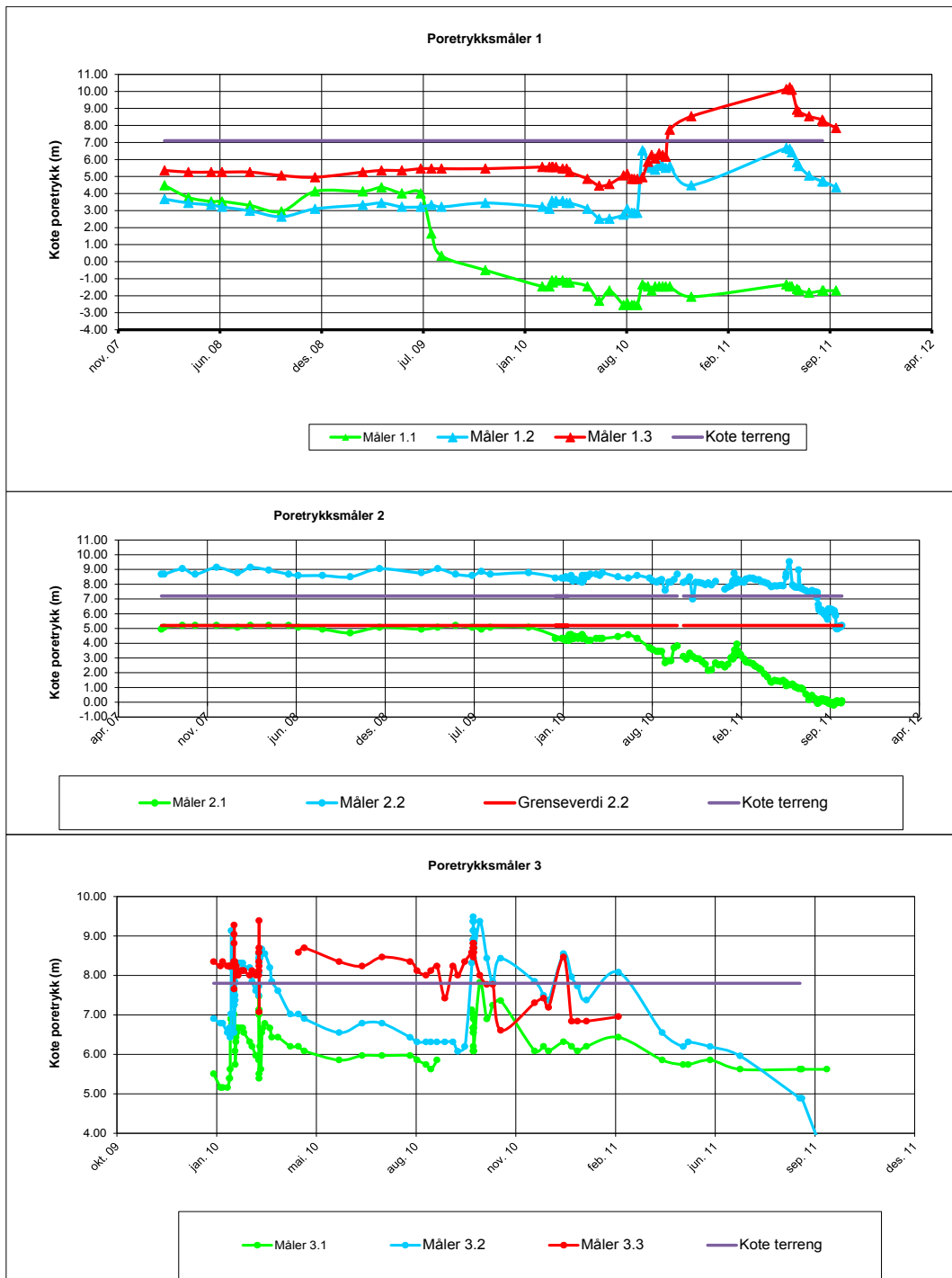
Figur 10-4. Injeksjonsfløde i infiltrationsbrunnar. Top: IB1, Mitten: IB2A (OBS att viss vattensmængd som redovisa i diagram infiltrerar ej), nederst: IB3, IB3A.



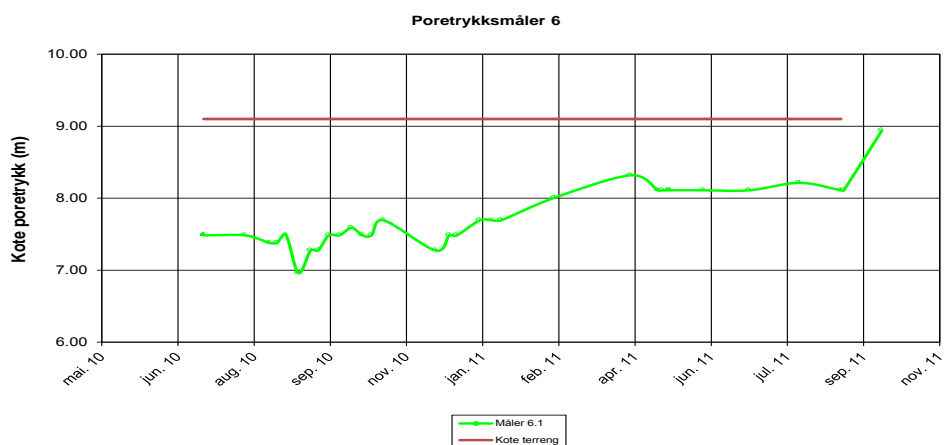
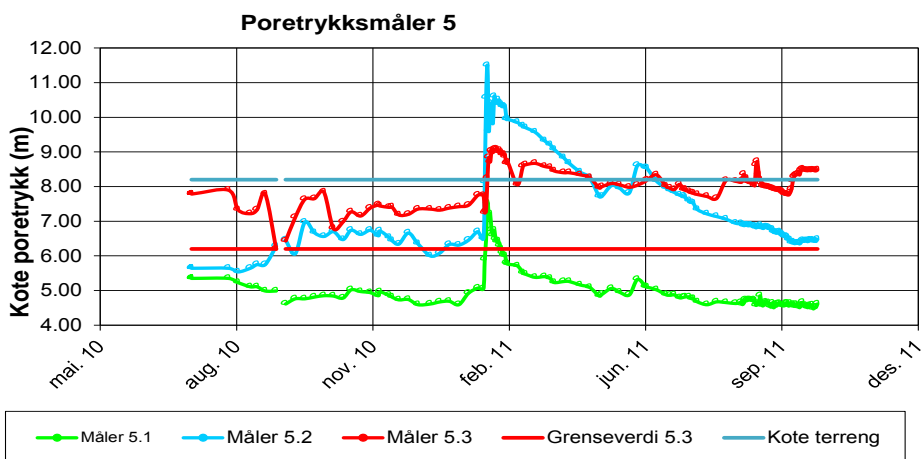
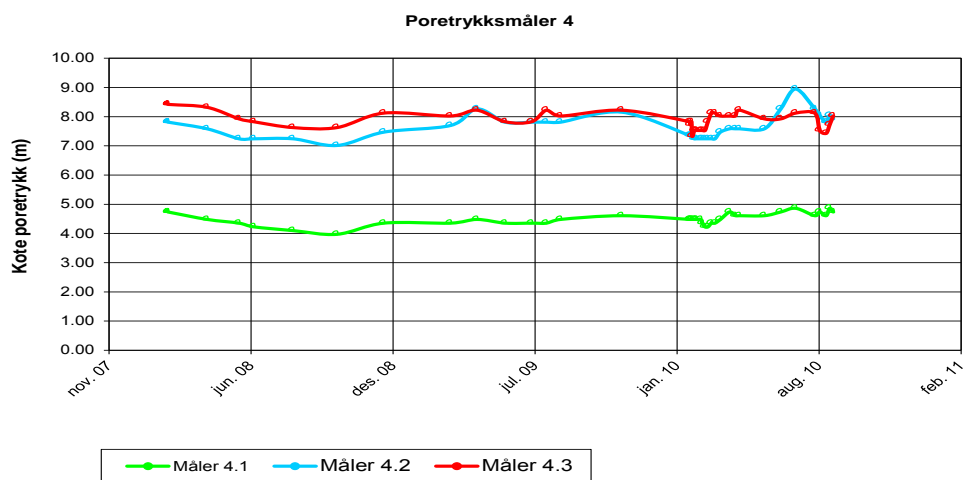
Figur 10-5. Injeksjonsfløde i infiltrationsbrunnar. Top: IB4, Mitten: IB5, nederst: IB6.



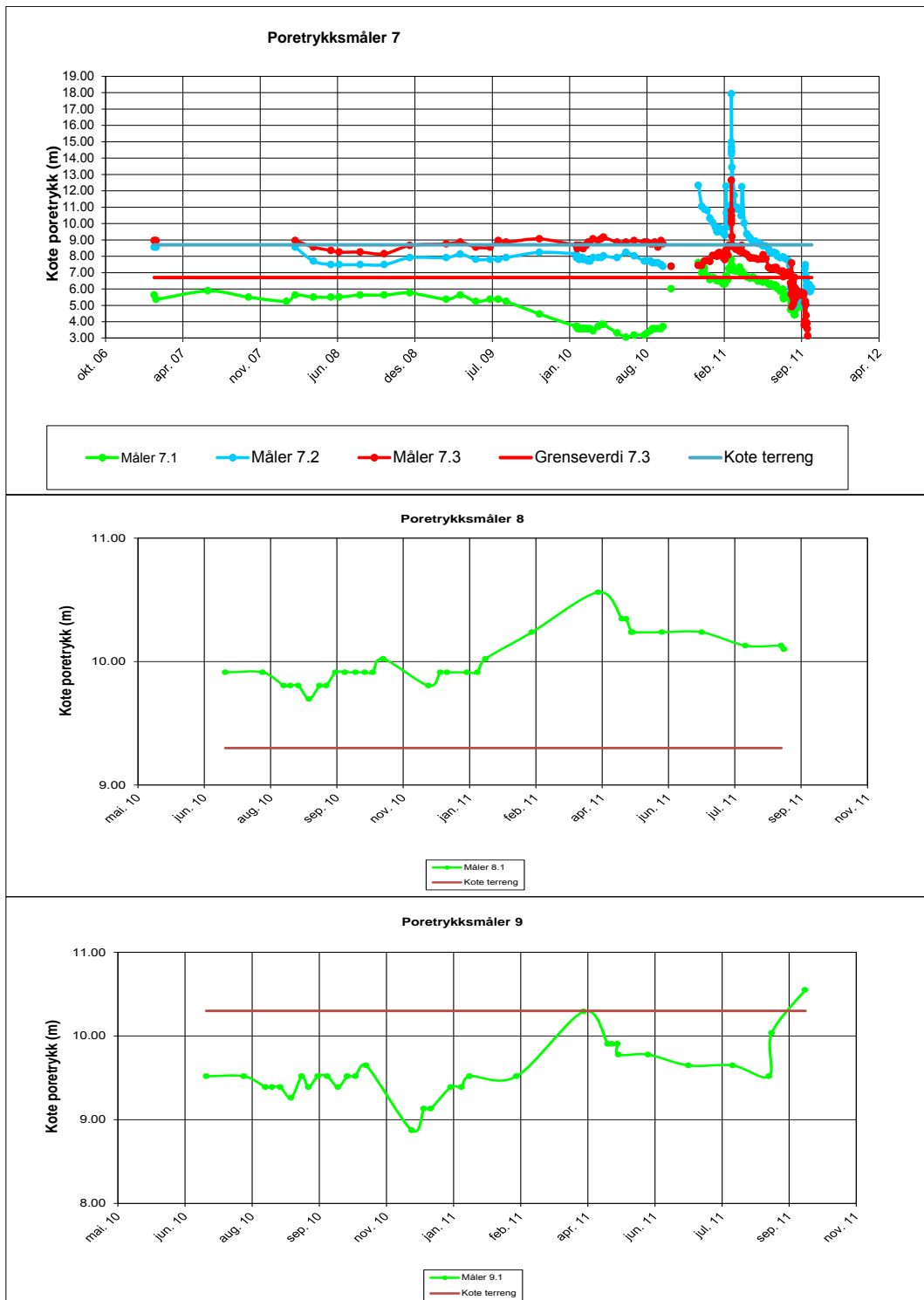
Figur 10-6. Injeksjonsfløde i infiltrationsbrunnar. IB7



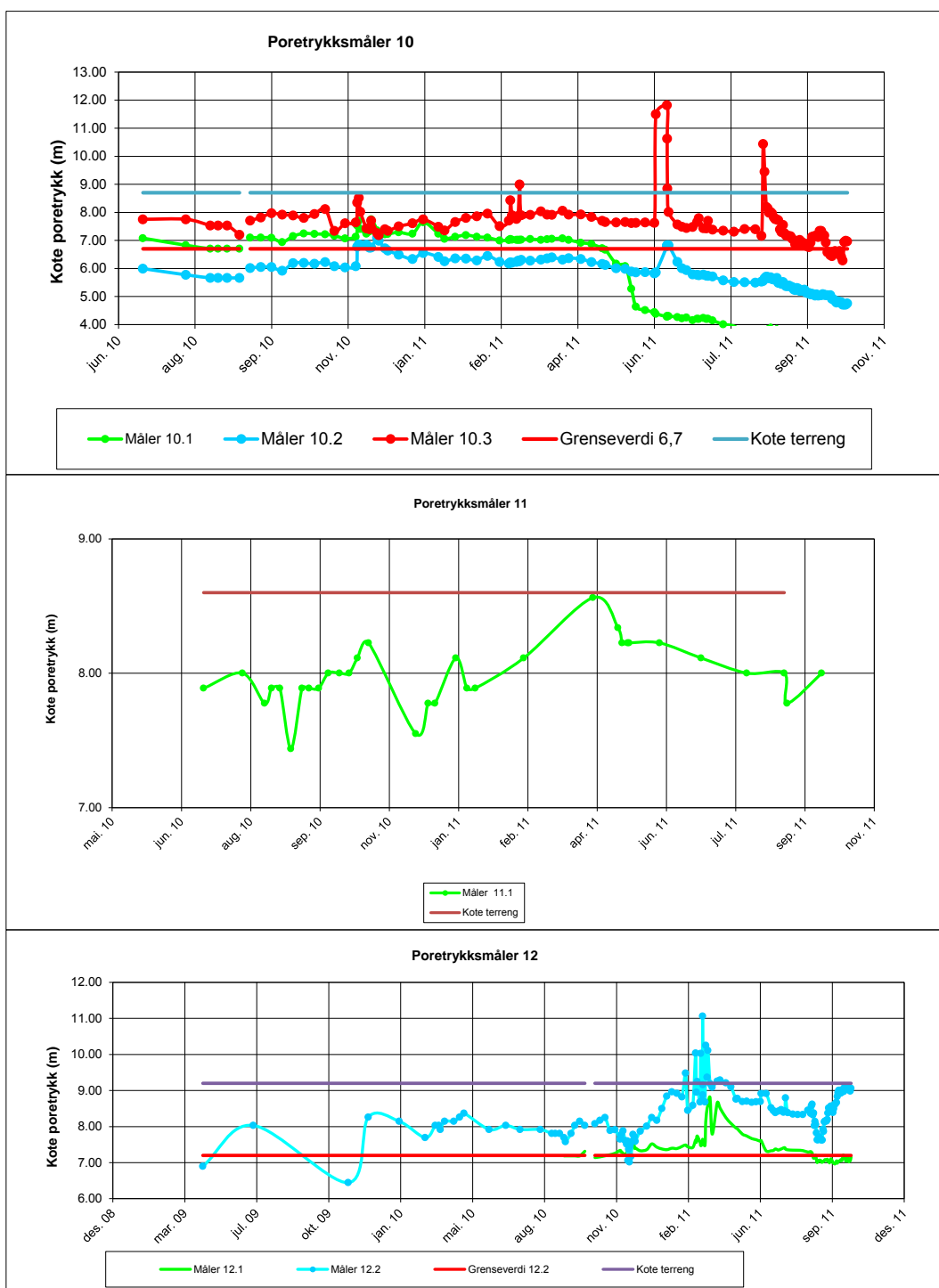
Figur 10-7. Portrykksmålinger. PM1 (1.1 troligen fel), PM2 (2.2 troligen fel), och PM3 (3.3 ur funksjon etter 2011-04-14).



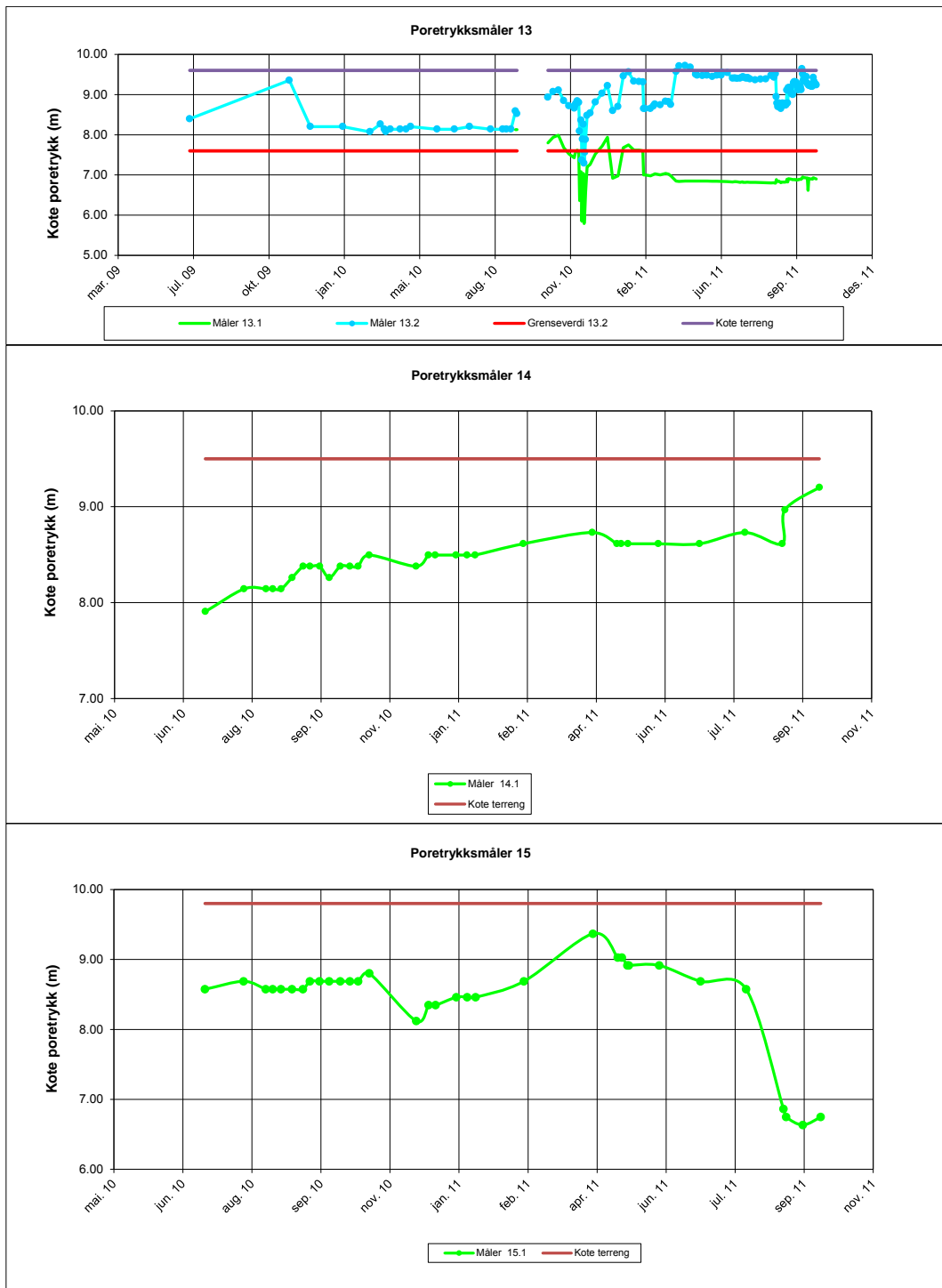
Figur 10-8. Poretrykksmålinger. PM4, PM5 og PM6.



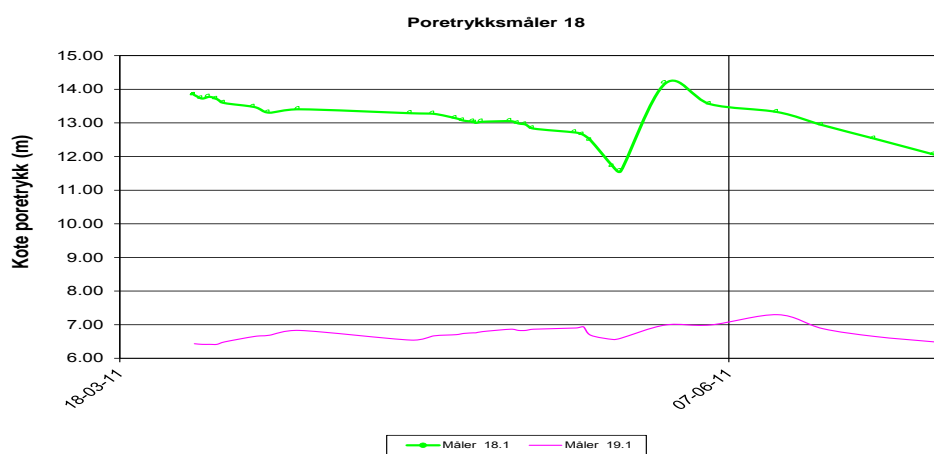
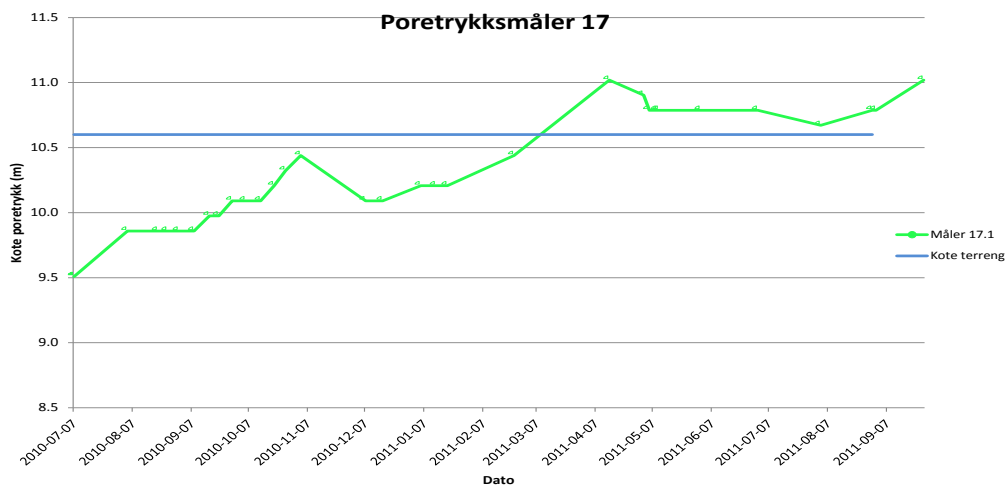
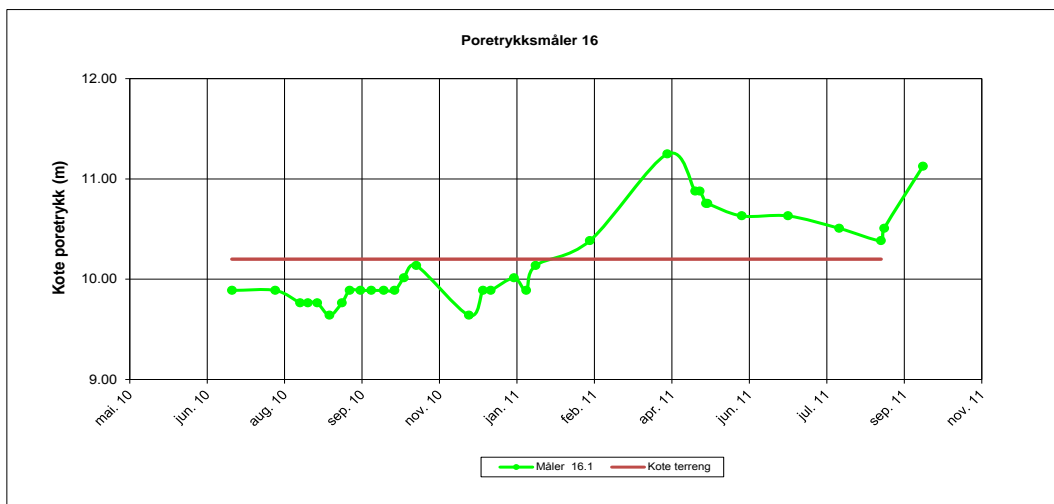
Figur 10-9. Poretrykksmålinger. PM7, PM8 og PM9.



Figur 10-10. Portrykksmålinger. PM10, PM11 och PM12.



Figur 10-11. Poretrykksmålinger. PM13, PM14 och PM15.



Figur 10-12. Poretrykksmålinger. PM16, PM17 og PM18.

10.2 Diskussion av modelleringsresultat i jämförelse mot mätningar

Prognosen som redovisas i kapitel 7.7-7.9 med den numeriska grundvattenflödesmodellen förutsatte följande: fullt utgrävd schakt, att infiltrationsbrunnar inte användes samt att ingen ytterligare injektering av berggrunden utförts utöver den som antagits från kalibreringen (dvs den injektering som gjordes när rörspont installerades.)

Total inläckage till schakt prognostiserades till 60-100m³/dygn (ca 40-70 L/min) med störst inläckage i södra delen av schaktet. Enligt mätningar av punktinläckagen är max inflödet under perioden tom september 2011 ca 16L/min, vilket sannolikt är mindre än totalt utpumpad inläckage som inte kunnat mätas. Huvuddelen av punktinläckagen ligger i södra delen av schaktet.

Grundvattennivåavsänkningen prognostiserades sjunka i moränlaget på berg flera meter, betydligt över de 2m som ansetts acceptabelt ur sättningsynpunkt för överliggande leran, inom en stor radie från centrum av schakt. Observationer indikerar fram till början av oktober 2011 en maximal avsänkning av 1-5 m i närheten av schakt men samtidigt har både infiltrationsbrunnarna nyttjats för att hålla uppe grundvattennivåerna och det har stegvis genomförts injekteringar för att täta berget och möjligen också moränlagret på berget. Förutsättningarna för prognosen med modellen är således inte direkt jämförbar mot mätningar.

Slutsatserna från modelleringen (2011-07-04) enligt kapitel 9 indikerade att det var nödvändigt att injektera berget för att inte få för stora avsänkningar. Resultaten från schaktarbetena under sommaren och hösten 2011 tyder på att detta var en rätt bedömning.

Pumptesterna /Rhen I, Nilsson L, 2011/ indikerade att IB2 men även IB3 och 4 påverkades av avsänkningar gjorda med brunnar inom schakt. Flertalet av noterade punktläckage ligger i närheten av dessa infiltrationsbrunnar vilket tyder på att resultaten från provpumpningar gav värdefull information om var huvuddelen av problemen med inläckage var att vänta.

11 Referenser

Statens vegvesen, 2009. E6 Trondheim- Stjørdal. Parsell Trondheim. Dagzone vest. Ingenjörsgelogisk rapport. Region midt 10.06.2009.

Statens vegvesen, 2011a. E6 Trondheim- Stjørdal. Parsell Trondheim. Testing av pumpebrønner mellom rørsfontvegg. Region midt 18.03.2011.

Statens vegvesen, 2011b. E6 Trondheim- Stjørdal. Parsell Trondheim. Dagzone vest. Testing av tetthet rørsfont sone 4. Region midt 23.05.2011.

Rhen I, Nilsson L, 2011. Utvärdering av hydrauliska tester för skattning av hydrauliska parametrar vid schaktområde för E6 genom Trondheim. (Sweco, Sverige)

Rhen I, Forsmark T, Hartley L, Jackson c. P, Roberts D, Swan D, Gylling B, 2008. Hydrogeological conceptualisation and parameterisation, Site descriptive modelling. SDM-Site Laxemar. SKB R-08-78, Svensk Kärnbränslehantering AB.

92 (94)

RAPPORT
2012-02-29 Rapport
E6, TRONDHEIM,
GRUNDVATTENMODELLERING

Bilagor

Bilaga A1. Koordinater för modellområde brunnar etc.

Tabell 11-1. Koordinater för modelleringsobjekt.

Objekt	Förkortning	World koord	World koord
		p(x0)	p(y0)
		(m)	(m)
Modelarea		570200	7034740
Modelarea		570600	7035965
Modelarea		571687	7034655
Modelarea		571343	7033507
Shaft		570735	7034927
Shaft		570758	7034934
Shaft		570785	7034840
Shaft		570763	7034822
Pumping well	PB1	570778.8	7034842
Pumping well	PB2	570758.1	7034851
Pumping well	PB3	570768.9	7034868
Pumping well	PB4	570751	7034871
Pumping well	PB5	570759.9	7034892
Pumping well	PB6	570744.5	7034906
Infiltration well	IB1	570785.6	7034901
Infiltration well	IB2	570801.6	7034858
Infiltration well	IB3	570791.4	7034833
Infiltration well	IB4	570754.2	7034830
Infiltration well	IB5	570742.8	7034860

Objekt	Förkortning	World koord	World koord
		p(x0)	p(y0)
		(m)	(m)
Infiltration well	IB6	570733.3	7034882
Piezometre	P1	570760	7034969
Piezometre	P2	570732.1	7034898
Piezometre	P3	570739.4	7034894
Piezometre	P5	570775.8	7034921
Piezometre	P6	570814.9	7034933
Piezometre	P7	570776.7	7034874
Piezometre	P8	570878.3	7034894
Piezometre	P9	570834.1	7034848
Piezometre	P10	570735.6	7034851
Piezometre	P11	570721.7	7034838
Piezometre	P12	570756.7	7034820
Piezometre	P13	570798.1	7034840
Piezometre	P14	570801.6	7034819
Piezometre	P15	570772.2	7034788
Piezometre	P16	570749.8	7034765
Piezometre	P17	570704.6	7034721
Piezometre	P18	570751.1	7034933
Piezometre	P19	570748.5	7034931

Delprosjekt nr.: 4

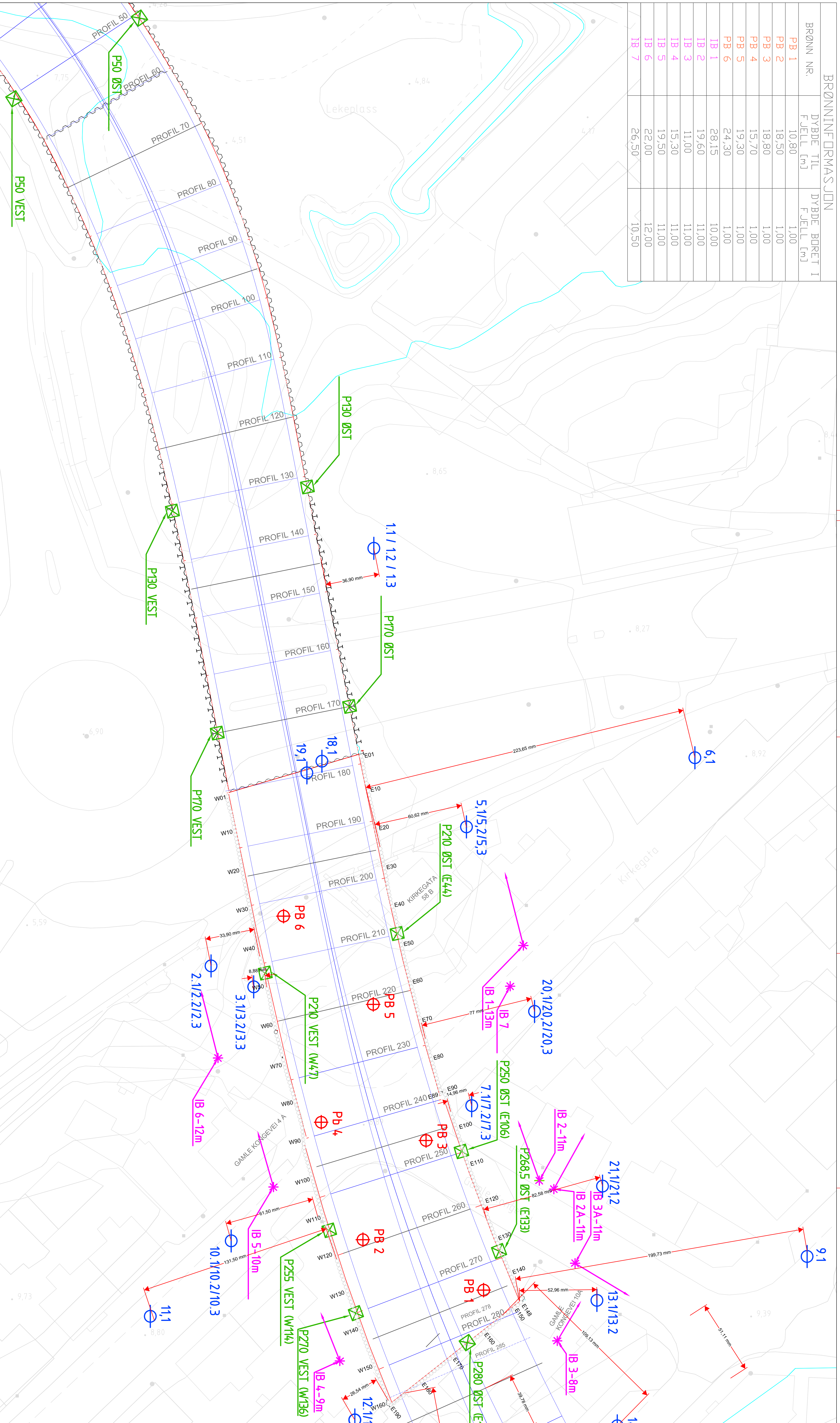
Dokumenttittel: "E6 Trondheim Stjørdal, Parsell Trondheim, Løsmassetunnel Møllenberg"

Date: 2015-02-27

Rev.nr.: *Rev.nr.*

Vedlegg 4

BRØNNINFORMASJON			
BRØNN NR.	DYBDE TIL FJELL [m]	DYBDE BORET I FJELL [m]	
PB 1	10,80	1,00	
PB 2	18,50	1,00	
PB 3	18,80	1,00	
PB 4	15,70	1,00	
PB 5	19,30	1,00	
PB 6	24,30	1,00	
IB 1	28,15	10,00	
IB 2	19,60	11,00	
IB 3	11,00	11,00	
IB 4	15,30	11,00	
IB 5	19,50	11,00	
IB 6	22,00	12,00	
IB 7	26,50	10,50	



V200-104

- TEGNFORKLARING
- VANNFILTRASJONSBRØNNER
 - PORETRYKSMÅLERE
 - INKLINOMETERKANALER
 - PUMPEBRØNNER

Rev.	Endring	Dato	Utarbeidet	Rev.	Dato	Utarbeidet
A	TIL INTERIØRGJENNØRING	13.01.2011	ASEL THA THA			
B	KORREKT PÅSSERING AV VANNFILTRASJONSBRØNNER	03.01.2011	ASEL THA THA			
C	KORR. VANNINLETTER BRØNNER (INLETTER PUMPEBRØNNER)	15.02.2011	ASEL THA THA			
D	KORR. VANNINLETTER BRØNNER (INLETTER PUMPEBRØNNER)	15.02.2011	ASEL THA THA			
E	PORETRYKSMÅLERE	28.04.2011	ASEL THA THA			
F	STRØMRYKKESE	11.05.2011	ASEL THA THA			
G	HØRSINTALOMP FOR IB	27.06.2011	ASEL THA THA			
H	NYE NÆRSJONSBRØNNER OG PORETRYKSMÅLERE	27.10.2011	ASEL THA THA			

Oppgaveformål	Reg. V
Tegningens tittel	99 Tegning for drift og vedlikehold av 30 km
Region	Region midt
Byggherrens navn	Statens vegvesen
Byggherrens adresse	NCC Construction AS
Byggherrens telefon	
Byggherrens e-post	
Byggherrens referanse	E6 Trondheim - Stjørdal
Byggherrens prosjekt	Porsell, Trondheim, dagose vest, Entrepriise 1-V-E-5
Byggherrens oppdragsnummer	TILSTANDSKONTROLL ØVERSKIKT
Byggherrens oppdragsreferanse	
Byggherrens oppdragsdato	1250

Byggherrens navn	Statens vegvesen
Byggherrens adresse	NCC Construction AS
Byggherrens telefon	
Byggherrens e-post	
Byggherrens referanse	E6 Trondheim - Stjørdal
Byggherrens prosjekt	Porsell, Trondheim, dagose vest, Entrepriise 1-V-E-5
Byggherrens oppdragsnummer	TILSTANDSKONTROLL ØVERSKIKT
Byggherrens oppdragsreferanse	
Byggherrens oppdragsdato	1250

Byggherrens navn	Statens vegvesen
Byggherrens adresse	NCC Construction AS
Byggherrens telefon	
Byggherrens e-post	
Byggherrens referanse	E6 Trondheim - Stjørdal
Byggherrens prosjekt	Porsell, Trondheim, dagose vest, Entrepriise 1-V-E-5
Byggherrens oppdragsnummer	TILSTANDSKONTROLL ØVERSKIKT
Byggherrens oppdragsreferanse	
Byggherrens oppdragsdato	1250

Delprosjekt nr.: 4

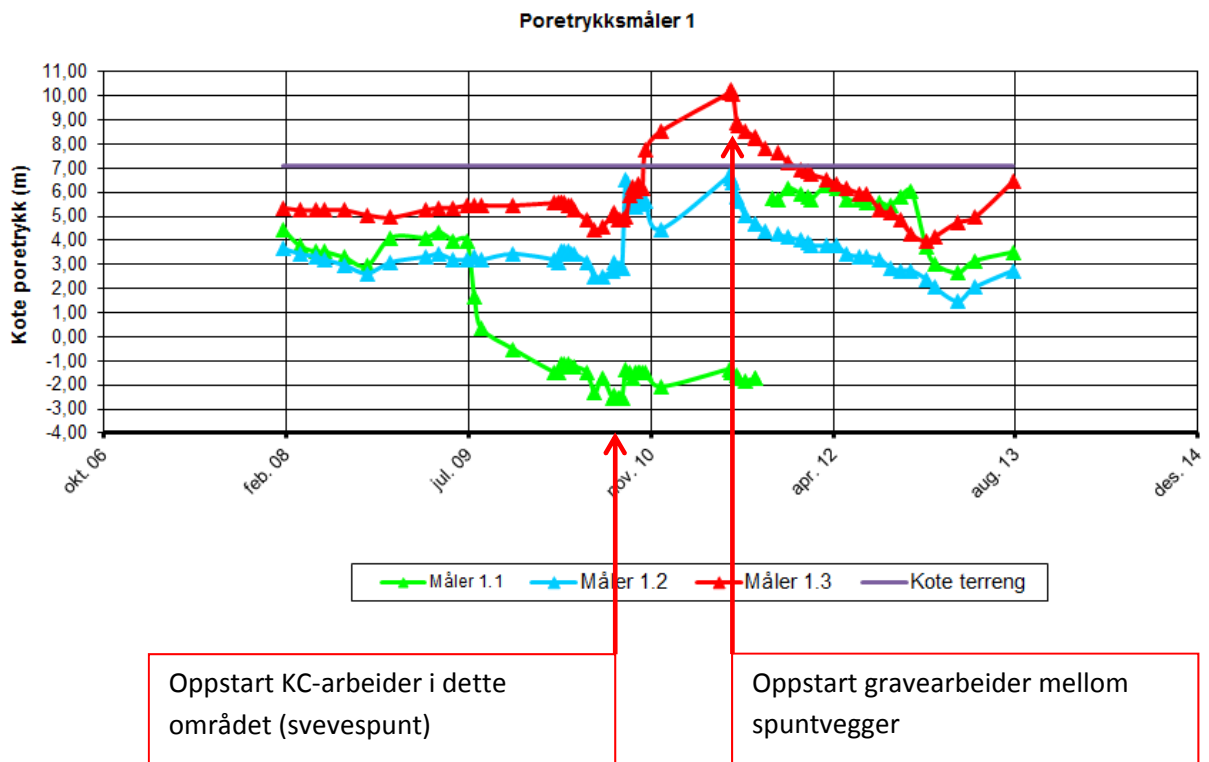
Dokumenttittel: "E6 Trondheim Stjørdal, Parsell Trondheim, Løsmassetunnel Møllenberg"

Date: 2015-02-27

Rev.nr.: *Rev.nr.*

Vedlegg 5

	Måler 1.1	Måler 1.2	Måler 1.3	Måler 1.1 ny 12.10.2011
Spissnr:	24807			65011
K	3,28346E-06	3,21911E-06	3,19261E-06	3,414E-06
A	0,002773926	0,002803709	-0,009434868	-0,0022574
f 0 (Hz)	1828,1	1901,1	1829,4	1821,1
Kote i terreng (m)	7,1	7,1	7,1	7,1
Spissdybde (m)	8	17	30	8

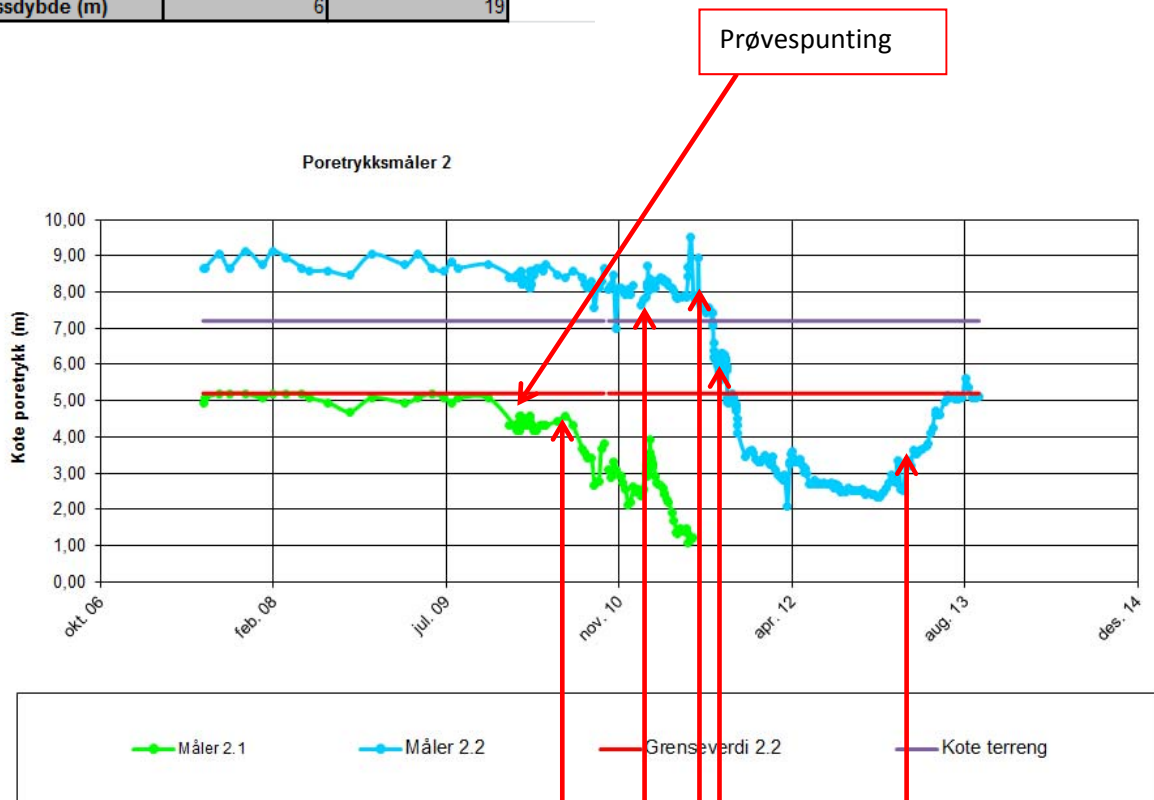


Figur 1 Poretrykksmålinger stasjon 1

Måleren står utenfor området med rørspunt

Måler 1.1 ute av kalibrering fra juli 2009

	Måler 2.1	Måler 2.2
Spissnr:	24907	24407
K	3,48853E-06	2,62656E-06
A	0,00695237	0,004586876
f 0 (Hz)	1833	1957
Kote i terreng (m)	7,2	7,2
Spissdybde (m)	6	19



Start rørspuntinstallasjon

Utstøping og tetteinjeksjon

Etterinjeksjon

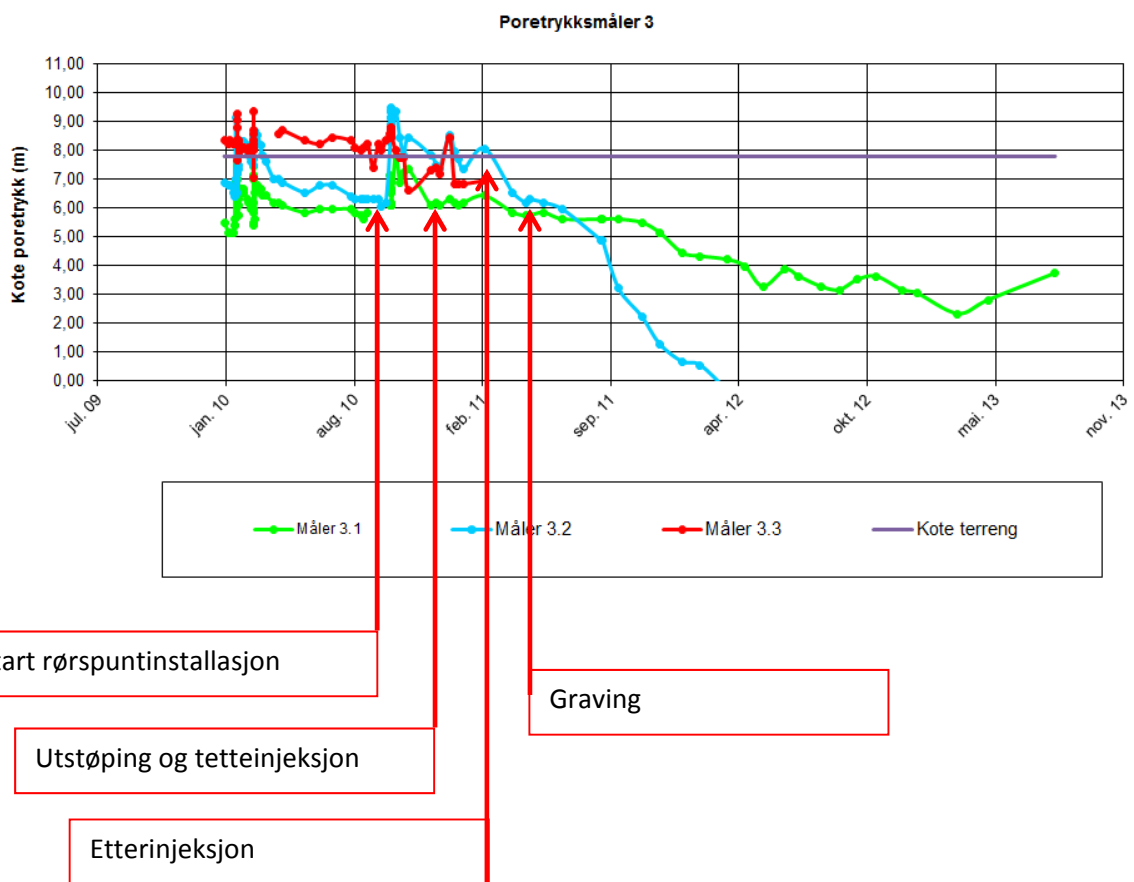
Graving

Start tilbakefylling

Figur 2 Poretrykksmålinger stasjon 2, 0,5m fra prøvespunting

Mistanke om at måler 2.1 var ute av drift fra våren 2011

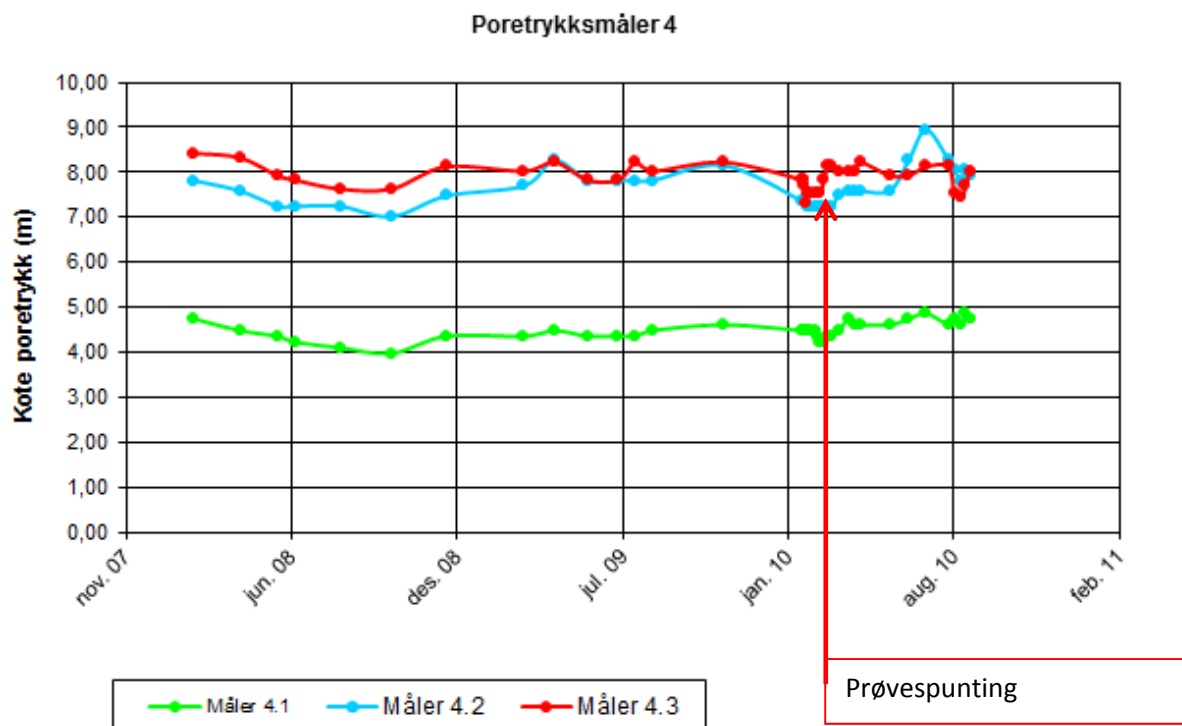
	Måler 3.1	Måler 3.2	Måler 3.3
Spissnr:	10210	10310	56809
K	3,1280310E-06	3,2706241E-06	3,3172982E-06
A	2,9862132E-03	9,8237075E-03	6,2169560E-03
f 0 (Hz)	1891,3	1903	1898,9
Kote i terreng (m)	7,8	7,8	7,8
Spissdybde (m)	6	13	18,35



Figur 3 Poretrykksmålinger stasjon 3, Ca. 7m fra prøvespunt

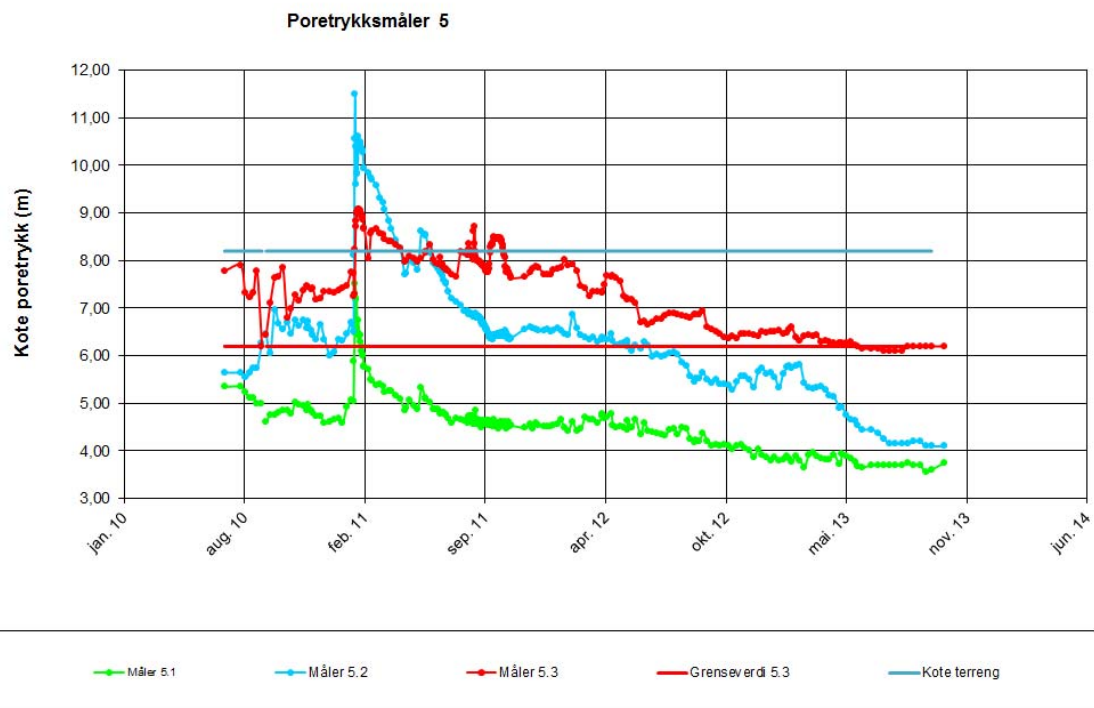
Mistanke om ødelagte målere fra høsten 2011

	Måler 4.1	Måler 4.2	Måler 4.3
Spissnr:	21008	21408	21208
K	3,29922E-06	3,28961E-06	3,03167E-06
A	-0,00088205	0,004004932	0,001128266
f 0 (Hz)	1953,9	1903,2	1877,4
Kote i terreng (m)	7,3	7,3	7,3
Spissdybde (m)	6	20	25



Figur 4 Poretrykksmålinger stasjon 4, Inne i byggegropa. Fjernet like etter oppstart rørsputarbeider

	Måler 5.1	Måler 5.2	Måler 5.3
Spissnr:	29410	28710	28210
K	3,27851E-06	3,0532E-06	3,4279E-06
A	-1,4030E-04	-3,6256E-03	5,1737E-03
f 0 (Hz)	1875,8	1858,8	1873,4
Kote i terreng (m)	8,2	8,2	8,2
Spissdybde (m)	6	16	27,45



Figur 5 Poretrykksmålinger stasjon 5,

Poretrykksøkningen ved årsskiftet 2010/2011 kan ha flere årsaker, blant annet jetinjeksjon, KC-stabilisering i området med svevespunt, gravearbeider for ledningsanlegg tetteinjeksjon og peler for midlertidig bru.

Delprosjekt nr.: 4

Dokumenttittel: "E6 Trondheim Stjørødal, Parsell Trondheim, Løsmassetunnel Møllenberg"- Vedlegg 5 Poretrykksmålinger

Date: 2015-02-15

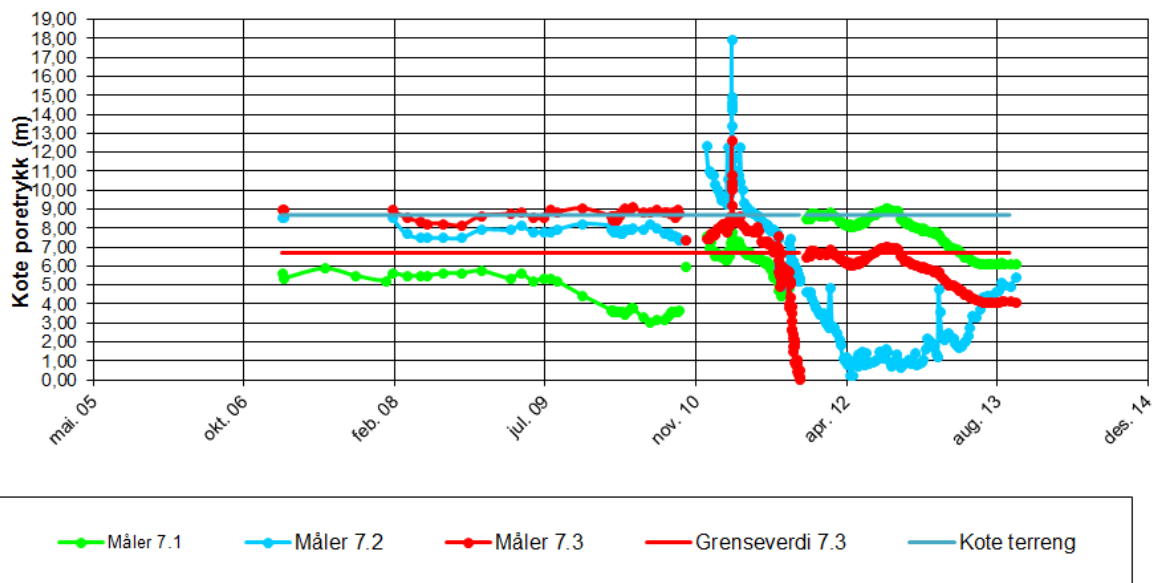
Rev.nr.: *Rev.nr.*

	Måler 7.1	Måler 7.2	Måler 7.3
Spissnr:	24707	20908	37507
K	3,56751E-06	3,02195E-06	2,98271E-06
A	-0,000287947	-0,002658735	0,002737345
f 0 (Hz)	1810	1915,5	1884,5
Kote i terreng (m)	8,7	8,7	8,7
Spissdybde (m)	5	16	20

Målere ødelagt i september 2011, erstattet etter en måned.

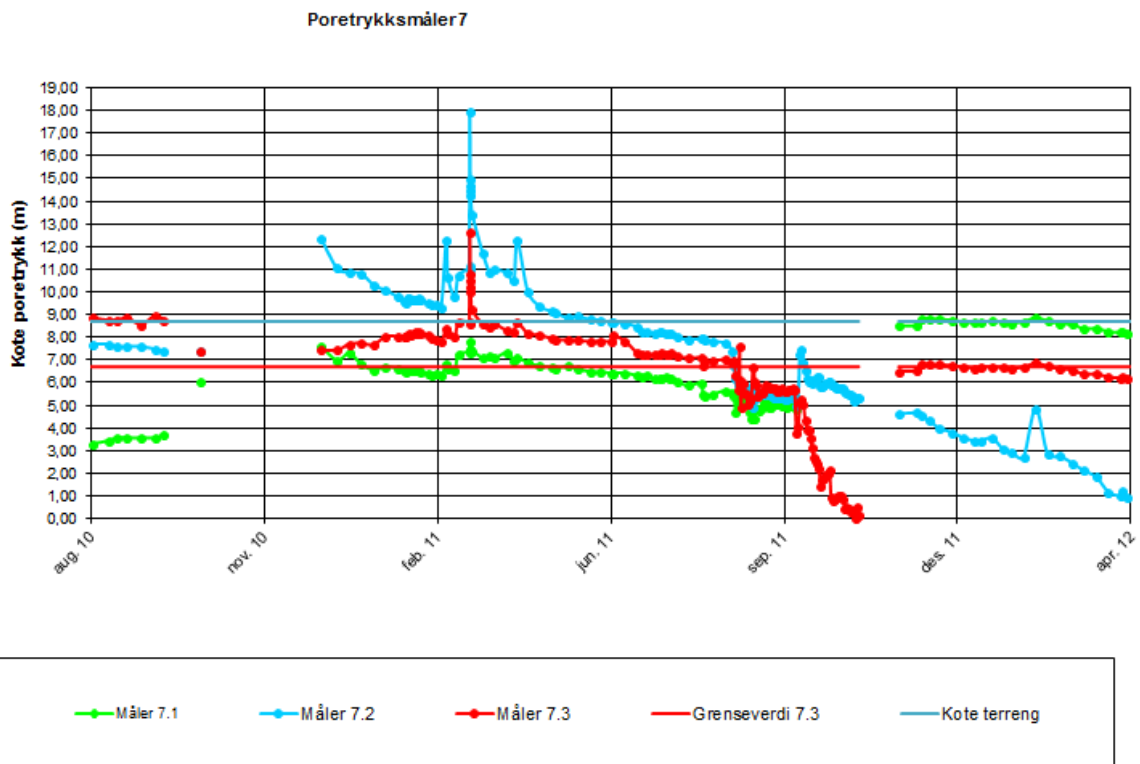
	Måler 7.1	Måler 7.2	Måler 7.3
Spissnr:	30310	29910	30010
K	3,43E-06	3,20E-06	3,56E-06
A	9,74508E-03	4,67015E-03	6,30919E-03
f 0 (Hz)	1948,2	1873,6	1855,3
Kote i terreng (m)	8,7	8,7	8,7
Spissdybde (m)	6	14	19,8

Poretrykksmåler 7



Figur 6 Poretrykksmålinger stasjon 7,

Poretrykksøkningen ved årsskiftet 2010/2011 kan ha flere årsaker, blant annet jetinjeksjon, KC-stabilisering i området med svevespunt, gravearbeider for ledningsanlegg tetteinjeksjon og peler for midlertidig bru.



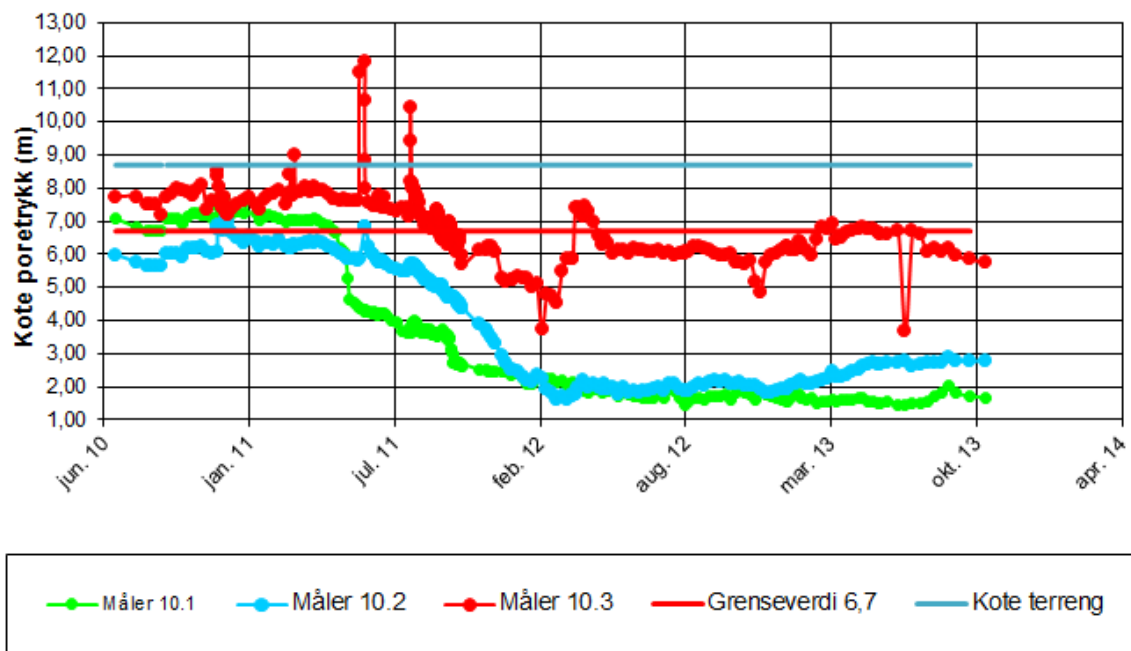
Figur 7 Poretrykksmålinger stasjon 7, Detalj

Poretrykksøkningen ved februar/mars 2011 skyldes jetinjeksjon og tetteinjeksjon under rørspunten.

Poretrykksreduksjonen ved berg september / oktober 2011 skyldes start gravearbeider og lekkasjer mellom berg og spunt like ved målestasjonen..

	Måler 10.1	Måler 10.2	Måler 10.3
Spissnr:	29310	28910	28610
K	3,335980E-06	3,039720E-06	3,224820E-06
A	2,026020E-03	1,135530E-02	8,734380E-04
f 0 (Hz)	1929,1	1914,6	1862,8
Kote i terreng (m)	8,7	8,7	8,7
Spissdybde (m)	7	14	19,55

Poretrykksmåler 10

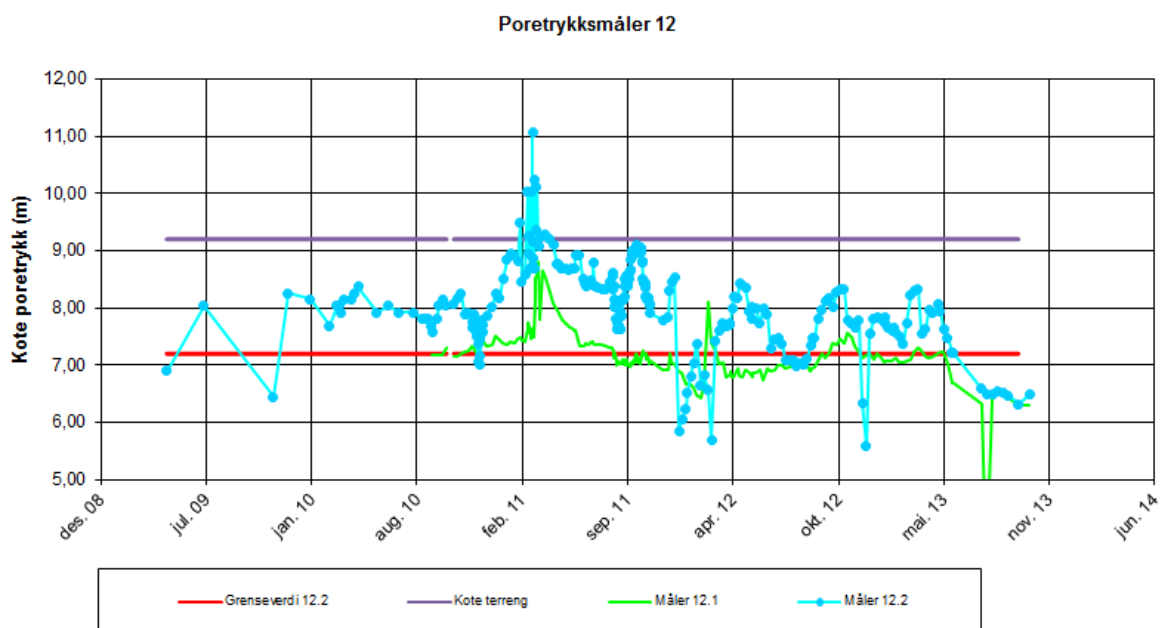


Figur 8 Poretrykksmålinger stasjon 10,

Poretrykksøkningen ved juni 2011 skyldes infiltrasjonsbrønn helt inntil målestasjonen.

Mistanke om at måler 10.1 og 10.2 er ute av kalibrering fra 2011

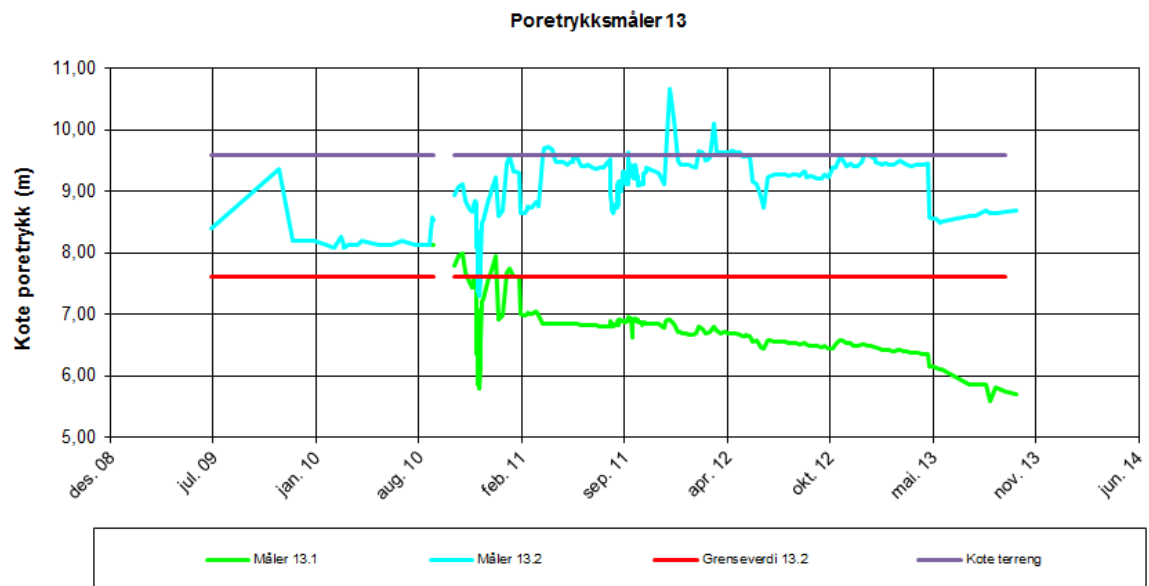
	Måler 12.1	Måler 12.2
Spissnr:	30510	27009
K	3,41E-06	3,21384E-06
A	9,99E-03	0,00350504
f 0 (Hz)	1911,1	1853,3
Kote i terreng (m)	9,2	9,2
Spissdybde (m)	6	12,15



Figur 9 Poretrykksmålinger stasjon 12,

Poretrykksøkningen ved februar 2011 injeksjonsarbeider under rørsput. Videre brå endringer skyldes ikke planlagte endringer i infiltrasjonstrykk og volum

	Måler 13.1	Måler 13.2
Spissnr:	30610	26209
K	3,40E-06	1,81528E-06
A	6,09E-03	0,00570413
f 0 (Hz)	1842,9	1894,8
Kote i terreng (m)	9,6	9,6
Spissdybde (m)	5	9,5



Figur 10 Poretrykksmålinger stasjon 13,

Poretrykksøkningen endringene i desember 2010 skyldes boring av rørsput.

Endringene i poretrykk i februar 2011 skyldes injeksjonsarbeider.

Senere sprang skyldes ikke planlagte entringer i infiltrasjonstrykk og mengde.

Delprosjekt nr.: 4

Dokumenttittel: "E6 Trondheim Stjørdal, Parsell Trondheim, Løsmassetunnel Møllenberg"

Date: 2015-02-27

Rev.nr.: *Rev.nr.*

Vedlegg 6

Delprosjekt nr.: 4

Dokumenttittel: "E6 Trondheim Stjørdal, Parsell Trondheim, Løsmassetunnel Møllenberg"- Vedlegg 6 Infiltrasjonsbrønner

Date: 2015-02-15

Rev.nr.: *Rev.nr.*

Figur 1 Poretrykksmålinger stasjon 1

Måleren står utenfor området med rørsput

Måler 1.1 ute av kalibrering fra juli 2009

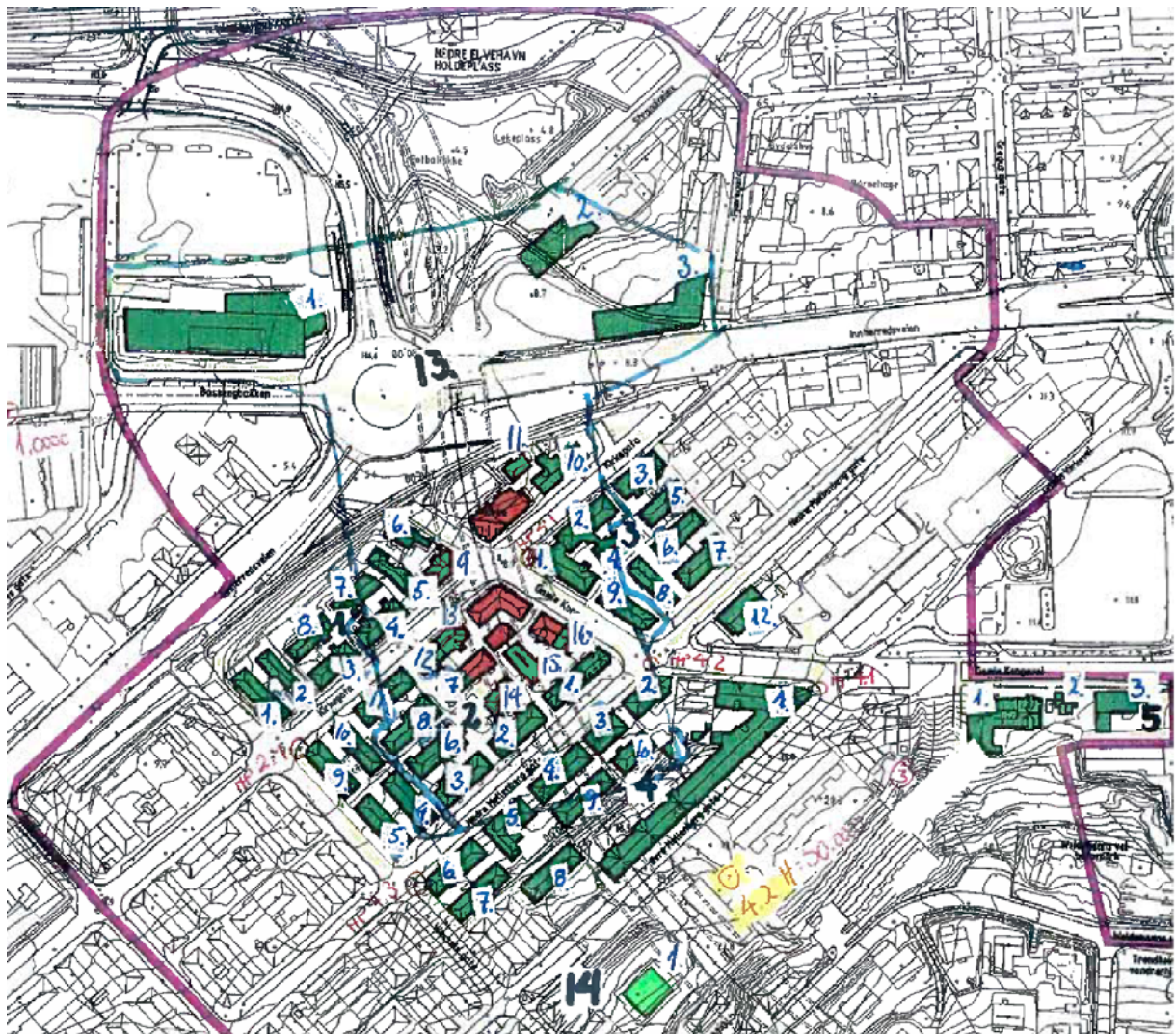
Delprosjekt nr.: 4

Dokumenttittel: "E6 Trondheim Stjørdal, Parsell Trondheim, Løsmassetunnel Møllenberg"

Date: 2015-02-27

Rev.nr.: *Rev.nr.*

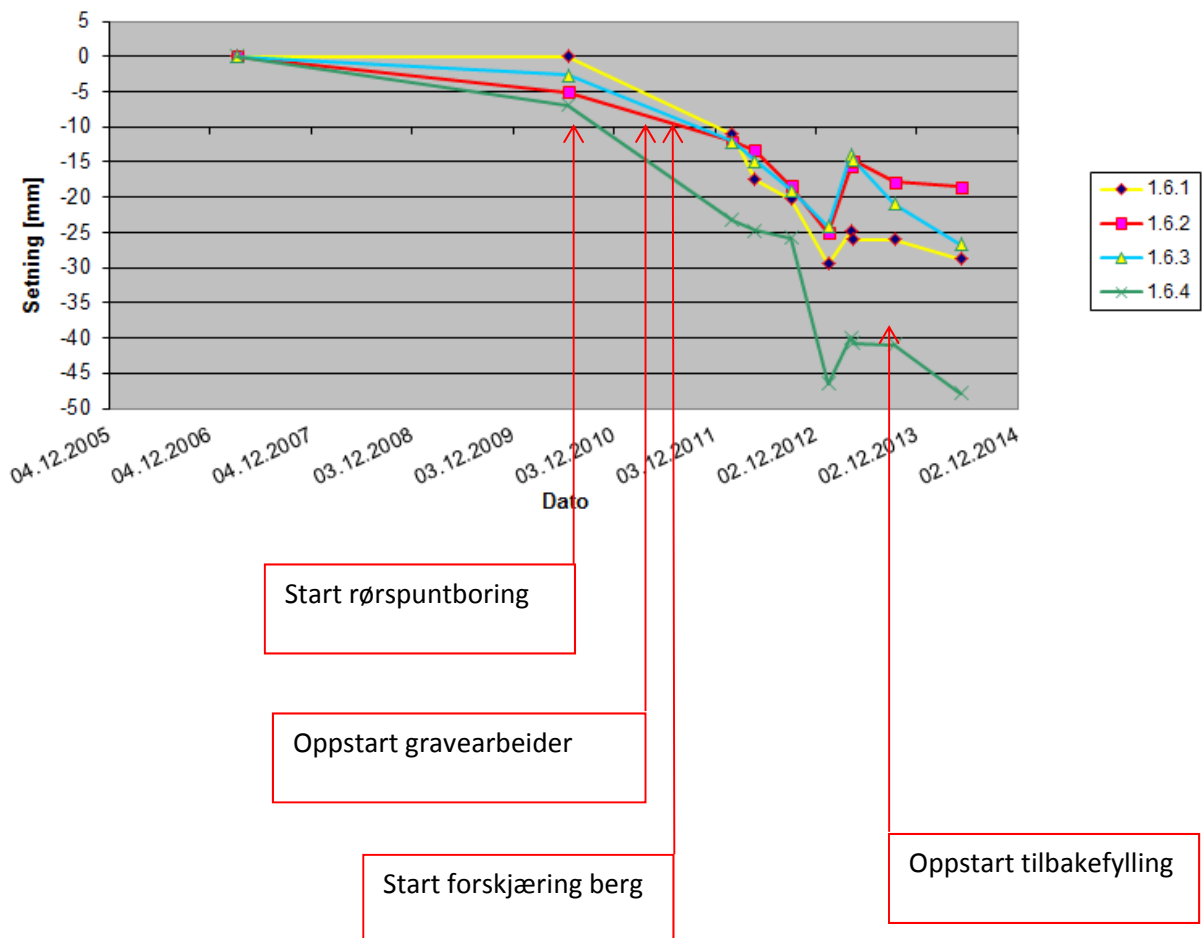
Vedlegg 7



Figur 1 Oversikt over hus med setningsmålinger

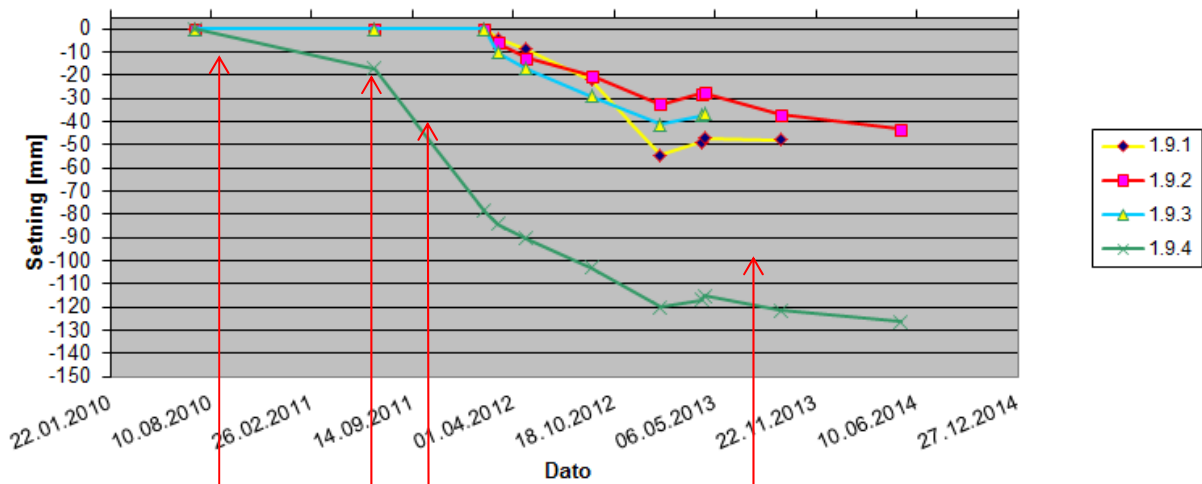


3.2 Gamle Kongevei 2A





1.9 Gamle Kongeveg 4A



Start rørsjuntboring

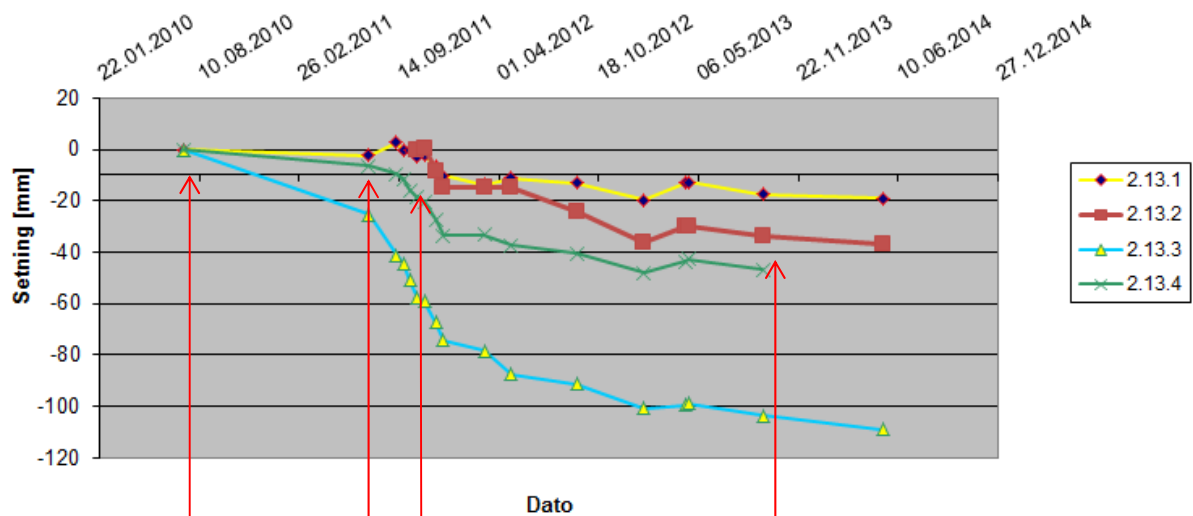
Oppstart gravearbeider

Start forskjæring berg

Oppstart tilbakefylling



2.13 Kirkegata 57A

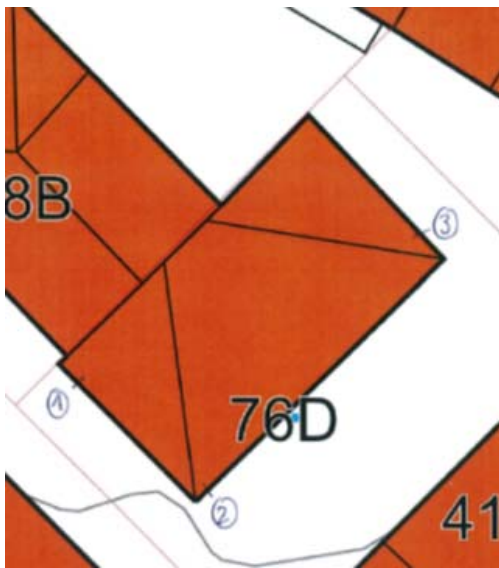


Start rørsjuntboring

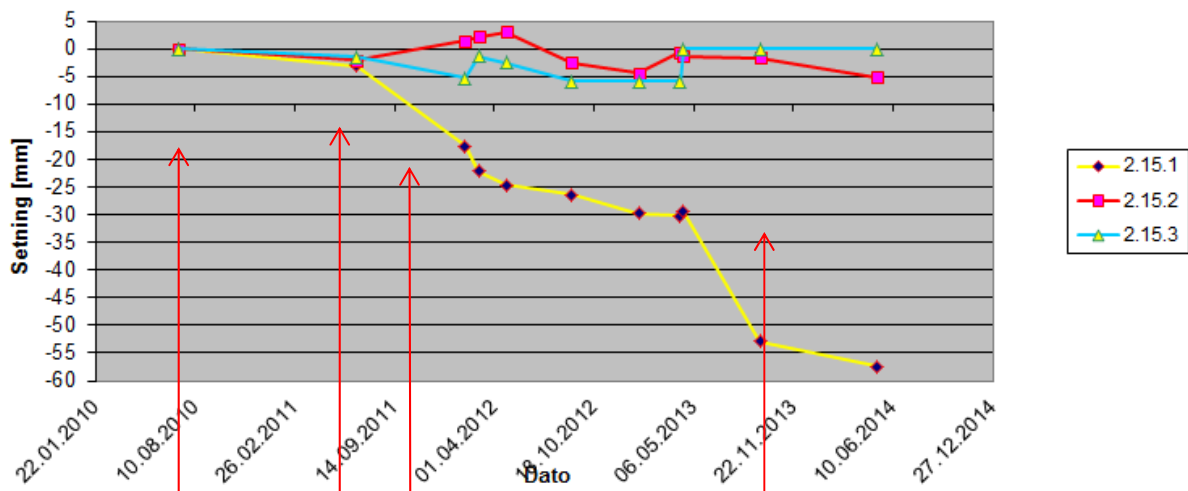
Oppstart gravearbeider

Start forskjæring berg

Oppstart tilbakefylling



2.15 Nedre Møllenberg gate 76D

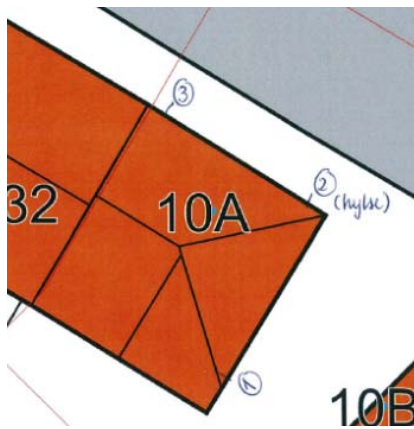


Start rørsputboring

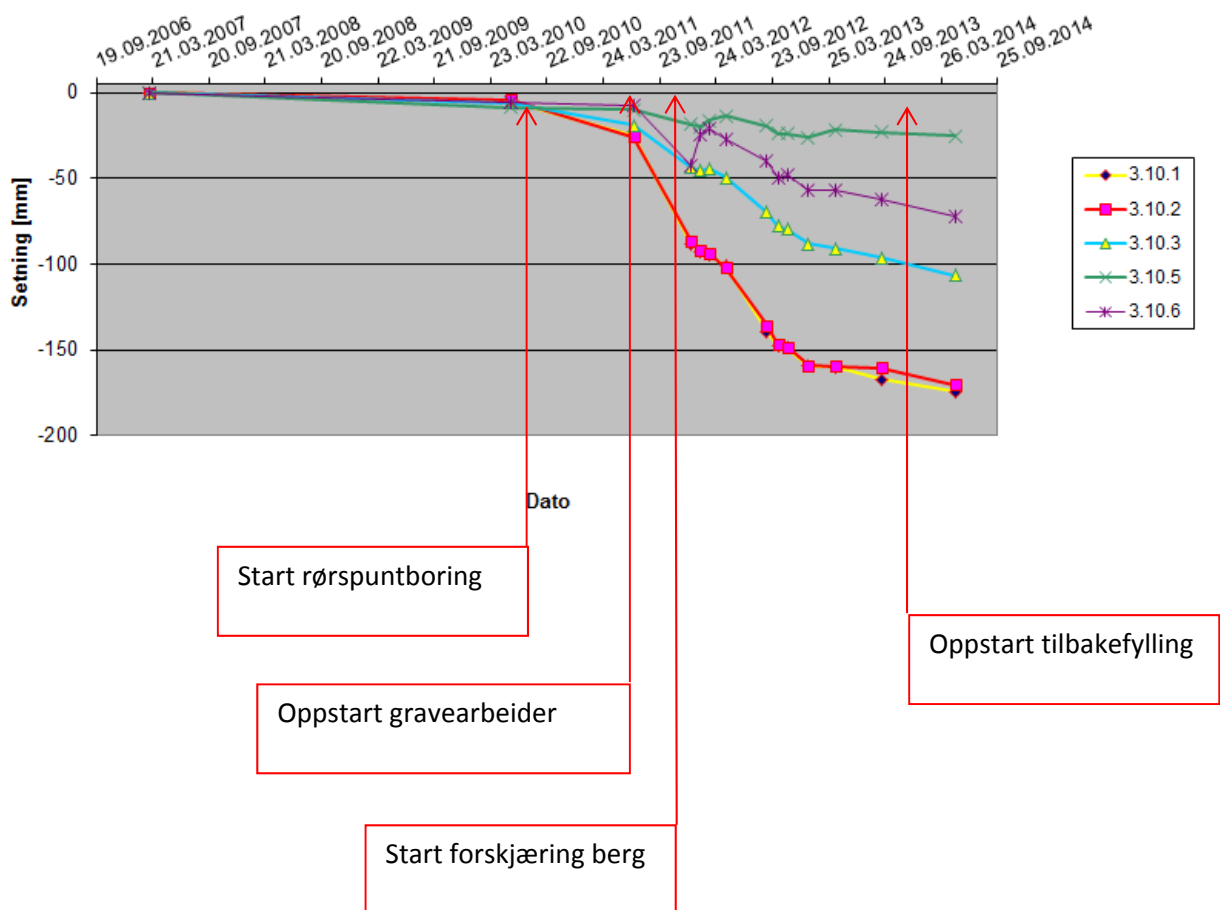
Oppstart gravearbeider

Start forskjæring berg

Oppstart tilbakefylling

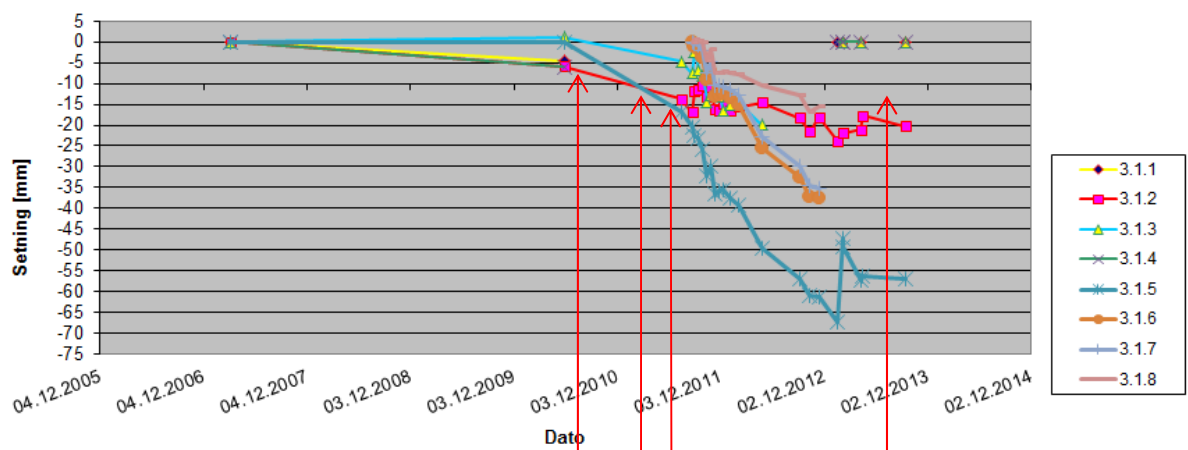


3.10 Kirkegata 58/60





3.1 Gamle kongevei 5/7A/7B



Start rørsputtboring

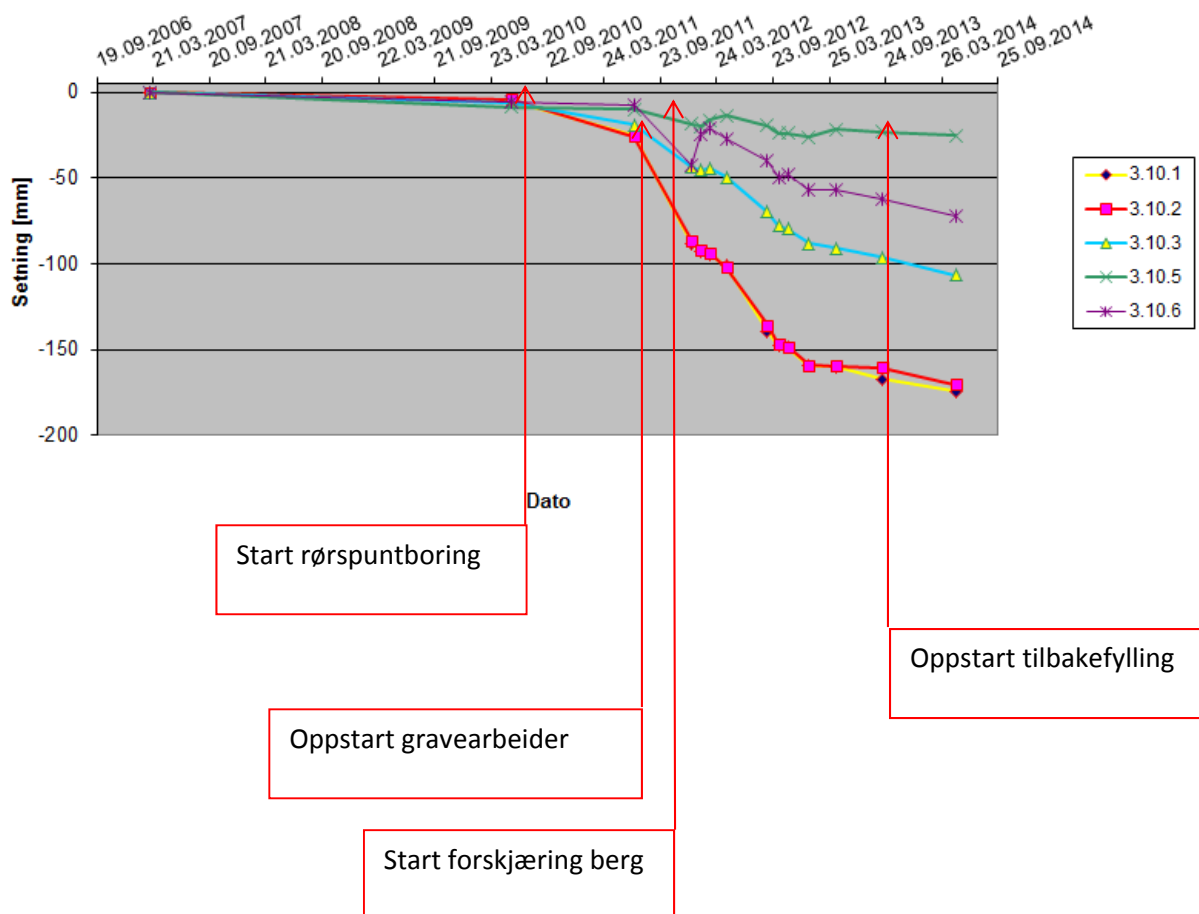
Oppstart gravearbeider

Start forskjæring berg

Oppstart tilbakefylling

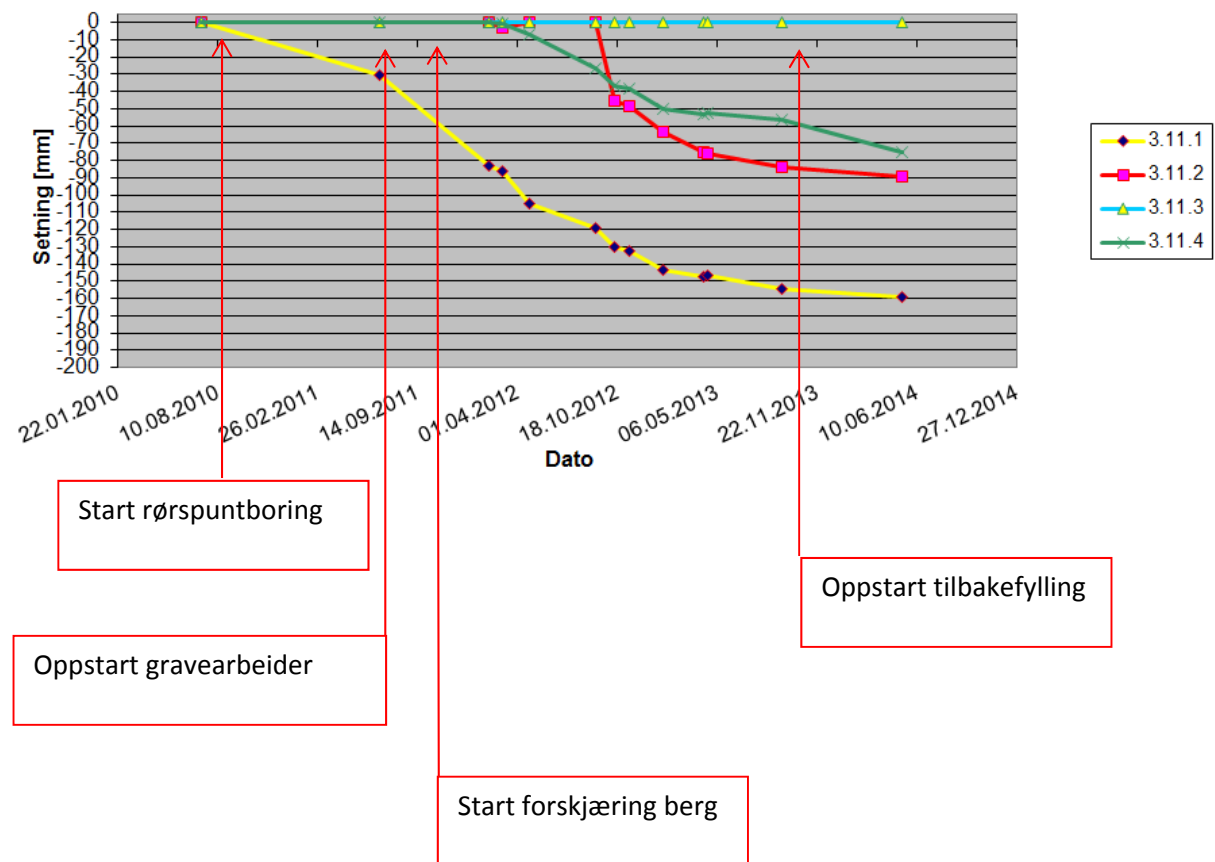


3.10 Kirkegata 58/60





3.11 Kirkegata 58B

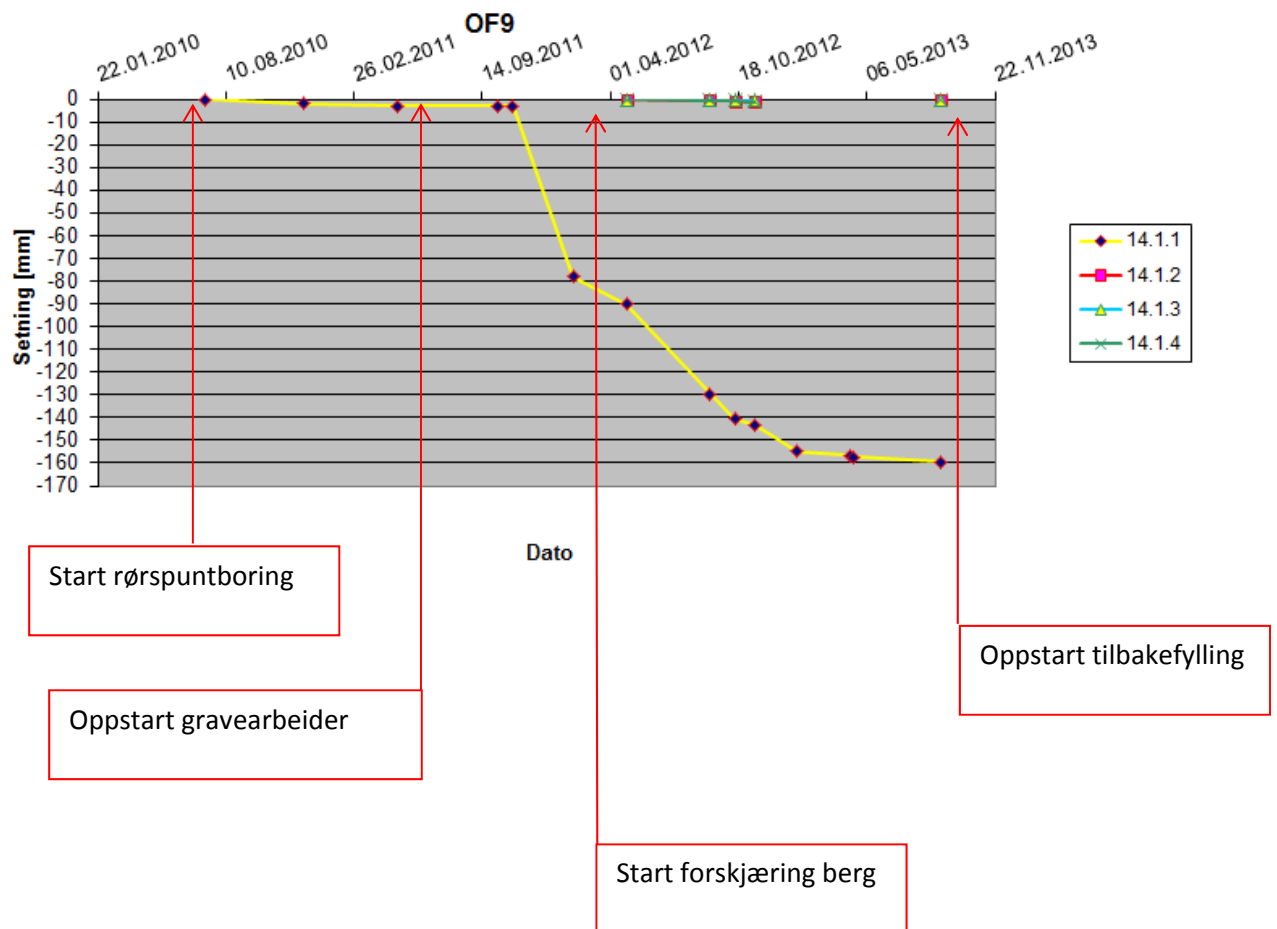


Delprosjekt nr.: 4

Dokumenttittel: "E6 Trondheim Stjørødal, Parsell Trondheim, Løsmassetunnel Møllenberg"- Vedlegg 7 Setningsregistreringer

Date: 2015-03-27

Rev.nr.: *Rev.nr.*



Delprosjekt nr.: 4

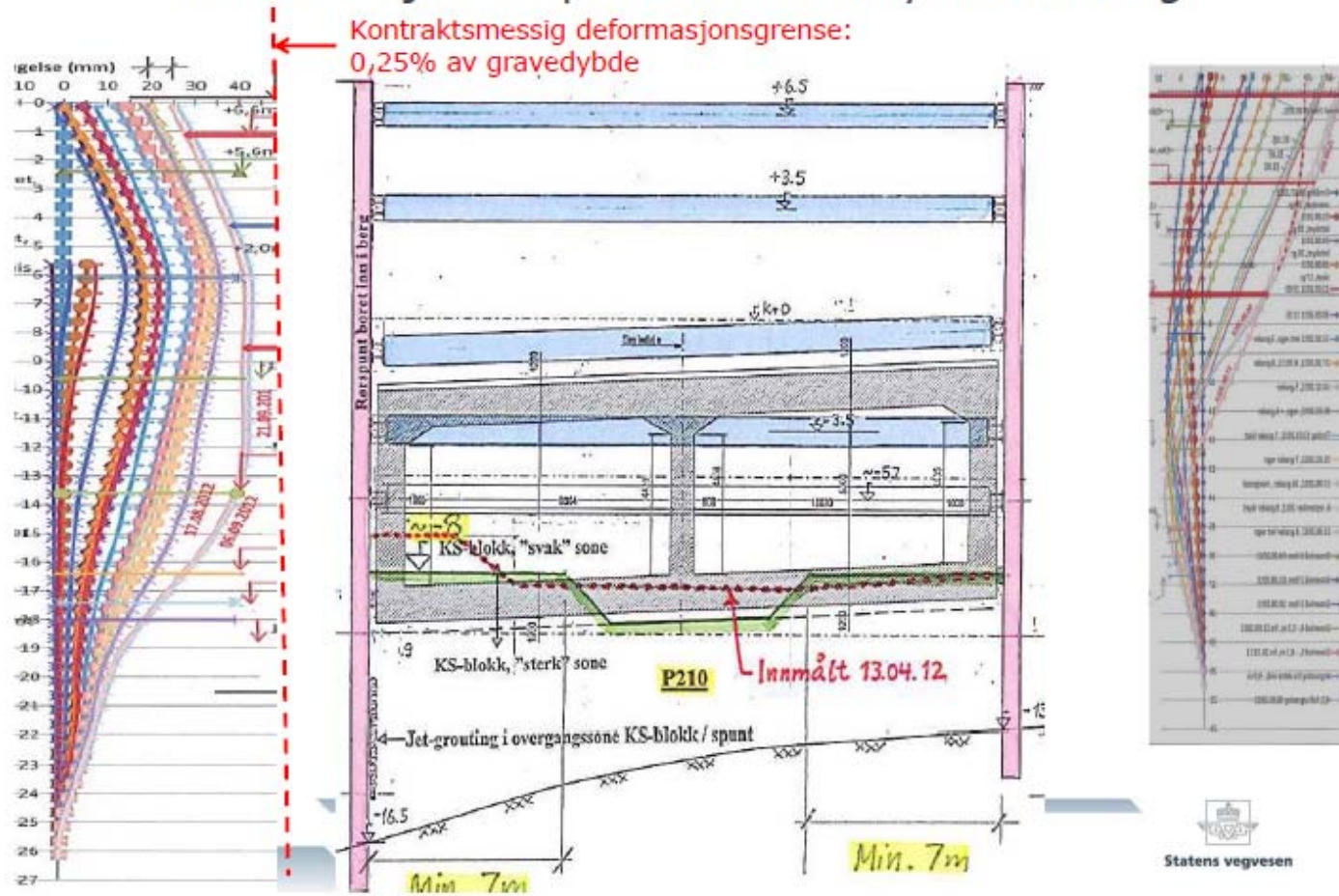
Dokumenttittel: "E6 Trondheim Stjørdal, Parsell Trondheim, Løsmassetunnel Møllenberg"

Date: 2015-02-27

Rev.nr.: *Rev.nr.*

Vedlegg 8

Deformasjoner spunt ved ulike dybde til berg



Delprosjekt nr.: 4

Dokumenttittel: "E6 Trondheim Stjørdal, Parsell Trondheim, Løsmassetunnel Møllenberg"

Date: 2015-02-27

Rev.nr.: *Rev.nr.*

Vedlegg 9

E6 Trondheim – Stjørdal, Parsell Trondheim, Dagsone Vest

BYGGEGROP MØLLENBERG. LØSNINGER OG UTFORDRINGER.

Deep excavation at Møllenberg. Technical solutions and challenges.

Sivilingeniør Torgeir Haugen, NCC Construction AS

SAMMENDRAG

I Trondheim bygger Statens vegvesen ny del av E6 Trondheim - Stjørdal. Vestre del av dette prosjektet er en løsmassetunnel i betong gjennom leire og kvikkleire ved Møllenberg. Denne utføres av NCC Construction AS som en totalentreprise. Valgt byggegrop-løsning er basert på tradisjonell svevende spunt avsluttet i leire, og rørsput boret ned i berg. Mellom spuntveggene er all bløt leire og kvikkleire stabilisert ved innblanding av kalk og sement til godt under utgravingsnivå. Spuntveggene er avstivet innvendig med stålrør. Hovedutfordringene er knyttet til installasjon av rørsput i kvikkleire og ned i berg, kalksement-stabiliseringen, anleggstekniske løsninger på grunn av nærheten og hensynet til sårbar bebyggelse, veger og jernbane, tetting for å begrense poretrykksreduksjoner, samt dimensjonering av selve byggegrop-konstruksjonen for å tilfredsstille kravene til stivhet/deformasjoner. Utviklet design-grunnlag for de innvendige stiverne ivaretar hensynet til temperatur-effekter på stålet.

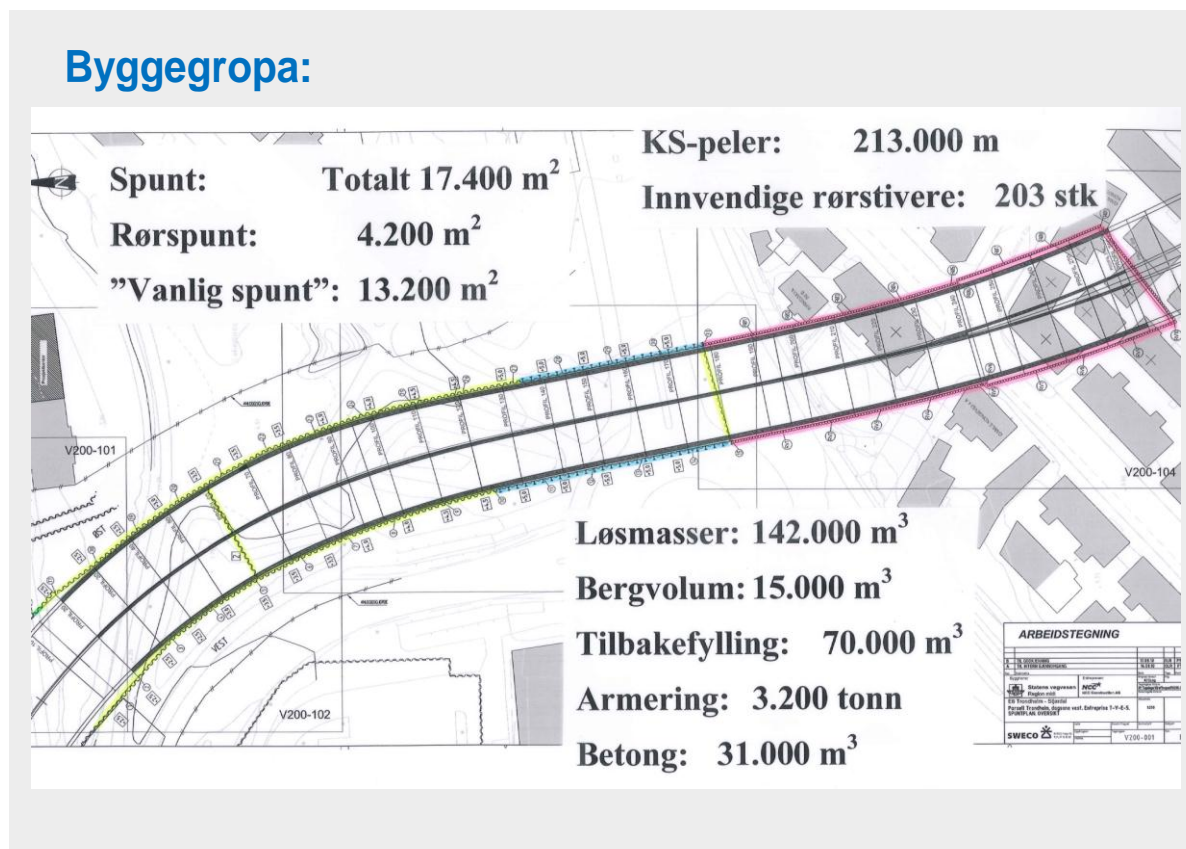
SUMMARY

The Norwegian Public Roads Administration is building a new main road northbound from the city of Trondheim. NCC Construction AS is building a 300 m long cut and cover tunnel in the western part of the project-area close to railway, roads and existing buildings. Sheet pile walls are used to establish a deep excavation for the concrete tunnel. The soil conditions consist of marine deposits with quick clay in the deepest zone of the excavation. The quick clay has been 100% stabilized within the excavation area, both to strengthen the soil and to make the excavation by normal equipment possible. The sheet pile walls in the quick clay area consists of steel pipes connected with interlocks. The pipes were vibrated down to bedrock and then drilled 1,2 m into bedrock. The maximum excavation depth in the quick clay is about 18 m, and the sheet pile walls are supported by up to 5 levels of steel pipe struts. Temperature – effects on the struts are taken in to account in the design.

INNLEDNING

Byggingen av løsmassetunnel ved Møllenberg har vært ansett som meget komplisert på grunn av vanskelige grunnforhold med kvikkleire. Vegtrasé og byggegrop-løsninger har vært vurdert i flere omganger og av mange parter, og har dermed vært gjenstand for mye fokus fra det geotekniske fagmiljøet i Norge, fra Statens vegvesen som byggherre, fra byens myndigheter og berørte naboer. Det henvises til eget foredrag av sivilingeniør Anders Beitnes, Faveo / Statens vegvesen, som omtaler prosjektet mer generelt.

Statens vegvesen Region Midt har engasjert NCC Construction AS for å bygge løsmasse-tunnelen. Denne artikkelen beskriver de geotekniske / konstruktive elementene i valgt byggegrop-løsning, med tilhørende spesielle utfordringer. Videre deles en del erfaringer fra byggegrop-arbeidene, etter at vi nå har kommet så langt at 5 av 6 stivernivåer er etablert, og det er oppnådd en utgravingsdybde på ca 17 m. Byggegroppa er ”overvåket” trinn for trinn gjennom en omfattende tilstandskontroll, dvs måling av deformasjoner og laster i byggegrop og av poretrykk og setninger utenfor. Arbeidene følges opp kontinuerlig, og partene samles til regelmessige geoteknikk-møter annenhver uke. Lengst sør er løsmassene pr idag ferdig utgravd, og arbeider med bergskjæring for bergtunnel pågår. Stiverkrefter og spuntvegg-deformasjoner er så langt under god kontroll i forhold til forventningene / beregningene.



Figur 1.

Spuntplan og nøkkeltall for byggegrop Møllenberg. Gule linjer er AZ-spunt, blå linjer er HZ/AZ-spunt og røde linjer er rørspunt.

UTGANGSPUNKT OG UTVIKLINGSFASE

I perioden 2005-2008 ble det gjennomført prosjektering i flere faser, og Statens vegvesen hadde i 2008 på bordet et ferdig prosjektert ”byggherrens løsningsforslag”. Istedenfor å gå videre med dette grunnlaget, og gjennomføre en tradisjonell åpen anbudsrunde, valgte Statens vegvesen å utfordre entreprenører til å utarbeide sine egne løsningsforslag i en ”konkurranspreget dialog”. Gjennom første halvdel av 2009 ble det gjennomført en dialogfase og

prosjektutviklingsfase med hver av de prekvalifiserte entreprenører. NCC knyttet til seg underentreprenører (Kynningsrud og Hercules) og rådgiver (Sweco) i denne fasen. Etter at de tekniske løsningsforslagene var godkjent, ble det gitt anledning til å levere tilbud. NCC's tilbud inneholdt Metodebeskrivelse i 18 punkter, støttet av 33 Skisser. NCC vant konkurransen, og kontrakt med Statens vegvesen ble inngått i oktober 2009.

Det geotekniske grunnlaget er meget omfattende, og fram til det tidspunkt da byggherrens løsningsforslag var ferdig prosjektert var det gjort omfattende kartlegging av grunnforhold, lagdelinger i grunnen og poretrykksforhold. Det var gjort omfattende vurderinger av leiras skjærstyrke-egenskaper, og da spesielt kvikkleira. I den forbindelse nevnes laboratorieundersøkelser på sylinder-prøver og blokk-prøver, trykksonderinger og sammenligninger og tolkninger av disse undersøkelsene med tanke på valg av karakteristiske skjærstyrkeparametre for byggegrop-prosjektering.

Under dialogfasen tok Statens vegvesen opp ytterligere prøver. Disse ble stilt til entreprenørens disposisjon, slik at de kunne utføre egne forsøk tilpasset sine tekniske løsninger. For NCC's del begrenset vi dette til innblandingsforsøk med kalk, multisement og sement, og etterfølgende laboratorieforsøk for måling av oppnådd styrke med ulike innblandingsbetingelser.

NCC's utgangspunkt og grunnleggende tanke ved utvikling av en byggegrop-løsning var å forene kjent og gjennomprøvd teknologi med gode anleggstekniske løsninger. Ved valg av løsninger var det viktig å tenke gjennomførbarhet, forutsigbarhet og lavest mulig risiko. Begrepet "robuste" løsninger var viktig. I det ligger ikke "belte og bukseseler" under prosjekteringen, men løsninger som ikke skulle være sårbare med hensyn til anleggsdrift og framdrift i byggegropa.

I den innledende fasen av prosjekteringen, etter kontraktsinngåelse, ble det utarbeidet en Designmanual, der hensikten var å definere og bestemme alle nødvendige prosjekteringsforutsetninger. Dette omfattet metoder og parametre, samt beskrivelse av spesielle forhold knyttet til valgte løsninger. Geotekniske parametre var det opp til entreprenøren å bestemme på nytt, basert på det omfattende grunnlagsmateriale som forelå. Designmanual, og den senere dokumentasjon av geoteknisk prosjektering ble bygget opp over tid, og fortløpende kommentert og godkjent av 3. parts kontrollør og Vegdirektoratet.

BYGGEGROPLØSNING

NCC's byggegrop-løsning inneholder følgende elementer:

- Spunt av type AZ og HZ/AZ nord for Innherredsveien, der all spunt er svevende spunt avsluttet i leire.
- Rørspunt boret inn i berg i Sone 4 sør for Innherredsveien, der vi har spesielt strenge krav til tette og stive spuntvegger. Rørspunten er støpt ut med betong, armert og uarmert etter behov.
- Tverrspunt til berg, AZ-spunt, for tetting ved overgangen til sone med rørspunt til berg.
- Innherredsveien i midlertidige bruer over byggegropa i sone med spunt til berg.
- Avlastning utenfor spunt i det mest kritiske område med hensyn til sikkerhet mot bunnoppressing nord for den omlagte Innherredsveien.
- Kalksementstabilisering mellom spuntveggene. Ribber lengst i nord, for øvrig blokk som gir 100 % stabilisering av all bløt leire og kvikkleire til nødvendig dybde. "Svak" sone

over gravenivå av hensyn til gravbarhet. ”Sterk” sone videre nedover for å sikre tilstrekkelig passivt jordtrykk mot spuntveggene.

- Jet-grouting mellom KS-blokk og spuntvegger av to grunner: 1) sikre friksjon mellom leire og spunt i kritisk område med hensyn til bunnoppressing, og 2) tilstrebe stiv overgang mellom KS-blokk og leire på grunn av de strenge kravene til deformasjoner i det søndre området ved bebyggelsen på Møllenberg.
- Innvendig avstivning av spuntveggene med puter av doble HEB-stålprofiler og tverrstivere av stålrør, som forspennes.
- Endeveggen i sør sikres med hjørnestivere (også stålrør). Skivevirkning i sideveggene øst og vest sikres ved sveising i spuntlåser. Dette var nødvendig for å oppta jordtrykklastene fra endeveggen.
- Injeksjon i berg under all rørsput (krav definert av byggherren).

I utviklingsfasen foreslo NCC en justering av veglinjene som ga smalere byggegrop. Videre ble det gjort en grundig vurdering av bergoverdekning i påhugg-sonen mot bergtunnel, og spuntlinje ble justert også der. Disse to forholdene resulterte i at man sparte 5 hus, som opprinnelig var tenkt flyttet og mellomlagret i anleggsfasen.

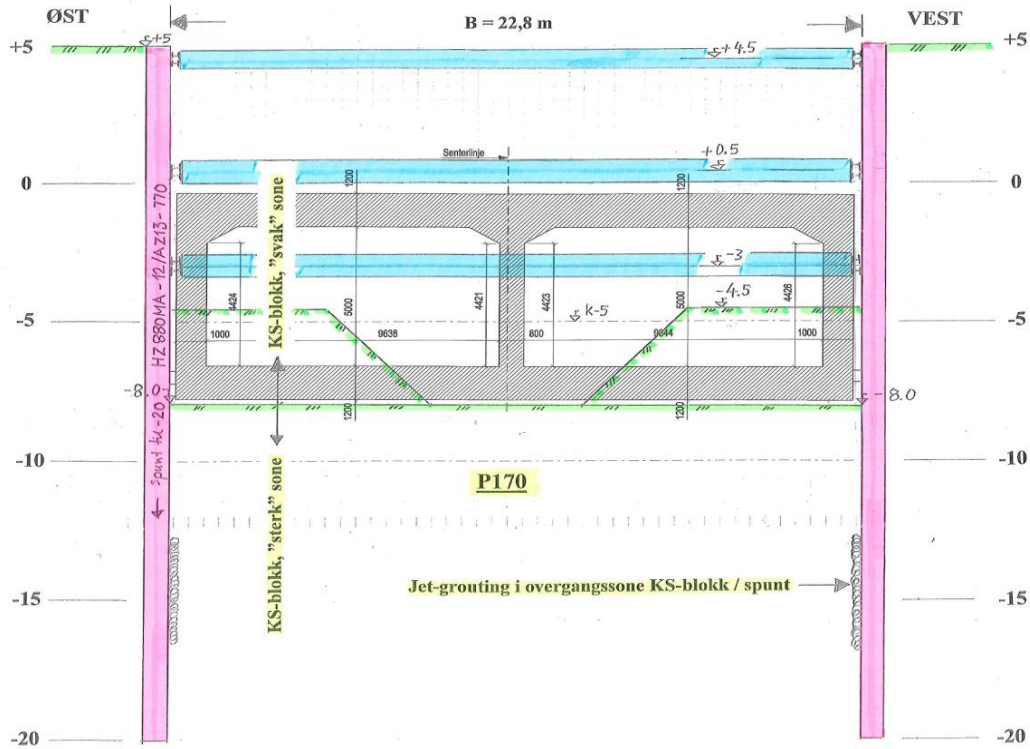
Byggherren introduserte i sin kravspesifikasjon begrepet ”fotavtrykk mot berg”. Det innebærer at det ble stilt spesielle krav til overgangen mellom byggegropveggen og berg, av hensyn til de strenge kravene til tetting. Erfaringer fra mange byggegrop har vist at nettopp denne detaljen er viktig men problematisk med hensyn til lekkasjer og poretrykksreduksjoner i omgivelsene. I utgangspunktet hadde NCC inne i sitt løsningsforslag en HZ / dobbel AZ – spuntløsning. Det ville gitt en veggbredde som tilfredsstilte kravet til fotavtrykk 80 cm, og tetting skulle ivaretas med utstøping i bunnen i kombinasjon med injeksjon i overgangssonen mot berg. I april 2009, midt i dialogfasen, ble vi gjennom Ruukki’s stålledd kjent med rørsput som metode. Det initierte en prosess i samarbeid med NCC’s underentreprenører (Kynningsrud og Hallingdal Bergboring), Ruukki, og senere også Statens vegvesen, og ledet fram til at rørsput til slutt ble valgt.

NCC’s utgangspunkt om kjent teknologi er nevnt. I så måte kan man si at dette hensynet ble avveket når det gjelder rørsputen. Denne metoden er ikke benyttet som spuntvegg i Norge tidligere. Det var usikkerheter knyttet til noen borte tekniske detaljer, og det var en forutsetning at metoden og utførelsen ikke skulle skape omrøring av kvikkleire utover et lokalt sjikt rundt hvert rør. Det henvises til eget foredrag av sivilingeniør Sigbjørn Rønning, Multiconsult AS / Statens vegvesen, om ulike aspekter ved rørsputen (Ref. 2).

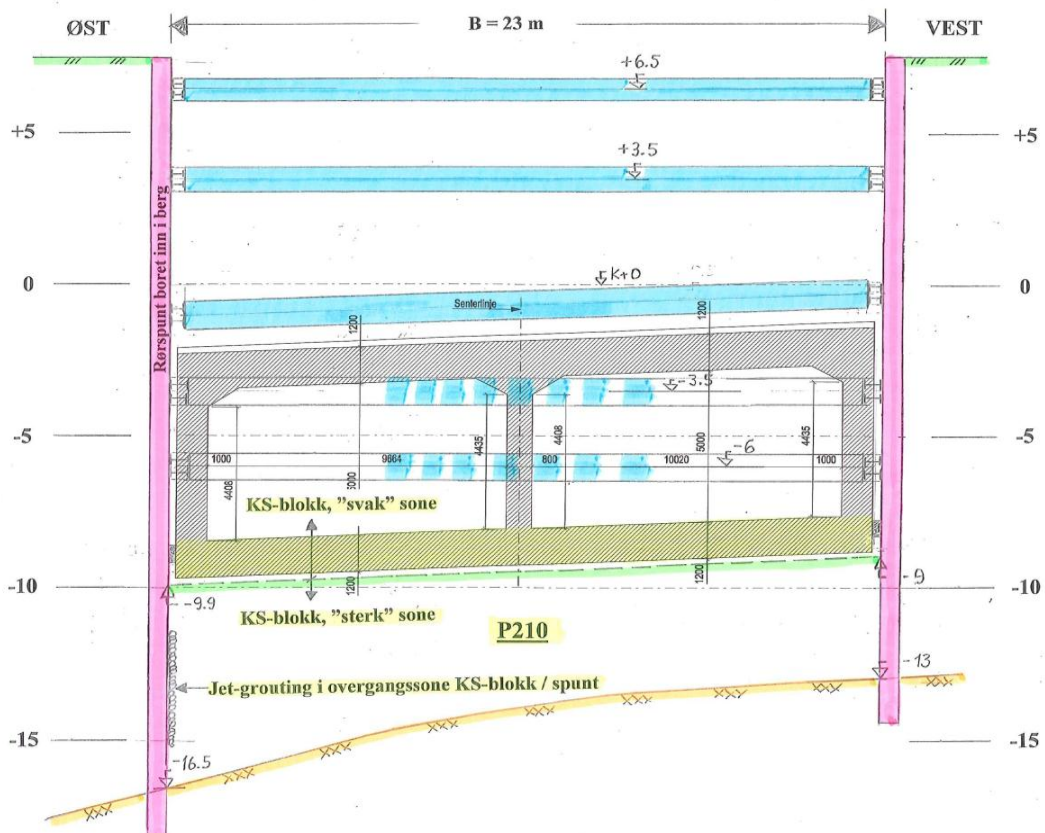
Typiske snitt av byggegropa er vist og forklart nærmere i det følgende. Se Figur 2-4.

Situasjon ved P170:

- Snitt hvor sikkerhet mot bunnoppressing er mest kritisk. Opprinnelig terreng avgravd fra ca kote +6,5 til kote +5 i soner utenfor spuntveggene, muliggjort ved at Innherredsveien ble lagt om mot sør.
- Svevende spunt HZ 880 MA-12 / AZ12-770 fra avgravd nivå kote +5 til kote -20. Rammet ned med vibrolodd.
- Spunt påmontert firkantrør for inklinometermålinger.
- Kalksementstabilisering i blokk utført fra arbeidsnivå kote +3 til kote -20, dvs 23 m dybde fra arbeidsnivå. ”Sterk” sone fra -20 og opp til gravenivå ca kote -8, og ”svak” sone med redusert innblandingsmengde videre opp til kote +2,5.



Figur 2. Snitt av byggegrøp ved P170.

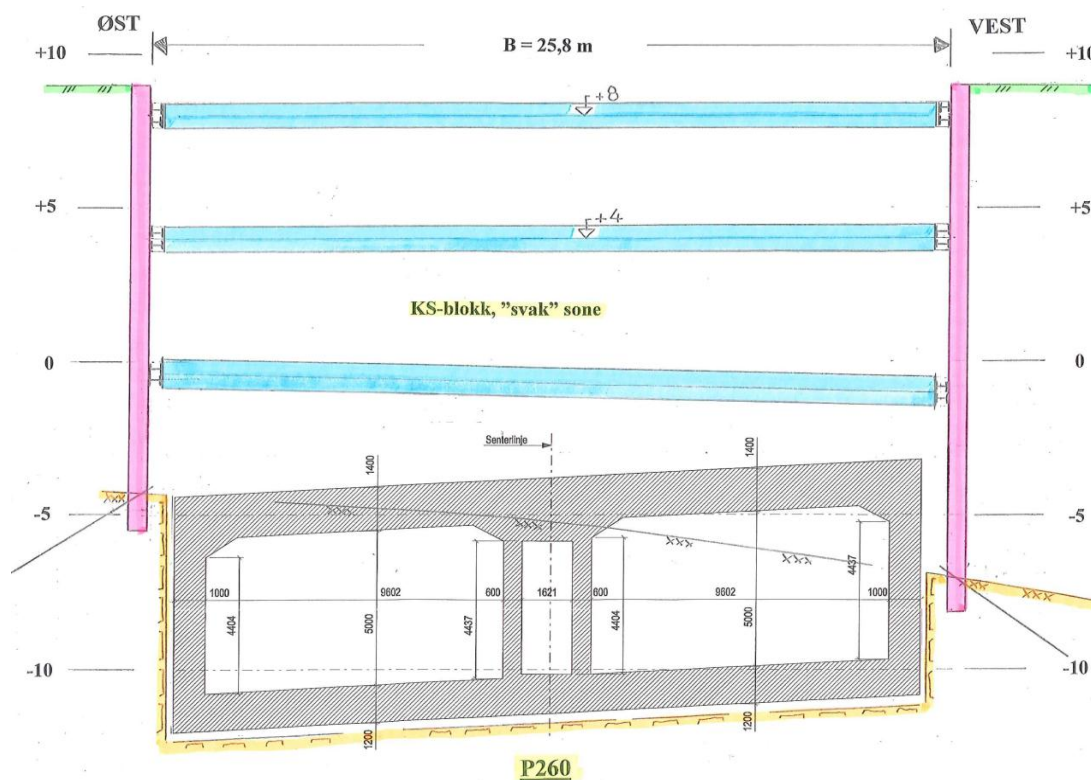


Figur 3. Snitt av byggegrøp ved P210.

- Jet-grouting mellom KS-blokk og spuntvegger fra kote -20 til kote -8, for å sikre tilstrekkelig friksjon.
- Innvendig avstivning i 3 nivåer.
- Lastmålinger i stivere.
- Stiverrad 2 dimensjonert for at stiverrad 3 fjernes når bunnplate er støpt.
- Siste graveflo i full bredde kan eventuelt utføres seksjonsvis, med seksjonsvis utførelse av bunnplate. Behov vurderes utfra målinger.

Situasjon ved P210:

- Rørspunt boret ca 1,2 m ned i berg, begge sider.
- Rørspunt utstøpt med betong, og armert.
- Foringsrør påsveiset armeringskurv for injeksjon ned i berg under spuntfot. Systematisk injeksjon ned til 10 m under bunn av byggegrop.
- Firkantrør påsveiset armeringskurv for inklinometermålinger.
- Kalksementstabilisering i blokk utført fra berg og opp til kote +5. Overgang mellom "sterk" og "svak" sone ved kote -9.
- Jet-grouting mellom KS-blokk og spuntvegger fra berg og opp til kote -9, for å styrke overgangssonen og begrense spuntveggdeformasjoner.
- Innvendig avstivning i 5 nivåer.
- Rørspunt innboret i berg gir tilstrekkelig fordyblingskapasitet ved berg. Bergmekanisk vurdering ligger til grunn.
- Rørspunten og stiver-systemet dimensjonert for at stiverradene 4 og 5 kan fjernes når bunnplate er støpt. Det krever en dobling av stivere i rad 3 i den fasen.

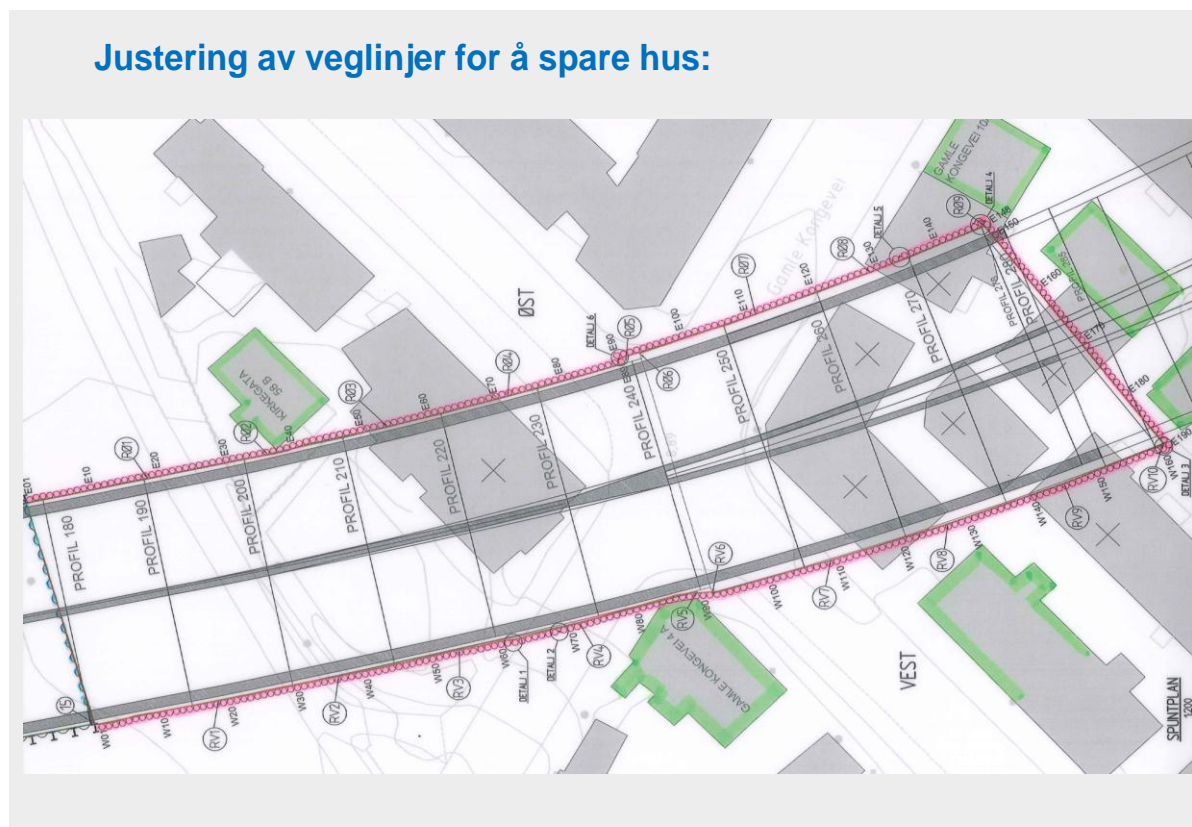


Figur 4. Snitt av byggegrop ved P260.

Situasjon ved P260:

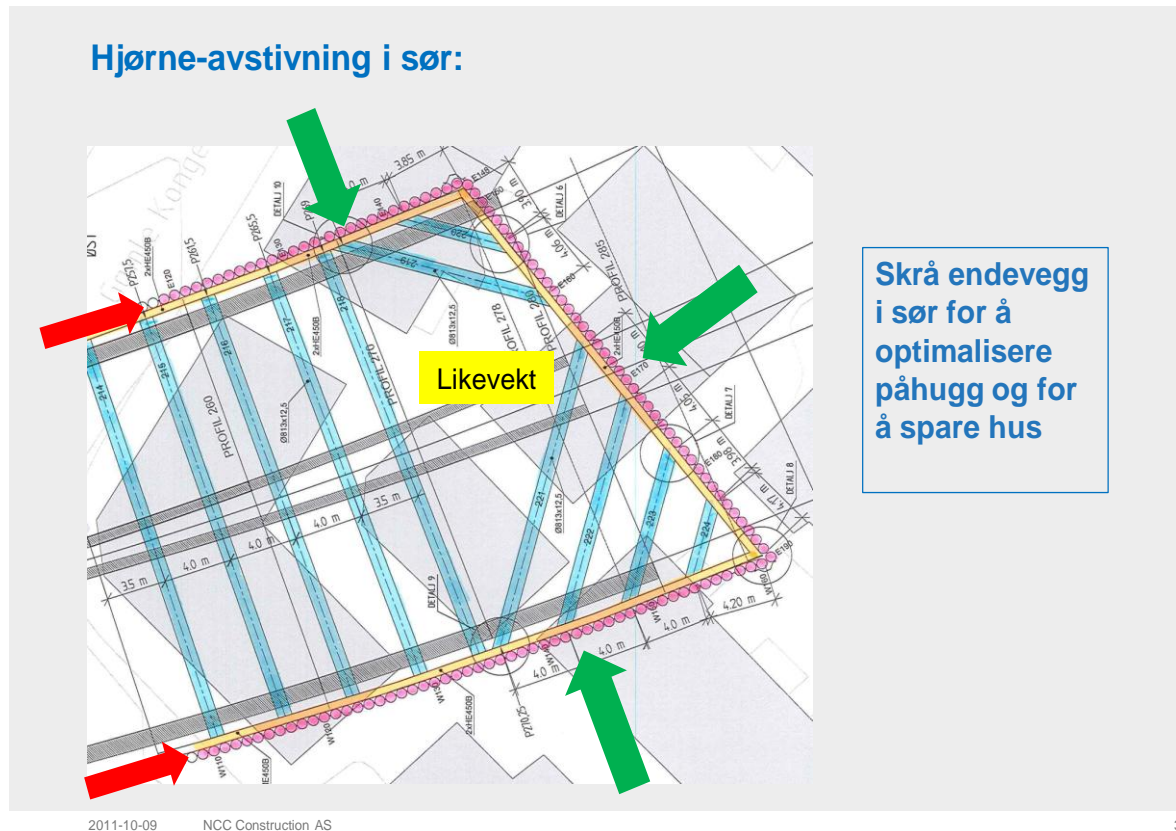
- Rørspunt boret ca 1,2 m ned i berg, begge sider.
- Rørspunt utstøpt med betong, uten armering.
- Foringsrør i betongen for injeksjon videre ned i berg under spuntfot.
- Kalksementstabilisering i blokk utført fra berg og opp til kote +7. Bare ”svak” sone, siden alt skal graves ut.
- Innvendig avstivning i 3 nivåer.
- Rørspunt innboret i berg gir tilstrekkelig fordyblingskapasitet ved berg. Bergmekanisk vurdering ligger til grunn.
- Før berguttak sikres spuntfoten med skrånolter av type MAI T75 N. Disse bores/monteres gjennom kjerneborede hull i rørspuntveggen.
- Sikring av bergskjæring vurderes fortløpende.
- Alle stivere ligger her over framtidig overkant tunneltak. Dvs ingen stivere flyttes eller demonteres i forbindelse med tunnel-byggingen.

Tilpasning av spuntlinjer er nevnt. Figur 5 nedenfor viser hvordan spuntlinjer er utført tett inntil 2 av husene, Kirkegata 58B og Gamle Kongevei 4A. Hus merket med grønt lot seg bevare etter tilpasninger i spuntlinjer som følge av linje-justeringer og detaljstudier av bergoverdekning i sør.



Figur 5. Spuntplan med utførte spuntlinjer marginalt forbi eksisterende hus. Grønne hus er bevart som følge av tilpasninger.

Hjørnestiverne i sør er nevnt. Figur 6 viser hvordan dette er løst i 2 stivernivåer. Endeveggen i sør ble plassert skrått siden det var optimalt i forhold til bergtopografi og husenes plassering. En slik løsning skaper litt spesielle forhold når det gjelder likevekten i jordtrykkene. Av betydning her er også det forhold at bergdybdene, og dermed det totale jordtrykket etter utgraving til berg, er større på vestsiden enn på østsiden. Jordtrykkslasten mot endeveggen i sør ender med denne løsningen opp som horisontale laster i sideveggene øst og vest. Dermed måtte disse etableres som stive skiver slik at lastene kunne føres ned til berg, ved hjelp av sveiste låser.



Figur 6. Hjørnestivere i sør.

Den videre presentasjonen tar for seg to temaer mer detaljert:

- **Kalksementstabilisering.**
- **Dimensjoneringsgrunnlaget for innvendige stivere, inkludert temperatur-effekter.**

KALKSEMENTSTABILISERING

Siden trasé-valget for E6 gjennom / under Møllenberg kom opp i 2003 har kvikkleira på Møllenberg har vært omtalt med store overskrifter i mediene.

En grunnleggende forutsetning i NCC's løsningsforslag var omfattende bruk av kalksementstabilisering. Denne grunnforsterkningen mellom spuntveggene skulle skape et nytt materiale med helt andre skjærstyrke-egenskaper enn den opprinnelige leira og kvikkleira, og dermed skape helt andre geotekniske forutsetninger. Videre var hensikten å skape en byggegrop hvor det var mulig å benytte normalt graveutstyr, utføre massetransport og anleggstrafikk på normalt vis, og unngå situasjoner med marginal intern stabilitet under graving. I tillegg var det viktig å kunne utføre gravearbeider under overliggende stivere med sikker klaring, for å redusere faren for støt mot stiverne. Det krever relativt høye gravefloer og dermed kreves det masser under gravenivå som gir godt passivt mothold (tilstrekkelig styrke og stivhet) mot spuntveggene, trinn for trinn nedover.

Vurderingen av karakteristisk styrke i KS-stabilisert leire/kvikkleire var meget viktig i den innledende utviklingsfasen. En feilvurdering her ville sparke benene under NCC's konsept. Basert på tidligere erfaringstall endte vi i utviklingsfasen opp med å legge til grunn en karakteristisk styrke på 120 kPa. I dette er det tatt hensyn til at inhomogeniteter vil forekomme. Statens vegvesen Håndbok 274 gir anvisninger om maksimalt 150 kPa, og fra Vegdirektoratet fikk vi svar på noen spørsmål vi hadde til formuleringer i håndboken.

Laboratorieforsøk:

Laboratorieforsøk på stabiliserte leirprøver i dialogfasen er nevnt ovenfor, på prøver stilt til disposisjon av Statens vegvesen. Det er vanlig å gjøre dette på større prosjekter, som grunnlag for fastsettelse av innblandingsmengder, og som bekreftelse på at nødvendig styrke oppnås.

NCC gjorde forsøk på prøver stabilisert med blandingsforhold 50/50, både med multisement/semment (MS) og kalk/semment (KS). Forsøkene ble utført ved Statens vegvesen, Sentrallaboratoriet, etter spesifikasjoner fra NCC.

Etter avsluttede laboratorieforsøk sommeren 2009 oppsummerte vi følgende:

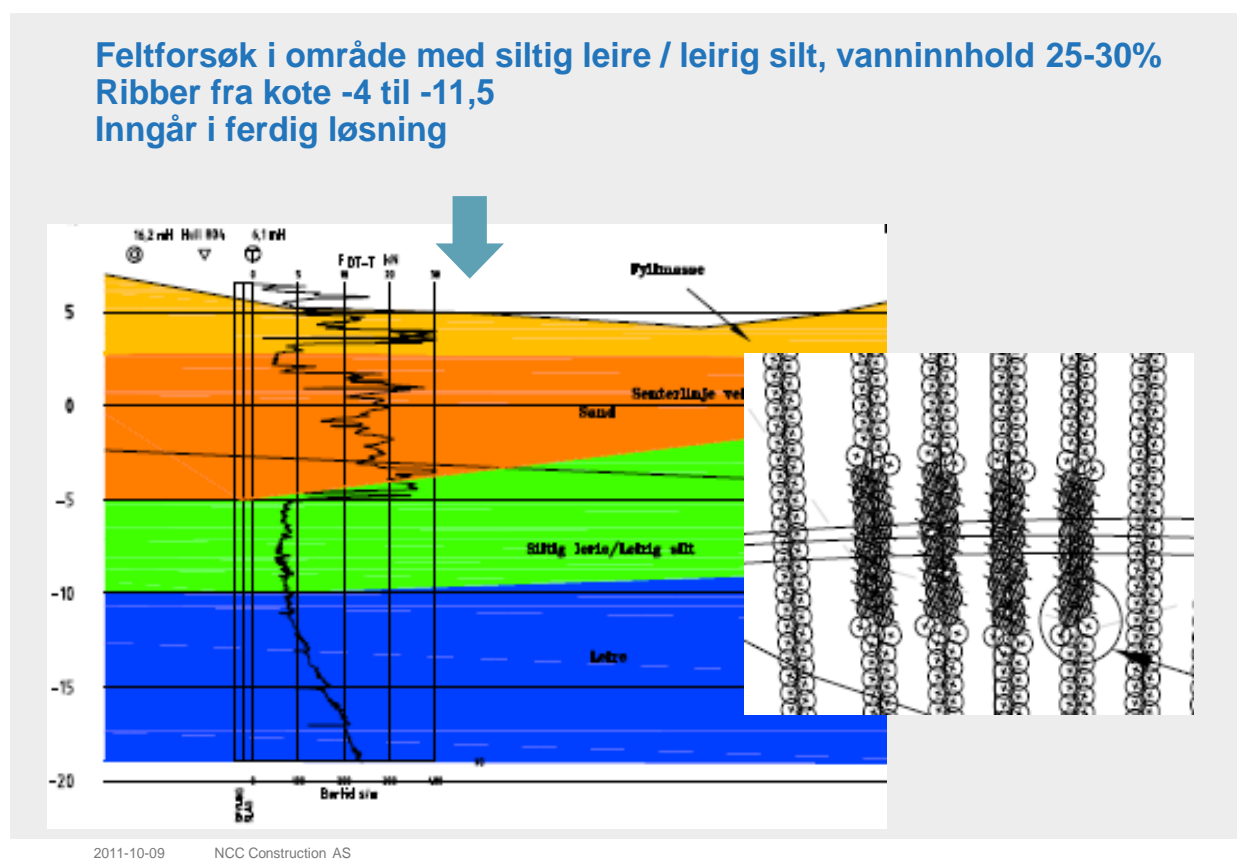
- Alle forsøk på kvikkleireprøver, innblandet med multisement/semment 100 kg/m^3 (MS100) gir udrenert skjærstyrke godt over 120 kPa. Verdien 150 kPa, redusert med faktor ca 0,8 pga inhomogeniteter syntes å være et fornuftig og sikkert valg: $150 \text{ kPa} \times 0,8 = 120 \text{ kPa}$.
- Prøver med kalk/semment som innblandingsmiddel gir høyere verdier enn de med multisement/semment.
- Forsøk med den siltige leira gir noe lavere verdier, men karakteristisk verdi 120 kPa kan opprettholdes også der vi har dette materialet i den nordre delen av byggegropa.
- Innblandingsmengder helt nede i 40 og 50 kg/m^3 gir også høye verdier etter 6 ukers herding. Lave innblandingsmengder er relevante der vi ønsker "svak" sone. Feltforsøk vil gi et bedre beslutningsgrunnlag.
- Den viktigste konklusjonen etter disse forsøkene var at vi kunne opprettholde valgt karakteristisk verdi 120 kPa i de geotekniske beregningene forut for innlevering av tilbud.
- Feltforsøk inkluderes i tilbudet.

Laboratorieforsøkene ble utført etter 2 og 6 uker herdetid. Tidligere erfaringer har vist at styrken i KS-stabilisert leire øker ytterligere med tid etter innblanding, utover 6 uker. Det henvises til svenske erfaringer vist i Figur 1-7-3 i Statens vegvesen Håndbok 274 (Ref. 6)

Feltforsøk:

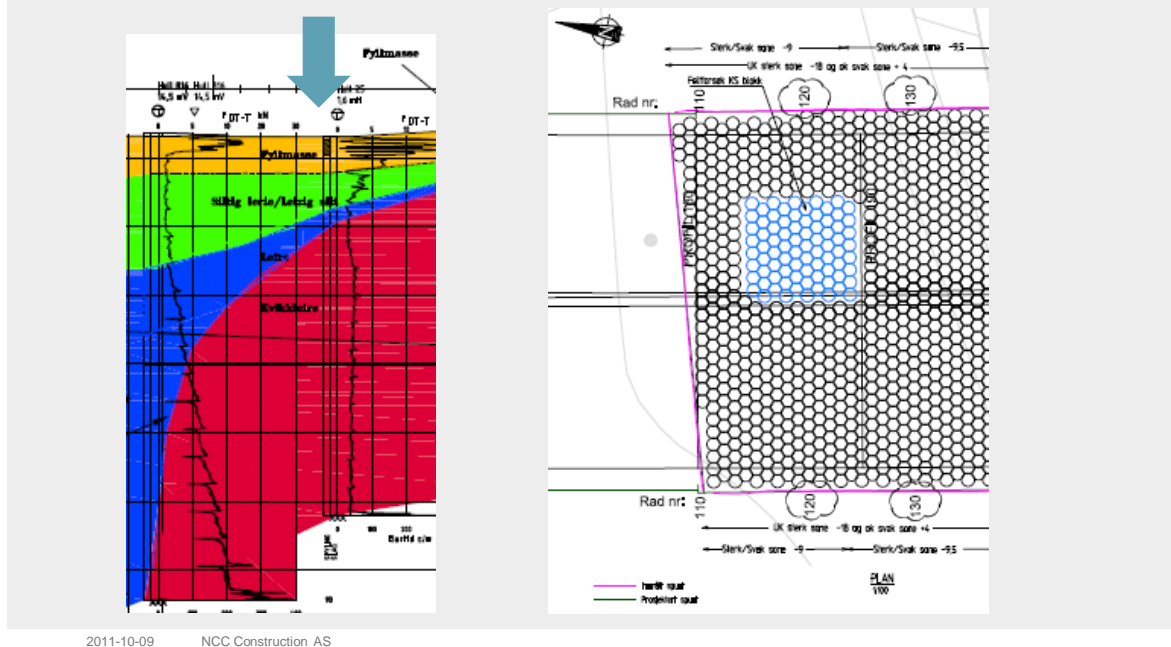
Det var ikke aktuelt å gjøre kostbare feltforsøk i en tilbudsphase, men NCC inkluderte feltforsøk i sitt tilbud. Vi fant dette nødvendig for å oppnå et bedre prosjekteringsgrunnlag for innblandingmengder. Dessuten oppfattet vi at Håndbok 018 satte krav om verifisering av skjærstyrke ved feltforsøk.

To områder ble valgt ut: Område 1 ved ca P70, hvor vi har siltig leire og leirig silt under gravenivået, og Område 2 ved ca P183-190 inne i kvikkleire-sonen. Feltforsøkene ble gjennomført slik at den utførte stabiliseringen senere skulle inngå i den ferdige løsningen. Av miljømessige hensyn, og basert på informasjon om vellykkede resultater fra tidligere prosjekter, ønsket man i utgangspunktet å benytte en kombinasjon av multiseмент/semement som innblandingmateriale, men forsøk ble gjort med både kalk/semement og multiseмент/semement i blandingsforhold 50/50.



Figur 7. Feltforsøk grunnforsterkning, Område 1, ved ca P66-73. Ø600 cm – peler.

Feltforsøk i område med kvikkleire, vanninnhold 30-45% Stabilisering i blokk. Inngår i ferdig løsning



Figur 8. Feltforsøk grunnforsterkning, Område 2, ved ca P183-190. Ø800 mm – peler.

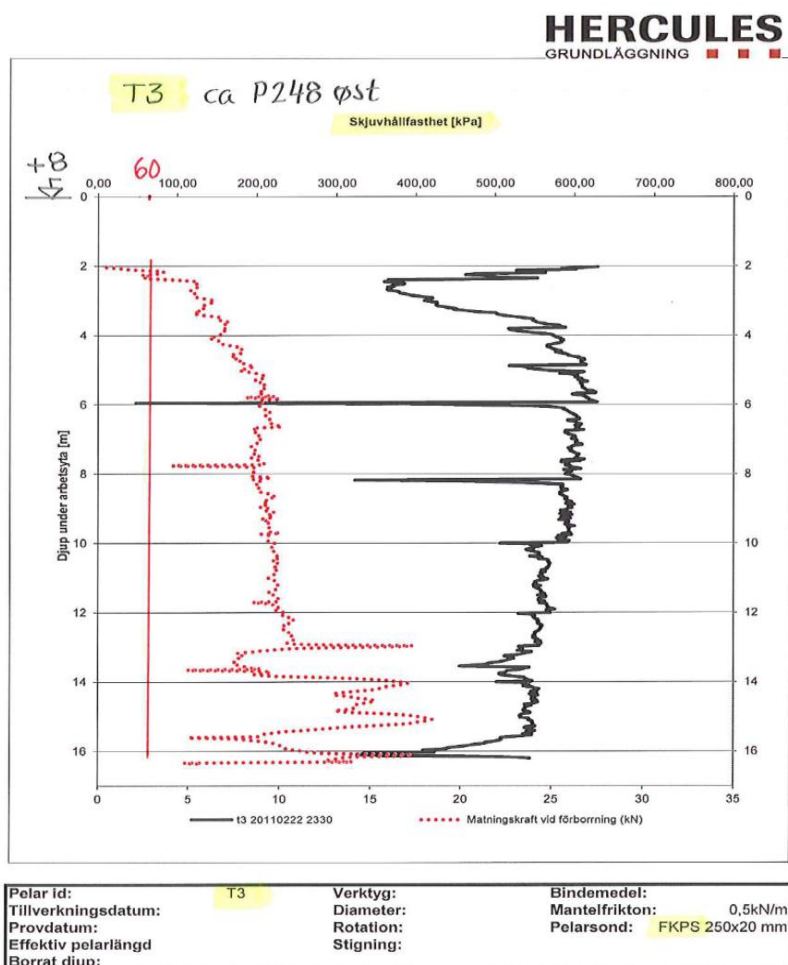
Feltforsøkene ble utført av Hercules Grunnlaggning AB. Det ble benyttet innblandingsverktøy av type pinnebor, rotasjonshastighet 200 omdr/min og stigningshastighet 20 mm/omdr. Etter installasjonen ble det utført prøveboringer av type FKPS (forboret kalkpelesonering), OPS (omvendt pelesonering) og CPT-sonering (trykksonering). Det ble også skåret kjerneprøver for å undersøke homogeniteten i de stabiliserte soner.

Fra feltforsøkene ble det trukket følgende konklusjoner:

- Oppnådd skjærstyrke i ”sterk” sone overstiger 120 kPa for samtlige peletyper. Dermed kan de laveste innblandingsmengdene velges for produksjonspelerne: enten 80 kg/m³ for bindemiddel kalk/semment, eller 100 kg/m³ for bindemiddel multiseмент/semment.
- Oppnådd skjærstyrke i ”svak” sone ligger godt over den forutsatte verdi 60 kPa for samtlige peletyper. Hercules anbefalte at produksjonspeler i ”svak” sone kunne reduseres til 30 kg/m³ for bindemiddel kalk/semment, eller 40 kg/m³ for bindemiddel multiseмент/semment.
- Fasthetsutviklingen kom raskt. Generelt synes forutsatte verdier å være mer enn oppnådd etter bare 1 uke herdetid.
- Kjerneprøver i stabilisert blokk viste bare små lokale soner med ikke-stabilisert leire.

Produksjonspeler ble utført med kalk/semment 50/50, da leverandør ikke var i stand til å levere tilstrekkelige mengder med multiseмент. Da dette var klart, og resultatene fra feltforsøkene forelå, ble det bestemt å utføre produksjonspelerne med KS, innblandingsmengde 80 kg/m³ i

”sterk” sone og 30 kg/m^3 i ”svak” sone. Dette er til dels betydelig lavere enn hva som er vanlig praksis (vanlig anbefaling er min. 100 kg/m^3).



Figur 9. Eksempel på sondering (FKPS) i ”svak” sone i KS-blokk.

Testboringer i ”svake” soner viser skjærstyrke-verdier langt over valgt dimensjonerende verdi 60 kPa. Se eksempel i Figur 9. Verdier på flere hundre kPa er registrert, noe som også er bekreftet ved senere lab.forsøk på prøver tatt ut under utgravingsarbeidene (SVV).

Da utgravingen startet viste det seg at massene til tross for høye målte styrkeverdier var gravbare med det aktuelle anleggsutstyret. En viktig milepel var dermed oppnådd:

- Mer enn tilstrekkelig styrke i stabilisert materiale, både med tanke på beregningsforutsetninger for spuntkonstruksjonen og bæreevne for anleggsmaskiner.
- Massene er gravbare.

Registrerte lokale soner med ikke-stabilisert leire er påtruffet. Dette var som forventet og ble tatt høyde for i prosjekteringen. Disse inhomogenitetene i en KS-blokk har liten eller ingen betydning for det ferdige resultatet.

Vellykket KS-stabilisering med lavere innblandingsemengder enn vanlig.

Hensikt oppnådd: Fast, men ikke for fast

”Kvikkleira på Møllenberg temmet!” (NRK)



2011-10-09

NCC Construction AS

7

Figur 10. Belteshovel i arbeid i det som var kvikkleire

I en begrenset sone ved ca P120 ble det påtruffet masser som viste seg å gi meget stor motstand under innblanding. Dette ble løst ved å tilføre vann under innblanding, den såkalte MDM-metoden (Modified Dry Method). Ved å sammenligne geotekniske borer og soner er det ikke uten videre lett å forklare hvorfor dette inntraff. Trykksonderinger gir f eks ingen klare indikasjoner.

Dette prosjektet gir grunnlag for å peke på følgende forhold når det gjelder geoteknisk prosjektering med KS-peler, eller gir i det minste grunnlag for noen refleksjoner:

- Vanlig anvendte typer laboratorieundersøkelser på ”kunstig” innblandede leir-prøver gir ikke forsøksbetingelser som er sammenlignbare med felt-forholdene, og derfor misvisende resultater mht skjærstyrke. Gjenspeiler ikke de reelle trykk- og temperatur-forhold.
- Herdetiden synes å være kortere enn det som vanligvis angis som nødvendig herdetid. Det har anleggsmessig betydning.
- KS-blokk skaper andre herde-betingelser enn de vi har i smale ribber.
- Er styrke-egenskapene i KS-stabilisert leire generelt undervurdert?
- Styrke vs stivhet? Undersøkelser på in-situ prøver fra byggegropa pågår.

DIMENSJONERING AV INNVENDIGE RØRSTIVERE

Generelt

Figurene 2-4 og 6 viser hvordan den innvendige avstivningen i byggegropa er løst. Dimensjonerende laster fra de geotekniske beregningene er framkommet fra beregninger med programmene GS Spunt og PLAXIS i bruksgrensetilstand. Verdier for bruddgrensetilstanden er basert på fastsatte ekvivalente lastfaktorer. Pute- og stivesystemet er kontrollert og dimensjonert for både bruddgrensetilstand og ulykkesgrensetilstand. Ulykkesgrensetilstand vil i dette tilfelle si bortfall av én stiver.

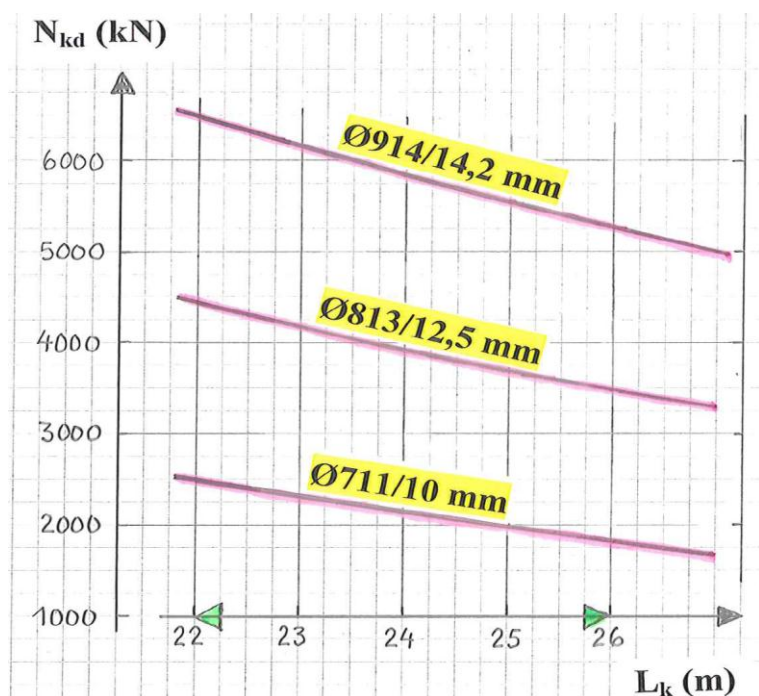
Vanlige prinsipper i norsk dimensjoneringspraksis, i henhold til Ref. 8 og 9, ble inkludert i Designmanual for prosjektet, og tilpasset de forhold som gjelder bruk av ekvivalente lastfaktorer.

Dette endte opp med følgende:

- Bruddgrensetilstanden ble dimensjonerende for stiverne. Ulykkesgrensetilstanden, med bortfall av stiver, viste seg ikke å være dimensjonerende.
- Ulykkesgrensetilstanden ble dimensjonerende for putene.

Stiverkapasiteter

I prosjektet er det benyttet rørstivere av type som angitt i diagrammet i Figur 11.



Figur 11. Dimensjonerende knekkapasitet av anvendte rørstivere.

Knekning er avgjørende for dimensjonerende kapasitet. Det er forutsatt leddede forbindelser mot pute. I virkeligheten har overgangen en viss innspenning, slik dette til slutt ble utført. Diagrammet i Figur 11 gir dermed konservative kapasiteter.

Temperatur-effekter

Under prosjekteringen ble det avdekket et behov for å se nærmere på betydningen av temperaturvariasjoner i stiverne. Den aktuelle byggegropa på Møllenberg har relativt lang "levetid" og mange av stiverne skal være aktive gjennom alle 4 årstider. Derfor vil de bli eksponert for en temperaturendring på opptil $\Delta T = \text{ca } 45 \text{ }^\circ\text{C}$ i lufttemperatur. I tillegg kommer effekten av direkte solstråling mot en mørk ståloverflate, som forverrer denne situasjonen dersom tiltak ikke treffes.

Når vi tok tak i dette viste det seg at norsk praksis på dette området har vært noe inkonsekvent og manglefull, kanskje på grunn av at de fleste store byggegropene i Norge har vært utført med bakforankrede stag. På siste spunkurs i 2008 ble problemstillingen nevnt nærmest bare i en bi-setning (*..... , som sjelden gir store lastendringer*). Det ble riktignok påpekt at solstråling gir temperaturforskjeller mellom oversiden og undersiden av grove stivere, som kan gi momenter som bør tas i betraktning. Noen nærmere anvisninger for dimensjonering ble ikke gitt.

Parallelt med at denne saken kom opp i prosjekteringsfasen, utførte stud. techn. Amund Augland ved NTNU en prosjektoppgave om dette høsten 2010, og han tilførte prosjektet opplysninger fra utenlandske prosjekter (Ref. 13). I tillegg hadde vi på dette tidspunkt målinger fra en lastcelle helt nord i prosjektet, for tidsrommet september – november 2010.

Litteraturstudier og målinger ga grunnlag for en videreutvikling av design-grunnlaget for de innvendige stiverne. Det vi kom fram til er ikke på noen måte "fasit", men er basert på en del forenklinger. Det er likevel en forbedring i forhold det å skjule seg bak en "robust" prosjektering uten særlig tallgrunnlag. Redegjørelse om prosess og konsekvenser følger:

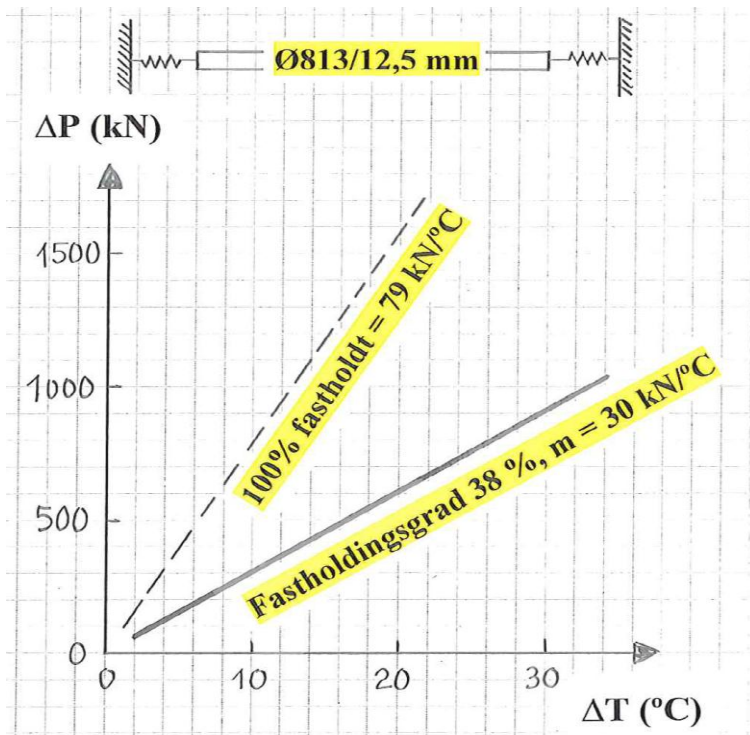
Temperaturutvidelse og fastholdingsgrad ("degree of restraint"):

En rørstiver av type Ø813/12,5 mm vil ved oppvarming og 100 % fastholding pådra seg en last på 79 kN/°C, se Figur 12 på neste side. Stivheten i jorda bak en innvendig avstivet spuntvegg bestemmer den reelle fastholdingsgraden og dermed hvor stor lastøkningen blir. Teoretiske beregninger kan gjøres for å tallfeste dette, under forutsetning av riktige stivhetsparametre for jorda. I dette tilfellet har vi støttet oss til vurderinger av stiverkategorier, aktuelle temperaturvariasjoner og valgte verdier på fastholdingsgrad basert på litteraturstudier og egne målinger.

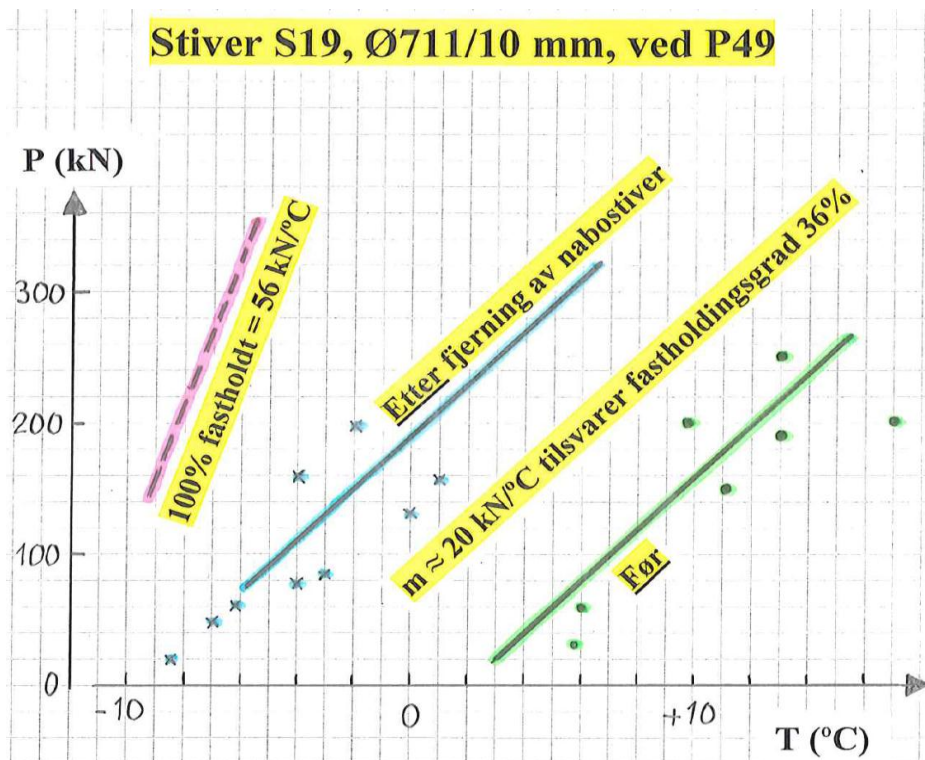
Målinger i lastcelle S19:

For bygging av løsmassetunnel fram til fuge ved P45 ble det høsten 2010 etablert byggegrop fram til ca P47. Fra P30 til P80 består avstivningen av spuntveggene av løsmassestag i toppen og én rad med innvendige rørstivere Ø711/10 mm. Ved en av stiverne (S19) ble det montert lastcelle på vestsiden, og lastmålinger av betydning for utarbeidelse av dimensjoneringsgrunnlag ble utført i perioden september - november 2010.

Tall-grunnlaget fra S19 vist i Figur 13 inneholder bare målinger når stiveren ikke er utsatt for direkte solstråling. Til tross for en viss spredning i dataene viser målingene en sammenheng mellom luft-temperatur og last, tilsvarende $m = \Delta P / \Delta T = \text{ca } 20 \text{ kN}/^\circ\text{C}$. For å hindre at denne stiveren får temperatur-utvidelse må den teoretisk påføres en last på 56 kN/°C. Utfra dette kan vi definere en fastholdingsgrad på ca 36 % for denne stiveren. Stiveren er plassert i dybde ca 3 m fra avgravid terreng.



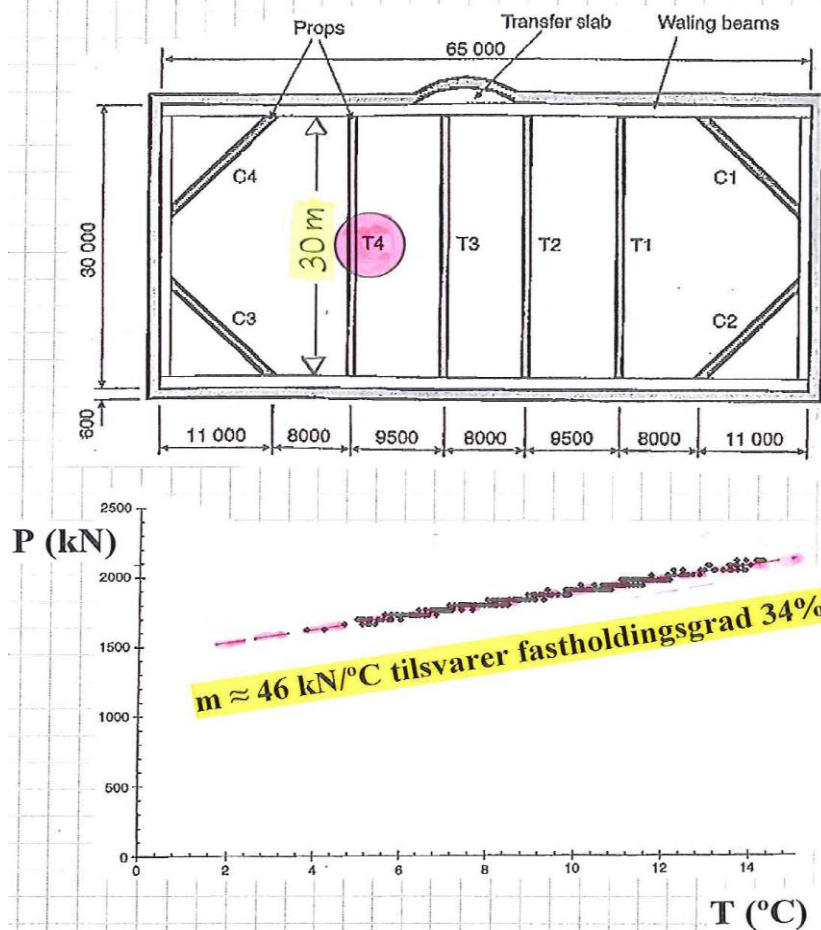
Figur 12. Eksempel på $m = \Delta P/\Delta T$ ved "fastholdingsgrad" 100% og 38%.



Figur 13. Innledende målinger på stiver S19.

Stiver T4, Ø1220/15,4 mm, Park Lane, London

(100% fastholdt = 135 kN/°C)



Figur 14. Last-temperaturmålinger på innvendig stiver, Park Lane, London (Ref. 12).

Litteratur-studier:

Tilsvarende måleresultater finnes i litteraturen, primært fra utlandet. Ett eksempel er vist i Figur 14. (Ref. 12).

T4 er en ca 30 m lang rørstiver med dimensjon Ø1220/15,4 mm. Grunnforholdene er London Clay, som antas å være en relativt stiv leire. Stiveren står plassert i dybde 3,5 m.

Målinger når stiveren ikke er eksponert for direkte solstråling viser $m = \Delta P / \Delta T = \text{ca } 46 \text{ kN/}^\circ\text{C}$, som tilsvarer en "degree of restraint" på ca 34 % for denne stiveren. Målingene viser liten spredning, men temperaturforskjellene er relativt små, fra ca +4 °C til +14 °C. Målinger fra samme prosjekt viser for øvrig at effekten av solstråling er betydelig, og underbygger behovet for tiltak.

Stiver-kategorier:

For anvendelse av dette grunnlaget videre er det definert 4 ulike stiverkategorier:

Stiverkategori 1:

Toppstiver like over tak av løsmassetunnel under bygging.

Langvarig fase med maksimal last i stiver.

”Lav” stivhet i jorda, siden stiver står høyt oppe.

Konklusjon: Stiver overdimensjoneres pga temperatur-variasjoner. Se senere tall-angivelser.

Stiverkategori 2:

Toppstiver, men kortvarig fase med maksimal last da denne stiver avlastes når stiver 2 blir aktivert.

Den står lenge, men med redusert last. ”Lav” stivhet i jorda, siden stiver står høyt oppe.

Konklusjon: Som kategori 1, men noe mindre grad av overdimensjonering. Se senere tall-angivelser. Kortvarig fase med maksimal last kontrolleres også.

Stiverkategori 3:

Stiver dypere nede, dvs stivere jord. Kortvarig fase med maksimal last. Dette er stivere som enten fjernes etter at bunnplate er støpt, eller stivere som får redusert last ved at underliggende stiver aktiveres.

Konklusjon: Som kategori 2, men noe mer overdimensjonering pga stivere jord.

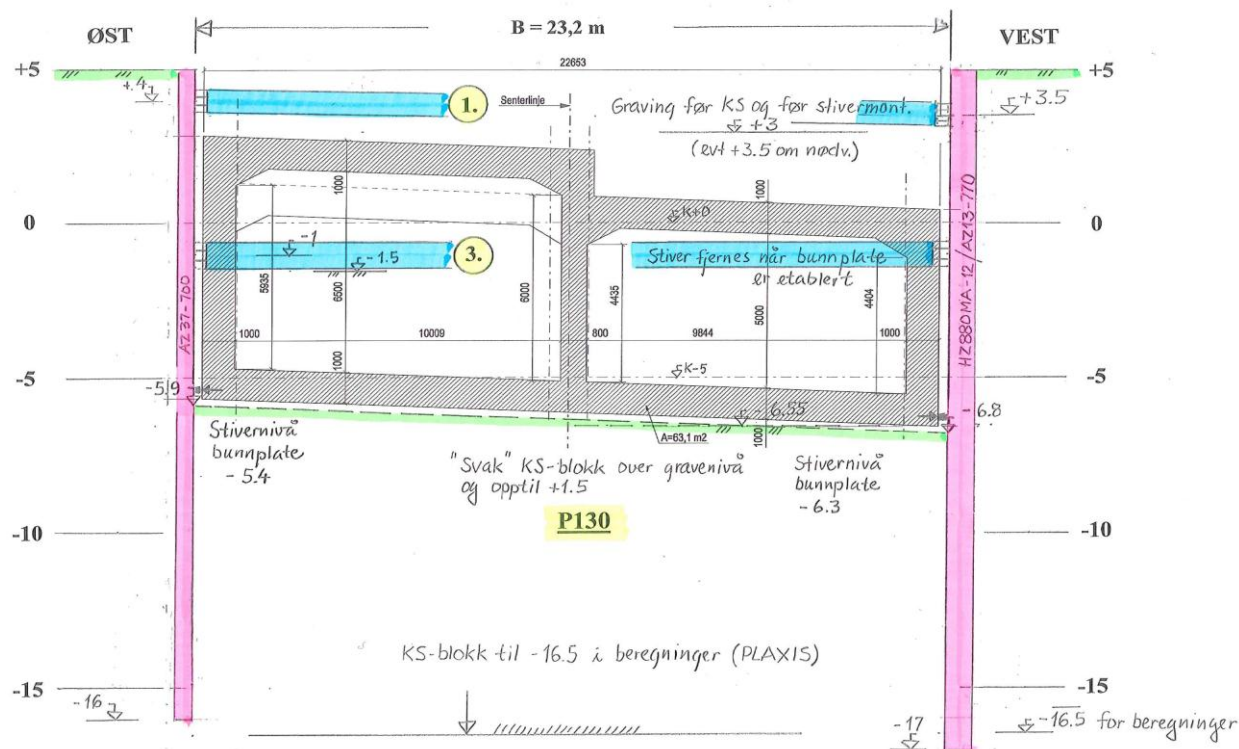
Stiverkategori 4:

Stiver står dypt nede, dvs stiv jord. Stiver står like over tak av løsmassetunnel under bygging.

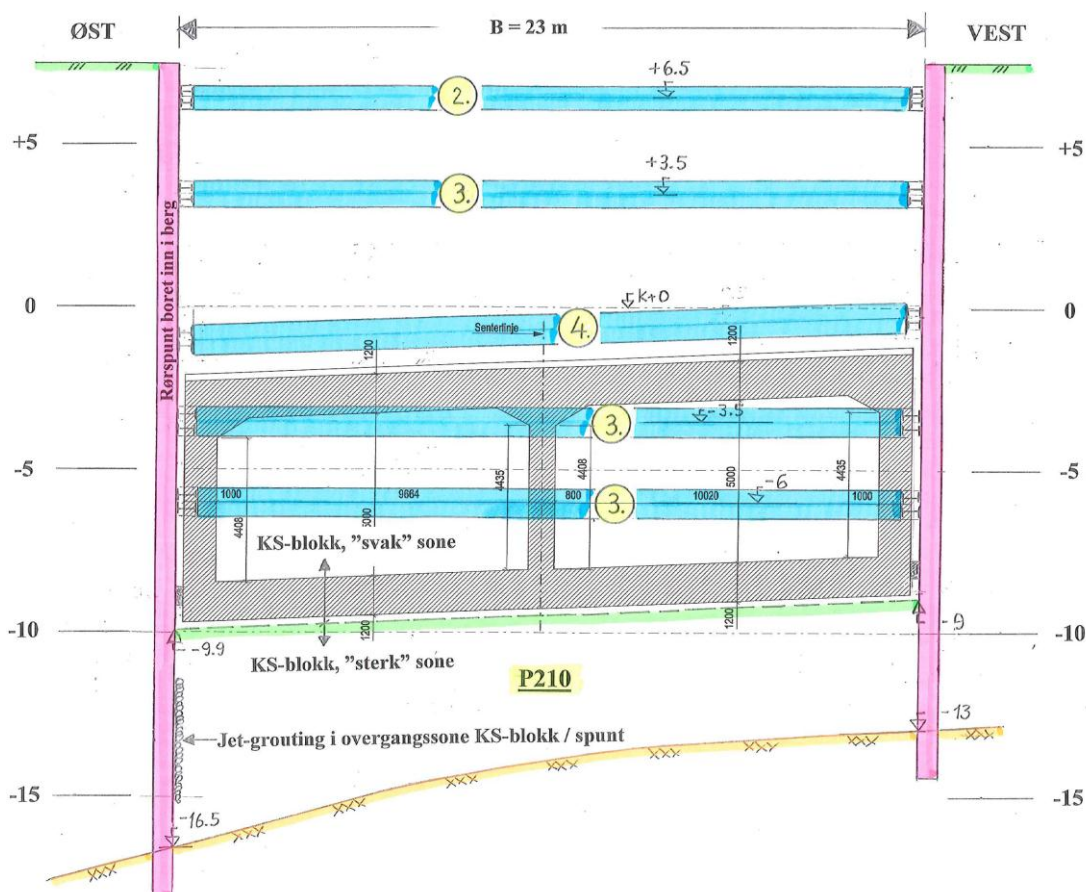
Stiver virker over lang tid med sin maksimale last, og er således kritisk.

Konklusjon: Høyeste grad av overdimensjonering.

Eksempel på stiverkategoriene 1 – 4 er illustrert ved snittene P130 og P210 i Figur 15 og 16.



Figur 15. Stiverkategorier, P130.



Figur 16. Stiverkategorier, P210.

Valgte verdier for fastholdingsgrad:

Generell stiveavstand er 4,0 m og det medfører at stivedimensjoner øker med dybden. I tillegg har vi valgt verdier på (fastholdingsgrad) som øker med økende stiverdimensjon. Vi har endt opp med m-verdier fra 20 til 40 kN/°C, som tilsvarer fastholdingsgrad fra 36 til 40%. Ved beregning av tilleggslast i stiver på grunn av temperatur-effekt har vi benyttet **20 kN/°C for stivernivå 1, 30 kN/°C for stivernivå 2 og 40 kN/°C for stivernivå 3 – 5.**

Aktuelle temperatur-variasjoner:

Ved definisjon av stiverkategorier er det nevnt langvarig og kortvarig fase. Vi sier videre at kortvarig fase gjelder 2 årstider, med aktuell temperaturforskjell $\Delta T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$, og at langvarig fase gjelder 4 årstider, med aktuell temperaturforskjell $\Delta T = 45 \text{ }^\circ\text{C}$.

Begrunnelse:

$\Delta T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$ tilsvarer f eks -20/+5 eller -10/+15 eller 0/+25)

$\Delta T = 45 \text{ }^\circ\text{C}$ tilsvarer f eks -20/+25

Prinsipper lagt til grunn for endelig dimensjonering av innvendige stivere

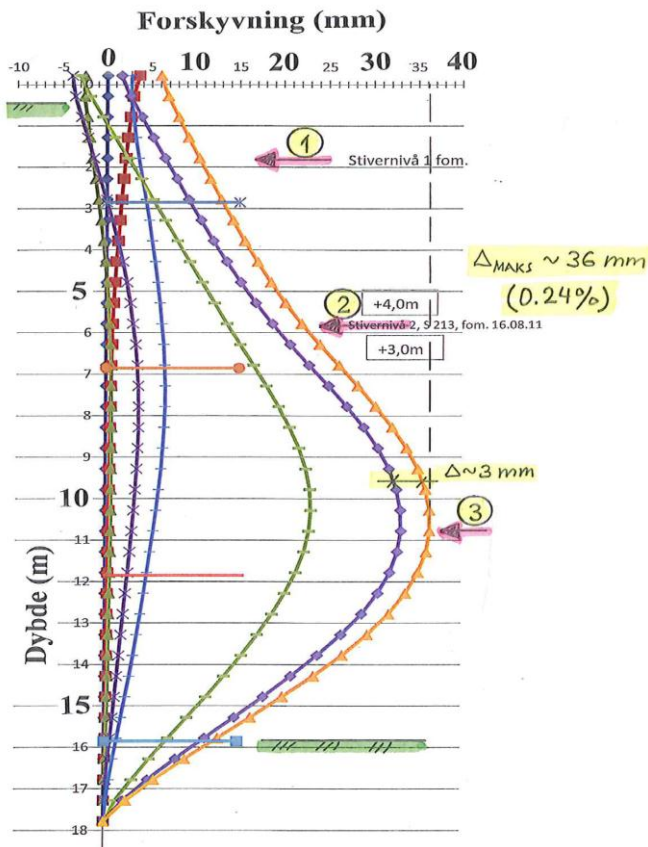
På grunnlag dette ble stiverdimensjoneringen gjennomført som følger:

- Dimensjonerende knekk-kapasitet bestemmes ut fra knekk lengde $L_K =$ stiverlengden. Dette er konservativt, pga noe innspenning i overgangen pute/stivere. Her ligger det en reserve innebygget i dimensjoneringen.
- Knekkavstivning ville vært effektivt for å øke dimensjonerte knekk-kapasitet. Av praktiske/utførelsesmessige grunner velges dette bort.
- Stivere dimensjoneres etter definerte kategorier 1 – 4.
- Endelig dimensjonerende last i en stiver = last i bruddgrensetilstand + ΔP fra temperatur-effekt, hvor $\Delta P = m \times \Delta T$.
- Laster i stiver kontrolleres ved målinger.

Planen var å dekke til stiverne for å unngå direkte solstråling. Målinger viste imidlertid at hvitmaling av stivere er mer effektivt for å redusere betydningen av direkte solstråling mot stiverne. Dette er/blir utført. Det betyr at stiverne dimensjoneres for aktuelle endringer i lufttemperatur, som angitt. For en kritisk Ø914/14,2 mm – stiver i en langvarig fase med maksimal last får vi dermed en tilleggslast på $\Delta P = 40 \text{ kN/}^\circ\text{C} \times 45 \text{ }^\circ\text{C} = 1800 \text{ kN}$, som er betydelig.

TILSTANDSKONTROLL BYGGEGROP

I den nordre delen av byggegropa er det pr i dag gravd ut til dybde ca 17 m og 4 av 5 stiverrader er montert. Spuntveggdeformasjoner og stiverlaster er innenfor akseptable grenser. Under de trinnvise anleggsarbeidene nedover i gropa har ikke vært nødvendig å justere beregninger, stiver/pute-plassering og dimensjoner, eller gravetrinn.



Figur 17. Eksempel på inklinometermålinger, P255 vest.

Mye interessant tallmateriale foreligger når det gjelder inklinometer- og lastmålinger. Målinger og tett oppfølging vil fortsette i den resterende utgravingsfasen, byggefasen for selve betongtunnelen, og under tilbakefyllingen med trinnvis fylling/komprimering og demontering av stivere. Eksempel på resultater fra inklinometermålinger er vist i Figur 17. Dette er fra området med ”svak” KS-sone helt ned til berg. Maksimal utbøyning av veggen er ca 36 mm, og avviker ikke mye fra beregnet. Vi ser en viss grad av innspenning nederst, ved at rørsput er boret inn i berg.

Resultater fra området lenger nord, med jet-grouting i overgangssonen mellom spunt og KS-blokk, kan tyde på at dette har hatt den tilsktede virkning. Målinger og tolkninger fortsetter.

REFERANSER

1. Fellesesjon Bergmekanikk/Geoteknikkdagen 2011. Foredrag 22: E6 Trondheim-Stjørdal, parsell Trondheim, dagsone vest. ”Spesielle utfordringer krever spesielle løsninger”. Byggeleder Anders Beitnes, Faveo / Statens vegvesen, og prosjektleder Harald Inge Johnsen, Statens vegvesen.
2. Geoteknikkdagen 2011. Foredrag 34: E6 Trondheim-Stjørdal, parsell Trondheim, dagsone vest. ”Geotekniske aspekter knyttet til rørsputveggen”. Sivilingeniør Sigbjørn Rønning, Multiconsult AS / Statens vegvesen.
3. Geoteknikkdagen 2011. Foredrag 35: E6 Trondheim-Stjørdal, parsell Trondheim, dagsone vest. ”Grunnvannskontroll og grunnvannsmodellering”. Siv.ing. Ingvar Rehn, Sweco Environment, Gøteborg, og Lars Været, Sweco Norge AS.
4. E6 Trondheim. Dagsone vest. Løsmassetunnel. Designmanual. Avsnitt 3: Prosjekteringsforutsetninger Geoteknikk. Utarbeidet av NCC og Sweco.
5. E6 Trondheim. Dagsone vest. Løsmassetunnel. Designmanual. Avsnitt 6: Grunnforsterkning. Utarbeidet av NCC og Sweco.
6. Statens vegvesen Håndbok 274 (april 2008). Kap. 1.7.2.2
7. Statens vegvesen Håndbok 018. Utgave januar 2005. Kap. 237, side 63.
8. Spuntkonstruksjoner i praksis – prosjektering og utførelse. Kursdagene NTNU, Trondheim, januar 1998. Torgeir Haugen, Geovita AS: ”Spunt – Puter for bakforankret spunt – Sikring av spuntfot”.
9. Spunt og avstivede byggegroper. Tekna, Tønsberg, 14. – 16. april 2008. Torbjørn Johansen, Geovita AS: ”Stag og puter”.
10. Geoteknikkdagen 2007. ”Dimensjonering av dype byggegroper i bløt leire”. Kjell Karlsrud og Lars Andresen, NGL.
11. E6 Trondheim. Dagsone vest. Løsmassetunnel. Felforsøk grunnforsterkning med multisement/semment og kalk/semment, utført for NCC. Hercules Grundläggning AB. Sluttrapport 12.05.2010.
12. Measurement of temporary prop loads at Mayfair car park, Park Lane, London. Proc. Instn Civ. Engrs Geotech. Engng, 1999, 137, July, 165-174. Paper 11844.
13. Amund Augland. Prosjektoppgave NTNU, 2010.

Delprosjekt nr.: 4

Dokumenttittel: "E6 Trondheim Stjørdal, Parsell Trondheim, Løsmassetunnel Møllenberg"

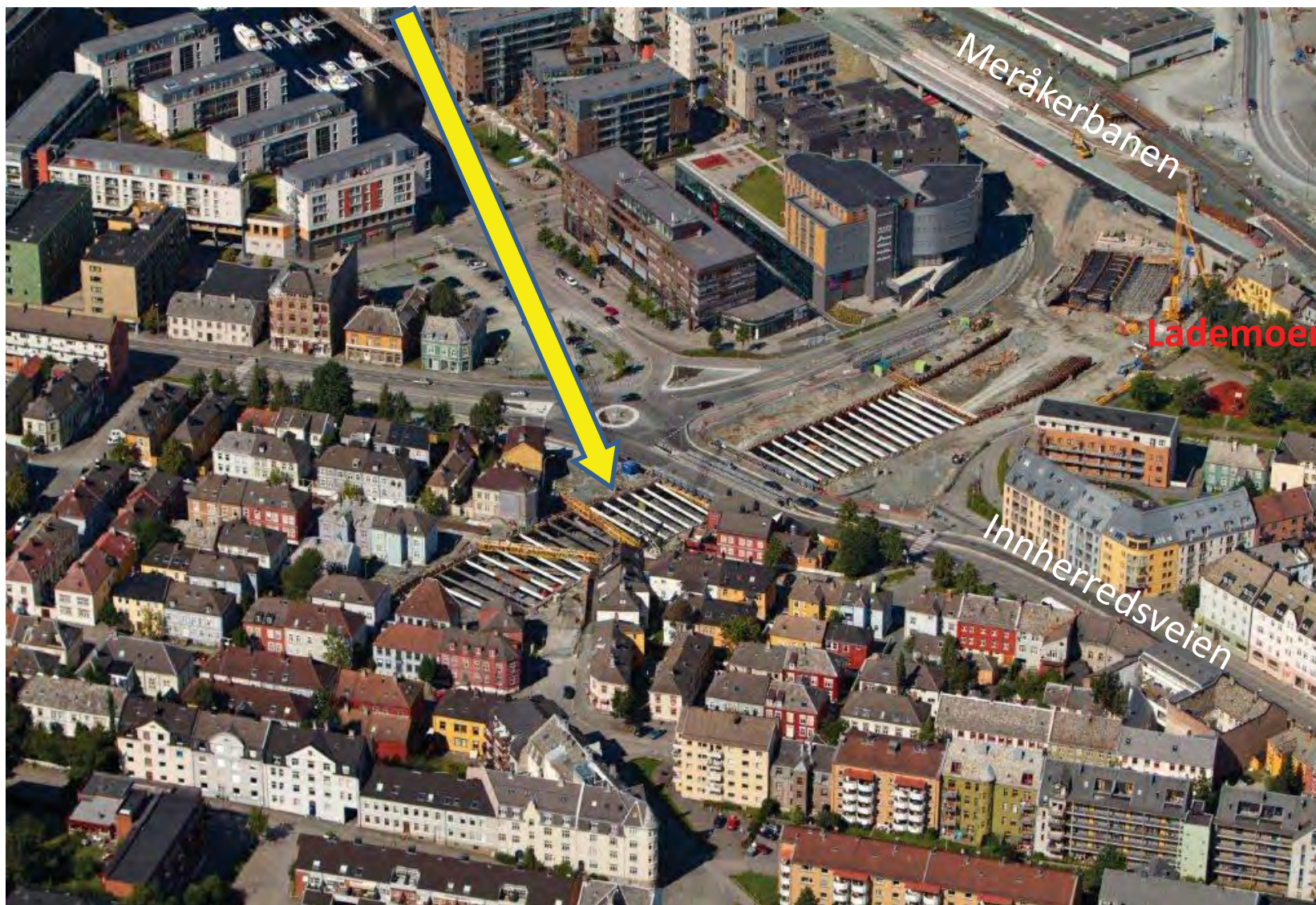
Date: 2015-02-27

Rev.nr.: *Rev.nr.*

Vedlegg 10

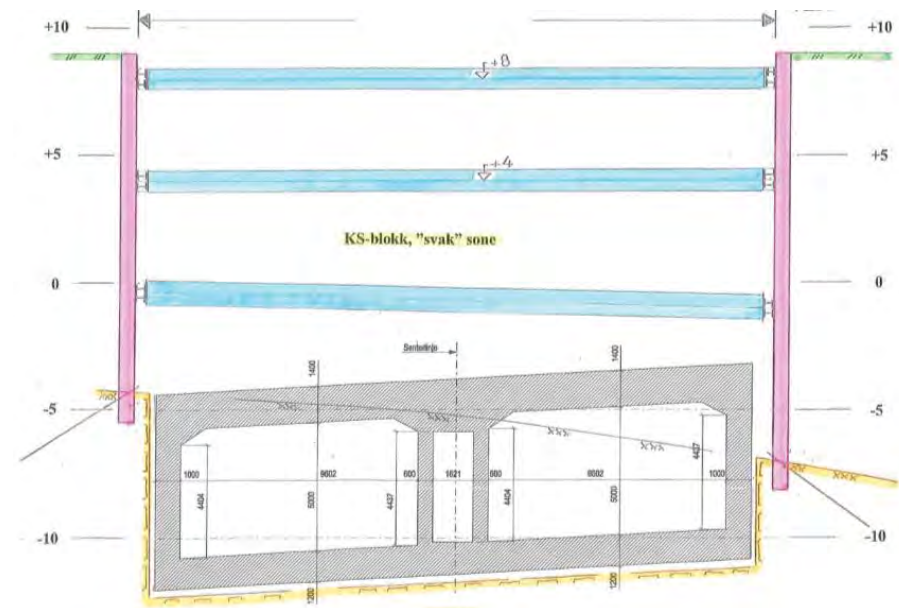
Prosjekteksempel Møllenberg Trondheim.

KS-stabilisering av byggegrop for løsmassetunnel



E6 Trondheim. Løsmassetunnel

Dyp byggegrop i kvikkleire i sårbart by-område i Trondheim. Nærhet til veg- og gangtrafikk, annen infrastruktur og verneverdige bygninger. Ekstremt strenge krav til deformasjoner og ”tett” byggegrop. Karakterisert som komplisert.



Temaer:

- Litt om prosessen fram til løsning
- Metodevalg. **KS-stabilisert leire** som ”konstruksjons-element”
- Innledende laboratorieforsøk
- Feltforsøk i samarbeid med UE (Hercules Grundläggning AB)
- Materialforbruk, parametervalg, ”Designmanual”
- Tegningsgrunnlag i samarbeid med UE (Hercules)
- Kontroll-sonderinger og dokumentasjon
- Sluttresultat
- Masteroppgave, Simon Hanson, NTNU 2012

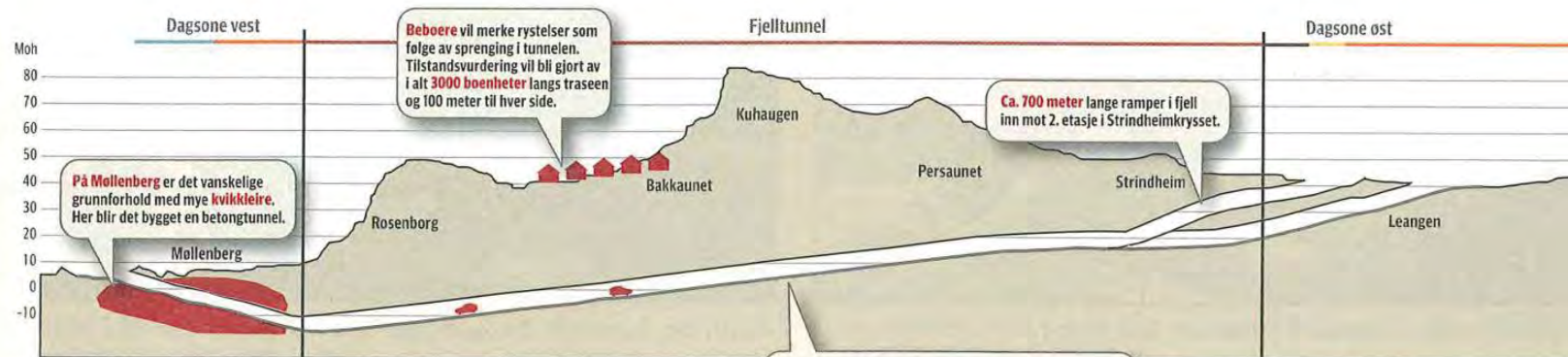
Løsmassetunnelen

- en del av et større vegprosjekt i Trondheim

LANDET BYGGES

Prosjektet E6 Øst

Ny hovedinnsfartsåre til Trondheim sentrum østfra. Blir en del av ringveisystemet rundt byen. I Trondheim 4,5 km, i Stjørdal 5 km.
Kostnader: 3,5 milliarder kroner pluss 1 milliard i innkrevings- og finanskostnader.
Fordeling: 2750 millioner kroner i Trondheim, 750 millioner i Stjørdal. I tillegg kommer Pirbrua til ca. 145 millioner.



Fremdrift

2005: Reguleringsarbeidet startet
26. februar 2009: Stortinget vedtok bygging av E6 Øst.
Mars 2009: Anleggsstart, forberedende arbeider Nyhavna.
April 2009: Forberedende arbeid Strindheim. Nytt veisystem rundt KBS.
Juli 2009: Pirbrua åpnes.
Høst 2009: Oppstart betongtunnel Nyhavna-Møllenberg.
Januar 2010: Utflytting hus Møllenberg.
Primo 2010: Oppstart tunneldriving fra Strindheim.
Vår 2010: Husflytting Møllenberg.
2012/13: Bromstadvegens forlengelse
Høst 2013: Anlegget åpnes.
2013/14: Opprusting Innherredsvegen

Disse husene blir berørt på Møllenberg



Tunnelen
To atskilte tunneløp på ca. 2,5 km hvorav vel 2 km i fjell.



Adresseavisen

E6 TRONDHEIM-STJØRDAL. NCC Construction bygger Norges dyreste løsmassetunnel i en konkurransepreget dialog-entreprise.

Ill.: Finn Egil Johansen, Adresseavisa.

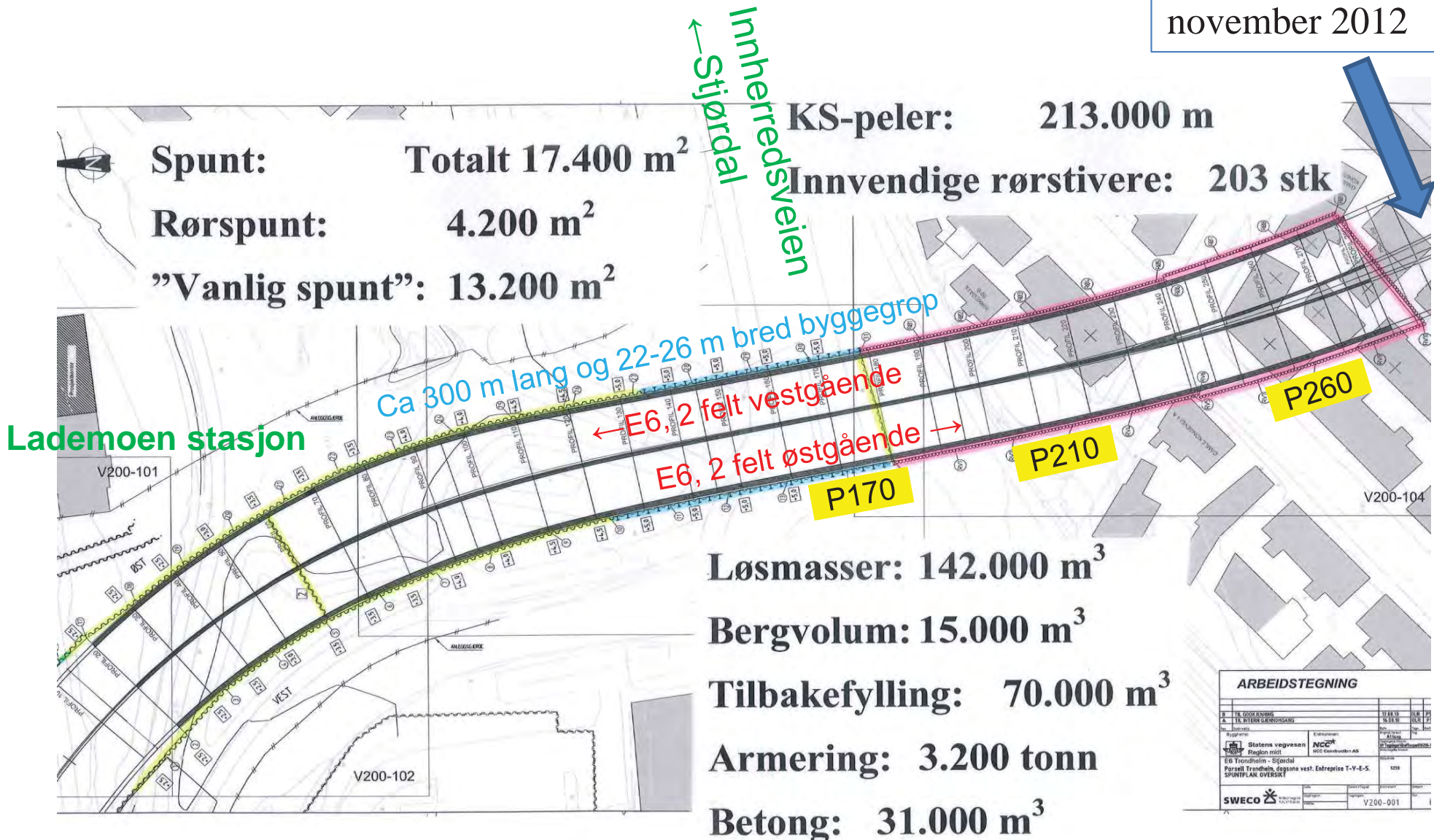


Utgangspunkt og utviklingsfase

- En spesiell historie. Et krevende utgangspunkt.
- Byggherrens løsningsforslag. Lagt til side i 2008.
- Totalentreprise. Konkurransepreget dialog.
- Dialogfase februar-juni 2009. Teknisk løsning og kontraktsbetingelser. Tilbud september 2009.
- Kontrakt NCC-SVV, oktober 2009
- Detaljprosjektering fra november 2009. Samarbeid NCC-Sweco.
- NCC-løsning: Fokus på anleggsteknikk, gjennomføring, kjente metoder, forutsigbarhet, ”robusthet”

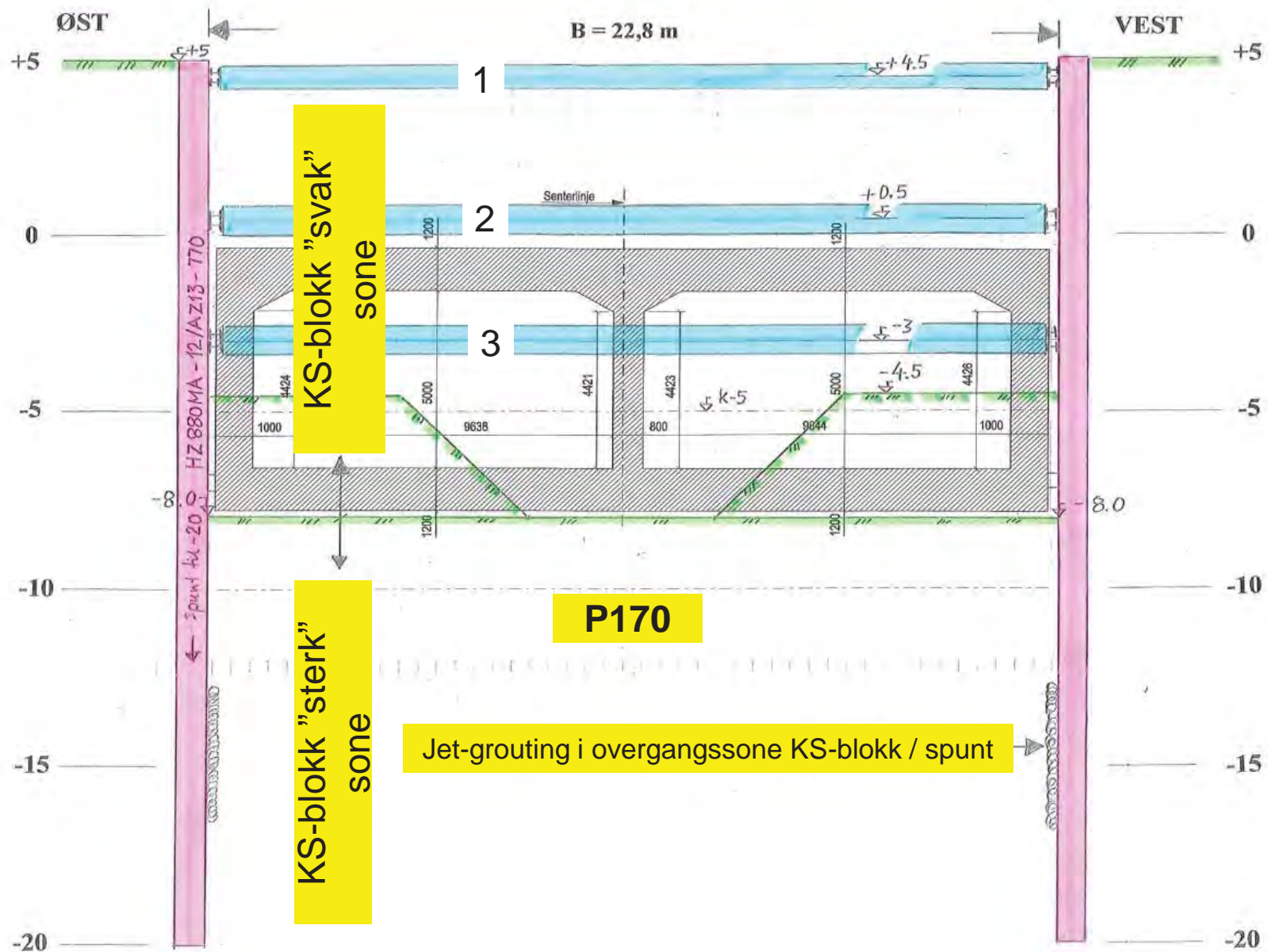
Byggegrøpa:

Grensesnitt
NCC/SKANSKA
november 2012

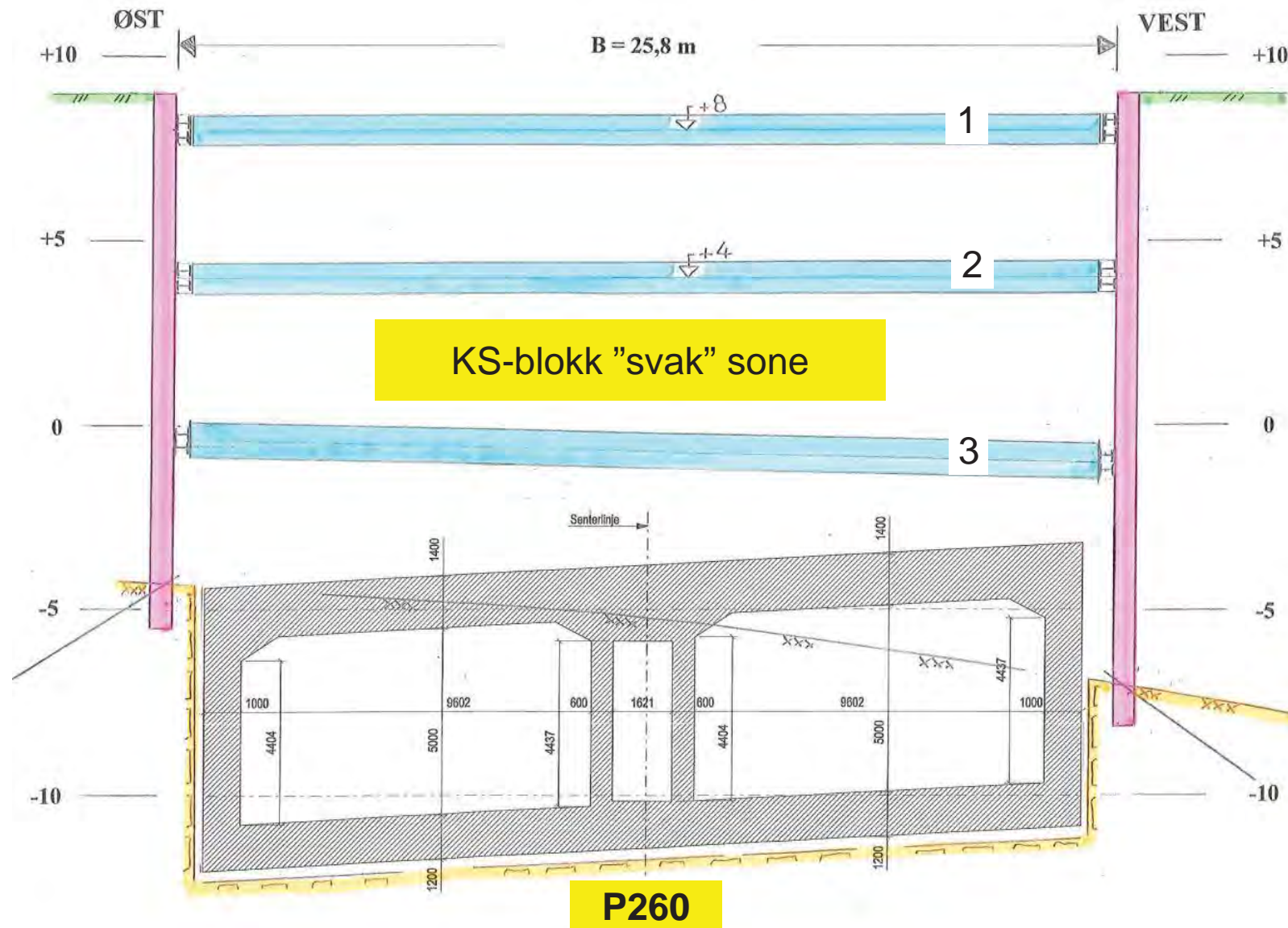


ARBEIDSTEGNING			
B. TR. GODKJENNING	11.08.10	SKR.	PS
A. TR. RITING/GODKJENNING	16.04.10	DRG.	PS
Prosjekt	111000	Byg.	Byg.
Byggesett	111000	Byg.	Byg.
Statens vegvesen	NCC	NCC	NCC
Region midt	NCC	NCC	NCC
E6 Trondheim - Sjurdal	1219		
Porrell Trondheim, dogstene vest. Entrepriise T-V-E-5.			
SPUNTEPLAN OVERSIKT			
SWECO			
	V200-001		

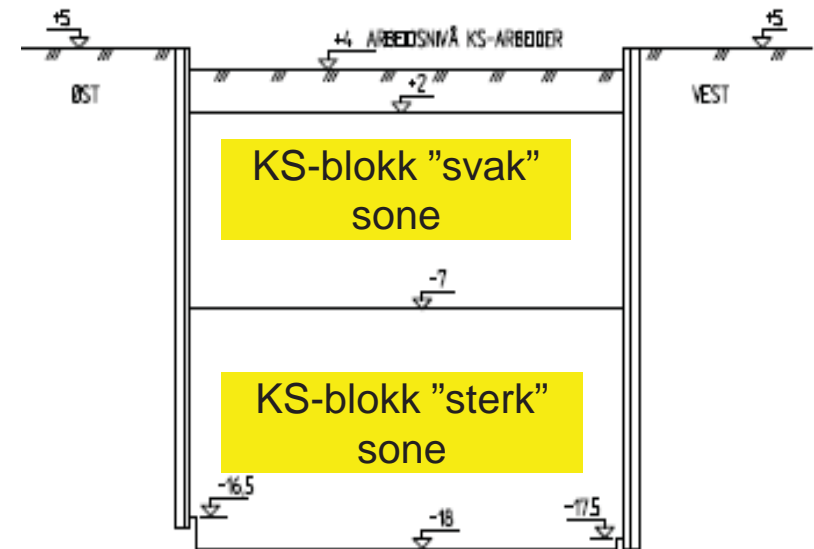
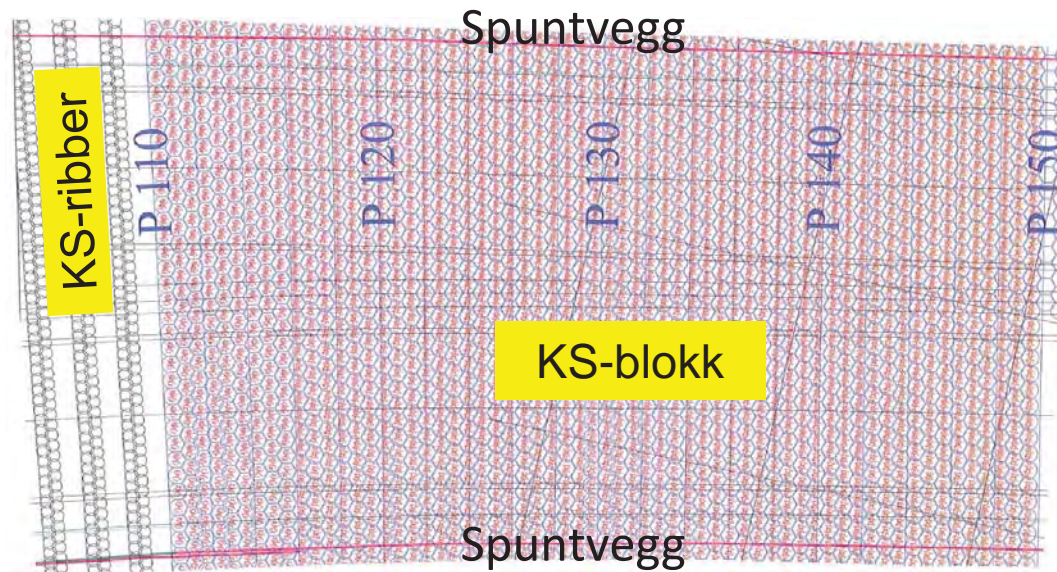
P170: Svevende spunt HZ/AZ og 3 stivernivåer



P260: Rørspunt og 3 stivernivåer



Kalksement-stabilisert leire. - et "konstruksjonselement"



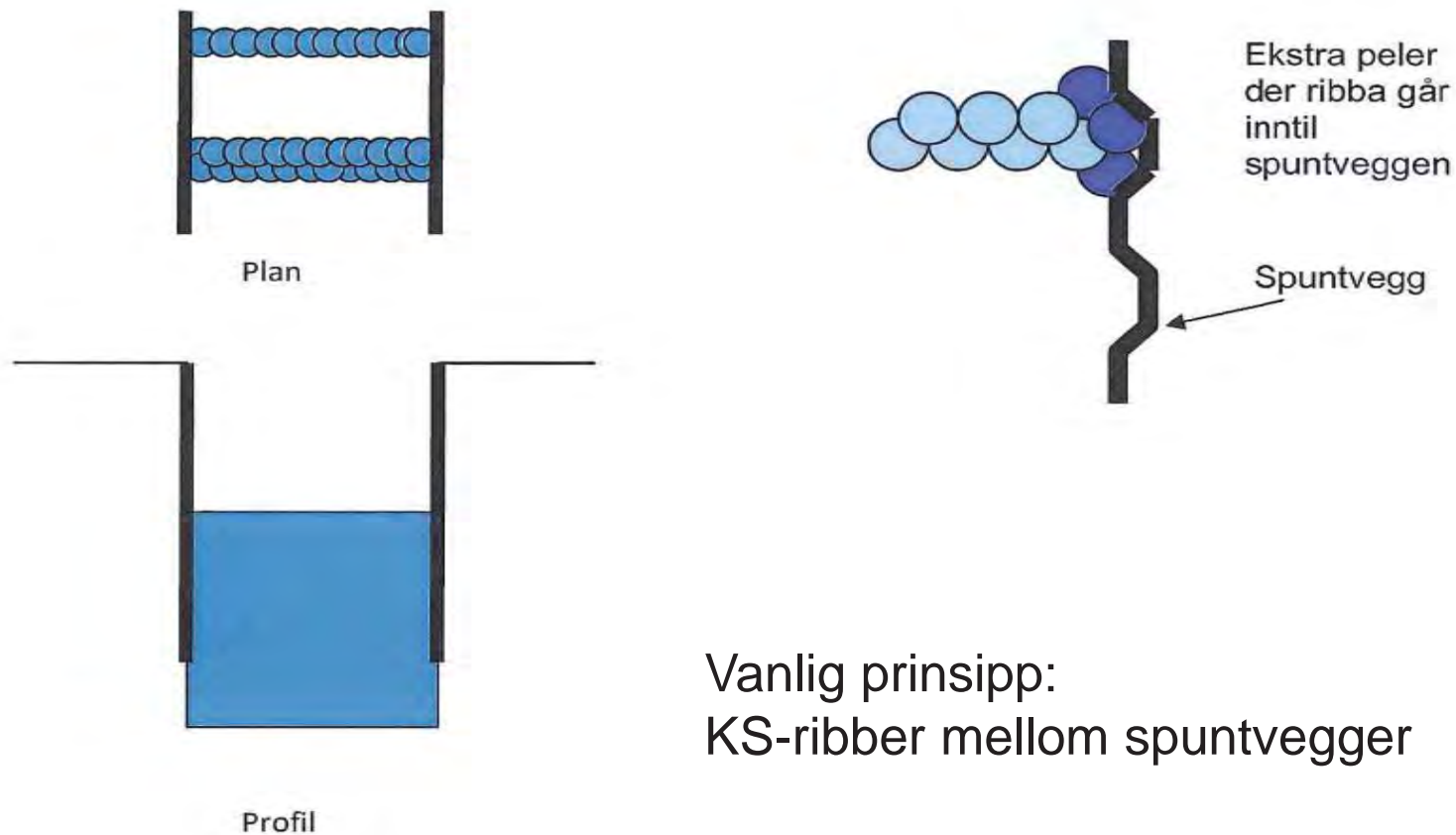
Kalksementstabilisert leire avgjørende for:

- Geoteknisk stabilitet, sikkerhet mot bunnoppressing
- Stivhet og deformasjoner (strengt krav)
- Anleggsteknikk, dvs masseuttak og intern transport/ferdsel i byggegropa

Her måtte vi lykkes!

..... i prinsipp ikke noe nytt

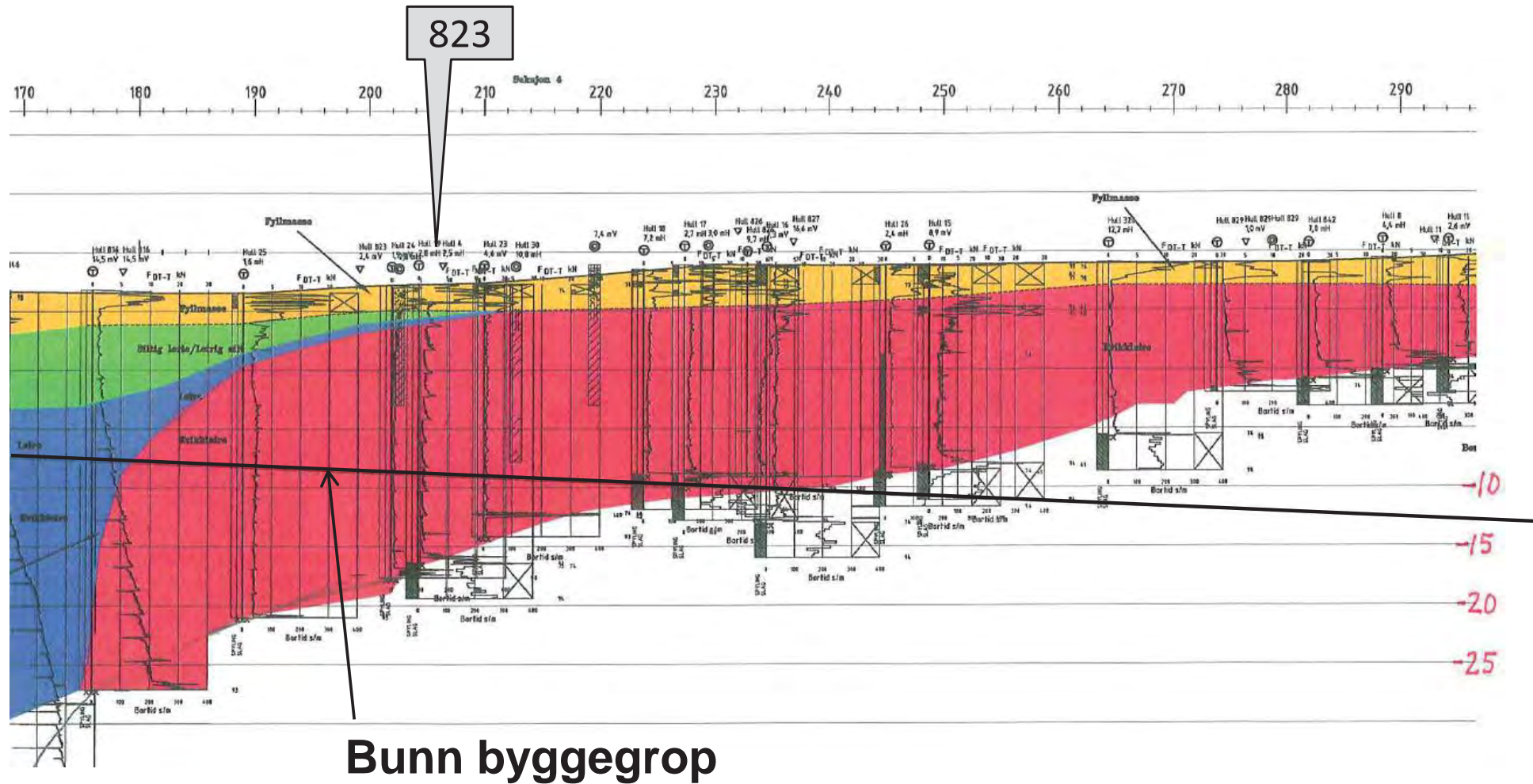
Utsnitt fra VEILEDNING FOR GRUNNFORSTERKNING MED KALKSEMENTPELER (NGF)



Vanlig prinsipp:
KS-ribber mellom spuntvegger

..... det nye er kanskje den utstrakte bruken av KS-blokk

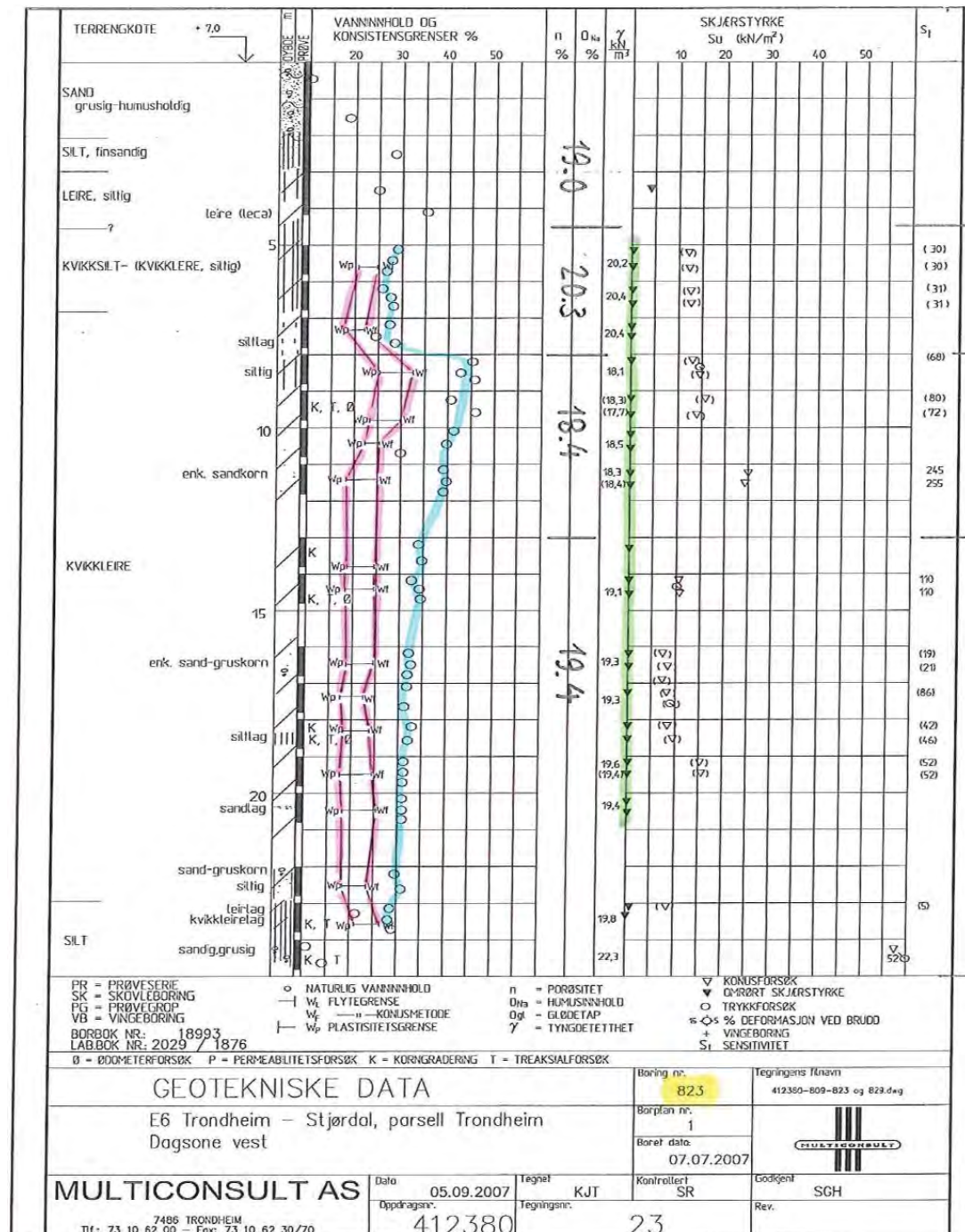
Grunnundersøkelser/lagddeling sør for Innherredsveien



Typisk borprofil i kvikkleiresonen.

Prøveserie 823:

- Plastisitetsindeks $I_p < 10\%$
- Vanninnhold godt over flytegrensen w_L
- Meget lav omrørt skjærstyrke, meget høy sensitivitet, omrørt materiale som "tykk vanilje-saus"

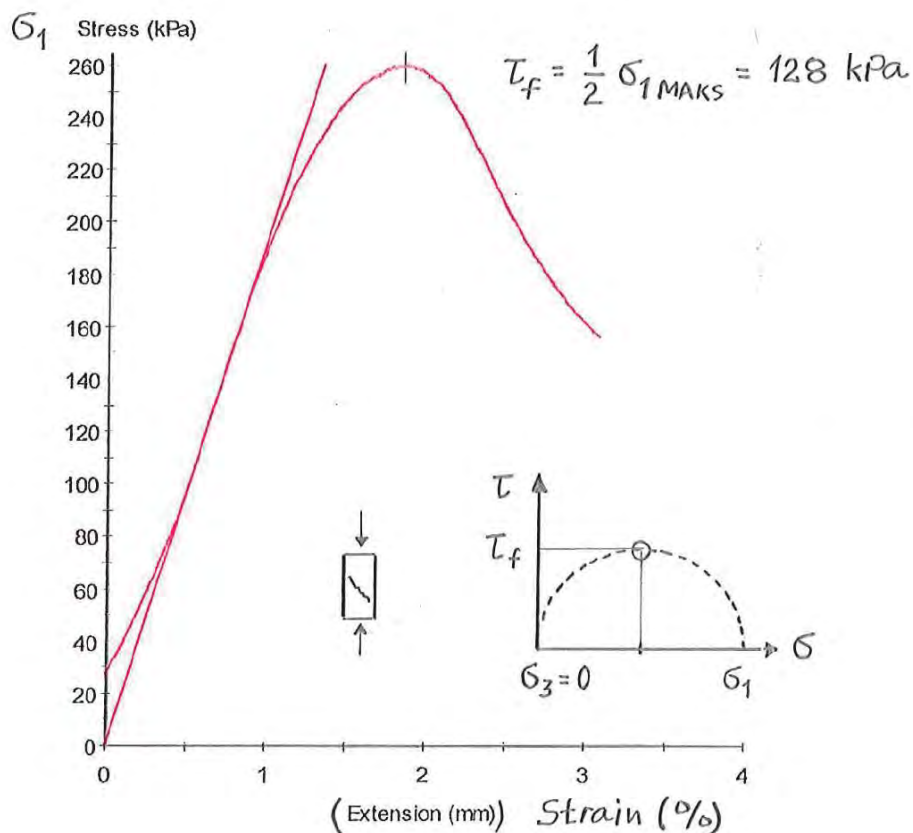


Laboratorieforsøk

- NCC engasjerte Statens vegvesen, Sentrallaboratoriet, for å utføre lab.forsøk på stabiliserte prøver
- Innblanding med både multisement/ement, MS, og kalk/ement, KS. Miljømessig gevinst ved å bruke MS
- Blandingsforhold 50/50. Ulike innblandingsmengder 40 - 100 kg/m³
- Innblanding av stabiliseringsmateriale ved hjelp av kjøkkenmaskin!
- Stamping av prøver etter fastsatte prosedyrer
- I vårt tilfelle: Herdetid 2 – 6 uker
- Enaksiale trykkforsøk

Vi får resultater, men hvordan bør de brukes?

Eksempel på resultat fra et enaksialt trykkforsøk:



Kommentarer:

Gir informasjon om materialet er **egnet** for stabilisering, om **fasthetsutvikling** over tid, og til dels **innblandings-mengder**

Gir ikke grunnlag for parametervalg

Hovedinnvending:

Herde- og konsolideringsforhold i felt avviker mye fra forholdene i laboratoriet

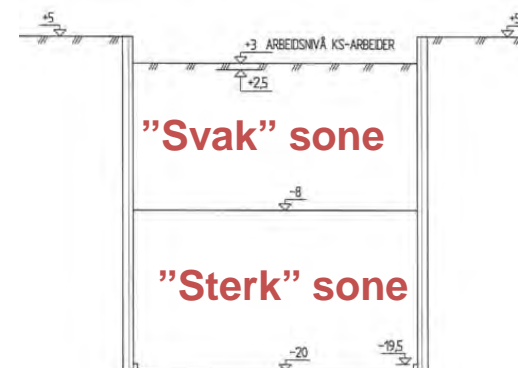
Beslutningsgrunnlag ved utarbeidelse av løsningsforslag i konkurransen:

- 34 stk enaksiale trykkforsøk
- Litteraturstudier, dvs erfaringer fra tidligere prosjekter ($s_{u, kar} = 100-200$ kPa)
- Statens vegvesen Håndbok 274: Ikke velge høyere karakteristisk styrke enn 150 kPa
- Vurdere faren inhomogeniteter

Konklusjon pr august 2009:

Karakteristisk styrke 120 kPa lagt til grunn i sterk sone. Konservativt!

Feltforsøk etter evt. kontraktsinngåelse, før detaljprosjektering, for dokumentasjon av styrke og fastsettelse av innblandingsmengder i ”sterk” og ”svak” sone.



Feltforsøk

- Hercules Grundläggning AB med i NCC's prosjektteam helt fra starten av.
- Kostnader til feltforsøk medtatt i tilbudet til SVV.
- Krav om feltforsøk ved store prosjekter for SVV nedfelt i Håndbok 018:

SVV Håndbok 018, Avsnitt 237:

Grunnforholdene skal undersøkes i detalj ved prøvetaking og sondering. **Laboratorieforsøk** med innblanding av kalk/semment og måling av skjærstyrkeøkning skal utføres for å vise at metoden er **egnet** i de stedlige massene, og vil danne grunnlag for å fastsette **kalk/semmentmengden i pelene**. Karakteristisk skjærfasthet av pelene skal verifiseres gjennom forsøk (les: **feltforsøk**)

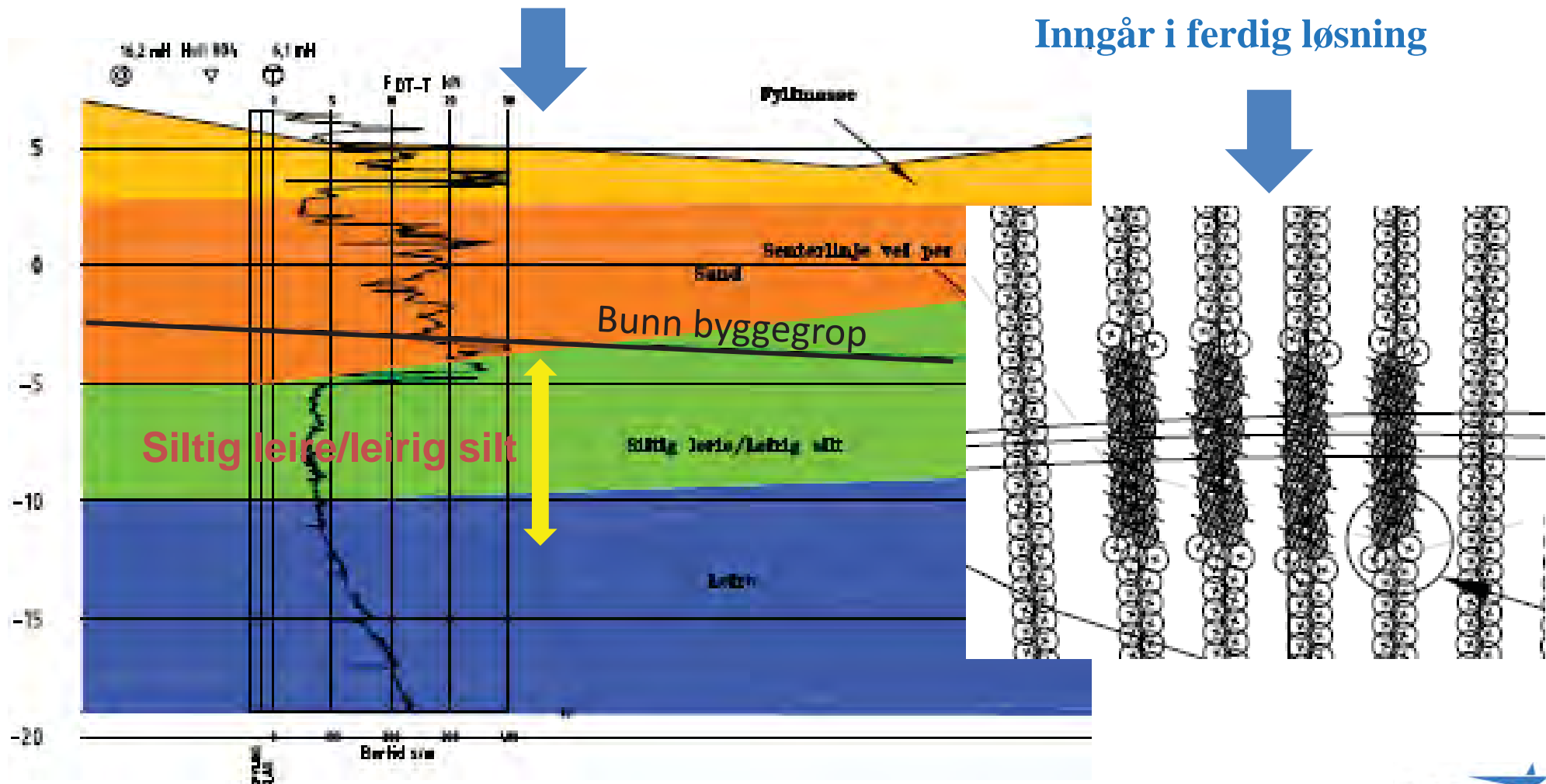
Feltforsøk, område 1 og 2



- Feltprogram utarbeidet i samarbeid med Hercules Grunnlaggning
- Forsøk i 2 områder med ulike grunnforhold.
- Ribber i område 1, blokk i område 2

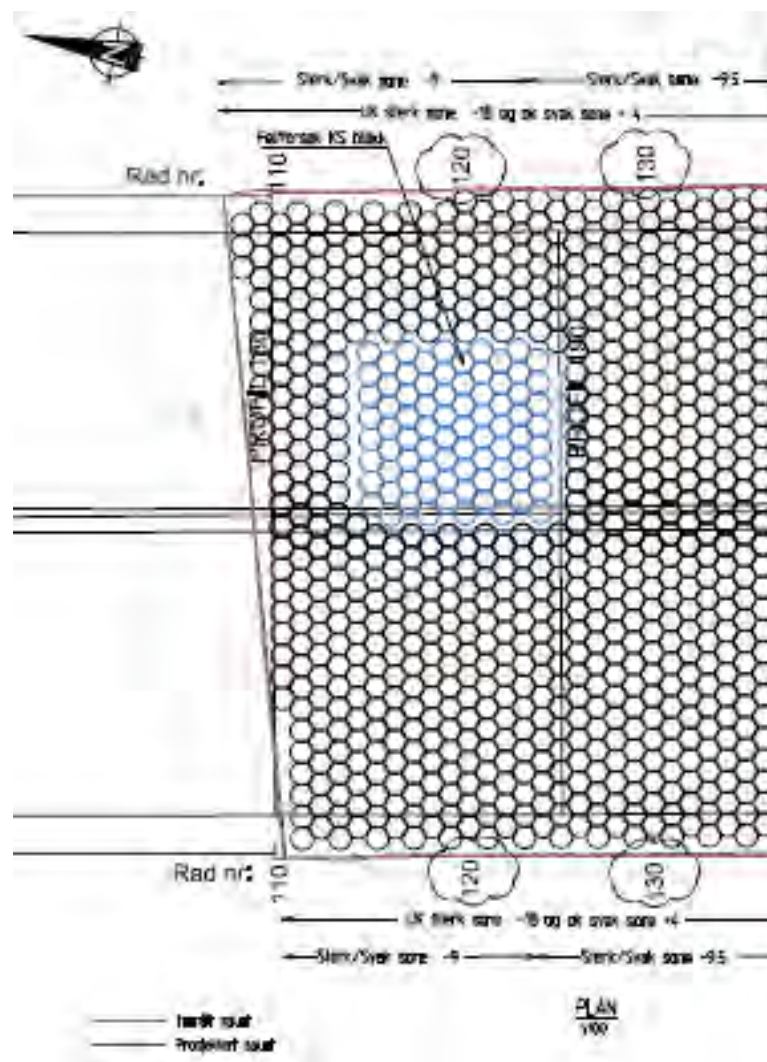
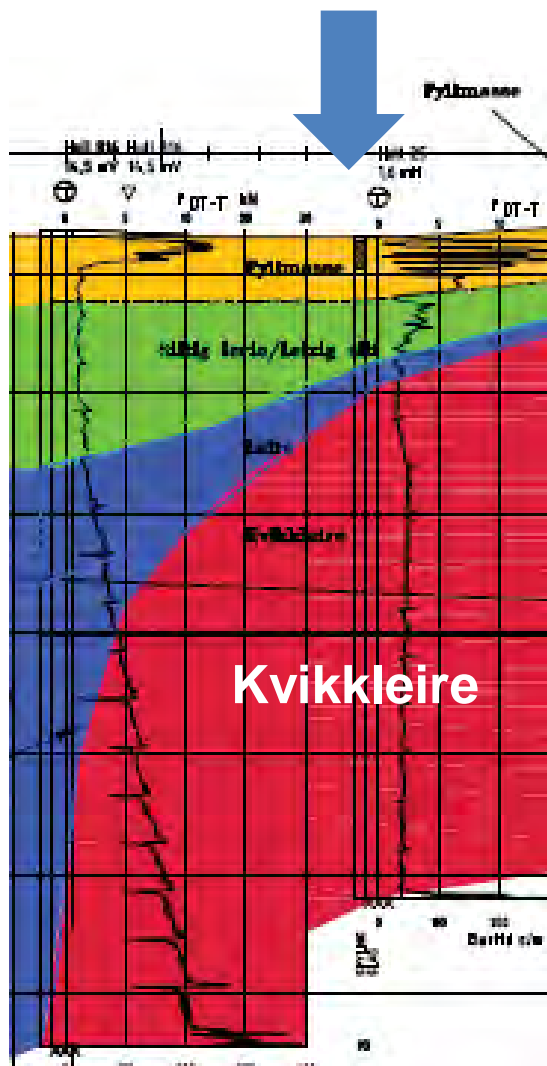
Feltforsøk, Område 1, ved ca P70

Feltforsøk i område med siltig leire / leirig silt, vanninnhold 25-30%
Ribber fra kote -4 til -11,5. Ø60 cm peler i 2 rader.

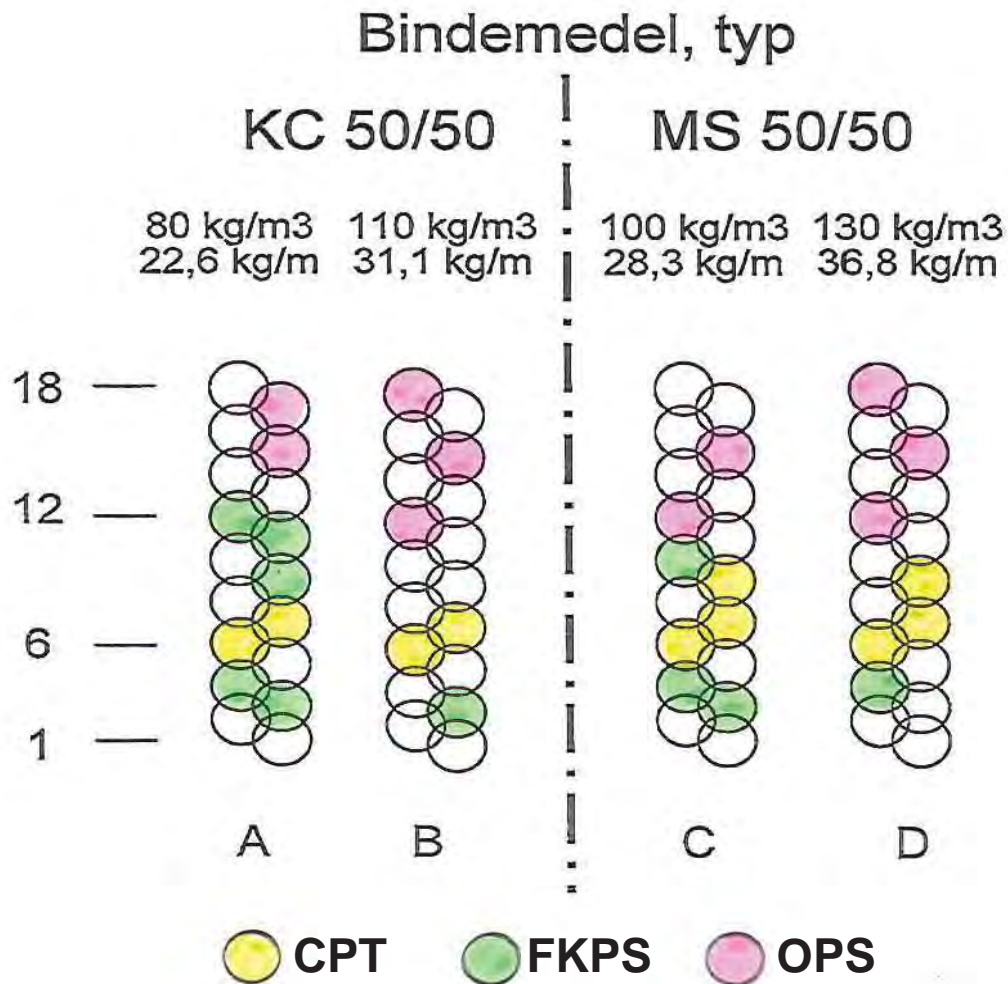


Feltforsøk, Område 2, ved ca P185

Feltforsøk i område med kvikkleire, vanninnhold 30-45%
Stabilisering i blokk. Ø80 cm peler. Inngår i ferdig løsning



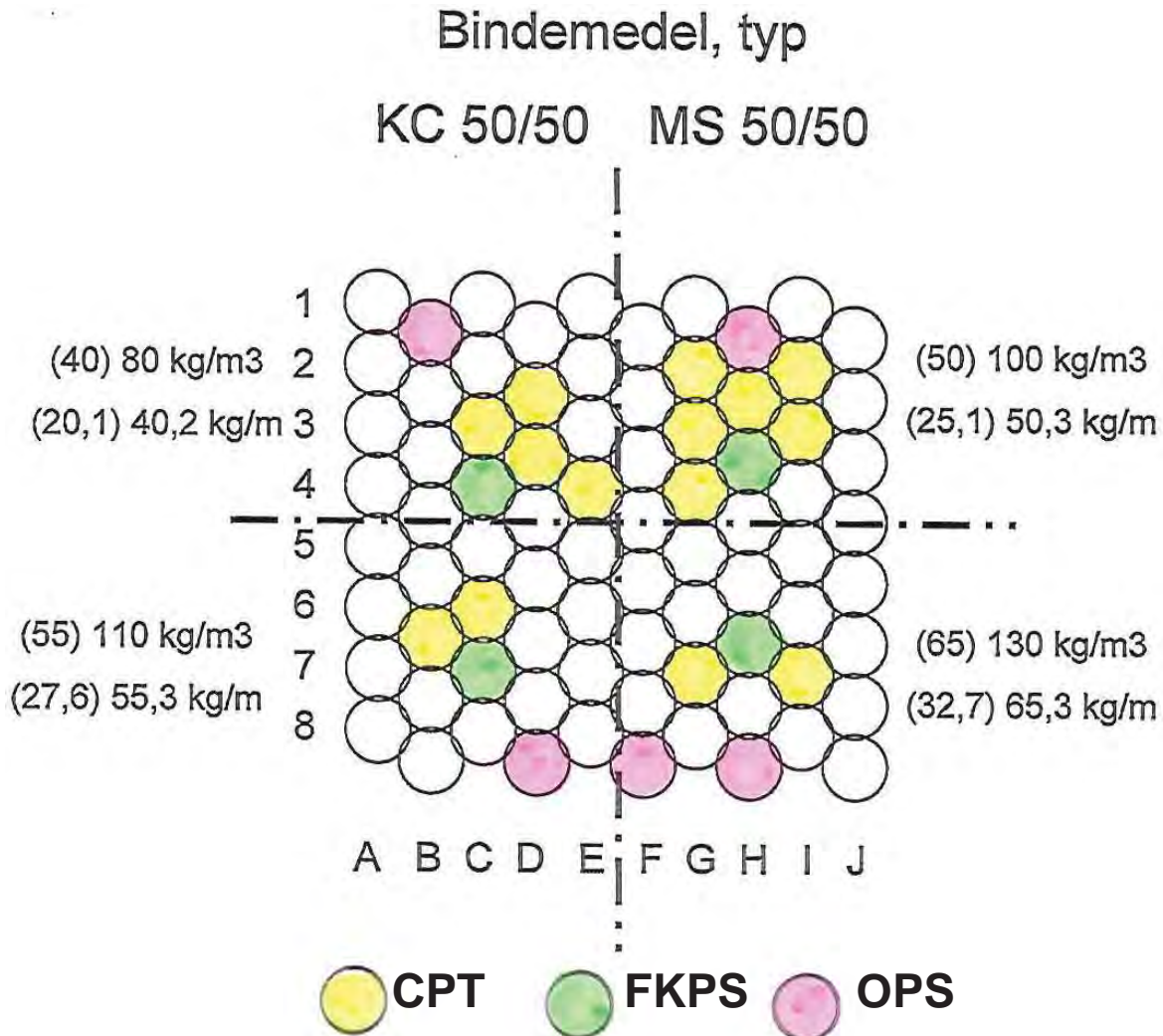
Feltforsøk. Ribber i Område 1, ved ca P70



Installation av provpelare:

- Pelarskivor; Ø600mm, $\Delta c/c$ 0.48m
- Bindemedel; (12 cm overlapp)
 - KC 50/50%
 - MS 50/50%
- Blandningsverktøy: pinnborr
- Stigning: 20 mm/varv
- Rotation: 200 varv/min
- Inmätning av pelare direkt etter inst.

Feltforsøk. Blokk i Område 2, ved ca P185



Installation av provpelare:

- Blockstab.; Ø800mm, c/c 0.75m
(5 cm overlapp)
- Bindemedel;
 - KC 50/50 alt MS 50/50
 - 2 zoner; undre (övre)
- Blandningsverktyg: pinnborr
- Stigning: 20 mm/varv
- Rotation: 200 varv/min

Feltforsøk. Anvendte kontrollmetoder.

CPT:

- Trykksondering, tradisjonell
- Omregning til skjærstyrke
- ”Skjærer” lett ut i ikke-stabilisert materiale

FKPS:

- Nedpressing av en vinge, 400 mm x 20 mm
- Motstand (kN) omregnes til skjærstyrke
- Forboring, korrigerer for stagfriksjonen

OPS:

- Omvendt pelesondering, dvs motstand måles ved å trekke opp en vinge-sonde, som er installert ned til 2 m under uk pel, like etter at pelen er utført (i motsetning til FOPS)
- Motstand (kN) omregnes til skjærstyrke

Feltforsøk.

Noen resultater fra sonderinger.

Innblandingsmengder 40 - 110 kg/m³

Materialer KS og MS

Blandingsforhold 50/50

**Hvor lave innblandingsmengder er det forsvarlig å bruke?
(vanlig med 100-110 kg/m³)**

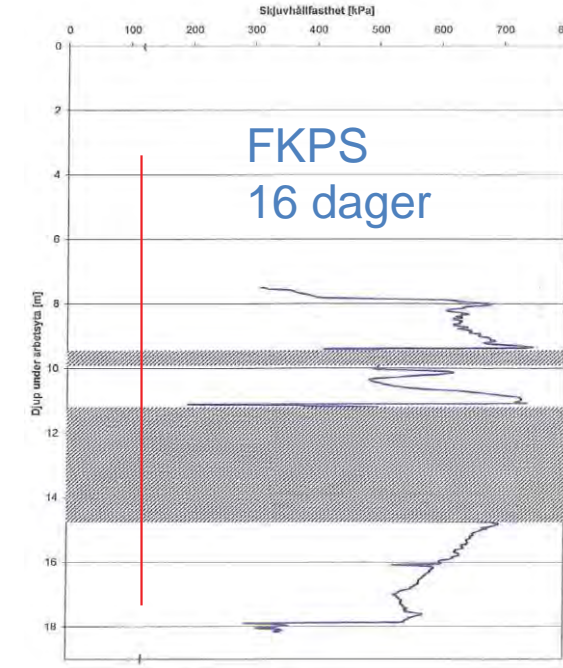
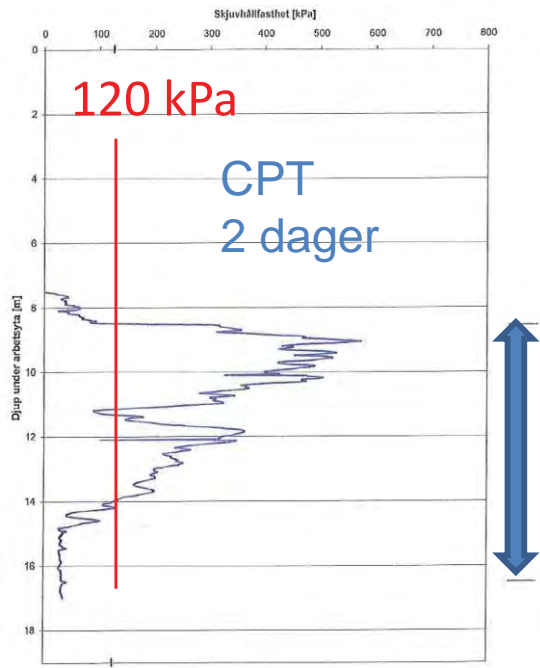
**Bare KS kom senere til utførelse pga leveringsproblemer
med MS**



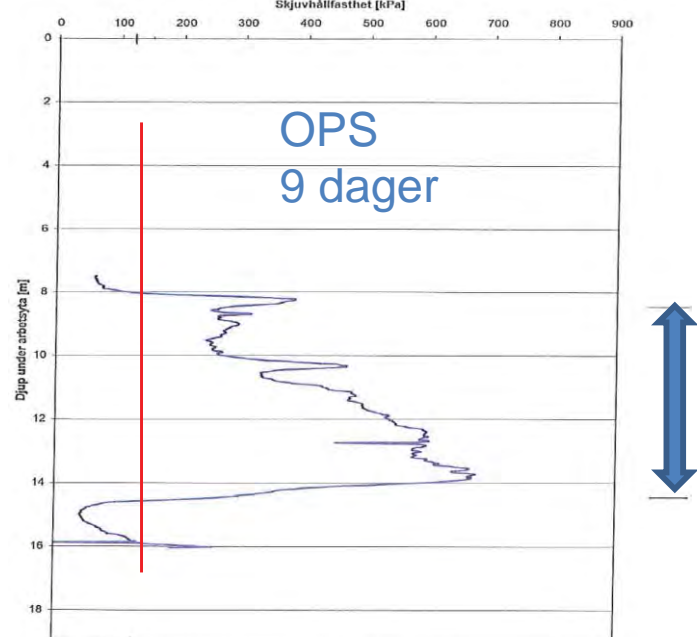
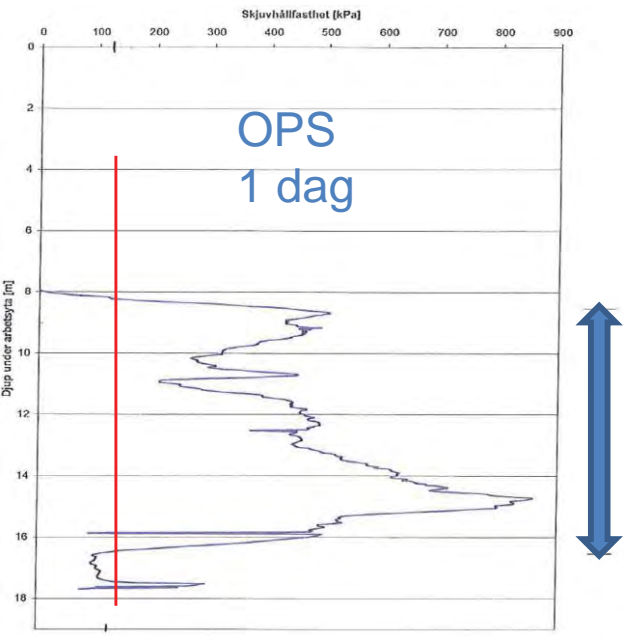
**Sonderingsresultater fra soner med
KS og 40/80 kg/m³ vist i det følgende:**



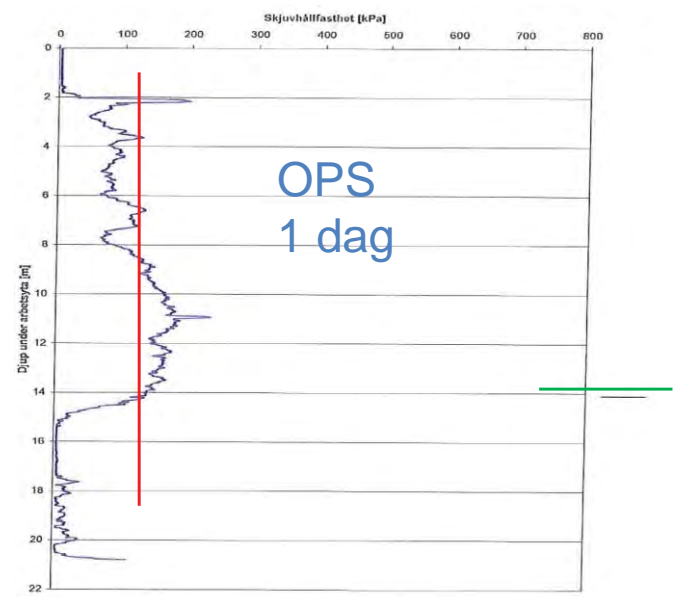
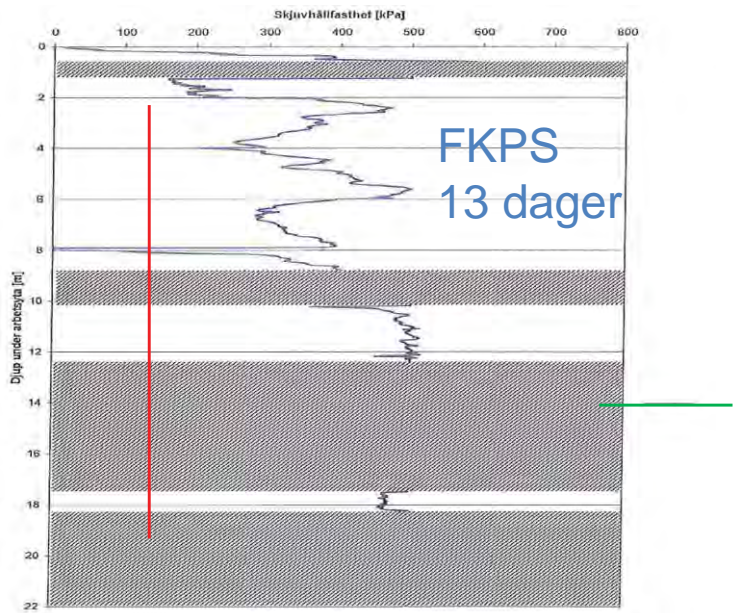
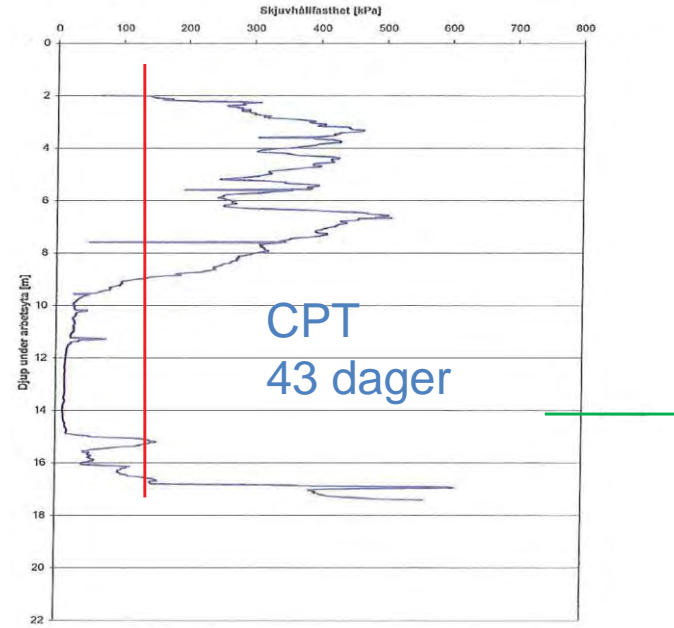
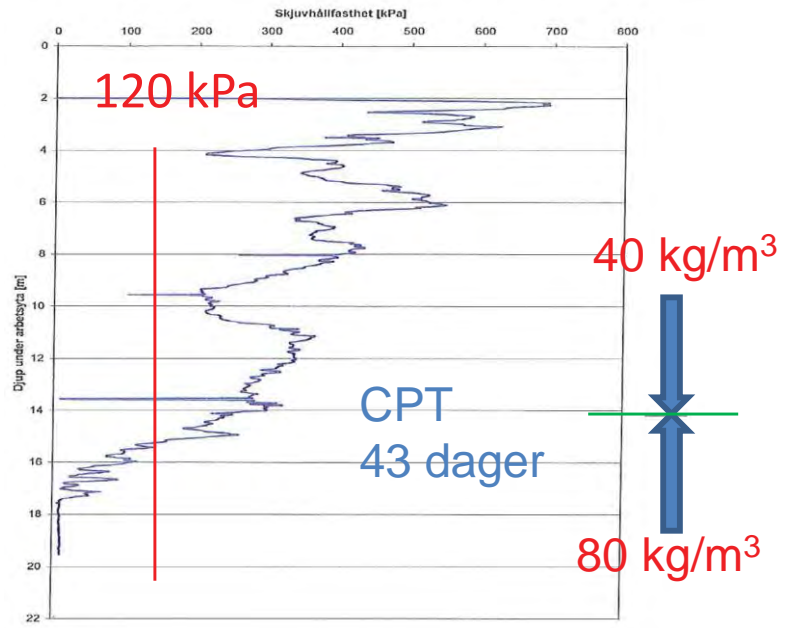
Feltforsøk. Sonderinger Område 1, siltig leire/leirig silt



Ø60 cm KS-peler i ribber.
2 rader pr ribbe.
80 kg/m³ (22,5 kg/m)

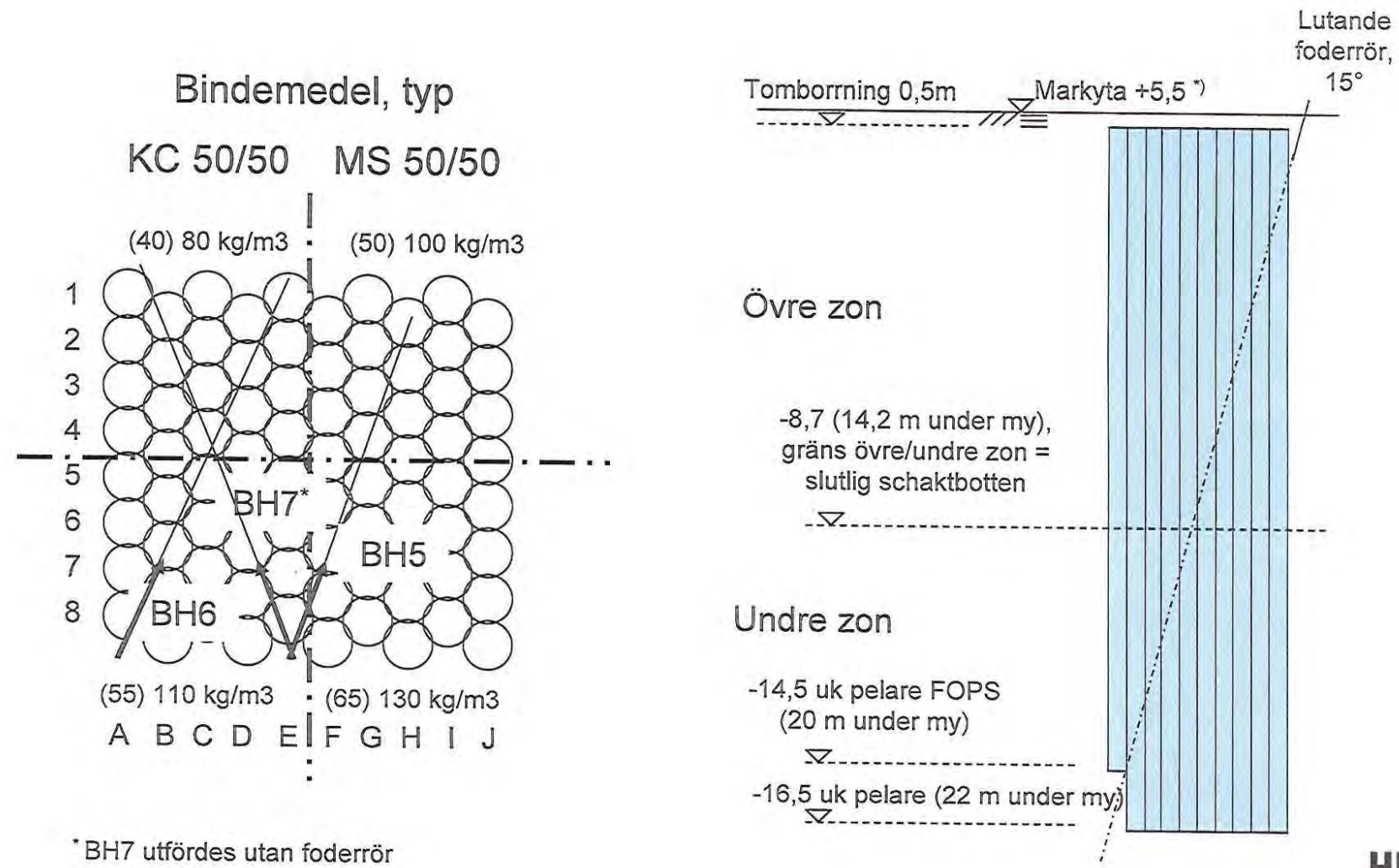


Feltforsøk. Sonderinger Område 2, kvikkleire

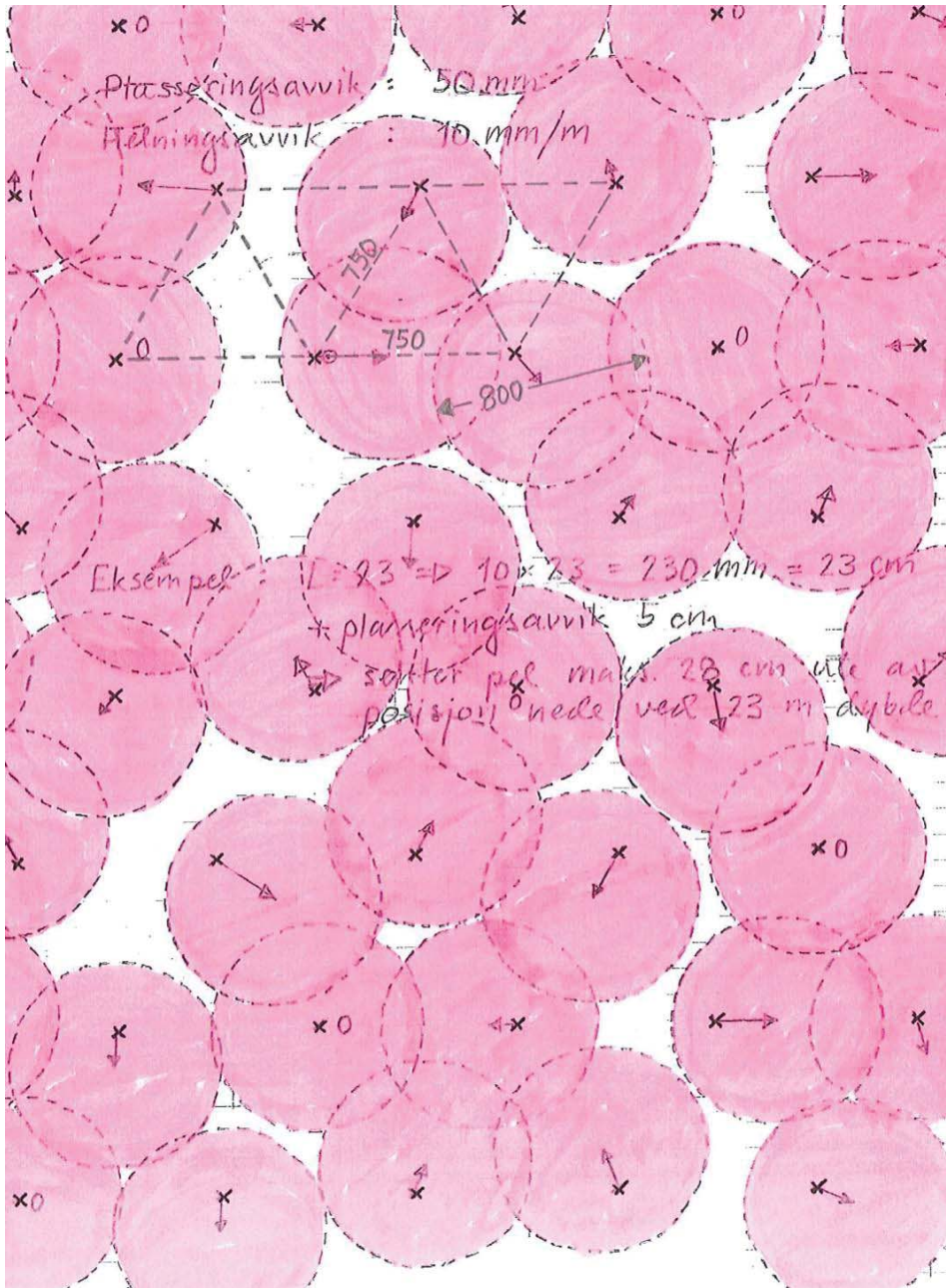


Feltforsøk. Kjerneboringer for å studere homogenitet.

Provpelare – installation omr 2 ~P190



Forhåndsvurdering av homogenitet i KS-blokk



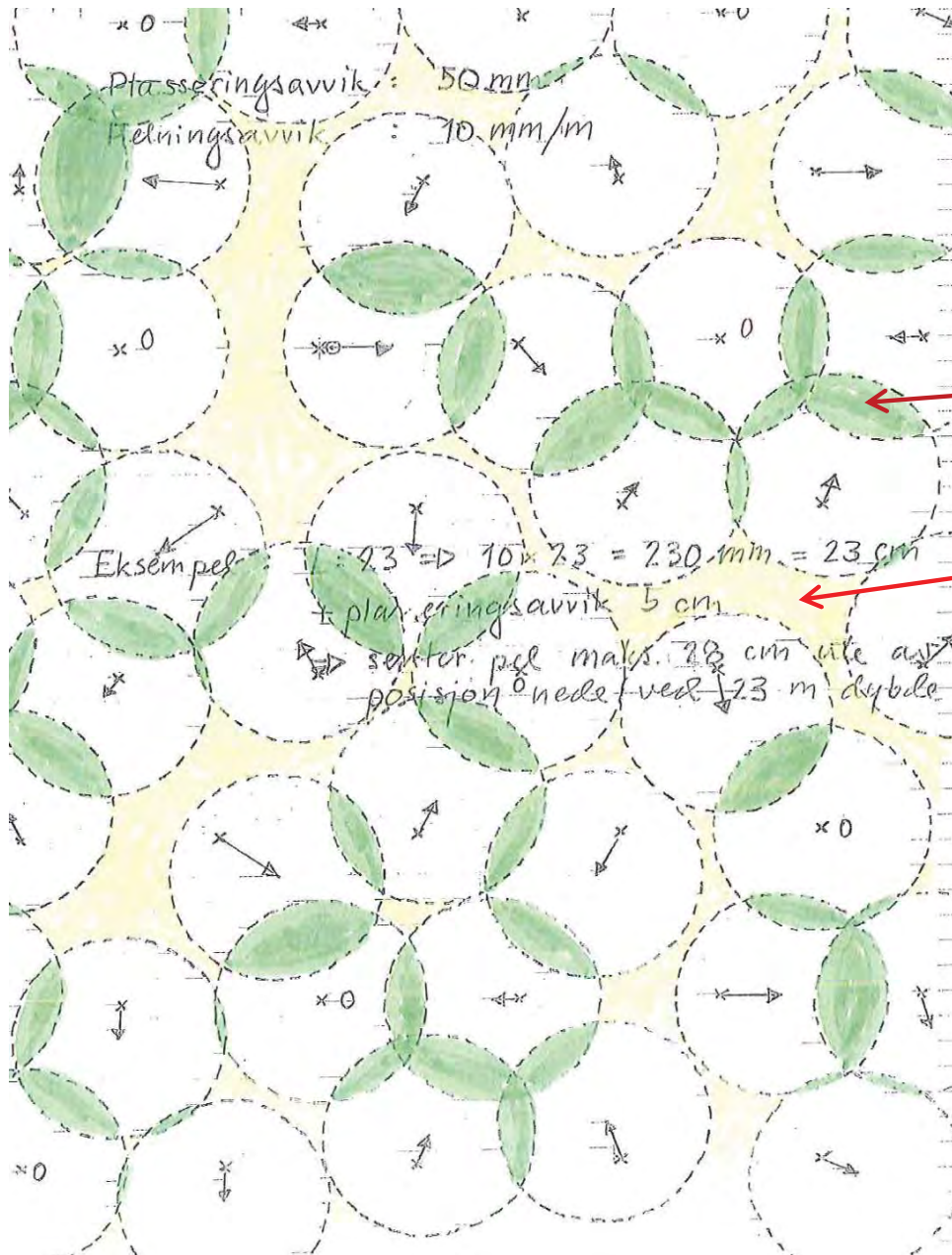
Ansett Ø80 cm KS-peler:
cc 75 cm i triangelmønster

Plasseringsavvik maks 5 cm
+

Helningsavvik maks 1 cm/m

Med dybde maks 23 m gir
det maks teoretisk avvik
28 cm

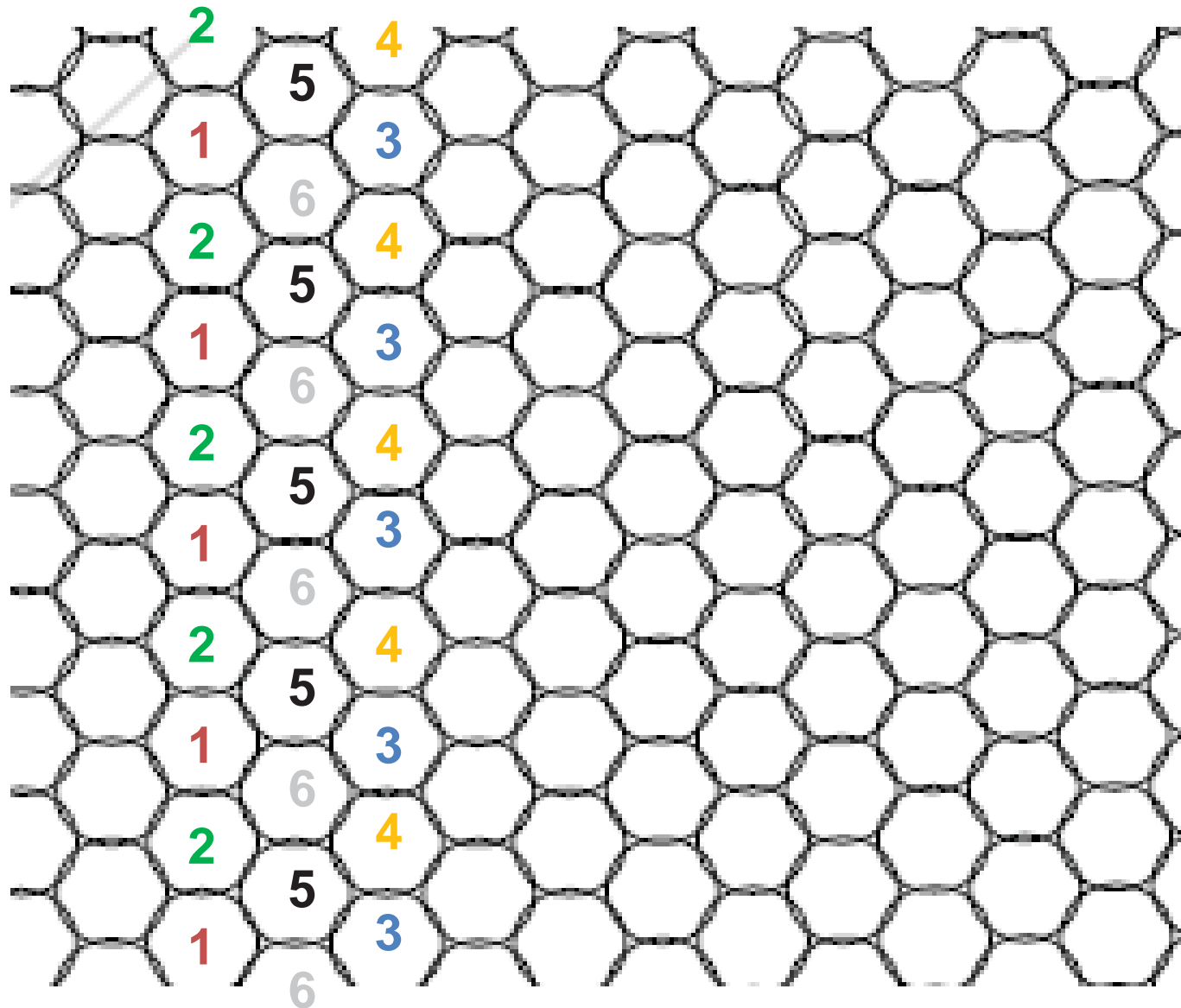
Forhåndsvurdering av homogenitet i KS-blokk



Avvikene kan gi:
Soner med dobbel innblanding
Soner uten innblanding.

Gjør en
gjennomsnittsbetraktning.

Arbeidsrekkefølge ved utførelse av KS-blokk



Arbeidsretning



1. Riktig antall KS-peler
2. Riktig total mengde innblanding
3. Riktig areal dekket med stabilisering

Ok!

HERCULES
GRUNDLÄGGNING ■ ■ ■

NCC 

Feltforsøk. Konklusjoner.

- Alle sonderinger tilsier at karakteristisk skjærstyrke 120 kN/m^2 er konservativt, selv med de laveste innblandingsmengder
- ”Sterk” sone: velger 80 kg/m^3 , **mot normalt $100\text{-}110 \text{ kg/m}^3$**
- ”Svak” sone: velger 30 kg/m^3 (NB Gravbarhet!)
- Ingen entydig forskjell i sonderingsresultater mellom de to soner
- Meget god homogenitet i ribbene (utført overlapp 12 cm mellom enkeltpeler)
- God homogenitet også i blokk, men noen lokale soner med ustabilisert kvikkleire (utført overlapp 5 cm mellom enkeltpeler)
- GPS ! Uaktuelt å basere denne jobben på stikker i felt

Prosjekteringsgrunnlag, KS-stabilisert materiale

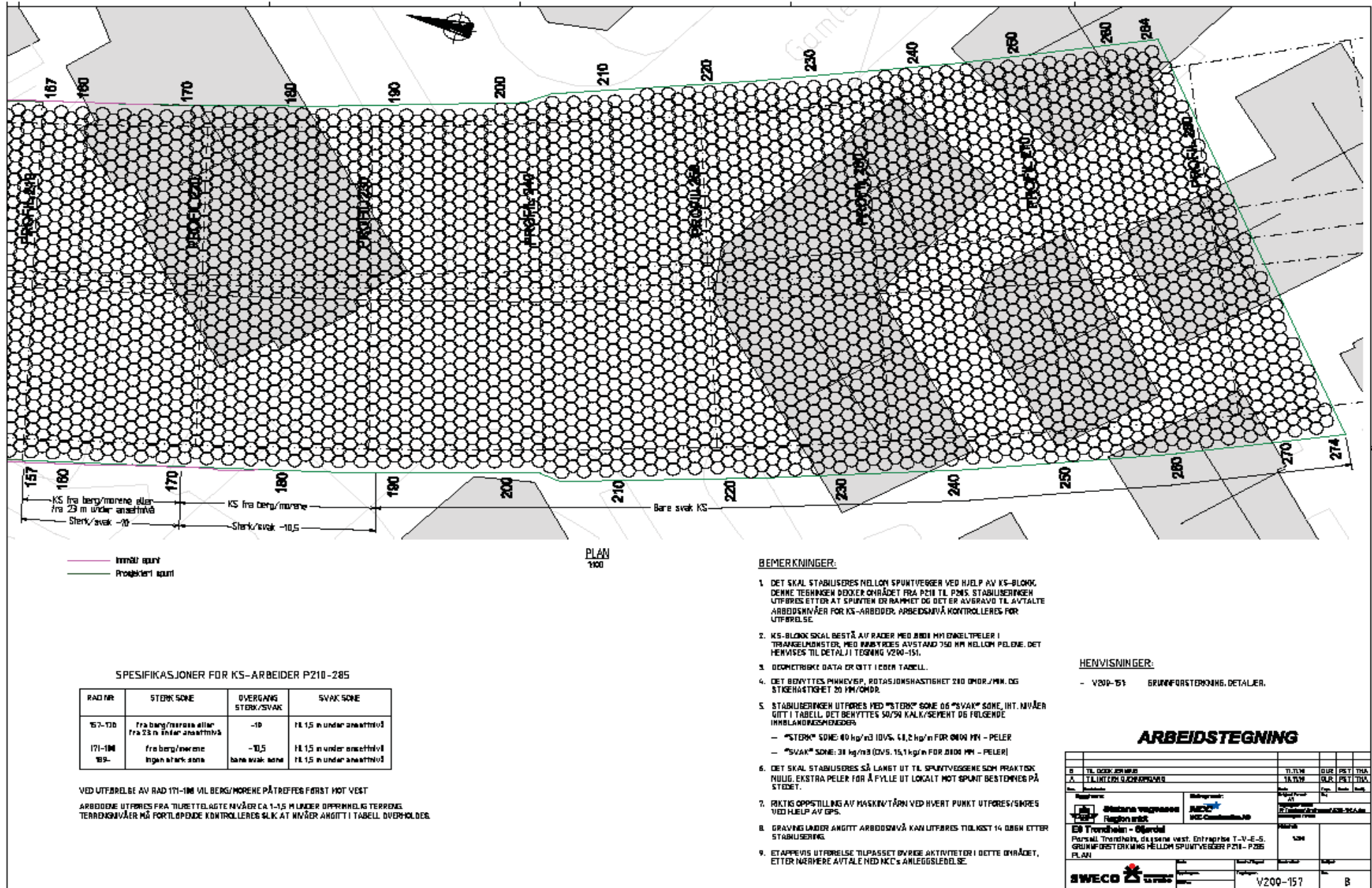
Spuntvegg-beregninger baseres på:

- **”Sterk” sone: beholder karakteristisk skjærstyrke 120 kN/m²**
- **”Svak” sone: karakteristisk skjærstyrke 60 kN/m²
(begge anses å være konservativt)**
- **Svenske forskningsresultater og anbefalinger tilsier E = 100-160 MPa og G = ca 40 MPa for blokkstabilisert leire. Benyttet i våre beregninger. (Målte spuntvegg-deformasjoner har vist seg å stemme bra med beregnede).
Behov for bedre retningslinjer, f eks til GS Spunt**

Krav fra SVV:

”Designmanual” skal utarbeides. Beskrivelse av løsninger og prosjekteringsforutsetninger, som grunnlag for detaljprosjektering. All dokumentasjon skal kontrolleres av 3. part før godkjenning i Vegdirektoratet.

Tegninger og øvrig arbeidsgrunnlag



Tegninger og øvrig arbeidsgrunnlag

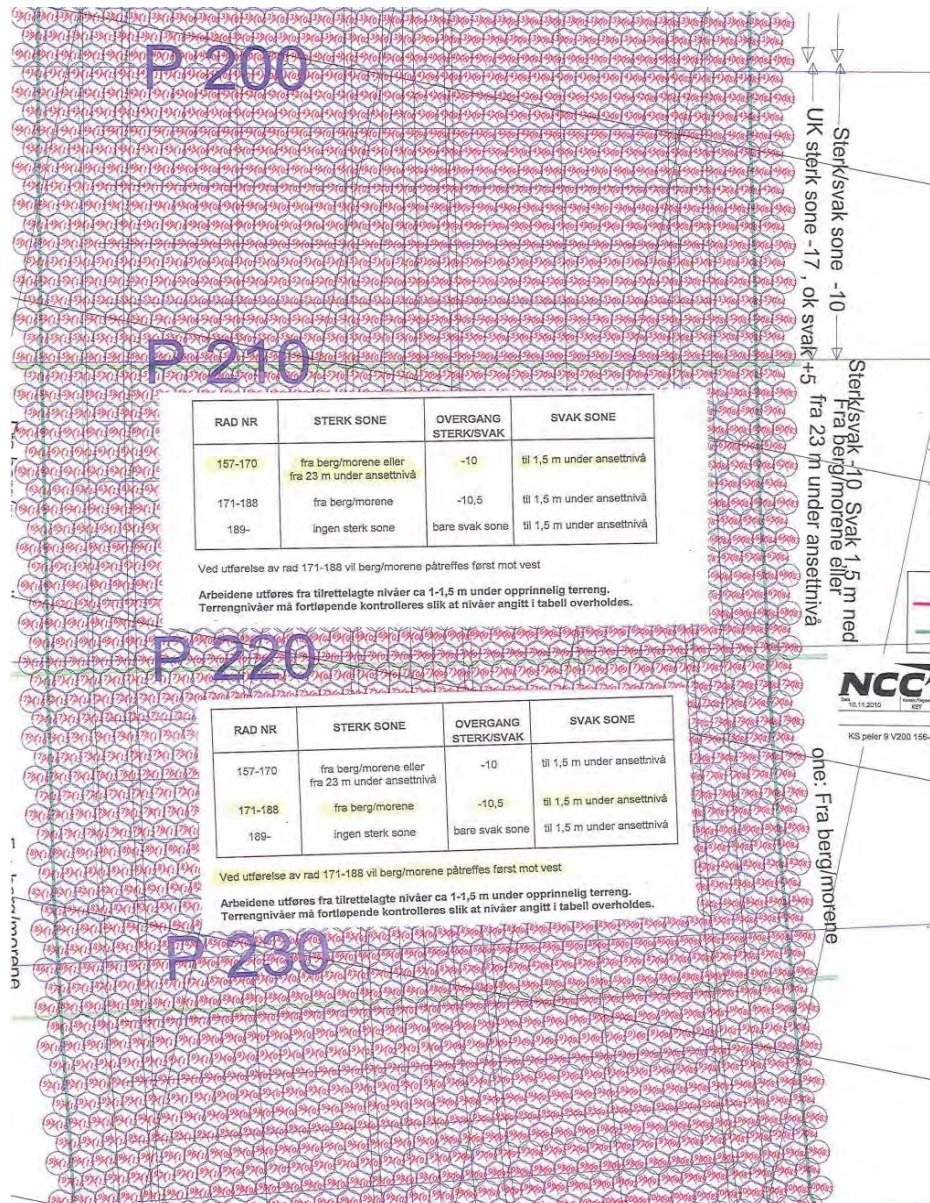
Digitalt grunnlag for utførelse av KS-arbeider:

x og y for alle peler + ekstrapeler ut mot spunt

Høyder:

- uk sterk sone
- overgang sterk/svak sone
- ok svak sone

Sterk sone: 80 kg/m³
Svak sone: 30 kg/m³



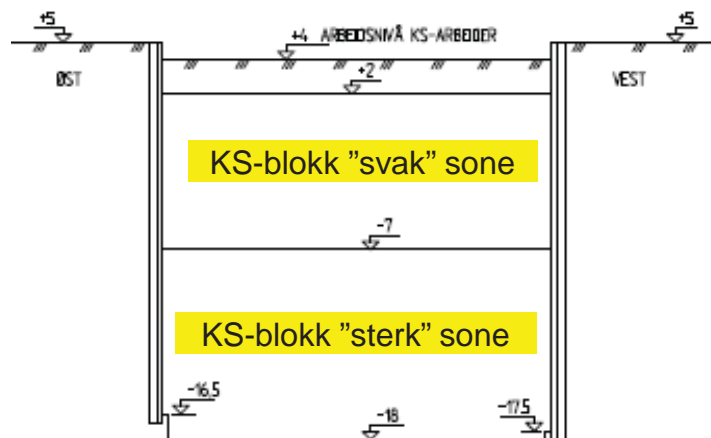
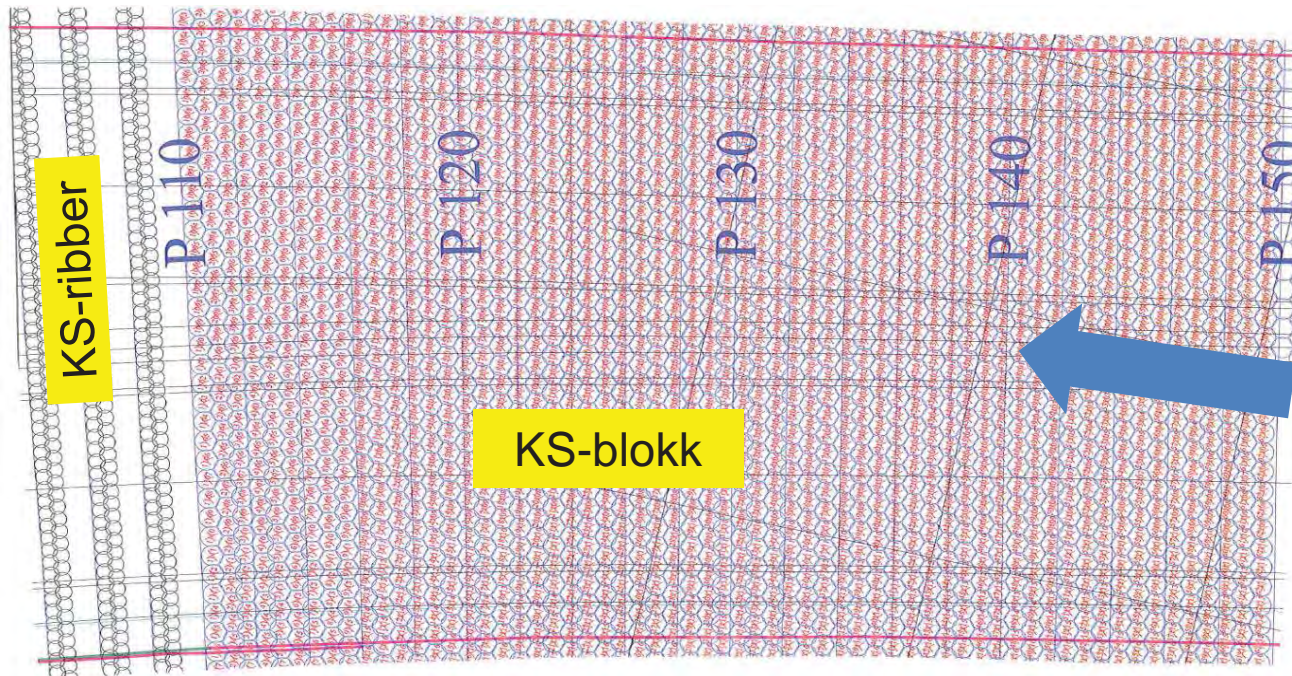
Utførelsen

Utfordringer:

- Vinterarbeider gjennom den strenge vinteren 2010-2011
- Forgraving
- Ukjente hindringer i grunnen
- Maskinoppstillinger, faser, trafikk
- Press på framdrift
- To maskiner jobbe parallelt
- Intern stabilitet før stabilisering



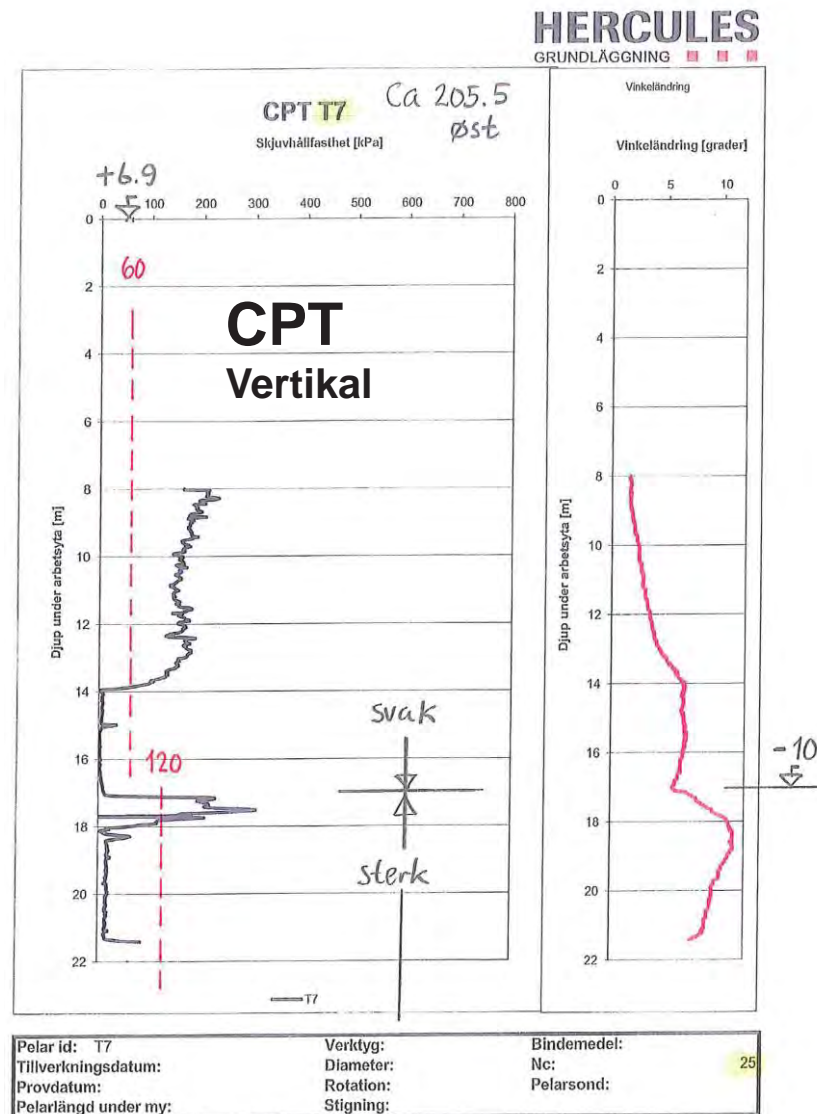
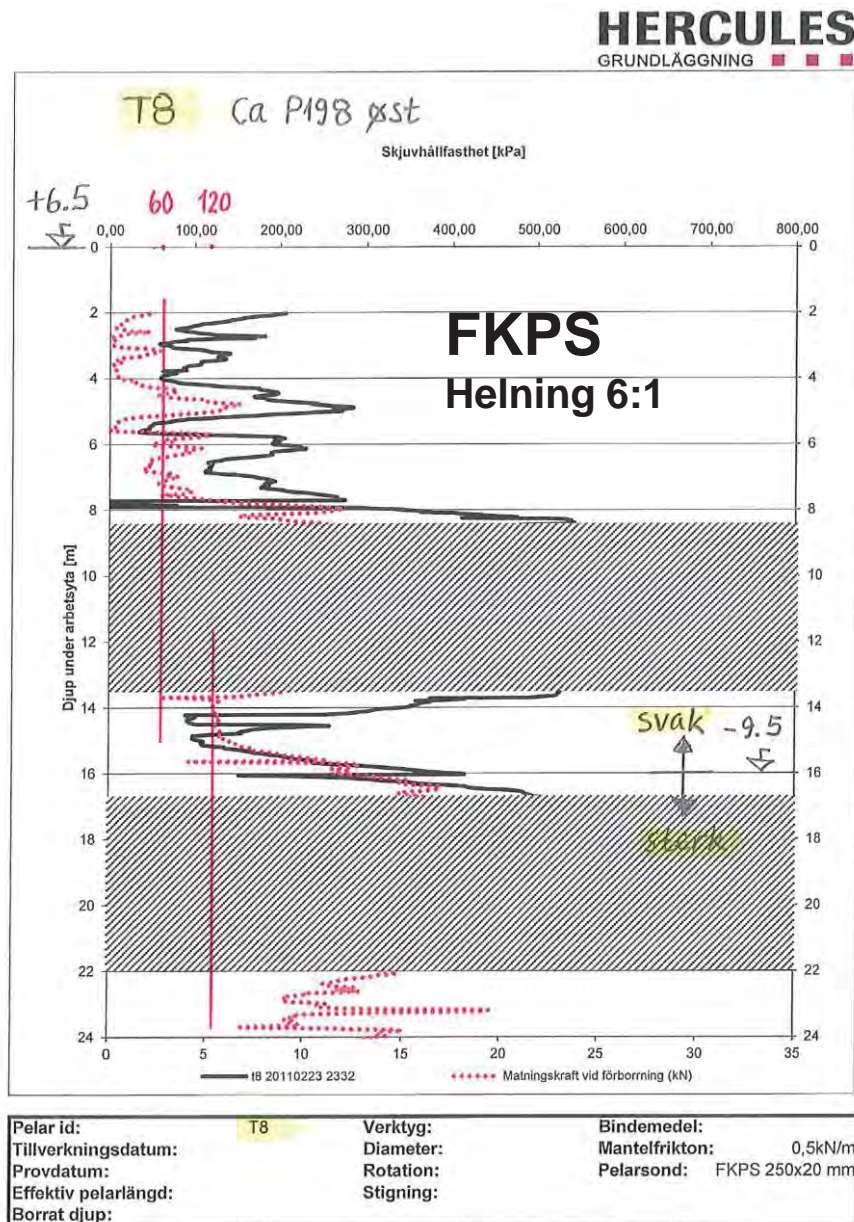
Kalksementstabilisering. Lokal bruk av MDM.



Vanntilførsel under innblanding nødvendig i dette området. Hvorfor? Siltig materiale, dilatans?

Ingen klare indikasjoner på avvikende grunnforhold i grunnlaget. Omrigging. Forsinkelser. Tilleggs kostnader. Hvem betaler?

Kontrollsonderinger etter utførelse. 2 eksempler.

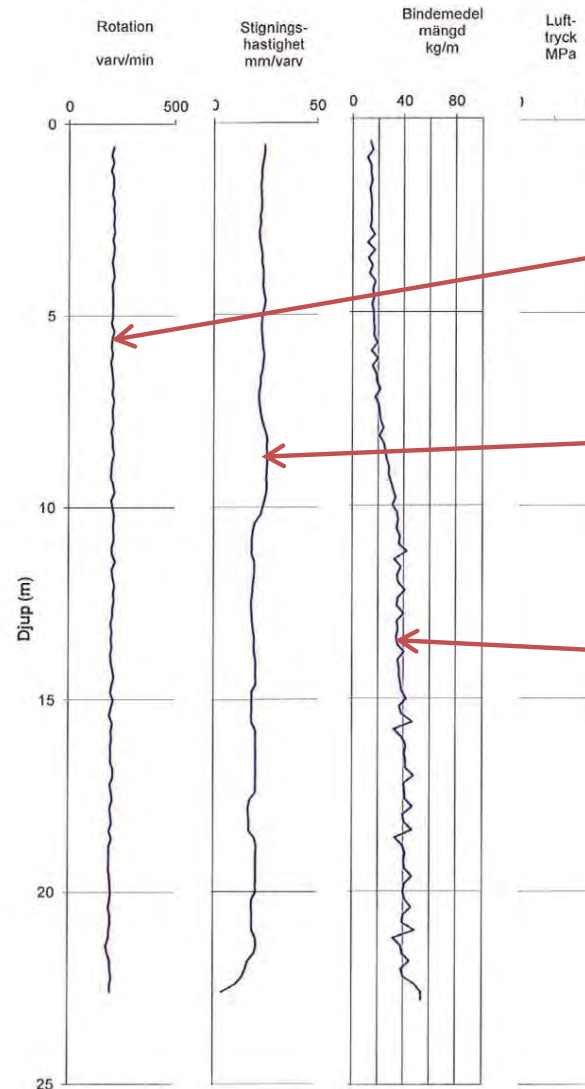


Projektnavn E6 Trondheim
Delområde 4
Bestillare NCC

Pelarnr 98100-B.1
Installationsdatum 20.01.2011
Tid 19:03:41

Borring oppåt

Maskin KC-4
Operatører Tony-Mikael

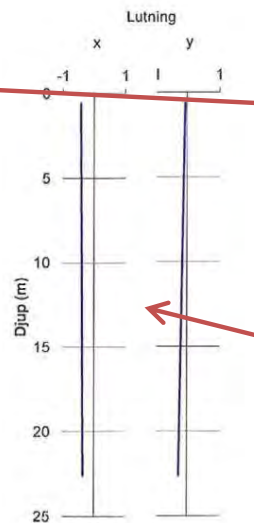


Verktyg diam [mm] 800
Tot bindemedel [kg] 680
Luftryck medel [Mpa] 0,00

Pelardjup [m] 23,03
Stabilisert djup [m] 22,55
Tomborring [m] 0,48

Rotation enl handl 200
Bindemedel enl handl KC50/50
Stigning enl handl 20
Verktyg enl handl 800 mm

Avvik min-kg



Dokumentasjon fra Hercules Grundläggning AB for hver KS-pel:

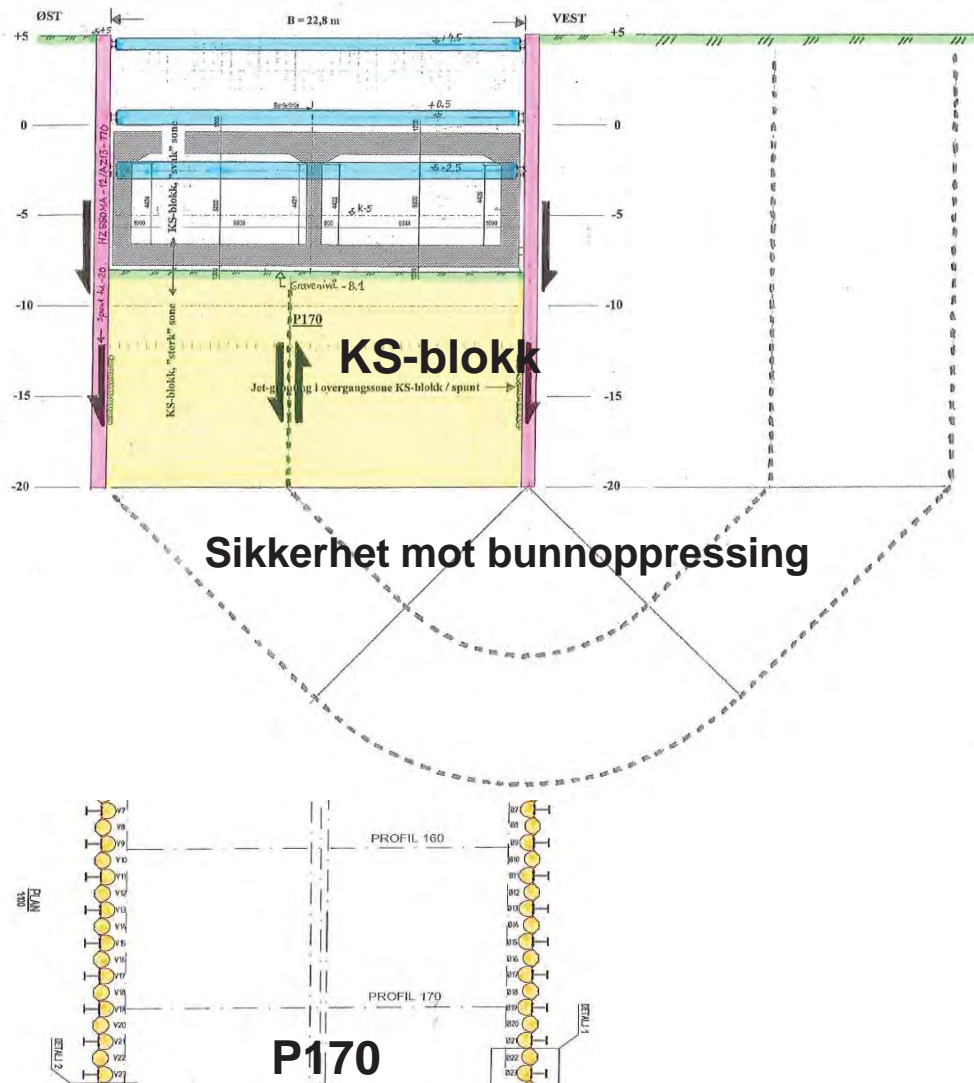
Rotasjons hastighet
200 omdr/min

Stignings hastighet
20 mm/omdr.

Innblandingsmengde,
her: 40 kg/m og 15 kg/m

Helning, x og y

Overgang KS-blokk / spuntvegg



Omrørt, ikke-stabilisert sone mellom KS-blokk og spunt:
Redusert friksjon?
Kilde til store deformasjoner ?
Påpekt som et problem.

Løst ved jet-grouting

I ettertid:
Kanskje ikke noe stort problem?
Kunne spart oss?

Kalksementstabilisering. En suksess.

Vellykket kalksement-stabilisering, med langt lavere innblandingsmengder enn vanlig.

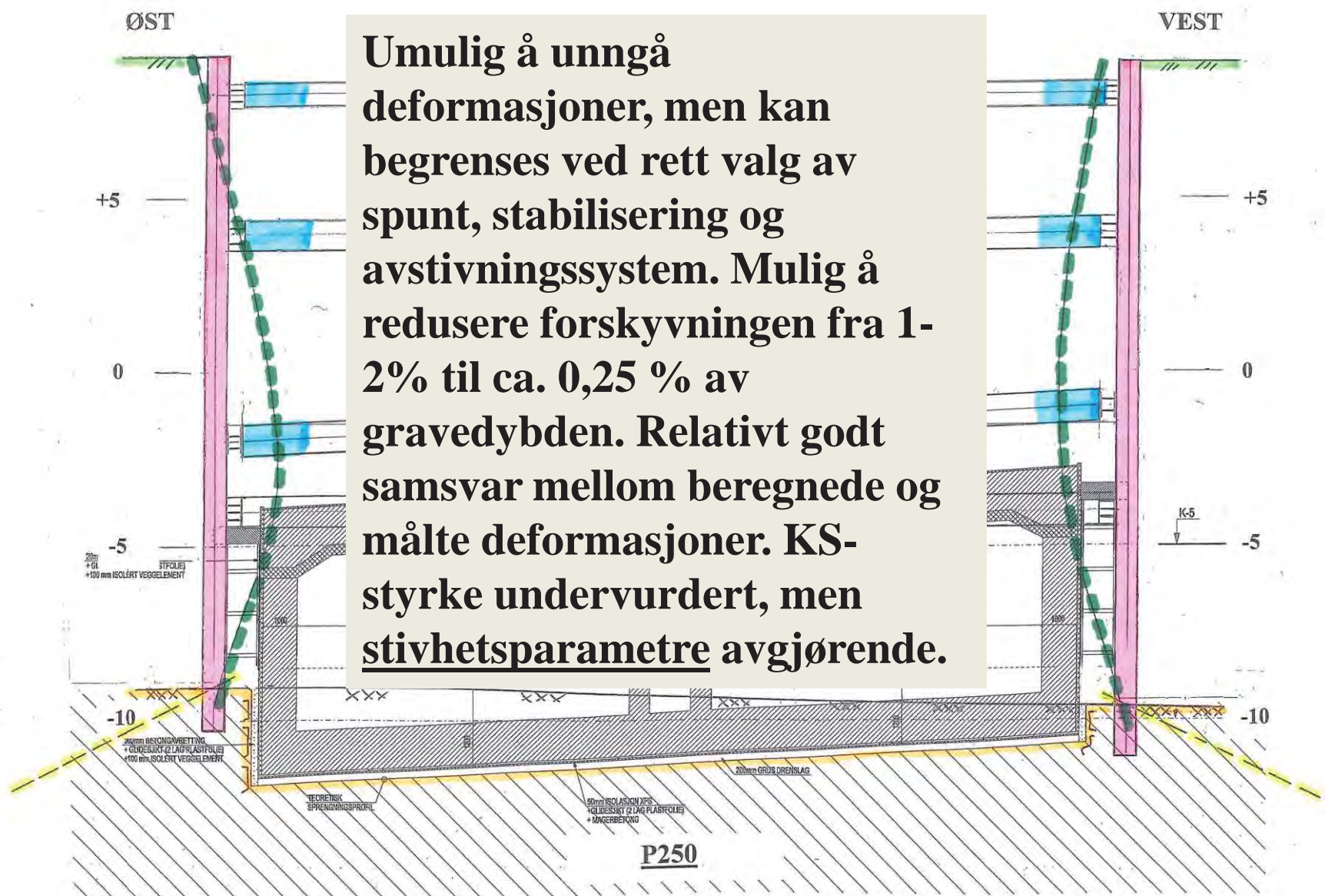
Hensikt oppnådd: Meget fast, men gravbar.

”Kvikkleira på Møllenberg temmet!” (NRK Midtnytt)

Kvikkleire, som i omrørt tilstand er som tykk vaniljesaus, har blitt til et fast og bæredyktig materiale som ligner på meget fast tørrskorpeleire

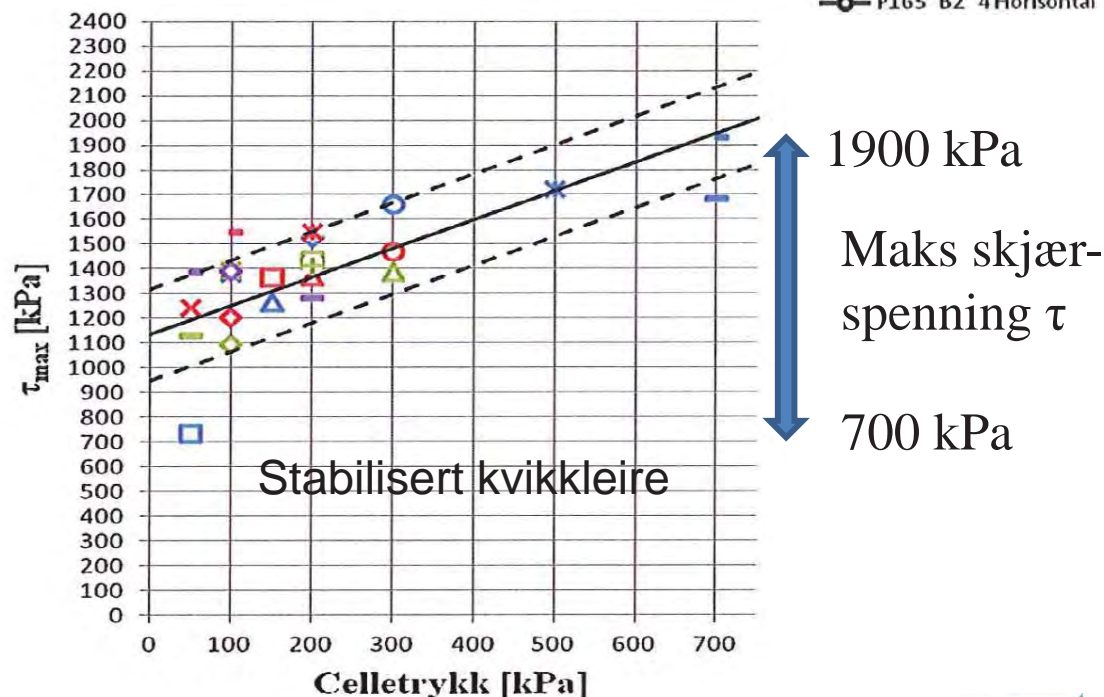
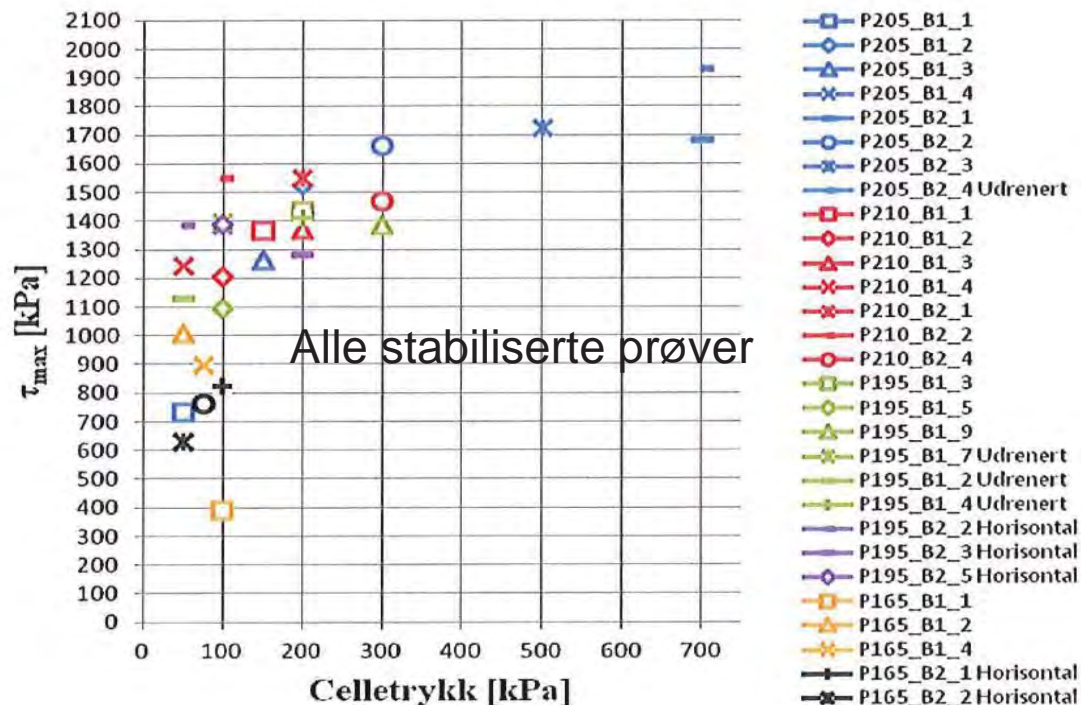
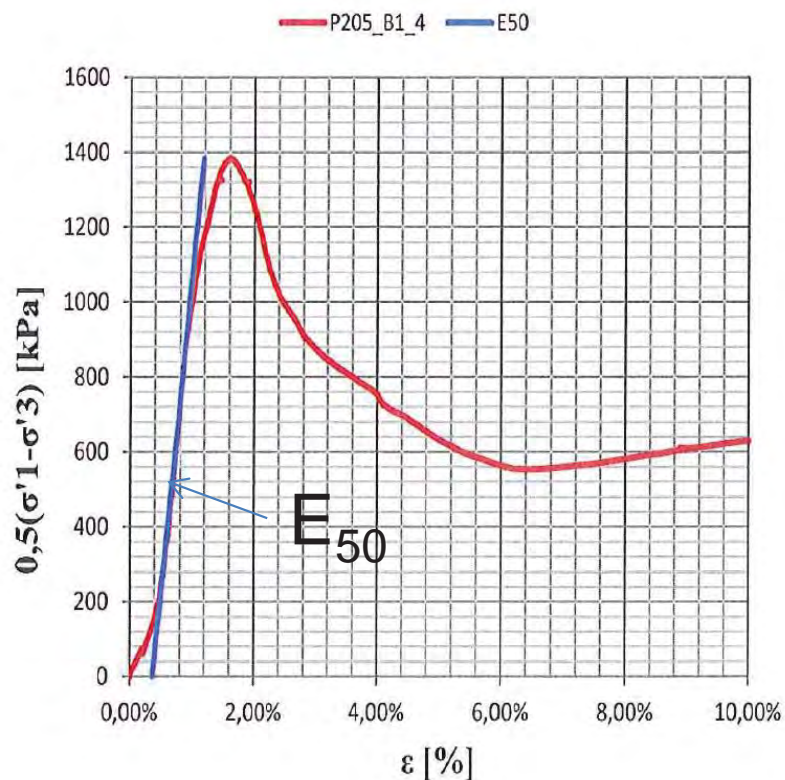


Deformasjoner av spuntvegger



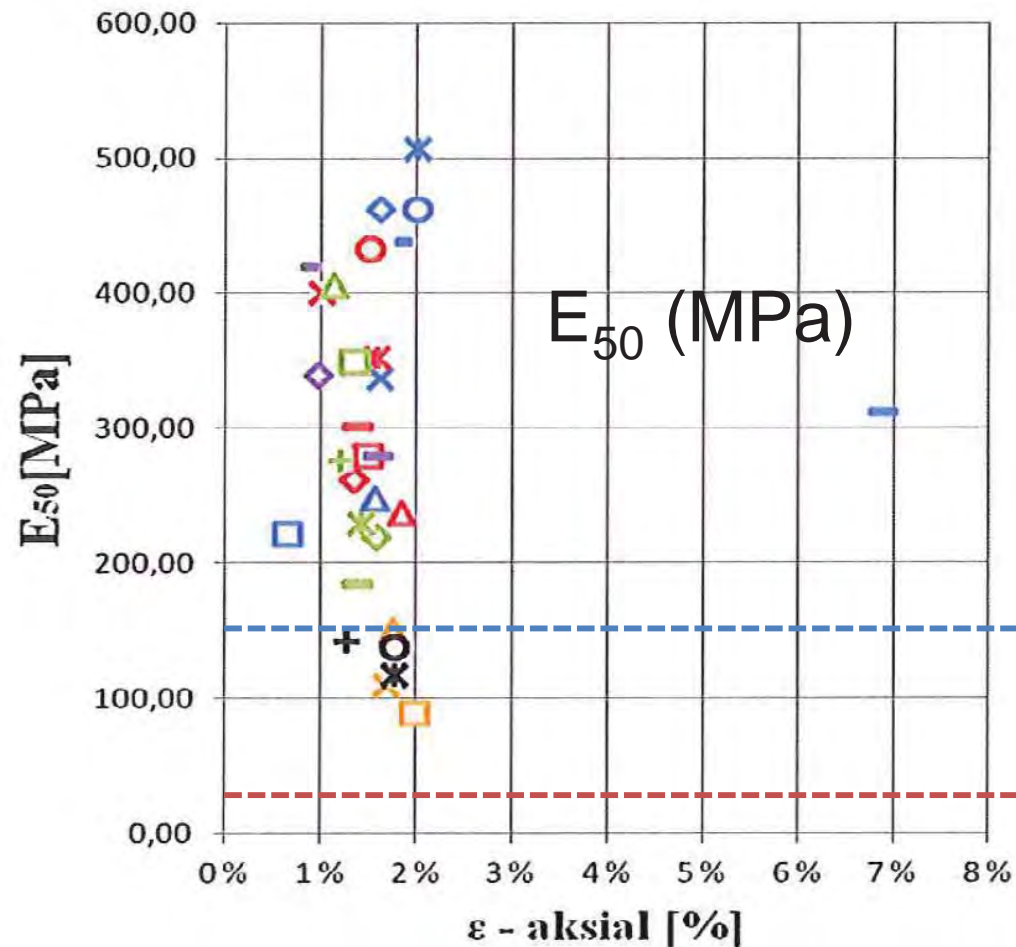
Masteroppgave Simon Hanson, NTNU, 2012

30 stk udrenerte og drenerte
Treaksialforsøk.
Isotrop konsolidering
Til brudd med $\sigma_r = \text{konstant}$
og økende σ_a :



Masteroppgave Simon Hanson, NTNU, 2012

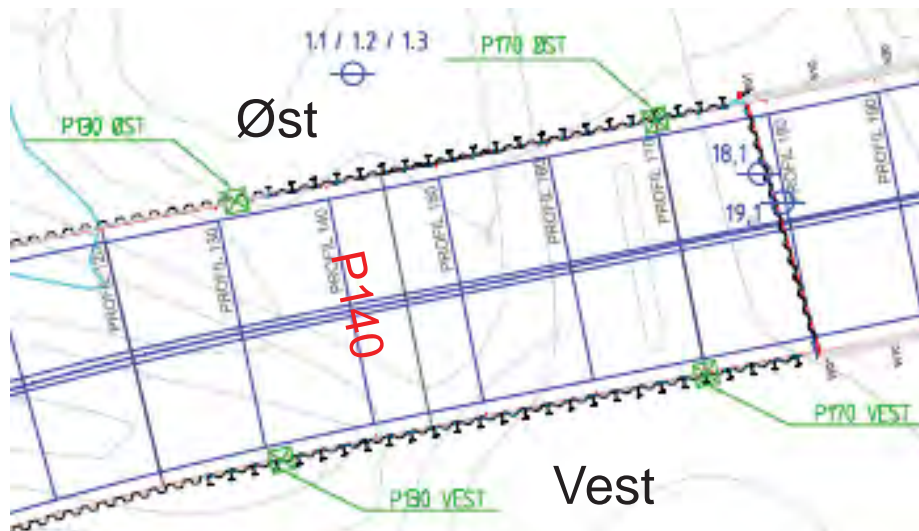
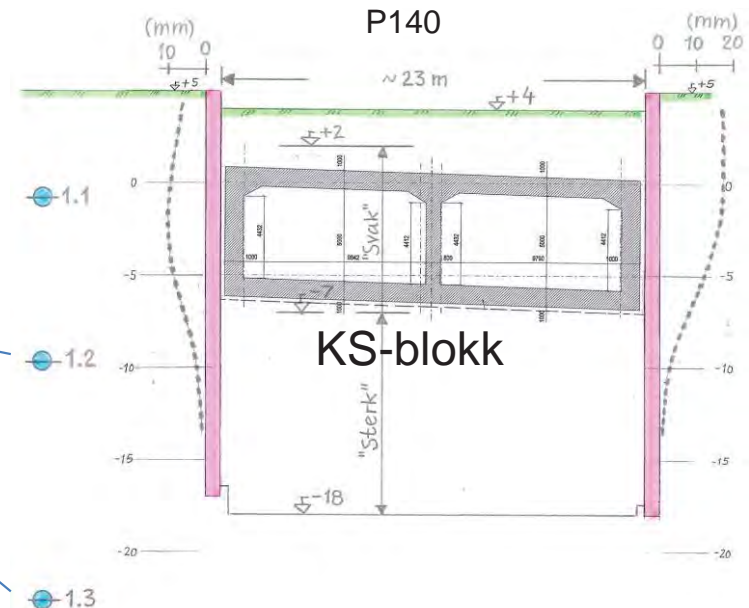
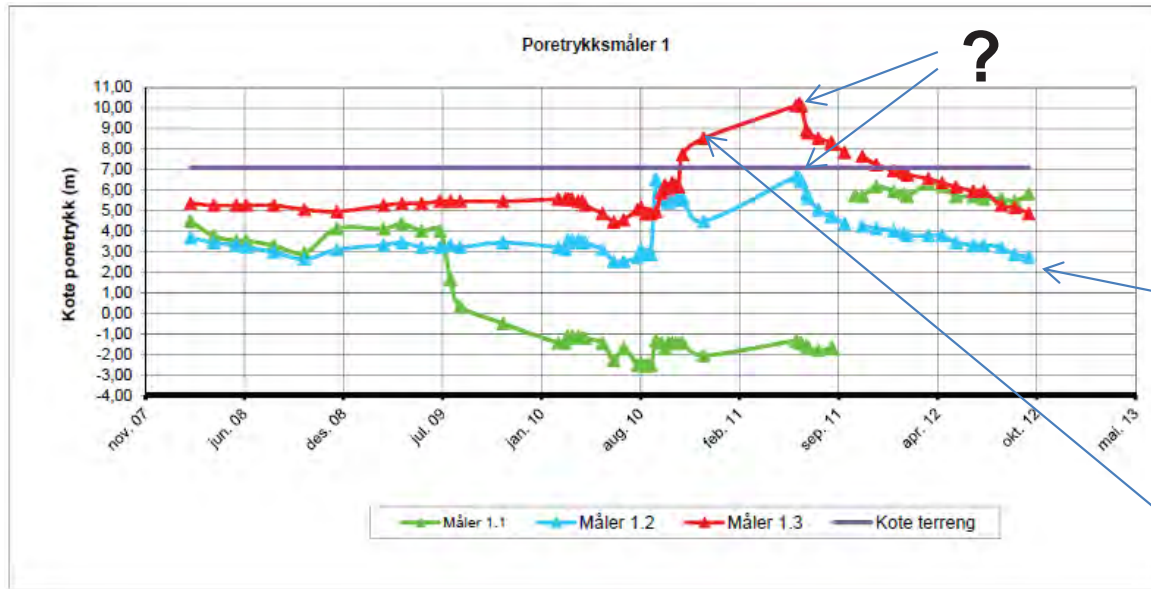
30 stk udrenerte og drenerte treaksialforsøk



Fra svensk forskning: $E = 160$ MPa, men
Vägverket anbefaler maks 100 MPa

”Vanlig” norsk anbefaling $E = 30$ MPa
basert på $s_u = 150$ kPa og $E = 200 \times s_u$?

Poretrykksoppbygging utenfor svevende spunt som følge av KS-arbeider mellom spuntvegger



Poretrykksøkning i 2 målere ca 9 m fra spuntvegg øst ved ca P145. Sammenfaller i tid med KS-arbeider og utpressing av spunt 0-10 mm, 16.09.10 – 13.10.10

Delprosjekt nr.: 4

Dokumenttittel: "E6 Trondheim Stjørdal, Parsell Trondheim, Løsmassetunnel Møllenberg"

Date: 2015-02-27

Rev.nr.: *Rev.nr.*

Vedlegg 11

Om å utvikle innovative løsninger sammen i en tidligfase



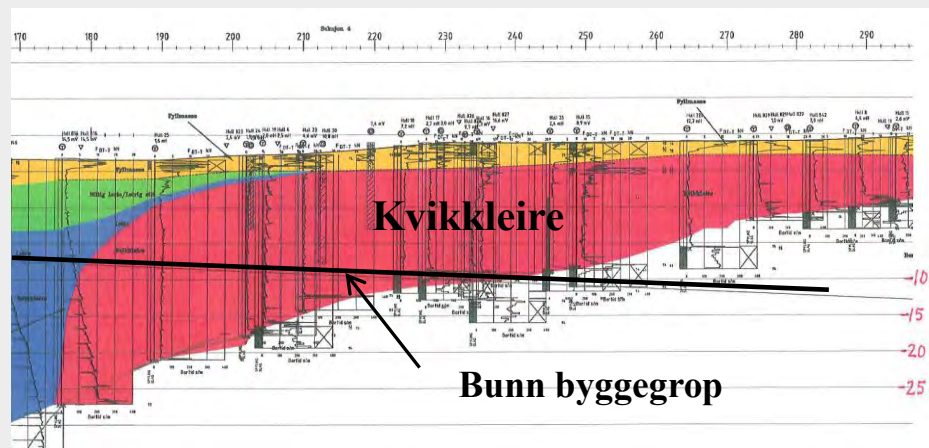
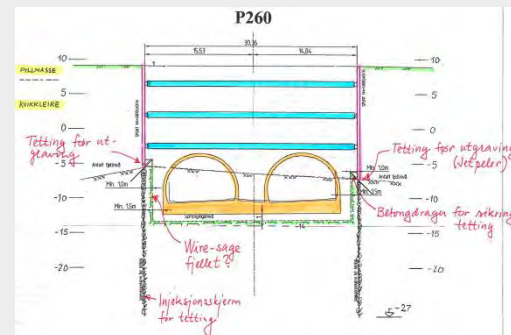
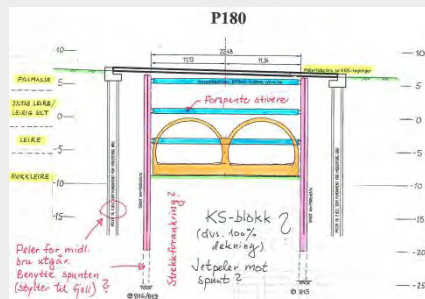
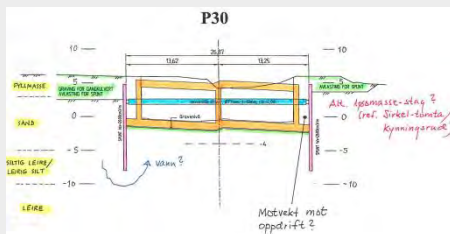
Noen erfaringer fra utviklingsfasen for E6 Trondheim, Dagsone vest, Løsmassetunnel Møllenberg

.... fakta, geoteknikk, prosesser, løsninger, refleksjoner, synspunkter, nå når prosjektet er fullført

v/ Torgeir Haugen, NCC Construction AS

Grunnlaget

- **Lang prosess fram til trasévalg. Mye politikk.**
- **Byggherrens løsningsforslag, 80-90 % ferdig prosjektert 2008.**
- **Konkurransepreget dialog, 1. halvår 2009.**



Hvem tar utfordringen?

Innovasjon

Økt verdiskaping ved bruk av ressurser på nye og smartere måter.

Kan en konkurransepreget dialog anvendt på dette prosjektet bidra til innovasjon?

Valg av konkurransepreget dialog. Potensiale?

- Det legges til rette for en **grundig prosess** fram til valg av løsning. Øker sjansen for å treffe den «riktige løsningen».
- Det oppmuntres til **kreativitet og nytenkning**.
- Fokus tidlig i prosjektet flyttes fra prosjekteringskontrakt til **løsningsvurderinger, der flere avgjørende forhold tas i betraktning: anleggsteknikk, anleggsgeoteknikk, gjennomførbarhet, risikovurderinger**.
- Flytte fokus fra pris til **kompetanse** i en tidligfase.
- En prosess hvor det bygges **tillit** mellom byggherre og entreprenør.
- **Samarbeid** om løsninger. Byggherren stiller kritiske spørsmål.
- Entreprenørene får mulighet til å påvirke prosjekt og prosjektutvikling med **sine metoder og erfaringer**.
- Spørsmål om ressurser. Konkurransepreget dialog mer ressurskrevende enn vanlig anbudsarbeid. Urimelig å forvente engasjement fra entreprenører uten en **godtgjørelse**. Hva er rimelig godtgjørelse?

Positive prosesser i en dialog

1. **Samarbeid og samhandling i alle ledd og faser, mellom alle parter**
2. **EN avhengig av et teamarbeid i sitt utviklingsarbeid; egne ressurser, rådgivere, UE'er, leverandører**
3. **Partene i en dialogfase vil det samme: finne gode løsninger**
4. **Stille kritiske spørsmål til løsninger mens de utvikles.**
5. **Fokus på å redusere risiko**
6. **Utførelsesfasen blir en fortsettelse av et allerede etablert forhold**
7. **«Finne hverandre». God kommunikasjon.**
8. **Bygge kultur og holdninger. «Gjøre medspillere gode».**
9. **Din suksess = min suksess. Mulig å oppnå?**

Samhandling – samarbeid – felles mål



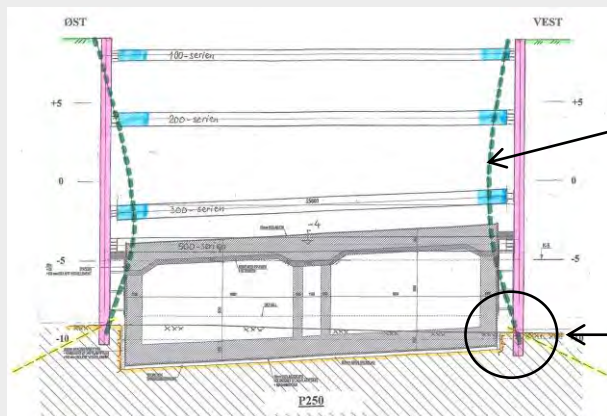
AC Milan – Rosenborg 1 – 2
San Siro i Milano, 6. desember 1996.
«Det umulige var blitt mulig»

**Vi skal bygge en veg.
Vi trenger en byggegrop i kvikkleire!**

Et spekter av problemstillinger:

- **Forstå grunnforholdene**
- **Velge type støttekonstruksjon**
- **Velge type avstivning (bakforankret eller innvendig avstivning?)**
- **Grunnforsterkning**
- **Dimensjonering**
- **Bergkvalitet, hydrogeologi, poretrykksbalanse**
- **Lekkasje-problematikk / tetting / injeksjon**
- **Omgivelser, setninger, rystelser, deformasjoner, plassforhold, anleggsområde, trafikk, VA-anlegg, faseplaner støy, støv**
- **Anleggsteknikk, anleggsgeoteknikk**
- **Masseuttak**
- **Tverrfaglig prosjektutvikling og prosjektering**

Byggherrens krav og forventninger



Umulig å unngå deformasjoner, men de kan begrenses ved rett valg av spunt, stabilisering og avstivningssystem. Mulig å redusere forskyvningen fra 1-2% til ca. 0,25 % av gravedybden? Hvordan?

Overgang spunt – berg. Tetting. Hvordan?

- **En ting er å definere et høyt mål, en annen ting å etablere det som et krav i en kontrakt.**
- **Eksempler: Utbøyning av spunt og poretrykksreduksjoner utenfor byggegrøp (som medfører deformasjoner og setninger)**
- **Ut fra hensynet til omgivelser: «legge listen høyere» enn for tidligere prosjekter.**
- **Utfordre vårt erfaringsgrunnlag innenfor en ramme av et definert ansvar**

Utviklingsfaser:

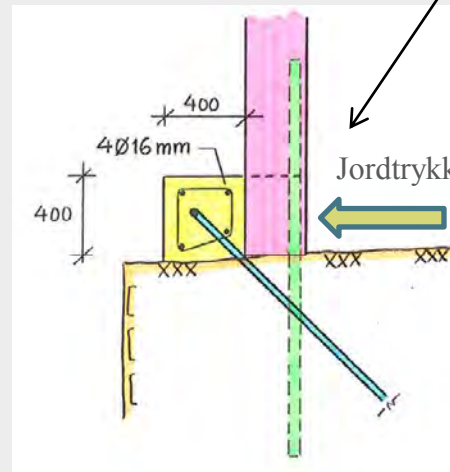
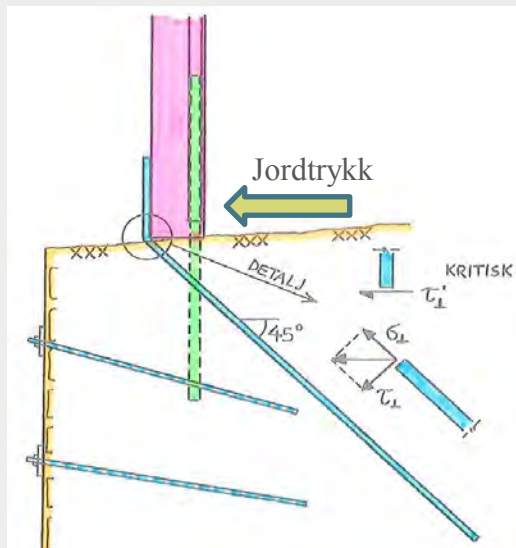
Skissetilbud+Dialogfase+Tilbudsfase+Prosjekteringsfase+Utførelsesfase

- Vi hadde 5 uker på å lage et Skissetilbud (02.02.09 – 09.03.09):
 1. Skisser som beskriver hvordan oppdraget er planlagt utført
 2. Metodebeskrivelser
 3. Usikkerhetsvurderinger
 4. Estimat over kostnader

- Dialogfase, 3 runder, fram til 02.06.09.
- Mange temaer i dialog SVV-NCC. Her er noen, som kanskje kommer inn under kategorien «innovative løsninger»:
 1. Spuntfoot ved berg. Valg av spunttype og tett tiltak.
 2. Optimalisering av byggegrop-geometri
 3. KS-stabilisering
 4. Temperatureffekter på innvendige stivere

Spuntfoot ved berg. Valg av spunttype og tetteltak.

Tradisjonelle løsninger. Spuntfootens bergfeste i ulike faser:



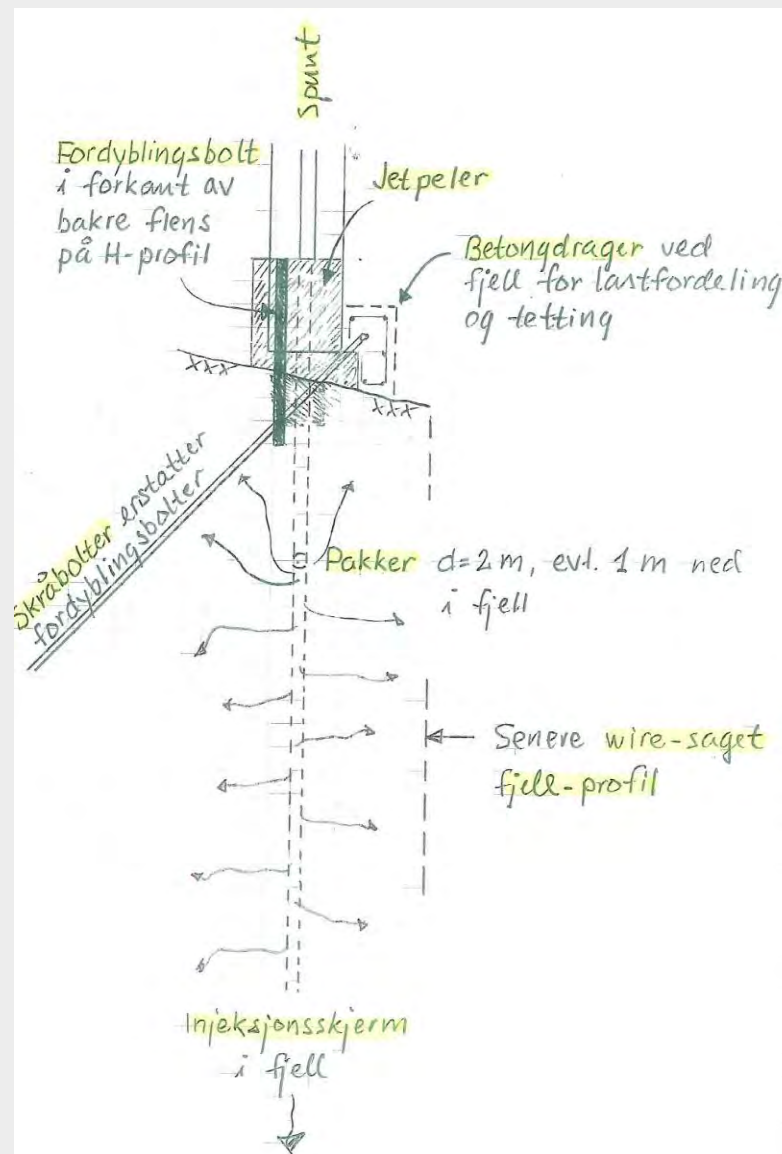
Byggherrens løsningsforslag basert på denne løsning + tetting med jetpeler i glipper mot berg.

Sterkt fokus på overgang spunt – berg i dialogfasen. «Fotavtrykk mot berg!» Injeksjon ved og under spuntfoot.

Spunntot mot berg

Løsning i Skissetilbud og første del av Dialogfasen:

- Fordyblingsbolter
- Jetpeler og berginjeksjon
- Skråbolter
- Betongdrager
- Ettertetting
- Wire-saging
- Bergsikring

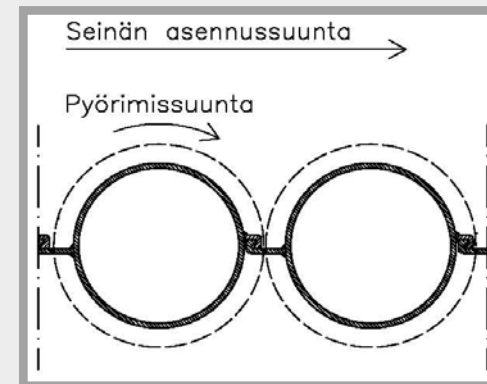


Rørspunt boret inn i berg. En aktuell løsning?

Stålpeledagen hos Ruukki, april 2009. Tekst og bilder fra Ruukki::

New application for RD-piles; pipe pile wall which can be installed by drilling

- **Based on Ruukki's RD piles RD400-RD800**
- **Piles are attached together by interlocks welded on the piles**



«Aha! Interessant! Noe å se nærmere på. Åpner for helt nye muligheter for overgangen løsmasser-berg».

RD-pile wall – Properties (from Ruukki)

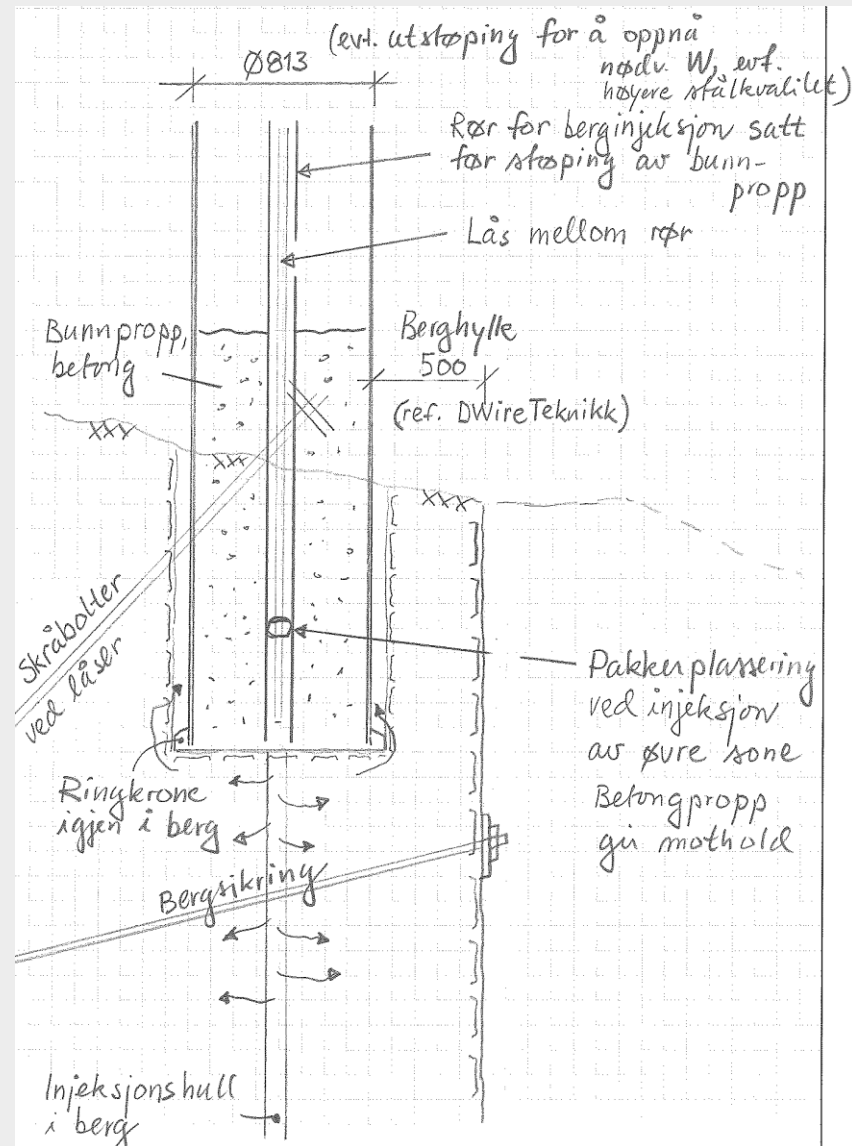
Extremely rigid structure

- Bending stiffness of wall can be adjusted by changing the wall thickness and/or diameter of the pile
- Bending moment resistance can be increased by using higher steel grades and by reinforcing and concreting the piles

Pile dimensions		t mm	pile A_s mm ²	pile Mass kg/m	pile I [cm ⁴]	pile W_{el} [cm ³]	pile EI [kNm ²]	wall b mm	wall W_{el} [cm ³ /m]	Corrosion [mm]	wall W_{el} [cm ³ /m]	wall M [kNm/m]
D mm	D mm											
406.4	406.4	8.0	10013	78.6	19 874	978	41 735	504	1 939	2	1 476	524
	406.4	10.0	12453	97.8	24 476	1 205	51 399	504	2 388	2	1 939	688
	406.4	12.5	15488	121.4	30 031	1 478	63 064	504	2 930	2	2 498	887
508.0	508.0	10.0	15645	122.8	48 520	1 910	101 893	606	3 152	2	2 552	906
	508.0	12.5	19458	152.7	59 755	2 353	125 486	606	3 882	2	3 300	1 172
	508.0	14.2	22028	172.9	67 199	2 646	141 117	606	4 266	2	3 796	1 347
610.0	610.0	10.0	18849	148.0	84 847	2 782	178 178	708	3 929	2	3 175	1 127
	610.0	12.5	23403	184.2	104 755	3 435	219 965	708	4 851	2	4 115	1 461
	610.0	14.2	26578	208.6	118 004	3 869	247 808	708	5 465	2	4 742	1 683
	610.0	16.0	29857	234.4	131 781	4 321	276 741	708	6 103	2	5 393	1 915
711.0	711.0	10.0	22022	172.9	135 301	3 806	284 133	809	4 705	2	3 796	1 347
	711.0	12.5	27429	215.3	167 343	4 707	351 421	809	5 819	2	4 829	1 750
	711.0	14.2	31084	244.0	188 735	5 309	396 344	809	6 562	2	5 686	2 019
	711.0	16.0	34933	274.2	211 040	5 936	443 184	809	7 338	2	6 476	2 299
813.0	813.0	10.0	25226	198.0	203 364	5 003	427 064	911	5 492	2	4 426	1 571
	813.0	12.5	31435	246.8	251 860	6 196	528 907	911	6 801	2	5 755	2 043
	813.0	14.2	35634	279.7	284 315	6 994	597 061	911	7 678	2	6 645	2 359
	813.0	16.0	40060	314.5	318 222	7 828	668 266	911	8 593	2	7 575	2 689

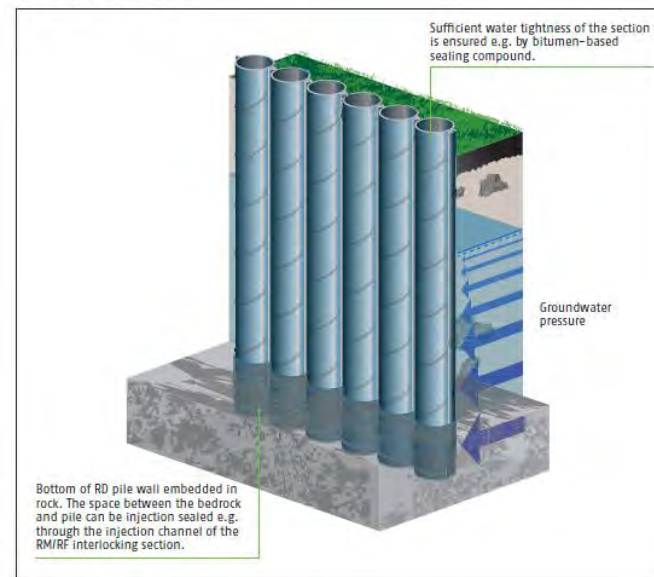
Spuntfot mot berg når rørsput

- **Mulig rørsput-løsning presentert på dialogmøte 07.05.09 og bearbeidet videre gjennom prosjekteringsfasen.**
- **Tett samarbeid, internt i NCC's team, og mot SVV**
- **Kynningsrud og Hallingdal Bergboring sentrale i utviklingen.**
- **Begrense rørdiameter av boretekniske grunner.**
- **Ø610/10 mm valgt.**
- **Noe armering og utstøping.**





Waterproof RD® pile wall



Fra Ruukki-brosjyre

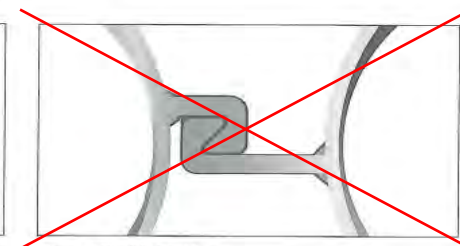
Låsetyper

I RD-peleveggen er pelene forbundet med hverandre gjennom låseseksjoner. Nabolener er alltid låst til hverandre ved bruk av et par låseseksjoner, en smal og en bred. Det er utviklet to forskjellige låsetyper for RD-peleveggen: Ruukki WOM/WOF låsestykke, Figur 2,

og Ruukki E21 låsestykke, Figur 3. Begge typene kan brukes i en veggkonstruksjon bygget med høystyrkepelers (>RD400). Låsestykkene WOM/WOF brukes med mikropelers (RD170-RD320).



Figur 2. Ruukki WOM/WOF lås.



Figur 3. Ruukki E21 lås.

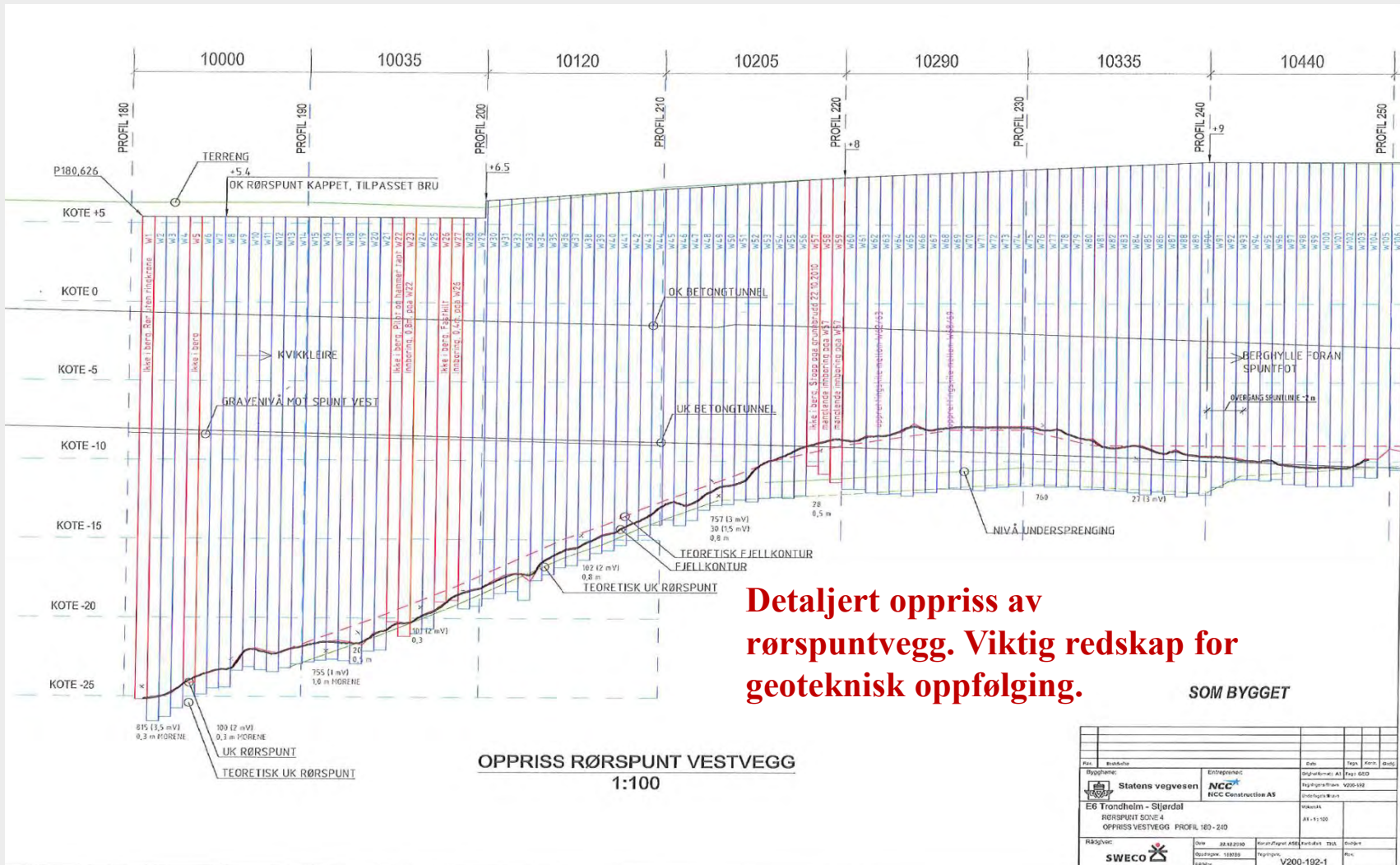
Rørspunt:



Utfordringer:

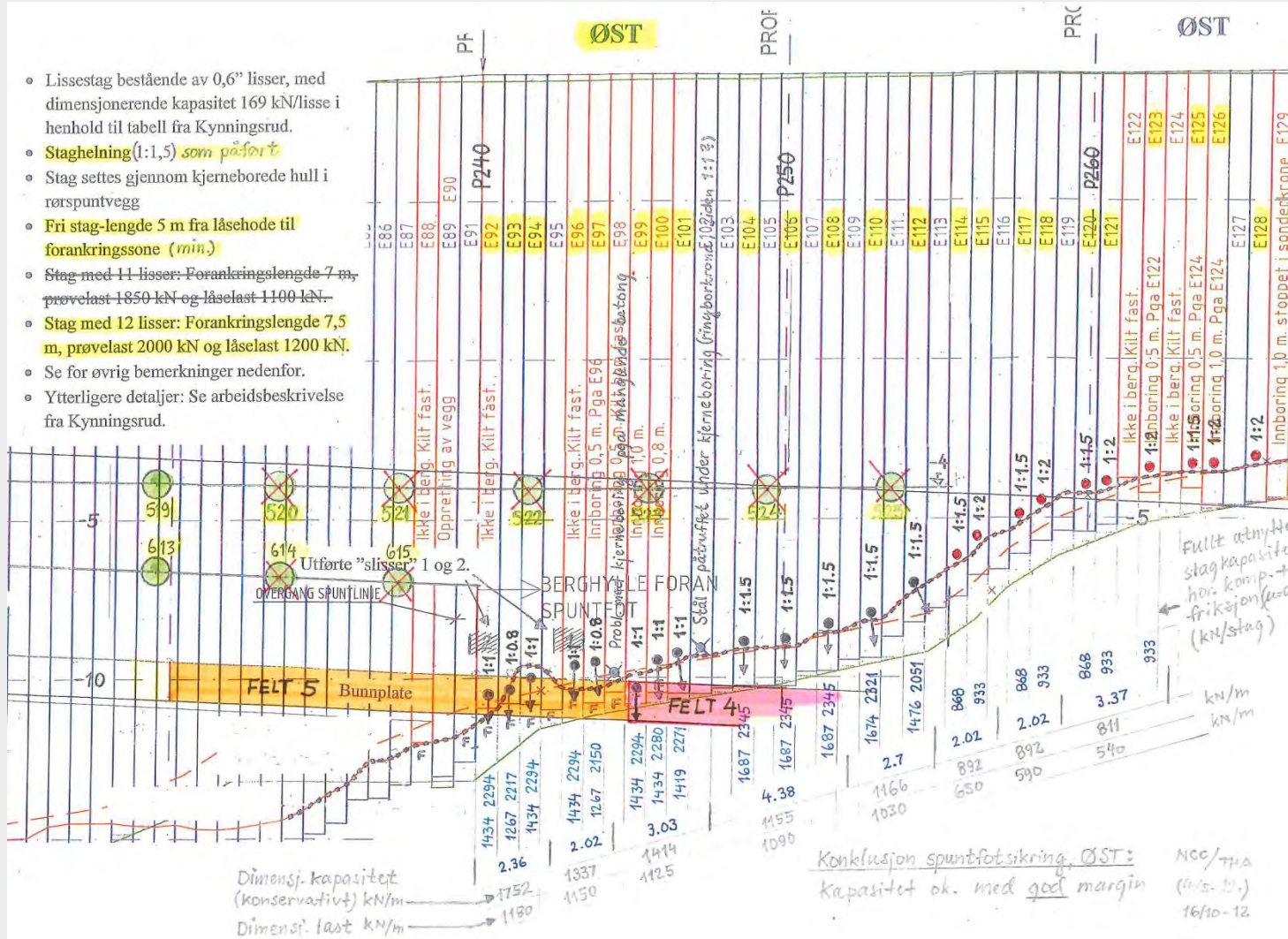
- Låsefriksjon, kiling
- Måtte bruke vibrolodd ned gjennom kvikkleira
- Etterfølgende entring av pilotkrone i ringkrone
- Belastning på rør skaper ovalitet og akkumulert helningsavvik i lengderetning spuntvegg.

Rørspunt boret inn i berg, med noen unntak:



Tett oppfølging av sikringsarbeidene i byggegropa






- Lissestag bestående av 0,6" lisse, med dimensjonerende kapasitet 169 kN/lisse i henhold til tabell fra Kynningsrud.
- **Staghelning (1:1,5) som påføret**
- Stag settes gjennom kjerneborede hull i nærsputvegg
- **Fri stag-lengde 5 m fra låsehode til forankringszone (min.)**
- Stag med 11 lisse: Forankringslengde 7 m, prøvelast 1850 kN og låselast 1100 kN.
- Stag med 12 lisse: Forankringslengde 7,5 m, prøvelast 2000 kN og låselast 1200 kN.
- Se for øvrig bemerkninger nedenfor.
- Ytterligere detaljer: Se arbeidsbeskrivelse fra Kynningsrud.



Optimalisering av byggegrup-geometri.



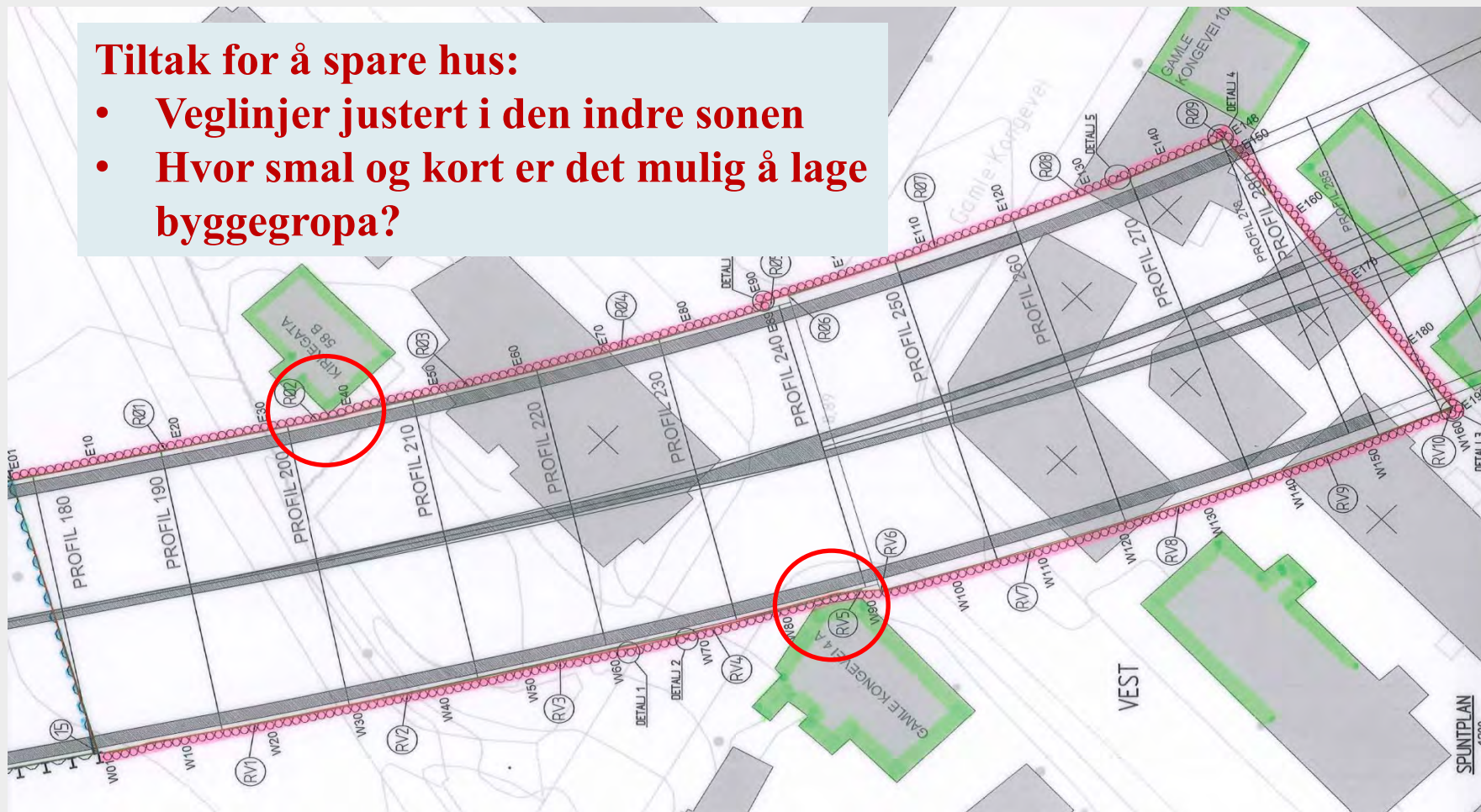
Tegnforklaring

	Hus som flyttes midlertidig eller rives (<i>maks</i>)
	Hus som står, men fraflyttes i perioder
	Hus som forberedes for sikring/refundamentering
	Hus som oppfølges spesielt mht. setningskader
	Hus som til en viss grad blir berørt av anleggsvirksomheten

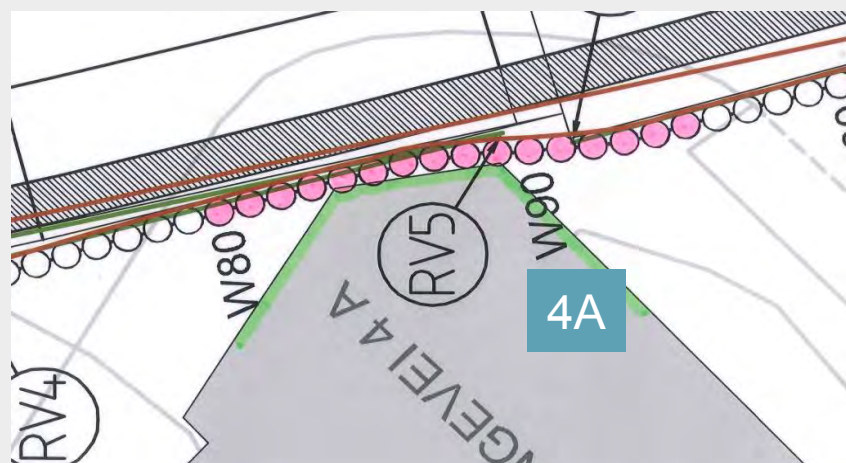
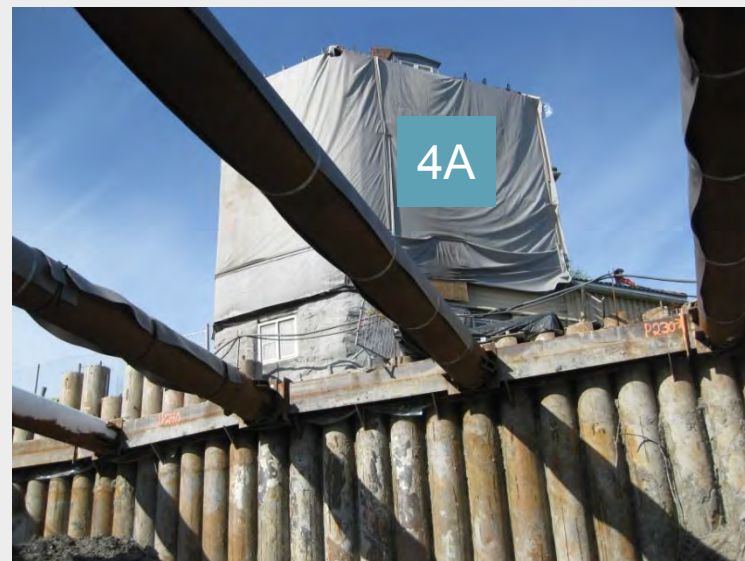
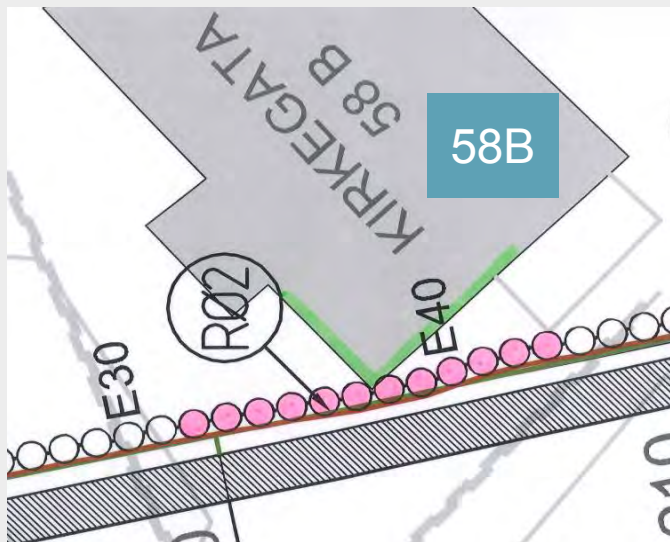
Optimalisering av byggegrop-geometri.

Tiltak for å spare hus:

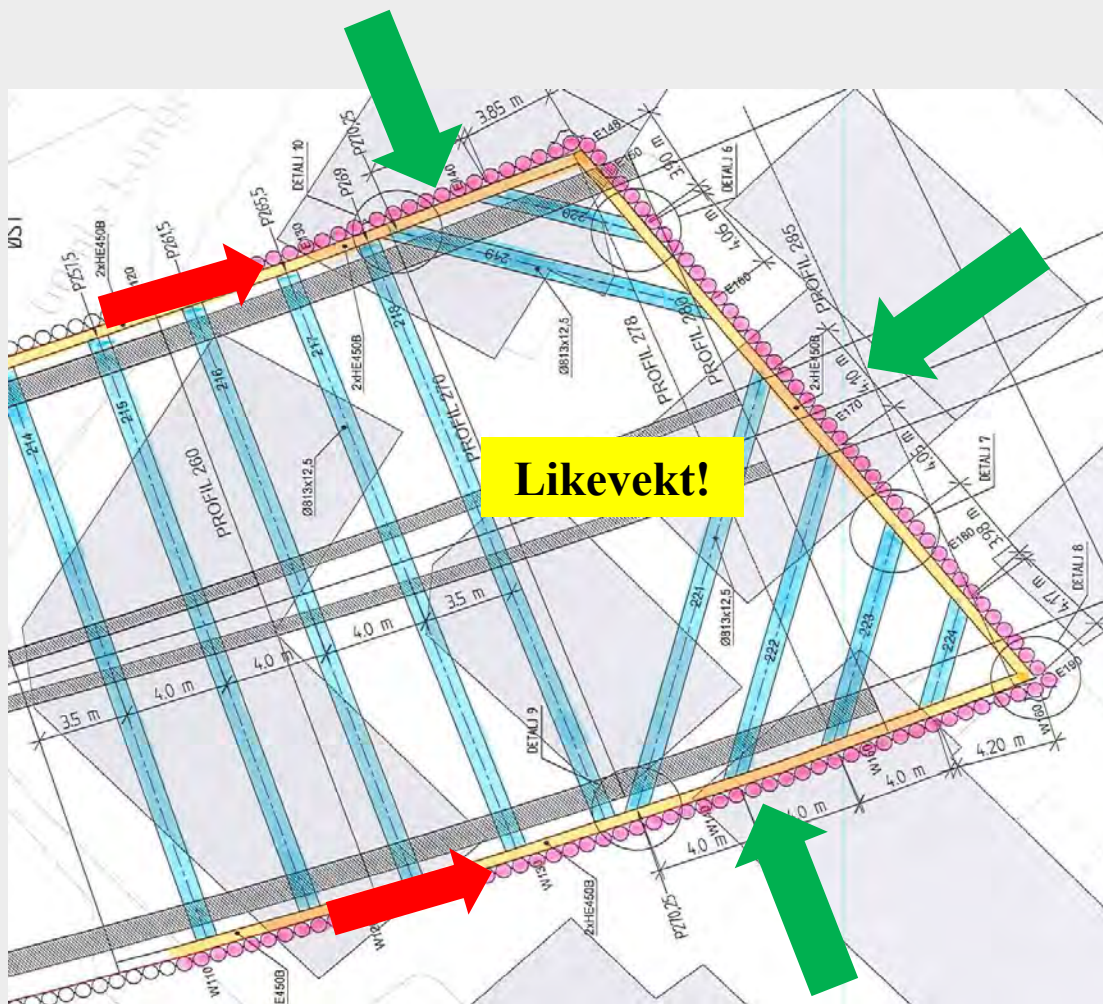
- Veglinjer justert i den indre sonen
- Hvor smal og kort er det mulig å lage byggegropa?



Rørspunt forbi hushjørner:



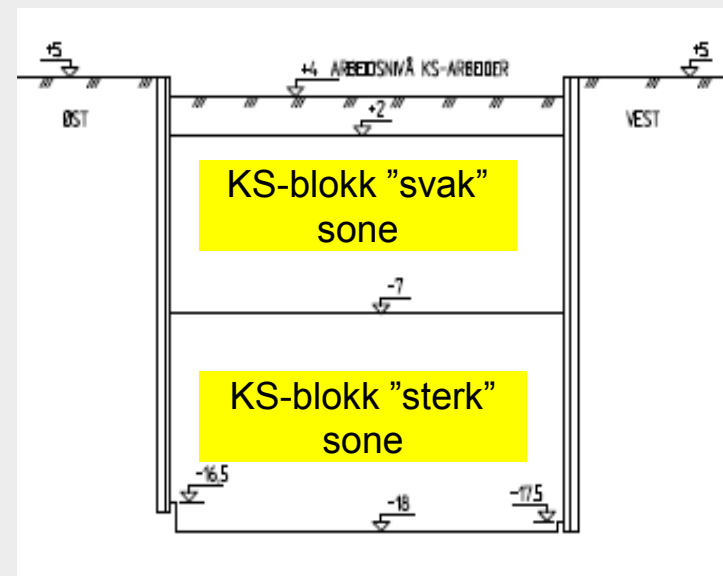
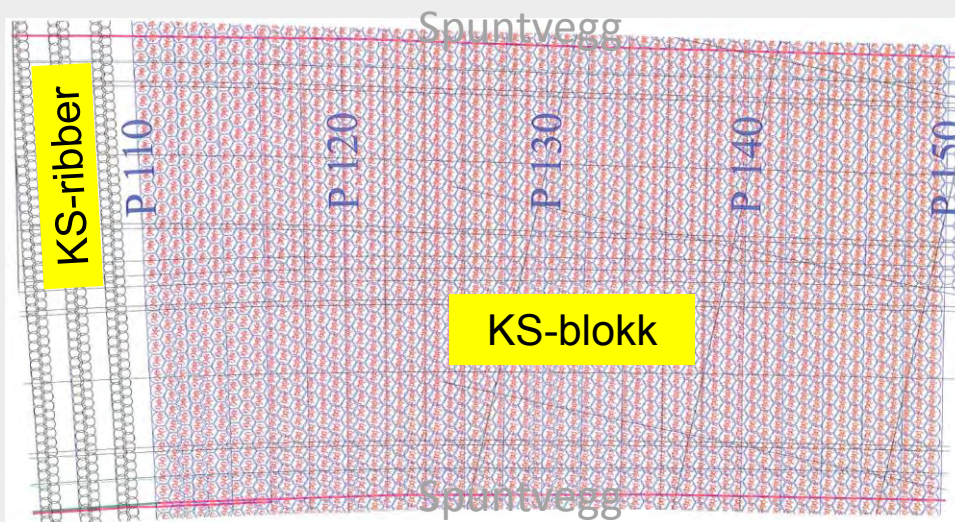
Hjørne-avstivning i sør:



Hvorfor skrå
endevegg i sør?

- Optimalisere påhugg
- Spare hus

Kalksement-stabilisert leire. Et ”konstruksjonselement”.



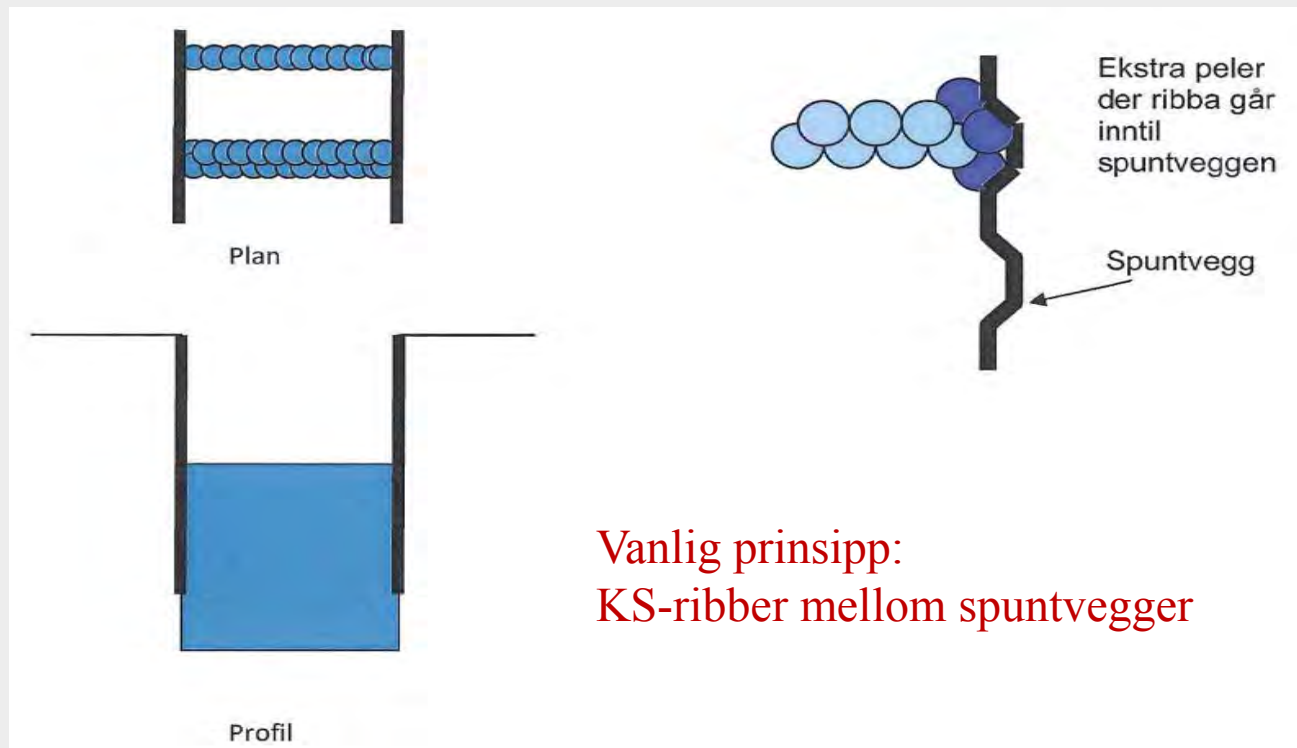
Kalksementstabilisert leire avgjørende for:

- Geoteknisk stabilitet, sikkerhet mot bunnoppressing
- Stivhet og deformasjoner (strengt krav)
- Anleggsteknikk, dvs masseuttak og intern transport/ferdsel i byggegropa

Her måtte vi lykkes!

..... i prinsipp ikke noe nytt

Utsnitt fra VEILEDNING FOR GRUNNFORSTERKNING MED KALKSEMENTPELER (NGF)



..... det nye er kanskje den utstrakte bruken av KS-blokk, og at KS i så stor grad tas inn som et anleggsteknisk virkemiddel.

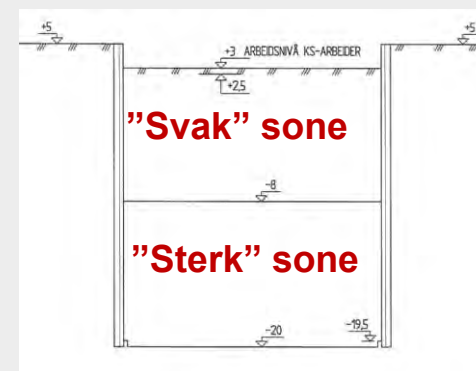
Beslutningsgrunnlag ved utarbeidelse av løsningsforslag i konkurransen:

- 34 stk enaksiale trykkforsøk
- Litteraturstudier, dvs erfaringer fra tidligere prosjekter ($s_{u, kar} = 100-200$ kPa)
- Statens vegvesen Håndbok 274: Ikke velge høyere karakteristisk styrke enn 150 kPa
- Vurdere faren inhomogeniteter

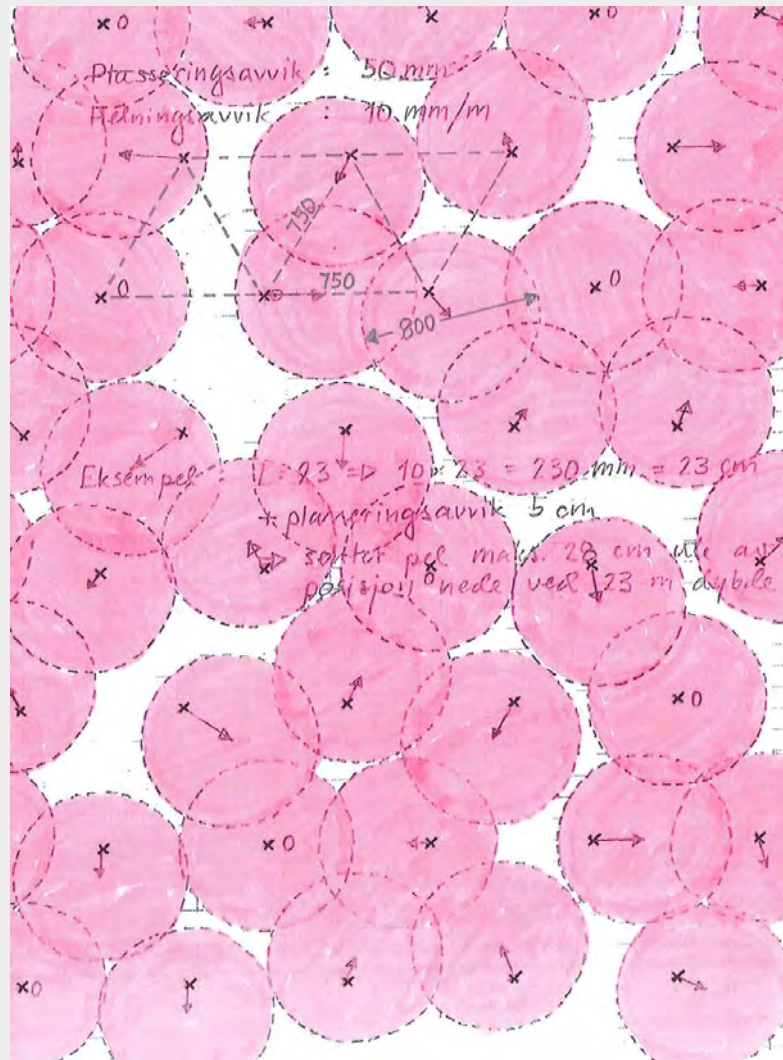
Konklusjon pr august 2009:

Karakteristisk styrke 120 kPa lagt til grunn i sterk sone. Konservativt!

Feltforsøk etter evt. kontraktsinngåelse, før detaljprosjektering, for dokumentasjon av styrke og fastsettelse av innblandingsmengder i "sterk" og "svak" sone.



Forhåndsvurdering av homogenitet i KS-blokk

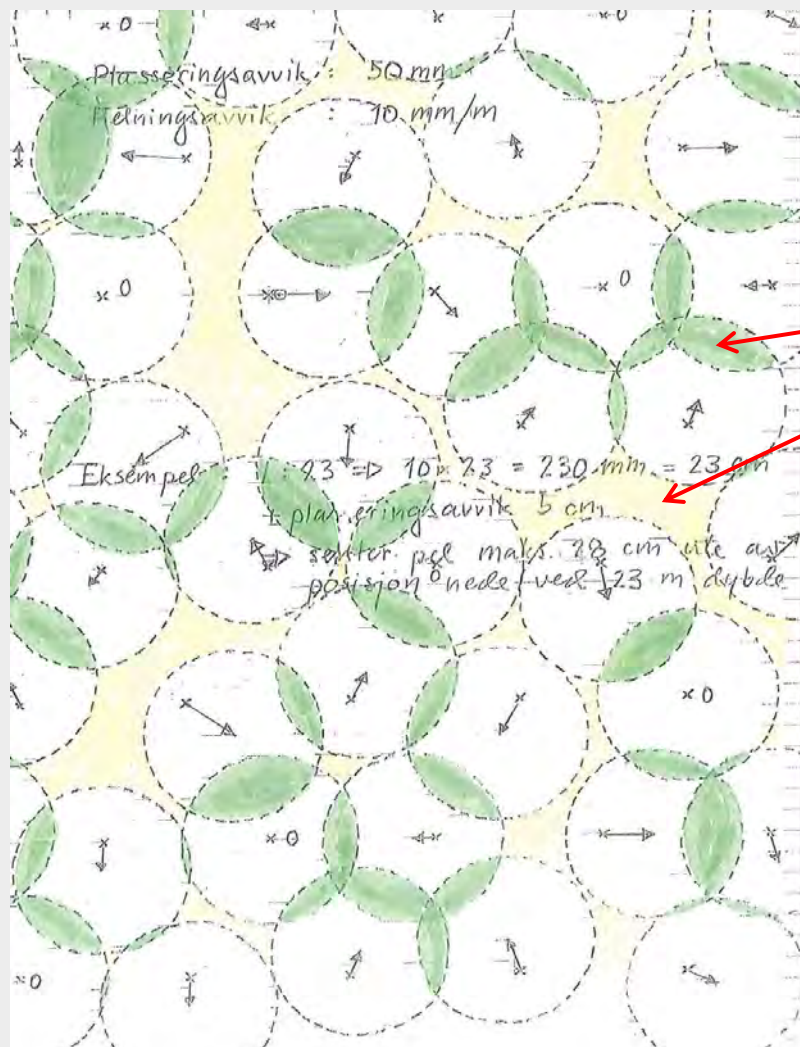


**Ansett Ø80 cm KS-peler:
cc 75 cm i triangelmønster**

**Plasseringsavvik maks 5 cm
+
Helningsavvik maks 1 cm/m**

**Med dybde maks 23 m gir
det maks teoretisk avvik
28 cm**

Forhåndsvurdering av homogenitet i KS-blokk



Avvikene kan gi:
Soner med dobbel innblanding
Soner uten innblanding.

**Gjør en
gjennomsnittsbetraktning.**

Feltforsøk, område 1 og 2



- **Feltprogram utarbeidet i samarbeid med Hercules Grunnlagging**
- **Forsøk i 2 områder med ulike grunnforhold.**
- **Ribber i område 1, blokk i område 2**

Tegninger av rad og øvrig arbeidsgrunnlag

Digitalt grunnlag for utførelse av KS-arbeider:

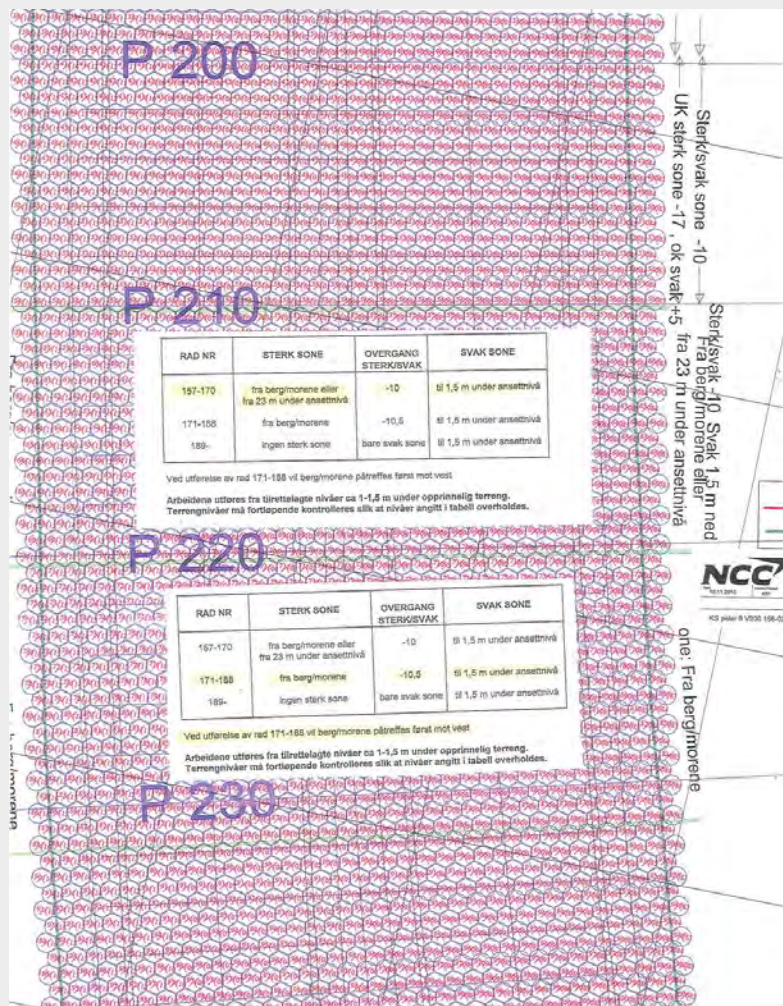
x og y for alle peler + ekstrapeler ut mot spunt

Høyder:

- uk sterk sone
- overgang sterk/svak sone
- ok svak sone

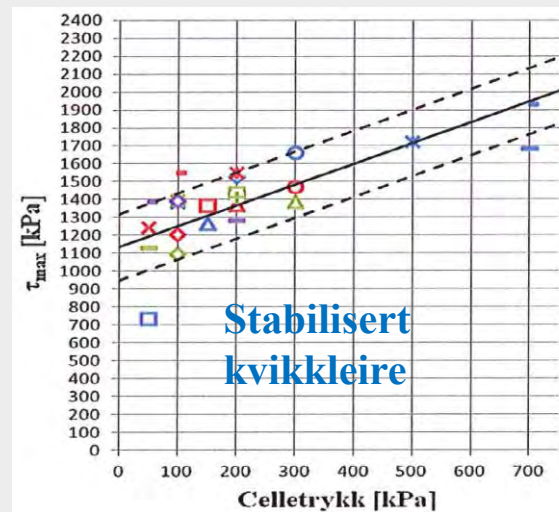
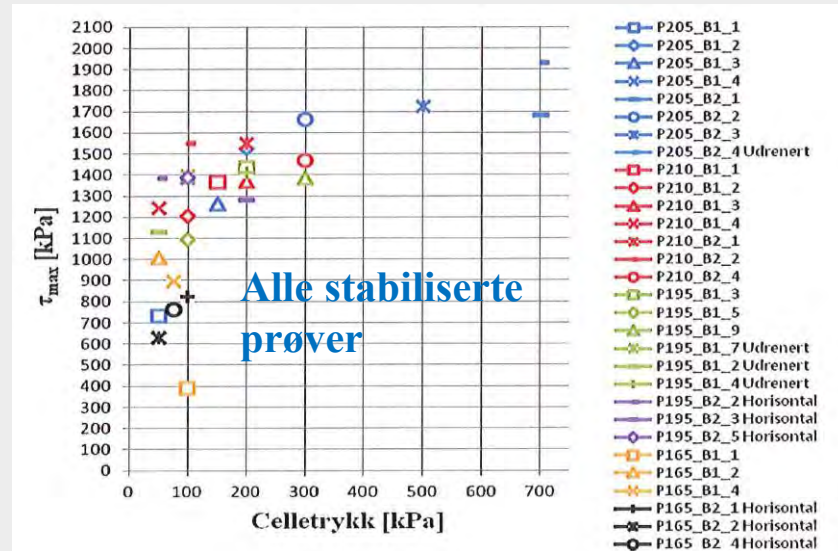
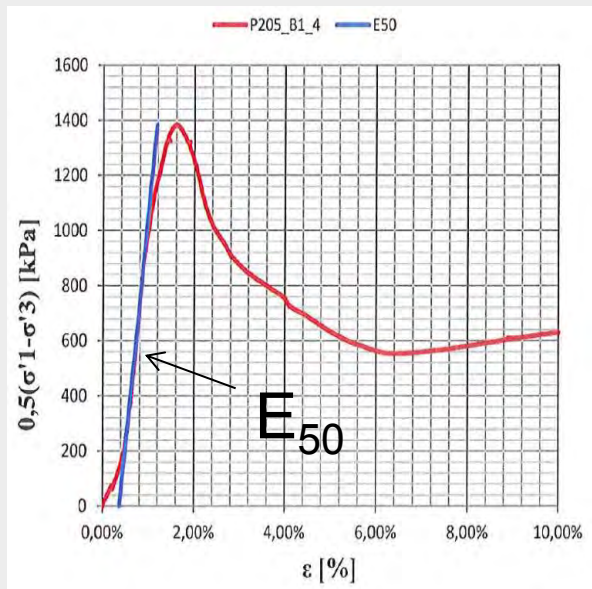
Sterk sone: 80 kg/m³

Svak sone: 30 kg/m³



Masteroppgave Simon Hanson, NTNU, 2012

30 stk udrenerte og drenerte
Treaksialforsøk.
Isotrop konsolidering
Til brudd med $\sigma_r = \text{konstant}$
og økende σ_a :



1900 kPa
Maks skjær-
spenning τ
700 kPa

Kalksementstabilisering. En suksess.

Vellykket kalksement-stabilisering, med langt lavere innblandingsmengder enn vanlig.

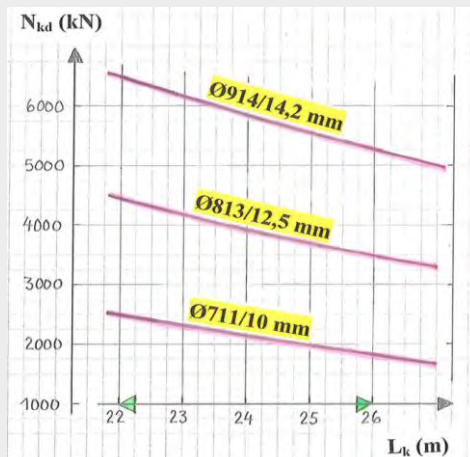
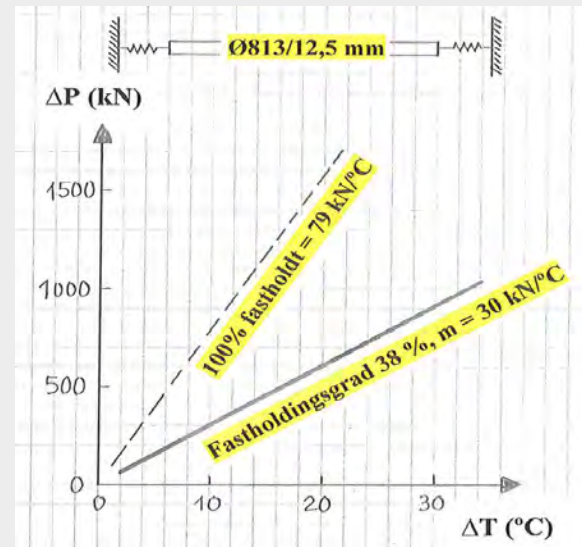
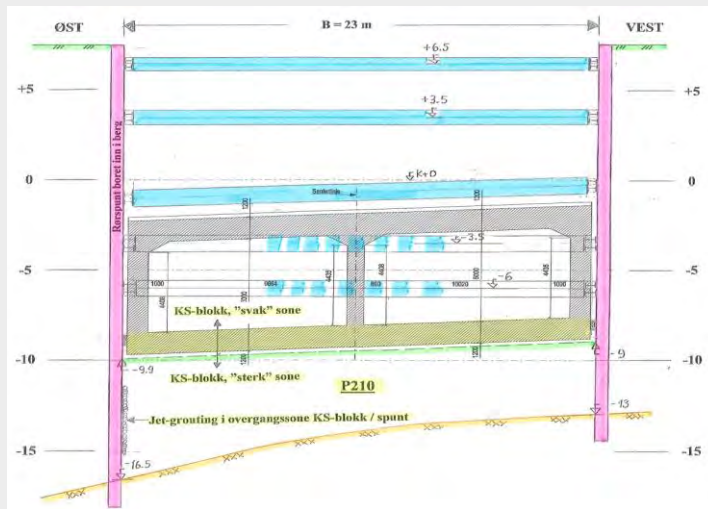
Hensikt oppnådd: Meget fast, men gravbar.

”Kvikkleira på Møllenberg temmet!” (NRK Midtnytt)

Kvikkleire, som i omrørt tilstand er som tykk vaniljesaus, har blitt til et fast og bæredyktig materiale som ligner på meget fast tørrskorpeleire



Temperatur-virkning på innvendige stivere



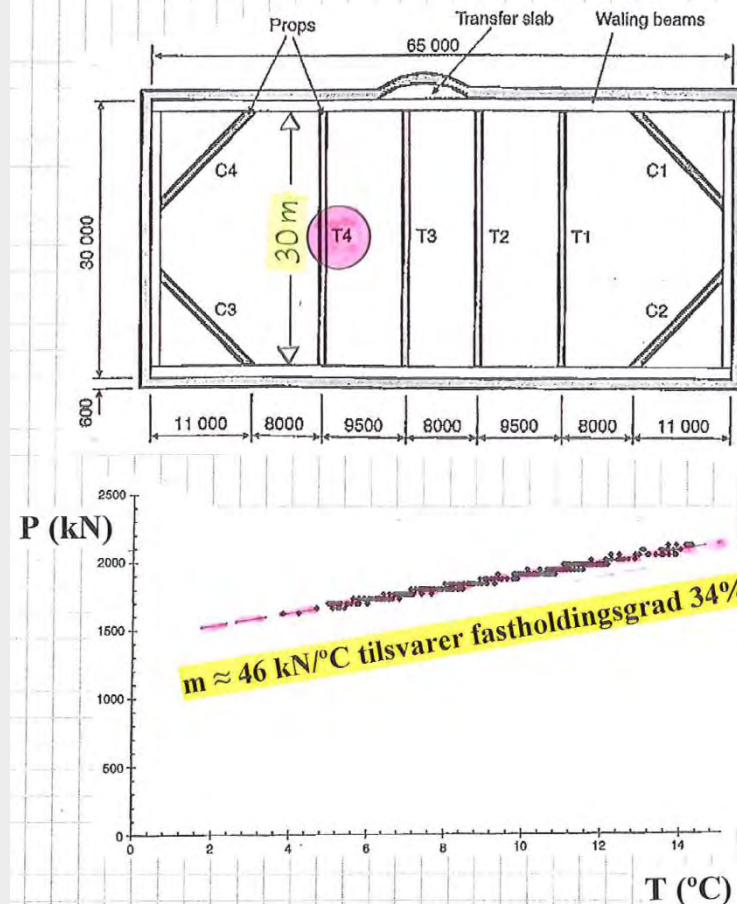
- **”Variable”:**
 - Stiverdimensjon
 - Stivernivå. Stivhet i jorda økende med dybden.
 - Funksjonstid, kort eller lang, dvs 2 eller 4 årstider
 - Temperaturendring ΔT
- **Definere «stiverkategorier». Mest ugunstig: Kategori 4, med stiv jord og lang funksjonstid**

Temperatur-effekter. Litteraturstudie.

- Mangler gode norske referanser
- Ingen norsk innarbeidet prosjekterings-praksis
- Prosjektoppgave NTNU, Amund Augland, 2010
- Utenlandske referanser
- ”Degree of restraint” = fastholdingsgrad (%)
- $\Delta P = m \times \Delta T$
- Tiltak mot direkte solstråling på mørke stivere. Valgt løsning: Stivere males hvite.

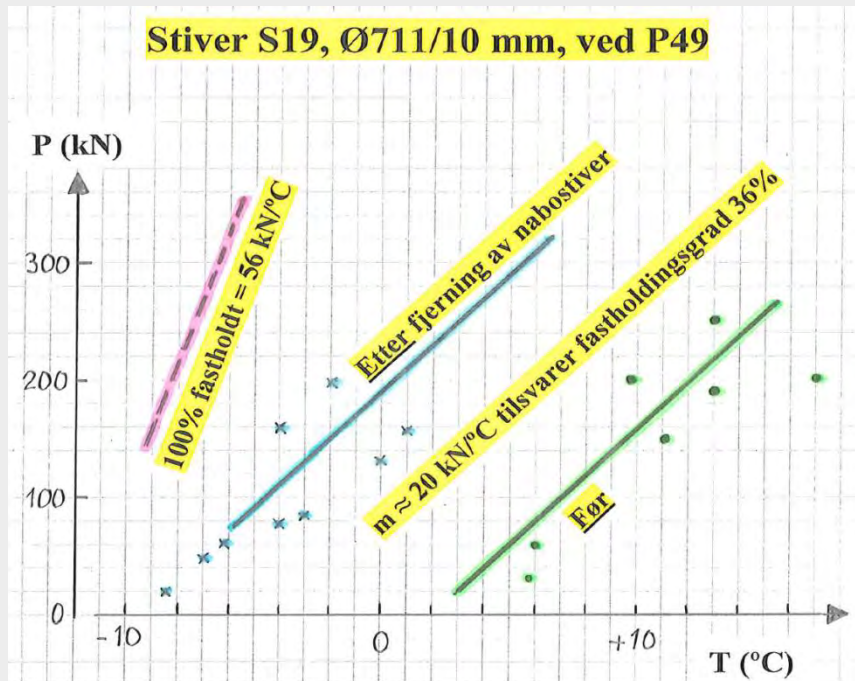
Stiver T4, Ø1220/15,4 mm, Park Lane, London

(100% fastholdt = 135 kN/°C)



Temperatur-effekter viktig ved stiverdimensjonering

Vurdering av fastholdingsgrad.



Temperatur-virkning på innvendige stivere

Konklusjoner, valg:

- **Fastholdingsgrader 36, 38 og 40 %**
- **Stivernivå 1: $m = 20 \text{ kN/}^\circ\text{C}$**
- **Stivernivå 2: $m = 30 \text{ kN/}^\circ\text{C}$**
- **Stivernivå 3-5: $m = 40 \text{ kN/}^\circ\text{C}$**
- **Kortvarig og langvarig: $\Delta T = 25 \text{ }^\circ\text{C}$ og $45 \text{ }^\circ\text{C}$, dvs verste tilfelle 1800 kN tilleggslast i en Ø914/14,2 mm stiver**
- **Tiltak mot direkte solstråling på mørke stivere. Male stiverne hvite.**

Temperatur-virkning på innvendige stivere



Avsluttende kommentarer

- **Utfordringen på krevende prosjekter er å etablere prosesser og kompetanse som kan ta enkeltbrikkene og sette dem sammen til et helt bilde. Gjennomføringsevne kommer ikke av seg selv.**
- **Samhandling og kommunikasjon avgjørende. Dialog entreprenør-byggherre.**
- **Geoteknikere! Utvikle dere til gode saksbehandlere! Bygge- og anleggsbransjen trenger geoteknikere som kan omsette sine teoretiske geoteknikk-kunnskaper til praktiske løsninger i et samspill med andre fag.**
- **Takk til kollegaer i NCC og til Anders Beitnes, Sigbjørn Rønning, Svein E Hove og Olav Aarhaug! Vi klarte det! Svette netter med dårlig søvn er nesten glemt!**

Samhandling – samarbeid – felles mål



AC Milan – Rosenborg 1 – 2
San Siro i Milano, 6. desember 1996.
«Det umulige var blitt mulig»

Økende bevissthet omkring geotekniske problemstillinger



2. mai 2014



Måndag 12. mai 2014 | Aftenposten

#MÅVITE

Debatt. Oslos raske vekst krever utbygging. Likevel overses betydningen av systematisk oversikt over byens undergrunn.

Beretninger om en varslet katastrofe?

Hans de Beer
Gro Sandkjær Hanssen
Kjell Harvold
Ragnhild Skoghjem

Ulrike typer risiko og sårbarhet må i større grad vurderes i byutviklingen, slik oppslag om ustabil grunn i Bjørvika illustrerer. Har kommunene tilstrekkelig kunnskap til å hindre fremtidige katastrofer?

I 1953 gikk et skred ved Bekkelaget i Oslo. Det var 190 meter bredt og tok med seg 100 meter av Mosseveien. Det skjedde da folk skulle til jobb, og fem mennesker mistet livet. Skredet gjorde at kommunen innå behovet for god kartlegging av byens grunnforhold. Undergrunnskartverket ble lagt til geoteknisk kontor i kommunen, som hadde kompetanse og lokal kunnskap. Gjennom årene ble det samlet mye geoteknisk informasjon som kommunen og private aktører dro nytte av i plan- og utbyggingsarbeid. Kommunen la ned geoteknisk kontor i 2006, og siden har det systematiske geotekniske kartleggings- og målearbeidet innå i kommunen ligget brak.

Synkehell
Geoteknikere varsler nå at Bjørvika synker raskere enn antatt og at Norges dyreste tomter bygges ut på landets dårligste byggegrunn. I april dukket det opp et synkehell i Sagveien. I Oslo står 3000 vernede bygg

Den kraftige byggeaktiviteten i Bjørvika har trolig gjort at grunnen synker mye raskere enn for og mer enn antatt, mener eksperter fra Norges geotekniske institutt.

Må vite forbi: Geoteknikere varsler at Bjørvika synker raskere enn antatt og at Norges dyreste tomter bygges ut på landets dårligste byggegrunn.

Generell trend
Oslo er Europas raskest voksende by noe som krever utbygging. Likevel overses betydningen av systematisk oversikt over byens undergrunn. Selv om kommunen nå utreder temaet, kan resultatet bli outsourcing. Dette er i tråd med en generell trend: at kommunene ikke besitter spesialistkompetanse selv.

Utbygger er ansvarlig for å innhente ekspertkunnskap fra konsulenter: for eksempel geoteknisk kompetanse for å avdekke skredfare, biologisk og arkeologisk kompetanse for å utrede hvordan biodiversitet og kulturminner tas hensyn til. Dette fører til at:

- Ekspertkunnskap hentes inn bitvis og fragmentert i utbyggingsprosjekt.
- Eksisterende data ikke blir systematisert og gjenbrukt.
- Dårlig bestillerkompetanse i kommunen og større risiko for at viktig kunnskap ikke hentes inn.
- Økt sårbarhet for klimaendringer, med hyppigere ekstremmedbor og påfølgende flommer og skred.

Hukommebe
Samfunnet kan aldri bli risikofritt, men et kunnskapsbasert samfunn bør dra nytte av kunnskapen. Hvordan kommunene organiserer seg med hensyn til spesialistkompetanse om den finnes i kommunen eller bestilles inn av konsulenter - påvirker deres institusjonelle hukommebe. Dermed påvirkes også kommunenes kapasitet til å møte fremtidig økt risiko rundt grunnforhold og skred, som følge av klimaendringer og økt byggeaktivitet.

FOTO: BERIT REAL/NTB SCANPIX

«Dårlig» grunn tas i bruk. Skjerpet fokus på riktige løsninger. Hvordan «gjøre det umulige mulig» i områder med dårlig grunn? Geoteknikk blir en viktig del av beslutningsgrunnlaget.

Delprosjekt nr.: 4

Dokumenttittel: "E6 Trondheim Stjørdal, Parsell Trondheim, Løsmassetunnel Møllenberg"

Date: 2015-02-27

Rev.nr.: *Rev.nr.*

Vedlegg 12



Statens vegvesen

Brukonferansen 2012

E6 Trondheim – Stjørdal Parsell Trondheim Dagsone vest

RØRSPUNT – UTFØRELSE PÅ MØLLENBERG –
UTFORDRINGER OG MULIGHETER

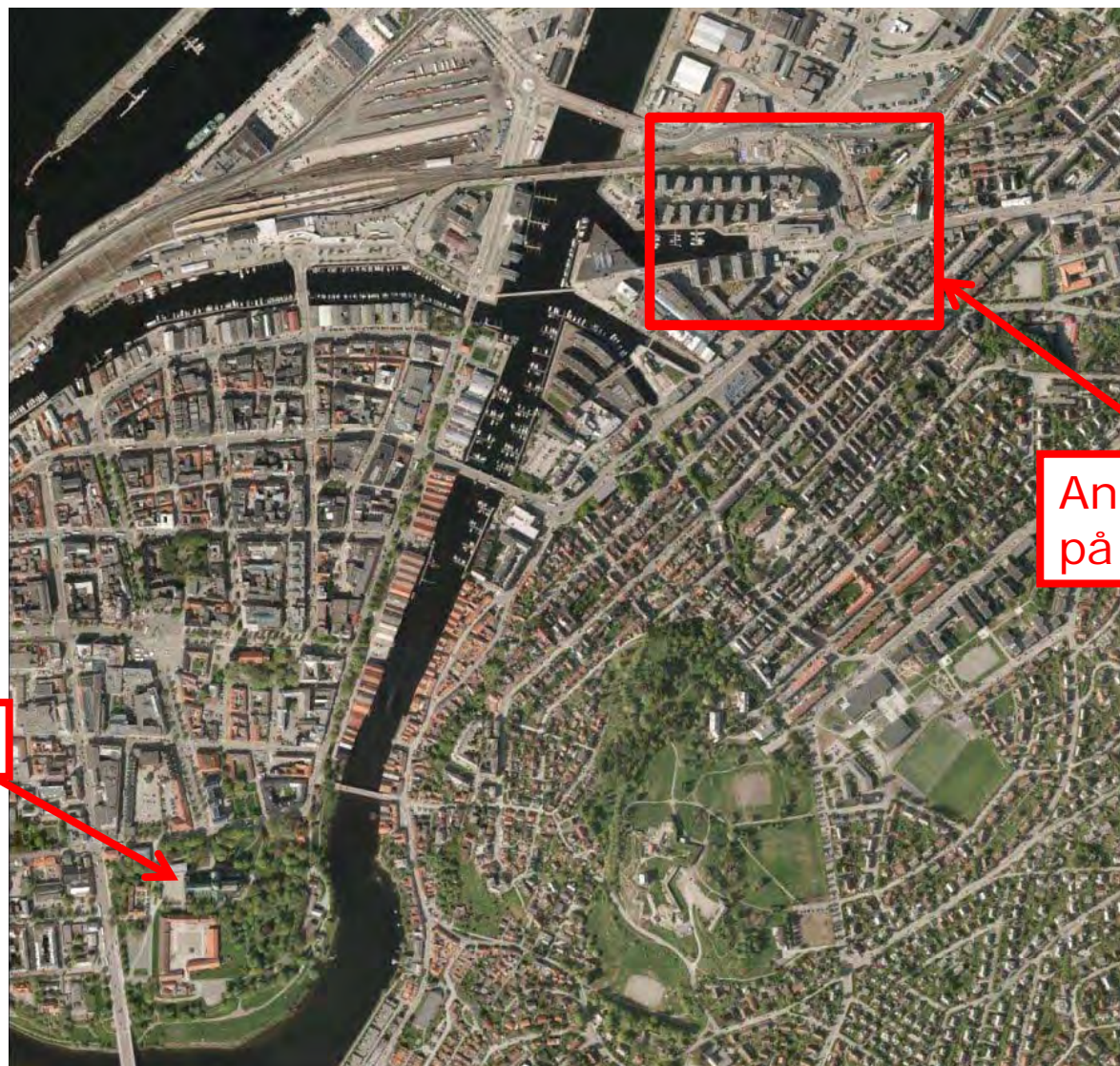
Sigbjørn Rønning, Multiconsult
For tiden statens vegvesen

Temaer for innlegget

- ✦ Rørspunt
 - Bakgrunn for valg av metode
 - Utførelsen
 - Modifiseringer underveis
- ✦ Rørspunten – erfaringer så langt
 - Hvordan resultatet etter utgraving
 - Utfordringer
- ✦ Muligheter og begrensninger
 - Årsak til at det gikk bra
 - Utfordringer i andre prosjekt

Hvor er det utført?

(Ortofoto fra Trondheim kommune)



Anleggsområdet på Møllenberg

Nidarosdomen

Byggegrupp april 2011



Byggegrupp juli 2011





Byggegrupp pr juni 2012



Bakgrunn for rørspunt på Møllenberg (1)

- Svært utfordrende grunnforhold med svært liten plass tilgjengelig. Grunnforholdene svært godt kartlagt.
- Flere geo-miljøer i Norge har vært inne og vurdert ulike løsninger på ulike prosjektfaser.
- Etter detaljprosjektering lyste SVV ut anbudskonkurranse med konkurransepreget dialog for å få med kreativitet fra entreprenører og for å sikre entreprenørens «eierskap» til løsning.
- NCC vant konkurransen om å bygge løsmassetunnelen på Møllenberg som blant annet omfatter etablering av ca. 22m dyp byggegrop i kvikkleire.

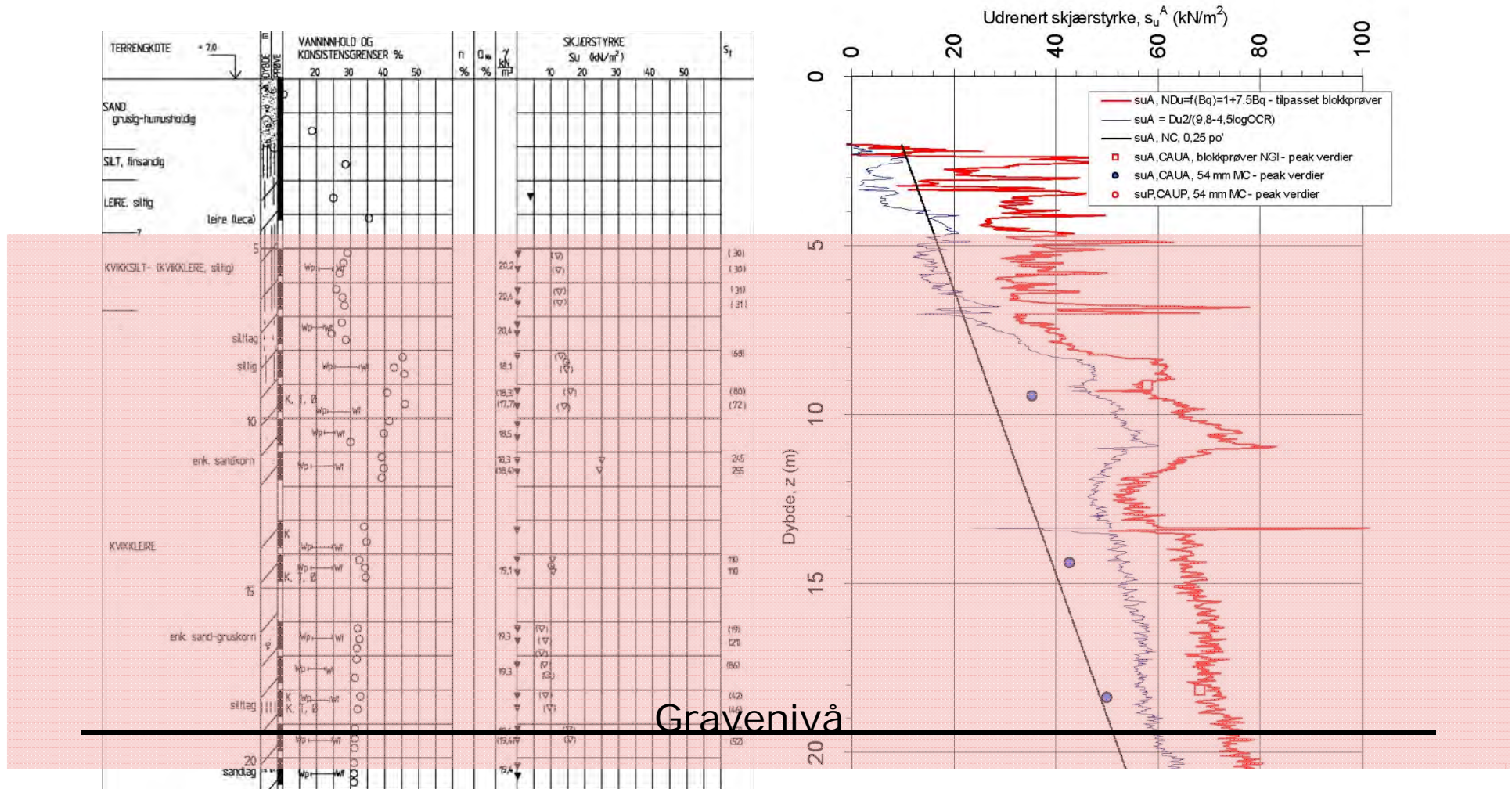
Bakgrunn for rørspunt på Møllenberg (2)

- ✦ NCC hadde to konsepter, der det ene var en spuntvegg med doble vegger og jetpeling mot berg (noe mer konvensjonell metode), og det andre var rørspunten som ble valgt å gjennomføre.
- ✦ Rørspunt er ikke utført tidligere. Metoden ble foreslått av NCC i prosjektutviklingsfasen (konkurranspreget dialog), som tilbød en prøvespunting for å teste metoden i forkant av utførelsen som grunnlag for valg av metodikk.
- ✦ Prøvespunting med «tung» instrumentering (poretrykk, totaltrykk, inklinometer, prøvetaking og CPTU). Se innlegg på geoteknikkdagen 2011.
- ✦ Resultatet av prøvespunting vurdert – metode valgt. Prøvespuntingen var vellykket på den måten at nødvendige modifikasjoner ble synliggjort.

Bakgrunn for rørspunt på Møllenberg (3)

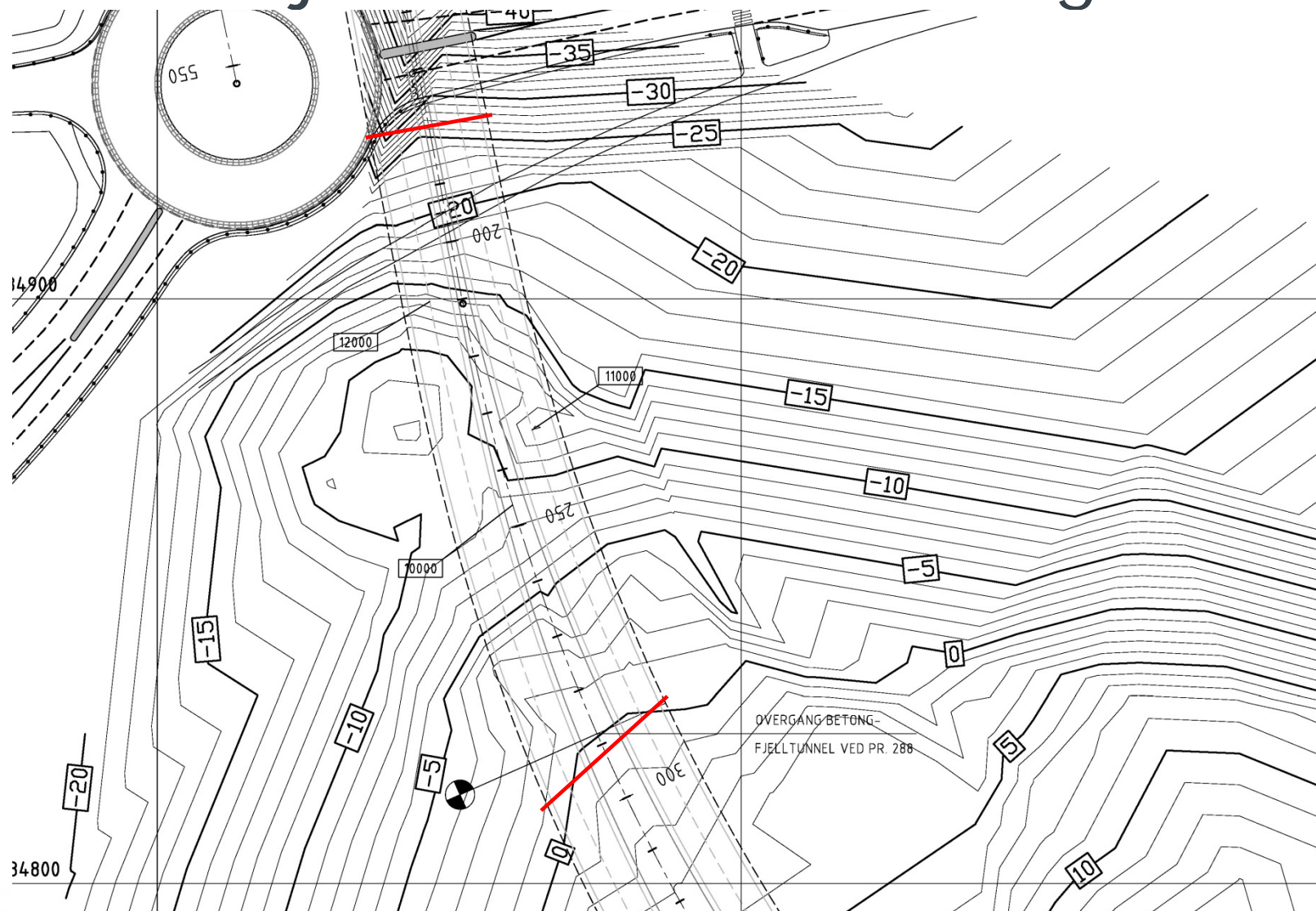
- ✦ NCC hadde med sine underleverandører (Kynningsrud, Hallingdal Bergboring, Ruukki, Atlas Copco) god evne til å gjennomføre modifikasjoner av utstyr og metodikk ved oppstart av spunting.
- ✦ Tidligere rørspuntforsøk så langt var utført med luftboring gjennom løsmasse og berg (boring av enkeltrør ikke inkludert).
- ✦ «Tungt» instrumentert byggegrop (poretrykksmålere, inklinometer, setningsmålinger, lastceller på stivere, deformasjonsmålinger på topp spunt).
- ✦ Beredskap: vanninfiltrasjonsbrønner installert på forhånd, etterinjeksjon.

Grunnforhold



Det er et morenelag over berg med leire og stein. Tykkelse: 0-1,5m.

Fjellkotekart Møllenberg



Rørspunt med ringborkrone

Uten pilotkrone Med pilotkrone



Modifisert pilotkrone

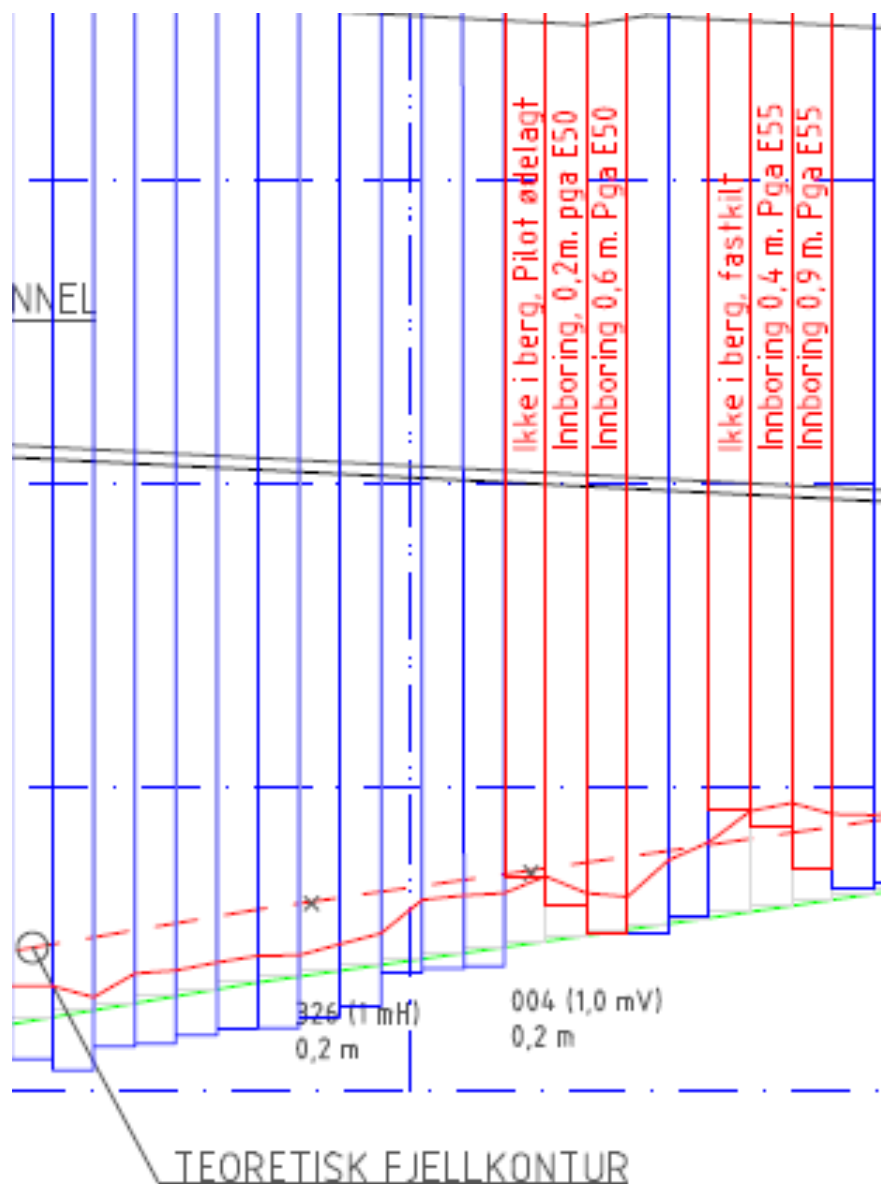


vegvesen.no



Statens vegvesen

Utsnitt av detaljert spuntoppriss



- God overensstemmelse mellom teoretisk og faktisk bergnivå. Viktig med god kartlegging på forhånd.
- Jet-peler for tetting ved manglende innboring.
- Likevel: Manglende innboring = potensiell lekkasje.
- Utført etterinjeksjon med polyuretan.



Noen situasjonsbilder fra rørspunt



Stort område grises til



Utspyling av masse med vannspyling



Luft på utsiden av spuntrøret



Rørspunt slik den ble utført

- Rørspunt vibreres ned til berg/morene med vibrolodd.
- Pilotkrone entres røret.
- Røret tømmes for masse ved spyling og rotasjon av pilotkrone.
- Pilotkrone kobles sammen med ringborkrone.
- Røret tømmes for væske med luft fra senkhammer.
- Rør med pilot bores inn i berg (1,2m).

Denne metoden fungerte her, men kan ikke nødvendigvis gjennomføres ved andre grunnforhold uten justering!



Rørspunt med armeringskorg og påsveist foringsrør for injeksjon



Overgangen mot berg framstår generelt som tett,
men det finnes unntak!

Fotbolter bores gjennom rørspunt inn i berg.



Tett spuntfot



- Rørspunt boret inn 1,2m i godt berg.
- Rørene ble rengjort, deretter armert og støpt ut.
- Injeksjon mellom spuntfot og berg, samt som «gardin» i berget under spunten.
- Etter frigraving ble det montert fotbolter gjennom spuntfoten.

Av 350 rørspuntrør var det ca 15 rør som ikke ble boret inn i berg.
Ved enkelte av disse er det noe lekkasje.



Her har ringborkrone løsnet fra spuntrøret

Fordeler og ulemper ved rørspunt

(personlige synspunkter)

- + Får god fordybling i berg.
- + Kan bore dypt inn i berg (4-5m boring i berg er utført.
- + Får godt «mothold» for tetteinjeksjon i berg.
- + Svært stiv støttevegg.
- + God tetting mot berg.
- + God vertikalbæring.
- + Små plasseringsavvik.
- + Rask metode sammenlignet med andre «tunge metoder».
- ÷ Sårbar metode ved stålrester (fyllmasser) i grunnen.
- ÷ Sårbar for fast steinrik morene i kombinasjon med kvikkleire.
- ÷ Risiko for luftlekkasje utenfor røret.
- ÷ Kostbar metode.
- ÷ Låsefriksjon skaper utfordringer.
- ÷ Behov for opprettingsnåler ved avvik uten boring i berg.
- ÷ Lite utprøvd – krever «tung» oppfølging og helst videreutvikling.

Stor diameter ($\emptyset=500-900\text{mm}$) RD-peler (enkeltpeler)

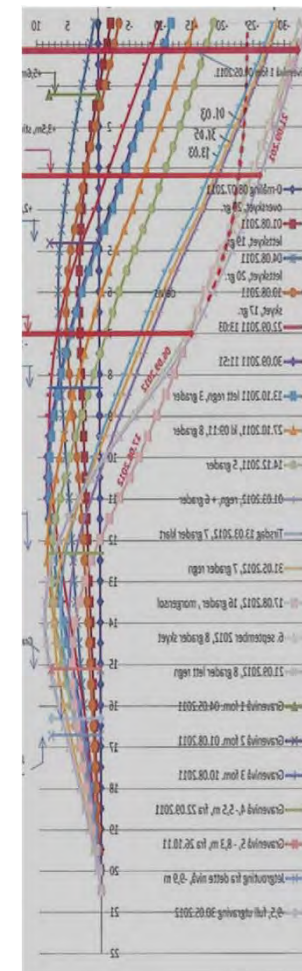
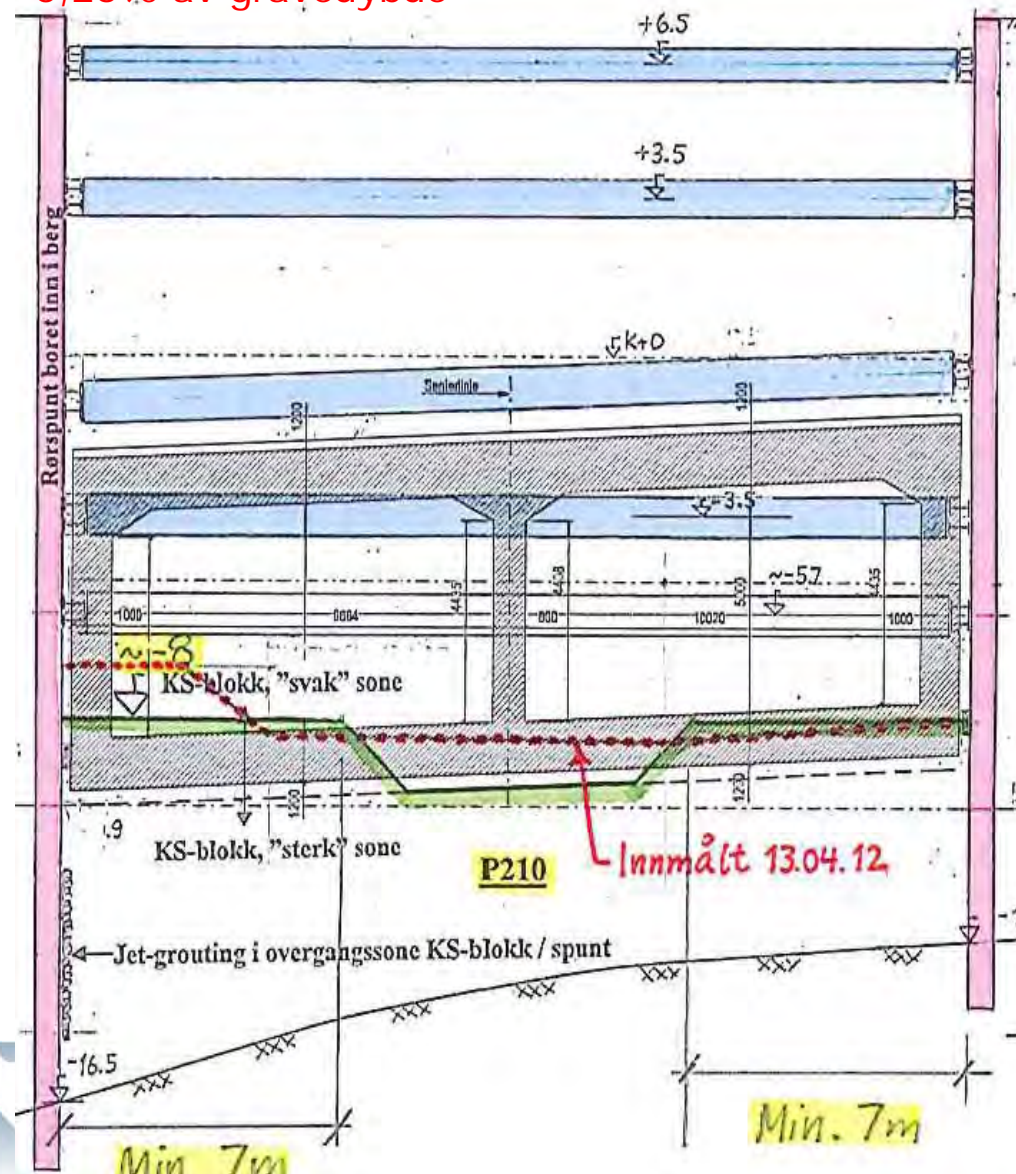
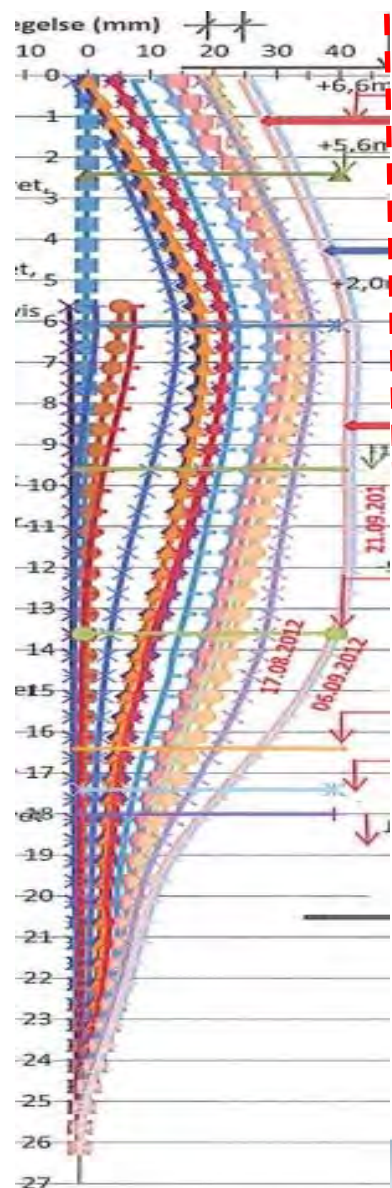
- + Begrenset massefortrenging.
- + Får god fordybling, eventuelt også innspenning i berg.
- + Kan bore dypt inn i berg (4-5m boring i berg er utført.
- + God vertikalbæring.
- + Små plasseringsavvik (?).
- + Lite støy.
- ÷ Mye slam fra boring.
- ÷ Sårbar for varierende grunnforhold.
- ÷ Risiko for luftlekkasje utenfor røret, noe som kan være kritisk i f.eks. kvikkleire.
- ÷ Kostbar metode (?).
- ÷ Ved bløt grunn rett over berg kan plassering- og helningsavvik være vanskelig å unngå.

Status pr 1/11 på Møllenberg:

- ✦ Rørspunten ferdig etablert desember 2010. Rørlengde varierer fra ca 11m til ca 30m.
- ✦ Hele byggegropa med rørspunt er ferdig utgravd (total dybde ca 22m på det dypeste). Avstivet i inntil 5 nivåer med stålrør $\text{Ø}=700\text{-}900\text{mm}$, $t=10\text{-}14\text{mm}$, cc = 4m. Puter: doble HEB 350-550.
- ✦ Fotbolting av spuntrør utført.
- ✦ Etterinjeksjon av spuntfot ved lekkasjepunkter er utført.
- ✦ Sprengning av forskjæring og 10m tunnel er utført.
- ✦ Av totalt ca. 320m løsmassetunnel er det støpt ca. 65 % bunnplate, ca 50% vegger og ca. 35% dekke. NCC ferdig med sine arbeider okt. 2013.
- ✦ Tilbakefylling i startgropa. Gjennomslag fra Strindheim den 29/10 i det ene løpet. Gjennomslag ventes i det andre løpet om noen dager.

Deformasjoner spunt ved ulik dybde til berg

Kontraktmessig deformasjonsgrense:
0,25% av gravedybde



Erfaringene så langt

- ✓ Ved de spesielle grunnforholdene som vi har hatt å stri med har rørspunten fungert rimelig bra (ser det ut til så langt). Dette skyldes tett oppfølging under utførelsen både fra byggherre og entreprenør.
- ✓ **IKKE VELG INN FOR RØRSPUNT METODEN UTEN:**
 - **GOD GRUNN**
 - **GOD PLANLEGGING**
 - **TETT OPPFØLGING AV GEOTEKNIKER(E)!**

Takk for
oppmerksomheten!

Delprosjekt nr.: 4

Dokumenttittel: "E6 Trondheim Stjørdal, Parsell Trondheim, Løsmassetunnel Møllenberg"

Date: 2015-02-27

Rev.nr.: *Rev.nr.*

Vedlegg 13

Fundamentering	BOREPROSEDYRE FOR RØR MED SPUNTLÅS			A1
Utarb: Geir Veslegard	Godkj:	Dato: 06.07.10	Rev/nr: 0	Side 1 av 2

1. FORMÅL

Denne prosedyrens formål er å sikre gjennomføring og kvaliteten på boret stålrørsvegg med spuntlås

2. OMFANG

Gjelder all boring av \varnothing 610x10mm rør med spuntlås. Innskjøting av rør og tiltak er behandlet detaljert i egne prosedyrer

3. ANSVAR

Boreformann skal påse at disse rutinene følges og er ansvarlig for gjennomføringen og eventuelle tiltak. Boreleder har ansvar for praktisk gjennomføring.

4. ARBEIDSBESKRIVELSE

- 4.1 Det føres protokoll for hver rør, som minst skal inneholde: identifikasjon, boreutstyr, boredimensjon i løsmasser og fjell, eventuelle uregelmessigheter ved boringen og andre relevante data for vurdering av stålrørsveggen
- 4.2 Utstikking av linje og plassering av rør
- 4.3 Oppstilling av boreriggen med mast i rett posisjon. Oppstillingsplassen for borerigg må være planert og det må være tilfredsstillende bæring i grunnen.
- 4.4 Kontroll av posisjon og helning med vater at foringsrør og mast står i rett posisjon
- 4.5 Boring i bløte masser, kvikkleire utføres som spyleboring med vann fra nett ca 7-8 bars trykk og vannmengde ca. 10 m³/t.
- 4.6 Ved boring i kvikkleire følges det med på vannivået i røret og masseuttak, det er viktig å ha vannfylt rør til enhver tid.
- 4.7 Der det bores inn til hus eller der massefortrenging er ett problem vurderes det å tilsette litt luft for lettere å løfte boreslam opp i røret i de øverste 6 meter. Alternativt vurderes bruk av sugepumpe for å løfte boreslammet opp.
- 4.8 Senkhammer må ikke startes før røret er boret ned til det faste morenelaget eller fjell.
- 4.9 Boring gjennom morene og inn i fjell utføres som forsiktig boring.

Fundamentering	BOREPROSEDYRE FOR RØR MED SPUNTLÅS			A1
Utarb: Geir Veslegard	Godkj:	Dato: 06.07.10	Rev/nr: 0	Side 2 av 2

- 4.10 Før hammeren startes tømmes vannet i røret ned mot hammeren ved at hammen står i blåseposisjon. Når det er utført presses hammeren ned over pilotkrona og det tilsettes mer luft fra presse 2 og stempelet i hammeren starter.
- 4.11 Røret bores 1,5 meter inn i godt fjell. Dersom det er misstanke om dårlig berg eller at det registreres skråfjell varsles oppdragsgiver og eventuelle tiltak vurderes.
- 4.12 Dersom det er behov for ytterligere innfesting i fjell utover det som oppnås med innboring med ringborkrone kan dette eventuelt underbores ett uforet fjellhull (maksimum \varnothing 500mm)
- 4.13 Dersom det kommer opp luft på utsida av røret i mer enn fem minutter avbrytes boringen og boreleder kontakter boreformann som varsler prosjektleder og Statens Vegvesens byggeleder.
- 4.14 Dersom boringen stopper og hammeren må tas opp må årsak vurderes og om det er mulig å bore videre og det vises til prosedyre A3.
- 4.15 Dersom det blir et vrakrør må en kunne veksle ut sideveis med rørboringen eller kunne løse dette lokalt eller ved tetningsinjeksjon. Dette må en også være forberedt for dersom røra skulle legge seg i lengderetning eller sideveis i forhold til spuntlinja. De nye låsetypene kan gi mulighet for å ta inn igjen vinkelendringer, omfang utførelse av dette må prøves ut nærmere. For øvrig vises det til nærmere beskrivelse i prosedyre A6.
- 4.16 Borehullet rengjøres med luft og vannspyling. Eventuell sluttrens gjøres ved behov med ejektor system eller tilsvarende.
- 4.17 Borehullet fylles med vann og borerør og hammer med pilot tas opp.
- 4.18 Kontroll av boret rørs plassering.
- 4.19 Røret avsluttes normalt 0,5 -1 meter over bakken og sikres med HDPE lokk. Ved behov sikres røret med stål rondell .
- 4.20 Opplysninger om boringen av røret, lengder, dimensjoner, boresynk og eventuelle merknader skrives inn i protokollen og foreløpig protokoll overleveres for godkjenning.

VEDLEGG:

Boreprotokoll

HDPE lokk

Delprosjekt nr.: 4

Dokumenttittel: "E6 Trondheim Stjørdal, Parsell Trondheim, Løsmassetunnel Møllenberg"

Date: 2015-02-27

Rev.nr.: *Rev.nr.*

Vedlegg 14







