

DP1+2 Erfaringsinnsamling og analyse av skadeårsaker

Vurdering av skader og deformasjoner knyttet til utførelse av stagforankring og borede peler i byggegrop

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

BegrensSkade Delrapport nr. 1 + 2.4

Begrensning av skader som følge av grunnarbeider

Delprosjekt 1+2: Erfaringsinnsamling og analyse av skadeårsaker

Vurdering av skader og deformasjoner knyttet til utførelse av stagforankring og borede peler i byggegrop

Delrapportnr: 1+2.4

Dato: 2015-06-09

Revisjonsdato: 2015-09-24

Revisjonsnr.: 01

Delprosjektleder: Anders Østbye Eknes, Norconsult og Jenny Langford, NGI

Utarbeidet av: Kjell Karlsrud, Jenny Langford, Einar John Lande og Gunvor Baardvik, NGI

Kontrollert av: Arne Engen, Norconsult

Sammendrag

Denne rapporten tar for seg utvalgte skadetilfeller fra utførte byggegropen i leire som kan tilbakeføres til bruk av stagforankring eller installasjon av stålkjernepeler eller borede peler nede i byggegropen. Fordi årsaker kan være sammensatt tas det også med eksempler der grunnvannslekkasje direkte inn under spuntvegg eller opp gjennom blottlagt bergoverflate i bunn av gropen har medført poretrykksreduksjon og setninger.

I rapporten er det presentert observasjoner fra 17 byggegropen. Målte setninger og poretrykk er forsøkt systematisert i forhold til utførte aktiviteter i byggegropen. Felles for samtlige prosjekter er at grunnforholdene består av tilnærmet normalkonsolidert bløt leire og at det er brukt tradisjonell spunt for avstiving av byggegropen. I vurdering av data er det spesielt fokusert på å se etter effekter av boring for peler og stag.

I Vedlegg A er data fra byggegropene oppsummert i en tabell, med beskrivelse av faktorer som antas ha størst innvirkning på deformasjoner rundt byggegropen. Dette inkluderer:

- Sikkerhet mot bunnoppressing
- Dybde til berg under traubunn
- Fotdybde spunt (svevespunt, styltespunt eller spunt til berg)
- Type avstivningssystem (innvendig eller stagforankring til berg, samt antall nivåer)
- Om det er satt borede peler fra traubunn og med hvilken dekningsgrad

I tillegg er det i tabellen lagt inn målt setning og poretrykksreduksjon som henholdsvis, % av gravedybde og % av maksimalt potensiell poretrykksreduksjon normalisert med byggegropens dybde under grunnvannstand.

De viktigste faktorene som har gjort at setningene på terreng er blitt vesentlig større enn forventet er kort oppsummert som følger:

1. Det er anvendt spuntvegg avstivet med utvendige stag forankret i berg (i motsetning til innvendig avstivning). Setningspotensialet (utover forventet) øker tydelig med antall stager og med dybden det bores fra i forhold til terreng og ytre grunnvannstand.
2. Alle tilfeller der det er installert borede peler fra traubunn. Også i denne sammenheng øker potensialet for uventede setninger med dybden under terreng det bores fra og antall peler som bores. Det synes også å være større potensiale for setninger der det bores peler inntil en spuntvegg som ikke går ned til berg, slik at boringen direkte kan påvirke leira på utsiden av byggegropen.
3. Alle byggegropen som kommer i nær kontakt med berg har potensiale for å skape grunnvannslekkasje opp gjennom berget og derved poretrykksreduksjon og setninger. Dette forsterker de forannevnte negative konsekvenser av lekkasje knyttet til boring for stag og peler.

De viktigste mekanismer som medfører uventede konsekvenser av boring for stag eller peler er sammensatte som kort beskrevet i kapittel 2. Stikkordene er "overboring" (uttak av mer masse enn volum av borestrengen), forstyrrelse av leira og etterfølgende konsolidering/volumtap i den forstyrrede leira, samt reduksjon av poretrykk med etterfølgende konsolideringssetninger.

Rapporten diskuterer også metoder og tiltak for å begrense uventede/uønskede setninger i de ulike prosjektfasene (forprosjekt-, detaljprosjekt- samt bygg/anleggsfase).

Innhold

1	Innledning.....	6
1.1	Bakgrunn og innhold i rapport	6
2	Forventede deformasjoner	7
2.1	Setninger som følge av horisontalforskyving av spunt	8
2.1.1	Sammenheng mellom deformasjoner og sikkerhet	8
2.1.2	Tiltak for å begrense skjærinduserte deformasjoner	12
2.2	Setninger utløst av grunnvannslekkasje inn i byggegroppen	20
2.2.1	Årsaker og generelle erfaringer	20
2.2.2	Erfaringsdata	21
2.2.3	Tiltak for å begrense poretrykksreduksjon.....	22
2.3	Deformasjoner knyttet til boring av peler og stag	23
2.4	Andre årsaker til deformasjoner	24
3	Erfaringer fra byggegroper hvor det ikke er utført boring for stag eller peler	26
3.1	Byggegropp 1.....	26
3.2	Byggegropp 2.....	28
4	Erfaringer knyttet til stagforankret spunt og effekt av boring for peler	30
4.1	Byggegropp 3.....	30
4.2	Byggegropp 4.....	32
4.3	Byggegropp 5.....	35
4.4	Byggegropp 6.....	37
4.5	Byggegropp 7.....	39
4.6	Byggegropp 8.....	41
4.6.1	Seksjon A	41
4.6.2	Seksjon B	42
4.7	Byggegropp 9.....	43
4.8	Byggegropp 10.....	45
4.9	Byggegropp 11.....	48
4.10	Byggegropp 12.....	51
4.11	Byggegropp 13.....	55
4.12	Byggegropp 14.....	58
4.13	Byggegropp 15.....	59
4.14	Byggegropp 16.....	61
4.15	Byggegropp 17.....	64
5	Vurderinger basert på tilgjengelige data.....	65

5.1	Generell oversikt	65
5.2	Poretrykk	67
5.3	Setninger	71
6	Konklusjoner og anbefalinger.....	74
6.1	Viktigste erfaringer fra innsamlede data.....	74
6.2	Vurderinger i forprosjektfase	76
6.3	Tiltak i prosjekteringsfasen (detaljprosjektfase)	76
6.4	Oppfølging og måleprogram (bygg- og anleggsfase).....	78
7	Referanser	79

Vedlegg

Vedlegg A Sammenstilling av data fra byggegroper

1 Innledning

Bakgrunnen for forskningsprosjektet BegrensSkade er at det ofte oppstår uventede og uønskede skader på naboeiendommer og nærliggende infrastruktur, som følge av grunn- og fundamenteringsarbeider. Det ligger derfor et betydelig potensiale i å utvikle nye metoder og forbedre prosedyrer for å unngå eller begrense slike skader innenfor bygge-, anleggs- og eiendomsbransjen. Forbedret utførelse gir besparelse ved redusert antall skader, raskere gjennomføring, mindre forsinkelser og færre tvistesaker.

BegrensSkade har som mål å utvikle nye utførelsesmetoder og forbedre samhandlingsprosesser, for å begrense skader som kan tilbakeføres til grunn- og fundamenteringsarbeider innenfor bygg-, anleggs- og eiendomsbransjen. Prosjektet har en bred tilslutning fra den norske BA-bransjen med 23 partnere, med representanter fra alle aktører (byggheier, entreprenører, underentreprenører, konsulenter, eiendoms- og forsikringselskaper samt forskningsinstitutt og universitet).

Prosjektet ser på hele kjeden av årsaker og forbedringsmuligheter fra prosjektering av grunn- og fundamenteringsarbeider til utførelse og oppfølging. BegrensSkade er delt opp i fem delprosjekter:

DP1+2 Kartlegging av årsaker til skader

DP3 Videreutvikling av metoder for å begrense skader

DP4 Dokumentasjon av nye metoder

DP5 Verktøy for risikovurdering

DP6 Forbedret samhandling i BA-prosessen

1.1 Bakgrunn og innhold i rapport

I BegrensSkade prosjektet har det vært innrapportert en rekke eksempler på uventede "skader" eller uventede store "deformasjoner" forårsaket av ulike typer fundamenteringsarbeider, jfr. oppsummeringen som er gitt i Eknes et al. (2014).

I denne rapporten brukes begrepet "deformasjoner" som en samlebetegnelse for å dekke både setninger av terreng og horisontale forskyvninger av støttevegg eller jorda bak. Med begrepet "skade" menes ikke bare tilfeller der det er oppstått fysisk skade på nabobygg eller lignende, men også der det er oppstått uventede store deformasjoner.

Denne rapporten tar for seg utvalgte skadetilfeller fra utførte byggegroper i leire som kan tilbakeføres til bruk av stagforankring eller installasjon av stålkjernepeler eller borede peler nede i byggegroppen. Fordi årsaker kan være sammensatt tas det også med eksempler der grunnvannslekkasje direkte inn under spuntvegg eller opp gjennom blottlagt bergoverflate i bunn av gropen har medført poretrykksreduksjon og setninger.

Som en referanseramme for slike skadeårsaker presenteres først dagens kunnskaper om deformasjoner som skyldes rene skjærdeformasjoner i grunnen, eller byggegropens drenerende virkning på omgivelsene. Dette er deformasjoner som har høy grad av forutsigbarhet og som det inngår i normal prosjektering å ta hensyn til.

Merk at skader som kan direkte tilbakeføres til vesentlige mangler ved prosjektering eller direkte feil ved utførelsen ikke inngår i BegrensSkåde prosjektet. Fokuset er på skader uløst av selve gjennomføringen av ulike fundamenteringsarbeider.

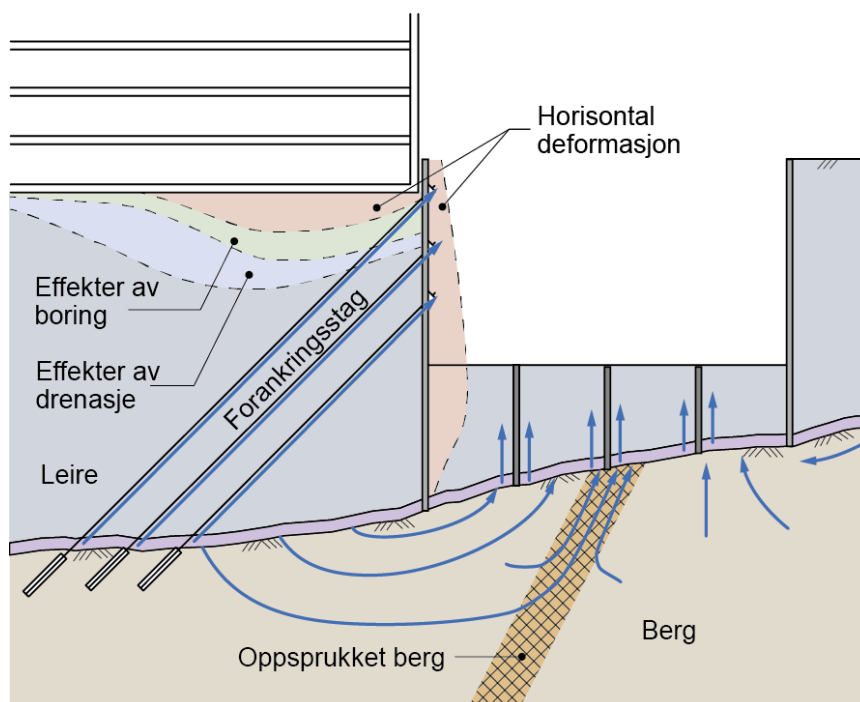
I denne sammenheng bemerkes også at uønskede effekter av ramming av spunt og peler behandles i egen rapport.

2 Forventede deformasjoner

De to viktigste årsaker til forventede deformasjoner som følge av avstivede byggegroper i leire er som illustrert i Figur 2-1:

- Horisontalforskyvning av spuntvegg eller annen støttekonstruksjon som anvendes. Slike deformasjoner er utløst av økede skjærspenninger og tilhørende skjærtøyninger i leira under konstant volum.
- Byggegroppens drenerende virkning, det vil si reduksjon av poretrykk som oftest skjer ved overgangen til berg, og som over tid utløser konsolideringssetninger (volumreduksjon) i leira. Setninger som skyldes lekkasje og poretrykksreduksjon vil kunne ha en helt annen utbredelse enn hva som skyldes horisontalforskyvning av støttekonstruksjonen.

I det etterfølgende behandles disse to hovedårsaker til setninger av terreng eller konstruksjoner separat. Spesielle effekter av boring for stag og stålkerenepeler behandles i det etterfølgende kapittel 3.

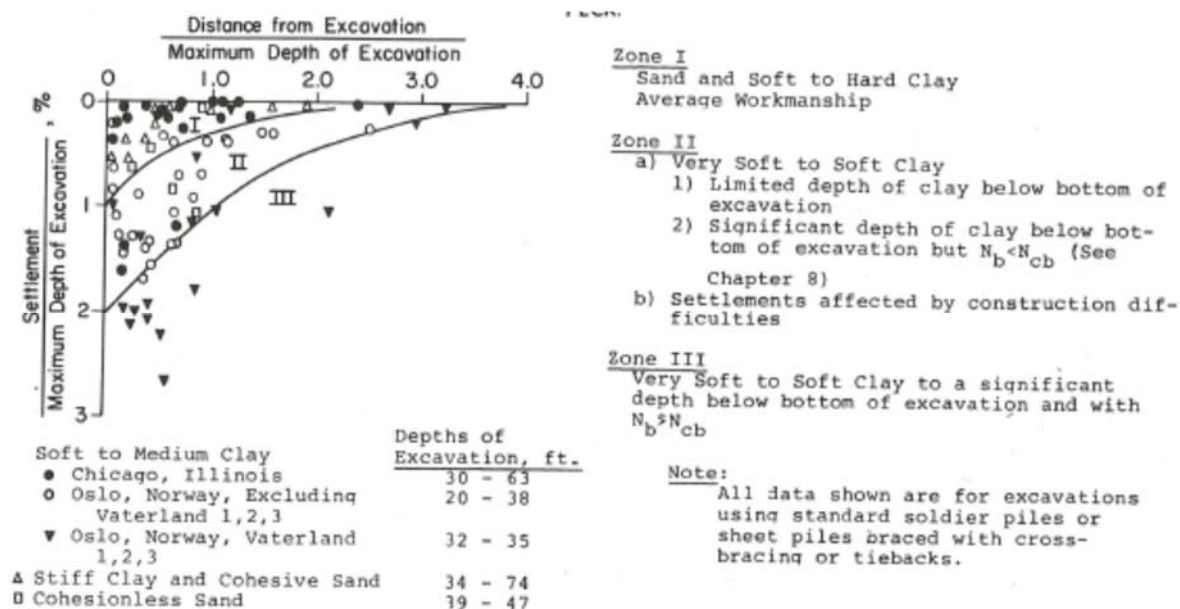


Figur 2-1 Illustrasjon av årsaker til forventede deformasjoner i forbindelse med byggegroper. Effekter av horisontalforskyvning av spunt, drenering og boring.

2.1 Setninger som følge av horisontalforskyving av spunt

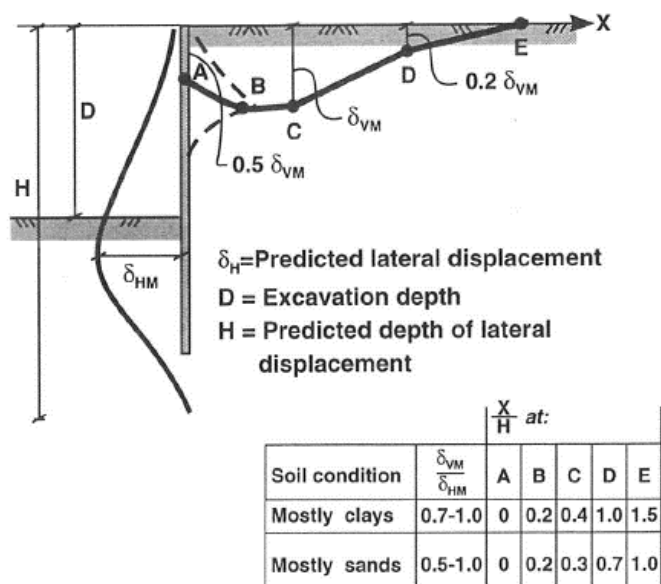
2.1.1 Sammenheng mellom deformasjoner og sikkerhet

Det foreligger et omfattende erfaringsmateriale fra bygging av de første parsellene av tunnelbanen i Oslo mellom Jernbanetorget og Tøyen, der grunnen i all hovedsak bestod av dype avsetninger med marin leire. Byggegrøpene var typisk 8-10 m dype og ca. 10 m brede. Det ble i den forbindelse utført omfattende målinger av deformasjoner, stivkrefter og jordtrykk på spuntvegg, som presentert i en serie tekniske publikasjoner av NGI. Flaate (1966) oppsummerte mye data med hovedfokus på å forstå stivkrefter. Peck (1969), forsøkte å sammenstille erfaringer med deformasjoner målt i Oslo og Chicago og en del andre steder, og foreslo en sammenheng mellom terrengsetning og grunnforhold som vist i Figur 2-2. Han antydte også at det ble størst setning (sone III i figuren) når det var høy mobilisering av leiras skjærstyrke under traubunn.



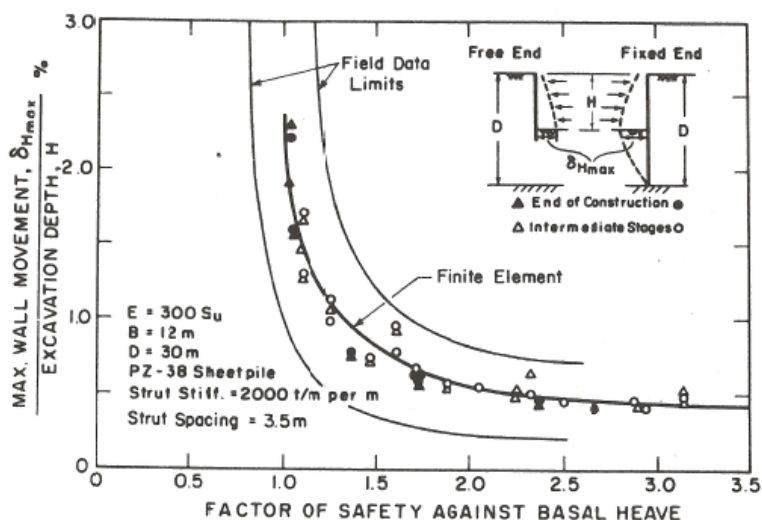
Figur 2-2. Terrengsetning som følge av dype avstivede byggegrøper i henhold til Peck (1969)

Karlsruud (1997) sammenliknet horisontalforskyving og setningsprofil i hovedsak basert på fra byggegrøper for T-banen i Oslo og i Taipei, og så en klar korrelasjon mellom fasong på horisontaldeformasjon og setningsprofilen. For byggegrøper i leire viser Figur 2-3 at terrengsetninger kan inntreffe ut til en horisontal avstand tilsvarende 1,5 ganger dybde, H, på forventet horisontalforskyvning i spuntlinjen. Maksimal setning inntreffer gjerne i avstand tilsvarende (0,2-0,4)·D. Hva som skjer av setning nærmest veggen er avhengig av om veggen står ned til fast berg eller er svevende, som antydte ved de stiplede linjene i Figur 2-3.



Figur 2-3. Typisk sammenheng mellom horisontalforskyvning og setning (etter Karlsrud, 1997)

Mana and Clough (1981) presenterte en sammenlikning mellom målt maksimal horisontalforskyvning og sikkerhet mot bunnoppressing som vist i Figur 2-4. Alle dataene stammer fra byggegroper med spuntvegg og innvendig avstivning. Figur 2-4 viser at normalisert maksimal horisontalforskyvning øker fra ca. 0,4 % ved høy sikkerhet mot bunnoppressing til vel 2 % når sikkerhetsfaktoren nærmer seg 1,0.



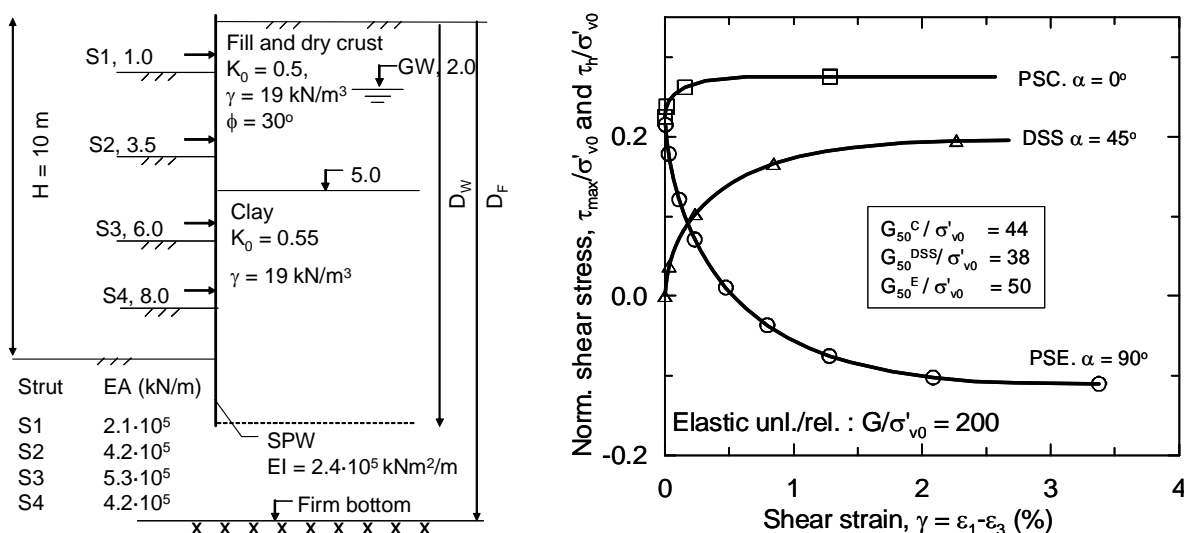
Figur 2-4. Målt og beregnet maksimal horisontal forskyvning for byggegroper i leire (fra Mana & Clough, 1991)

Det er grunn til å tro at mye spredningen i grensene for måledata i Figur 2-4 har sammenheng med feil/usikkerhet i antatte styrkeegenskaper for leira, dvs. i reell sikkerhet, og i detaljer vedrørende avstivning og utførelse av byggegroper.

Karlsrud og Andresen (2005) presenterte resultater fra noe tilsvarende parameterstudie som tidligere utført av Mana og Clough (1981). Deres beregninger ble utført med elementprogrammet PLAXIS (Plaxis, 2004) og den anisotrope og ikke-lineære jordmodellen ANISOFT (senere kalt NGI-ADP) utviklet av Andresen og Jostad (2002).

Figur 2-5 illustrerer geometri (til venstre) og jordmodell (til høyre) som ble anvendt. I beregningene ble det lagt til grunn en 16 m bred byggeprop med maksimal gravedybde på 10 m. Det var forutsatt innvendig avstivning i fire nivåer. Til venstre i figuren er angitt nivå på stivere, dybde av spunt, dybde til berg, og antatt stivhet av spuntvegg og stivere pr. 1m spuntvegg. Tabell 2-1 viser de ulike beregningstilfellene. Under et øvre 5 m tykt lag med antatt fyllmasse og tørrskorpe var det antatt at midlere udrenert direkte skjærstyrke normalisert med hensyn til effektiv vertikalpenning, s_{ud}/σ'_{v0} , er konstant med dybden med verdi fra 0,20 til 0,28, Tabell 2-1. Forholdet mellom DSS styrke, aktiv trykkstyrke og passiv strekkstyrke ble antatt det samme i alle beregningene. Det samme gjelder de normaliserte arbeidskurvene til høyre i

Figur 2-5. Beregningene ble ellers utført som trinnvis utgraving, med installasjon av stiver etter graving til nivå 0,5 m under de respektive stivere for hvert trinn. Resultater fra alle gravetrinn ble i utgangspunktet anvendt for å se på sammenheng mellom sikkerhet mot bunnoppressing, momenter, stiverkrefter og deformasjoner.



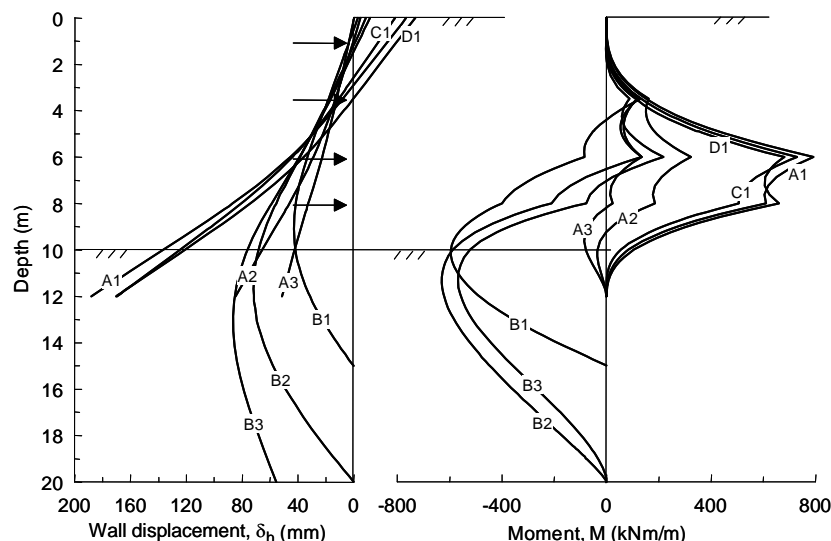
Figur 2-5. Generelle forutsetninger gjort i parameterstudier med PLAXIS, geometri til venstre og jordmodell høyre (fra Karlsrud & Andresen, 2005)

Tabell 2-1. Oversikt parameterstudier med PLAXIS (etter Karlsrud & Andresen, 2005)

	A1	A2	A3	B1	B2	B3	C1	C2	D1
S_{ud}/σ'_{v0}	0.20	0.24	0.28	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
D_W , m	12	12	12	15	20	20	12	12	12
D_F , m	20	20	20	15	20	30	15	30	20
K_{total}	1.60	0.97	0.76	1.03	1.21	1.28	1.46	1.60	1.77
M_{max} , kNm/m	793	323	133	594	631	568	729	807	681
δ_{hmax}/H (%)	1.88	0.85	0.51	0.49	0.79	0.94	1.70	1.89	1.73

Figur 2-6 viser beregnet horisontalforskyvning og moment i spuntvegg etter ferdig utgraving for samtlige tilfeller. For tilfelle B1-B3 går spuntten til berg eller fast grunn hvor spuntvegg er antatt

fastholdt men fri til å rotere. I alle de øvrige tilfellene stopper spunten i 12 m dybde. Hvorvidt spuntveggen går til fast grunn har selvsagt stor innvirkning på veggens deformasjonsmønster og momentfordelingen i denne.



Figur 2-6. Beregnet horisontalforskyvning og moment, av spuntvegg etter graving til full dybde (etter Karlsrud & Andresen, 2005)

Figur 2-7 viser sammenheng mellom maksimal beregnet horisontalforskyvning normalisert med hensyn til gravedybde, δ_{hmax}/H , sett i forhold til beregnet sikkerhet mot bunnoppressing, F_{ba} . Sikkerhet mot bunnoppressing ble beregnet basert likning (2.1) uten å ta hensyn til effekt av spuntvegg under traubunn, og må i denne sammenheng primært sees på som en korrelasjonsparameter. Ved beregningene ble det imidlertid tatt hensyn til geometrieffekter og søkt etter kritisk glideflate, dvs. hva som er kritisk bruddfigur når det også tas hensyn til at udrenert styrke øker med dybden.

$$F_{ba} = N_c \cdot s_{ub} / (\gamma H) \quad (2.1)$$

hvor N_c = stabilitetstall

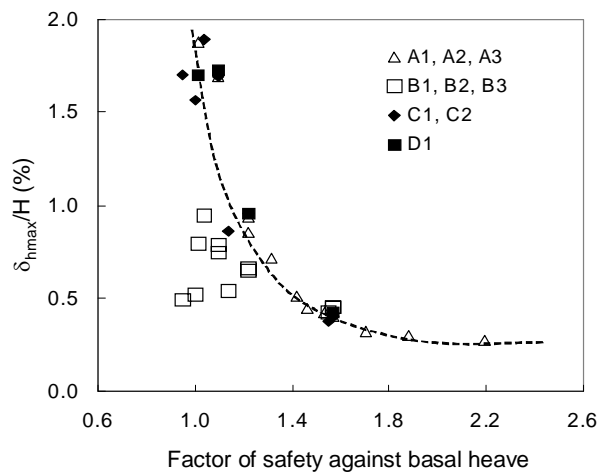
s_{ub} = Midlere udrenert styrke langs kritisk bruddflate under bunn av utgravningen

γ = midlere romvekt av leira

H = gjeldende gravedybde

Figur 2-7 viser godt samsvar med Figur 2-4. Noen viktige observasjoner kan knyttes til disse resultatene:

- Den generelle trendlinjen vist med stiptet linje i Figur 2-7 viser en ganske dramatisk økning i deformasjon fra ca. 0,3-0,4 % av gravedybden når sikkerhetsfaktoren mot bunnoppressing er større enn ca. $F_{ba} = 1,4$, til 2 % av gravedybden når sikkerhetsfaktoren nærmer seg 1,0.
- De beregningspunktene i Figur 2-7 som ligger vesentlig under den stiplede trendlinjen (åpne firkanter) er alle for tilfeller med spunt til berg. Men er det langt til berg under traubunn nærmer også disse punktene den stiplede trendkurven. Ikke overraskende har altså spunt til berg relativt liten betydning når det er stor dybde til berg under traubunn.



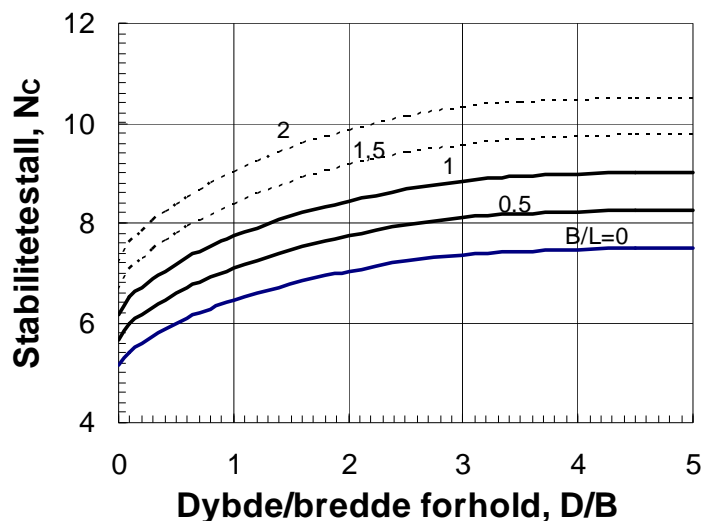
Figur 2-7. Sammenheng mellom beregnet maksimal horisontalforskyving, $\delta_{h_{max}}/H$, og sikkerhet not bunnoppressing, F_{ba} (etter Karlsrud & Andresen, 2005)

2.1.2 Tiltak for å begrense skjærinduserte deformasjoner

Det fremgår av det foregående at å sørge for god sikkerhet mot bunnoppressing er en helt sentral faktor for å begrense deformasjoner. Ved de tiltak som er beskrevet i det etterfølgende vil bidraget til økt sikkerhet mot bunnoppressing være en del av tiltakets positive effekt med hensyn til deformasjoner. Mye av det etterfølgende er basert på artikkel av Karlsrud og Andresen (2008).

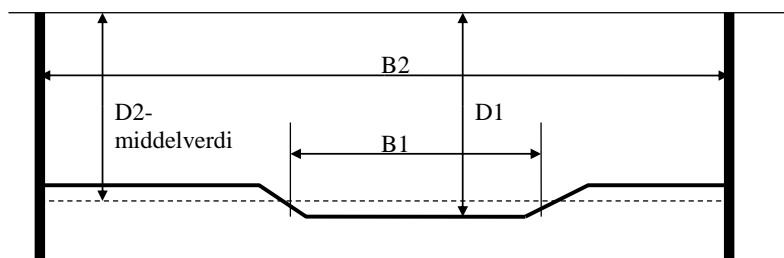
Seksjonsvis graving og avstivning

Ved seksjonsvis graving kan sikkerhet mot bunnoppressing økes gjennom geometrieffekten på stabilitetstallet N_c . Karlsrud (2008) har beskrevet i detalj hvordan denne geometrieffekten kan behandles. Et spesielt moment i denne forbindelse er at hvis bruddfiguren er styrt i en retning av geometri, kan B/L (bredde/lengde forholdet) være større enn 1, 0. Stabilitetstallet kan da tas ut fra de stiplede linjene i Figur 2-8. Ved en seksjonsvis graving må sikkerheten kontrolleres ut fra hva som på ethvert gravetrinn er kritisk bruddfigur, jfr. Karlsrud (2008). Avhengig av nivå på de enkelte gravetrinnene behøver ikke nødvendigvis laveste sikkerhet mot bunnoppressing være for siste seksjonsvise gravetrinn til bunn, men kan være for et forutgående gravetrinn, se prinsippskissen i Figur 2-9, som illustrerer to tilfeller, D1-B1 og D2-B2, som sikkerheten må beregnes for.



Figur 2-8. Stabilitetstallets avhengighet av geometri- stiplede kurver gjelder hvis bruddet er styrt i en retning slik at retning bruddets bredde blir mindre enn bruddets lengde (etter Karlsrud, 2008)

For at deformasjoner virkelig skal begrenses vesentlig ved seksjonsvis graving bør avstivning på ett trinn være ferdig før det graves videre, og stivere være montert i en seksjon før neste seksjon tas ut. I den sammenheng er det spesielt gunstig å støpe en bærende underbetong mellom veggene straks etter at det er gravet ut til full dybde.



Figur 2-9. Illustrasjon av forskjellige mulige bredder og dybder sikkerhet mot bunnoppressing må kontrolleres for (etter Karlsrud, 2008).

Stiv og dyp veggkonstruksjon

Ved å velge en vegg som er stiv og har høy momentkapasitet, og går dypt ned under planlagt traubunn, er det mulig å ivareta god sikkerhet mot innsparking av spuntveggen om nedre stiver. Dette delvis fordi geometrieffekten på ubalansert jordtrykk under traubunn mot en spuntvegg som går dypt ned gir vesentlig mindre netto ubalanserte jordtrykk (aktivt minus passivt jordtrykk) enn det klassiske Rankine jordtrykket. Karlsrud og Andresen (2005, 2008) viser hvordan dette tas hensyn til ved klassiske likevektsberegninger, men beregninger med programmer basert elementmetoder (e.g. PLAXIS) vil automatisk få med denne effekten.

En vegg med høy stivhet vil i seg selv også bidra til å redusere veggens innbøyning og forventede deformasjoner. Av stive veggtyper kan det eksempelvis nevnes at H-Z spuntvegger i dag fås med momentkapasitet helt opp til ca. 3000 kNm/m, som er omtrent det samme som en slissevegg med tykkelse 1,4 m. T-formede slissevegger kan gi enda større kapasitet.

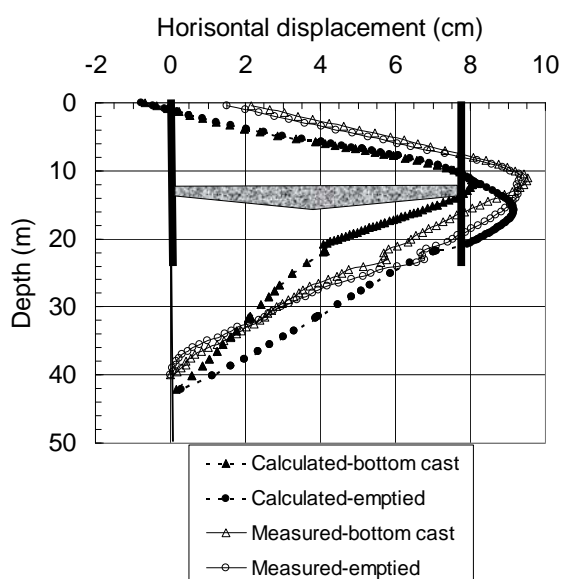
En utfordring med en dyp og stiv vegg-løsning der det er et netto ubalansert jordtrykk som går relativt dypt ned under traubunn, er at laster i avstivningen kan bli svært store.

Utgraving og støping av bunnplate under vann

Ved anvendelse av dette prinsippet blir det vanligvis først gravet og avstivet i tørr byggegrop så dypt som stabilitet eller deformasjoner tillater. Deretter graves det under vann til traubunn og en bunnplate blir undervannstøpt. Deretter kan gropen lenses for vann. Ved å få en avstivende bunnplate på plass ved traubunn mens sikkerheten mot bunnoppressing fortsatt er god, vil deformasjoner i vesentlig grad bidra kunne begrenses.

Eksempler på anvendelse av dette prinsippet er blant annet for en lokal 30 m strekning av T-banen i Oslo på 1960-tallet (Bjerrum et al, 1966), for deler av T-banen i Singapore som beskrevet av Denman et al (1987) og Shirlaw et al (2005), og for bygging av den dype kjelleren under Operaen i Oslo, ref. Karlsrud (2008).

Figur 2-10 viser at for den drøyt 15 m dype utgravningen for Operaen var maksimal målt horisontalforskyvning ca. 9 cm eller 0,6 % av gravedybden, noe som også var i meget godt samsvar med beregnet deformasjon. Beregningene var utført med PLAXIS der det ble tatt hensyn til byggegropens sylindriske utforming.



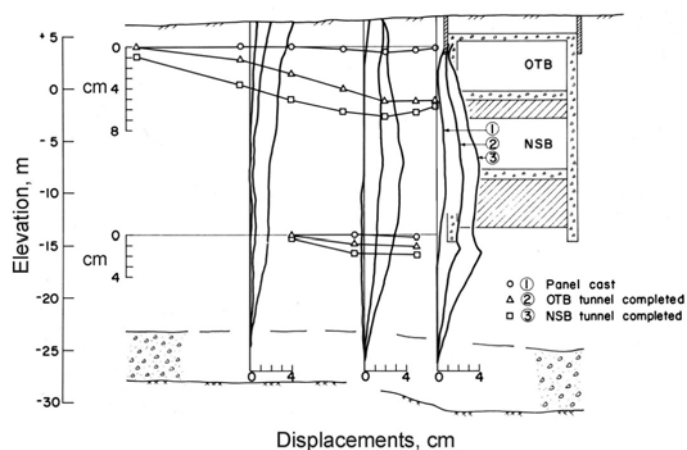
Figur 2-10. Målt og beregnet horisontalforskyvning etter utgraving til full dybde for Operaen (etter Karlsrud, 2008)

Slissevegger med innvendige tverrvegger

For bygging av dobbelttunnelen for NSB og T-banen gjennom Studenterlunden mellom Stortinget og Nationalteateret utviklet Eide et al (1972) en helt ny løsning for å ivareta sikkerhet mot bunnoppressing og samtidig sterkt begrense deformasjoner. Å begrense deformasjoner var spesielt langsmid Nationalteaterbygningen. Løsningen innebar først å etablere de langsgående tunnelveggene som slissevegger utstøpt med armert betong. Deretter ble det gravet slisseveggpaneler mellom de langsgående vegger, ansatt midt på hvert av de 4,5 m lange langsgående slissevegg panelene. Tverrveggene ble støpt ut med betong under bunn av tunnelene og rett i underkant av mellomdekket

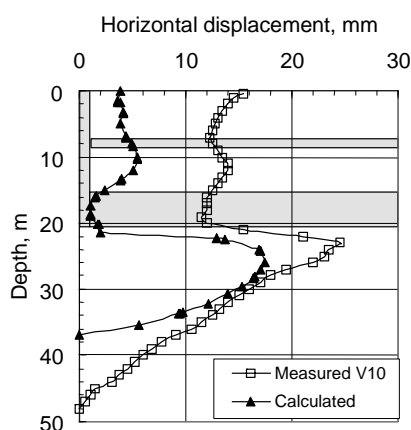
i tunnelen. Taket i tunnelen ble deretter etablert. Derved var hele byggegroppen avstivet før noen utgravning fant sted.

Som beskrevet av Karlsrud (1981) fungerte dette konseptet meget bra. Figur 2-11 viser at maksimal horisontalforskyvning ble ca. 4 cm, eller bare 0,25 % av maksimal gravedybde. Setningene ble nesten dobbelt så store, men det skyldes forplantning av poretryksreduksjon fra forskjæringer til berg i begge ender av tunnelen.



Figur 2-11. Sammenstilling av målte deformasjoner for slissevegløsningen gjennom Studenterlunden i Oslo (etter Karlsrud, 1981).

Det samme konseptet ble benyttet for bygging av NSB tunnelen over Jernbanetorget (Karlsrud, 1981) og mer nylig for bygging av Lilla Bommen vegtunnelen i Gøteborg (Karlsrud et al, 2006) og E6-tunnelen over Bjørvika (Karlsrud et al, 2007). Til tross for en langt bredere tunnel (30-40 m) var maksimal målt horisontalforskyvning i de to siste tilfellene begrenset til 20-30 mm, se eksempelet fra Sørrenga i Figur 2-12. Det utgjør bare ca. 0,2 % av maksimal gravedybde.



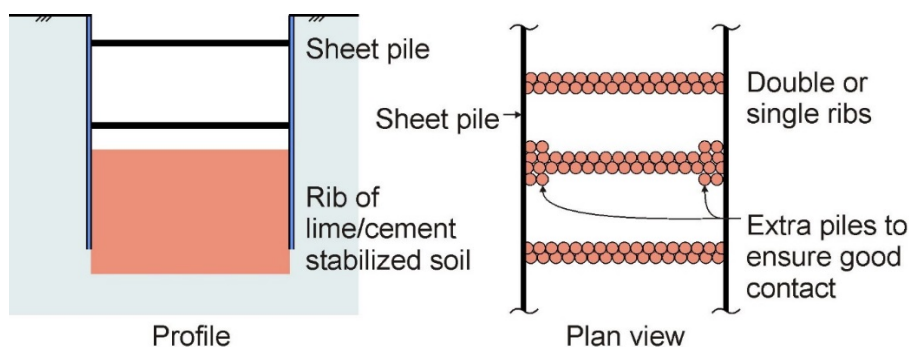
Figur 2-12. Eksempel på målt og beregnet horisontalforskyvning for slissevegg/tverrvegg løsning for E6 over Sørrenga (etter Karlsrud & Andresen, 2008)

Bruk av dypstabilisering med kalk/semmentpeler

I Norge har det siden slutten av 1970-tallet vært utført et stort antall byggegrop der grunnen mellom spuntveggene er blitt forsterket ved installasjon av ribber med kalk/semment peler mellom spuntveggene, som illustrert ved Figur 2-13. Prinsippene for KS-stabilisering er utførlig beskrevet i veiledningen til NGF (2012) og beskrives ikke mer her. Ved anvendelsen i byggegrop har det vært benyttet både enkle og doble ribber av overlappende KS-peler. Vanligste anvendte diameter har vært 600 eller 800 mm. KS-ribbene settes primært for å ivareta ønsket sikkerhet mot bunnoppressing, men har til en viss grad også en avstivende funksjon noe tilvarende løsningen med tverrgående slissevegg paneler.

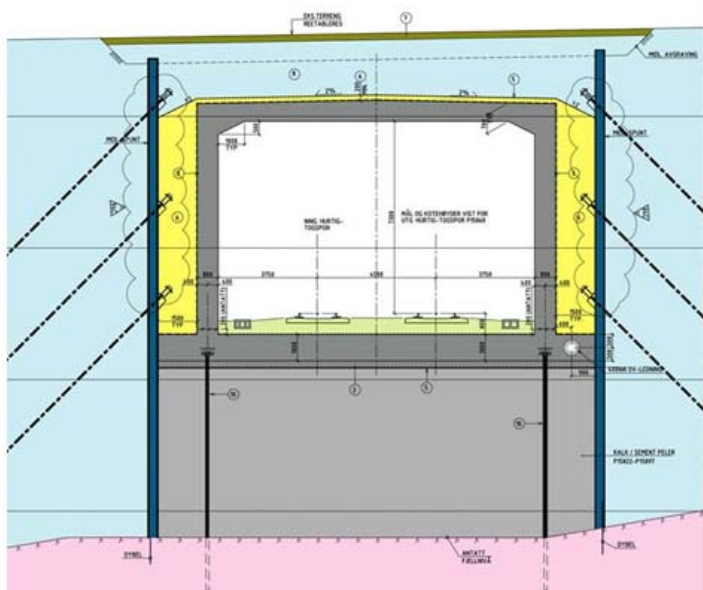
KS-pelene installeres etter at spuntvegger (eller annen støttekonstruksjon) er etablert. Noe av utfordringen har vært å sørge for god kontakt mellom spuntvegg og ribber. I NGI's praksis har det vært vanlig de siste årene å sette ekstra peler i denne overgangen, se Figur 2-13.

Det er vanlig å lage sammenhengende ribber mellom veggene, og i begge retninger (på tvers og langs) hvis det ikke er spesielt lange byggegrop. Det finnes imidlertid også eksempler på at det bare er stabilisert ut til en avstand som ansees for tilstrekkelig for å ivareta byggegropens stabilitet og det er mindre fokus på deformasjoner.

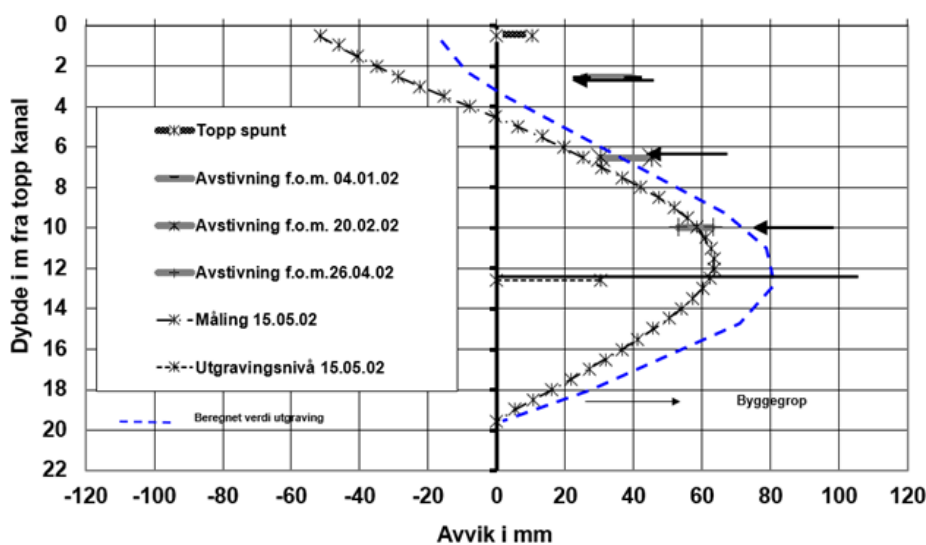


Figur 2-13. Prinsipp for grunnforsterkning med KS-ribber

Det har så vidt vites ikke forkommet grunnbrudd i byggegrop stabilisert med KS-ribber, så løsningen har uten tvil hatt forventet effekt på stabilitet av gropene. På den annen side foreligger det dessverre begrenset med deformasjonsmålinger på spunt og terreng der denne løsningen har vært anvendt. Brendbekken et al (2004a) beskriver imidlertid et interessant eksempel i forbindelse med en 10-12 m dyp byggegrop, delvis i kvikkleire, for den nye jernbanen Sandvika –Asker over Jongsjordet. Det ble før utgravning satt KS-ribber fra traubunn og ned til berg eller maksimalt 22 m dybde. Figur 2-14 viser et typisk snitt av byggegropen, som i tillegg til KS-ribber ble avstivet med utvendige stag i tre nivåer. Figur 2-15 viser målt maksimal horisontaldeformasjon på 63 mm etter ferdig utgravning for dette snittet, noe som stemte relativt bra med hva som var beregnet med programmet SPUNT-A3. Dette programmet modellerer jorda som elastisk-plastiske fjærer, men det er ikke beskrevet hvordan effekt av KS-stabiliseringen ble tatt hensyn til ved valg av fjærstivheter.

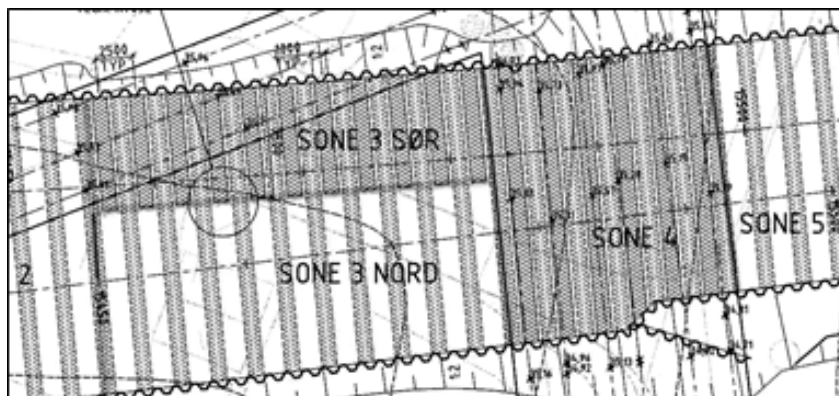


Figur 2-14. Typisk snitt byggegrop for jernbanen ved Jongsveien (etter Brendbekken et al, 2004a)

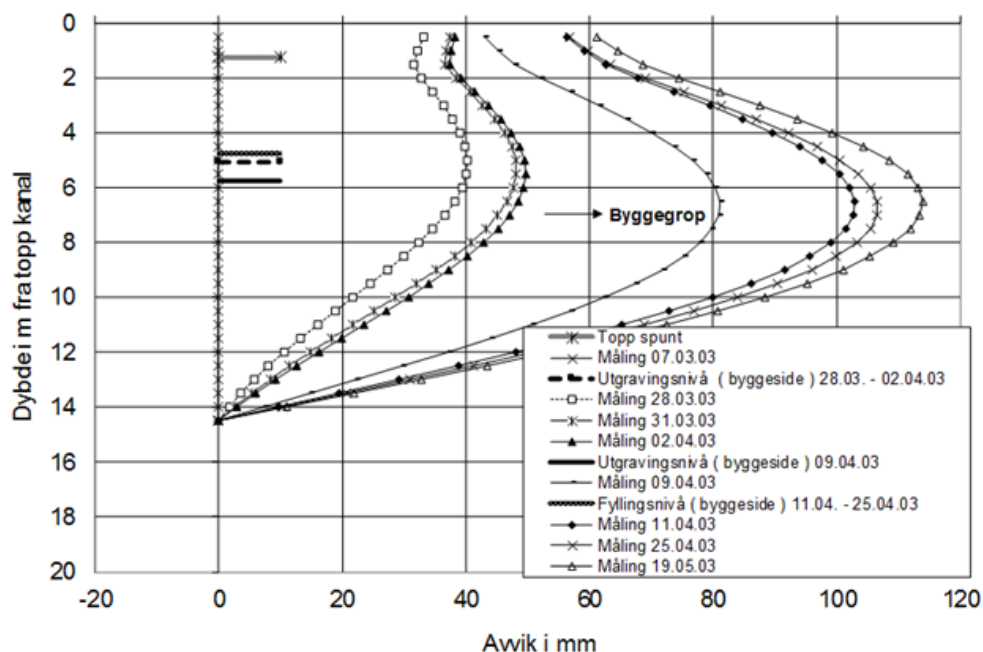


Figur 2-15. Målt horisontalforskyvning etter ferdig utgraving, Jongsveien (etter Brendbekken et al, 2004a)

På grunn av høyspentledning måtte KS-ribbene på et parti av byggegroppen over Jongsjordet delvis utføres fra to nivåer og i to deler på tvers av groppen, med en spesiell overlappende sone for å prøve å ivareta kraftoverføring, Figur 2-16. Under utgraving oppstod det her tidlig vesentlig større horisontalforskyvninger enn forventet, som nådde ca. 110 mm da traubunn var nådd, Figur 2-17, og med deformasjoner som da fortsatt utviklet seg ganske raskt over tid. Brendbekken et al (2004b) tilskrev dette dårlig kontakt mellom spuntvegg og ribber, og også manglende kontinuitet og overlapp mellom de skjøtne ribbene.



Figur 2-16. Planskisse av KS-stabilisering Jongsjordet der ribber ble skjøtt sammen (etter Brendbekken et al, 2004)



Figur 2-17. Målt horisontalforskyvning, Jongsjordet med skjøtte KS-ribber (etter Brendbekken et al, 2004)

Noen andre tilfeller der KS-ribber har vært en del av løsningen er beskrevet og diskutert i kapittel 3.

Jet-injiserte ribber eller plater

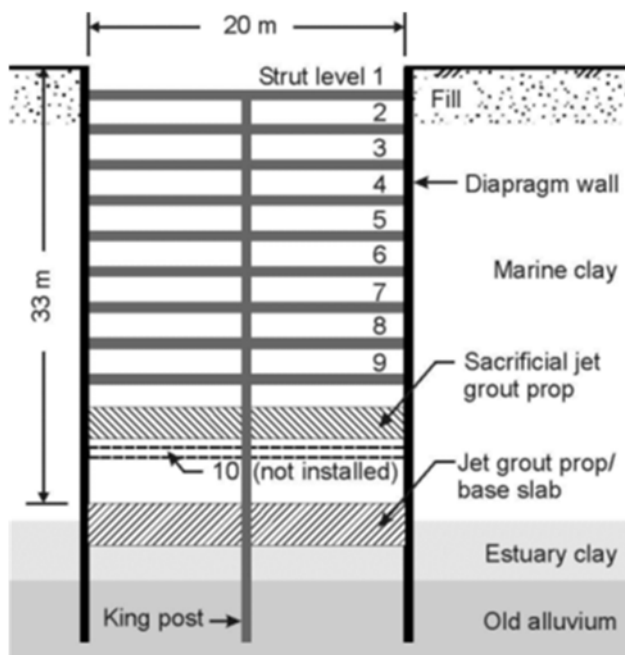
Ved vanlig jet-injeksjon eroderes et hull i bakken der sementmørtel blandes med jordmaterialet og derved gir en vesentlig økning av styrke etter avbinding. Det finnes en rekke ulike systemer som gir ulik forbedring. Det opprinnelige systemet for jet-injeksjon bruker spyling med tynn sementmørtel som spylemedium. Det gir enaksial trykkstyrke av stabilisert materiale typisk i området 1-3 MPa når det anvendes i leire, og pelediameter på 1-1.5 m. Den såkalte J2-metoden utviklet av Jetgrunn og anvendt på norske leirer har vist at det kan oppnås enaksial trykkstyrke på opptil 10-15 MPa, og pelediameter opp mot 1.8 m (e.g. Lier, 2012).

Jetgrunn har også utviklet en metode (EC1-metoden) der alle jordmasser spyles ut med vann og fortløpende erstattes helt med betong som fylles etter i bunn av spylestrengen (e.g. Lier, 2012). Da oppnås enaksial trykkstyrke som for vanlig betong.

Jet-injiserte peler eller søyler kan anvendes for å skape stabiliserte legemer av mange fasonger. Overlappende peler kan brukes til å forme sammenhengende ribber mellom vegger tilsvarende som for KS-ribber. Fordelen med jetinjisering er at det kan oppnås ribber med sikker og god overlapp mellom de enkelte jet-pelene, og god og direkte kontakt mot spuntvegg. Jet-injiserte ribber vil derfor kunne bidra til vesentlig mindre horisontaldeformasjoner enn hva som kan oppnås med KS-ribber, og nærme seg hva som kan oppnås med ribber basert på slissevegger.

Jet-injeksjon kan også med fordel anvendes for å ivareta god kontakt mellom KS-ribber og spuntvegg, slik det blant annet ble gjort for Møllenberg tunnelen i Trondheim (Rønning et. al, 2015).

Internasjonalt er jet-injeksjon ofte anvendt for å skape sammenhengende 2-3 m tykke horisontale plater av stabilisert materiale som virker som forhåndsavstivning i ett eller flere nivåer i byggegropen. Dette har blant annet vært anvendt i flere prosjekter i Singapore (Shirlaw, 2003; Shirlaw et al., 2005). Figur 2-18 illustrerer et eksempel på slik anvendelse. Dette er egentlig ikke det beste eksempel fordi denne byggegropen kollapset etter at utgravningen nådde nivå for stiverlag 9. Årsaken til kollapsen var antagelig flere prosjekteringsfeil og mangler, men feil ved jet-stabiliseringen kan ha vært et bidragende element, jfr. Karlsrud og Andresen (2008).



Figur 2-18. Eksempel på anvendelse av jet-injisert plate for byggegrop for T-bane ved Nicoll Highway i Singapore (fra New Civil Eng., 2004)

Graving under lokk med luft overtrykk

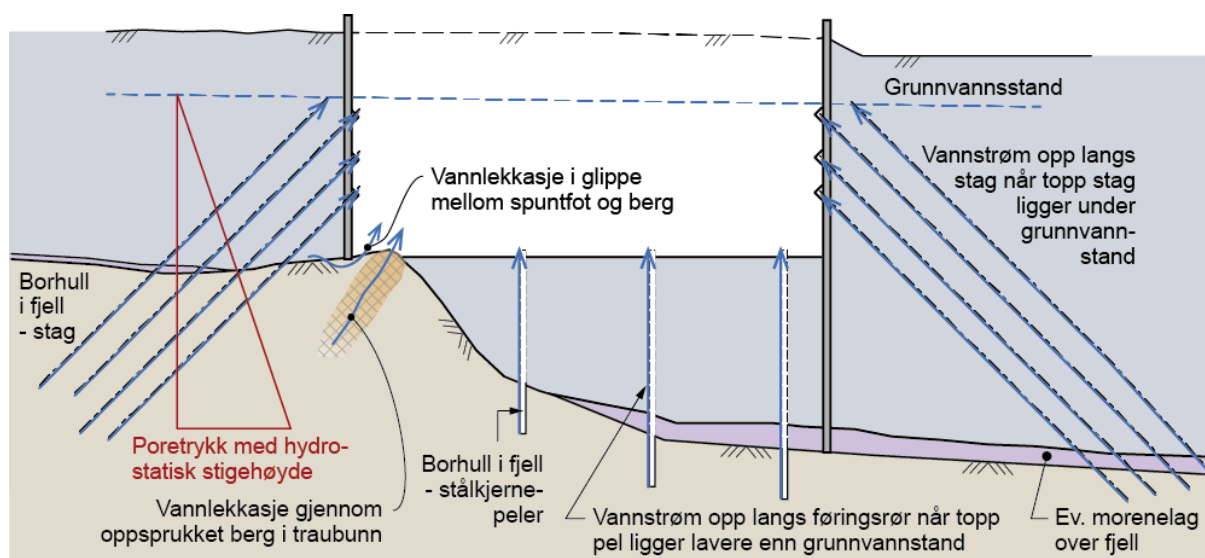
Bruk av luftovertrykk og graving under et lokk var en ganske vanlig anvendt metode for å ivareta stabilitet av byggegropen og tunneler i bløt leire frem til ca. 1970. Senere har metoden vært mindre anvendt, primært på grunn av restriksjoner med hensyn til arbeidstid under trykkluft. Metoden kombineres ofte med "opp-ned-metoden" der det etter graving til en forsvarlig dybde i forhold til sikkerhet mot grunnbrudd etableres et tett lokk med sluse mellom veggene. Deretter graves det videre under trykkluft og eventuelt avstives ytterligere. I alt 440 m av T-banen mellom Jernbanetorget og Grønland i Oslo ble bygget etter dette prinsippet, og det fungerte greit (Bjerrum et al, 1966).

2.2 Setninger utløst av grunnvannslekkasje inn i byggegropen

2.2.1 Årsaker og generelle erfaringer

Årsaksforholdene ved reduksjon av poretrykk i forbindelse med spuntede utgravninger kan være mange og sammensatte. I tillegg vil det alltid være spesielle hydrogeologiske forhold knyttet til en hver byggegrop. Men, de viktigste lekkasjeveiene er listet opp nedenfor, og illustrert i Figur 2-19:

- Gjennom utette spuntlåser, staggjennomføringer eller riss i spunten
- I glippen mellom spunt og berg, spesielt når det er grovere masse over bergoverflaten
- Gjennom oppsprukket berg i såle og bergskjæringer
- Lekkasje ved stagboring, opp av borehullet (før stagsetting) eller opp langs foringsrør
- Lekkasje ved boring for peler, opp av borehullet eller langs foringsrør



Figur 2-19. Spuntgrop med mulighet for innlekkasje langs stag og peler.

Lekkasje gjennom spunten er mest vanlig i forbindelse med hulltaking for boring av stag. I tillegg kan utette spuntlåser og spunt som ikke er kommet i lås forårsake lekkasje. Det er viktig å notere at spesielt ved store prosjekter med mange kvadratmeter spunt og mange stivernivåer kan summen av mange små lekkasjer gi vesentlig reduksjon av poretrykk. I tillegg er tiden fra en lekkasje oppdages til tettingstiltakene er gjennomført viktig.

Det er stort potensiale for lekkasje i glippe mellom spunt og berg, da det vanligvis er permeable masser i overgangen leire/berg. I tillegg er berget sjelden helt tett og vannførende sprekker i avdekket berg vil drenere arealer bak spunten.

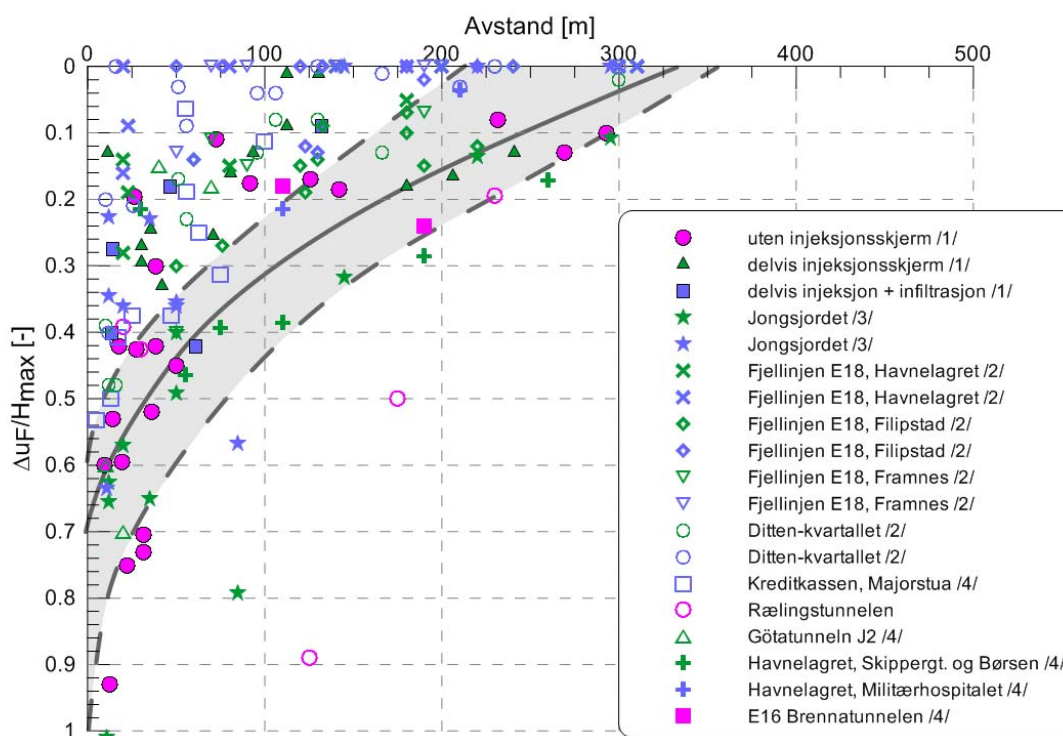
Installasjon av peler og stag i byggegropen vil være en kilde til lekkasje og poretrykksfall hvis poretrykket ved berg er på et høyere nivå enn installasjonsnivået for staget eller pelen.

2.2.2 Erfaringsdata

Det er tidligere sammenstilt poretryksdata for byggegropen i en foreløpig FoU-rapport fra NGI (NGI, 2011). I rapporten er det inkludert erfaringsdata fra:

- To foredrag ved et NIF-kurs i 1990 (Karlsrud, 1990 og Johansen, 1990)
- Målinger fra utbyggingen av dobbeltspor på strekningen Sandvika – Asker (Braaten et. al 2004).
- Nyere prosjekter beskrevet av NGI (2011).

Figur 2-20 viser relativ poretryksreduksjon $\Delta u/H$ mot avstanden fra byggegropen. Målt poretryksreduksjon, Δu , er normalisert med hensyn på maksimalt potensiell poretryksreduksjon, lik byggegropens dybde under grunnvannstand, H_{max} . I sammenstilling av alle data er det skilt mellom prosjekter hvor det ikke er utført injeksjonsskjerm (røde symboler), prosjekter hvor det er utført injeksjon (grønne symboler) samt prosjekter hvor det er utført både injeksjon og vanninfiltrasjon (blå symboler).



Figur 2-20. Målt relativ poretryksreduksjon (normalisert mot største grunnvannsreduksjon mht. gravedybde) i relasjon til avstand fra byggegrop. Røde symboler er tilfeller uten injeksjonsskjerm, grønne symboler viser tilfeller med injeksjonsskjerm og blå symboler viser tilfeller med injeksjonsskjerm og vanninfiltrasjon.

Det er relativ stor spredning i data som blant annet kan forklares med følgende:

- Ulike geologiske og hydrogeologiske forhold
- Ulike typer av byggeaktivitet og omfang på prosjekter
- Ulike type og omfang av tiltak
- Varighet for lekkasje og tid for å iverksette tiltak

2.2.3 Tiltak for å begrense poretrykksreduksjon

De mest vanlige tiltakene som benyttes for å redusere risiko for lekkasje inn i en byggegropp er:

- Injeksjon i overgang løsmasse/berg
- Injeksjonsskjerm i berg under gravenivå
- Bruk av midlertidig pakker ved registrert innlekkasje gjennom foringsrør
- Injeksjon ved setting av borede stag og peler
- Jet-injeksjon langs spuntfot
- Støpning av betongdrager ved spuntfot
- Vanninfiltrasjon

Injeksjon/tetting av vannførende løsmasser over berg (e.g. silt, sand, morene) er vanligvis vanskelig å få til da injiseringstrykket må begrenses for å unngå å skape "piping" og nye lekkasjeveger. Hvis det først har oppstått en lekkasje er det også vanskelig å ettertette med sementinjeksjon mot en strømningsgradient. Løsmasseinjisering er spesielt viktig i tilfeller med skrått berg fordi det kan medføre større gliper mellom spunt og berg. Jet-injisering har størst potensiale for å oppnå tetting av løsmasser i overgangen mellom en spuntvegg og berg.

En injeksjonsskjerm ned i berget kan også være utfordrende å få til ettersom det forutsetter at man klarer å treffe de mest vannførende sprekker ved boringen av injeksjonshull. Det må normalt bores med tett avstand (ned mot 0,5-1,0 m) for at noen vesentlig tetteeffekt skal oppnås.

Støping av betongdrager utføres vanligvis for å tette glipen mellom spunt og berg. Hvis innlekkasjen er stor kan det være utfordrende å få til støping av drageren.

Hvis det oppdages lekkasje gjennom foringsrør for borede peler eller stag kan lekkasjen stoppes midlertidig ved bruk av pakker, inntil injeksjon er utført og lekkasjen er stoppet. Eksempel på vanntapsmåling for dokumentasjon av tetthet av berghull er vist i Figur 2-21.



Figur 2-21. Vanntapsmåling i foringsrør for borede peler.

Hvis løsmasse- og berginjeksjonen ikke er vellykket vil poretrykket synke gradvis med økt gravedybde. Selv om byggegroppen virker tørr, er det fortsatt mulig at redusert poretrykk skyldes

innlekkasje av grunnvann, ettersom det skal meget små vannmengder til for å medføre reduksjon av poretrykket i overgangen mellom leire og berg.

Vanninfiltrasjonsbrønner må etableres i berg og helst før utgraving starter. For at de skal ha noen vesentlig positiv effekt må de bores på steder hvor det forventes godt vannførende soner/sprekker i berget. Det kan være aktuelt å bore 40-60 m inn i berg. Skal infiltrasjonsbrønner ha noen vesentlig positiv effekt bør hver enkelt brønn gi en vanntilførsel på minst 5-10 l/min ved et overtrykk på 2-4 bar. Samlet infiltrasjonskapasitet er avhengig av byggegropens størrelse og dybde og de lokale hydrogeologiske forholdene. Erfaringer tilsier at infiltrasjonskapasiteten bør være minst dobbelt så stor som innlekkasjen til byggegropen hvis den skal ha særlig effekt. I praksis vil det ofte si fra ca. 20 til 200 l/min.

2.3 Deformasjoner knyttet til boring av peler og stag

Ved boring av stag eller peler i leire påvirkes omkringliggende jord ved at det oppstår spennings- og tøyningendringer innenfor et begrenset influensområde rundt hvert stag eller pel. Hvor store endringer og i hvilken utstrekning disse oppstår er vanskelig å kvantifisere i forkant av utførelsen og avhenger av en rekke faktorer.

En vesentlig bakgrunn for BegrenSkade prosjektet har vært manglende kunnskap og forståelse for skader som kan utløses ved boring av for stag og peler til eller inn i berg. De erfaringsdata som er innsamlet i BegrenSkade prosjektet (Eknes et. al, 2013) og videre behandlet i denne rapporten viser klart at boring for stag og/eller peler direkte eller indirekte er hovedårsak til setninger og skader som er oppstått. I tillegg er det utført et fullskala feltforsøk med stagboring i leire og ned til berg (Lande, 2015).

Det er identifisert følgende uønskede effekter knyttet til boring, som kan føre til skader:

- a) Lekkasje av grunnvann opp langs borestrengen (se eksempelet i Figur 2-22), som fører til redusert poretrykk og konsolidering av leiren
- b) Forstyrrelser og omrøring av leire rundt foringsrør for stag/pel som fører til re-konsolidering og volumtap langs borestrengen
- c) "Overboring" knyttet til innsuging/utspyling av masser og volumtap som følge av erosjon og sug rundt borkronen



Figur 2-22 Innlekkasje av vann langs foringsrør til stålkjernerpel (Bilde: Jernbaneverket, Dobbeltspor Sandvika-Asker).

2.4 Andre årsaker til deformasjoner

Hulltaking i spunten i bløt og meget sensitiv leire kan føre til at leire tyter inn. Faren for dette øker under boring hvis det er glippe mellom foringsrør og hullet som er laget i spunten, og spesielt dersom hullene er store og blir stående åpne ved boring av nabostag (se Figur 2-23). Faren øker med dybden staget settes fra.

I forbindelse med stagsetting for Jernbaneverket, prosjekt Nytt dobbeltspor Sandvika - Asker i perioden 2001 – 2003, inntraff slik "innskvising" og medfølgende setning av terrenget bak spuntveggen på flere steder på parsellen over Jongsjordet. Konsekvensene ble at det måtte avlastes bak spunten. På områder hvor det er bebyggelse/konstruksjoner nær inntil spunten ville konsekvensene blitt store (Baardvik og Braaten, 2002).

Erfaringer fra stagarbeidene på dette og andre prosjekter viser at de enkleste tiltakene for å forhindre "innskvising" ved hulltagning er:

- Å skjære hullet i spunten så lite som mulig og benytte en mal tilpasset aktuell stagvinkel og størrelsen på foringsrøret.
- Alle staggjennomføringer utføres på spuntrygg, da dette gir mindre hull og også gjør det enklere å sveise på stålplater for tetting, der dette er nødvendig.
- Hullet i spunten skjæres ut rett før foringsrøret settes og boringen begynner.
- Bruk av gummipakning mellom to stålplater, som festes til spunten og forhindrer innskvising av bløt leire (og innlekkasje av vann), for eksempel brukt ved bygging av ny Lysaker jernbanestasjon (Figur 2-23).



Figur 2-23. Venstre: Innskvising av kvikkleire rundt staghull i spunt (Bilde: Jernbaneverket, Dobbeltspor Sandvika-Asker), høyre: pakkerløsning for å unngå innskvising av leire rundt staggjennomføring (Bilde: Geovita, Lysaker stasjon).

Ved Engene kvartalet i Drammen har konsulent vist til to tilfeller av at terrenget på utsiden av byggegropen sank ned som følge av borearbeider. Det var også her kvikkleire fra rett under terreng. Første episode oppsto under boring for bergdybler. Det ble registrert utvasking av kvikkleire i forbindelse med boring for fordyblingsbolter i en grunn kløft i berget og dette medførte inntil 20 cm setning over et område på 10 x 7m bak spunt. Det ble først registrert en økt mengde leire i spylevannet, deretter sank terrenget utenfor spunt. Tiltaket som ble utført og som regnes som vellykket var at alle de åpne dybelrørene ble injisert med mørtel for å fylle igjen glippen mellom spunt og berg med mørtel.

Den andre hendelsen oppsto ved hulltaking og entring av et stag i nedre stagnivå. Pakningen satt rundt hulltakingen i spuntveggen var skadet og det strømmet inn flere titalls kubikkmeter med kvikkleire inn gjennom pakningen. Det oppsto inntil 50 cm setning på terrenget utenfor byggegropen i det samme området som for første hendelse.

Etter hendelse nr. 2 med innpressing av kvikkleire, gikk prosjektet over til bruk av Wassara-boring og fullførte resten av stagene med dette utstyret. Det regnes likevel som like viktig, at man gikk over til først kun å trykke/slå et foringsrør med en betongpropp i enden ned til fast grunn av morene/fjell, og deretter bore videre med et mindre foringsrør inne i dette røret.

Et annet eksempel på skjærinduserte deformasjoner er grunnbrudd under spuntfoten. Ved Jernbaneverkets prosjekt Lysaker – Sandvika oppsto det en innpressing av omrørt kvikkleire mellom spuntfot og berg når gravenivået nærmet seg spuntfot. Hendelsen medførte innsynking av terrenget bak spunt. I et annet tilfelle på samme parsell ble kvikkleire skviset inn gjennom en glippe ved et spunthjørne. Glippen oppstod her fordi det ikke var benyttet spunt med lås i hjørnene. Tiltakene i dette tilfellet var tilbakefylling med masser foran spuntfot og deretter seksjonsvis masseutskifting med betong foran spuntfot mot bergoverflaten.

3 Erfaringer fra byggegrop hvor det ikke er utført boring for stag eller peler

I BegrensSkade prosjektet er det en hypotese at bruk av boring for stag og peler oftere forårsaker setninger som kan føre til skade på nabobygg, enn løsninger som ikke krever boring. I denne rapport er det derfor inkludert erfaringer fra et par byggegrop

hvor det ikke er brukt borede stag eller peler. Disse er presentert i dette avsnittet av rapporten.

3.1 Byggegro 1

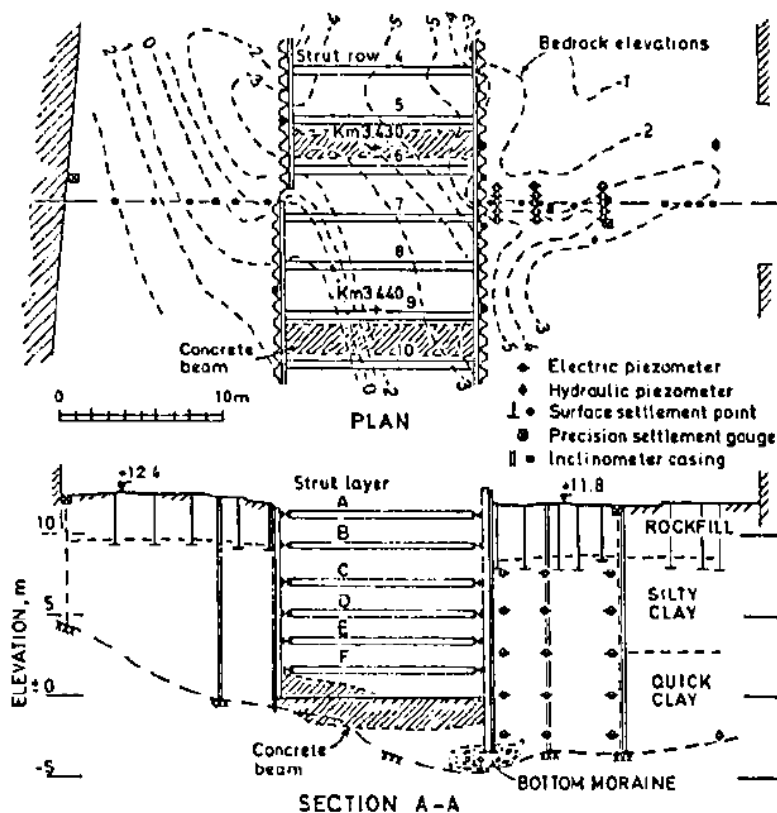
Dette var en 12 m dyp og 11,5 m bred langstrakt byggegrop utført i 1974-75 som forskjæring for NSB's Oslo-tunnel. Det etterfølgende er hentet fra en artikkel av Karlsrud & Myrvoll (1976).

Grunnforholdene bestod av ca. 5 m fylling samt tørrskorpeleire over siltig leire, som var kvikk fra ca. 9 m dybde. Dybden til berg var inntil 17 m, men lå over traubunn på deler av strekningen. Over berg var det et ca. 2 m tykt morenelag som til dels bestod av grove masser med drenerende egenskaper.

Fra 10-15 m avstand fra byggegropen var det bygårder i 4-5 etasjer som var direkte fundamenterte og derfor setningsømfintlige.

Som vist i Figur 3-1 ble utgravingen utført med 6 innvendige stivernivåer. Stiverne var plassert med senteravstand på 1,7-2 m i vertikalt og 3 m i horisontalt. For hvert stivernivå ble det utført seksjonsvis graving med 6 m lengde for montering av hver enkelt stiver samt sveising av tilhørende puteseksjon til spuntveggen. Samtlige stivere ble forspent.

Det var utført omfattende instrumentering av byggegropen, Figur 3-2. Dette inkluderte måling av horisontalforskyvning ved bruk av helningskanaler påmontert spuntveggen og installert i jorda på utsiden, målinger av poretrykk og setninger i flere avstander og dybder, måling av last i stivere, samt måling av jordtrykk mot spuntveggen.

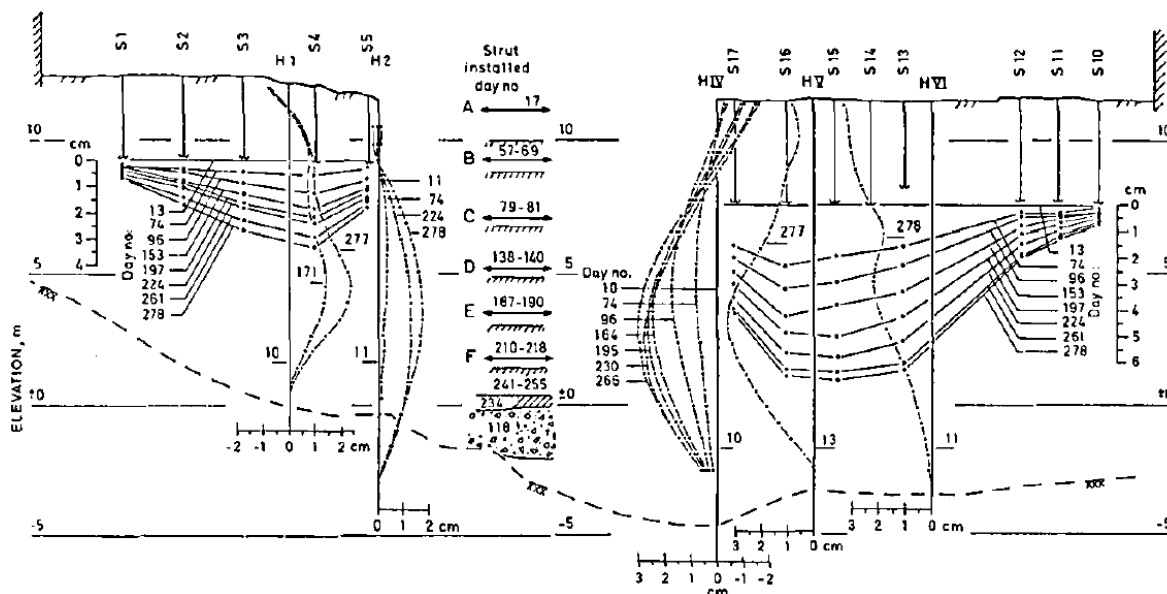


Figur 3-1. Typisk snitt med jordprofil og instrumentering (Karlsruud & Myrvoll, 1976).

Før graving begynte var det registrert et poretrykk som var ca. 3-4 m lavere en hydrostatisk trykk ved berg. Det ble registrert inntil 4 m reduksjon av poretrykk ved berg, høyst sannsynlig forårsaket av drenering til traubunn gjennom oppsprukket berg samt innlekkasje under spuntfoten.

Maksimal målt horisontal deformasjon var bare 3 cm, Figur 3-2, hvilket kun tilsvarer 0,3 % av gravedybden. Årsaken til de små deformasjonene er den tette plasseringen av stiverne, utførelse med seksjonsvis graving, samt forspenning av stiverne. Et spesielt moment var også at det tidlig ble målt tendens til at spuntfoten beveget seg noe innover. Spuntprofilene var påmontert bolter og det var forskrevet noe innmeislet noe i berg. Kontroll av lengder og dybde berg viste at spuntfoten på noen partier hadde stoppet i morenelaget. Sett i lys av forekomsten av kvikkleire ble det derfor da stiverlag D var på plass besluttet å grave 3 stk. 1 m brede grøfter under vann mellom spuntveggene, som fortløpende ble støpt ut med betong. Etter det sto spuntfoten praktisk talt helt i ro.

Det ble målt opptil 7 cm setning av terrenget der berget lå dypest, Figur 3-2. Det tilsvarer ca. 0,5% av gravedybden. Årsaken til at setningene er større enn horisontalforskyvningene er målt poretrykksreduksjon og derved konsolideringssetning i leira. Setninger ble observert ut til en avstand som var omtrent den samme som registrert dybde til berg. Siste setningsmåling var utført 2 måneder etter traubunnsnivå var nådd. Ved dette tidspunktet var poretrykkene enda ikke tilbake til opprinnelige nivåer. Hadde det blitt utført setningsmålinger over lengre tid ville de sannsynligvis blitt noe større.



Figur 3-2. Måleresultater fra setningsmålinger i terreng samt horisontaldeformasjoner på spunt.

En viktig observasjon knyttet til dette eksemplet bekrefter at der det er begrenset dybde til berg under spuntfot kan bruk av forspent innvendig avstivning og seksjonsvis graving sterkt bidra til å begrense horisontale deformasjoner.

Under mer ugunstige forhold kunne nok poretrykksreduksjonen og konsolideringens bidrag til målte terrengsetninger blitt noe større.

3.2 Byggegrøp 2

Prosjektet omfattet bygging av et kombinert nærings- og boligbygg med 3-6 etasjer, samt en høy kjeller på den såkalte trekanttomten i Trondheim. Byggegrøpen var mellom 5-6 m dyp, med lengde ca. 80 m og bredde mellom ca. 20-35 m. Dette avsnitt baserer seg på presentasjon ved Geoteknikkdagen 2014 (Holst, 2014).

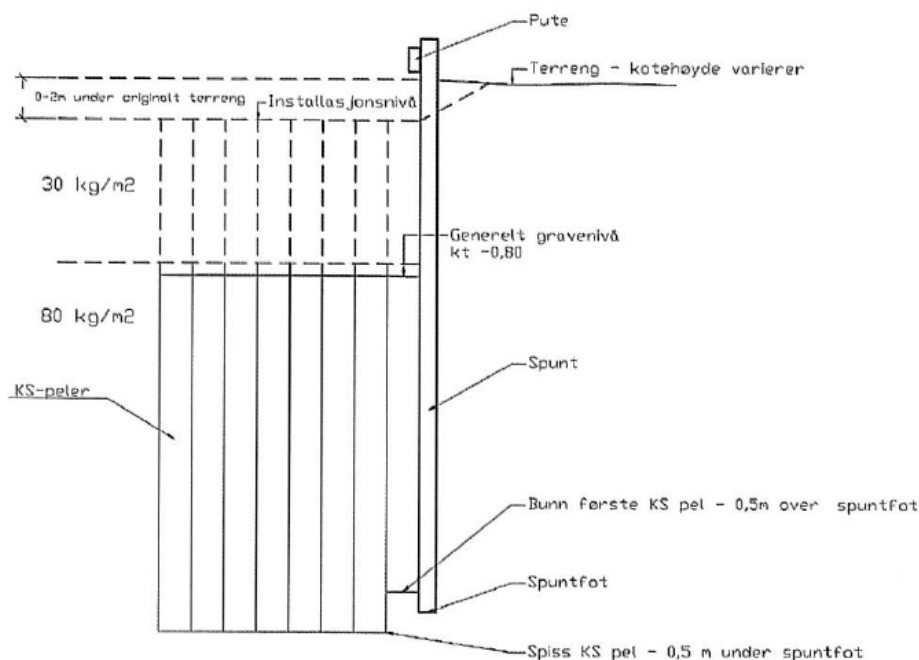
Grunnen på området består av et topplag på ca. 4,5 m tykkelse med fyllmasser, hovedsakelig sand, grus, silt og leire, men også gamle rivningsmasser. Videre i dybden består løsmassene av mellom 70-80 m med marine silt- og leiravsetninger. Leira er bløt og lite sensitiv med et vanninnhold omkring 50 % i det øvre lag.

Tomten ligger tett inntil eksisterende eldre og verneverdig bebyggelse, samt nyere bebyggelse. Det ble derfor lagt betydelig vekt på å finne tekniske løsninger som kunne begrense eventuelle skader på nabobygg som følge av grunnarbeidene. Dette fokuset fulgte prosjektet helt fra skisseprosjekt, detaljprosjektering og gjennom utførelsen. Ulike alternative løsninger for etablering av kjeller med tilhørende risikomomenter og konsekvenser ble vurdert i skisseprosjekt, og lagt til grunn for endelig valg av løsning.

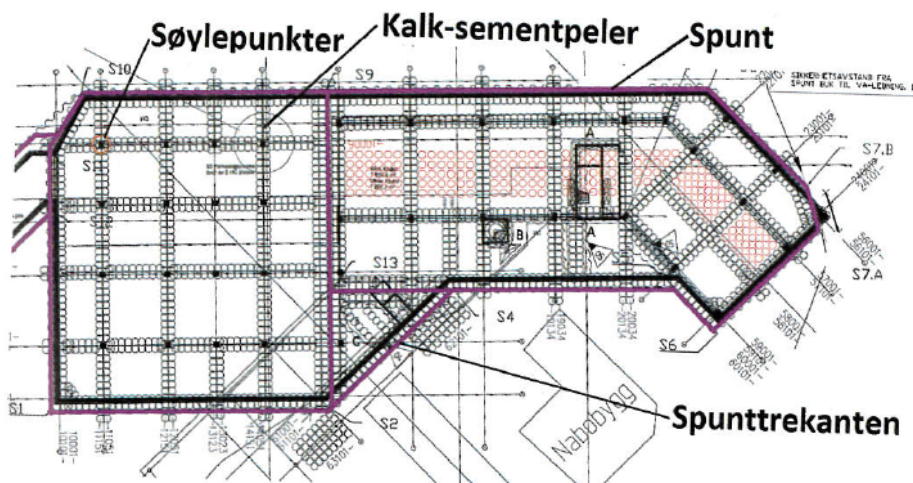
Den valgte løsningen innebar ramming av svevspot rundt hele tomten som ble innvendig avstivet i ett nivå over terreng før utgraving ble påbegynt, se prinsipp i Figur 3-3. Før montering av stivere ble det også utført kalk-sementstabilisering (KS-stabilisering) i doble ribber, se Figur 3-4. KS-stabiliseringen hadde flere funksjoner:

1. Redusere nødvendig dybde og horisontale deformasjoner i spunt.
2. Sikre tilstrekkelig bæreevne under gravearbeider.
3. Redusere setninger på nybygg

Etter utgraving til endelig gravenivå ble det først etablert et konstruktivt betongdekke som avstivning mot spuntveggen før bunnplate og kjeller ble støpt. Deretter ble det tilbakefylt mellom spunt og kjellervegg før avstivning ble demontert.



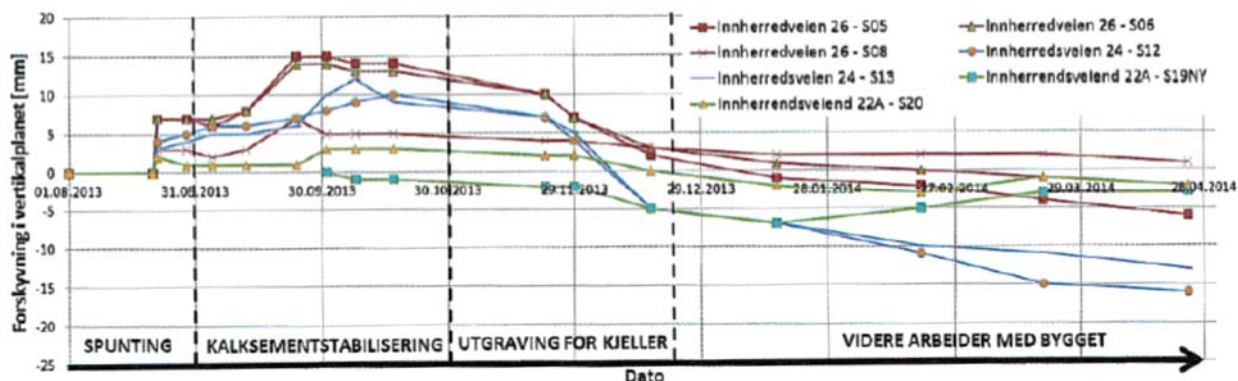
Figur 3-3: Typisk snitt byggeprop 2 (Holst, 2014).



Figur 3-4: Plan kalk-sementstabilisering. Røde peler etablert for å sikre bæreevne for anleggsmaskiner (Holst, 2014).

Som del av oppfølgingen ble det utført setningsnivellement på til sammen 32 punkter på nabobygg, før, under og etter grunnarbeidene. Resultater fra de nærmeste punktene inntil spuntveggen (avstand på ca. 2 til 7 m fra spuntlinje) viste maksimale setninger på mellom 2-16 mm relatert til referansenivå,

se Figur 3-5. Det ble imidlertid målt en heving på ca. 2-8 mm under spuntramming, og ytterligere heving på ca. 3-8 mm under KS-stabiliseringen.



Figur 3-5: Resultat setningsnivellemt på nabobygg (Holst, 2014).

Registrerte deformasjoner er i størrelsen 0,5% av gravedybden for byggegroper. Det var i prosjektet fokus på å begrense skader på nabobygninger og det er valgt løsninger som har resultert i små deformasjoner.

4 Erfaringer knyttet til stagforankret spunt og effekt av boring for peler

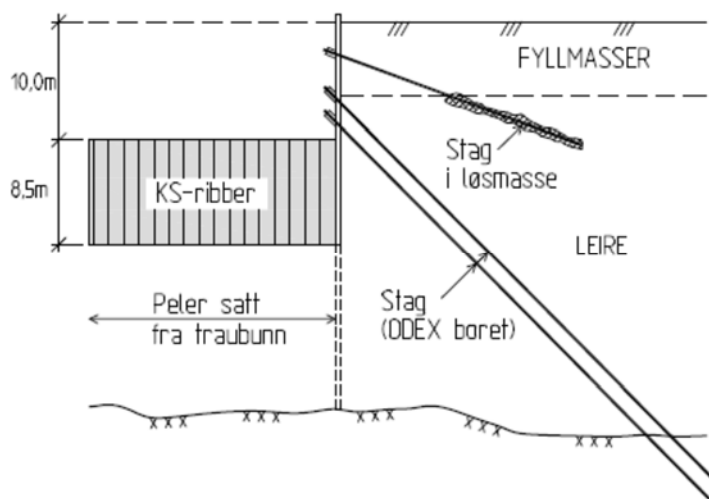
Det etterfølgende avsnittet dokumenterer målte deformasjoner og poretrykk i forbindelse med utvalgte byggegrøper som har vært innrapportert til prosjektet. I den sammenheng er det også lagt vekt på å få frem data med hensyn til fremdrift og utførelse av anleggsarbeider av størst betydning for å kunne tolke resultatene. I den utstrekning det foreligger beregninger av deformasjoner er målte verdier sammenliknet mot det og empiriske data med grunnlag i Figur 2-2 og Figur 2-3. Det etterfølgende kapitlet prøver å se erfaringene fra alle de utvalgte prosjekter i en sammenheng og trekke konklusjoner med hensyn til hva som er vesentligste årsak til uventet store deformasjoner og hvordan de eventuelt kan forebygges.

Det bemerkes at alle byggegrøpene som ikke er blitt publisert, er anonymisert med hensyn til beliggenhet og hvem som stod for prosjektering og utførelse.

4.1 Byggegrøp 3

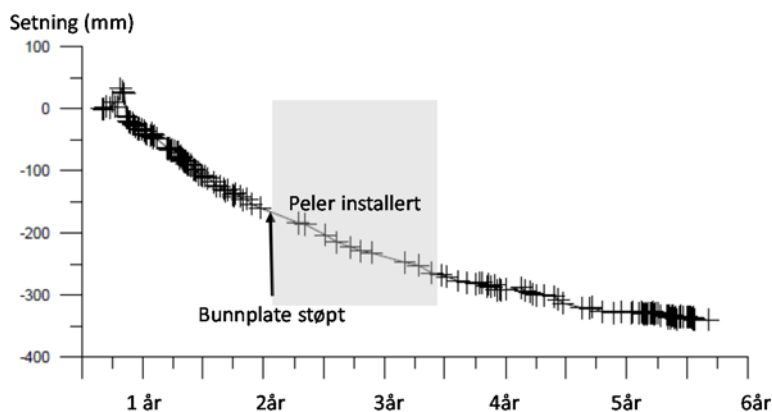
Denne byggegroper var stor i utstrekning (ca. 160x 100 m) og omtrent 10 m dyp. Grunnen består av 6 m fylling over bløt normalkonsolidert leire, med dybde til berg for de meste innen området 30-40 m. Det ble anvendt AZ 25 styltespunt til berg. Etter spunting ble det installert KS-ribber. Disse ble utført som enkle ribber av overlappende 80 cm diameter peler, med senteravstand 1,4 m mellom ribbene. Det ble stabilisert til 8,5 m dybde under traubunn. Som vist i Figur 4-1 ble spuntveggen avstivet med stag i tre nivåer, hvorav den øverste var injiserte løsmassestag installert ved bruk av selvborende stag med engangskrone. De to nedre radene var konvensjonelle lissestag innboret og forankret i berg.

Det er installert borede peler fra traubunn. Pelene har dels vært konvensjonelle stålkjernepeler, delvis boret godt inn i berg for å ta strekklast, og borede stålrørspeler med diameter 508 eller 711 mm boret minimum 1,5 m inn i berg. I snitt er det installert ca. en pel pr. 22 m² grunnflate.



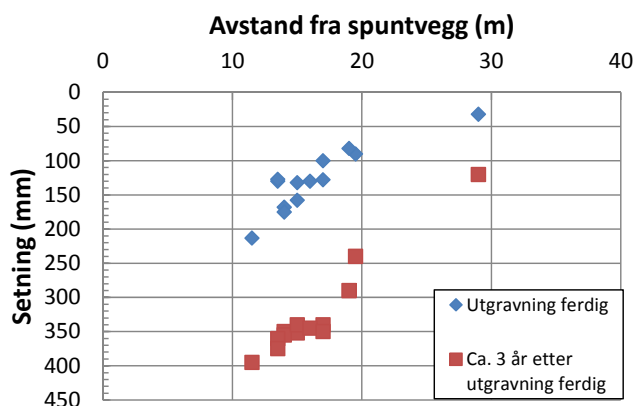
Figur 4-1. Typisk snitt byggegrøp 3.

Figur 4-2 viser typisk målt setningsutvikling med tid for et punkt som ligger ca. 15 m fra spuntveggen. Da utgraving til traubunn var nådd og bunnplate støpt ca. 1 ½ år etter oppstart var setningen i dette punktet ca. 150 mm, men setningene fortsatte med relativt stor hastighet etter dette og nådde ca. 330 mm 3 ½ år senere. På det tidspunkt var deler av kjeller og bygg oppført, men det gjensto fortsatt noe arbeid i en del av gropen.



Figur 4-2. Setningsutvikling i punkt ca. 15 m bak spuntvegg- Byggegrøp 3

Figur 4-3 viser målt setning som funksjon av avstand fra byggegrøp da utgravingen var ferdig og ca. 3 år senere. Følges trendene i dataene er det grunn til å tro at maksimal setning nærmest spuntveggen var minst ca. 300 mm ved ferdig utgraving og ca 500 mm 3 år senere. Dette tilsvarer henholdsvis 3 og 5 % av gravedybden, altså vesentlig større enn hva man skulle forventet ut fra skjærdeformasjoner, Figur 2-2 og Figur 2-7, hvis sikkerheten var tilfredsstillende.



Figur 4-3. Setning som funksjon av avstand fra spuntvegg- Byggegrøp 3

Det er utført en del poretrykksmålinger i direkte forbindelse med denne byggegropen. Av ulike årsaker foreligger det ikke pålitelige data som viser i hvilken grad poretrykk ved berg har vært påvirket nærmest byggegropen. For målere som har eksistert i tilgrensende områder er det imidlertid indikert en poretrykksreduksjon tilsvarende 2-3 m stighøyde for målepunkter som ligger 150-200 m fra denne byggegropen. Det må noteres at disse målere også kan ha blitt påvirket av andre byggegropen i samme område. Likevel kan poretrykksreduksjon og konsolideringssetninger som følge av installasjon av stag og borede peler være en vesentlig årsak til at setningene har blitt så store. Dette også med bakgrunn i at områdene er oppfylt fra tidligere, slik at leira i var helt normalkonsolidert (forkonsolideringstrykket er lik dagens vertikale effektivspenning) og vil bli utsatt for primærkonsolidering ved enhver økning av effektivspenninger.

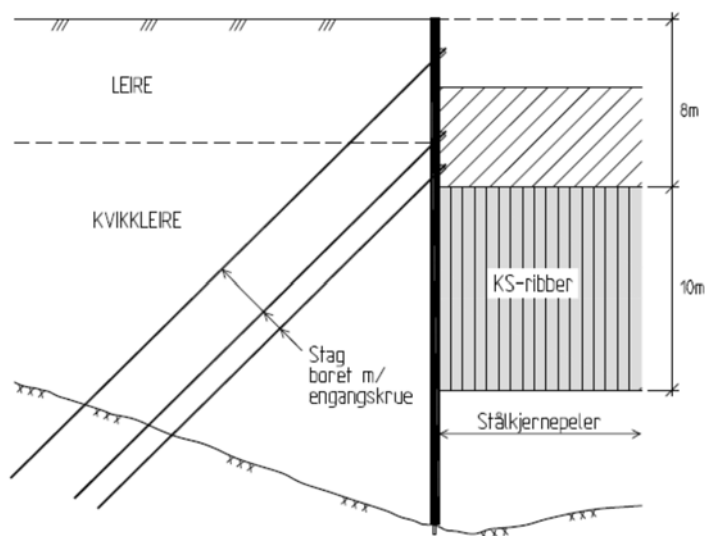
At det er oppstått relativt store setninger helt fra tidlig fase av utgravningen kan imidlertid også tyde på at tre andre faktorer har bidratt til setninger i denne fasen:

- KS-pelene har ikke fått tilsiktet overlapp, og har heller ikke full kontakt med spuntveggen. Det vil si at det har blitt større horisontaldeformasjoner enn forventet i stabilisert sone.
- Boring for stagene har ført til forstyrrelse av leira og/eller uønsket stort masseuttak under boring.
- Det ble observert stor horisontal forskyvning av topp av spuntveggen (ca. 20 cm) når det ble gravet under øverste stagnivå som var løsmassestag. Det antydte brudd i forankringssonen og var noe av årsaken at de neste stager ble satt relativt høyt og med innboring i berg.

4.2 Byggegrøp 4

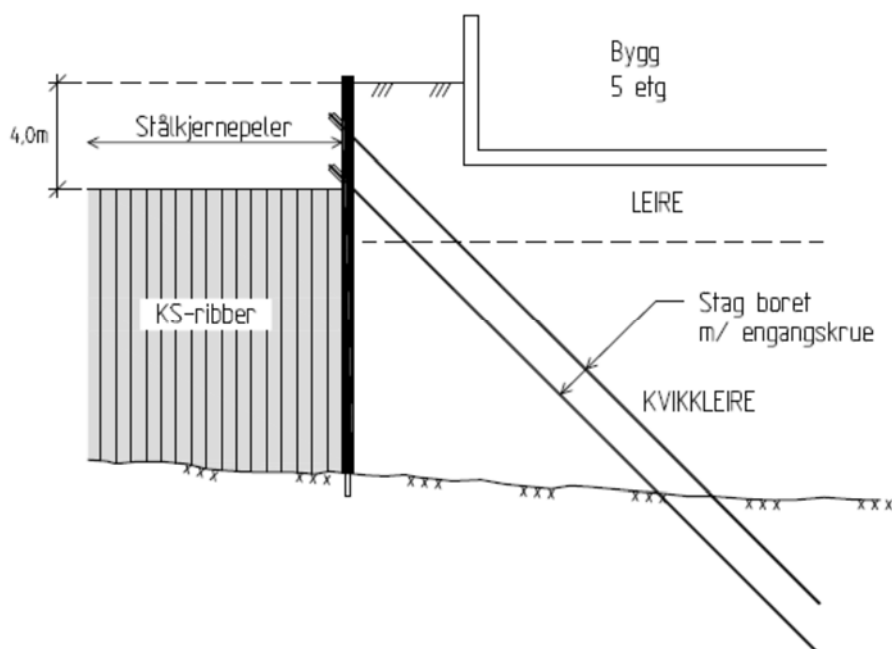
Denne byggegropen er også stor, med lengde på ca. 135 m og bredde 25 til 75 m. Grunnen på tomten består for det meste av noen meter fyllmasse og tørrskorpeleire over normalkonsolidert leire som er kvikk fra ca. 6 m dybde under terreng. Dybde til berg varierer fra ca. 5 til 25 m.

Byggegrøpen var for det meste 8 m dyp som vist for Snitt A i Figur 4-4 der dybden til berg var på det største. Det ble her anvendt AZ 36 spunt avstivet med stag til berg i tre nivåer. Det spesielle for dette prosjektet var at det ble valgt å benytte selvborende stag, det vil si stag der borerøret utgjør staget og det benyttes engangskrone i spissen. Etter ønsket innboring i berg gyses borerør og krone fast i berget. Før utgravning ble det satt KS-ribber som bestod av overlappende enkeltrader av 700 mm KS-peler.



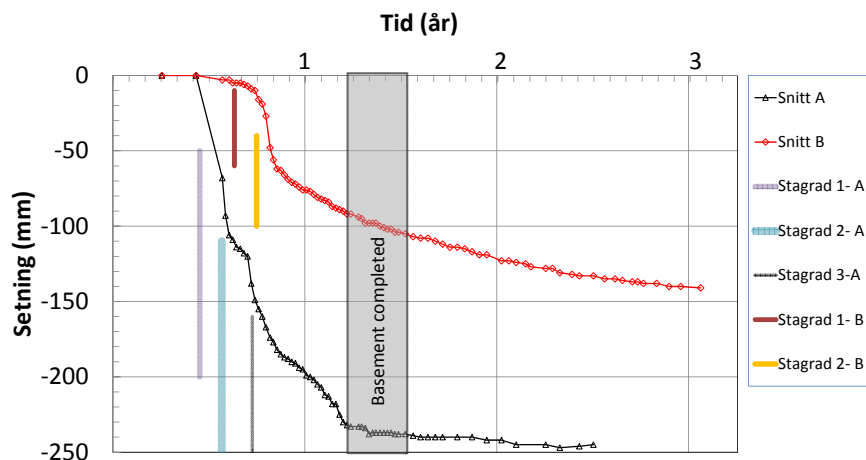
Figur 4-4. Snitt A- Byggegrøp 4

I snitt B vist i Figur 4-5, ble utgravningen begrenset til 4 m dybde. Her var det to rader med selvboende stag, og KS stabilisert i ribber til berg som for snitt A.



Figur 4-5. Snitt B - Byggegrøp 4

Figur 4-6 viser målt setning med tid i begge snittene for punkter som lå tett inntil spuntveggene. Arbeidene i snitt A gikk foran arbeidene i snitt B. Setningsmålingene kom her litt sent i gang så man vet ikke helt forløpet under graving for- og setting av- den øverste stageraden. Under etablering av 2dre stagerad i 6 m oppstod ganske betydelig setning, og nådde totalt ca. 11 cm. En ny markant økning inntraff under graving for og setting av 3dje stagerad, og nådde da 15 cm. Setningene i snitt A fortsatte med stor hastighet selv etter at traubunn var nådd men viste klart avtagende tendens når hele kjellerkonstruksjonen var støpt opp. Setningene var da kommet opp i 23 cm, tilvarende 2,9 % av gravedybden. Noe av setningene etter siste stagerad var satt kan ha sammenheng med at det i den perioden også ble satt stålkjerner fra traubunn.



Figur 4-6. Setningsforløp nær spuntvegg- Byggegropp 4

Som vist i Figur 4-6 akselererte setningen i snitt B først for alvor når boring for stagrad 2 i ca. 3,6 m dybde ble utført. Setningen var ca. 5 cm når det var gravet til traubunn, men fortsatte med ganske stor, men gradvis avtagende hastighet i over 2 år etter dette, og selv etter at hele kjellerkonstruksjonen var etablert. Ved siste måling ca. 2 ½ år etter start utgravning hadde setningen nådd 14 cm, tilsvarende 3,5 % av gravedybden, og hastigheten var fortsatt betydelig, tilsvarende ca. 12 mm/år.

Fordi det i området ved snitt B var rammet spunt til berg, er det mindre sannsynlig enn for snitt A med styltespunt, at noe av setningene i snitt B har sammenheng med boring for ståkjernepeler fra traubunn.

Det var utført beregninger med PLAXIS for begge snitt. Maksimal beregnet horisontal deformasjon var henholdsvis 30 mm for snitt A og 16 mm for snitt B. Det tilsvarer ca. 0,4 % av gravedybden. Dette uten å ta hensyn til mulig svakhet i kontakten mellom KS-ribber og spuntvegg.

I forbindelse med denne byggegroppen foreligger det dessverre ikke måling av poretrykk ved berg. Av følgende årsaker er imidlertid poretrykksreduksjon ikke antatt å ha bidratt i særlig vesentlig grad til de store setningene:

- Normal grunnvannstand tilsvarte et stigenivå til ca. 4,5 m under terreng. Traubunn lå altså bare ca. 3,5 m under grunnvannstand.
- Området hadde tidligere over lengre tid vært utsatt for poretrykksreduksjon ved berg på inntil 40-50 kPa. Leira var derfor "forbelastet" slik at en eventuell senkning til nivå med traubunn (tilsvarende 35 kPa reduksjon) ikke skulle gi nevneverdige setninger.
- At setningene i snitt A fortsetter i lang tid også etter at hele kjellerkonstruksjonen er støpt og tett tyder også på at poretrykksendring ikke er noen vesentlig årsak i dette tilfellet

Setningene viser en klar og markant økning når det bores for stag, og spesielt rad 2 og 3. Det er derfor mye som tyder på at selve stagboringen kan ha bidratt vesentlig til. Dette kan være gjennom en eller flere av følgende faktorer:

1. Når det bores med selvborende stag uten foringsrør vil den roterende borstangen "gnage" direkte mot kvikkleira, og ganske sikkert skape et borehull som er større enn borkronenes diameter. Dette forsterkes ved at borstangen er relativt myk i bøyning og vil få en viss krumning eller "heng" som også bidrar til å øke borehullets diameter.

2. Spylevannet går ut i spissen av krona og opp langs utsiden av borstangen, noe som gir mulighet for erosjon av masser opp langs borhullsveggen.
3. For en del stag var det vanskelig å få boret seg inn i berg, det oppstod skrens og noen stag måtte oppgis og bores på nytt, noe som bidrar til øket forstyrrelse av grunnen omkring.
4. Stagene ble ikke injisert helt opp. Hulrommet skapt mellom borestreng og borehull vil etter hvert kollapse og gi grunnlag for setninger. Dette ikke bare tilsvarende volumet som kollapser, men leira som blir involvert i et slikt kollaps eller sammenbrudd av et borehull vil bli sterkt forstyrret og re-konsolidere til et langt lavere vanninnhold. Erfaringer fra volumendring under re-konsolidering av sterkt forstyrret eller omrørt kvikkleire viser volumendring på 15-20 %.
5. Det vært antydning fra de som var involvert i prosjektet at noe omrørt kvikkleire kom ut med returvannet under stagboringen, hvilket i så fall øker det totale massetapet og omfang av forstyrrelse av kvikkleira langs staghullene.

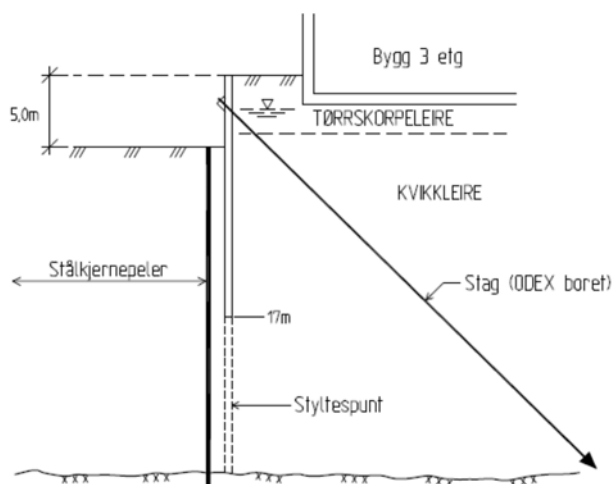
Hovedkonklusjonen fra dette eksempelet er at stagboring med engangskrone uten foringsrør gjennom kvikkleire er den vesentligste årsaken til at setningene er blitt vesentlig større enn forventet. Boring for stålkjernerepeler fra traubunn synes i dette tilfellet å ha gitt mindre negativ effekt, delvis på grunn av ganske massiv KS-stabilisering i byggegropen og delvis på grunn av spunt rammet til berg langs deler av byggegropen.

4.3 Byggegrøp 5

Dette er en 5 m dyp byggegrop med grunnareal ca. 40*30 m. Under et øvre ca. 4 m tykt tørrskorpelag består grunnen av kvikkleire videre ned til berg, som over tomte ligger i fra 10 til 30 m dybde. For det aktuelle snitt vist i Figur 4-7 ligger berget i ca. 28 m dybde. Det ligger her et 3^{etg} bygg ca. 5 m fra spuntveggen på det nærmeste.

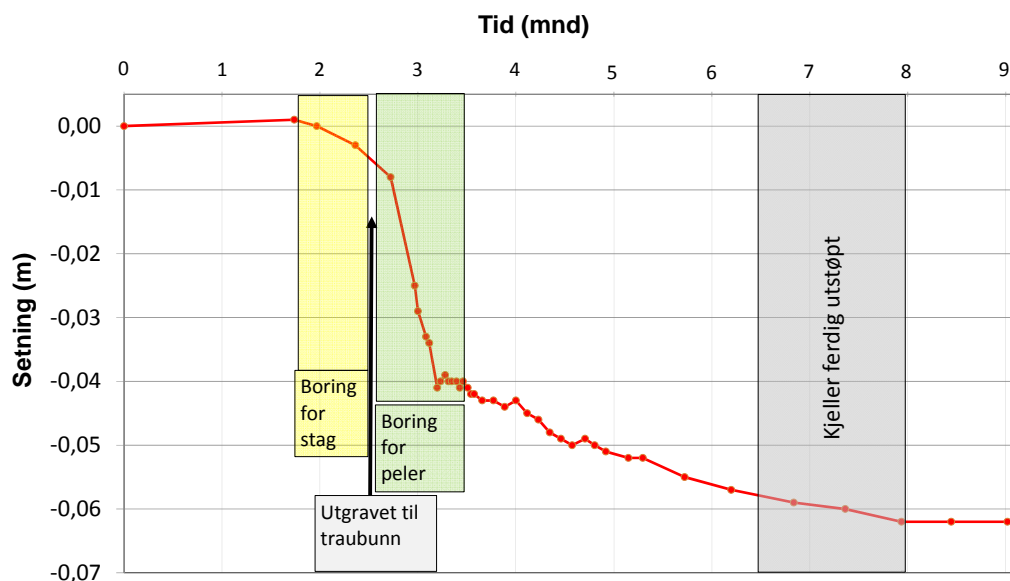
Det ble anvendt AZ 18 spunt rammet til 17 m dybde med stylder (dobbeltnåler) til berg for hvert stag. Det ble anvendt konvensjonelle lissestag satt med c/c 4 m. Det antas at stagene ble boret med Odex senkborhammer, med bare bruk av vann under nedboring til berg, deretter vann og luft under innboring i berg.

Nybygget ble fundamentert på ca. 50 stålkjernerepeler satt fra traubunn, hvorav ca. 2/3 under ytterveggene. Det innebærer en senteravstand på ca. 3,6 m mellom pelene under ytterveggene.



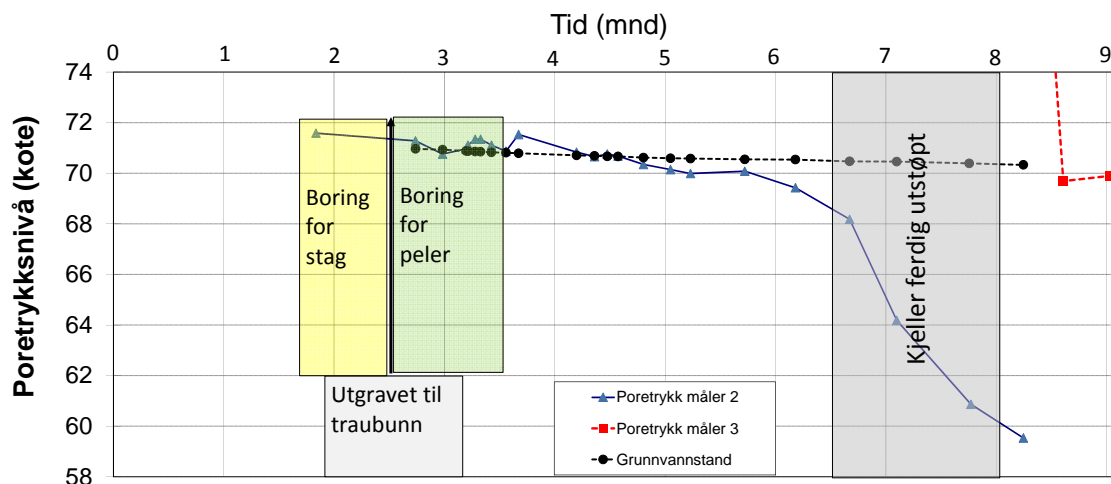
Figur 4-7. Typisk snitt- Byggegrøp 5

Figur 4-8 viser at det oppstod bare ca. 5 mm setning på nærmeste bygg fasade under arbeidene med graving og setting av stag og videre utgraving til traubunn. Det tilsvarer bare 0,1% av gravedybden, som må sies å være overraskende lite. Setningene økte imidlertid raskt på under arbeidene med setting av stålkjernepeler fra traubunn, og nådde 40 mm da disse arbeidene var avsluttet. Setningene fortsatte å øke 4 måneder etter at boring for peler var avsluttet, men stoppet opp da hele kjelleren var ferdig utstøpt. Da var setningen ca. 62 mm, tilsvarende 1,2 % av gravedybden. På bygningsfasaden som lå lengst unna byggegroppen, ca. 20 m fra spuntveggen, ble det på samme tidspunkt målt bare 5-6 mm setning.



Figur 4-8. Setningsforløp for bolt på bygg ca. 5 m fra spuntvegg- Byggegrøp 5

Det ble i forbindelse med dette prosjektet målt både øvre grunnvannstand og poretrykk ved berg i noen få meter avstand fra spuntveggen. Figur 4-9 viser at det var en svak tendens til noe synkende grunnvannstand gjennom byggeperioden, og som utgjør knapt 0,5 m da målingene ble avsluttet. Måler 2 ved berg viste ubetydelig endring i byggeperioden, men betydelig fall fra $t=6$ måneder til et helt urimelig lavt nivå tilsvarende 6-7 m under traubunn ved $t=8$ mnd. Det ble derfor satt ned en ny måler nr. 3 som viste stigenivå ved berg ganske tilsvarende grunnvannstanden. På dette grunnlag er det rimelig å konkludere at endring i poretrykk ved berg bare i begrenset omfang kan ha medvirket til de observerte setninger.



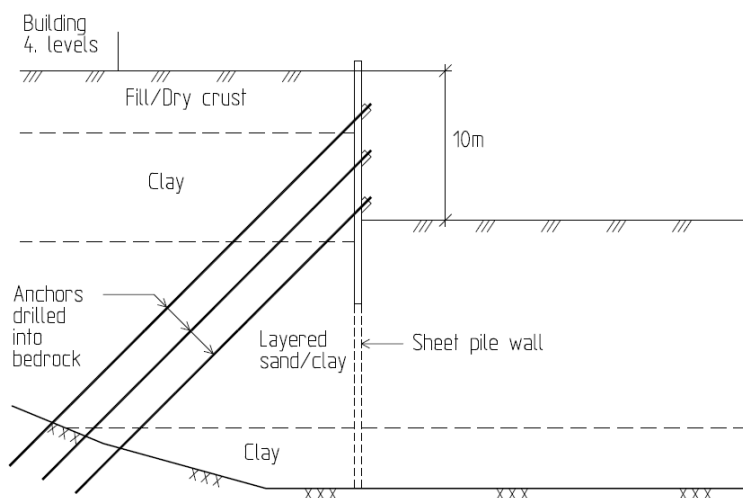
Figur 4-9. Målt poretrykk rett bak spunt.

Det spesielle med dette prosjektet er at vesentlige setninger først oppstod under boring for ståljernepelene. Dette til tross for at mye av samme boremetode ble benyttet ved boring for stag og peler. I motsetning til Byggegrupp 2 hvor det ble spuntet til berg, ble det anvendt styltespunt for Byggegrupp 3 (Figur 4-7). Det betyr at boring for ståljernepelene i dette tilfellet kan ha påvirket grunnen langs spuntlinjen, enten ved "overboring" og tap av masser opp langs borestrengen og/eller at kvikkleira nærmest borestrengen er blitt sterkt forstyrret eller omrørt som følge av boringen. Som et regneeksempel vil 20 % volumendring i en omrørt sone som er 5 cm tykk på utsiden av et 219 mm foringsrør satt med c/c 3,6 m føre til en midlere setning på 53 mm over en horisontal avstand tilsvarende dybden på pelen. Alternativt vil en "overboring" på bare 1 cm (uten omrøring) gi nesten samme effekt når glippen som er skapt ved overboringen klapper sammen.

4.4 Byggegrupp 6

Byggegruppen var ca. 80 x 80 m og 10-13 m dyp. Grunnforholdene bestod av et øvre lag med fyllmasser over 8 m leire. Under leiren var profilet lagdelt med sand og leirlag. Under dette var det ytterligere et leirlag på berg. Typisk profil er vist i Figur 4-10. Dybde til berg varierte mellom 20-30 m.

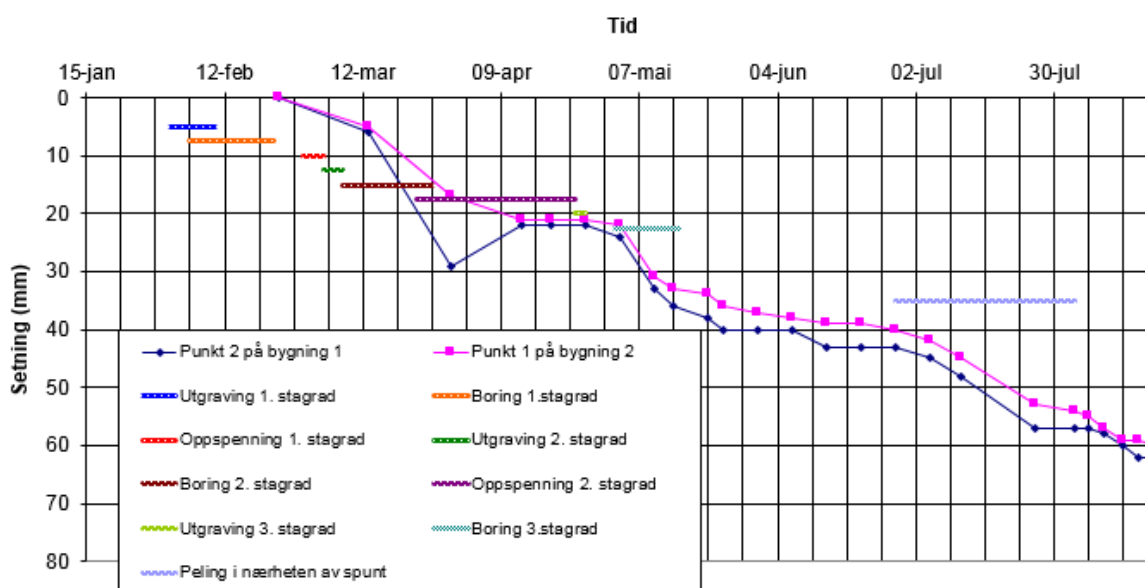
Utgravingen ble utført med styltespunt, annen hver nål installert til berg. Spuntveggen ble bakforankret til berg i tre nivåer.



Figur 4-10. Typisk snitt byggegrøp 6.

Setningsmålinger ble utført på direktefundamenterte bygg som på det nærmeste lå i ca. 15 m avstand fra byggegroppen. Resultater fra målingene er presentert i Figur 4-11. Dessverre kom ikke setningsmålingene i gang før etter det første stagnivået var installert. Totalsetningen er derfor større enn den setning som er indikert i setningskurvene. Målt setning er vesentlig større enn setningen på ca. 4 cm som ble beregnet i denne avstanden fra byggegroppen under prosjekteringen ved bruk av konvensjonelle FEM analyser.

Det ble målt en maksimal horisontalforskyving på ca. 15-30 mm i helningskanaler, etter ramming av betongpeler. Målt deformasjon var mindre enn estimert utfra beregninger, dette bekrefter at spuntforskyvning ikke kunne forklare at setningene ble mye større enn forventet.



Figur 4-11. Målt setning på bygning på ca. 15 m avstand bak spunt.

Målingene viser at det er godt samsvar mellom tidspunkter for stagboring og tidspunkter da setningshastigheten øker. Det ble derfor konkludert at den primære årsaken til setningene var selve stagboringen. Dette sannsynligvis som en kombinasjon erosjon og utspyling av materiale, spesielt i de lagdelte massene med sandlag. Et tilleggsmoment er at de direktefundamenterte byggene ligger rett over hvor stagene treffer de lagdelte massene og berg.

I slutten av juni ble det rammet betongpeler innvendig i denne byggegropen.

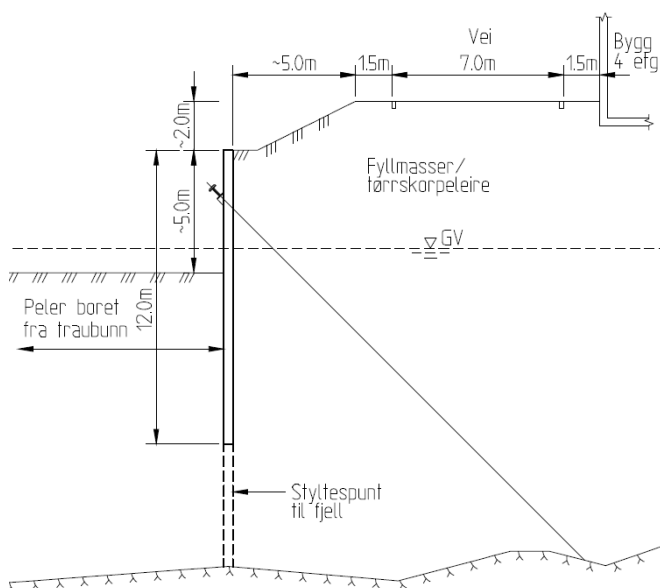
Det ble målt poretrykk i en rekke piezometre installert rundt byggegropen. Ingen målere var installert ved berg. Det er derfor vanskelig å vite om poretrykkene ble påvirket i forbindelse med boringen av stag. I ett piezometer i leire ble det under bygging målt et poretrykksnivå som lå ca. 1 m under nivået for den nederste stageraden. Det kan tyde på at det har vært noe drenerjeeffekt av stagene i tillegg til utspylingseffekt.

Dette eksempelet viser ganske tydelig at boring for stag har utløst setninger som ikke var forventet, kanskje primært gjennom uønsket utspyling/erosjon som har gitt et massetap, men stagboringen kan også ha forårsaket noe drenerasje og konsolideringssetninger.

4.5 Byggegrøp 7

Prosjektet omfattet bygging av nytt kontorbygg med grunnflate på ca. 1300 m² med vanntett plastøpt kjeller. Bygget ble fundamentert på til sammen 78 stk. stålkjernerpeler boret inn i berg. Byggegrøpen var ca. 75 x 18 m og omfattet hovedsakelig åpen utgraving på ca. 4-5 m med graveskråninger (helning ca. 1:1,5). Langs den ene siden av byggegropen, tett inntil eksisterende vei, ble det gravd ut ca. 5-6 m inntil en spuntvegg som ble forankret med ett nivå lissestag til berg, se typisk profil i Figur 4-12. Deler av spuntveggen ble rammet til berg, mens deler ble satt som kombinert sveve- og styltespunt.

Løsmassene på tomten består av et topplag på mellom 2-4 m med relativt faste fyllmasser over tørrskorpeleire. Videre i dybden er det registrert bløt til middels fast siltig leire ned til berg. Dybder til berg varierer fra ca. 5-25 m. Poretrykksmålinger på området viste at grunnvannsnivå lå ca. 2-4 m under terrengnivå.

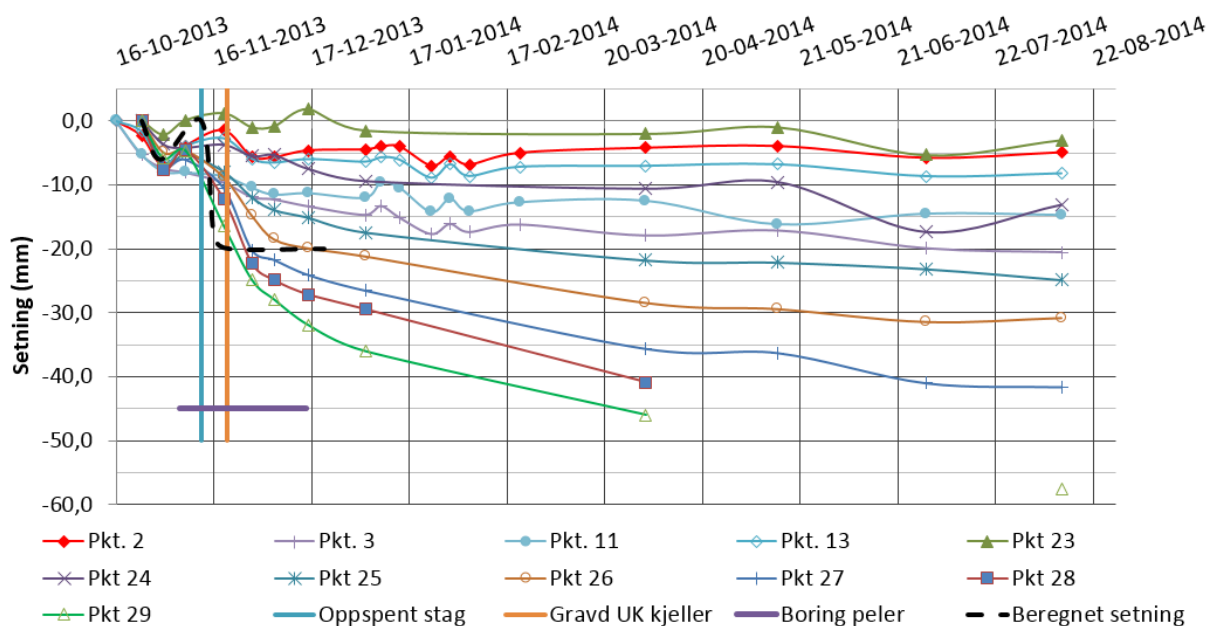


Figur 4-12. Typisk snitt byggegrop 7.

I forbindelse med oppfølging av grunnarbeidene ble det utført setningsnivellement på direktefundamenterte nabobygg og kantstein (vei) inntil byggeprop, kfr. typisk snitt i Figur 4-12. Det ble også gjort innmåling av topp spunt, samt helningsmålinger i 2 stk. kanaler installert på spuntveggen. Setningsnivellementet ble påbegynt ca. 1 uke før oppstart av spunt- og gravearbeider, og målt regelmessig gjennom hele byggeperioden. Det ble ikke utført poretrykksmålinger.

Figur 4-13 presenterer resultater fra setningsmålinger på nabobygg og kantstein. Målte setninger ved ferdig utgraving til traubunn er i samme størrelsesorden som beregnet med FEM (PLAXIS) ved prosjekteringen (ca. 15-20 mm). Videre målinger viser at punkter på kantstein (pkt. 24, 25, 26, 27 og 28) ca. 5 m fra spuntveggen fortsetter å øke i flere måneder etter at gravearbeidene var ferdige, men boring for stålkerneperler fortsatt pågikk. Setningene fortsatte også flere måneder etter endt boring for peler. Noen punkter på nabobygg (pkt. 3, 11 og 13) ca. 15 m fra spuntveggen indikerer også noe økning i samme periode.

Helningsmålingene på spuntveggen viste en maksimal utbøyning på ca. 20-25 mm i 7-8 m dybde fra terreng eller ca. 1-2 m under traubunn. Det tilsvarer bare 0,33 % av gravedybden. Det var indikasjoner på noe økt utbøyning av spuntveggen som følge av boring for stålkerneperler i området nærmest spuntveggen. Det kan skyldes noe omrøring og forstyrrelser av leira som følge av boring og påfølgende rekonsolidering. Siden traubunn lå ca. 1-2 m under målt grunnvannsnivå kan det også vært noe drenering opp langs rør for stag og peler som kan ha ført til senkning av poretrykk ved berg og noe setninger.



Figur 4-13: Målt setning på nabobygg (avstand ca. 15 m) og kantstein (avstand ca. 5 m) på utside av spunt.

Dette eksempelet tyder på at boring for stålkerneperler fra traubunn er en primær årsak til at største målte setning er blitt nesten dobbelt så stor som maksimalt målt horisontalforskyvning av spuntveggen, som var som forventet. Om det er erosjon/utspyling, og eller omrøringseffekten som er hovedårsaken er vanskelig å konkludere. På grunn av lave in-situ poretrykk er drenerjeeffekten antagelig av mindre betydning. Stagboringen for den ene lissraden synes også i mindre grad å ha bidratt til setninger.

4.6 Byggegropp 8

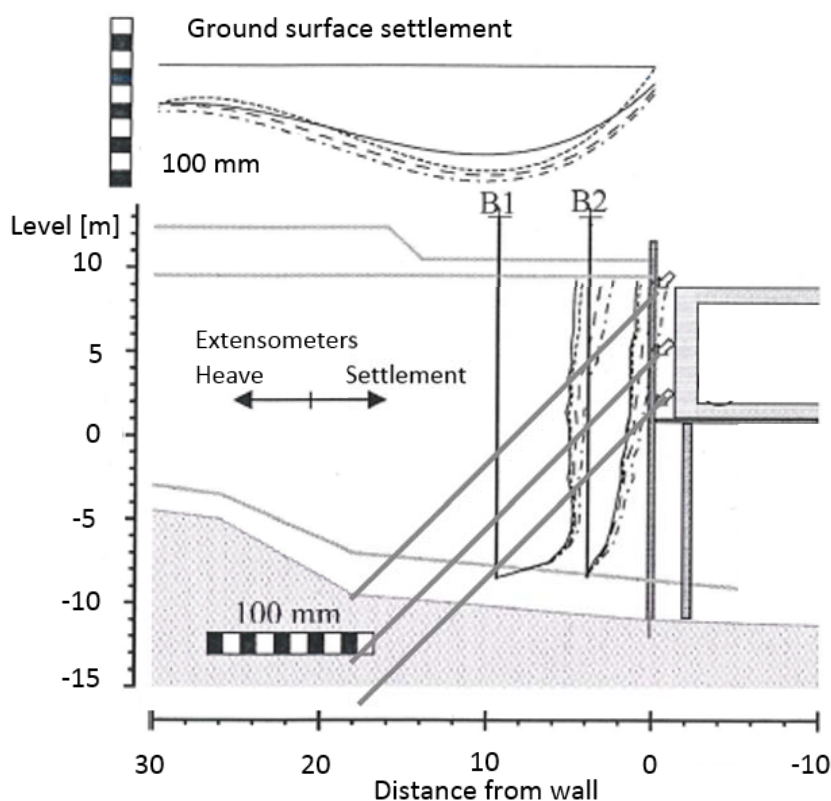
Utgravingen var flere hundre meter lang, omtrent 40 meter bred og 10 m dyp. Byggegroppen ble utført med spunt forankret med stag til berg i tre nivåer. Grunnforholdene besto av et par meter fylling over normalkonsolidert leire. Under leire var det et 2-4 m tykt sandlag på berg. Dybden til berg varierer mellom 20-40 m.

4.6.1 Seksjon A

Ved sluttet av utgravingen var det målt setninger på ca. 5 cm i en avstand av 10 m bak Spuntveggen. Setningen et år etter betongplaten var støpt var ca. 7 cm (Kullingsjö, 2007). Målt sluttsetninger er mindre enn 1 % av gravedybde. Helningskanalene viste en forskyving av samme størrelse som målt vertikal deformasjon.

Det ble utført omfattende måleprogram i forbindelse med en doktorgrad ved Chalmers tekniska högskola (Kullingsjö, 2007). Bland annet ble det målt poretrykk, jordtrykk, horisontalforskyving med helningskanaler og setninger i et jordprofil med ekstensometer.

Ekstensometermålinger bak Spuntveggen er vist i Figur 4-14 etter at byggegroppen er avsluttet og bunnplaten er støpt. Det er mulig å se at mesteparten av vertikaldeformasjonen har skjedd i den nedre delen av jordprofilen i overgangen til berg. Det er høyst sannsynlig at årsaken til dette er erosjon av sandlaget i forbindelse med boring av forankringsstagene. Det ble brukt Odex-system ved boringen.



Figur 4-14. Ekstensometermålinger for byggegropp 8A, ved tidspunkt for støping av bunnplate samt langtidsmåling (fra Kullingsjö, 2007).

4.6.2 Seksjon B

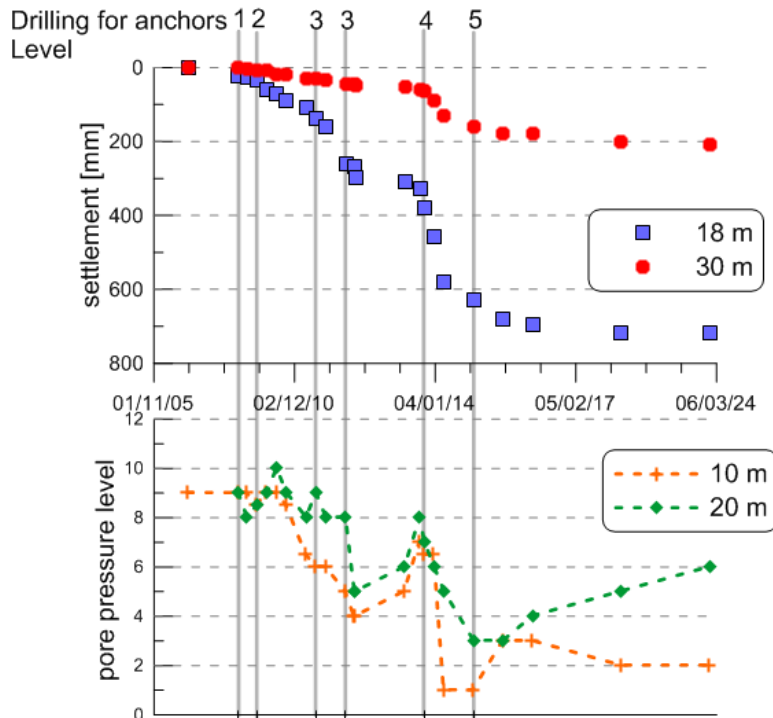
I en annen seksjon i samme prosjekt ble det målt store terrengsetninger bak spuntveggen. I dette området var spuntveggen forankret med 5 stavnivåer og dybden på utgravingen var 16 m. Før utgraving startet ble det utført tetteskjerm til 10 m dybde i berg. Det ble boret hull for injeksjon med senteravstand på 3 m.

I Figur 4-15 er det plottet målinger av poretrykk og setninger i forskjellige avstander fra spuntveggen, sammen med tidspunkter for installasjon av stag.

Det er tydelig at reduksjonen i poretrykk sammenfaller godt med tidspunkter for stagboring og utgraving. Det var installert avlastningsrør innvendig i byggegroppen for å senke vanntrykket for å opprettholde tilstrekkelig sikkerhet mot hydraulisk bunnoppressing. Da byggegroppen ikke var tett fortplantet poretrykksenkningen raskt i området.

Målt setning er betydelig større enn beregnede konsolideringssetninger som følge av poretrykksreduksjonen (Persson, 2007). Det er også i dette snitt trolig at stagboringen forårsaket erosjon av sand og siltlag over berg. I tillegg til erosjon ved stagboring så ble det ved igangsetting av vanninfiltrasjon brukt høye trykk som sannsynligvis forårsaket piping.

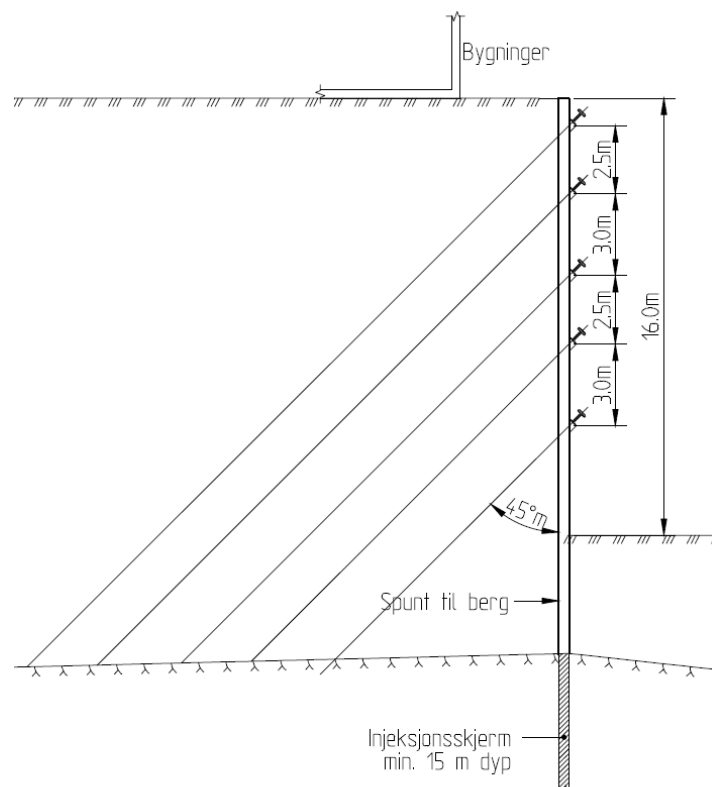
Ettertetting viste seg å være vanskelig grunnet de store gradientene inn mot byggegroppen. Det ble til slutt utført jetinjiserings med senteravstand på 1 m, 5 m ned i berg og 1 m over underkant spunt i løsmasse.



Figur 4-15. Målt setning og poretrykk for byggegropp 8B (fra Persson, 2007).

4.7 Byggegropp 9

Dette var en ca. 150 m lang, ca. 100 m bred og 16 m dyp byggegrop. Gropen ble utført med spuntvegg rammet til berg rundt det hele. Spuntveggen ble forankret med inntil 5 stagnivåer. I fundamentnivå for kjelleren var det delvis gravd ut i leire og delvis avdekket berg. Bygget ble fundamentert direkte på berg eller på stålkjernepeler satt fra traubunn. Et prinsipsnitt er vist i Figur 4-16.



Figur 4-16. Typisk snitt byggegrop 9.

Grunnforholdene besto av fylling over et par meter tørrskorpeleire. Under denne er det leire ned til berg. Fra 5-8 meters dybde og ned til berg var det på flere steder registrert kvikkleire. Dybde til berg varierte mellom 10-30 m.

Før arbeidene startet var det målt pågående terrengsetninger på 3 – 20 mm/år i området, som følge av en generell poretrykkssenkning på ca. 10 – 35 kPa ved berg fra driving av en tunnel i nærheten.

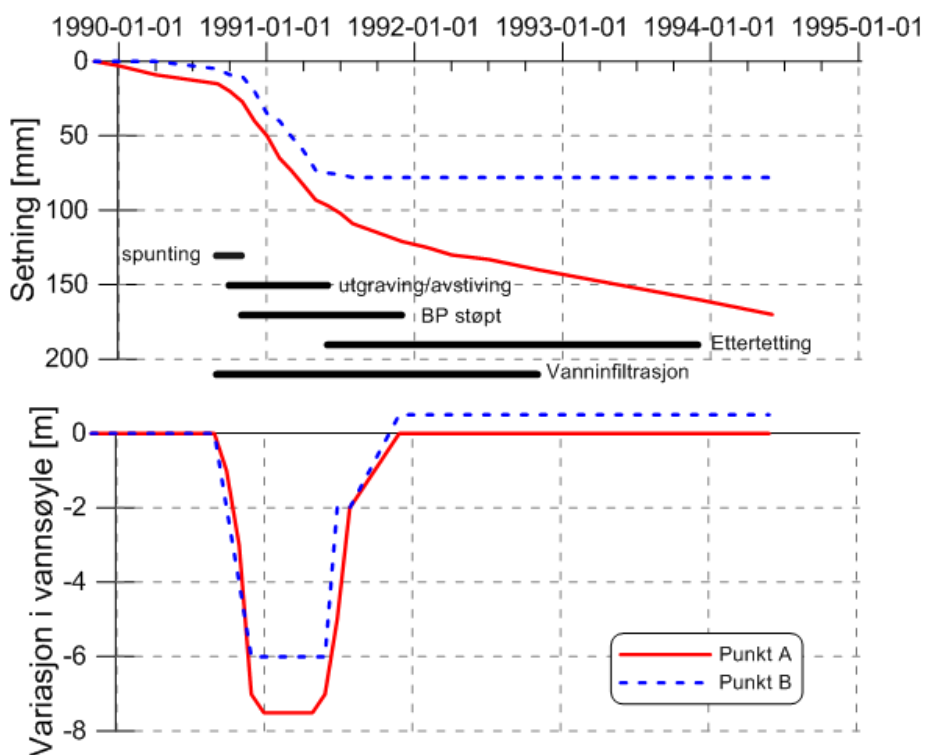
Det var forventet å få poretrykksreduksjon i området som følge av byggegropen, spesielt ved utsprenning av berg. For å motvirke poretrykksreduksjon og etterpå følgende setninger ble det berget foretatt skjerminjeksjon av berget til ca. 10 m dybde under traubunn rundt hele byggegropen, og installert flere vanninfiltrasjonsbrønner.

Figur 4-17 viser setnings- og poretrykkmålinger over tid for to punkter i omtrent 20 m avstand fra byggegropen. I figuren er det også oppgitt omtrent på hvilke tidspunkter de forskjellige anleggsaktivitetene pågikk. Setningsforløpet og poretrykksreduksjonen startet i forbindelse med utgravingen. Vanninfiltrasjon var igangsatt før gravearbeidene begynte. Til tross for dette falt

poretrykket mer enn forventet. Poretrykksnivåene steg da det ble utført en ny skråboret injeksjonsskjerm i berget rundt hele byggegropen for å forsøke å tette vertikale sprekkesett. Dessuten ble det installert flere infiltrasjonsbrønner. Byggegroppen stod åpen i ca. 9 måneder før bunnplaten var ferdigstøpt. Etter at bunnplaten var støpt steg poretrykken raskt til normalt nivå. Vanninfiltrasjonen ble deretter trappet ned i løpet av et år. To år etter at vanninfiltrasjonen stoppet var poretrykket fortsatt på normalt nivå.

Det var tydelig at vanninfiltrasjonen i tidlig fase gav liten effekt på poretrykkene. Dette sannsynligvis fordi injeksjonsskjermen ikke gav tilstrekkelig tetting av berget og spesielt de mest vannførende sprekkenes.

Det har ikke vært mulig å finne tilbake til hvilke tidsperiode det ble boret stålkjernerpeler. Det er derfor vanskelig å vurdere hvor stor del av poretrykksreduksjonen som skyldes stagboring, boring for stålkjernerpeler og blottlegging av berg i bunn av byggegropen.



Figur 4-17. Plot som viser avsenking og setning i to punkter på ca. 20 m avstand fra byggegropen sammen med tidspunkt for ulike anleggsaktivitet.

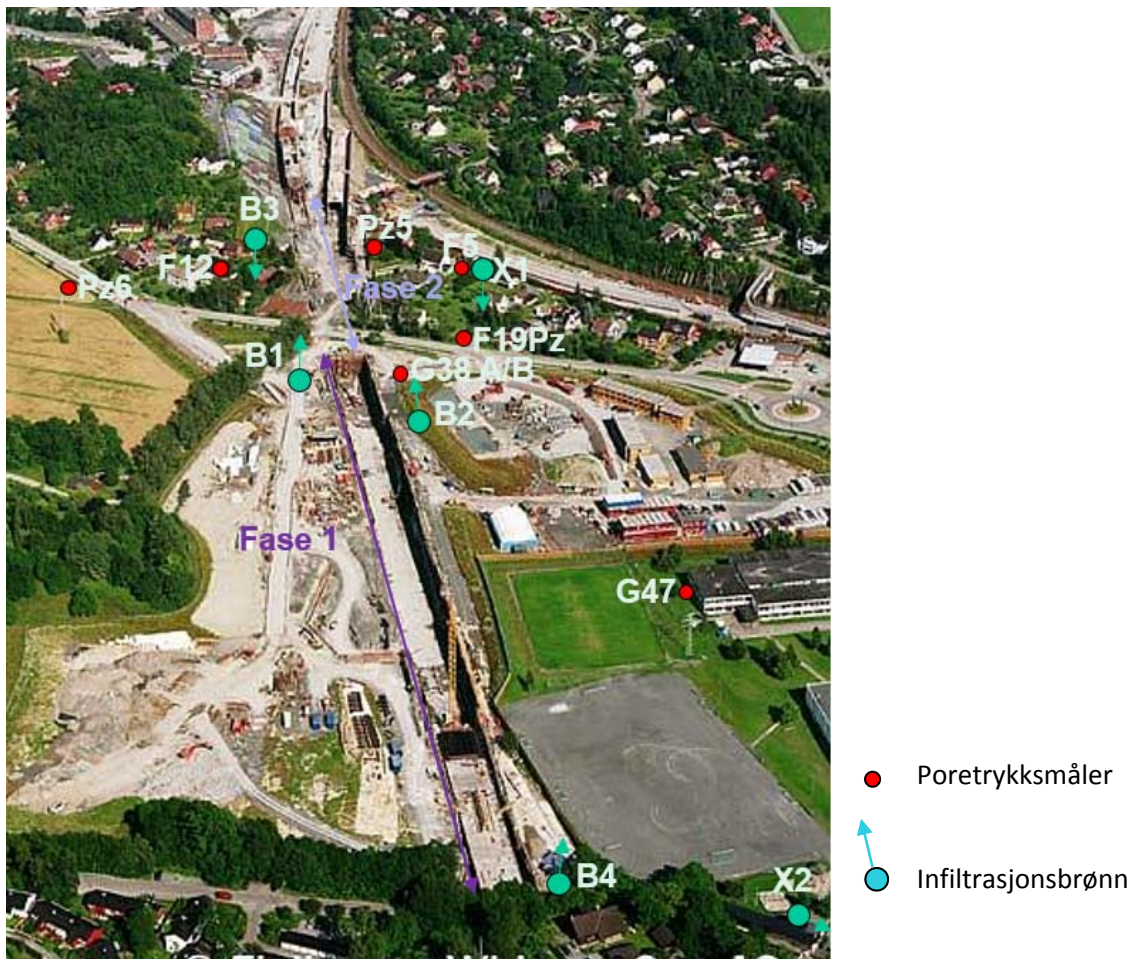
Siden de målte setninger gjelder i avstand tilsvarende ca. 20 m fra spuntveggen er det grunn til å tro at setning av terrenget nærmest spuntveggen kan ha vært flere ganger større, og kanskje tilsvart 3 til 5 % av gravedybden, det vil si godt over 50 cm. Med en meget stiv spuntvegg rammet til berg burde største setning på grunn av innpressing av spuntveggen alene bare tilsvart ca. 1/2 til 1 % av gravedybden.

Årsaken til de relativt store setningene er i dette tilfellet antagelig en kombinasjon av reduserte poretrykk (direkte inn i gropen og opp langs stag og stålkjernerpeler) og effekt av "overboring"/massetap og forstyrrelse/re-konsolidering av leira langs staghullene. Med spuntvegg til berg har boring for stålkjernerpeler primært bidratt til lekkasje/poretrykksreduksjon i dette tilfellet.

Det fremgår av Figur 4-17 at setningene ved punkt A fortsatte med en hastighet som var noe større enn før byggegropen var etablert selv etter at poretrykket tilsynelatende var reetablert. Dette kan tyde på at deler av setningene i denne fasen har sammenheng med lang-tids effekt av stagboring, som etter at porerykk er reetablert antagelig primært vil skyldes effekt av forstyrrelse av leira langs staghullene.

4.8 Byggegropp 10

Jernbaneverket bygde dobbeltspor på strekningen Sandvika – Asker i perioden 2000 – 2004. Det nye dobbeltsporet grener av fra den gamle jernbanetraséen like vest for Sandvika. De første 700 m av dobbeltsporet går i en løsmassetunnel, hvor de vestligste 400 m går i til dels meget bløt leire. Sporet fortsetter videre i to tunneler i berg fram til Asker stasjon. For løsmassetunnelen ble det etablert en åpen spuntet byggegrop, hvor bygging av kulverten ble utført i tre etapper og tre entrepriser. Grunnlag og data i dette avsnittet er basert på Braaten et al. (2004).



Figur 4-18. Byggegroppen over Jongsjordet i Bærum for nytt dobbeltspor. Øverst sees området fra bergpåhugget mot Sandvika



Figur 4-19 Tverrsnitt av byggegropa fra øst mot bergpåhugget i vest.

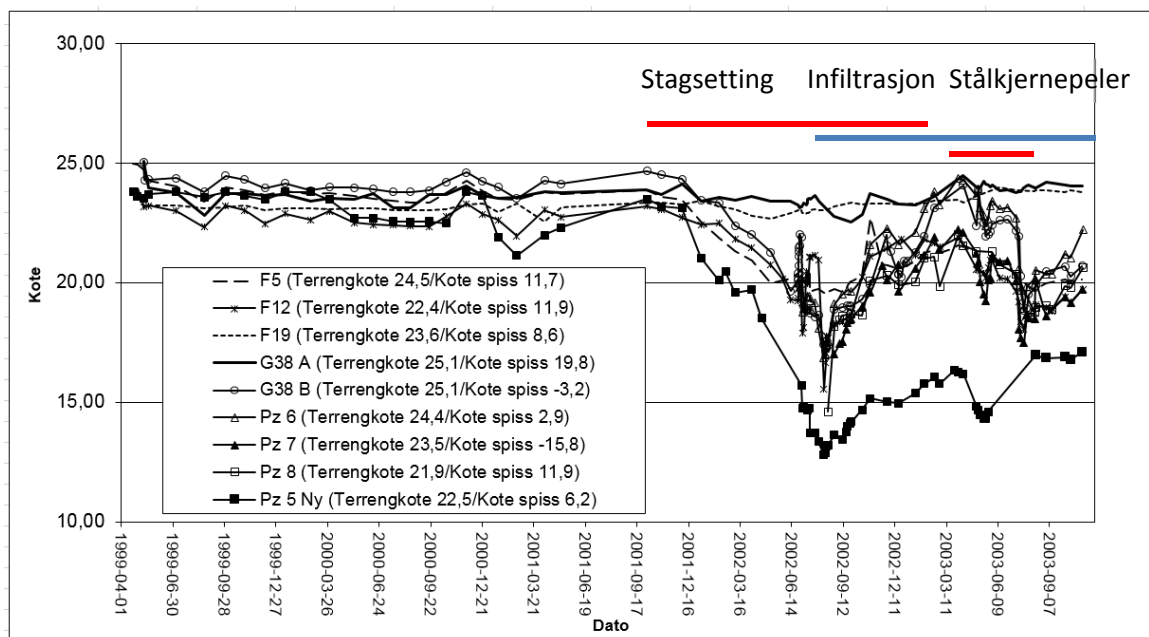
Grunnforholdene langs løsmassekulverten varierer fra fast lagret morene under ca. 1 m tørrskorpe i den østlige delen til meget bløt og sensitiv og kvikk leire i den vestlige delen. Dybden til berg varierer sterkt, fra 40 m fra terreng til berg i dagen i bunnen av byggegropen i de vestligste områdene, dvs. inn mot påhugget for bergtunnelen. Morenelaget er registrert over berg med ulik tykkelse også under der leira er mektig. Den bløte leira er karakterisert som normalkonsolidert. Udrenert skjærfasthet c_u er i størrelsesorden 5 – 15 kPa. Setningsparametere i leira er tolket til: Modul $M = 5$ MPa, modultall $m = 15 - 22$ og konsolideringskoeffisient $c_v = 2 - 10$ m²/år. Berget er en kalkrik leirstein.

Byggegroppen ble spuntet og det var planlagt bakforankring med stag i inntil 4 stivernivåer, avhengig av gravedybde og dybde til berg. Største utgravingsdybde var ca. 17 m og avstanden mellom spuntveggene var ca. 17 m.

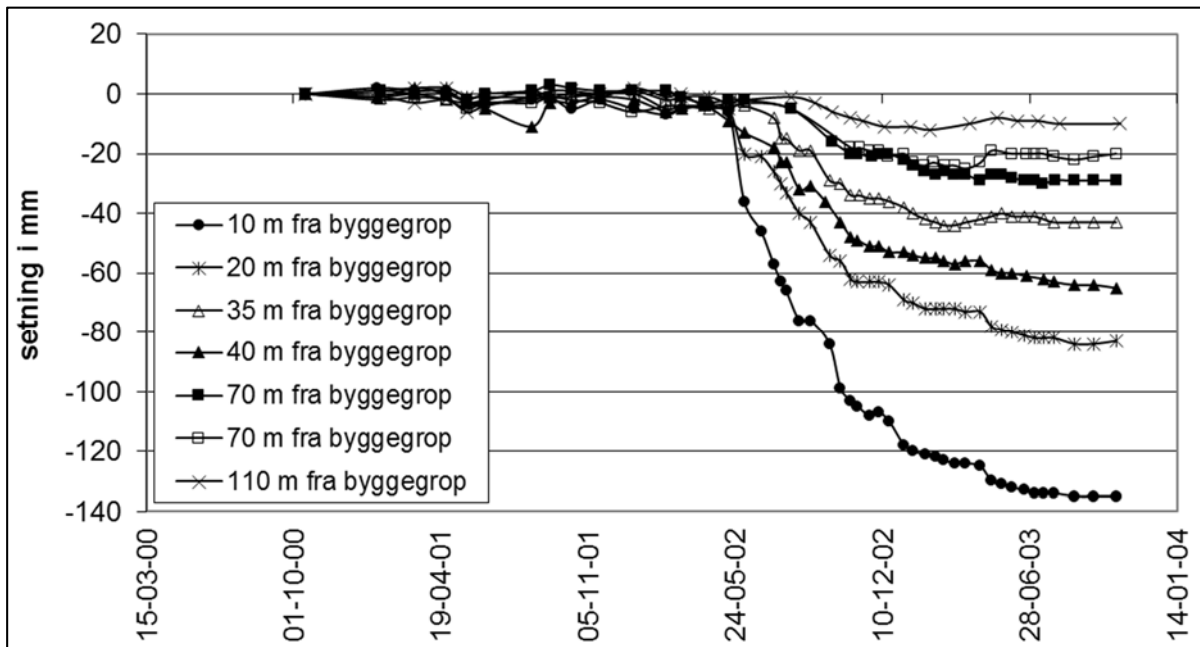
Det sto til sammen 12 poretrykksmålere i området og det ble registrert poretrykksnivå ved berg i nivå med terreng og i et målepunkt svakt over terreng. Målere som sto i leirelaget viste hydrostatisk trykk til underkant tørrskorpe, ca. 2 m under terreng. Bunn av byggegrop ligger inntil 15 m under grunnvannstand i området.

Det var forventet setninger på nærliggende bebyggelse som følge av poretrykksreduksjon i byggetiden og det var lagt opp til oppfølging av poretrykk, setninger og infiltrasjonsbrønner. Innenfor en sone på 50 m ble det beregnet at bygninger kunne få setninger mellom 5 og 15 cm. I sonen fra 50 m til 100 m ble det erfaringsbasert forventet en setning på 1 – 4 cm. De mest utsatte byggene ble tilbudt innløsning eller erstatning og reparasjon.

Spuntingen i fase 1, dvs. på de 400 m fra Slepndveien og til bergpåhugget, startet sommeren 2001. Det ble observert poretrykksreduksjon over berg fra desember 2001, se Figur 4-20. I fase 1 av byggegropen ble det satt stag i alle stavnivå. På grunn av observert poretrykksreduksjon i første fase av utgravingen, ble det for utgraving i fase 2, dvs. fra Slepndveien og østover, valgt innvendig avstivning i stedet for stag i nederste avstivningsnivå. Figur 4-20 viser det målte poretrykket nær byggegropen i perioden 1999 – 2003. Figur 4-21 viser registrerte setninger nærmest byggegropen i perioden 2000 – 2004.



Figur 4-20 Poretrykksutvikling nær byggegropen ved Slepndveien. Måler F19 og G38 A står i leire, mens de øvrige målerne i figuren står i kontakt med morenelaget over berg.



Figur 4-21 Setningsutvikling nær byggegropen

Det ble satt i gang vanninfiltrasjon sommeren 2002, noe som sikret poretrykket i store deler av området rundt byggegropa. Brønnene er vist i Figur 4-18. Det ble samtidig registrert poretrykksfall og setninger så langt fra byggegropen som 200 – 300 m, noe som ikke var forventet. Poretrykket reguleres fortsatt i disse områdene ved hjelp av vanninfiltrasjon, og ytterligere setninger har ikke oppstått i området sørvest for byggegropen.

Sammenhengen mellom de de observerte poretrykk og lekkasjer i byggegropen er oppsummert slik i Braaten et al. (2004):

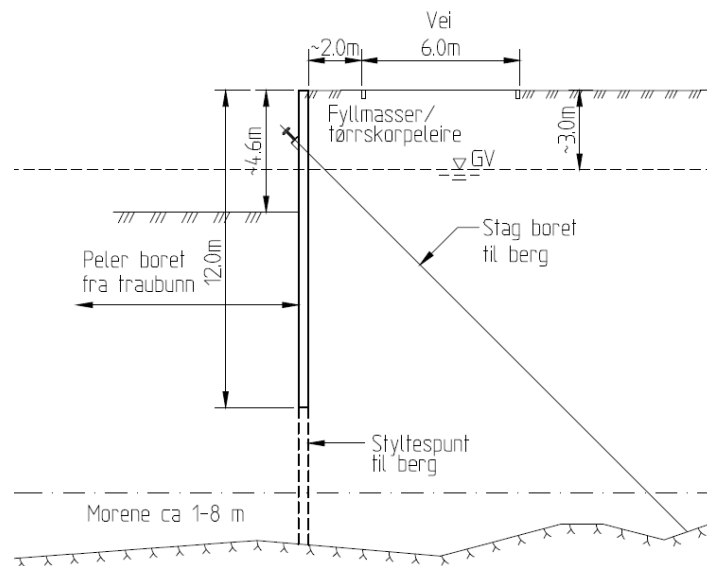
- 1) Det ble registrert til dels store lekkasjer mellom spuntfot og fjell. Dette ble kompensert med betongdrager langs spuntfoten.
- 2) Nesten alle stag som er satt i forbindelse med byggegropa har topp under grunnvannstand og det er satt over 1000 stag for sikring av byggegropene. Det var stor uenighet om nøyaktighet ved hulltaking og tetting rundt staggjennomføringer i fase 1, noe som ble forbedret i fase 2. I fase 2 ble det registrert en mer akseptabel reduksjon av poretrykkene både når det gjelder størrelse og tidsperiode.
- 3) Lekkasjene som påvirket poretrykkene kom på utsiden av foringsrørene for stålkjernerpelene. Det var også en del lekkasjer inni foringsrørene, men disse ble stanset ved gysing og gjenoppboring, i noen tilfeller ble dette utført flere ganger før resultatet var akseptabelt.
- 4) Det ble observert lite lekkasjer direkte via fjellet. Berggrunnen i anleggsområdet besto hovedsakelig av kalk/leirstein som er relativt tett.
- 5) Det er registrert noe lekkasjer gjennom utette spuntlåser, men de antas ikke å ha hatt vesentlig betydning for de poretrykksreduksjonene som er registrert.
- 6) Det ble registrert markant reduksjon i poretrykkene mot fjell i forbindelse med boring av stålkjernerpeler. Dette er illustrert i Figur 4-20.

Det er vanskelig å skille mellom hvor mye innlekkasje og poretrykksfall som kan tilbakeføres til innlekkasje fra berget og under spuntfot, og opp gjennom stag og stålkjernerpeler. Basert på dataene i Figur 4-19 er det liten tvil om at vanninfiltrasjonen som ble iverksatt bidro til å begrense reduksjonen i poretrykk.

Den målte setningsutviklingen (Figur 4-20) følger i stor grad poretrykksutviklingen, med størst setningshastighet når poretrykket synker, og tendens til utflatning når poretrykket øker. Det tyder på at det meste av setningene som er målt i dette tilfellet skyldes innlekkasje av grunnvann og poretrykksreduksjon. Det gjelder i det minste setninger målt i større avstand enn ca. 20 m fra byggegropen.

4.9 Byggegropp 11

Byggeprosjektet omfattet en byggegrop på ca. 55 x 40 m hvorav ca. $\frac{3}{4}$ ble utført i åpen utgraving ca. 1-4,2 m dyp. Langs den ene siden av byggegropen, tett inntil en eksisterende vei, ble det gravd ut seksjonsvis til ca. 4,6 m dybde inntil en spuntvegg som ble forankret med ett nivå med lissestag til berg, se typisk profil i Figur 4-22. Deler av spuntveggen ble rammet til berg, mens deler ble satt som kombinert sveve- og styktespunt. Bygget ble for øvrig fundamentert på til sammen 68 stålkjernerpeler (dimensjon $\varnothing 90$ -180 mm) boret inn i berg med eksentrisk boresystem og luftdrevet senkhammer.



Figur 4-22. Typisk snitt byggegrop 11.

Dybden til berg varierer mellom ca. 8 og 40 m, med lokalt kraftig fall på bergoverflaten. Løsmassene på tomten består generelt av et topplag med grus, stein og tørreskorpeleire til ca. 3-3,5 m dybde. Videre i dybden er det påvist siltig leire til ca. 9 m dybde over kvikkleire. Leira er bløt til middels fast. Et lag med fast morene/sand er påtruffet fra ca. 18 til 23 m dybde, og har en mektighet på mellom ca. 1 og 8 m.

I forbindelse med oppfølging av grave- og plearbeider ble det installert 3 stk. elektriske poretrykksmålere med automatisk logging (1 t loggeintervall), samt én helningskanal inntil spuntveggen. PZ 1 ble installert sørvest for byggegrop på ca. 12 m dybde under terreng. PZ 2 ble installert i leire på ca. 20 m dybde og PZ 3 ned til faste masser (morene/sand) på ca. 34 m dybde, begge like inntil utsiden av spuntvegg.

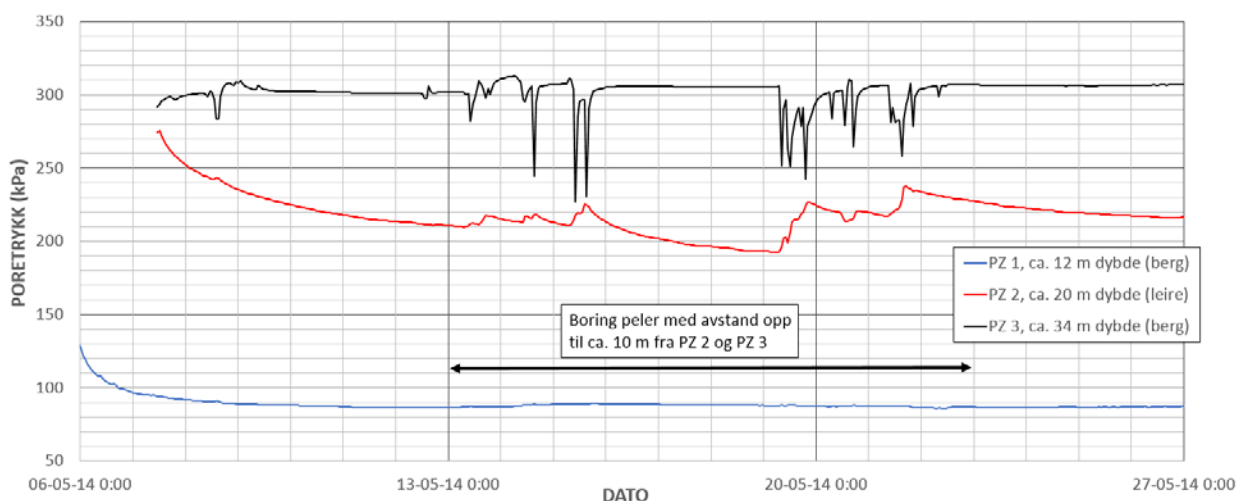
Figur 4-22 viser at i forbindelse med boring av foringsrør for stålkernepeler i området ble det ved måler PZ 3 målt betydelige men kortvarige (ca. 1 time) reduksjoner av poretrykk (maks ca. -75 kPa), og ellers beskjeden økning (maks ca. +10 kPa). De registrerte kortvarige endringene skyldes med stor sannsynlighet boring med luftspyling gjennom fast morene/sand og videre inn i berg. Alle registrerte poretrykksendringer var relatert til boring av peler i en avstand på opptil ca. 10 m fra poretrykksmålerne. Det ble for øvrig også målt poretrykksøkninger på ca. 30-45 kPa i PZ 2 (19-21. mai). Målingene viser at poreovertrykket i PZ 2 ikke kom fullstendig tilbake til opprinnelig nivå før ca. 4-5 uker etter endt boring.

Figur 4-24 viser en sammenstilling av målte poretrykksendringer relatert til avstand mellom pel og piezometer. Det er tydelig at boringen påvirket et relativt stort område rundt hver pel.

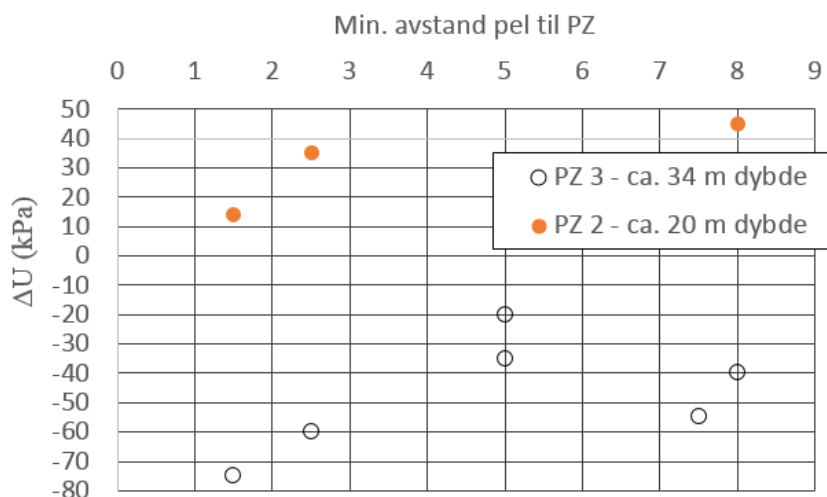
Det ble også utført setningsnivellement på veiene rundt byggegropen, samt på nabobygg. Referansemåling ble utført før oppstart av grunnarbeider og deretter regelmessige målinger i ca. 8,5 måneder. Resultat av setningsnivellement på utside av spunt langs begge sider av vei er presentert i Figur 4-25. Målepunktene i den vestre delen av byggegropen (pkt. H2, H3, H4, H19 og H20) viser en markant setningsutvikling i samme periode som det ble boret for peler i det aktuelle området, samt registrert poretrykksendringer (Figur 4-24). Etter endt boring av peler ble det målt setninger på fra ca. 20 til 100 mm. Det ble også målt opptil ca. 100 mm setning av styltespunten, noe som tilsier at den

ikke var rammet til berg som antatt. I en periode på ca. 4 måneder etter endt boring og støping av dekke for bygg viste nivellementene fortsatt påløpende setninger i størrelsesorden 3-5 mm/måned før de etter det flatet ut.

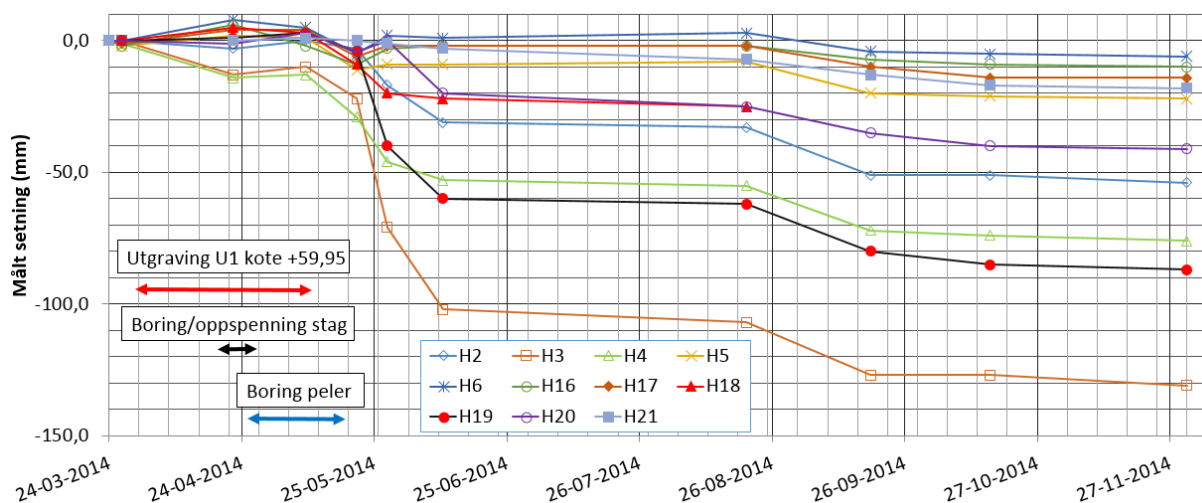
Helningsmålinger inntil spuntveggen viste en maksimal utbøying på ca. 20 mm ved topp av spuntveggen, og tilsvarende i ca. 12 m dybde under terreng (ca. 7 m under traubunn). Dette tilsvarer ca. 0,4 % av gravedybden, omtrent som det kan forventes. De målte terrengsetningene er langt større, opptil 130 mm, tilsvarende 2,8 % av gravedybden.



Figur 4-23: Poretrykksmålinger i perioden med boring for stålkernepeler.



Figur 4-24: Målte poretrykksendringer i PZ 2 og PZ 3 relatert til min. avstand mellom pel og poretrykksmålere.

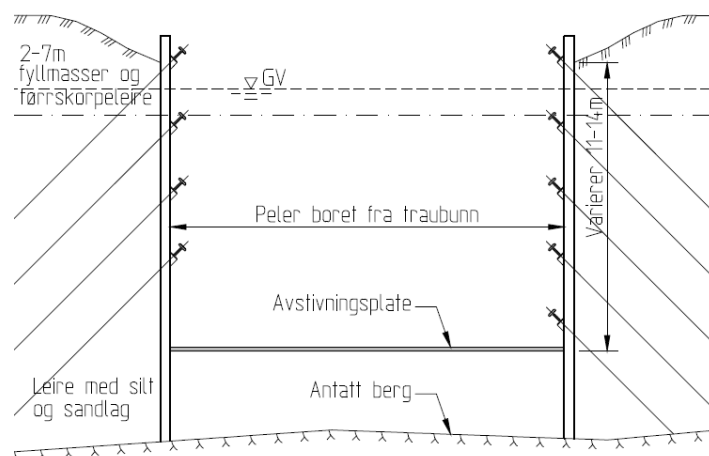


Figur 4-25: Målte setninger på vei (avstand ca. 2-utenfor spunt).

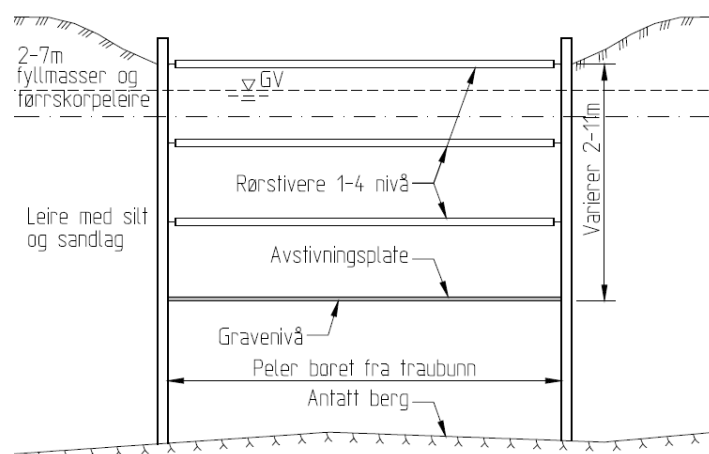
Resultatene fra poretrykksmålinger og setningsnivellelement indikerer at boring av foringsrør for peler i dette tilfellet har vært den vesentligste årsaken til uventet store setninger. Dette antagelig primært gjennom "overboring" eller utspyling/innsuging av for mye masser når det ble boret gjennom morenelaget, noe som utløste tilnærmet umiddelbare setninger i nærheten. De påløpende setningene flere måneder etter endt boring og støping av dekke i byggegropa skyldes antagelig for det meste rekonsolidering av forstyrret/omrørt leire. Lekkasje av grunnvann opp langs stag og peler kan i dette tilfellet ikke ha bidratt vesentlig til poretrykkreduksjon og konsolideringssetninger fordi traubunn lå omtrent i samme nivå som grunnvannstanden.

4.10 Byggegropp 12

Prosjektet omfattet en ca. 300 m lang byggegrop med bredde fra 11,5 til 16,5 m for bygging av betongkultvert (løsmassetunnel). Gravedybden varierte fra ca. 1 til 14 m, og ble utført innenfor spunt som ble rammet til berg og sikret med fotbolter i hele lengden. Spuntveggen ble avstivet med bakforankrede lissestag til berg (ca. 120 m lengde) og innvendige stivere (ca. 180 m lengde). Typisk profil for avstivning med stag er vist i Figur 4-26 og innvendig avstivning i Figur 4-27. I område hvor det var bergskjæring under spuntfot ble injeksjon utført gjennom rør for fotbolter med senteravstand ca. 0,7 m og ned til ca. 10 m under teoretisk sprengningsnivå i byggegropen.



Figur 4-26. Typisk snitt byggegrøp 12 med stagforankret spunt.



Figur 4-27. Typisk snitt byggegrøp 12 med innvendig avstiving.

Totalt ble det boret og installert ca. 315 stag, 120 stivere og 200 stålkjernepeler for fundamentering av betongkulvert. Boring av stag ble utført med tradisjonelt Odex boresystem og topphammer med vannspyling. Boring for stålkjernepeler ble utført med Odex boresystem og luftdrevet senkhammer.

Løsmassene består generelt av 2-7 m med antatte fyllmasser over tørrskorpeleire og leire ned til berg. Det er stedvis innslag av silt- og sandlag. Leira kan betegnes som bløt til middels fast, lite sensitiv og lite til middels plastisk. Den øvre delen av leire er noe overkonsolidert, trolig tørrskorpeeffekter, mens ned mot berg er den tilnærmet normalkonsolidert. Grunnundersøkelsene indikerte for øvrig at det stedvis var et lag med friksjonsmasser over berg som er påtruffet mellom ca. 2 til 19 m under terreng.

Som del av oppfølging ble det installert 3 stk. helningskanaler på spunt, 2 stk. i den delen hvor det var stag og 1 stk. i den delen hvor det var innvendig stivere. Både hydrauliske og elektriske poretrykksmålere ble installert ned til faste masser på begge sider av byggegroppen. Setningsnivellelement ble utført regelmessig på terreng og bygninger på begge sider av byggegroppen.

Helningsmålinger på spuntveggen viste generelt liten utbøyning med maksimale verdier på ca. 10-15 mm for stagavstivet og innvendig avstivet del. Det utgjorde mellom ca. 0,1-0,15 % av gravedybde.

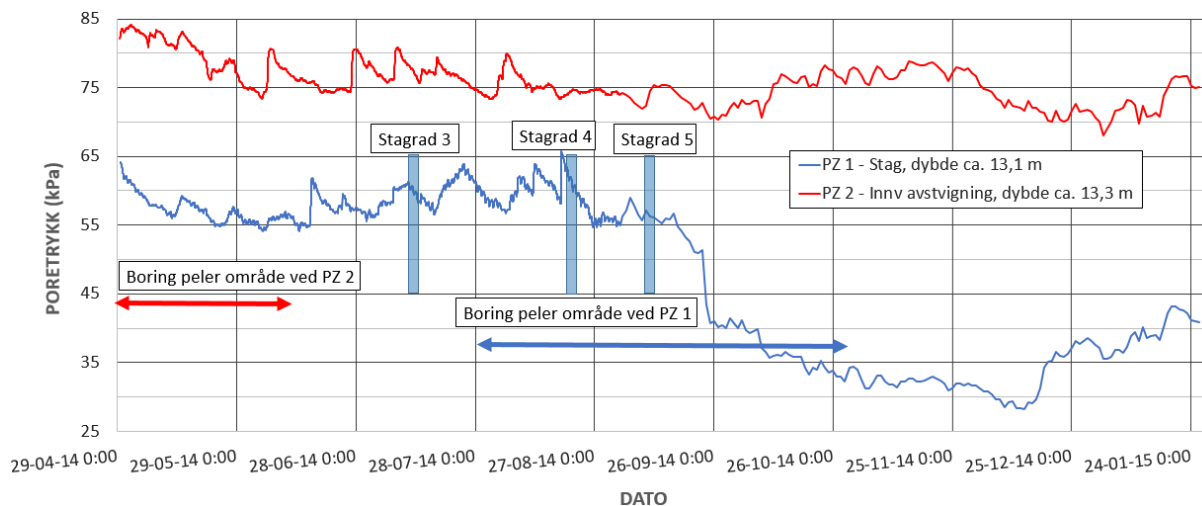
Poretrykksmålere i den stagavstivede delen viste en total reduksjon gjennom byggeperioden i størrelsesorden 35-40 kPa i en avstand på ca. 12-25 m fra byggegropen. I delen med innvendige stivere ble det målt ca. 15 kPa reduksjon i en avstand på ca. 15 m fra byggegropen. Det er en klar reduksjon av poretrykk og økning i setninger i tiden etter boring for stålkjernerelene i byggegropen, se Figur 4-28.

Figur 4-29 viser terrengsetninger målt i et profil med stag, mens Figur 4-30 viser profil med innvendig avstivning. Merk at for tilfellet med innvendig avstivning ligger det nærmeste målepunktet ca. 17 m fra spuntveggen. I samme avstand viser den stagavstivede spuntveggen ved siste måling en setning på ca. 70 mm, mot 30 mm for gropen med innvendig avstivning. For den stagavstivede delen tilsvarer største setning på vel 140 mm i 7 m avstand ca. 1 % av gravedybden. For et slikt tilfelle med liten dybde til berg under traubunn ville forventet setning være maksimalt 0,2-0,5 % av gravedybden hvis det bare skyldtes horisontal innpressing av spuntveggen.

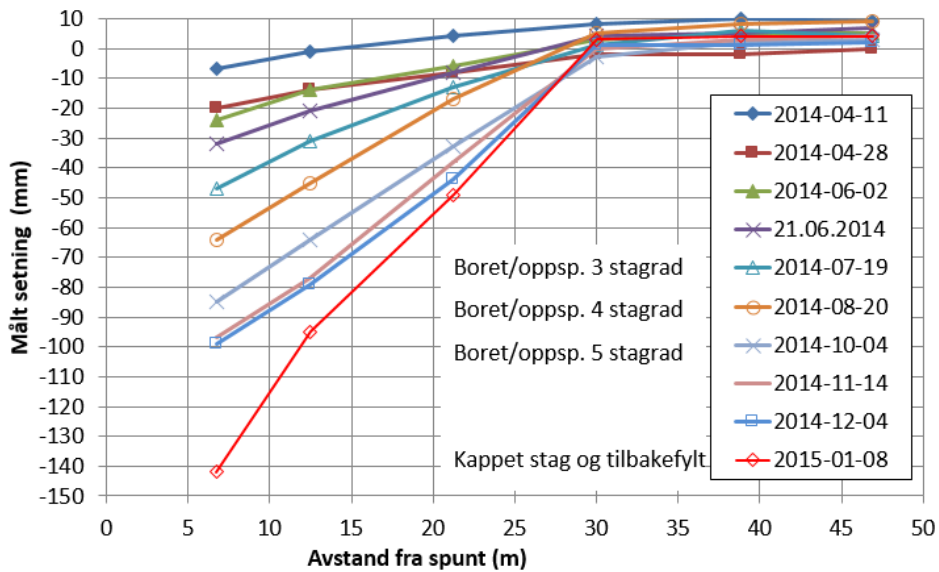
Basert på poretrykks-målinger (Figur 4-28, PZ 1) er det beregnet at ca. 55 % av setningene i delen med stag skyldes poretrykksreduksjon ned mot berg, mens drøyt 30 % antas å være knyttet til forstyrrelse av grunnen ved boring av stag og peler og 10-15 % til skjærdeformasjoner fra utgraving. For den innvendige avstivede delen av byggegropen oppstod ca. 50-60 % av totale terrengsetninger etter boring for stålkjernerelene.

Kapping av stag førte til forholdsvis stor økning av terrengsetninger, opptil ca. 30 %, og skyldes trolig kvalitet på tilbakefylling og komprimering mellom konstruksjon og spunt.

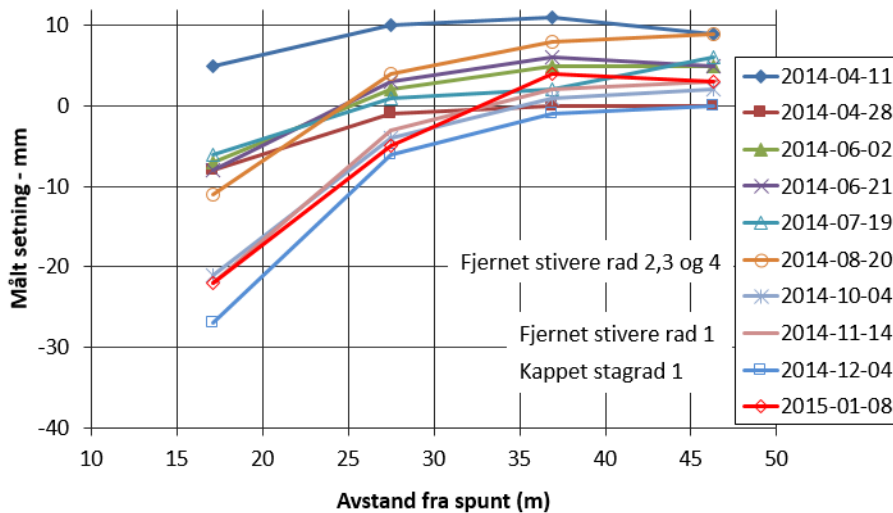
Resultat av setninger (inkludert effekt fra kapping av stag) normalisert for utgravingsdybde (H) og avstand fra spunt (x) er presentert i Figur 4-31.



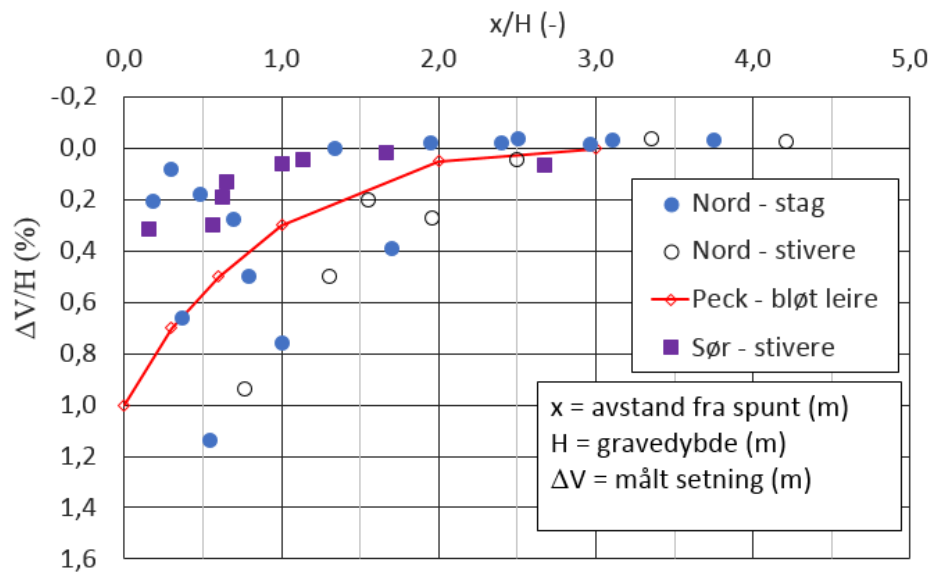
Figur 4-28: Resultat poretrykksmålinger i faste masser over berg, ca. 12-15 m utenfor byggegrop.



Figur 4-29: Setninger målt i profil med stagavstiving.



Figur 4-30 Setninger målt i profil med innvendig avstiving



Figur 4-31: Målte terrengsetninger normalisert mot gravedybde og avstand fra spuntgrop.

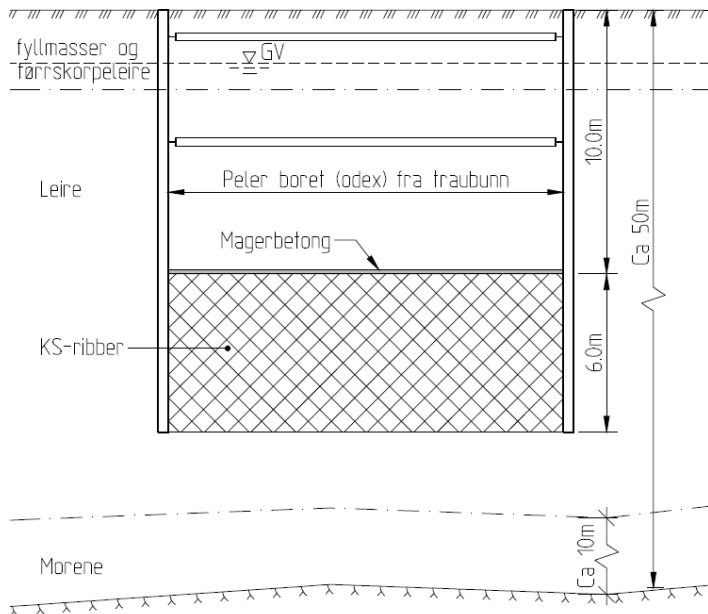
Dette eksempelet gir en klar bekreftelse på at det må forventes større setninger på terreng ved bruk av stagforankring (uten spesielle krav til boremetode) enn ved bruk av innvendig avstivning. Dette kan tilbakeføres til større reduksjon av poretrykk og effekt av "overboring" eller forstyrrelse av leira under stagsetting.

At det i dette tilfellet ble injisert 10 m ned i berget kan ha medvirket til å begrense effekten av innlekkasje til byggegropene, jfr. senere sammenlikning av målte poretrykk i kap. 5.2.

4.11 Byggegrøp 13

Prosjektet omfattet en byggegrøp på ca. 53 x 40 m med total gravedybde på 9,6 m. Det ble benyttet svevespunt (16 m lang) og forspent innvendig avstivning med 2 nivåer rørprofiler, samt betongdekke på traubunn. Det ble før utgraving foretatt kalk-sement stabilisering av leira ned til 6 m under traubunn med doble ribber satt i rutemønster. Hensikten var å redusere deformasjoner og oppnå tilfredsstillende beregningsmessig sikkerhet mot bunnoppressing. Før ramming av spunt og KS-stabilisering ble det trukket opp ca. 480 stk. 11 m lange trepeler fra tidligere bebyggelse på tomten.

Bygget ble fundamentert på totalt 110 stk. stålkjernepeler som ble boret inn i berg fra etablert betongdekke på traubunn. Typisk profil av byggegrøpen er vist i Figur 4-32.



Figur 4-32. Typisk snitt byggegrøp 13.

Utgraving, etablering av stivere, støping av betongdekke, peleboring og fjerning av stivere ble utført seksjonsvis.

Grunnundersøkelsene viste dybder til berg mellom 47 til 60 m fra terreng. Løsmassene bestod av et øvre lag med ca. 2-3 m fyllmasser og tørrskorpeleire over bløt til middels fast NC leire ned til ca. 40-50 m dybde. Under leiren var det et ca. 7-15 m tykt lag med faste friksjonsmasser (morene) over berg. Poretrykksmålinger viste grunnvannsnivå ca. 1 m under terreng.

Byggegroppen ble instrumentert med:

- 2 stk. elektriske poretrykksmålere installert i leire på henholdsvis 6 og 22 m dybde, ca. 5 m utenfor spuntveggen
- Inklinometerkanaler på spunt
- Lastceller på to sentrale stivere.

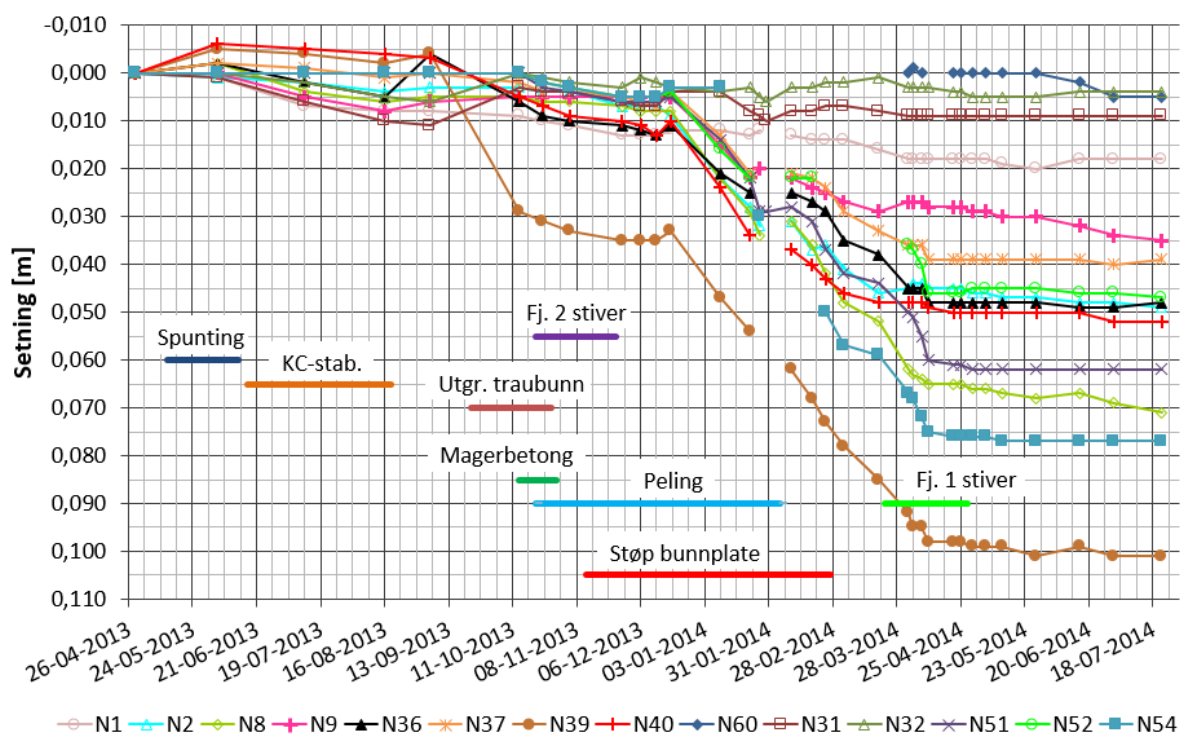
I tillegg ble det utført nivellement på en rekke setningsbolter på nabobygg, på terreng og foretatt innmåling av topp spunt.

Poretrykksmåler installert på 6 m dybde har generelt vist små endringer, i størrelsesorden 10 kPa gjennom hele byggeperioden. Måler på 22 m dybde viser større endringer gjennom de ulike fasene av grunnarbeidet. Poretrykker økte med ca. 20 kPa i forbindelse med KS-stabilisering, før det deretter sank med ca. 30 kPa under utgraving til traubunn. Deretter økte poretrykket på nytt gjennom hele perioden med boring for peler, men også en god stund etter at arbeidene var avsluttet.

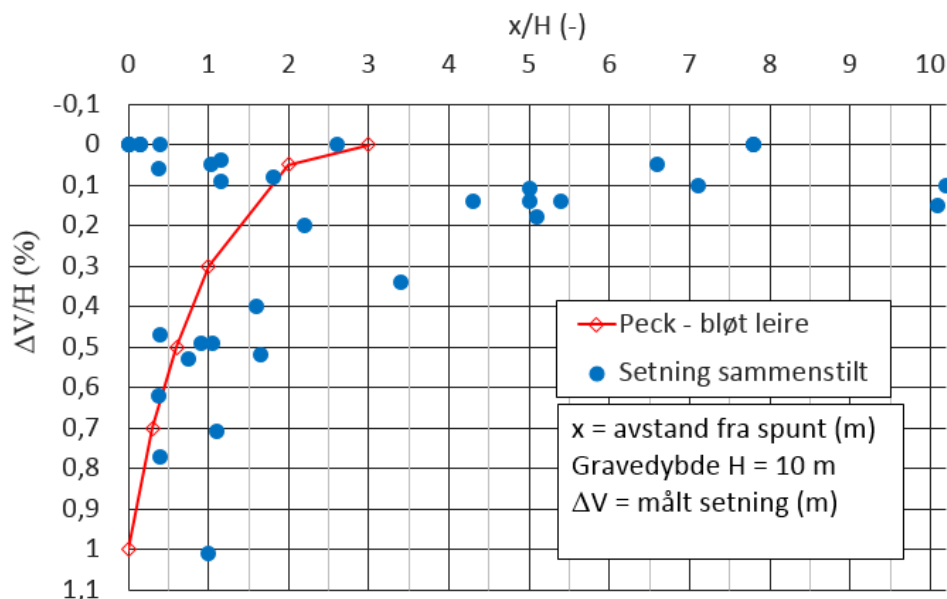
Inklinometerkanalene ble dessverre ikke målt inn nøyaktig i topp for hver målerunde, dermed var det ikke et kjent referansepunkt som kunne benyttes for å få nøyaktige verdier på deformasjonene. Resultatene gir dermed kun en indikasjon på deformasjonsbildet.

Figur 4-33 viser setningsutvikling der tidsperiode for ulike arbeidsfaser er vist. Maksimale verdier er mellom ca. 3 til 8 cm. En sammenstilling av maksimale målte setninger for alle punkt normalisert mot gravedybde og avstand fra spuntgrop er presentert i Figur 4-34. Setningene er generelt under 1 % av gravedybden, men influensområdet er til dels mye større enn hva som er forventet.

De første observasjonene av setninger på belegningsstein, asfalt og bygg like utenfor spuntgropen kom etter at ca. halve gropa var gravd ut til traubunn (ca. 10 m dybde) og andre halvdel til ca. 6,5 m dybde. Alle stivere i nivå 1 og 2 var da installert. Setningsnivellelementene viser en svak økning de neste ca. 2 månedene under siste utgraving til traubunn og fjerning av stivernivå 2. Boring for stålkjernepeler var også påbegynt i deler av gropa. Setningene viser en klar økning når det bores for stålkjernepeler, spesielt i områdene nærmest gropa. Setningene avtar først ca. 2 måneder etter avsluttet boring for peler, når stivere i nivå 1 også er fjernet.



Figur 4-33. Setningsutvikling og aktiviteter i byggegropen.



Figur 4-34: Målte setninger på terreng og nabobygg normalisert mot gravedybde og avstand fra spuntgrop.

Resultatene fra setningsnivellement gir en klar indikasjon på at boring for stålkernepelers har bidratt til store deler av de totale setningene. Siden boring ble utført fra traubunn med luftdrevet senkhammer er det stor sannsynlighet for at boringen har ført til direkte tap av volum rundt foringsrør som følge av innsuging av løsmasser. I tillegg har det trolig også vært lekkasje opp langs foringsrørene som har ført til poretryksreduksjon i faste masser over berg. Beklageligvis ble ikke poretrykk ved berg målt i dette tilfellet.

4.12 Byggegrøp 14

Prosjektet omfatter en byggegrop til 4 m dybde over et areal på 40 m × 17 m. Terrenget lå på kote +14 og traubunn på kote +9,9. Underkant av sålefundamenter for nabobyggene lå på henholdsvis kote +11,3 og ca kote +10,5, tett innpå byggegropen.

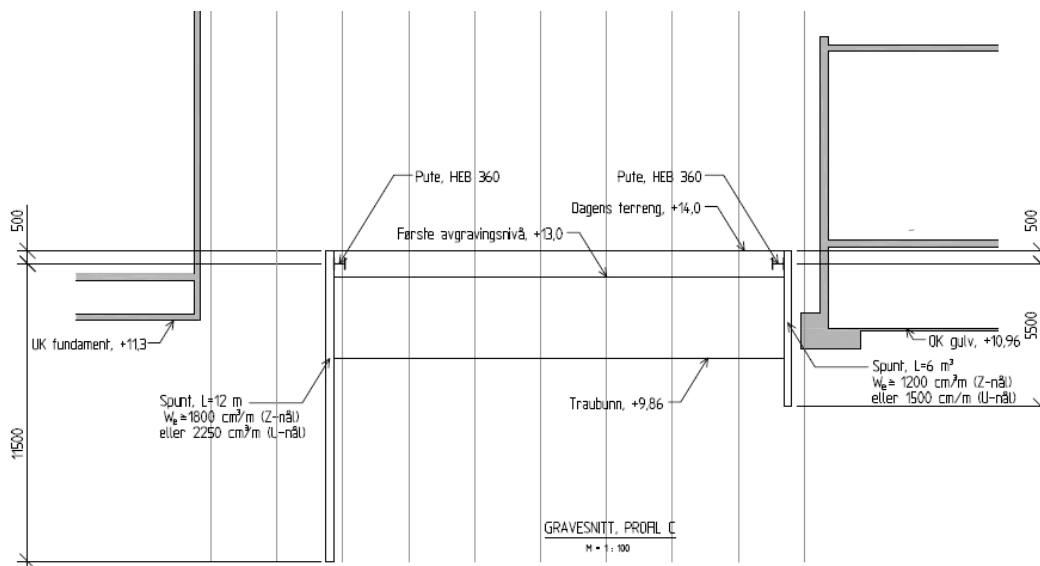
Grunnforholdene består av 2-5 m fyllmasse og tørrskorpeleire, over middels fast siltig leire til berg. Registrert dybde til berg er 17 - 36 m. Det ble målt poretrykk i 2 nivåer i leire som viste en grunnvannstand i 2 m dybde, og noe lavere enn hydrostatisk trykk derunder. Ved berg tilsvarer poretrykket et nivå omtrent i traubunn eller noe høyere.

Byggegrøpen ble utført med svevespunt rammet til 6-12 m dybde under terreng. Spuntveggen ble avstivet med innvendig avstiving i ett nivå. Spuntveggen ble rammet tett inntil sålefundamenter for nabobygg.

Det ble gravet til en meters dybde for installasjon av den innvendige avstivningen. Deretter ble det gravet seksjonsvis ned til traubunn med suksessiv støping av 150 mm nettarmert underbetong. Når hele byggegropen var gravet ut og underbetong støpt, ble alle stivere og puter demontert. Dvs. at spuntveggen da var dimensjonert for å stå på utkraging.

Det ble boret 30 stålkernepelers fra traubunnsnivå med Wassara-boresystem hvor det kun benyttes vann som spylemedium. Metoden ble valgt for å gi minst mulig setninger og skade på de direktefundamenterte nabobyggene.

Det ble ikke målt poretrykk i anleggsfasen. Men, setningsmålinger på nabobyggene bare noen få meter unna (Figur 4-34) viste en setning på mindre enn 1 cm, 4-5 måneder etter utført boring. De små setningene viser at påvirkningen fra boringen for stålkernepeler i dette tilfellet var meget beskjeden hvis noen, noe som høyst sannsynlig kan tilskrives valgt boresystem.



Figur 4-35. Typisk snitt byggegrøp 14.

4.13 Byggegrøp 15

Byggegrøpen omfattet et areal på ca. 70 m × 80 m. Gravedybden varierte mellom 4 og 5 m. Rundt byggegrøpen ligger det flere sålefundamenterte bygg i avstand 7 til 15 m fra spuntlinjen. Nivåer for de eksisterende sålefundamentene antas å ligge ca. 2,5-3 m under terreng.

Grunnforholdene bestod av noe fylling og tørrskorpeleire til 4 m dybde, over tilnærmet normalkonsolidert leire til berg i 23-33 m dybde. Det ble målt poretrykk på to nivåer i leira som viste at grunnvannstanden lå 2 m under terreng.

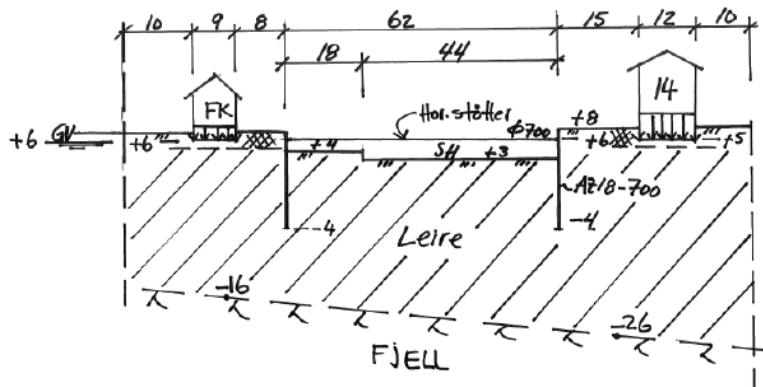
Byggegrøpen ble utført med svevespunt og innvendig avstiving (rørstivere) i ett nivå 2 m under terreng. Etter graving for – og montering av stivere ble det gravet seksjonsvis til traubunnsnivå og støpt underbetong. Deretter ble stivere demontert i den aktuelle seksjonen. Det var satt krav til herding av betongen i ett døgn før rørstiverene i hver seksjon ble demontert.

Etter hvert som underbetongen var støpt og stiverne demontert, ble det boret for stålkernepeler fra traubunnsnivå. Det antas at boringen ble utført ved bruk av konvensjonell Odex med vann og luftspyling.

Det er målt setninger på de direktefundamenterte bygninger samt horisontalbevegelser av topp spunt.

Etter at rørstiverne var montert ble det målt relativ store innpressing (10-20 cm) av topp spunt. Den største innpressingen skjedde lokalt ved et knekkpunkt i spuntlinjen. At det inntraff så stor deformasjon av spuntveggen i så tidlig fase kan skyldes at det ble gravet for dypt ved montering av rørstivere og pute. Det er dokumentert at det ble gravd ut for mye før montering av stivere i det

område hvor den største deformasjonen ble målt. Ved utgraving til traubunn antydte målingene ytterligere 5 cm innpressing av spuntveggen.

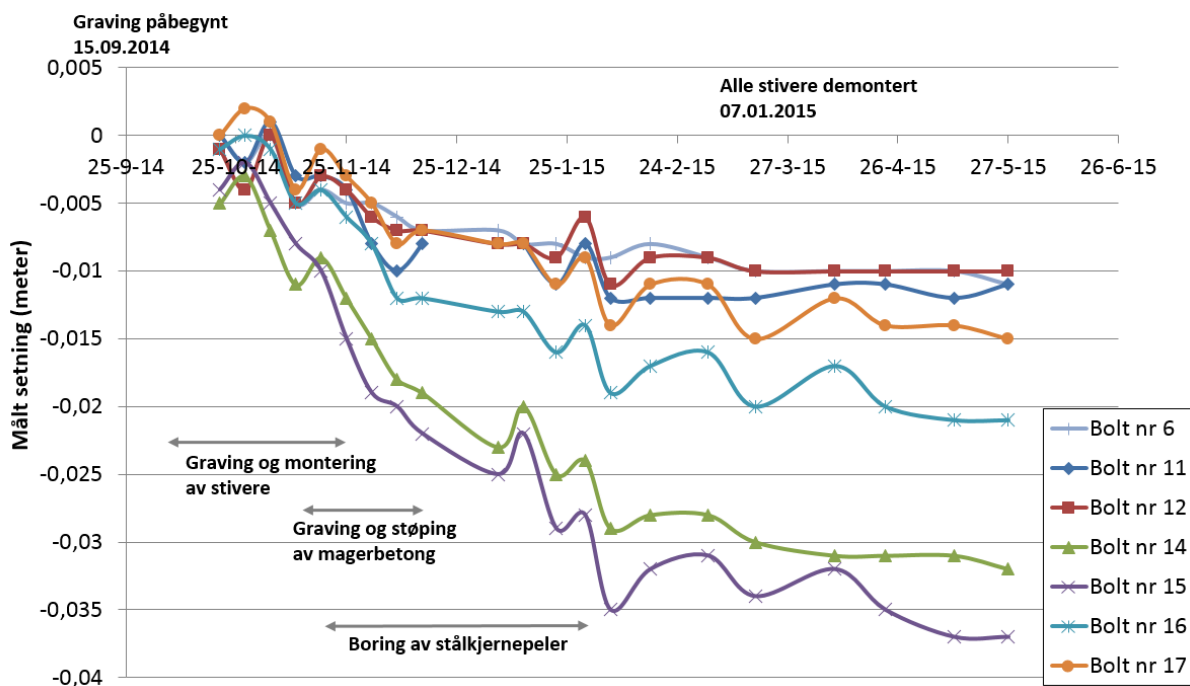


Figur 4-36. Typisk snitt byggegrop 15.

Figur 4-36 viser resultat fra setningsmålinger på nabobyggene. Målingene kom ikke i gang før arbeidet med graving for og montering av stiverne var igangsatt, men tilleggssetningen på inntil ca. 35 mm som kom i denne fasen utgjør 0,7 % av gravedybden.

Som det fremgår av Figur 4-36 var det en klar tendens til økede setninger når det ble boret for stålkjernepeler fra traubunn. Setninger som bare kan tilskrives boring for stålkjernepeler utgjør inntil ca. 15 mm der største setning ble målt, ca. 6 m fra spuntveggen.

Med så vidt grunn byggegrop må det forventes at setningen av terrenget nærmest byggegroppen kan ha vært vesentlig større enn det som er målt på byggene.



Figur 4-37. Setningsutvikling og tidsperioder for ulike aktiviteter i byggegroppen.

Dette eksempelet gir en klar bekreftelse på at boring for stålkjernepeler fra bunn av en byggegrop ved bruk av konvensjonell Odex boring vil medføre setninger på tilgrensende terreng. Selv om setninger utløst av boringen var begrenset til ca. 20 mm målt 6 m fra byggegropen, kan setninger som følge av boringen ha vært en god del større nærmere spuntveggen.

Dette eksempelet er også ganske direkte sammenliknbart med BG14 hvor det ble boret for stålkjernepeler med vannspyling (Wassare) og som ikke medførte noen vesentlig setning.

Den store innpressingen som ble målt på topp spuntvegg i tidlig gravefase tyder på at stabiliteten av byggegropen har vært noe anstrengt. Dette eksempelet viser uansett at når det er bløt leire fra ganske liten dybde under terreng (under 3-4 m) bør øvre stiver plasseres høyt (0-1 m under terreng). Dessuten bør det graves så lite som mulig under stiverne for å montere disse. Lokal grøfting for puter og stivere kan også vise seg svært nyttig for å begrense deformasjoner i slike tilfeller.

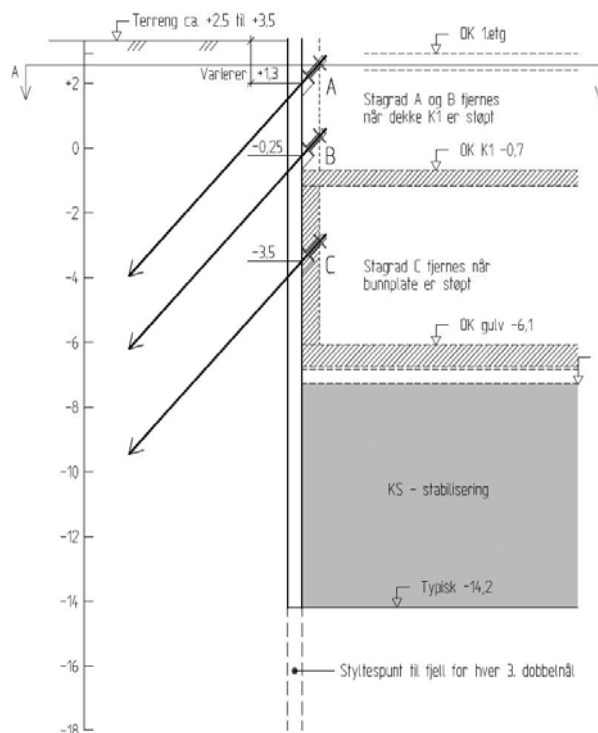
4.14 Byggegropp 16

Denne byggegropen var ca. 90 x 45 m i utstrekning med en total gravedybde på ca. 9,5-10 m fra terrengnivå. Som avstivning ble det benyttet spuntvegg med bakforankrede stag til berg i tre nivåer, se snitt i Figur 4-38. Dybde til berg varierte fra ca. 15 til 45 m langs spuntlinjen. Der dybde til berg var mindre enn ca. 22 m ble spuntveggen rammet til berg, mens det ble benyttet styltespunt i kombinasjon med kalk-sementstabilisering (doble ribber) til ca. 7 m under traubunn i resten av byggegropa. Nytt bygg ble fundamentert på til sammen ca. 120 stålkjernepeler boret ned i berg, dvs gjennomsnittlig ca. én pel per 34 m². Løsmassene på tomten besto for øvrig av ca. 2 m fyllmasser over bløt til middels fast siltig leire til berg.

Området har i sin tid vært fylt opp ca. 2-3 m og det pågikk fortsatt krypsetninger som følge av dette tilsvarende ca. 3-8 mm/år.

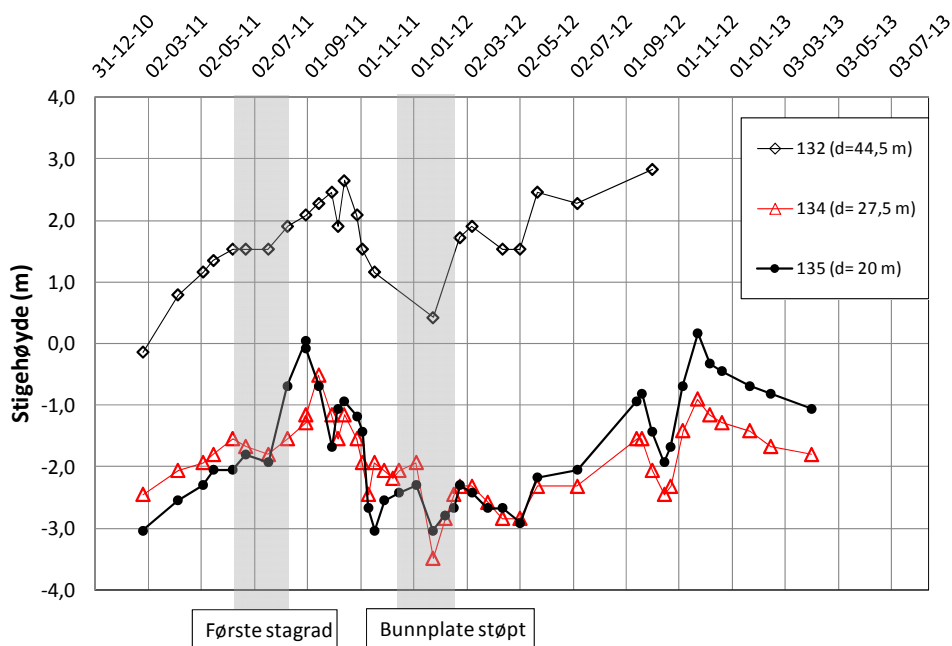
Det ble installert 4 stk. helningskanaler på spuntvegg, samt elektriske poretrykksmålere ned til faste masser/berg med ulike dybder og avstand fra spuntlinje. I tillegg ble det utført setningsnivellement på nabobygg og nærliggende infrastruktur.

Før oppstart av gravearbeidene ble det installert fire innfiltrasjonbrønner i berg, to på nordsiden og to på sydsiden.



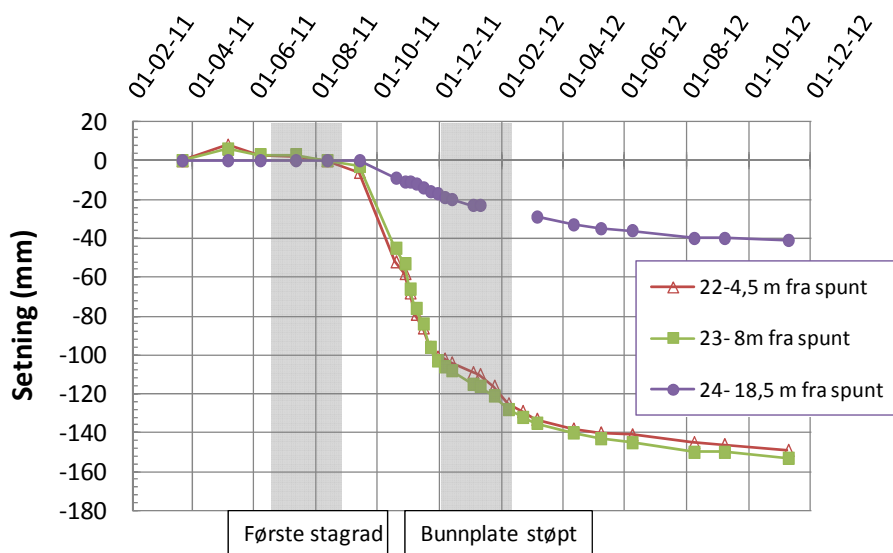
Figur 4-38. Typisk snitt Byggeprop 16.

I Figur 4-39 er målte poretrykk på utsiden av byggegroppen sammenstilt. Et spesielt forhold her var at poretrykket på sydsiden av byggegroppa viste stigenivå på bare kote -2,5 til -3,0 i starten før noe arbeider var igangsatt. Normal stighøyde skulle vært på ca. kote +2-+2,5. Det var altså tydelig at området var betydelig påvirket av lekkasje inn til andre byggeproper som var under utførelse i nærliggende område da arbeidene startet. Målingene viser at poretrykket sank med ca. 2 m da byggegroppen ble etablert (periode fra ca. september 2011 til årsskifte 2011/2012), men har steget opp til høyere nivå enn før utgraving etter at kjelleren var oppe. Kortvarig avstegning av infiltrasjonsbrønnene i en periode i september/oktober 2012 viste at disse bidro med ca. 20 kPa til poretrykket. Ved ny (endelig) avstegning av brønnene når kjelleren var helt oppe var stighøyden fortsatt lav (kote -1.0 til -2.0) noe som høyst sannsynlig kunne tilskrives fortsatt påvirkning fra en annen pågående byggeprop lenger syd.



Figur 4-39. Sammenstilling av målte poretrykk ved byggegropp 16.

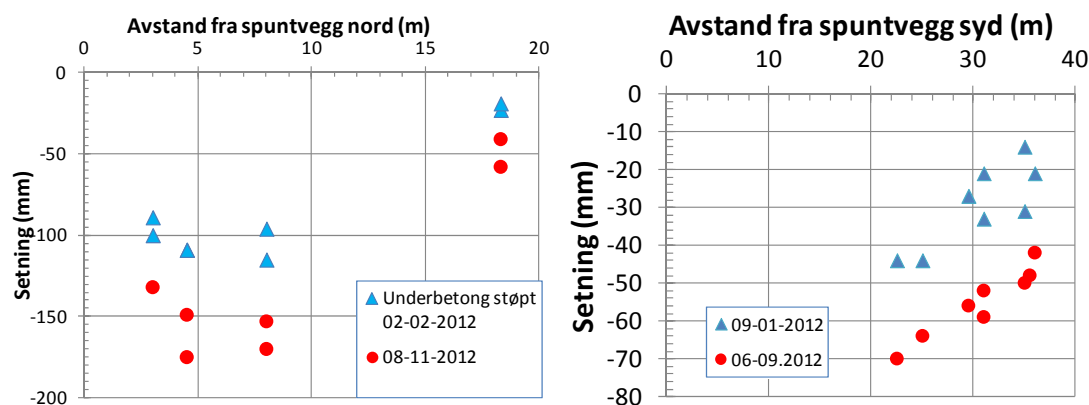
Figur 4-40 viser setningsutviklingen for tre utvalgte bolter på nordsiden av byggegroppen. Innen bunnplaten var støpt var største setning ca. 150 mm, men setningshastigheten har avtatt markant etter det. Ved slutten av 2012 var maksimal setningshastighet nærmest midtre del av gropa typisk 15-18 mm/år.



Figur 4-40 Typisk setningsutvikling for utvalgte punkter rundt byggegropp 16

Figur 4-41 viser eksempler på målt setning som funksjon av avstand fra spuntvegg i nord og i sør. Setningene avtar generelt med avstand fra byggegroppen begge steder, men målingene bare 3 m fra spuntveggen i nord viser at leira henger noe på spuntveggen. Ekstrapolere man data fra nord-og sydsiden til 20 m avstand fra byggegroppen blir setningen ved siste måling ca 30 mm på nordsiden og

75 mm på sydsiden. Årsaken til at setningene er 2,5 ganger større på sydsiden skyldes antagelig en både større påvirkning på poretrykk fra en annen byggegrop på sydsiden og at terrenget fra gammelt av var fylt opp ca. 1 m høyere på sydsiden enn på nordsiden.



Figur 4-41 Setninger som funksjon av avstand fra byggegroppen på nordside (venstre) og sørside (høyre)

På grunn av installasjonsfeil fikk man ikke pålitelige målinger av horisontal innpressing av spuntveggen, men dataene tyder på maksimal innpressing i området 50-100 mm. Til sammenlikning var beregnet maksimal innpressing av spuntveggen fra ca. 70 til 90 mm, tilsvarende 0,7 til 0,9 % av gravedybden, og beregnet maksimal setning (uten å ta hensyn til mulig poretryksreduksjon og effekter av stagboring) var 50 til 60 mm.

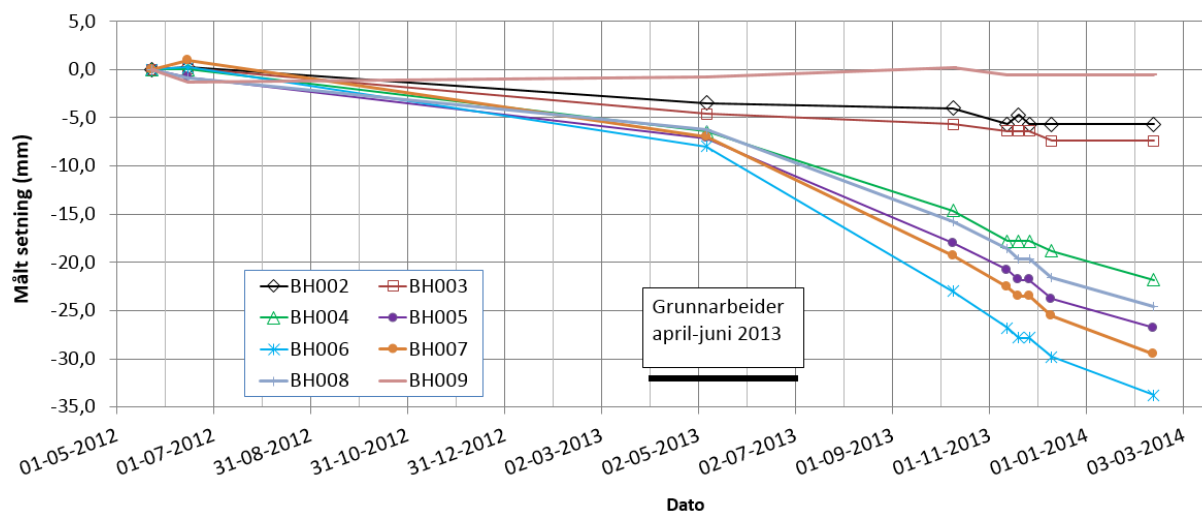
For denne byggegroppen skyldes åpenbart en del av setningene reduksjon av poretrykk, både som følge av denne byggegroppen og en annen byggegrop i nærheten. Vanninfiltrasjon i fire brønner har klart bidratt til å begrense poretryksreduksjonen og uten dette tiltaket ville setningene blitt enda større. "Overboring" og forstyrrelse av leira har sikkert også bidratt noe til setninger. Men i dette tilfellet var entreprenøren gjort oppmerksom på denne faren og tilsiktet å bore "forsiktig", både for stag og peler. Det ble blant annet bare brukt vannspyling gjennom løsmassene, og luft først under innboring i berg.

4.15 Byggegrop 17

Prosjektet omfattet en ca. 4 m dyp byggegrop med varierende lengde (20-75 m) og bredde (ca. 20-75 m). Utgraving ble i hovedsak utført helt inntil eksisterende pelefundamenterte bygg. Langs én side ble det installert en kombinert sveve- og styltespunt med bakforankring til berg med ett stagnostag (ca. 7-8 stag totalt). Forankringsstag ble boret med 60° helning delvis inn under direktefundamenterte nabobygg. Nytt bygg ble fundamentert på ca. 130 stålkjerner boret ned i berg fra traubunn. All boring for stag og peler ble utført med vandrevet senkhammer (Wassara).

Grunnen besto av ca. 2 m fyllmasse og tørrskorpeleire over bløt NC leire ned til berg. Dybde til berg varierte mellom ca. 15 til 30 m på tomten. Grunnvannstand var registrert ca. 2-3 m under terrengnivå før oppstart med grunnarbeider så det var lite potensiale for grunnvannssenking. Det ble for øvrig ikke målt poretrykk under eller etter grunnarbeidene.

Som en del av oppfølging av grunnarbeidene ble det utført setningsnivellemt på direkte fundamenterte nabobygg i en avstand på ca. 8-10 m fra spuntvegg, se resultat i Figur 4-42. Målingene viser en tydelig at grunnarbeidene utløste setninger som fortsatte frem til målinger er avsluttet ca. 7 måneder senere. Maksimal målt setning var da 34 mm.



Figur 4-42: Resultat setningsnivellelement nabobygg, ca. 8-10 m fra spuntvegg.

At setningene har fortsatt lenge etter at grunnarbeidene var avsluttet tyder på at det enten er poretryksreduksjon eller forstyrrelse av leira som er vesentligste årsak. Det viser at selv bruk av bare boring med vann ikke er noen garanti for at det ikke blir noen effekt av boring i slike tilfeller.

5 Vurderinger basert på tilgjengelige data

5.1 Generell oversikt

I rapporten er det presentert observasjoner fra 17 byggegrop. Målte setninger og poretrykk er forsøkt systematisert i forhold til utførte aktiviteter i byggegropen. Felles for samtlige prosjekter er at grunnforholdene består av tilnærmet normalkonsolidert bløt leire og at det er brukt tradisjonell spunt for avstiving av byggegropen. I dette avsnittet er det trukket noen generelle konklusjoner fra byggegropene. I vurdering av data er det spesielt fokusert på å se etter effekter av boring for peler og stag.

I Vedlegg A er data fra byggegropene oppsummert i en tabell, med beskrivelse av faktorer som antas ha størst innvirkning på deformasjoner rundt byggegropen. Dette inkluderer:

- Sikkerhet mot bunnoppressing
- Dybde til berg under traubunn
- Fotdybde spunt (svevespunt, styltespunt eller spunt til berg)
- Type avstivingsystem (innvendig eller stagforankring til berg, samt antall nivåer)
- Om det er satt borede peler fra traubunn og med hvilken dekningsgrad

I tillegg er det i tabellen lagt inn målt setning og poretryksreduksjon som henholdsvis, % av gravedybde og % av maksimalt potensiell poretryksreduksjon normalisert med byggegropens dybde under grunnvannstand. Oppgitte verdier er de største som er målt. Merk i denne sammenheng at for flere av prosjektene foreligger det ikke målinger i avstand mindre tilvarende 1,5-2 ganger gravedybden. Spesielt mht. setninger må det forventes at største setning normalt finner sted innenfor en avstand på tilsvarende 0,2 til 0,5 ganger gravedybden. For tilfellene der næreste setningsmåling ligger i så langt unna som 1,5 -2 ganger gravedybden fra byggegropen kan største setning godt være en faktor på 1,5

til 3 ganger større enn det som er oppgitt som målt maksimal verdi i Vedlegg A. Se for eksempel på setning som funksjon av avstand dokumentert for BG3 og BG16 i kapittel 4.

De viktigste faktorene som har gjort at setningene på terreng er blitt vesentlig større enn forventet er kort oppsummert som følger:

1. Det er anvendt spuntvegg avstivet med utvendige stag forankret i berg (i motsetning til innvendig avstivning). Setningspotensialet (utover forventet) øker tydelig med antall stagrader og med dybden det bores fra i forhold til terreng og ytre grunnvannstand.
2. Alle tilfeller der det er installert borede peler fra traubunn. Også i denne sammenheng øker potensialet for uventede setninger med dybden under terreng det bores fra og antall peler som bores. Det synes også å være større potensiale for setninger der det bores peler inntil en spuntvegg som ikke går ned til berg, slik at boringen direkte kan påvirke leira på utsiden av byggegroppen.
3. Alle byggegroper som kommer i nær kontakt med berg har potensiale for å skape grunnvannsl lekkasje opp gjennom berget og derved poretryksreduksjon og setninger. Dette forsterker de forannevnte negative konsekvenser av lekkasje knyttet til boring for stag og peler.

De viktigste mekanismer som medfører uventede konsekvenser av boring for stag eller peler er sammensatte som kort beskrevet i kapittel 2. Stikkordene er "overboring" (uttak av mer masse enn volum av borestrengen), forstyrrelse av leira og etterfølgende konsolidering/volumtap i den forstyrrede leira, samt reduksjon av poretrykk med etterfølgende konsolideringssetninger.

Ut fra forliggende dokumentasjon fra de byggegroppene som er behandlet er det ikke så enkelt å skille klart i hvilken grad de ulike faktorene har påvirket. I de aller fleste tilfellene synes imidlertid effekten av innlekkasje av grunnvann på poretrykk å være en gjennomgående faktor med relativt sett ganske stor betydning.

For BG 4, BG5 og kanskje også BG7 og BG15 tyder imidlertid dataene på at poretryksreduksjon ikke har vært noen vesentlig faktor, og at årsakene er mer knyttet til "overboring" og/eller forstyrrelse av leira rundt borestrengen.

Graden av negative konsekvenser er avhengig av de lokale geotekniske og hydrogeologiske forholdene. For leirlag er spesielt forkonsolideringsgraden (OCR) og leiras sensitivitet av vesentlig betydning. Negative konsekvenser av lekkasje og poretryksreduksjon blir klart størst når overkonsolideringsgraden er minst og nærmer seg 1,0, slik som i oppfylte områder, jfr. for eksempel erfaringene fra BG3. Potensialet for både overboring og forstyrrelse av leira rundt et borehull øker med økende sensitivitet, og kan gi spesielt store konsekvenser ved uforsiktig boring.

De lokale hydrogeologiske forhold er vesentlige for effekten av innlekkasje av grunnvann. Spredningen lateralt ut fra en byggegrop må forventes å være størst der en byggegrop er etablert i et område med mektige lag med leire med stor horisontal utbredelse, eller det er gjennomgående lag med av silt/sand/grus med vesentlig høyere permeabilitet enn leire under leirlaget. Vice versa, forventes det mindre lateral utbredelse hvis byggegroppen ligger i en lokal dyprenne, og leira ligger rett på berg.

Med fire unntak (BG3, BG4, BG14 og BG17) ble det boret for stag og peler ved bruk av tradisjonelt Odex utstyr med vann og luftspyling. Det er ikke for alle tilfeller kjent om det ble brukt senk- eller-topphammer, og i hvilken grad det ble bare brukt vann under nedboring gjennom løsmasser til berg.

For byggegrop BG3 ble det anvendt ringborkrone med rettede dyser i borkronen for en del av pelene (de med dimensjoner 400-700 mm) men konvensjonell boremetode for alle stålkjernepelene. For dette tilfellet intraff det likevel store setninger, antagelig primært på grunn av poretryksreduksjon.

For byggegrop BG4 synes en primær årsak til uventet store setninger å være forstyrrelse av kvikkleire kombinert med "overboring" som følge av boring for stag med engangskrone uten foringsrør.

For byggegrop BG14 ble det boret bare med vannhammer (Wassare- utstyr). For dette tilfellet ble det observert meget små setninger (1 cm) på nabobygg tett inntil. Selv om det var en ganske beskjeden gravedybde på 5 m for denne gropa, tyder dette på at boring bare med vann gir vesentlig mindre negative konsekvenser for omgivelsene enn ved konvensjonell boring. BG15 er mht byggegropens utførelse og dybde nesten direkte sammenliknbar med BG14, men det ble her boret med konvensjonell Odex for stålkjernepeler fra traubunn. Ved BG15 oppstod det inntil ca. 20 mm setning på bygg i 6 m avstand fra spuntveggen som kan direkte tilbakeføres til effekt av denne boringen. Sammenliknet mot BG14 antyder dette at boring med vann er en mer skånsom metode enn konvensjonell Odex boring.

For BG17 med omtrent samme gravedybde og grunnforhold som BG 14 og BG15 ble det imidlertid også boret for en stegrad og satt stålkjernepeler ved bare bruk av vannhammer under boring (Wassare). Her oppstod det noe større setninger, mer tilsvarende BG15. Derfor kan det ikke helt entydig konkluderes at boring med vannhammer alltid vil forhindre negative konsekvenser av boring.

Den store innpressingen (10-20 cm) som ble målt på topp spuntvegg i tidlig gravefase for BG15 tyder på at stabiliteten av byggegropen har vært noe anstrengt. Dette eksempelet viser uansett at når det er bløt leire fra ganske liten dybde under terreng (under 3-4 m) bør øvre stiver plasseres høyt (0-1 m under terreng). Dessuten bør det graves så lite som mulig under stiverne for å montere disse. Lokal grøfting for puter og stivere kan også vise seg svært nyttig for å begrense deformasjoner i slike tilfeller.

Et forhold som ytterligere kompliserer vurdering av årsaksforhold for de enkelte tilfellene, og sett opp mot hverandre, er at negative konsekvenser er sterkt avhengig av den som borer. Det vil eksempelvis være valg som gjøres med hensyn til rotasjons- og matehastighet, spyletrykk, og spylemengde (enten det er luft eller vann), når det er skiftet mellom vann og luft etc. Detaljer vedrørende boreutsyret som er anvendt kan også ha betydning. For eksempel borkronas utforming og spesielt utforming av slisser/kanaler for utspyling i borkrona.

BegrensSkade rapport nr. 3.4 (Veslegard, Lande & Simonsen, 2015) behandler ulike boremetoder og mekanismer som fører til uønskede konsekvenser i mer detalj. De baserte seg delvis på erfaringer fra et forsøksfelt med stagboring, og spesiell instrumentering og oppfølging under boring knyttet til noen nylig gjennomførte prosjekter med stag- og peleboring for en bru og noen byggegrop. På dette grunnlag gir de også anbefalinger med hensyn til valg av boremetoder som ansees for er mest skånsomme.

I det etterfølgende gis en mer detaljert oppsummering og drøfting av de innsamlede data med hensyn til målte poretrykk og setninger.

5.2 Poretrykk

Observert poretrykk for byggegropene som er beskrevet i denne rapport, er sammenstilt og prøvd systematisert ved å supplere tidligere utarbeidet erfaringsplot i Figur 2-20 med data fra de nye byggegropene beskrevet i denne rapporten. Samtlige data er vist i Figur 5-1, som viser som tidligere beskrevet relativ poretrykksreduksjon ved berg, $\Delta u/H_{\max}$, mot avstanden fra byggegropen, der H_{\max} er dybden av traubunn under ytre grunnvannstand. Ved sammenstilling av alle data er det brukt fargekoder for å skille mellom ulike tiltak som ble anvendt for å begrense poretrykksreduksjon:

- Rosa: ikke utført noe forsøk på tetting/injeksjon av løsmasser i overgang til berg eller av berget dypere ned under spuntfot
- Grønn: utført noe injeksjon
- Blå: utført både injeksjon og vanninfiltrasjon

Sammenligning mellom dataene for tilfeller med og uten injisering viser at påvirkningen av tradisjonell løsmasseinjisering på poretrykkene er liten. Årsaken er sannsynlig at det er meget vanskelig å få til injisering i løsmasse og overgang til oppsprukket berg ettersom injiseringstrykket må begrenses og metoden dermed få begrenset effekt. Ved Havelagret (Johansen, 1990) ble det jet-injisert i overgangen mellom spuntfot og berg for tetting i en del av byggegropen som ligger ut mot sjøen.

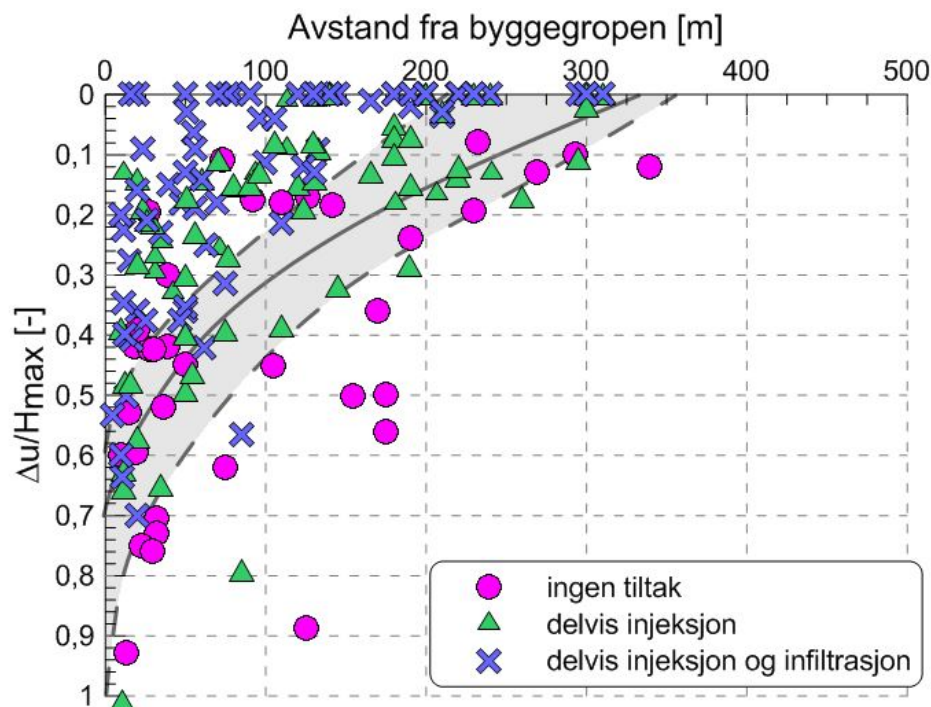
Figur 5-1 viser typisk øvre og nedre grense for forventet poretrykksreduksjon. Den nedre grensen er for tilfeller hvor det er utført både injisering og vanninfiltrasjon. Den øvre grensen er en type "worst case" senario. Likevel er det viktig å notere seg at en del målinger ligger enda lavere og representerer ekstreme tilfeller med ugunstige forhold.

Figur 5-1 bekrefter tidligere observasjoner om det er vanskelig å oppnå en tett byggegrop og unngå eller vesentlig redusere poretrykksreduksjon kun med injisering rundt gropen.

Ved sammenligning av data hvor det er utført både injisering og vanninfiltrasjon er det tydelig at vanninfiltrasjon kan bidra til å redusere poretrykksreduksjon. Erfaringer, også fra tunnelanlegg, viser at en forutsetning for at vanninfiltrasjon skal ha noen vesentlig gunstig effekt er at det etableres infiltrasjonshull i berg som:

- a) Påtreffer vannførende soner i berget som for hvert infiltrasjonshull gir en infiltrasjonskapasitet under moderat overtrykk (2-4 bar) som oversiger 5-10 l/min.
- b) Det er utført noe skjerminjeksjon av berget som reduserer den hydrauliske konduktivitet (permeabilitet) av de mest vannførende sprekker/slepper som går inn under byggegropen.

For mer detaljert beskrivelse av erfaringer med og utførelse av vanninfiltrasjonsbrønner refereres det til blant annet Karlsrud (1987) og (Wold Magnussen & Kveldsvik, 2003).



Figur 5-1. Registrert relativ poretrykksreduksjon (normalisert mot største grunnvannsreduksjon mht. gravedybde) i relasjon til avstand fra byggegrop. Røde symboler er tilfeller uten injeksjonsskjerm, grønne symboler viser tilfeller med injeksjonsskjerm og blå symboler viser tilfeller med injeksjonsskjerm og vanninfiltrasjon

Det er relativ stor spredning i dataen i Figur 5-1 som kort nevnt i avsnitt 5.1 blant annet kan forklares ved:

- Ulike geologiske og hydrogeologiske forhold
- Ulike typer av byggeaktivitet og omfang på prosjekter
- Ulike type og omfang av tiltak
- Varighet av lekkasje over tid og utførelsen/effekten av iverksatte tiltak

Risikoen for å redusere poretrykket ved utgravinger er størst når det er liten dybde til berg eller berget i bunn av byggegropen blottlegges.

Etterfølgende sammenstilling av setninger for de aktuelle byggegropene i rapporten (Figur 5-2 til Figur 5-4) viser en tendens til at boring av peler har et større potensial for å forårsake innlekkasje enn boring av forankringsstag. Den vesentligste årsaken til dette er antagelig at pelene bores fra et lavere nivå enn stagen. Ved setting av stag blir det imidlertid alltid foreskrevet vanntapsmåling og utført injeksjon før staget settes hvis lekkasjen overstiger et gitt kriterium. Slik injeksjon er ikke vanlig før setting av stålkernepeler (unntatt for strekkpeler), og kan gjøre at potensialet for lekkasje rundt staghull blir mindre enn for stålkernepeler.

For noen av de studerte prosjektene var størrelsen og spredningen på poretrykksreduksjonen spesielt omfattende. Felles for Jongsjordet og Havnelagret var at det finnes et mektigere vannførende lag over berg som det var vanskelig å tette. Ved Jongsjordet (BG10, vist i Figur 2-20) krysset spuntveggen en eskerformasjon og ved Havnelagret (vist i Figur 2-20) krysset spuntveggen et fast relativt mektig morenelag (som var antatt som berg ifølge dreietrykksonderinger). Et par av målingene fra

Rælingstunnelen (vist i Figur 2-20), skiller seg også ut. Sannsynlig ligger også disse målerne i en sone med vannførende lag som kommuniserte godt med byggegropen.

Sammenstillingen i Figur 5-1 viser en slags forventet senkningstrakt. Men det er viktig å notere seg at også dyprenner et godt stykke unna tunnelen eller byggegropen kan bli påvirket dersom det finnes sprekkesystemer med god kontakt til drenasjekilden (e.g byggegropen).

Ved harde bergarter kan eller fast grusig morene kan det være vanskelig å oppnå god kontakt mellom spuntfot og berg. Det er derfor ved spunting viktig å nøye protokollere rammet spuntdybde mot kartlagt bergoverflate, for å vurdere om eller i hvilken grad god kontakt er oppnådd. Hvis ikke vil det i slike tilfeller vil jet-injsering kunne være spesielt effektivt for å unngå større innlekkasje av vann langs spuntfoten.

Et annet prosjekt som skiller seg er BG 10. Det oppsprukne berget, som til dels var avdekket i byggegropen, hadde for det meste vertikale sprekker. Det kan ha medvirket til at injeksjon gjennom vertikale injeksjonshull boret ned i berget langs spuntveggen gav liten effekt. Når det ble etterinjisert en skjerm boret på skrå fra byggegropen gav det tilsynelatende en langt bedre inngang av injeksjonsmasse og tetteeffekt. Dette viser at det i prinsippet er nyttig å kartlegge både bergets permeabilitet og sprekkeetning i forkant. For byggegropen i områder med betydelige mektighet av leire over berg kan imidlertid slik kartlegging bli meget omfattende og kostbar.

I Sverige har det de seneste 5-10 år blitt ganske vanlig praksis å utføre en prøvepumping i en byggegrop etter at spuntvegg og injeksjonsskjerm er på plass, men før det graves ut. Opplegg for dette er blant annet beskrevet av (Carlson & Gustafson, 1997). Det vil vanligvis kreve mer enn en pumpebrønn boret minst 10-20 m ned i berget, men antallet er avhengig av byggegropens størrelse. Poretrykk må måles ved berg i en rekke punkter på utsiden av gropen, men også på innsiden. Dette vil vise om tettingen fungerer som ønsket.

Det er et klart inntrykk fra de gjennomgåtte prosjekter at det etableres for få målepunkter for observasjon av poretrykk. Det samme gjelder helningskanaler til berg rett på utsiden av spuntveggen, og setninger av terreng. Setningsmålinger på nabobygg er ofte godt ivaretatt. Mer komplette og omfattende målinger vil gjøre det langt lettere å avdekke årsaken til setninger.

Et viktig forhold å ta inn over seg er at den innlekkasje som skal til for å skape en betydelig reduksjon av poretrykket ved berg er meget liten når berget er dekket av en leiravsetning. Dette har vært godt dokumentert i forhold til tunnelanlegg, hvor poretrykksreduksjon i overgang leire/berg for alvor begynner å gjøre seg gjeldende når innlekkasjen til tunnelen er større enn tilsvarende ca. 2-5 l/min pr. 100 m tunnel (ref. Karlsrud et al., 2003). Et tilsvarende tall vil gjelde for en byggegrop med grunnareal på noen tusen kvadratmeter m². Så beskjeden samlet innlekkasje i en stor byggegrop kan knapt sees med det blotte øyet, særlig hvis det er fordelt på mange punkter (hull for stag og peler).

Hvis samlet lekkasje overstiger ca. 20 til 50 l/min, avhengig av de lokale forhold, må det forventes at poretrykket rett på utsiden av spuntveggen synker til nivå med traubunn, dvs. $\Delta_{ub}/H_{max}=1,0$. Og fortsatt kan det være vanskelig å fysisk se noen steder at det renner inn vann.

Måling av poretrykket gjennom flere måneder (helst ett år) i forkant av prosjektet er nødvendig for å bestemme den initielle poretrykkstilstanden. Dette for å avdekke normale svingninger, og om eller i hvilken grad poretrykkene kan være påvirket av andre eksisterende eller pågående anlegg i området. I trange dyprenner eller dyprenner som allerede er påvirket av andre anlegg er det en generell erfaring at poretrykket ved berg kan variere med flere meter gjennom årstidene.

Måling av poretrykk må konsentreres om overgangen mellom leire og berg, eller i vannførende lag, hvor responsen på innlekkasje vil være størst og raskest.

Også for prosjekter der det er mindre sannsynlighet for lekkasje bør poretrykket følges opp under byggefasen. Dersom det oppstår setninger er det viktig å kunne dokumentere at disse ikke skyldes lekkasje.

I prosjekteringsfasen bør det vurderes å benytte innvendig avstiving for å redusere risikoen for lekkasje ved boring for stag og peler boret fra traubunn. Innlekkasjen vil også øke med antall stag og peler som settes. Det vil si at samlet innlekkasje og mulige poretrykksreduksjon øker ikke bare med byggegroppens dybde, men også dens arealmessige utstrekning.

5.3 Setninger

Observert setning for samtlige byggegroper er sammenstilt i Figur 5-2. Setningen og avstanden er normalisert mot aktuell gravedybde, H , for samtlige byggegroper.

Figuren viser for sammenlikningens skyld også setningskurver basert Peck (1967) i Figur 2-2, og basert på å kombinere erfaringsdata fra Figur 2-3 (Karlsruud, 1997) og Figur 2-5 (Karlsruud og Andresen, 2008). For det siste tilfellet er det vist forventet maksimal setning tilsvarende 0,5 % av gravedybden hvis det er spuntet til berg, og 1 % av gravedybden for svevspot. Dette vil være en omtrent øvre grense for setning av terreng hvis byggegroppens sikkerhet mot bunnoppressing er i henhold til normale krav ($v_m > 1,4$) eller det er spuntet til berg.

I Figur 5-2 er de ulike byggegroperne identifisert ved fire forskjellige fargekoder:

- Grønn: byggegroper med stagforankringer
- Rosa: byggegroper med stagforankringer og borede peler
- Blå: byggegroper med innvendig avstiving
- Oransje: byggegroper med innvendig avstiving og borede peler

Det er stor variasjon i målingene og derfor er det også presentert egne figurer for alle prosjekter med innvendig avstiving (Figur 5-3, blå og oransje punkter) samt prosjekter med stagforankringer (Figur 5-4, rosa og grønne punkter). Merk at målestokken er justert i Figur 5-3 for å tilpasse størrelsen på setningsmålingene.

Til tross for den store spredningen i data, er det likevel mulig å konkludere med at det nesten uten unntak er registrert størst setning i forhold til gravedybde, for de prosjekter hvor det er boret både stagforankringer og peler (Figur 5-2). For disse prosjekter er det i stort sett for samtlige målepunkter registrert større deformasjoner enn i Peck's og Karlsruuds-erfaringsdiagrammer.

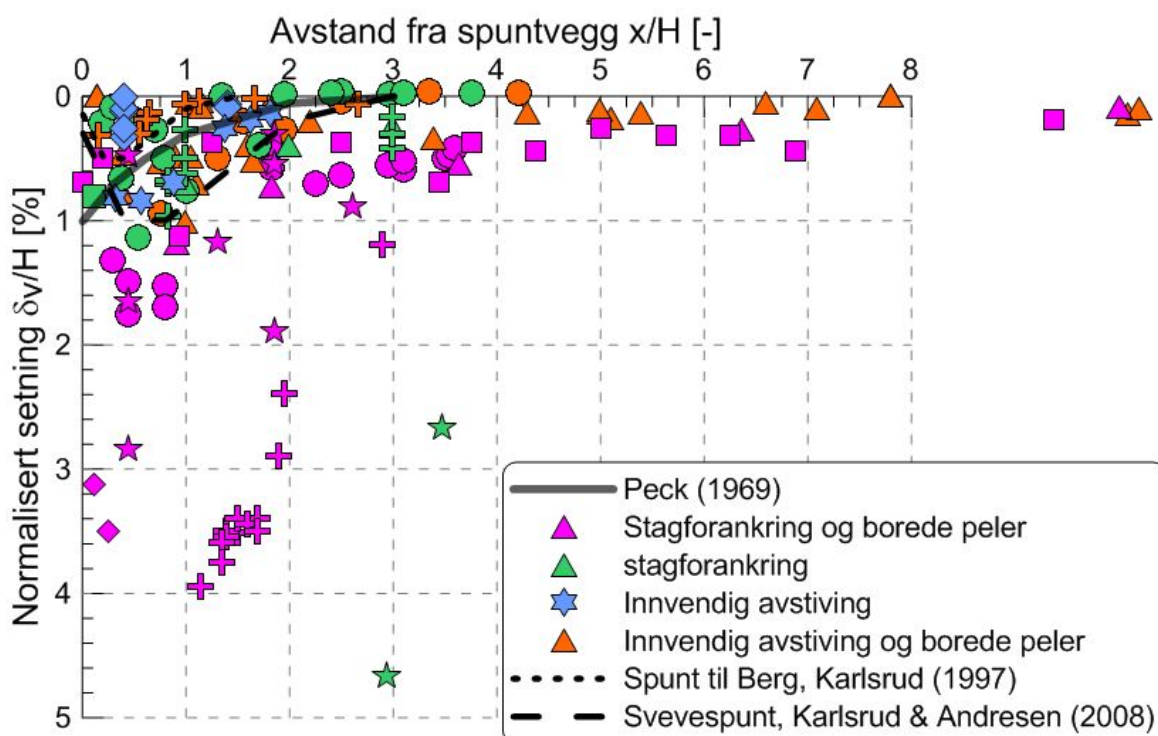
I de prosjekter hvor det har blitt betydelig setning i store avstander ($x/H > 3$) utenfor byggegroppen (byggegropp BG3, BG9, og BG10) er det sannsynligvis primært drenasjeeffekter og konsolidering som følge av poretrykksreduksjon som forårsaket setningene. Unntaket er byggegropp BG8B hvor det var en relativt dyp byggegropp med store problemer med tetting under spuntfot og piping som oppstod ved vanninfiltrasjon.

Det er en tendens til at setningene utenfor byggegroppen strekker seg noe lengre ut fra byggegroppen enn erfaringsdataene basert på Peck (1969) og Karlsruud (1997) også for de prosjekter hvor det er brukt innvendig avstiving og borede peler (untatt byggegropp BG8B). Dette har antagelig også primært

sammenheng med drenasjeffekt. Der det er dypt til berg og bakforankret spunt vil imidlertid effekt av stagboring (overboring og forstyrrelse av leira) også kunne bidra til setninger i større avstand enn hva som bare skyldes horisontaldefromasjon av spuntvegg som Peck's og Karlsrud's kurver primært er knyttet til.

Mye tyder på at det er større potensiale for poretrykkssenkning ved berg, ved boring for stålkernepeler sammenlignet med boring for stag. Dette kan ha en sammenheng med prosedyre for tetting av stag er styrt av formålet med å sikre god bergforankring i forankringslengden for lissene, og at det tradisjonelt ikke har vært samme fokus på tetting ved boring av peler. Borede peler er imidlertid generelt satt fra et dypere nivå under grunnvannstanden enn stag, og gir da også større potensiale for å senke poretrykk.

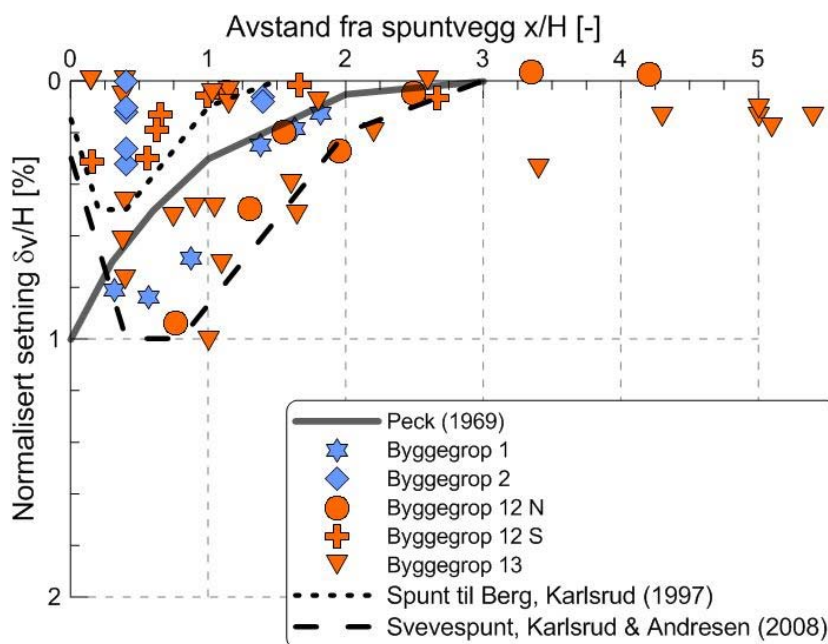
Det skal også bemerkes at det kan være forskjeller mellom prosjekter hvor det er brukt svevespunt og styltespunt, sammenlignet med spunt installert til berg. Når spuntveggen er installert til berg er byggegropen tettere og eventuell forstyrrelse av leiren ved boring av peler vil primært være begrenset til jordmassene innvendig i byggegropen. Ved bruk av styltespunt eller svevespunt kan boringen av peler gi forstyrrelse av leiren på utsiden av byggegropen. Drenasje kan likevel i begge tilfeller forekomme under spuntfot gjennom vannførende sprekker i berg.



Figur 5-2. Registrerte setninger for samtlige byggegrop.

Figur 5-3 viser at i de tilfeller hvor det er brukt innvendig avstiving og ikke boret peler, faller måledata nærmere Peck's og Karlsrud's erfaringskurver (for innvendig avstivning og uten nevneverdig påvirkning fra endrede poretrykk). Data for innvendig avstivede byggegropen uten borede peler er imidlertid begrenset til tre prosjekter, så grunnlaget er litt tynt for å trekke entydige konklusjoner i denne sammenheng. Der det er større setninger enn erfaringene skulle tilsi skyldes dette antagelig i hovedsak lekkasje av grunnvann direkte inn i byggegropen.

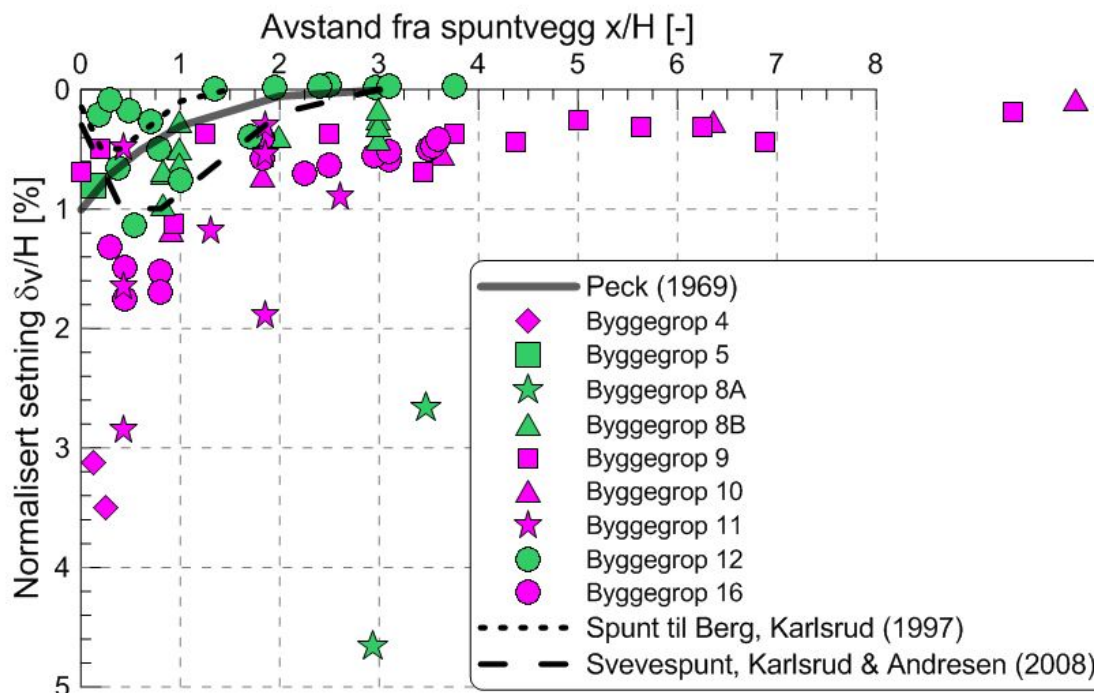
I de tilfeller hvor det er brukt innvendig avstiving og ikke boret peler, faller måledata nærmere erfaringskurvene basert Peck og Karlsrud & Andresen for innvendig avstiving og uten nevneverdig påvirkning fra endrede poretrykk, se Figur 5-3. Data for innvendig avstivede byggegropen uten borede peler er imidlertid begrenset til tre prosjekter, så grunnlaget er litt tynt for å trekke entydige konklusjoner i denne sammenheng. Der det er større setninger enn erfaringene skulle tilsi skyldes dette antagelig i hovedsak lekkasje av grunnvann direkte inn i byggegropen.



Figur 5-3. Registrerte setninger for byggegropen med innvendig avstiving. Blå symbol: byggegropen med innvendig avstiving, oransje symbol: byggegropen med innvendig avstiving og borede peler.

I Figur 5-4, hvor alle prosjekter med stagforankringer er presentert, er det tydelig at deformasjonene er mindre for de prosjekter hvor det ikke også er boret for peler. For de byggegropene hvor det relativt sett er målt størst setninger er det målt spesielt stor reduksjon av poretrykk (BG3 og BG8B) eller boret forankringsstag i kvikkleire (BG4 og BG11).

For byggegrop BG9 er det registrert setning i spesielt stor avstand fra byggegropen. Dette skyldes delvis at det var pågående setninger i området, men også at det ble registrert poretrykksreduksjon i relativt store avstander fra byggegropen. Det kan også bemerkes at det ikke er vanlig å måle setninger i så store avstander fra en byggegrop. Manglende data i avstand større enn $x/H=3$ for mange av byggeprosjektene behandlet i denne rapporten kan derfor gi et litt feilaktig samlet bilde av spredning av setning over større avstander.



Figur 5-4. Registrerte setninger for byggegropen med stagforankringer. Grønn symbol: byggegropen med stagforankring i berg, rosa symbol: byggegropen med stagforankring og borede peler.

Sammenfatningsvis har det fra figurene med sammenstilling av setningdata vært mulig å trekke noen generelle konklusjoner om hva som bidrar de størst uventede setningene og hvor langt de brer seg utover. Den negative effekten av boring for stag og peler er ganske åpenbar, og er sammen med byggegropens direkte drenerende virkning den vesentligste årsaken til at setninger er blitt vesentlig større enn hva som kan skyldes horisontal innpressing av spuntveggen alene.

Der det er utført KS-stabilisering i ribbemønster for å ivareta stabilitet kan imidlertid også manglende overlapp mellom pelene og dårlig kontakt mot spuntvegg også ha bidratt noe til at innpressing av spuntveggen er blitt noe større enn man teoretisk ville ha forventet basert beregnet innpressing av spuntveggen.

6 Konklusjoner og anbefalinger

6.1 Viktigste erfaringer fra innsamlede data

De viktigste faktorene som har gjort at setningene på terreng er blitt vesentlig større enn forventet, for de fleste av de 17 byggegropene som er behandlet i denne rapporten, er kort oppsummert som følger:

1. Det er anvendt spuntvegg avstivet med utvendige stag forankret i berg (i motsetning til innvendig avstivning). Setningspotensialet (utover forventet) øker tydelig med antall stager og med dybden det bores fra i forhold til terreng og ytre grunnvannstand.

2. Alle tilfeller der det er installert borede peler fra traubunn. Også i denne sammenheng øker potensialet for uventede setninger med dybden under terreng det bores fra og antall peler som bores. Det synes også å være større potensiale for setninger der det bores peler inntil en spuntvegg som ikke går ned til berg, slik at boringen direkte kan påvirke leira på utsiden av byggegroppen.
3. Alle byggegroper som kommer i nær kontakt med berg har potensiale for å skape grunnvannslekkasje opp gjennom berget og derved poretrykksreduksjon og setninger. Dette forsterker de forannevnte negative konsekvenser av lekkasje knyttet til boring for stag og peler.

De viktigste mekanismer som medfører uventede konsekvenser av boring for stag eller peler er sammensatte som kort beskrevet i kapittel 2. Stikkordene er:

- "Overboring" (uttak av mer masse enn volum av borestrengen)
- Forstyrrelse av leira og etterfølgende konsolidering/volumtap i den forstyrrede leira
- Reduksjon av poretrykk med etterfølgende konsolideringssetninger

Ut fra forliggende dokumentasjon fra de byggegroppene som er behandlet er det ikke så enkelt å skille klart i hvilken grad de ulike faktorene har påvirket. I de aller fleste tilfellene synes imidlertid effekten av innlekkasje av grunnvann på poretrykk å være en gjennomgående faktor med relativt sett stor betydning.

Forventet horisontalforskyvning eller innpressing av en spuntvegg skyldes primært skjærdeformasjoner i leira, og kan begrenses ved valg av løsninger. Nøkkelaspektene er god sikkerhet mot bunnoppressing, stiv spunt, relativt liten vertikal avstand mellom stivere/stag, forspenning av stivere/ stag, minst mulig graving under stivere/stag før de monteres og at de kommer på plass fortløpende. Bruk av slissevegger med tverrvegger under traubunnsnivå har vist seg spesielt effektivt for å begrense horisontale deformasjoner til et minimum. Setninger som følge av skjærdeformasjoner beregnes vanligvis relativt nøyaktig ved elementmetode baserte på programmer og tilgjengelige jordmodeller, forutsatt at leiras styrke og stivhet er bestemt med rimelig god pålitelighet.

Setningsbidragene som skyldes poretrykksreduksjon og konsolideringssetninger som følge av drenering direkte inn i byggegroppen og/eller lekkasje opp langs borede peler og stag, lar seg rimelig godt beregne på grunnlag av konvensjonell konsolideringsteori hvis poretrykksreduksjonen er kjent eller kan anslås og leiras setningsegenskaper er godt bestemt. Setninger som følge av en gitt poretrykksreduksjon blir klart størst når overkonsolideringsgraden er minst og nærmer seg 1,0, slik det kan være i oppfylte områder.

De setningsgivende effektene av boring i form av "overboring" og forstyrrelse/rekonsolidering kan være betydelige, men er vanskeligere å anslå. Effektene er både sterkt avhengig av grunnforhold, boremetode og operatør av boreriggen. Potensialet for både overboring og forstyrrelse av leira rundt et borehull øker med økende sensitivitet, og kan gi spesielt store konsekvenser ved uforsiktig boring.

Det har også vist seg at man lett får ekstra utspyling/massetap når det er tykkere lag av silt eller sand i overgangen mellom leire og berg.

Potensialet for poretrykksreduksjon øker også generelt hvis det er gjennomgående lag av silt/sand/grus i overgangen til berg eller høyere opp i leiravsetningen.

I flere av de gjennomgåtte prosjektene ble det installert KS-ribber for å ivareta stabilitet. Det kan virke som slike ribber kan føre til større deformasjoner enn det som beregningsmessig var forventet. Dette på grunn av ufullstendig overlapp mellom KS-peler og ikke fullverdig kontakt mot spuntvegg. Jet-

injisering av kontaktsonen mellom KS-ribber og spuntvegg kan bidra sterkt til å eliminere det siste årsaksforholdet, og bør seriøst vurderes å inngå i løsning det stilles strenge krav til deformasjoner.

Det er også mulig at KS-stabilisering kan ha en viss drenerende effekt og bidra til reduksjon av poretrykk inne i byggegroppen, spesielt hvis KS-pelene kommer i nær kontakt med berg eller vannførende lag. Dette er imidlertid et aspekt man pr. i dag har liten spesifikk dokumentasjon knyttet til.

I det etterfølgende diskuteres metoder og tiltak for å begrense uventede/uønskede setninger i de ulike prosjektfasene (forprosjekt-, detaljprosjekt- samt bygge-/anleggsfase).

6.2 Vurderinger i forprosjektfase

I de prosjekt hvor det er strenge krav til setninger i området rundt byggegroppen må metoder og løsninger for å begrense setninger vurderes allerede i forprosjektfasen. I denne fasen velges løsninger for prosjektet og det er relativt store mulighet for å styre hvor stor omgivelsespåvirkning byggegroppen vil kunne få.

Det er viktig å ta hensyn til omfang av tidligere byggevirksomhet i nærheten, som kan gi mindre marginer og større konsekvenser med hensyn til omgivelsespåvirkning. Eksempler på dette er påvirkning fra poretrykksreduksjon som følge av lekkasje til eksisterende tunneler eller byggegroper, samt økede spenninger som følge av tidligere oppfylling. Effekten av allerede økt effektivspenning kan være at det ikke lenger er noe margining i forhold til den overkonsolideringsgraden leiravsetningen opprinnelig hadde (enten som følge av lang-tids kryp, og/eller som følge av fysisk forbelastning).

Denne rapporten viser tydelig at boring for stag og peler medfører større risiko for setninger på nabobygg enn løsninger med innvendig avstiving og rammede peler. Dette må formidles til byggherren, og kostnader og fremdriftsmessige konsekvenser av ulike løsningsalternativer må veies opp mot risiko for skader på naboeiendom og kostnader (samt andre konsekvenser) som det kan medføre.

I tillegg til valg av utførelsesmetode vil antall kjellernivåer/byggegroppens dybde og avdekking av berg i traubunnsnivå være viktige faktorer som innvirker på risiko for å få større setninger enn forventet. I denne sammenheng er det også vesentlig å prøve å begrense tidsrommet som byggegroppen står åpen.

Andre forhold som kan bidra til økt risiko for skade på naboeiendommer er ugunstige grunnforhold, som for eksempel kvikkleire (økt risiko for "overboring" og forstyrrelse av leira), vannførende lag over berg eller i leirprofilet (øker risiko for drenasje og erosjon/utspyling av materiale ved boring), samt artesiske poretrykk (økt risiko for lekkasje, poretrykksreduksjon og erosjon).

6.3 Tiltak i prosjekteringsfasen (detaljprosjektfase)

Hvis det ikke er mulig å unngå borede løsninger, eller det vurderes at den mest optimale løsningen for byggegroppen er utførelse med forankringsstag og/eller borede peler, kan det for å redusere negative effekter beskrives spesielle tiltak knyttet til selve utførelsen.

Det er for eksempel mulig å begrense antallet stag og peler for å få færrest mulig punkteringer. Ved dimensjonering av støttekonstruksjonen kan det ved bruk av færre stag være nødvendig å bruke relativt kraftig dimensjon på spunt og puter.

Ved konvensjonell boring av peler kan et alternativ være å forskrive tetting ved injeksjon i bunn av foringsrøret. Dette for å sikre at det ikke oppstår lekkasje opp langs mulig glippe på utsiden av foringsrørene. Tettingen bør utføres i forbindelse med boring av hver enkelt pel for å sikre at ikke flere peler står og drenerer vannførende lag samtidig. I tillegg kan boring av stålkjernepeler utføres fra terreng istedenfor fra traubunnsnivå. Dette gir mindre potensiale for drenasje og poretrykksreduksjon.

Det vises også til BegrensSkade-rapport med tittel "Videreutvikling av boremetoder og prosedyrer" nr. 3.4 av Veslegard, Lande & Simonsen (2015) hvor det er sammenstilt erfaringer fra boring med forskjellige utstyr og prosedyrer for å redusere risiko for erosjon, forstyrrelser og drenasje ved boring.

Det er viktig å skape forståelse for at det det bare skal meget små innlekkasjer til for å forårsake poretrykksreduksjon og konsolideringssetninger i leiravsetninger. Ved tunneldriving er det vanlig å sette krav til maksimalt tillatt innlekkasje til <math><3-7 \text{ l/min/100 m}</math> (Karlsrud et al, 2003) for å unngå poretrykksreduksjon og risiko for setninger i dyprenner med bløt normalkonsolidert leire. For byggegrop i løsmasser med samme grunnforhold, bør kravet på innlekkasje være i samme størrelse. Dette tilsier at mengden vann som kan forårsake poretrykksreduksjon mellom leire og berg knapt er synlig i en byggegrop. Potensialet for lekkasje er naturlig størst for byggegrop som kommer ned til berg eller i nær kontakt med dette. Denne rapporten avdekker imidlertid at betydelig lekkasje og poretrykksreduksjon også forårsakes av boring for stagforankring i berg eller boring for peler fra traubunn. Dette skjer selv om det er stor mektighet av leire mellom traubunn og berg.

Hvis lekkasje og medfølgende poretrykksreduksjon skal begrenses for byggegrop som kommer i nær kontakt med berg kan berget forhåndsinnjiseres. Skal dette gi noen vesentlig effekt må det bores systematisk for en skjerm som går minst ned til en dybde på 10 m under traubunn. Tetting av overgangen spunt og berg ved jet-injeksjon kan også være nødvendig. Slik forhåndsinnjeksjon vil ikke alene være noen garanti for at ingen poretrykksreduksjon vil oppstå på utsiden av en byggegrop. Det må derfor påregnes i tillegg også å legge opp til infiltrasjon av vann i berget på utsiden av byggegropen. Slik vanninfiltrasjon vil også kunne begrense effekt av innlekkasje fra stag og borde peler.

For å kunne vurdere effekten av lekkasje, samt planlegge behov for tetting og infiltrasjonsbrønner, bør det i forkant gjøres hydrogeologiske vurderinger av området. Det er god tradisjon for å gjøre dette for tunnelprosjekter, og det bør være en del av prosjekteringen også knyttet til byggegrop. En hydrogeologisk kartlegging bør blant annet omfatte:

- Kartlegging av dybde og utstrekning av leiravsetninger i området ut til noen hundre meters avstand fra byggegropen.
- Detaljkartlegging av bergets lokale topografi og typer masser som ligger over berget langs spuntfot (for vurdering av risiko for lekkasje ved spuntfot og behov for tetting her).
- En generell ingeniørgeologisk kartlegging av berget ut fra tilgjengelige data (bergrunnskart, data fra tidligere tunnelanlegg etc.), og med spesiell fokus på mulige vannførende forkastninger, bergarter (e.g. intrusivganger) og sprekkesystemer.
- Det kan også være aktuelt å utføre kjerneboring og vanntapsmåling for bestemmelse av hydraulisk konduktivitet og dominerende sprekkeretninger (for vurdering av hvor vannførende berget er og med hvilken metode berget best kan tettes).

Ved valg av løsninger som kan gi deformasjoner på naboeiendommer kreves at byggherren sørger for avtaler med naboer (BegrensSkade rapport nr. 6.3 av Eggen & Baardvik, 2014).

6.4 Oppfølging og måleprogram (bygg- og anleggsfase)

Ved utførelse av grunn- og fundamenteringsarbeider med risiko for skader på naboeiendommer er det helt nødvendig å etablere et målopplegg for å dokumentere eventuelle effekter av arbeidene. Måleprogrammet vil også tidlig kunne fange opp deformasjoner og poretryksreduksjon som kan forårsake skader, slik at tiltak kan iverksettes i tide. Måleopplegget må etableres i forkant og det må måles over tid før prosjektstart for å fange opp årstidsvariasjoner i poretrykk samt eventuelle pågående setninger. Noen av målepunktene bør være i så stor avstand fra byggegropen at man ikke vil forvente noen endring av poretrykk eller setninger.

Ved måling av poretrykk er det helt avgjørende å etablere målepunkter i overgangen løsmasse/berg. Det er i slike permeable lag forandringer i trykknivåer fanges opp tidligst og gir karest beskjed om faren for å utløse konsolideringssetninger. For prosjekter hvor det er stor risiko for skade bør det på forhånd settes alarmgrenser, knyttet til poretryksreduksjon eller setning.

Oppfølging på byggeplass av geoteknikker eller annen kvalifisert personell er nødvendig i tilfeller hvor skader på naboeiendom er kritisk for prosjektet. Ved boring av stag og peler bør det være spesielt fokus på entreprenørens prosedyre og utførelse for boring og tetting. Prosedyrene må gjennomgås med boremanskapene i et oppstartsmøte der både prosjekterende, hovedentreprenør, underentreprenør og eventuelt byggherre er tilstede.

7 Referanser

Andresen L. and Jostad H.P. (2002). "A constitutive model for anisotropic and strain-softening clay." Proc. Num. Mod. in Geomech. – NUMOG VIII, Rome, Italy, pp. 79-84

Arup. O and Partners (2004). *Circle Line, Contract 824. Collapse of cut & cover tunnel excavation adjacent to Nicoll Hw on 20 April 2004*. Expert Report for the Ministry of Manpower Committee Inquiry, Singapore, 23 July 2004.

Braaten, A., Baardvik, G., Vik, A. og Brendbekken, G., (2004). "Observerte effekter på poretrykk på grunn av omfattende fundamenteringsarbeider i dyp utgraving i leire". Nordisk Geoteknikermøte XIV 2004, H119-H132.

Brendbekken, G., Baardvik, G., Braaten, A. og Vik, A. (2004a). "Geoteknisk design av dyp utgraving i bløt kvikkleire med instrumentering av spunt og stag for kontroll av konstruksjonens ". Nordisk Geoteknikermøte XIV 2004, A85-A102.

Brendbekken, G., Baardvik, G., Braaten, A. og Vik, A. (2004b). "Kalk-sement-ribber i bløt kvikkleire som innvendig avstivning av spunt under gravenivå for ny jernbanetrase". Nordisk Geoteknikermøte XIV 2004, A103-A144.

Bjerrum, L., Eide, O. and Kjærnsli.B. (1966). "Geotechnical problems in connection with construction of Oslo subway from Jernbanetorget to Tøyen". Norwegian Geotechnical Institute Publ. No. 70.

Carlson & Gustafson, G. (1997). Provpumpning som hydrogeologisk undersøkingsmetode. Publikation: C62. Chalmers tekniska högskola, Göteborg.

Davies, R. (2004). *Circle Line Stage 1, Contract 824*. Report on Braced Excavation Failure on 20th April 2004. Prepared for the Land Transport Authority, Singapore.

Denman, D, Berry, G.L. Foot, F and Clark, P.J. (1987). "Marina Bay Station and Tunnels. Deep Cut and Cover Construction in Soft Marina Clay". Singapore Mass Rapid Transit Conf., April 1987.

Eggen, A. & Baardvik, G. (2014). *Lovverk og kontraktors betydning for samspill og produkt*. Delprosjekt 6 Forbedret samhandling i BA-prosessen. Delrapport 6.3.

Eide, O., Aas, G., and Jøsang, T. (1972). "Special Application of Cast-in-Place Slurry Trench Walls for Tunnel in Soft Clay in Oslo. Proc. 5 ECSMFE, Madrid 1972, Vol1, pp 485-498.

Eknes, A., Lund, A.-K. & Langford, J. (2014) "Rapportering av skadesaker og vurdering av skadeårsaker". Delprosjekt 1+2.2 Erfaringsinnsamling og analyse av skadeårsaker. BegrensSkade delrapport 1+2.2.

Flaate, K. (1966). "Stresses and movements in connection with braced cuts in sand and clay." Ph.D. Thesis. University of Illinois, Urbana, Ill. 264p.

Holst, M (2014). En byggegropp, litt kalksement og en stilig løsning Bassengbakken, Trondheim. Geoteknikkdagen.

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

Johansen, T. (2008). Havnelagret – tett spuntgrop i igjennfyllt havnebasseng? Geoteknikkdagen.

Karlsruud, K. (1990). "*Forundersøkelser, funksjonskrav og valg av tettestrategi*". NIF kurs: Tetting av tunneler, bergrom og byggegroper.

Karlsruud, K. & Myrvoll, F. (1976). "*Performance of a strutted excavation in Quick-clay*". European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6. Vienna 1976. Proceedings, Vol. 1.1, pp. 157-164. Also publ. in: Norwegian Geotechnical Institute, Oslo. Publication 111, pp. 9-16.

Karlsruud, K. (1981). "*Performance and design of slurry walls in soft clay*." American Society of Civil Engineers. Spring Convention, New York, N.Y. 1981. ASCE preprint, 81-047. 14p.

Karlsruud, K. (1997). "*Some aspects of design and construction of deep supported excavation, Discussion leader's contribution*." Proc. 14th. Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng. Hamburg 1997. Vol. 4, pp. 2315-2320.

Karlsruud, K., Engelstad, Ø., Wunsch, R., Svärd, D. (2005). "*Diaphragm walls with cross-walls used to prevent bottom heave*". Proc. 5th Int. Symp. TC28-Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Amsterdam 2005, pp. 39-48

Karlsruud, K.; Erikstad, L.; Snilsberg, P. (2003). "*Miljø- og samfunnstjenlige tunneler.; Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø*". Statens vegvesen. Publikasjon, 103. 98p. Vegdirektoratet, Oslo. Teknologivdelingen.

Karlsruud, K and Andresen, L. (2005). "*Loads on braced excavations in soft clay*." ASCE Int. Journal of Geomechanics. Volume 5 No.2, pp 107-114. ISSN 1532-3641.

Karlsruud, K.; Andresen, L. (2008). "*Design and performance of deep excavations in soft clays. State of the art and practice lecture 12*". International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 6. Arlington, Virginia 2008. Proceedings, SOAP lecture 12. 26p

Kavli, A., Moen, A., Christensen, S. and Selset, I. (1999). "*SPUNT-A3. A program for analyzing sheet pile and diaphragm walls. Documentation and manual – Windows version*" (In Norwegian). SINTEF report STF22 F99605.

Kullingsjö, A. (2007). "*Effects of deep excavations in soft clay on the immediate surroundings-Analysis of the possibility to predict deformations and reactions against the retaining system*". Doktorsavhandling. Institutionen för bygg- och miljöteknik. Chalmers tekniska högskola.

Lande, E. J. (2015). "*Feltforsøk stagboring – Dokumentasjon av effekter ved boring i leire*". Delprosjekt 4 Dokumentasjon av nye metoder. BegrensSkade delrapport 4.1.

Lier, K.L. (2012). "Grunnforsterkning- Jetpeler". Norsk Geoteknisk Forening, kurs i Grunnforsterkning, Sandefjord, 2012.

Wold Magnussen, A. & Kvelde, V. (2003). Vanninfiltrasjon; erfaringer og anbefalinger. Miljø- og samfunnstjenlige tunneler, Rapport nr. 30. Veidirektoratet, Teknologivdelingen, Oslo.

Mana, A.I. and Clough, G.W. (1981). "*Prediction of movements for braced cuts in clay*." ASCE. JGED Proc. 107, GT6, 759-777.

Veidirektoratet (2003). Teknologivdelingen. Miljø- og samfunnstjenlige tunneler. Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø. Publikasjon 103.

Multiconsult Notat KUT 03. Stagarbeider 2. stegrad. Hendelse Engene 1.10-2010. Multiconsult oppdrag 811426, datert 2010-10-26.

Multiconsult Notat RIG-14. Registrerte poretrykk og setninger rundt byggegroppen tom 22/12-2010, Multiconsult oppdrag 811426, datert 2011-01-03, foreløpig.

NGI (2009). FoU-prosjekt. Drenasje til byggegroper. Foreløpig rapport prosjekt nr. 20092115.

Norwegian Geotechnical Institute, Oslo (1962). "*Measurements at a strutted excavation, Oslo Subway, Vaterland 1, km 1,373*". NGI Techn. Rep. No. 6. 86p.

Norwegian Geotechnical Institute, Oslo (1962). "*Measurements at a strutted excavation, Oslo Subway, Grønland 1, km 1,557*". NGI Techn. Rep. No. 1.

Peck, R.B. (1969). "*Deep excavations and tunnelling in soft ground*." Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Mexico City 1969. State of the Art Volume, pp. 225-290.

Persson (2007). "*Hydrogeological methods in geotechnical engineering*". Doktorsavhandling. Institutionen för bygg- och miljöteknik. Chalmers tekniska högskola. Chalmers tekniska högskola.

PLAXIS (2004). PLAXIS v. 8.2 Prof. version – update pack 4 – build 133, www.plaxis.nl

Rønning, S., Haugen, T. & Veslagard, G. (2015). DP4 Dokumentasjon av metoder og tiltak. Rapport "SVV region midt – Strindheimtunnelen, dagsone vest. Rørspunt Møllenberg", datert 27. mars 2015.

SINTEF (2001). "*SPUNT -A3 – A program for analysis of sheet-pile and diaphragm walls*." (In Norwegian) Documentation and manual, version 1.1.

Shibazaki, M. (2003). "*State of Practice of Jet Grouting*". Proc. 3rd Int. Conf. Grouting and Ground Treatment. Vol.1, pp. 198-217. ASCE Special Publ. No.120.

Shirlaw, J.N. (2003). "*Jet Grouting Soft Clays for Tunneling and Deep Excavations- Design and Construction Issues*". Proc. 3rd Int. Conf. Grouting and Ground Treatment. Vol.1, pp. 257-268. ASCE Special Publ. No.120.

Shirlaw, J.N., Tan, T.S. and Wong, K.S. (2005). "*Deep Excavations in Singapore marine clay*". Proc. 5th Int. Symp. Geotech. Aspects of Underground Construction in Soft Ground. pp. 1-16. Amsterdam 2005.

Simonsen, A. and Bye, A. (1999). "*New National Theatre station- railway tunnel in soft clay*". 12th ECSMFGE, geotechnical Eng. for Transportation Infrastructure, Amsterdam. Vol.3, pp.2139-2145. Balkema.

Veslegard, G., Lande, E. J. & Simonsen, A. (2015). DP3 Videreutvikling av metoder for å begrense skader. Delrapport 3.5 Videreutvikling av boremetoder- og prosedyrer.

Terashi, M. (2003). "*The State of Practice in Deep Mixing Methods*". Proc. 3rd Int. Conf. Grouting and Ground Treatment. Vol.1, pp. 25-49. ASCE Special Publ. No.120,

Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, G. (1996). "*Soil Mechanics in Engineering Practice*". Third Edition. Wiley .

Bygge- grop	Gr. forhold/ Gr. dybde	F.S Bunn- oppressing	Forventet setning	Avst. System stivere/stag # nivå	Spunt til berg	Borede peler i byggegrop (Ant. peler/m ²)	Berg avdekket ved traubunn (tykkelse løsmasser)	Max δ_v/H (tid/avstand)	Max δ_H/H spunt	Max $\Delta u/H_{max}$ (avstand fra spunt)
BG 1. Olav Kyrres	FM/TS over leire/ 11 m			Innv. Stiver 6	Ja	Nei	Ja	0,5 % (kort/5 m)	0,3 %	0,3 (Ca. 10 m)
BG 2. Trekant	FM over bløt leire/ 5-6 m	Høy (KS)	0,5-1 %	Innv. Stiver 1	Nei	Nei	Nei (65-75 m)	< 0,5 % (kort/2 m)	-	-
BG 3. Barcode	FM over bløt NC leire/10 m	Høy (KS)	1 %	Stag 3	Delvis (SS)	Ja (0,045)	Nei (20-30 m)	4 % (lang/15 m)		0,7-0,4 (100-200 m)
BG 4. Sørked	FM/TS over bløt NC leire (kvikk)/8 m	Høy (KS)	0,5-1 %	Stag 3	Delvis (SS)	Ja	Nei (5-17 m)	3-3,5 % (lang/0 m)	0,4 % beregnet	-
BG 5. Ullevål	TS over leire (kvikk)/ 5 m		1 %	Innv. Stiver 1	Delvis (SS)	Ja	Nei (5-25 m)	1,2 % (kort/5 m)	-	-
BG 6. Ringnes	FM over leire og lag med leire/sand/10 m	Lav	1 %	Stag 3	Delvis (SS)	Nei	Nei (10-20 m)	1 % (lang/15 m)	0,15-0,3	-
BG 7. Munk.v	FM/TS over siltig leire/5 m	Høy	Nei	Stag 1	Delvis (SS)	Ja (0,06)	Nei (2-20 m)	1 % (lang/5 m)	0,5 %	-
BG 8. Seksjon A	FM over NC leire og sand/10 m	Lav	2 %	Stag 3	Delvis (SS)	Nei	Nei (10-30 m)	0,7 % (lang/10 m)	0,6 %	
BG 8. seksjon B	FM over NC leire og sand/16 m	Lav	2 %	Stag 5	Delvis (SS)	Nei	Nei (5-25 m)	4,3 % (lang/18 m)		
BG 9. Kred.kass	FM/TS over leire (stedvis kvikk)/16 m		1 %	Stag 5	Ja	Ja	Delvis	1,1 % (lang/20 m)		0,5 (inntil spunt)
BG 10. Jong-Asker	TS over bløt NC leire og morene/16 m			Stag 3-4	Ja	Ja	Delvis	0,8 % (lang/10)		0,3-0,8 (100-200 m)
BG 11. Gladengen	FM over NC kv. Leire og morene/4,6 m	>1,4		Stag 1	Delvis (SS)	Ja (0,03)	Nei (4-35)	2,85 % (lang/2 m)	0,4 %	
BG 12. Lørenb	FM/TS over leire/ 10-14 m			Stag (4-5) og innv. stiver (4)	Ja	Ja	Ja	1,14 % (lang/7 m)	0,15 %	0,5-0,3 (10-25 m)
BG 13. Schw.gt 16	FM over NC leire og morene/9,6 m	Høy (KS)	0,5-1 %	Innv. Stivere 2	Nei	Ja (0,05)	Nei (37- m)	1 % (lang/10 m)	0,7 %	-
BG 14. St. Olavs	FM/TS over leire/ 4 m		1 %	Innv. Stivere 1	Nei	Ja (0,04)	Nei (13 m)	0,25 % (lang/2 m)	-	0,4-0,3 (100-200 m)
BG 15. Sundtkv	FM/TS over NC leire/ 4-5 m	Høy		Innv. Stivere 1	Nei	Ja	Nei (19 m)	0,7 % (kort/8 m)	4 %	-
BG 16. Schw 21	FM over NC leire/ 10 m	>1,4 Høy	1%	Stag 3	Delvis (SS)	Ja (0,03)	Nei (5-6 m)	1,5 % (kort/4-8 m)	0,8-1,2 %	0,25
BG 17	FM/TS over NC leire/ 4 m	Høy		Stag 1	Delvis (SS)	Ja (0,04)	Nei (11-36 m)	0,85 % (lang/8 m)	-	-

FM= fyllmasse, TS= tørrskorpe, KS=kalksementstabilisering, SS=styltespunt