



Erfaringsrapport byggegrøper.

E18 mellom Festningstunnelen og Ekeberg tunnelen.
Entreprise Havneleret

STATENS VEGVESENS RAPPORTER

Nr. 326



Tittel

Erfaringsrapport byggegrop.

Undertittel

E18 mellom Festningstunnelen og Ekeberg-tunnelen. Entreprise Havnelageret

Forfatter

Torbjørn Johansen, Geovita AS
Vegard Woldsengen, Geovita AS

Avdeling

Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen

Seksjon

Geoteknikk og skred

Prosjektnummer**Rapportnummer**

Nr. 326

Prosjektleder

Svein Røed / Grete Tvedt

Godkjent av

Frode Oset

Emneord

Byggegropp, spunt, vanntetting, innvendig avstivning

Sammendrag

Rapporten beskriver erfaringer fra etablering av byggegropene for hovedløpet og av- og pårampene for E18 Operatunnelen ved Havnelageret i Oslo. Arbeidene inkluderer etablering av spuntgroper, avstivninger og vanntetting m.m. i et havneområde med steinfyllinger, gamle kaikonstruksjoner og leirmasser med betydelig mektighet.

Rapporten er utarbeidet på oppdrag fra prosjektledelsen i Statens vegvesen, Region øst. Den er ment å gi dokumentasjon myntet på rådgivere og byggherrer som skal arbeide med tilsvarende problemstillinger.

Title**Subtitle****Author**

Torbjørn Johansen, Geovita AS
Vegard Woldsengen, Geovita AS

Department

Traffic Safety, Environment and Technology Department

Section

Geotechnical Section

Project number**Report number**

No. 326

Project manager

Svein Røed / Grete Tvedt

Approved by**Key words****Summary**



Statens vegvesen

E18 mellom Festningstunnelen og Ekebergtunnelen Entreprise Havnelageret

Erfaringsrapport byggegrop



Utarbeidet av:



2014-06-12



Forord

E18 Bjørvikaprojektet er et stort og komplekst prosjekt. Prosjektet forbinder Festningstunnelen under Akershus med Ekeberg tunnelen og Mosseveien ved hjelp av et tunnelsystem under Bjørvika og Bispevika.

Statens vegvesen er byggherre. For å kunne løse alle utfordringene i prosjektet ble det satt sammen en rådgivergruppe under ledelse av hovedkonsulenten Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen AS. I alt var det med 17 firma og institusjoner:

Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen AS	Hovedkonsulent, bygge- og anleggsteknikk Sjørenga og Sjødelen
Dr. techn. Olav Olsen AS	Supplerende byggeteknikk senketunnel
SYMONDS	Supplerende byggeteknikk senketunnel
Reinertsen Engineering AS	Bygge- og anleggsteknikk Havnelageret
ViaNova Plan og Trafikk AS	Veg og jernbanepanlegging
Norges Geotekniske Institutt	Geoteknikk Sjødelen og hovedgrop Sjørenga
Geovita AS	Geoteknikk Sjørenga og Havnelageret
ElectroNova AS	Elektro, belysning veg
Det norske Veritas	Risiko
Elconsultteam AS	Elektro, signal jernbane
Brekke & Strand AS	Støy
Asplan VIAK AS	Landskap
Siv.ark B. Heyerdahl	Arkitektur og design
NIVA	Vann
NIKU	Kulturminner
NILU	Luft
NINA	Fisk

Byggingen ble delt i tre entrepriser:

1. Havnelageret
2. Sjødelen
3. Sjørenga

Som et ledd i entreprise Havnelageret ble det etablert byggeproper for byggingen av betongtunnelen mellom Festningstunnelen og fram mot sjøkanten i Bjørvika. Byggepropane ble delvis etablert i gamle gjenfylte havnebasseng med utfordringer i å oppnå tette byggeproper. Første del av gropa var en spuntgrop forankret med stag til fjell, mens siste del av gropa var en spuntgrop hovedsakelig innvendig avstivet.

Statens vegvesen region øst (SvRø), har besluttet at erfaringene fra de mer spesielle sidene ved byggepropane ved Havnelageret skulle samles i en egen rapport.

Prosjektleder hos SvRø har vært Svein Røed med Kjetil Fløtre som byggeleder på Havnelageret. Videre har Åge Brudeseth og Børre Amundsen vært teknisk byggeledere. Kontrollingeniører for siste del av byggepropan har vært Bjørn Dieseth.

Hovedentreprenør for Havnelagerentreprisen har vært NCC med NSP som underentreprenør for spunt, stag og pelearbeider. Züblin Scandinavia har utført masseutskifting i spuntlinje i fase 1.



Innhold

1 Innledning	5
1.1 Generelt om prosjektet	5
2 Grunnforhold	7
2.1 Grunnundersøkelser	7
2.2 Generell beskrivelse av grunnforholdene	7
2.3 Geologi ved Havnelageret	7
2.4 Oversikt, tolkning, designprofiler	8
3 Hovedgrop	9
3.1 Bakgrunn	9
3.2 Utfordringene i hovedgropa i prosjekteringsfasen	11
3.2.1 Hovedgropa.....	11
3.2.2 Tett byggegrop i gjenfylt havnebasseng.....	12
3.2.3 Spunt mot Sjødelen.....	13
3.2.4 Spuntgrop for rampe parallelt eksisterende avrampe (Danskerampa).....	13
3.3 Tett byggegrop	13
3.3.1 Anbudets løsning med å ramme ned rørsput.....	13
3.3.2 NCC løsning med å flytte spuntlinje for å redusere omfang og deretter forbore/masseutskifte i spuntlinje.....	14
3.3.3 Ramme spunt i minusgrader med Beltan låsetetting.....	16
3.3.4 Ramme spunt gjennom steinfyllingen i Revierbassenget.....	16
3.4 Erfaringer med tetting av spuntfot	17
3.4.1 Løsmasseinjeksjon gjennom dubbrør.....	17
3.4.2 Jetinjisering langs kritisk vegg.....	17
3.4.3 Lekkasjemålinger med Texplor.....	19
3.4.4 Ettetetting av jetpeler med Ischebeck stag.....	21
3.4.5 Skulle det vært masseutskiftet noe kortere ned?.....	21
3.5 Ramming av spunt i morenelaget mot Havnelagerbygget	21
3.5.1 Bakgrunn.....	21
3.5.2 Refundamentering av spunt.....	21
3.5.3 Vurdering i ettertid av løsningene mot Havnelagerbygget.....	22
3.5.4 Tetting av lekkasjene under spunten mot Havnelagerbygget.....	22
3.5.5 Tetting av spunt mot oppramping fra Festningstunnelen.....	23
3.6 Hovedgrop for øvrig	23
3.6.1 Låsehoder som glapp.....	23
3.6.2 Vannfyllingstest.....	24
3.6.3 Forankringsplater med innfesting i spunt.....	27
3.6.4 Utgraving inn under Festningstunnelen.....	27
3.7 Omgivelser	32
3.7.1 Poretrykk og setninger ved hovedgropa.....	32
3.8 Oppsummering tetting av hovedgrop	35
4 Ramper til Rådhusgata	36
4.1 Prosjektert løsning	36



4.2	Bakgrunn for endret løsning.....	39
4.2.1	Morenelaget, vanskelig å få spissbæring på spunt.....	39
	Erfaringene fra hovedgropa hadde vist at det var vanskelig å ramme den grove spuntten til berg. Med bruk av 45° stag må spuntfoten ta opp store vertikale krefter. Også dette hadde vist seg å være et problem i hovedgropa.....	39
4.2.2	Havnelagerbygningen, setninger.....	39
4.2.3	Havnelagerbygningen, stag inn mot og under	39
4.2.4	Seksjonering av gropa.....	39
4.3	Refundamentering av Havnelagerbygningen.....	39
4.3.1	Bakgrunn.....	39
4.3.2	Teknisk løsning peler.....	41
4.3.3	Teknisk løsning omstøp av søyle.....	42
4.3.4	Resultater av setningsmålingene utvendig.....	43
4.4	Erfaringer fra bruk av Larssen spunt	46
4.5	Erfaringer fra utgraving	47
4.5.1	Vanninnbrudd gjennom spuntvegg.....	47
4.5.2	Graving i full bredde ved portalen).....	47
4.5.3	Brudd i fotbolt.....	48
4.5.4	Deformasjon av spunt ved pårampe.....	50
4.6	Måleprogram.....	50
4.6.1	Omfang instrumentering	50
4.6.2	Måleresultater deformasjoner, sammenlignet med beregnede verdier	51
4.6.3	Måleresultater stiverkrefter, sammenlignet med beregningsverdier.....	59
4.6.4	Temperaturkrefter	66
4.6.5	Erfaringer med måleprogrammet, anbefalinger.....	68
4.7	Rampegrop for øvrig	68
4.7.1	Nye stag på gammel spunt fra Festningstunnelen.....	68
4.8	Omgivelser.....	69
4.8.1	Poretrykk.....	69
4.8.2	Vanninfiltrasjon	72
5	Organisasjonsplan konsulentgruppen entrepriser Havnelageret:.....	73
6	Utvalgte oversiktsbilder	1
6.1	Hovedgrop	1
6.2	Ramper til og fra Rådhusgata.	6
7	Utvalgte tegninger.....	12

1 Innledning

Erfaringsrapport *Byggegrøper Havnelageret* gir en dokumentasjon av de spesielle sidene ved etableringen av byggegrøper for *Havnelagerentreprenøren*. Materialet er så langt mulig tatt direkte fra ulike dokumentasjon som er utarbeidet under prosjekterings- og gjennomføringsfasen. Materialet har derfor ulike karakterer. *Havnelagerentreprenøren* har fått sitt navn fra dens karakteristiske nabobygg **Havnelageret** som ses tydelig på forsidebildet. Når det senere i rapporten står *Havnelageret* menes byggegrøpa, mens selve bygget benevnes *Havnelagerbygget*.

Rapporten er ment å gi dokumentasjon myntet på rådgivere og byggherrer som senere skal arbeide med tilsvarende problemstillinger.

Rapporten er utarbeidet i fellesskap av:

Torbjørn Johansen	Geovita	Fagansvarlig geoteknikk fase 6
Vegard Woldsengen	Geovita	Geoteknisk prosjektering og oppfølging

I tillegg har Torgeir Haugen, som var fagansvarlig geoteknikk på hovedgrøpa, og Bjørn Taugbøl, som var fagansvarlig byggeteknikk, bidratt med verdifulle innspill.

Foto er enten tatt av byggeledelsen i Statens vegvesen eller av rådgivere hos Geovita. Alle bildene tatt fra toppen av Havnelagerbygget og byggekraner er tatt av Ivar Stø hos vegvesenet.

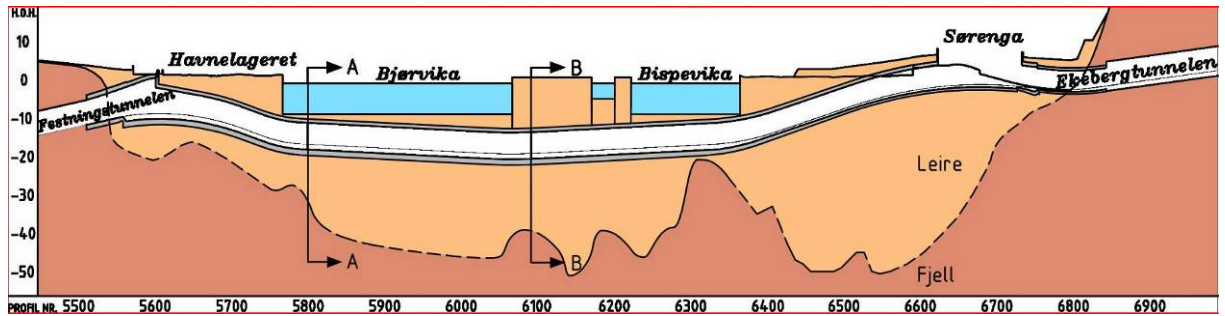
1.1 Generelt om prosjektet

Bjørvikaprojektet er et vegprosjekt som forbinder Festningstunnelen under Oslo Sentrum med Ekeberg tunnelen i retning Hamar. Forbindelsen mellom Festningstunnelen og Ekeberg tunnelen går via en betongtunnel under Bjørvika og Bispevika utenfor den Nye Operaen.



Figur 1: Oversikt over Bjørvikaprojektet

Lengdeprofilen viser at det er til dels store mektigheter med marin leire i tunneltraséen.



Figur 2: Lengdeprofil langs hovedløpet

Havnelagergropa er den ytterste delen mot Bjørvika som forbinder Festningstunnelen med Bjørvikatunnelen, se utsnitt av oversiktsbilde under.



Figur 3: Havnelageret

2 Grunnforhold

2.1 Grunnundersøkelser

Grunnforholdene på Havnelageret er dokumentert i en rekke grunnundersøkelser utført i flere omganger. Mye av undersøkelsene er fra byggingen av daganlegget for Festningstunnelen. Hovedtyngden av nyere undersøkelser er gjennomført av Vegteknisk avdeling i Vegdirektoratet.

For prosjektet ble det utarbeidet en omfattende datarapport med sammenstilling av alle relevante undersøkelser og oppriss med boringer langs alle spuntvegger.

2.2 Generell beskrivelse av grunnforholdene

Tilbake i ca. 1770 gikk strandlinje/bryggekant/kailinje i dette området helt inn til Dronningens gate. Området ut mot Havnelageret har vært en del av havnebassenget, og er derfor i sin helhet utfyllt i flere etapper. De gamle nedfylte kaikonstruksjonene består av trepeler, faskiner (krysslågt tømmer), steinfylling, jordfylling, steinblokkmurer og betong. Fra eksisterende betongkonstruksjon ved dagens oppramping fra Festningstunnelen og videre ut mot eksisterende betongplatekai, er det sprengsteinsmasser stedvis helt ned til ca. kote -17 utfyllt i et tidligere havnebasseng, og utenfor er det gamle kaikonstruksjoner ned til ca. kote - 3 til - 6. I forbindelse med utfyllingen med sprengstein i det nevnte tidligere havnebassenget ble leirmasser fortrent, og steinmassene har trent ned til varierende dybder.

I en sone nærmest Havnelageret er det gamle fyllmasser til ca. kote - 3 som inneholder sand, grus og teglsteinrester. Under fyllmassene er det siltig leire med udrenert skjærstyrke økende fra 15 til 50 kN/m².

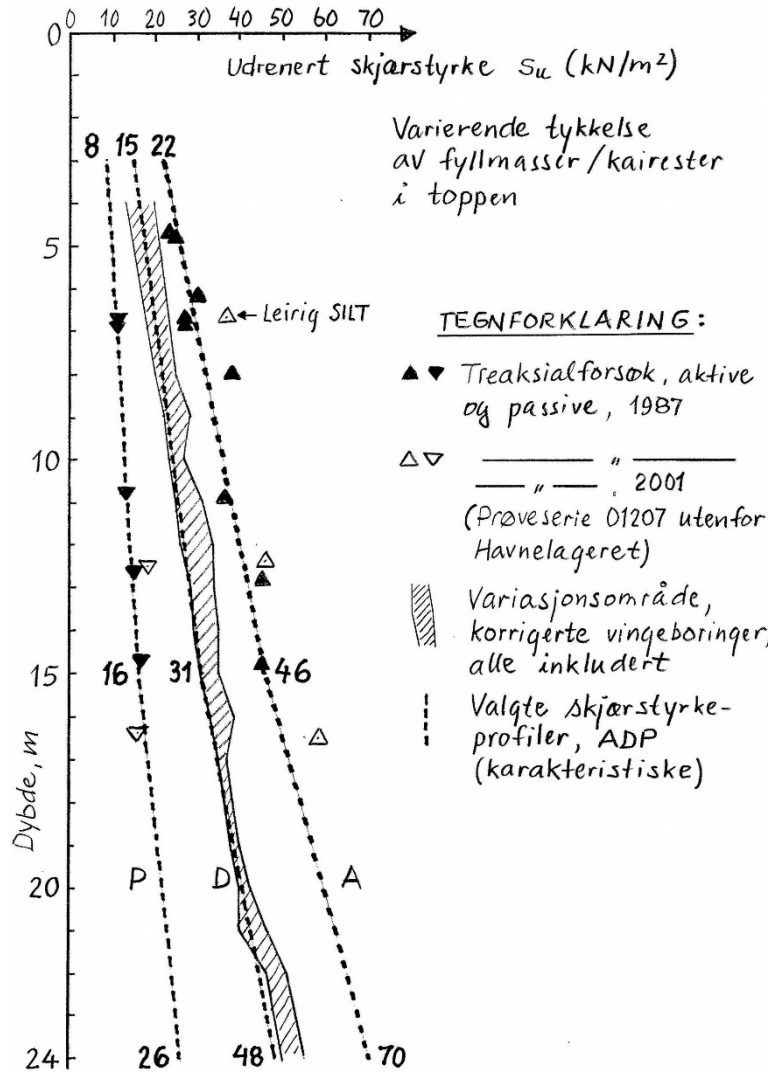
Dagens terrengnivå er ca. kote +2,0 til 2,2. Fjellnivået varierer fra ca. kote - 11 ved enden av dagens betongkonstruksjon til ca. kote - 25 til - 30 sentralt i hovedgropa øst for dagens betongkonstruksjon.

Det er forekomster av sand- og grusmasser over fjell, stort sett med tykkelse fra noen desimeter til 1-2 meter. Lokalt er det påvist lagdelte masser av sand, grus og stein i en opptil 6-7 m tykk sone nederst ved fjell.

2.3 Geologi ved Havnelageret

Byggegrøpa ligger i kanten av en mænaittformasjon som grenser mot alunskifer i øst. Bergartsgrensen mellom den harde mænaitten og den bløte alunskiferen har på grunn av isskuring resultert til den bratte fjelloverflaten mot Bjørvika. Selve grensen mellom de to bergartene er uregelmessig og mænaitten, som er en intrusivbergart, har trent inn i den sedimentære alunskiferen i horisontale skikt med varierende tykkelse. Alunskiferen er delvis omvandlet i forbindelse med inntrengning av mænaitten (kontaktmetamorfose).

2.4 Oversikt, tolkning, designprofiler



Figur 4: Karakteristisk udrenert styrkeprofiler, Havnelageret (A= Aktiv, P= Passiv, D= DSS)

3 Hovedgrop

3.1 Bakgrunn

Hovedgropa forbinder hovedløpet mellom utløpet av Festningstunnelen og senketunneldelen av prosjektet. Festningstunnelen var i utgangspunktet forberedt for en videreføring ut i Bjørvika.

Men på grunn av endrede forutsetninger ble hovedløpet i Bjørvika senket i forhold til hva som lå til grunn for Festningstunnelen. Dette medførte utfordringer i forhold til ombygging av eksisterende betongtunnel i utløpet av Festningstunnelen.

Hovedgropa ligger i sin helhet i gamle havne- og kaiområder, hvor det eksisterer flere generasjoner med kaikonstruksjoner. I et utsnitt av kart fra 1887 så ser vi Fiskebryggen rett sør for Børsen og Revierbryggen med nordre og søndre Revierhavn.



Figur 5: Utsnitt kart 1887 (Kilde: Oslo kommune Byarkivet)

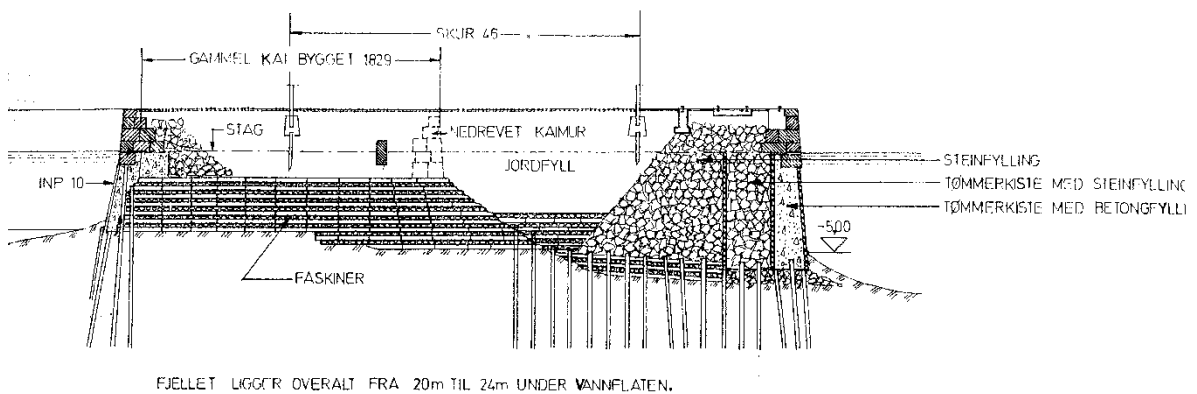
De gamle havnebassengene ble fylt opp etter hvert som byen ble utviklet. Som fyllmasser ble det brukt det vi i dag vanligvis kaller byfyll, dvs. grave- og rivningsmasser fra byutviklingen i sentrum.

Havnelagerbygget ble bygget over den gjenfylte Fiskebryggen og Nordre Revierhavn og stod ferdig like før 1. verdenskrig.

Senere ble piren langs Søndre Revierhavn utvidet ved at det ble etablert nye kaifronter på begge sider av den gamle. Havnebassenget på innsiden kalles i det videre Revierbassenget.



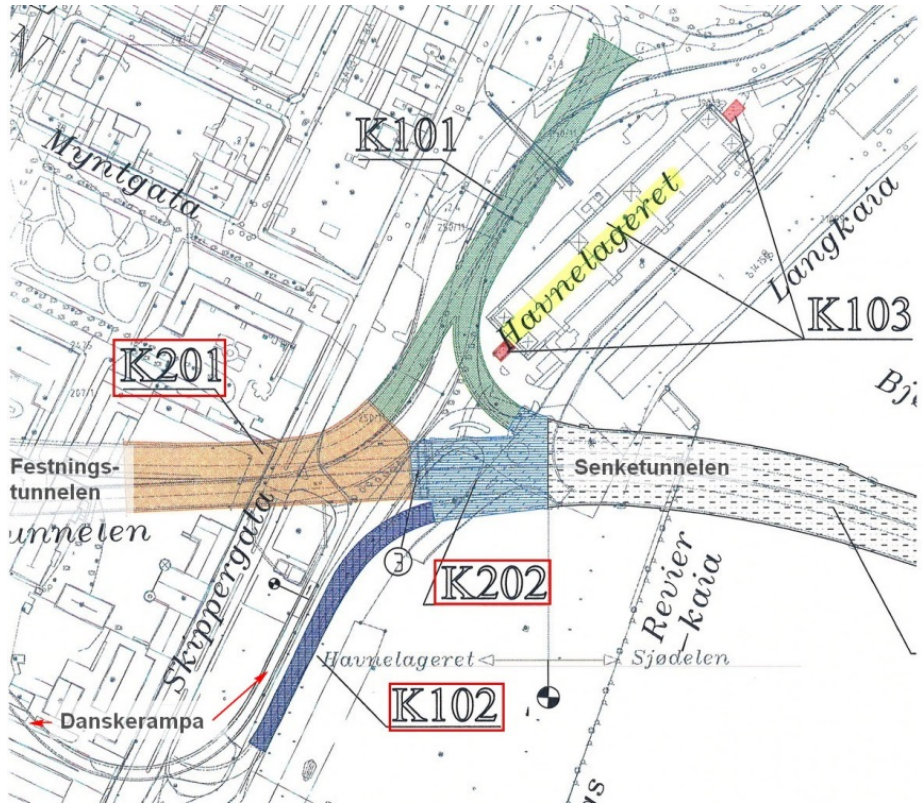
Figur 6: Revierkaia med Revierbassenget og Havnelageret i bakgrunnen



Figur 7: Snitt av Revierkaia (Kilde: Oslo Havnevesen)

3.2 Utfordringene i hovedgropa i prosjekteringsfasen

3.2.1 Hovedgropa



Figur 8: Konstruksjonselementene på Havnelageret

Hovedgropa på Havnelageret er byggegrøp for elementene:

K102 – Pårampe til senketunnelen østover

K202 – Hovedløp mellom Festningstunnelen og senketunnelen

K201 – Senkning av bunnplate i festningstunnelen

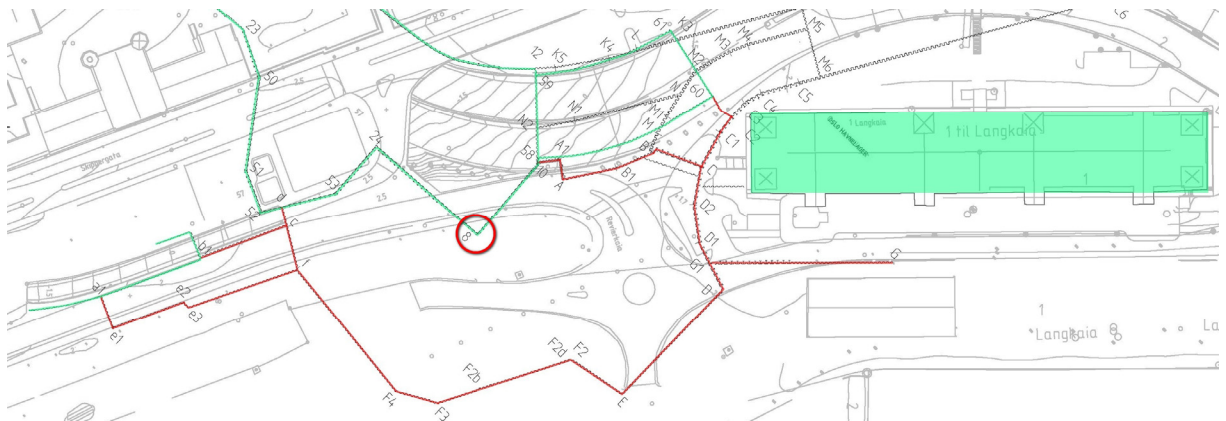


Figur 9: Spunt for Hovedgrop (rød) og spunt fra Festningstunnelen (grønn)

3.2.2 Tett byggegrøp i gjenfylt havnebasseng

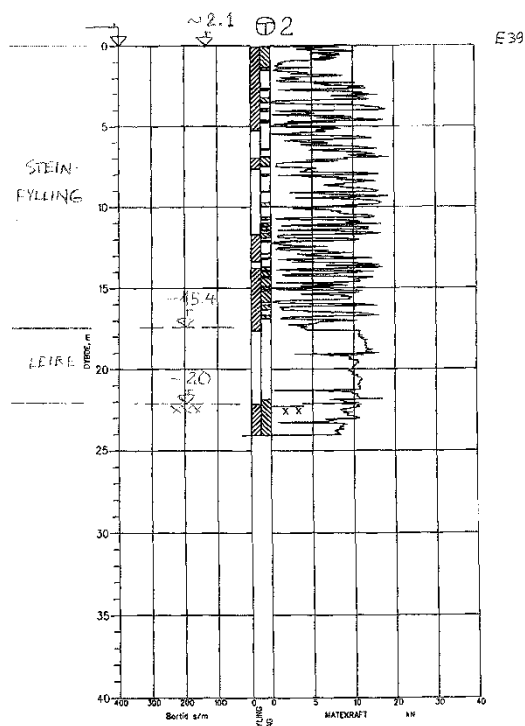
De spesielle grunnforholdene med gjenfylte havnebasseng medførte flere utfordringer for groppa. Hvordan skulle en klare å etablere en tørr byggegrøp for betongarbeidene?

I forbindelse med daganlegget for Festningstunnelen hadde en vært borte i problemet i det etter hvert berømmelige hjørne 8 som ligger i havnebassenget.



Figur 10: Hjørne 8 på spunt for Festningstunnelen

Havnebassenget ble gjenfylt med sprengstein tidlig i 1970-årene. Fyllingen ble utført etter datidens metoder med fylling fra endetipp og med fortrenging av de underliggende leirmassene. I Revierbassenget ble steinfyllingen nesten ført helt ned til bergoverflaten på ca. 20 meter. Dette er vist på borprofilene i bassenget.



Figur 11: Totalsondering i Revierbassenget

3.2.3 Spunt mot Sjødelen

Det var videre et funksjonskrav at det til en hver tid skulle være to barrierer mellom Festningstunnelen hvor E-18 trafikken fortsatt gikk og sjøen. Hvis en barriere skulle ryke skulle neste barriere hindre at Festningstunnelen ville vannfylles.

Ytterste barriere var forutsatt etablert med spunt til berg. Neste barriere bestod av betongvegg i form av et endeskott innvendig i betongtunnelen. I tillegg var det prosjektert en krave rundt betongtunnelen i form av betongvegger mellom tunnelvegger og spunt og en tettespunt til berg støpt inn i bunnplata, se også avsnitt 3.6.

3.2.4 Spuntgrop for rampe parallelt eksisterende avrampe (Danskerampa)

Hovedgropa med pårampe østover skulle gå tett inntil eksisterende avrampe fra Festningstunnelen (Danskerampa). Denne var ikke forberedt for senere ensidig avgraving.

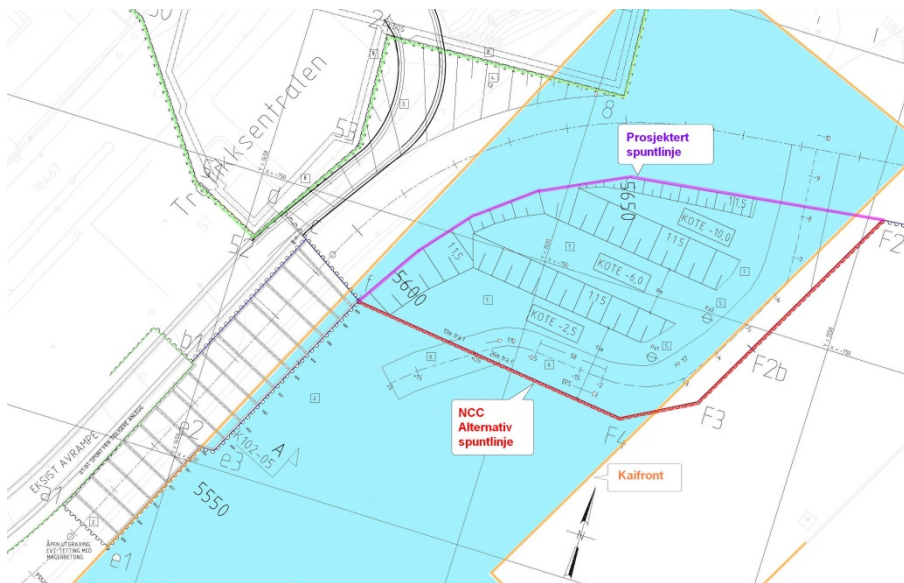
3.3 Tett byggegrop

3.3.1 Anbudets løsning med å ramme ned rørspunt

Etter vurderinger av en rekke alternativer ble en løsning med ramming av rørspunt beskrevet i konkurransegrunnlaget. Ramming av rørsporten skulle kunne kombineres med grabbing og meisling. Rørsporten skulle videre rammes og meisles ned til et godt fjellfeste før det ble satt fotbolter.

3.3.2 NCC løsning med å flytte spuntlinje for å redusere omfang og deretter forbore/masseutskifte i spuntlinje

NCC foreslo å spunte med vanlig stålspunt tvers over Revierbassenget for å redusere omfanget av den forventet vanskelige spuntingen. Dette skulle kombineres med forboring i spuntlinja. Ulempen med forslaget ble at gropa ble utvidet i areal. Byggherren aksepterte NCCs reviderte løsning på gropa.



Figur 12: Alternativ spuntlinje over Revierbassenget

Arbeidet med forboring i spuntlinja gjennom Revierbassenget ble utført av Züblin. De stilte med vanlig utstyr for borede peler, dvs. stor beltegående kran med vriaggregat. For å styre forboringen ble det støpt ut en betongplate med utsparing for rørene.



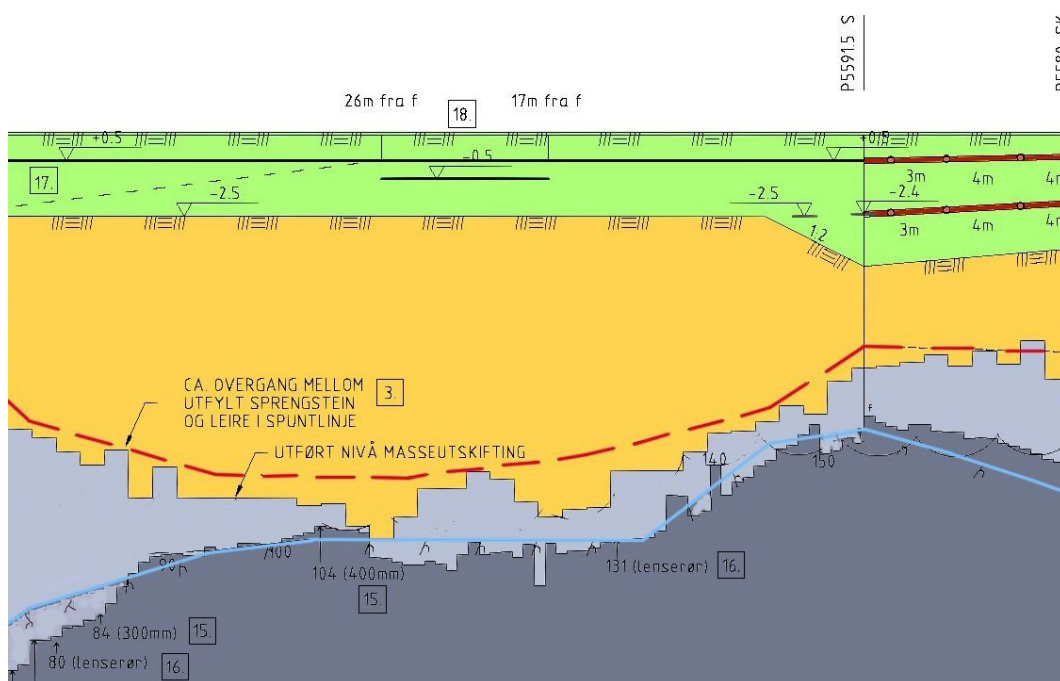
Figur 13: Mal for borerør

Forboringen ble utført ned til en kom ned i tett leire. Det ble tilbakefylt med pukk i forboringsrørene.



Figur 14: Forboring i spuntlinja

På forhånd var overgangen mellom sprengstein og leire blitt angitt ut fra grunnboringene. På figuren under er antatt overgang mellom leire og stein markert med rødt. Utført forboringen er vist med gult. Antatt bergoverflate fra grunnboringene er lys blå og endelig spuntplassering er lys grå.



Figur 15: Utsnitt av spuntoppriss

En kan legge merke til at det lokalt er masseutskiftet med friksjonsmasser nesten helt ned til bergoverflaten.

I den forborede slissen ble det rammet stålsjunt. Stålsjunt ble meislet inn i berg. Det ble deretter løsmasseinjisert gjennom foringsrørene for fotboltene for å tette fjellfoten. Deretter ble det satt fotbolter.

For resten av byggegrøpa ble det rammet stålsjunt etter at det var utført til dels omfattende forgraving i sjuntlinja med gravemaskin.

3.3.3 Ramme sjunt i minusgrader med Beltan låsetetting.

Det var beskrevet at alle låser skulle tettes med bitumen ved ramming. Entreprenøren benyttet Beltan og Arcoseal som ble påført sjuntlåsene før ramming. Imidlertid ble en stor del av sjunt rammet på vinteren med mange minusgrader. Dette medførte at tettemidlet ble sprøtt og flasket av som svart spaghetti under ramming. Det er derfor trolig at vi har hatt større lekkasjer gjennom låser enn forutsatt.



Figur 16: Tettemiddel i minusgrader

3.3.4 Ramme sjunt gjennom steinfyllingen i Revierbassenget

For sjunt langs pårampa østover (parallelt med Danskerampa) ble det besluttet å ramme sjunt uten masseutskiftingen som i hovedgrøpa. Det ble rammet U-sjunt PU32 som var forsterket med påsveist flattstål. Før ramming var det omfattende forgraving der blant annet også en større kaifront i hugget granitt ble fjernet.

Dette gikk i hovedsak etter planen, men det var betydelige vannlekkasjer gjennom låser og sjunt som hadde gått ut av lås.

3.4 Erfaringer med tetting av spuntfot

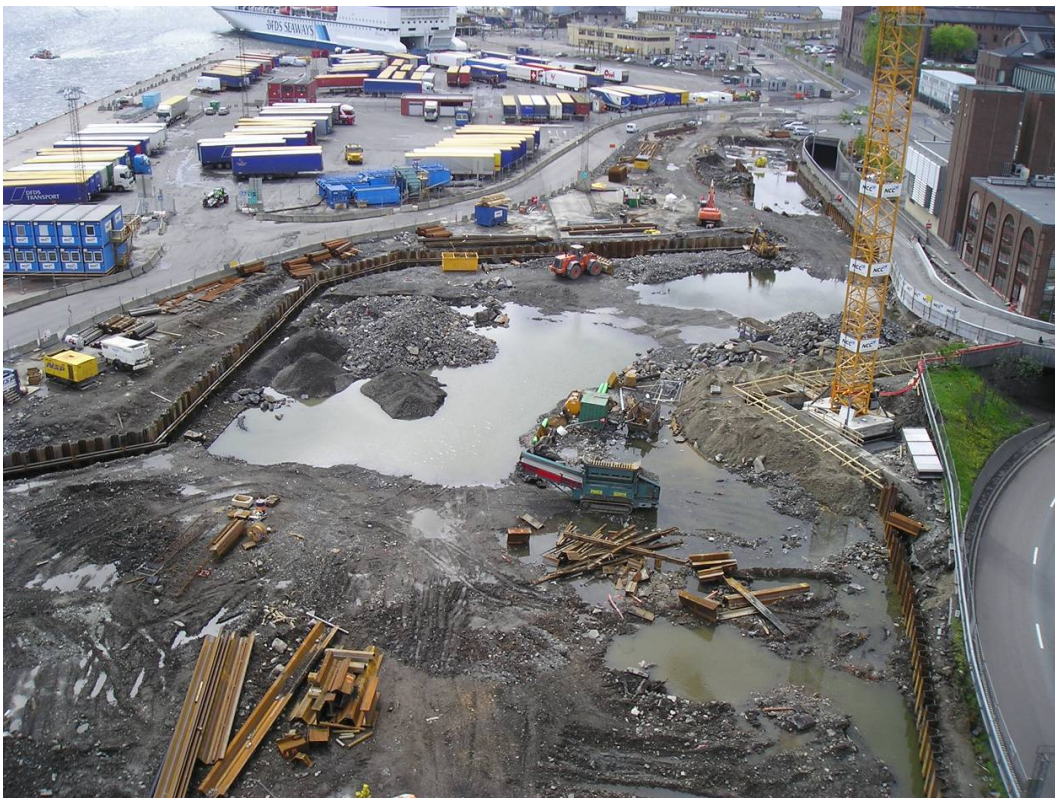
3.4.1 Løsmasseinjeksjon gjennom dubbrør

Det var lagt opp til tetting av overgangssonen mellom spuntfot og berg med løsmasseinjeksjon gjennom dubbrørene. Det var beskrevet systematisk injeksjon gjennom alle rør.

Til tross store mengder med injeksjonsmasse så var det vanskelig å registrere noen positiv effekt av dette arbeidet. I senere prosjekter, der en tett overgang ved spuntfot er viktig, bør en vurdere å gå rett på jetpeler.

3.4.2 Jetinjisering langs kritisk vegg

Våren 2006 var byggegroppa spuntet ferdig og arbeidet med å lense groppa startet. Selv med 2 store pumper med samlet kapasitet på 1000 m³/time var det ikke mulig å senke vannstanden innvendig i groppa noe særlig. Det var åpenbart at spuntgropa var alt annet enn tett. Det var tydelig at vannstanden inne i groppa fulgte flo og fjære i havnebassenget utenfor.



Figur 17: Første forsøk på vannlensing i mai 2006

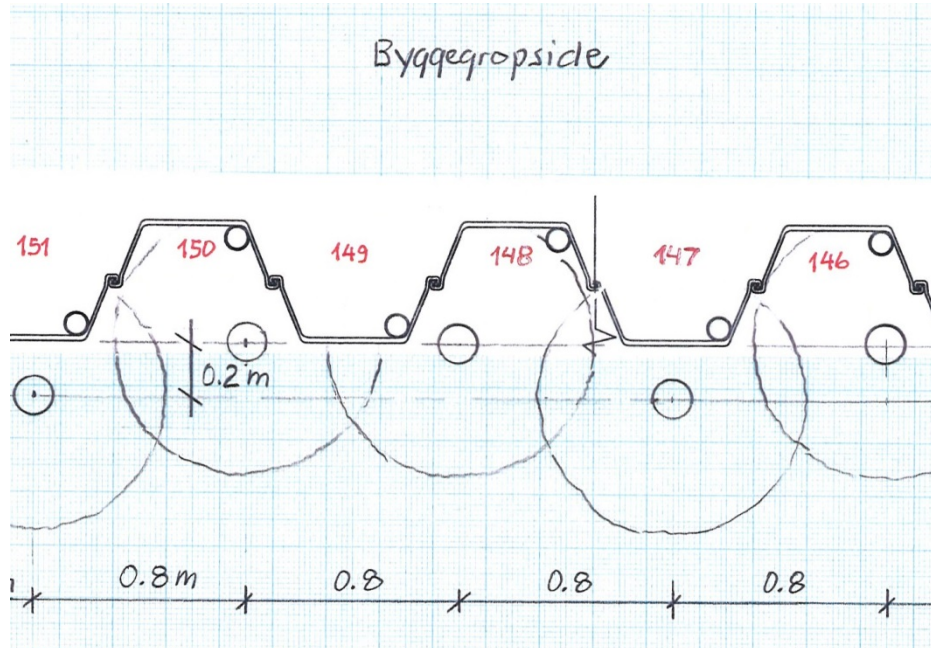
Det kunne være mange lekkasjepunkter, men en vurderte at et problemområde var spuntfoten i Revierbassenget der det var masseutsiftet nesten helt til bergoverflaten. Effekten av den utførte injeksjonen ved spuntfoten var en blitt skeptisk til.

Det ble bestemt at en ville forsøke å tette spuntfoten ved å installere jetpeler langs det antatt problematiske spuntavsnittet. NCC klarte å mobilisere Hercules/Trevi på kort varsel, og de rigget seg

til mens NCCs underentreprenør på spunt og avstivning, NSP, boret foringsrør for jetpeler med to maskiner.

Jetpelene ble installert på utsiden av spunten med senteravstand 0,8 m. Diameteren var forutsatt å være 1,0 meter. Pelene ble dradd opp langs spuntålene til en mente en fikk en tett plugg.

Det ble benyttet vanlige jetpeler der jorda blir erodert med en roterende høytrykks væskestråle samtidig som det injiseres sementsuspensjon som danner den ferdige jetpelen.



Figur 18: Plassering jetpeler



Figur 19: Installering av jetpeler ved spuntfot

3.4.3 Lekkasjemålinger med Texplor

Selv etter tettingen av spuntfot med jetpeler var det mistanke om betydelige lekkasjer langs spunten. I tillegg var det mistanker om lekkasjer under spunten i et område mot Havnelerbygget.

Entreprenøren foreslo å gjennomføre lekkasjemålinger via et tysk spesialfirma Texplor.

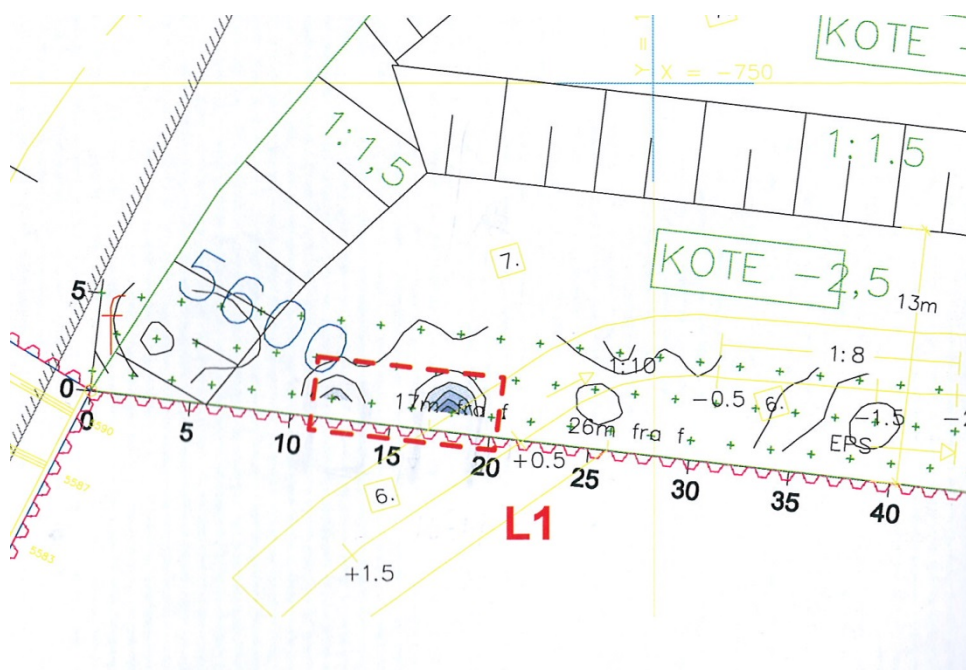
Det ble planert ut et belte på innsiden av spunten som Texplor monterte sine sensorer på. Deretter ble det pumpet i gropa fra den vanlige pumpesumpen for å sette opp en stabil gradient inn i gropa mens målingen pågikk.

Detaljer av systemet er vist på Texplor hjemmeside: <http://www.texplor.eu/>



Figur 20: Lekkasje måling Texplor

Resultatene fra målingene syntes å bekrefte at det fortsatt var områder med lekkasjer i gropa, både et lite parti ved spunten i Revierbassenget og i et område mot Havnelagerbygget.



Figur 21: Utsnitt av tegning fra Texplor som viser lekkasjesoner

3.4.4 Ettetetting av jetpeler med Ischebeck stag

I området langs spunten der Texplor antydde lekkasjer, ble det boret ned selvborende Ischebeck stag i jetpelene med samtidig injisering med sement og Tacacs. Det ble ikke utført ytterligere lekkasjetester etter at stagene var utført.

3.4.5 Skulle det vært masseutskiftet noe kortere ned?

I ettertid kan det se ut som om masseutskiftingen i spuntlinje kanskje er ført noe for langt ned mot berg. Det er mulig at en kunne stoppet høyere opp og tatt sjansen på å ramme spunt de siste meterne og på den måten fått et lag med leire over berg. Om dette ville gitt en tett nok løsning er imidlertid usikkert.

3.5 Ramming av spunt i morenelaget mot Havnelagerbygget

3.5.1 Bakgrunn

Havnelagerbygget var under prosjekteringen forutsatt at stod på pilarer og peler til fjell. Dette fremgikk av beskrivelser av byggearbeidene og av tilstandsrapport utført av Entra som grunnlag for ombygging.

Under byggearbeidene for Festningstunnelen var også dette forutsatt og setningsmålinger fra byggingen på 1980-tallet viste ingen setninger på bygget til tross for betydelige poretrykksfall.

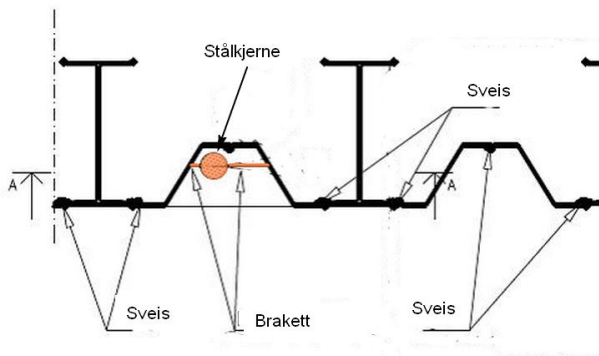
Alle angivelser av bergoverflate fra grunnboringer, både nye for prosjektet og fra Undergrunns-kartverket, viste at bergoverflaten stemte godt overens med angitte nivåer for pilarer og peler.

Mot Havnelagerbygget var det prosjektert og rammet en stiv spunt. Spunten var rammet med fallodd i berg og spuntlengdene stemte relativt godt med forventet bergoverflate, dog med et parti med noe dypere spunt.

Under oppspenning av stagene i andre stegrad ble det oppdaget vertikale deformasjoner av spunten. Stagene var montert med 45° helning og fører store laster vertikalt til spuntfoten. Deformasjonene antydde at spunten ikke var rammet til berg. Det ble utført nye supplerende boringer til berg. Resultatene bekreftet at det lå et fast morenelag over berg og at spunten var avsluttet i dette laget. På det tidspunktet var 2 stagnivåer installert og det ville være svært krevende teknisk å skjøte på spunt og ramme videre. Det var også rammet med betydelig rammeenergi og en var usikker på om ytterligere ramming ville bringe spunten ned på berg.

3.5.2 Refundamentering av spunt

Det ble besluttet å refundamentere spunten i det mest kritiske partiet med stålkjernepeler gjennom morenelaget og til berg. Pelene ble boret på innsiden av spunten og det ble sveiset på braketter med 12 mm platestål for overførsel av vertikallast fra oppspenning av stag.



Figur 22: Refundamentering av spunt med Ø180 mm stålkjernepel

3.5.3 Vurdering i ettertid av løsningene mot Havnelagerbygget

I ettertid kan en lure på hvorfor grunnboringene ikke oppdaget morenelaget. Høyst sannsynlig så skyldes dette en kombinasjon av to faktorer.

Det ene var forventningen om dybder til berg ut fra pelenivået for Havnelagerbygget nærmest spunten.

Det andre var at bergkvaliteten i området er relativt bløt, slik at bormotstanden i berg ikke var så mye større enn i morenelaget.

Spunten som ble benyttet var en HZ- spunt. HZ-nålene skulle rammes til berg. Disse nålene er kraftige og tåler hard ramming. Burde disse ha blitt rammet gjennom morenelaget? Det ble rammet med en kombinasjon av vibro hengt i kran og etterramming med pelemaskin med 5 tonns hydraulisk fallodd.

Spunten ble rammet inn i morenelaget. I forhold til antatt fjell ble spunten rammet typisk fra 2 – 5 m dypere.

Spunten ble refundamenterert med borede stålkjernepeler til berg. Dette var antagelig en riktig løsning. Det ga minst forsinkelser og dermed også minst økonomisk konsekvens.

Overføring av vertikallast fra spunt til peler kan imidlertid løses på flere måter, og her kan det hende at andre detaljer vil kunne være bedre, i et hvert fall hvis det prosjekteres på forhånd med et slikt lastoptak.

3.5.4 Tetting av lekkasjene under spunten mot Havnelagerbygget

Erkjennelsen av at spunten ikke stod på berg, men var avsluttet i morene og lekkasjemålingene til Texplor, gjorde at en valgte å gjennomføre tettetiltak i morelaget.

Dette ble utført ved at det ble boret ned Ischebeckstag med samtidig injeksjon med sement og Taccs (combigrout) fra bunn av byggegrøpen, ned gjennom morenelaget og inn i berg.

Ischebeckstag med engangskrone, som gjør at en kan bore både gjennom vanskelige løsmasser og videre inn i berg, og der en samtidig borer og injiserer, har vist seg ved flere prosjekter å være en effektiv metode for ettertetting.



Figur 23: Løsmasseinjeksjon med Ischebeck stag

3.5.5 Tetting av spunt mot oppramping fra Festningstunnelen

Spunten mot oppramping fra Festningstunnelen hadde betydelige lekkasjer, både over og under utgravingsnivå.

I et forsøk på å skaffe mulighet for mottrykk ved injeksjon ble det rammet en ny spunt innenfor hovedspunten i bunn grop. Det ble støpt ut med betong og injisert. Dette var bare begrenset vellykket, men reduserte innlekkasjene noe.

Det var også store lekkasjer i selve spunthjørnet. Dette ble tettet ved at det ble rammet et par nye spuntnåler utvendig og injisert med nedboring av Ischebeckstag i volumet mellom den opprinnelige spunten og de nye spuntnålene.

3.6 Hovedgrop for øvrig

3.6.1 Låsehoder som glapp

Etter at hovedgropa var langt på vei ferdig utgravd så oppstod det en situasjon der flere kiler i tre stag i spuntveggen mot sjøen glapp. Dette skjedde samtidig med at det ble utført injeksjonsarbeider bak spuntveggen.

Det ble satt i gang undersøkelser av kilene for å forsøke å komme fram til årsaken at de glapp. Det norske Veritas utførte undersøkelsene. Kilene var sterkt korrodert og hadde mikrosprekker. DnV anbefalte at bruk av kiler av automatstål i korrosive miljøer burde unngås.

Ettersom hele gropa på Havnelageret og gropa på Sørenga var utført med det samme stag og låsesystemet ble det videre fulgt opp. Det ble senere i prosjektet undersøkt flere kiler fra stag som ikke hadde glippet. Også disse viste en del korrosjon og begynnende sprekkdannelse, dog uten at det hadde gått ut over funksjonen til kilene. Man valgte å stole på de øvrige stagen på både Havnelageret og Sørenga og en hadde ikke flere stag som glapp.

Det er ikke avklart hvorfor kilene på de stagen som glapp hadde så omfattende korrosjon og sprekkdannelse og de andre kilene ikke. Dette kan muligens skyldes at de var korrodert før montering (ligget ute uten beskyttelse) eller en spesielt dårlig leveranse.

3.6.2 Vannfyllingstest

I prosjekteringsforutsetningene for Havnelagerentreprisen var det fastlagt at det til en hver tid skulle være to barrierer mot sjøen fra tunnel med trafikk. Denne bestod av en endespunt ytterst i byggegropa og en tettevegg (endeskott) ytterst i tunnelen med en krave rundt yttervegg og bunnplate.

I forhold til opprinnelig prosjektplan skulle Havnelagerentreprisen være ferdig med sine arbeider i hovedfasen før senketunnelentreprisen rev endespunten.

Betongtunnelen var imidlertid ikke ferdig. Det gjenstod arbeider ved teknisk rom og vegger og bunnplate inn under Festningstunnelen. Dette medførte at betongkonstruksjonen kun var vanntett opp til ca. kote -6.

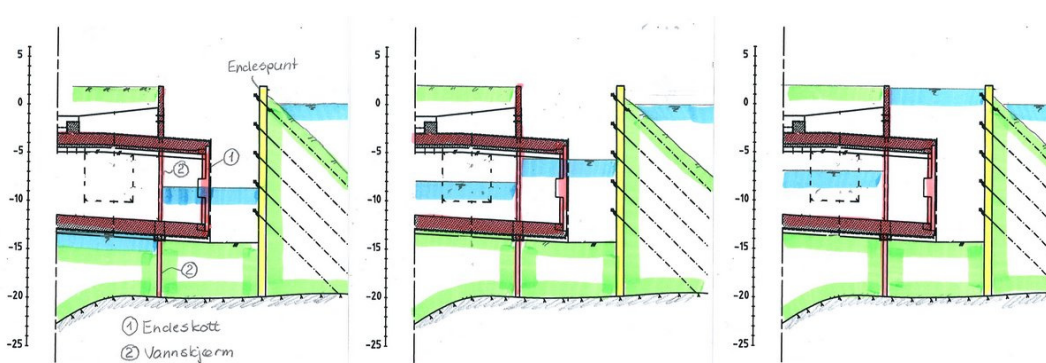
Vannskjermen rundt enden av betongtunnelen var ikke prosjektert for den trykksituasjonen en får når endespunten rives og vanntrykket innvendig i gropa måtte holdes på et vesentlig lavere nivå enn sjøvannstanden utvendig.

Det var videre ikke planlagt med at det skulle forgå arbeider i betongtunnelen på Havnelageret når endespunten ble revet og sjøen ble sluppet helt inn på endeskott og vannskjerm. Det er derfor kun bygget ett endeskott på Havnelageret.

For å kunne fortsette med bare en barriere ble det besluttet å utføre en test av den indre barrieren. Dette ble utført ved å fylle opp mellomrommet mellom endeveggen i betongtunnelen og endespunten.



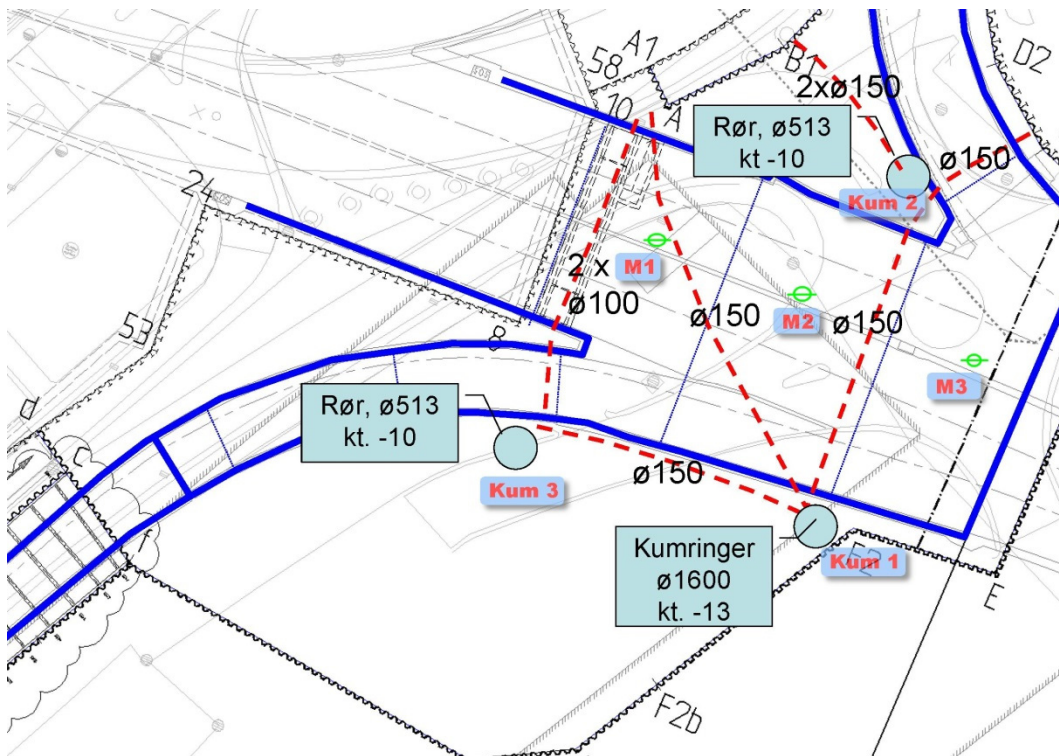
Figur 24: Vannfyllingstest, maksimal oppfylling med vann på endeskottet



Figur 25: Opplegg for test av endeskott og vannskjerm

Lekkasjer gjennom endeveggen ville være mulig å visuelt observere fra innsiden. Lekkasjer rundt, og spesielt under kraven ville ikke være mulig å visuelt inspisere.

En lekkasje rundt kraven ville imidlertid føre til at vanntrykket i byggegrøpa på innsiden ville øke. Det ble derfor arrangert et måleopplegg der en målte vannstanden i pumpebrønnene på utsiden av betongtunnelen (Kum 1 -3, se figur neste side). I tillegg ble det montert vanntrykksmålere (M1-3) under bunnplata på tunnelen.



Figur 26: Målepunkter i kummer og i bunnplate



Figur 27: Vannstandsør i bunnplate

Det ble boret hull i bunnplate og montert pakker. Manometrene som ble levert viste seg ikke å fungere og Ivar Stø fra SvRø bygget vannstandsør som muliggjorde direkte avlesning av stighøyde. Dette fungerte bra.

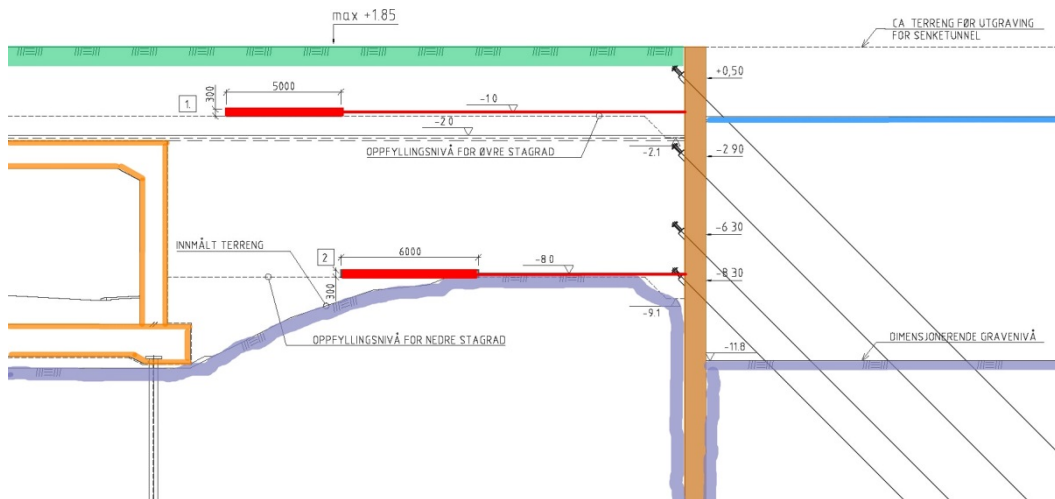
Resultatene av vannfyllingstesten var positive:

- Betongkonstruksjonene var tett opp til vannfyllingsnivået på ca. kote -7.
- Vannskjermen i enden av betongtunnelen (ytre vannskjerm), både betongskjerm mellom betongtunnel og spunt og tettespunken under bunnplate på betongtunnelen, fungerte tilfredsstillende med det påsatte differansetrykket på ca. 8 meter vannsøyle.
- Endeskottet i enden av betongtunnelen fungerte tilfredsstillende med det påsatte ytre vanntrykket på kote +1,55.

3.6.3 Forankringsplater med innfesting i spunt

Fordi Havnelagerentreprisen var forsinket måtte avstivningen av sidene på endespunten omprosjekteres. Nå måtte spuntene forankres inn i gropa. Dette var det ikke forberedt for.

På sydside ble løsningen å etablere forankringsplater i to nivåer i tilbakefyllingen rundt betongtunnelen. Stagene fra forankringsplatene ble festet i egne strekkforankringer montert i spuntbukene.



Figur 28: Forankring av spunt inn i byggegrøp

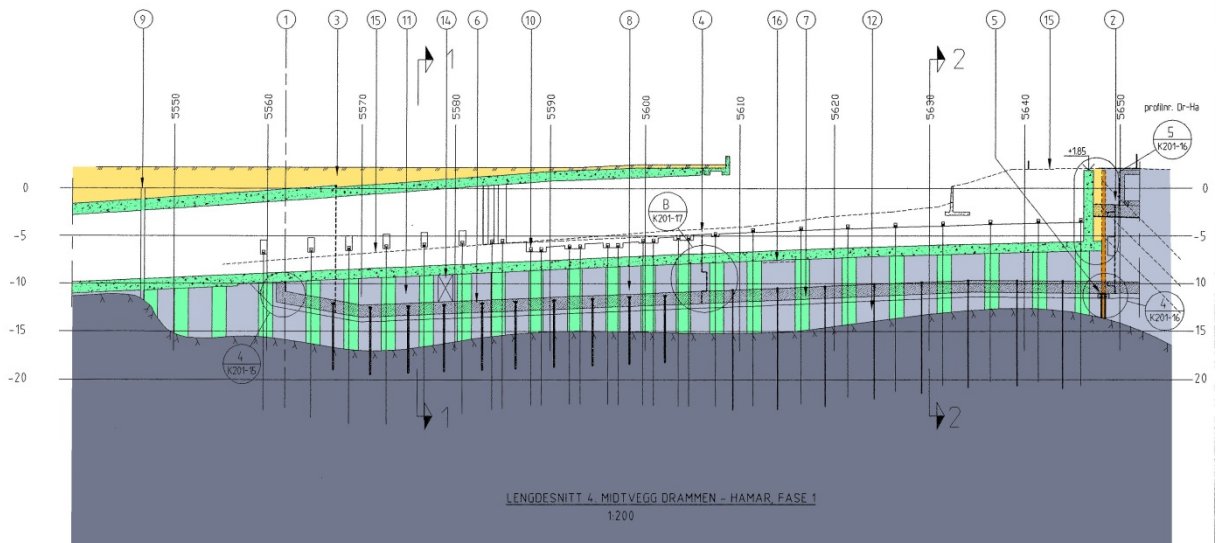
På nordsiden, Langs Langkaia, ble det både brukt bakforankring med stag til fjell og forankring til en forankringsspunt.

3.6.4 Utgraving inn under Festningstunnelen

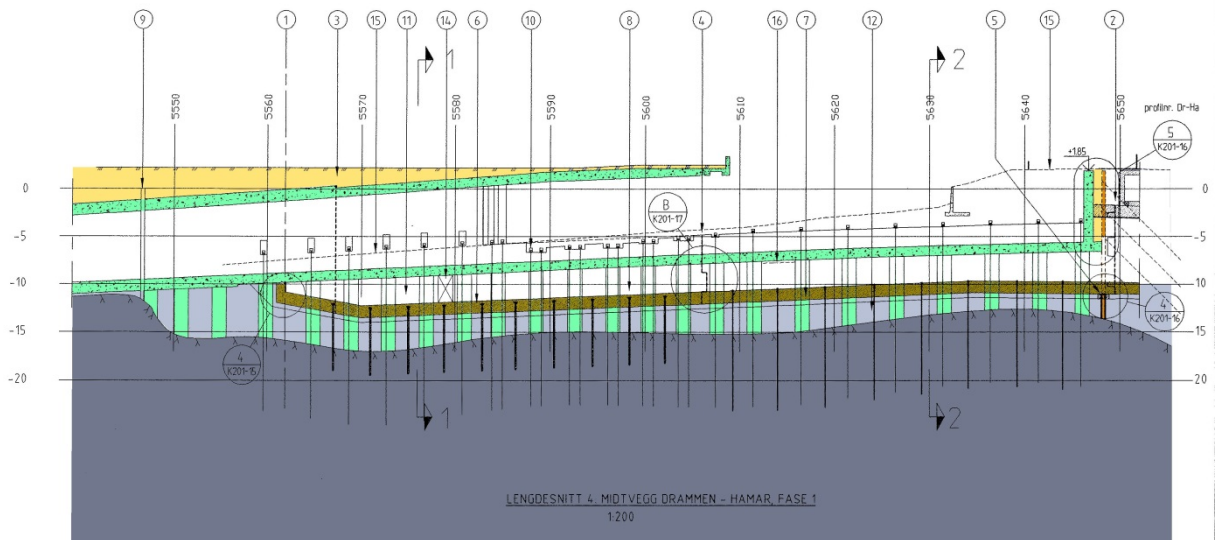
Utløpet av Festningstunnelen ved Havnelageret var opprinnelig forberedt for en videreføring ut i Bjørvika. Det endelige lengdeprofil for Bjørvikatunnelen, etter at denne var detaljprosjektert mange år senere, krevde imidlertid at bunnplata på betongtunnelen måtte senkes.

Senkningen av bunnplaten i Festningstunnelen måtte i utgangspunktet gjøres med full trafikk på E18. Det måtte derfor utvikles en løsning som gjorde at senkningen kunne bli forberedt i størst mulig grad uten å forstyrre trafikken, og at selve senkningen kunne utføres i etapper med minimal trafikkforstyrrelse.

Løsningen ble å drive tunnel i løsmasser under bunnplata på Festningstunnelen. Denne delen av Festningstunnelen var fundamentert på pilarer til berg og bunnplata var dimensjonert uten jordstøtte slik at den kunne spenne fritt mellom pilarene. Deretter skulle det støpes og fundamenteres ny bunnplata. Tilslutt ble den gamle bunnplaten sagt bort i etapper.

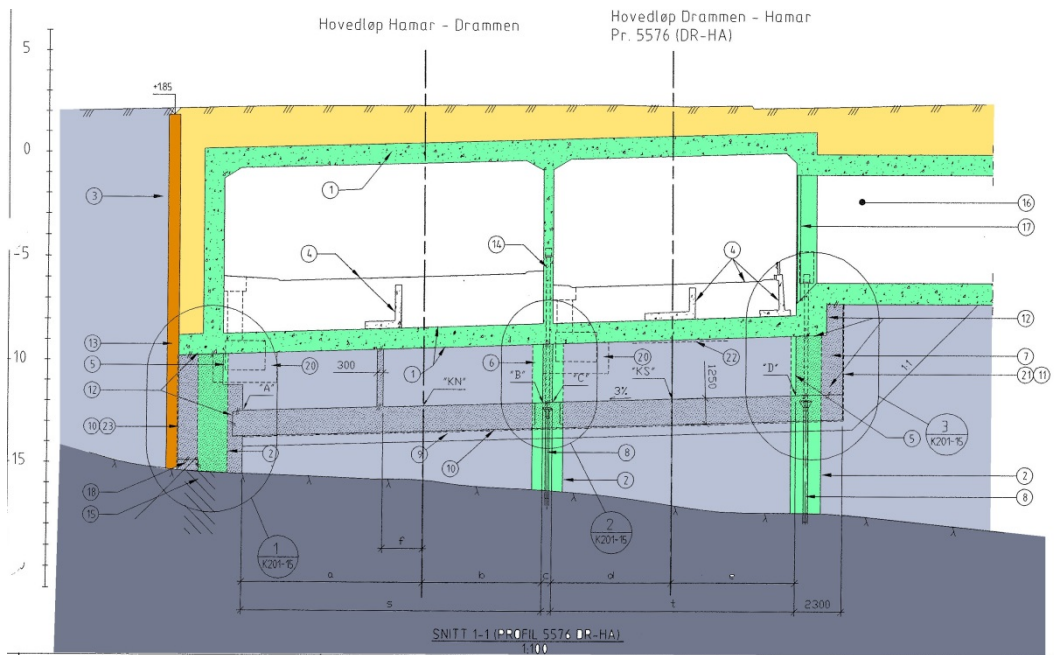


Figur 29: Eksisterende Festningstunnel

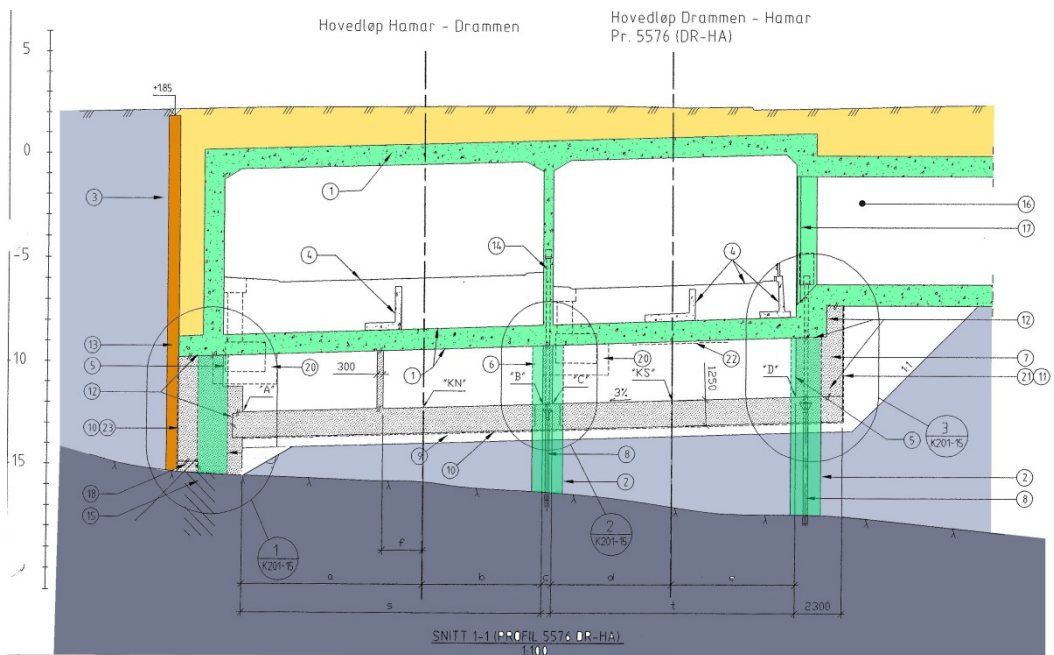


Figur 30: Utgraving under Festningstunnelen. Ny bunnplate støpt og fundamentert

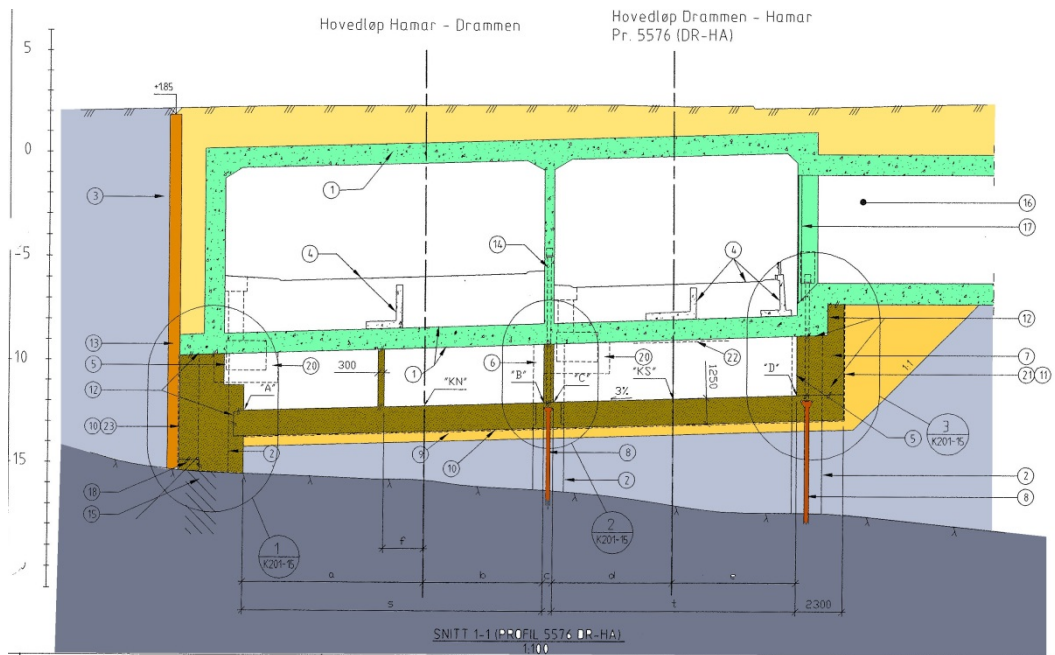
I de etterfølgende snittene er fremgangsmåten vist mer i detalj. Snittet er tatt ved viftesentralen og den er vist på høyre side i snittet.



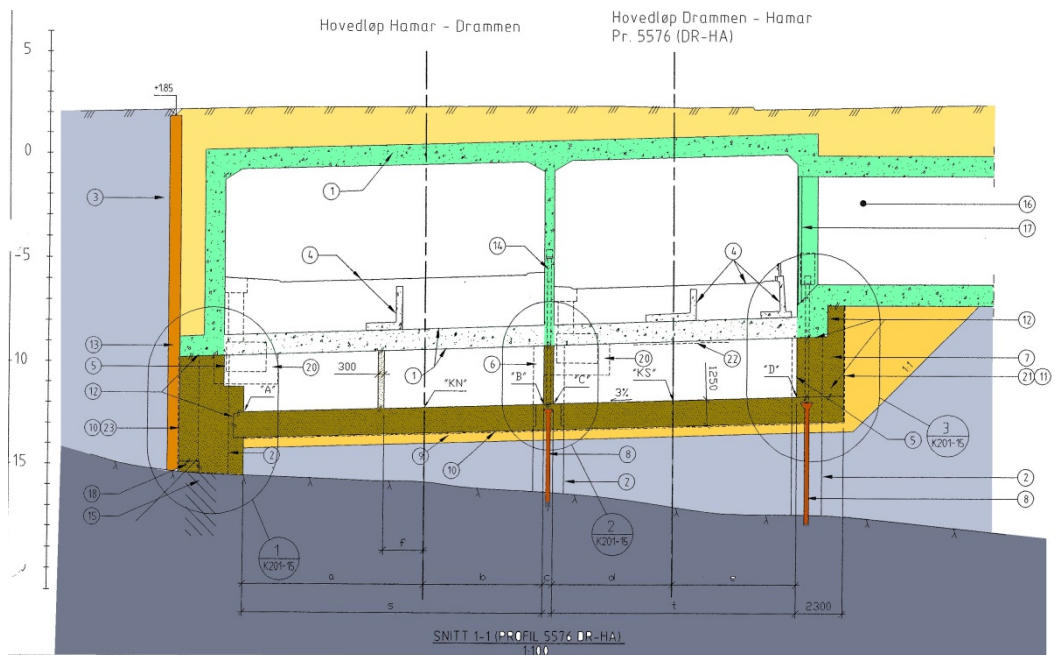
Figur 31: Eksisterende Festningstunnel



Figur 32: Utgraving under bunnplata i Festningstunnelen. Bruker den gamle spunten på nytt.



Figur 33: Ny bunnpplate og vegger er utstøpt. Fundamentering er supplert med ståljernepeler



Figur 34: Den gamle bunnplassen er sagt ned (utføres i etapper)

Arbeidet var delt opp i en rekke faser som var detaljert beskrevet for å opprettholde vannsikring, sikkerhet og trafikk.



Figur 35: Utgraving under bunnplate på Festningstunnelen

Anleggsteknisk var en avhengig av å benytte spunten som stod igjen fra byggingen av Festningstunnelen og hvor en installerte nye stag for å ta utgravingen under tidligere gravenivå.

Avdekningen av den gamle spunten viste at HZ-spuntene var gått ut av lås (flerret) flere steder.

Arbeidene avdekket også pilarene som var installert forrige gang. Det var mulig både å inspisere betongpilarene utstøpt i bakken og fjellfoten. Generelt så var pilarene av god kvalitet.



Figur 36: Pilarer og spunt fra Festningstunnelen

3.7 Omgivelser

Før anleggsstart var det installert flere poretrykksmålere i området. Flere av disse hadde også inngått i måleprogrammet for Festningstunnelen og en hadde derfor en lang målehistorie på disse.



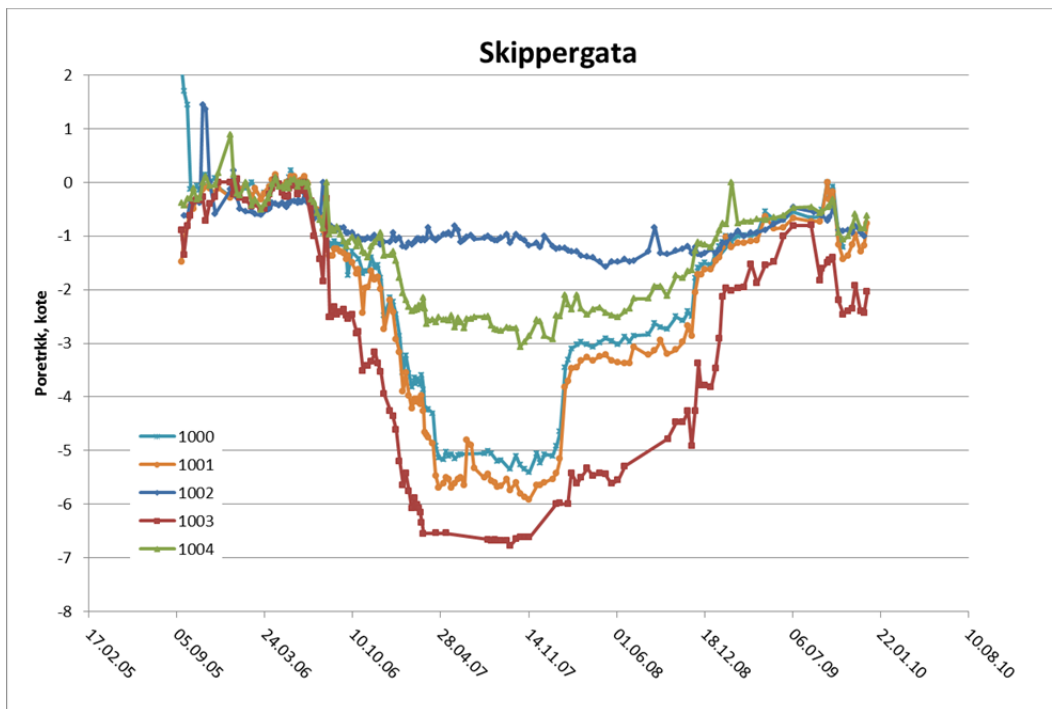
Figur 37: Plassering av poretrykksmålere

I tillegg var gamle vanninfiltrasjonsbrønner rehabilitert for å kunne brukes ved betydelige poretrykksfall i løsmassene.

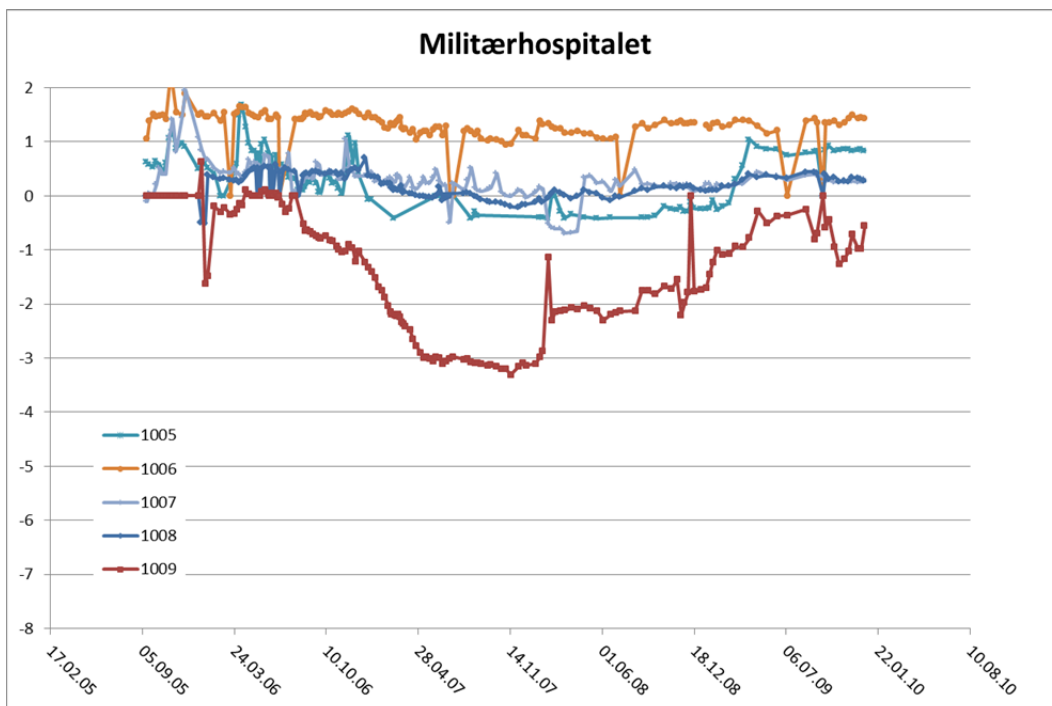
Det var videre definert et område som ble besøkt og setningsnivellert før og under arbeidene.

3.7.1 Poretrykk og setninger ved hovedgropa

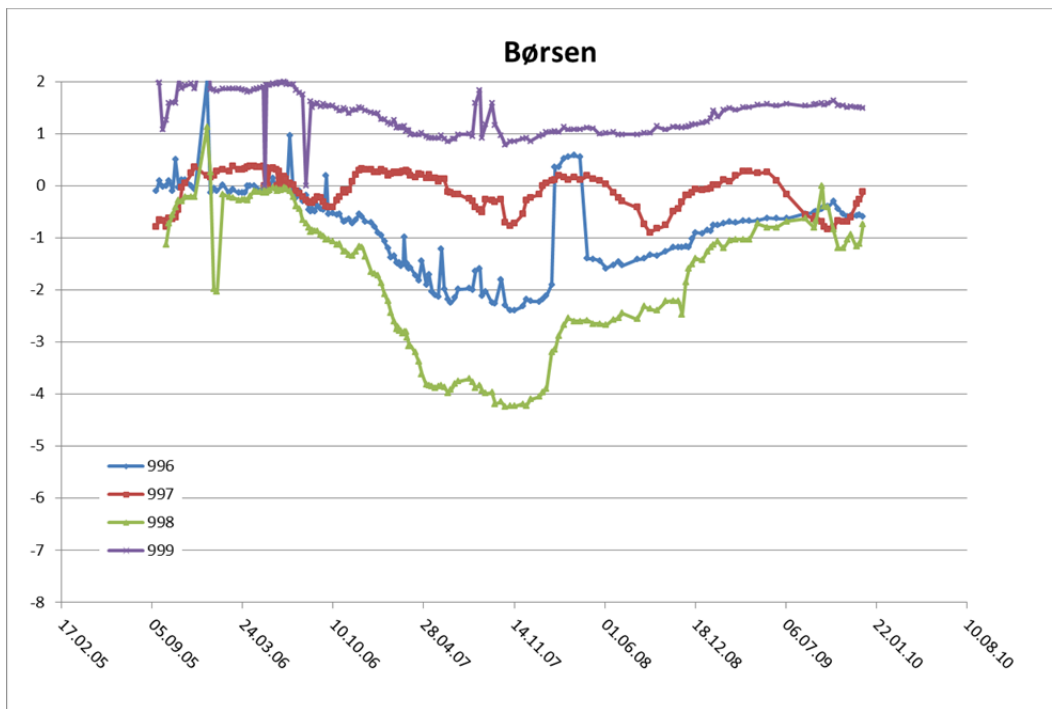
Hovedgropa ble suksessivt gravd ned til kote -13 og det ble betydelige poretrykksfall i omgivelsene. Aktiv bruk av infiltrasjonsbrønner klarte ikke å motvirke helt fallet. Resultatene var i nedre del av erfaringskurvene fra tilsvarende byggegrøper i Oslo. Med tanke på de store problemene en hadde hatt med å etablere en tett byggegrøp var ikke dette overraskende.



Figur 38: Poretrykk, område Skippergata



Figur 39: Poretrykk, område Militærhospitalet

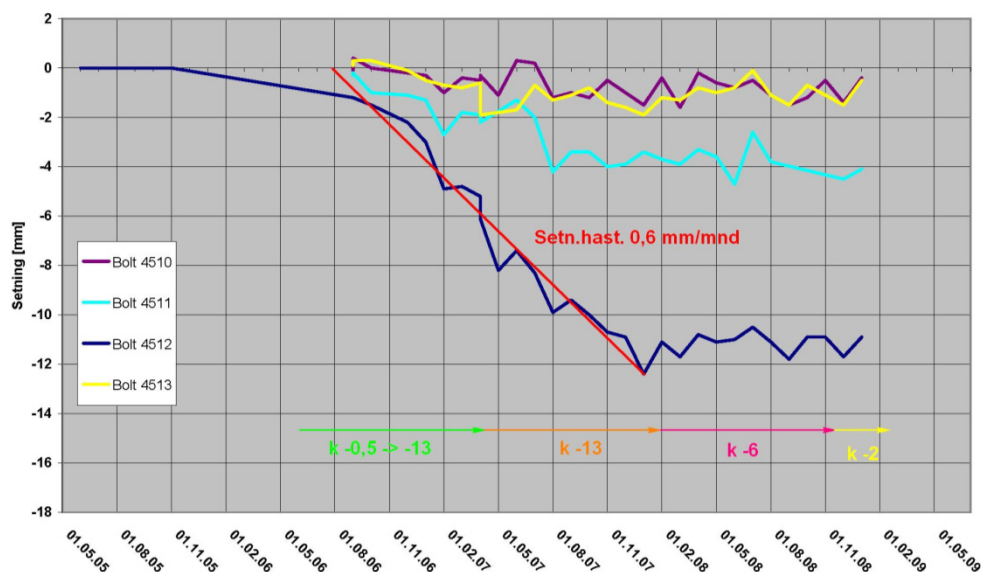


Figur 40: Poretrykk, område Børsen

Poretrykksfallet gav seg utslag i umiddelbare setninger på nærliggende bebyggelse og infrastruktur.

Mest overaskende var det at det sørvestre hjørnet av Havnelagerbygget begynte å sette seg. Dette bygget var jo opplest og vedtatt at stod på pilarer til berg. Setningskurver for boltene ved hjørnet er vist i figuren under der også dreisnivået i hovedgropa er vist.

Sammen med erfaringene med morene under spunten i samme område, gjorde at vi kunne fastslå at dette hjørnet av Havnelagerbygget måtte stå på pilarer avsluttet i morenen, og ikke til berg.



Figur 41: Setninger på sørvestre hjørne av Havnelageret



Hvordan hadde det samme hjørnet ikke fått setninger under byggingen av Festningstunnelen? Nivellementsrapportene viste 0 setninger på alle bolter.

Nærmere befaring av bygget viste imidlertid tydelige setningsriss og sprekker i dette området som var pusset over. Bygget hadde åpenbart hatt setninger tidligere.

Det er nærliggende å anta at setningsmålingene fra byggingen av Festningstunnelen ikke var reelle. Det er avdekket i ettertid at et oppmålingsfirma har jukset med målinger i Oslo.

Av andre bygg som fikk setninger kan nevnes Militærhospitalet med kino.

Ettersom betongkonstruksjonene ble ferdige ble vannstanden hevet i flere trinn, først til kote -6 og deretter til kote -2.

Området hadde jo hatt betydelige poretryksfall tidligere og setningene stoppet praktisk talt opp når vannstanden i gropa kom opp på kote -6.

3.8 Oppsummering tetting av hovedgrop

En var på forhånd klar over at byggegropa på Havnelageret ville bli vanskelig. I tidlige Anslagprosesser var det å oppnå vanntett grop på Havnelageret identifisert som kanskje den største usikkerheten på Bjørvikprosjektet.

Med en så stor byggegrop med betydelige kvadratmeter med spunt som er eksponert direkte mot vann, må det legges en betydelig innsats i alle tettet detaljer. Det skal ikke mange gjenglemte stroppehull i spunt, spuntmåler ut av lås, ødelagt tettemiddel i spuntlåsene osv. for å få problemer med vannlekkasjer. Alle stag og synlige lekkasjepunkter må fortløpende tettes.

Etter at alle tettetiltakene langs spuntveggene var gjennomført stabiliserte lekkasjene seg på ca. 150 m³/time. Dette er i seg selv et betydelig volum, men var greit å håndtere rent anleggsmessig.

Løsmasseinjeksjon av spuntfoten på berg, gjennom dybelrør, ser ikke ut til å ha gitt noen vesentlig effekt.

For å oppnå en tett overgang mellom spuntfot og bergoverflate vil vi neste gang sterkt vurdere å gå rett på jetpeler og ta det med i konkurransegrunnlaget.

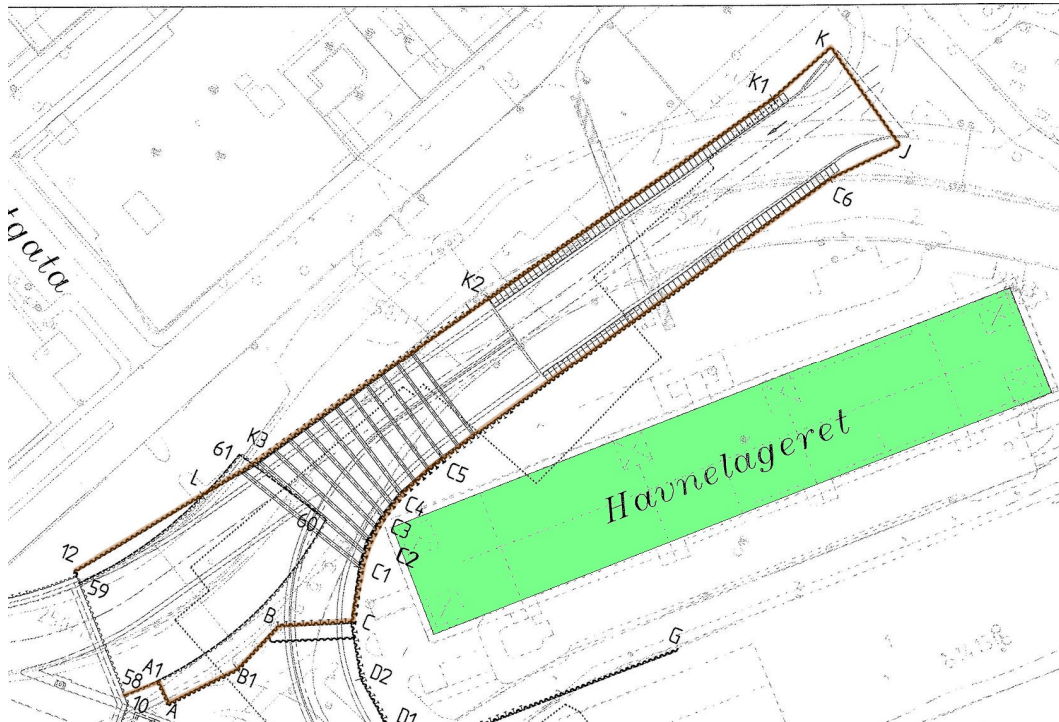
Etterinjeksjon med Ischebeckstag med Taccs/Flex var vellykket.

At vi lykkes skyldes for en stor del at alle partene var løsningsorienterte og stod på for å lykkes, og at byggherren var beslutningsdyktig.

4 Ramper til Rådhusgata

4.1 Prosjektert løsning

Etter at trafikk var satt på hovedløpet østover, skulle en starte på rampene til og fra Rådhusgata i en stor spuntet byggegrøp. Opprinnelig løsning for denne delen av gropa var hovedsakelig utvendig stag til berg og innvendig avstivning rundt hjørnet på Havnelagerbygget.



Figur 42: Fase 5 og 6, opprinnelig spuntplan

Fra hovedgroppa hadde vi erfart blant annet:

- Ikke klart å ramme den tunge HZ-spunten til berg.
- Betydelige lekkasjer gjennom stag
- Betydelige lekkasjer under spunt i morenelaget.
- Hjørnet av Havnelagerbygget stod ikke på berg, men på pilarer til morenelaget.

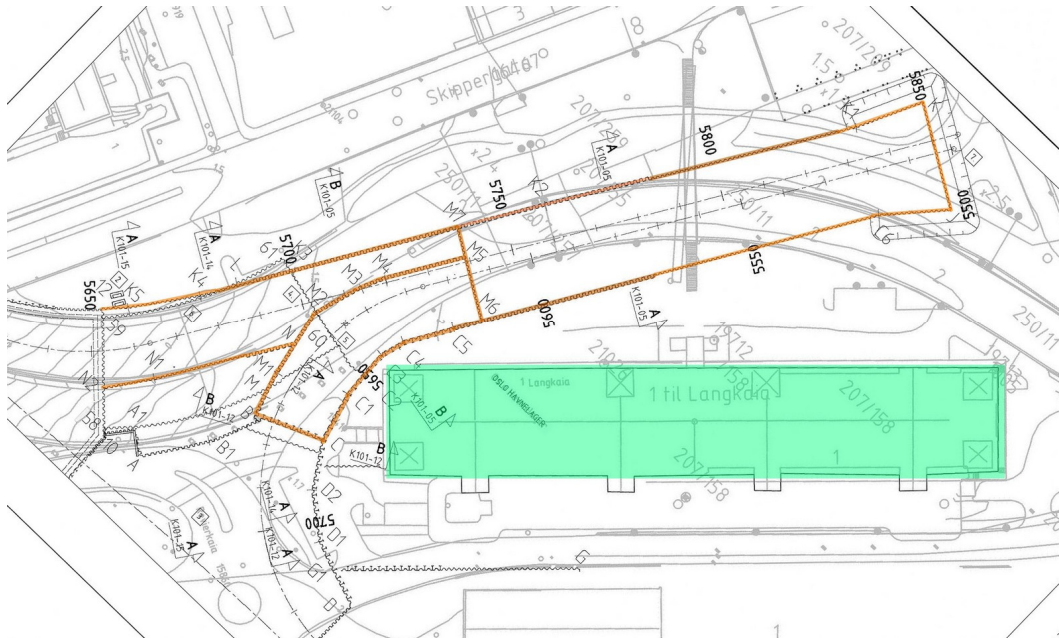
Dette ga grunn til å vurdere om den prosjekterte løsningen var robust nok i forhold til kunnskapen en satt med etter uttaket av hovedgroppa.

Etter en vurdering av byggeteknisk tilstand til bygget og en risikovurdering av grunnarbeidene, anbefalte konsulentgruppen en alternativ utførelse av grunnarbeidene. Dette var basert på

- Innvendig avstivet spunt, kun stag over grunnvannstand i øst og på gammel spunt
- Spunt avsluttet i morene ved hjørnet
- Seksjonering av groppa for å kunne håndtere vanskelige situasjoner med vann.

- Underpinning av hjørnet av Havnelagerbygget for å hindre at tårnet tippet innover mot gropa på grunn av eventuelt ytterligere setninger.

Den alternative løsningen ble besluttet.



Figur 43: Spuntplan med delespunter

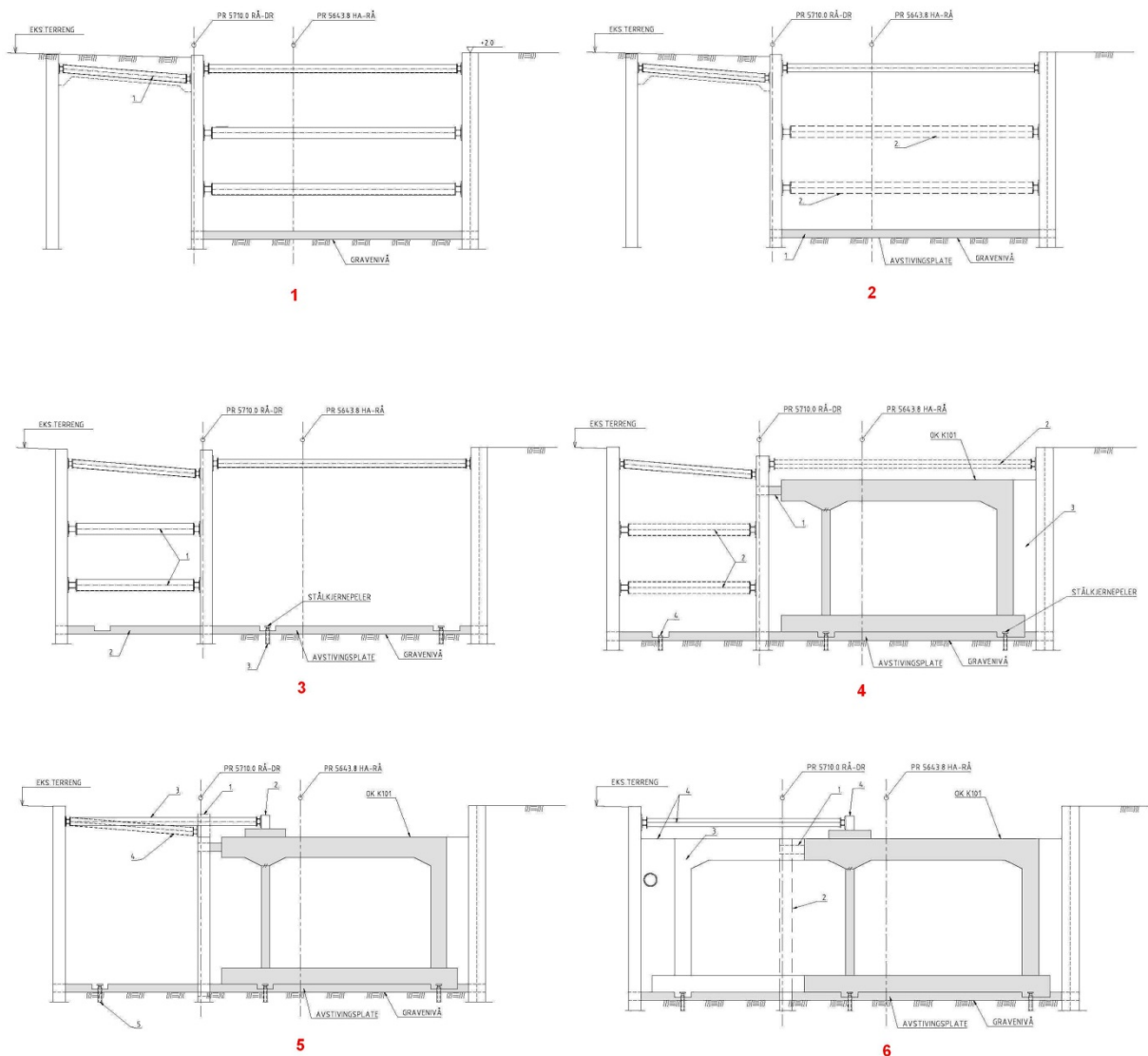


Figur 44: Stiverplan

Planen var å utføre gropa nærmest Havnelagerbygget først med minimale deformasjoner og deretter ta gropa mot Skippergata og gropa mot Rådhusgata.

Dette medførte at betongkonstruksjonen måtte deles på langs og alle horisontalkrefter til en hver tid måtte føres tvers gjennom gropane.

Det ble utarbeidet detaljtegninger som viste sekvensene:



Figur 45: Deling av grop på langs i fase 6

4.2 Bakgrunn for endret løsning

4.2.1 Morenelaget, vanskelig å få spissbæring på spunt

Erfaringene fra hovedgrova hadde vist at det var vanskelig å ramme den grove spuntten til berg. Med bruk av 45° stag må spuntfoten ta opp store vertikale krefter. Også dette hadde vist seg å være et problem i hovedgrova.

Den reviderte løsningen, med kun innvendig avstivning, hadde ikke behov for opptak av vertikal-laster. Spuntfoten måtte imidlertid ha nok horisontalkapasitet i morenelaget til å ta den nederste delen av jordtrykket. Omfattende beregninger viste at det var tilstrekkelig horisontalkapasitet med den penetrasjonen av spuntten en hadde klart i morenelaget i hovedgrova.

4.2.2 Havnelagerbygningen, setninger

Med det nærmeste hjørnet av Havnelagerbygningen fundamentert på morene, var det ønskelig med en så tett byggegrov som mulig og en stiv byggegrov. Ved å seksjonere byggegrova ville geometrien på grova nærmest Havnelagerbygningen bli mindre med kortere stivere.

4.2.3 Havnelagerbygningen, stag inn mot og under

Med erfaringene fra hovedgrova var det ikke ønskelig å bore en stor mengde stag inn mot pilarene. Videre ville mange stag øke lekkasjene og dreneringen av morenelaget under bygget.

En løsning med kun innvendige stivere ville være mer skånsomt.

En valgte imidlertid å beholde fundamenteringen på borede stålkjernepeler. Pelingen måtte utføres med deler av den innvendige avstivningen i bruk noe som ville vanskeliggjøre bruk av rammede peler.

Boringen av stålkjernepeler fra bunn byggegrov medførte selvfølgelig drenering og senket poretrykk. Graveplanum lå på ca. 12 meter under terreng ved overgangen til hovedgrova og minkende til kun et par meter oppe ved Rådhusgata.

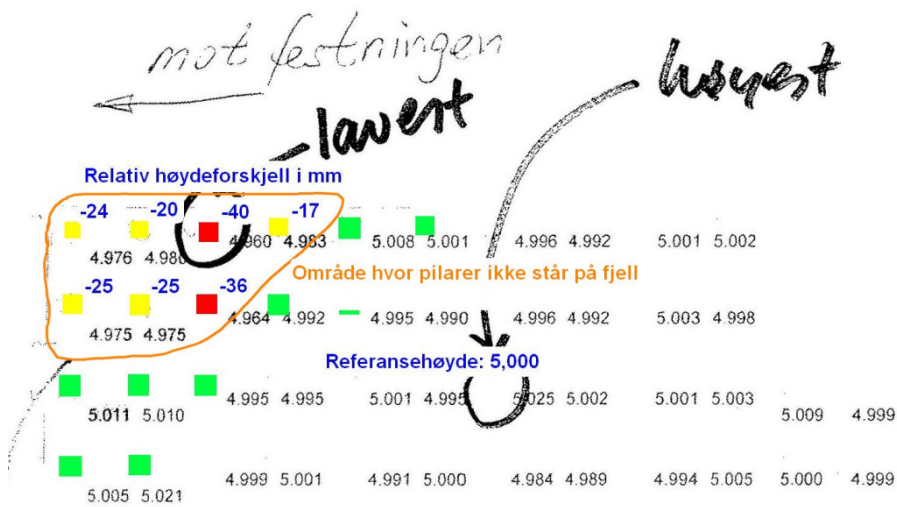
4.2.4 Seksjonering av grova

I hovedgrova var det kontinuerlige utfordringer med å holde grova tett mot vanninntrenging. Grova for rampene ville ligge for en stor del i gjenfylte gamle havnebasseng. For å gjøre grova mer robust mot uforutsette vanninnbrudd ble det valgt å seksjonere grova i tre deler med en tverrspunt.

4.3 Refundamentering av Havnelagerbygningen

4.3.1 Bakgrunn

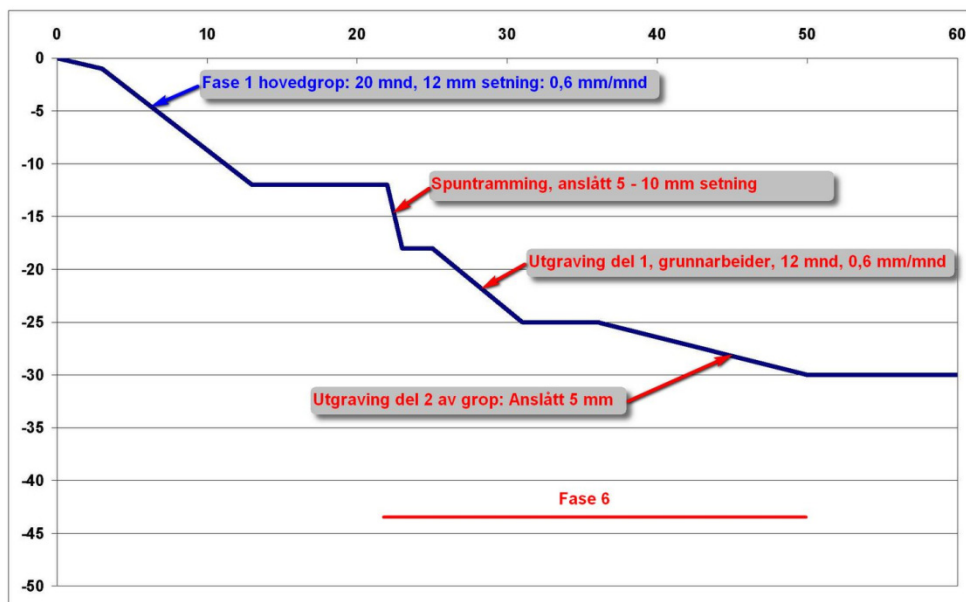
I et godt samarbeid med Entra, som eier av Havnelagerbygget, ble det fremskaffet data som samlet viste at flere pilarer ikke kunne være ført til berg. Dette viste seg blant annet som setninger på gulvet i kjelleren.



Figur 46: Havnelageret, målte høydedifferanser på kjellergulv (fra Entra)

I diskusjonene med Entra ble det klart at en refundamentering av alle de aktuelle pilarene ikke var aktuelt. SvRØ valgte da å kun refundamenterer hjørnepilaren slik at eventuelle deformasjoner av bygget ville gå innover og ikke ut mot byggegrøpa.

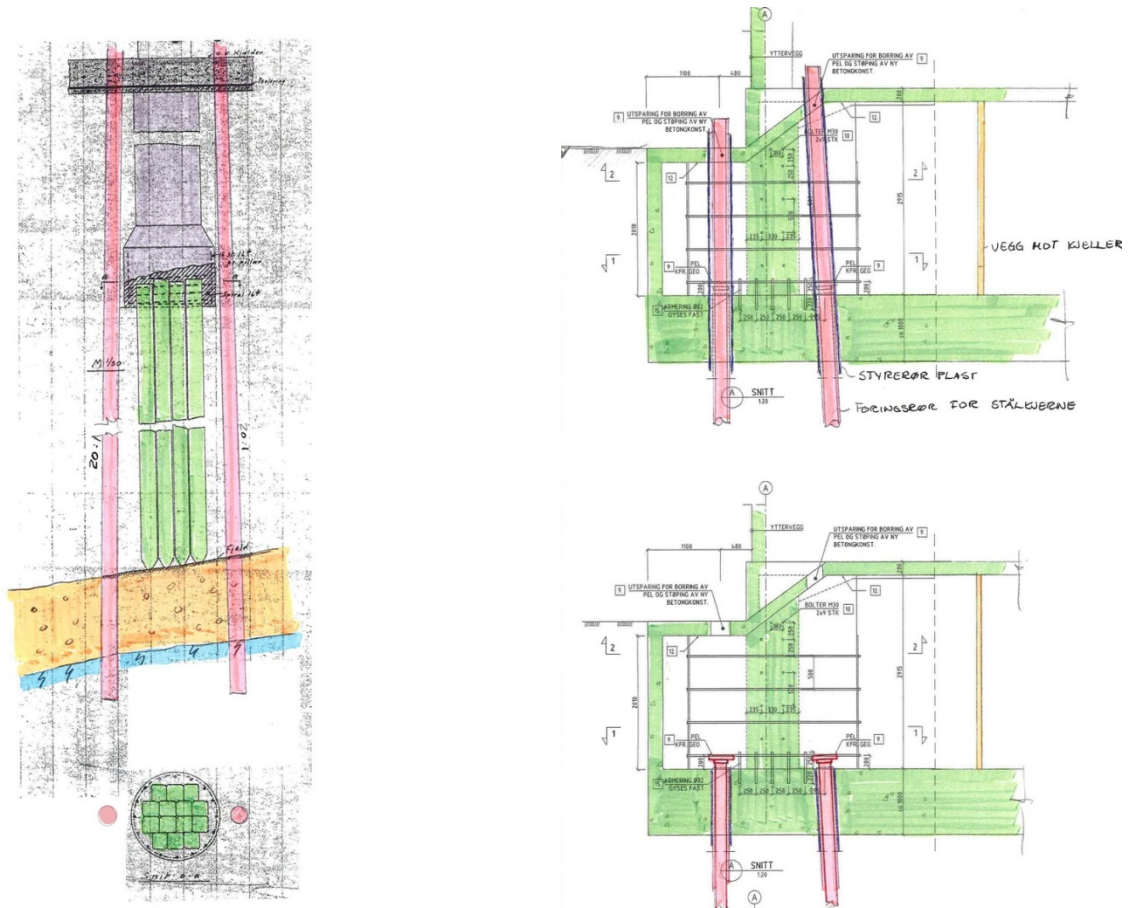
De byggetekniske rådgiverne var enige om at Havnelagerbygget kunne tåle inntil 50 mm ytterligere setninger. Rådgivergruppen utarbeidet en setningsprognose for de resterende arbeidene. Prognosen viste en maksimal setning på 30 mm.



Figur 47: Setningsprognose for Havnelageret sørvestre hjørne fase 6

4.3.2 Teknisk løsning peler

Det ble boret ned to Ø180 mm stålkjernepeler utvendig på begge sider av hjørnet. Entreprenøren kjerneboret gjennom dekket og trappen. Deretter satt de ned et foringsrør i bunnplata som selve foringsrøret for stålkjernen skulle bores gjennom.



Figur 48: Refundering av hjørne Havnelageret

Fordi boringen skulle skje helt inntil den eksisterende pilaren måtte boringen i minst mulig grad forstyrre grunnen.

Det ble spesifisert reversibelt børsystem og ringkrone. Arbeidet ble utført av Hallingdal Bergboring. Boringen ga minimale setninger på bygget.



Figur 49: Boring for stålkernepelers inntil Havnelagerbygget:

4.3.3 Teknisk løsning omstøp av søyle



Lastene blir overført fra eksisterende søyle til de nye pelene ved at søylen i kjelleren er omstøpt.

Figur 50: Søyle i kjeller i Havnelagerbygget

Det ble ikke jekket på de nye pelene for å overføre laster til disse. Pelene skulle ta over lasten etter hvert som pilaren fikk deformasjoner på grunn av setninger i morenelaget.

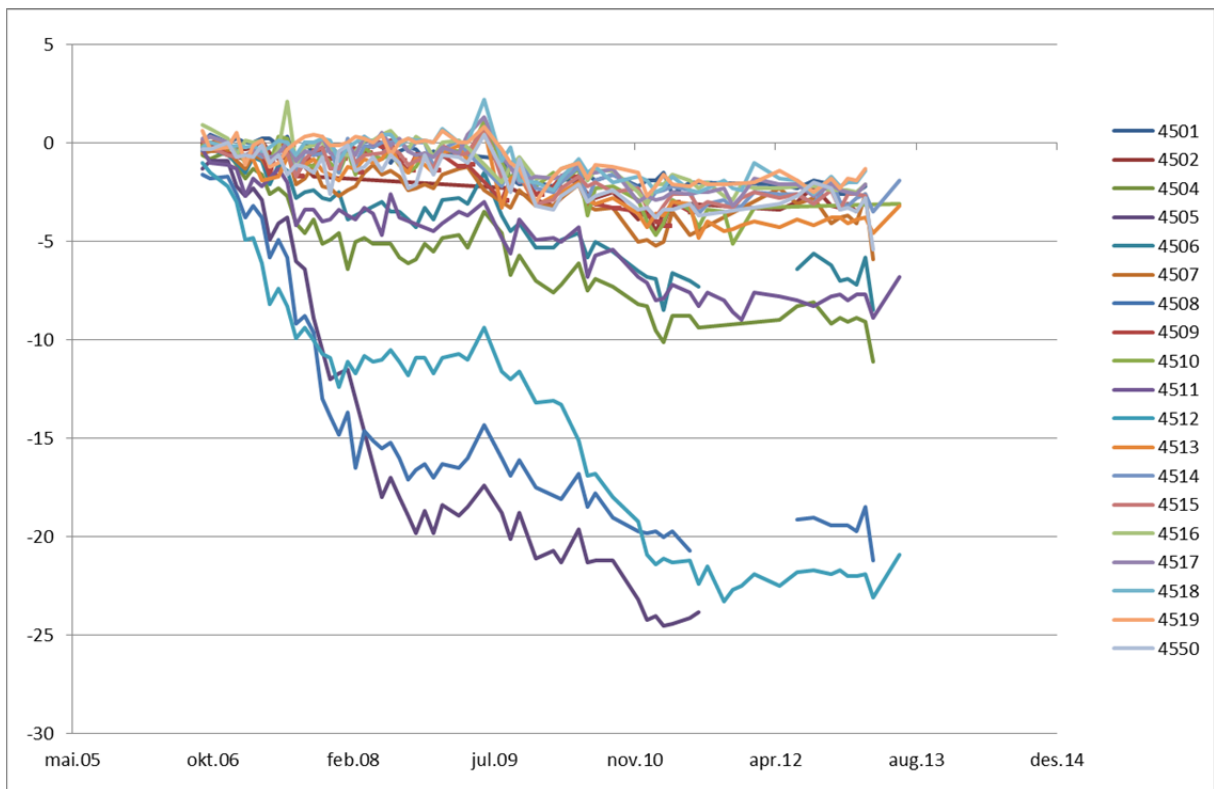
4.3.4 Resultater av setningsmålingene utvendig

4.3.4.1 Setninger av fasade under anleggsarbeidene for fase 1 i Bjørvika

Det var opprinnelig installert 19 setningsbolter rundt Havnelagerbygget.

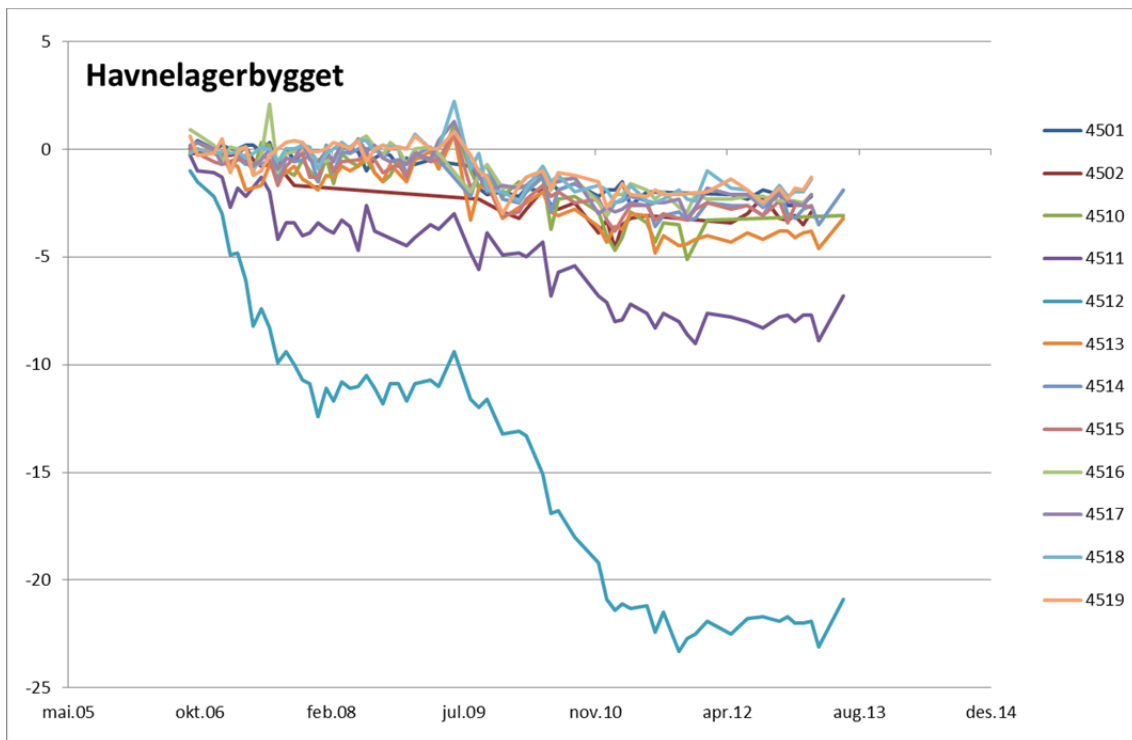
Boltene 4510 – 4513 dekker sydvestre hjørnet. Før arbeidene med siste fase ble det ytterligere installert 5 bolter ved hjørnet.

I etterfølgende samleplottet er setninger på alle de opprinnelige 19 boltene vist.



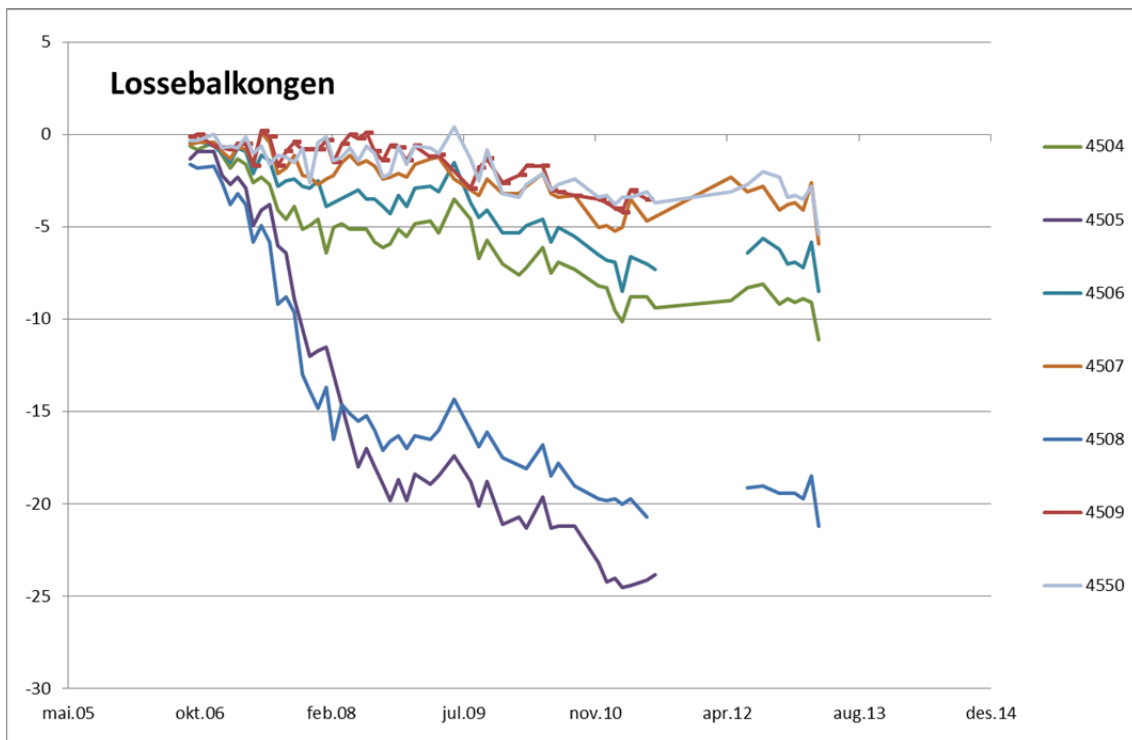
Figur 51: Havnelagerbygget, setninger opprinnelige bolter

I de etterfølgende plottene er setningene på selve Havnelagerbygget og Lossebalkongen splittet i to.



Figur 52: Setninger på hovedbygningen

Siden oppstart av Havneleragetreprise har selve hjørnet fått ca. 22 mm setning (bolt 4512). Setningen avtar ut fra hjørnet til ca. 8 mm på hjørnet mot Lossebalkongen. Resten av bygget har fått mindre enn ca. 4 mm setning.



Figur 53: Setninger på Lossebalkongen

På Lossebalkongen er maksimal målte setninger mellom ca. 20 og 24 mm (boltene 4505 og 4508). På de øvrige boltene er setningene mellom 4 og 10 mm. Manglende målinger skyldes at boltene har vært tildekket på grunn av anleggsarbeider.

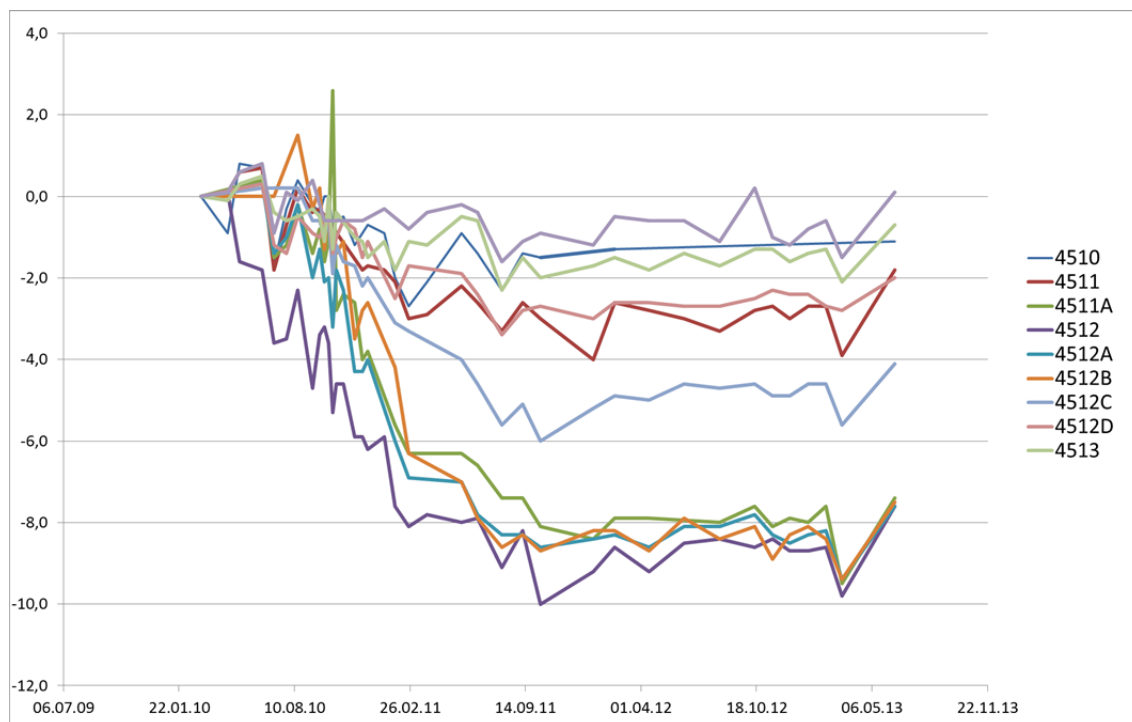
4.3.4.2 Setninger av fasade under anleggsarbeidene for fase 6 i Bjørvika

For å kunne følge med på setningene ved hver pilar ble det montert ekstra bolter: 4511A, 4512A, 4512B, 4512C og 4512D. Bildet under viser plasseringen sammen med de opprinnelige boltene.



Figur 54: Plassering av setningsbolter på hjørnet

For å følge med setningene under siste fase av arbeidene er måleresultatene nullstilt, vist i samleplott under.



Figur 55: Setninger på hjørnet i siste fase

Setningene på hjørnet er blitt ca. 9 mm under siste del av grunnarbeidene. Nabopilarene har fått samme setningene slik at hele hjørnedelen av bygget har satt seg omtrent like mye. Ut mot sidene er setningene mindre.

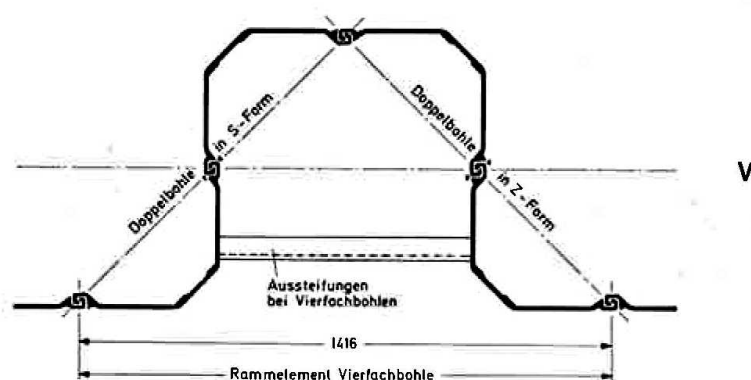
Resultatene fra setningsmålingene viser at vi klarte å holde oss innenfor setningsprognosene på 30 mm, jfr. fig. 47. Entra hadde i tillegg til setningsboltene SvRø hadde montert, montert et par ekstensiometere på et par utvalgte riss. Etter hva vi kjenner til så har disse viste helt minimal utvikling under arbeidene.

På sørveggen åpnet de gamle rissene seg noe uten at dette hadde annet enn kosmetisk konsekvens. Setningene på og rundt Havnelagerutbyggingen har medført erstatningsutbetalinger på i størrelsesorden 10 mill. kr. I tillegg kommer kostnadene for refundamentering av hjørnet på ca. 2 mill. kr. samt kostnader til omprosjektering og bygging av ny løsning for spuntgropa.

4.4 Erfaringer fra bruk av Larssen spunt

Entreprenøren ønsket å benytte Larssen 430 spunt for deler av gropa. Dette er den samme spunt som ble benyttet i kjelleren på Oslo City i midten av 80-årene. Profilet er et sammensatt profil satt sammen av 2 stk. u-profiler som er klemt i låsene for å danne en z-nål.

LARSSSEN 430 und 450 (aus Profilen der 40er-Reihe)



Figur 56: Larssen 430

Spunttypen tilfredstilte kravene i kontrakten og konsulenten godkjente spunt og anbefalte at den ble rammet som helt profil avstivet med stålstivere som vist i katalog fra Hoech og som en hadde lært seg under arbeidene på Oslo City.

Imidlertid valgte spuntentreprenøren å ramme spunt som enkeltnåler (dvs. to sammenklinkede u-profiler). Enkeltnålene var lite stabile og vred seg under inntrenging og ramming. Dette medførte at flere dubbrør løsnet og vanskeliggjorde senere boring og montering av fotbolter.

Det måtte derfor bores ned en god del ekstra fotbolter fra terreng.

Ved senere bruk av samme type spunt bør en benytte hele profiler som avstives.

Etter arbeidene krevde entreprenøren ekstra betalt for rensk av spunt fordi Larssen 430 hadde større eksponert overflate enn en vanlig spunt. Dette ble imidlertid avvist da spuntvalget var entreprenørens eget.



Larssenspunten ble blant annet brukt som langsgående spunt mellom de to ulike delene av rampa. På grunn av ulik fremdrift på rampene ble spunten stående som en fri vegg mellom gropene med innvendige stivere på begge sider, se figur 43 og 44.

Gropa for avrampa ligger i kurve og spunten fikk noe laster fra stivere og puter på langs. En erfarte da at Larssenprofilen var lite stivt og en fikk noe deformasjoner i spunten (trekkspill).

4.5 Erfaringer fra utgraving

4.5.1 Vanninnbrudd gjennom spuntvegg

I januar 2011 oppdaget en arbeider at det startet å komme opp vann i bunn av byggegropa inntil spunten mot Havnelagerbygningen. Vannmengden økte raskt og gropa ble evakuert. Vannet fylte etter hvert hele gropa. På grunn av seksjoneringen av gropene ble vanninnbruddet isolert til gropa nærmest hjørnet.

Årsaken til vanninnbruddet ble vurdert til å skyldes at spuntnåler hadde gått ut av lås under gravenivå og at vannet dermed hadde kort strømvei og høy gradient.

Det ble besluttet å ramme enkeltnåler inne i HZ-spunten og deretter injisere med Ischebeck stag.

Dette ble utført og løsningen fungerte slik at gropa igjen kunne lenses og arbeidene fortsette.

4.5.2 Graving i full bredde ved portalen

Ytterste del av gropa var ca. 22 meter bred mellom spuntveggene. Med de maskinene som var tilgjengelig var det ikke mulig å grave ut hele gropa fra yttersiden. Det ble derfor brukt en liten maskin som la massene ut på siden og massene ble deretter løftet opp med maskiner som stor på siden på terrenget. Dette medfører omlasting av leire i flere omganger med ømrøring og økte gravekostnader.



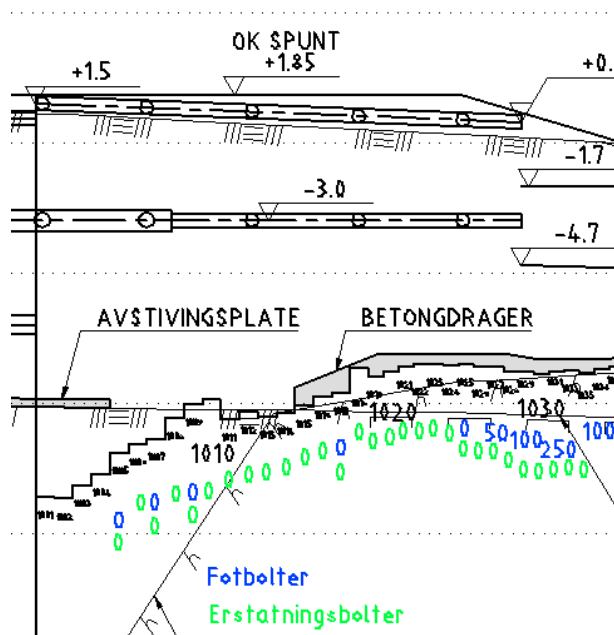
Figur 57: Graving full bredde

4.5.3 Brudd i fotbolt

Ved utgraving for gropa for pårampe fra Rådhusgata til Festningstunnelen oppstod det brudd i en fotbolt.



Figur 58: Brudd i fotbolt, pårampe til Festningstunnelen



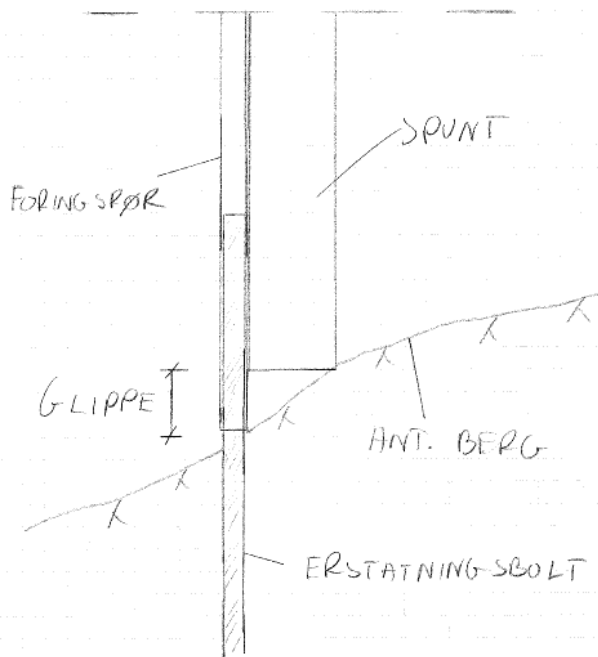
Figur 59: Fotbolter i overgangssonen.

Fotbolten var ettermontert i nedboret foringsrør tett inntil innsiden av spunt. I dette området var en stor andel av dubbrør ødelagt slik at det ikke hadde vært mulig å installere fotbolter som prosjektert.

Bruddet skjedde i overgangssonen der spuntfoten ble blottlagt ved berg. På begge sider av denne overgangssonen var spuntfoten enten sikret med skråbolter i berg eller ved en avstivningsplate av betong.

Bruddet medførte lokal deformasjon av spunten. Larssenprofilen ble tilnærmet brettet ut uten at låsene revnet.

I foten kom det inn løsmasser og det dannet seg raskt et krater opp til terreng.



Figur 60: Glippe erstatningsbolt

Fotbolter og erstatningsbolter var dimensjonert for å kunne tåle full utgraving med en stiverrad. I dimensjoneringen av boltene er de beregnede kreftene økt med 35 % i henhold til prosjekteringsforutsetningene for å ha reservekapasitet ved brudd i en bolt. En av forutsetningene i dimensjoneringen av fotbolter er maksimalt glippe mellom spuntfot og berg lik 10 cm.

Trolig er årsaken til bruddet en overskridelse av denne avstanden. Enkelte av erstatningsboltene ble satt på spuntryggen og helningen på berget gjorde at glippen ble større en 10 cm.

Spunten ble sikret relativt raskt med en ekstra stiver ved bruddstedet. Spuntfoten ble permanent sikret med en massiv støp mellom spuntveggene.

4.5.4 Deformasjon av spunt ved pårampe

Entreprenøren kom med flere forslag til anleggsveier ned til bunn av byggegropa for pårampa til Festningstunnelen. Det siste forslaget som ble besluttet medførte at en skulle skjære ned spunt mot Hovedgropa og ta ned anleggsveien på baksiden parallelt med spunten.



Spunten ble skåret ned, men entreprenøren hadde ikke lenger samme behov for anleggsveien slik at massene bak spunten ikke ble fjernet som forutsatt.

Dette medførte at spunten fikk for store laster og ble presset inn i toppen.

Spunten ble midlertidig sikret med en innvendig stiver som senere ble erstattet med bakforankrede stag.

Figur 61: Deformasjoner av spunt ved pårampe

4.6 Måleprogram

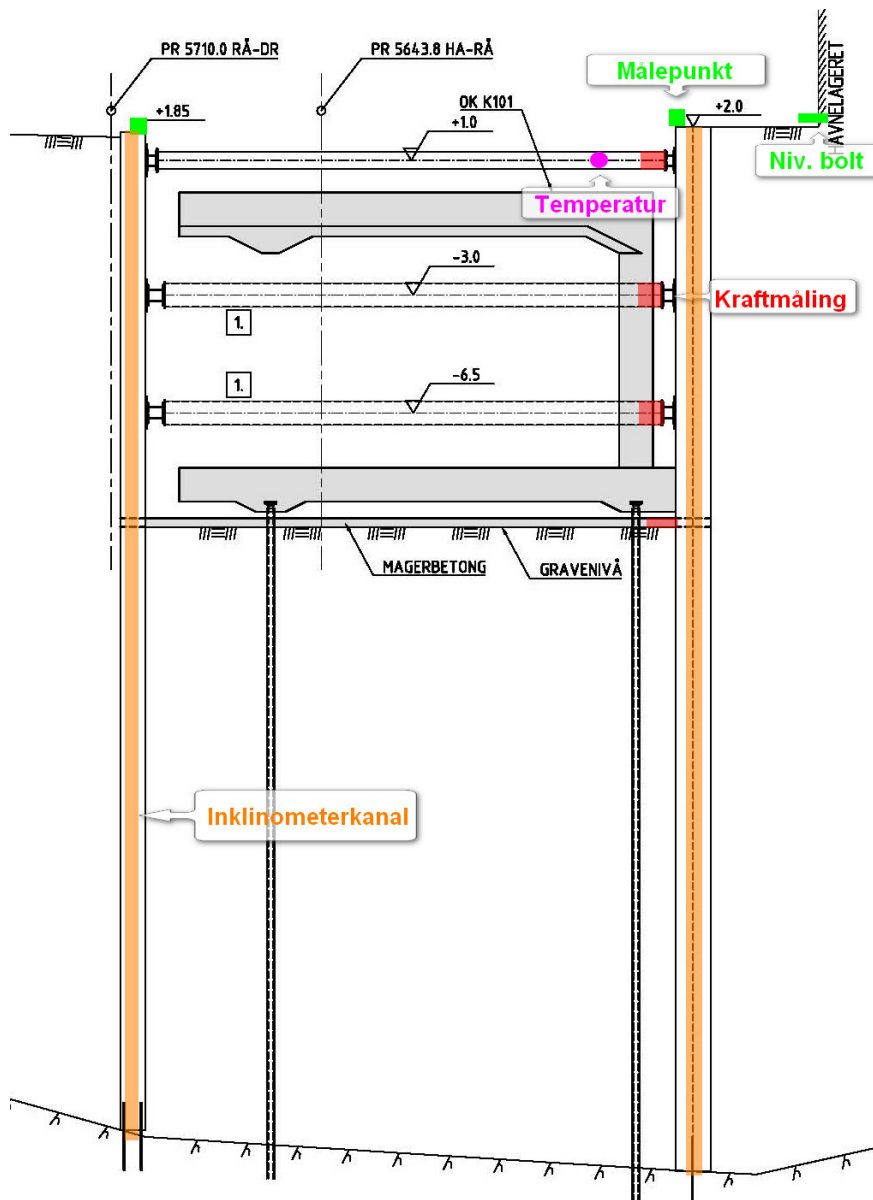
Spuntgropen forbi Havnelagerbygningen skulle etableres tett inntil selve bygningen. Spuntgropen skulle avstives med innvendige stålrørstivere.

Det var i prosjekteringsfasen stor fokus på mulige deformasjoner av spunten lokalt, og av hele spuntgropa globalt. Det ble derfor i samråd med Vegdirektoratet valgt å etablere et måleprogram for å måle deformasjoner og stiverkrefter.

4.6.1 Omfang instrumentering

Det var ønskelig å kunne måle følgende forhold i tre snitt:

- Deformasjoner langs spuntveggen med inklinometer
- Deformasjoner av topp spunt med totalstasjon
- Last i stålrørstivere
- Temperatur i øverste stålrørstiver
- Last i avstivningsplate av betong
- Lokale setninger av Havnelagerbygget ved hver pilar

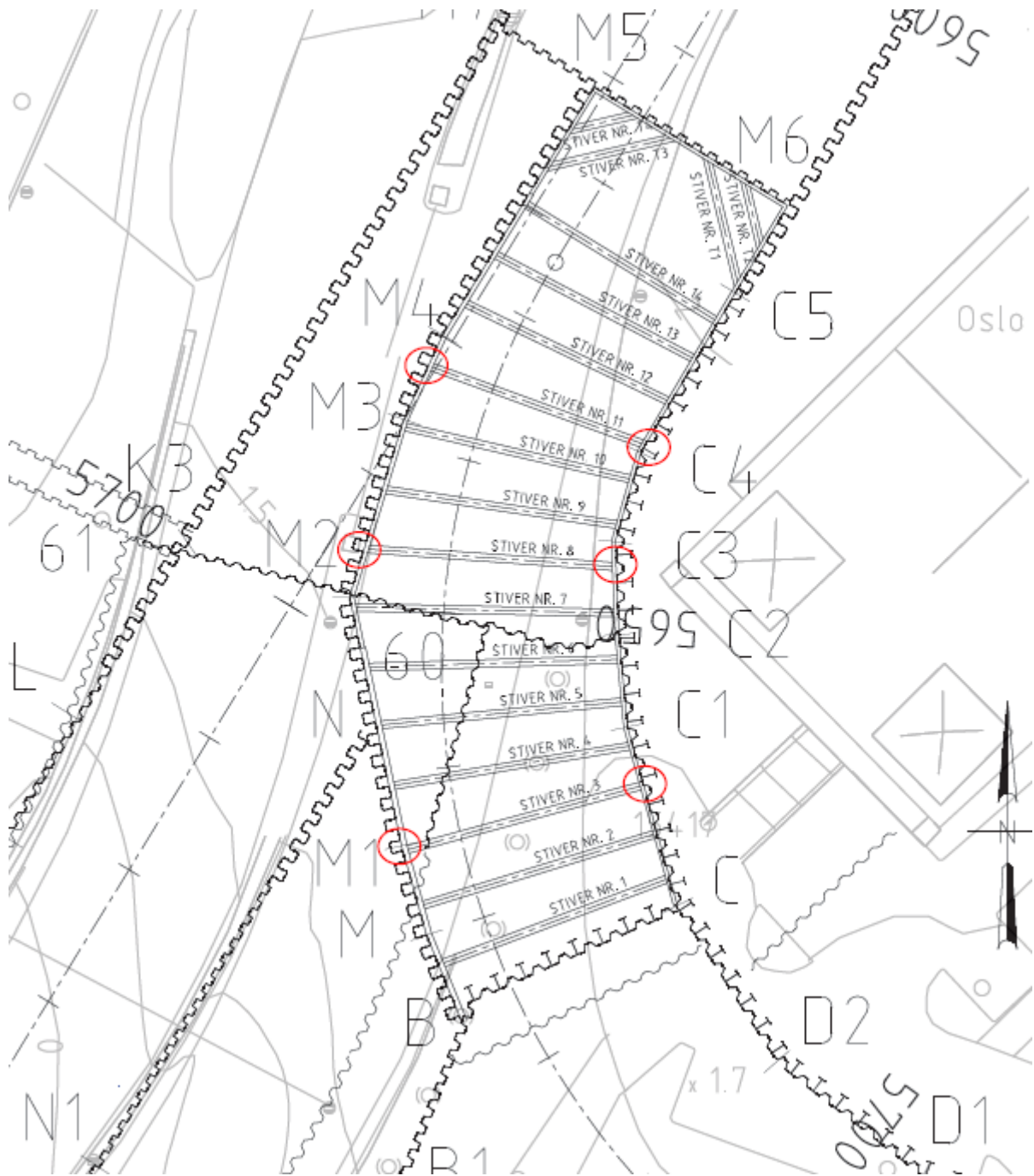


Figur 62: Opprinnelig forslag til instrumentering av avrampe til Rådhusgata

I tillegg ble det satt inn supplerende nivellementsbolter i Havnelagerbygget slik at det stod en bolt ved hver pilar.

4.6.2 Måleresultater deformasjoner, sammenlignet med beregnede verdier

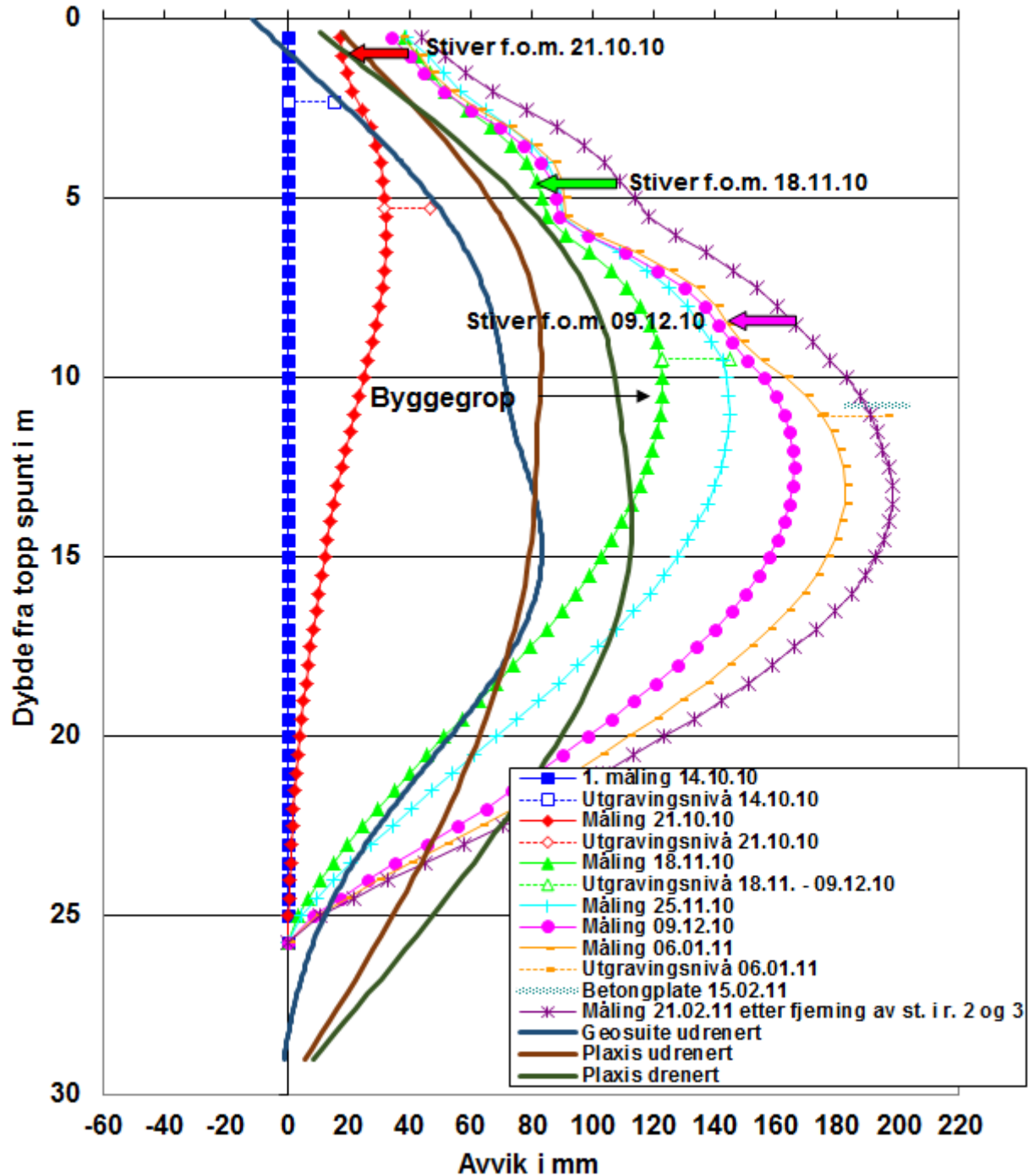
Deformasjoner i spunt ble målt med inklinometer nedsenket i kanaler på spuntene. Det ble målt på 6 forskjellige steder, ved stiver nr. 11, 8 og 3, se oversikt på neste side. Målingene ble utført under utgravingen av byggegrøpa, i tillegg ble det gjort målinger etter at stivere i de nederste nivåene var fjernet. Det var Tor Helge Johansen og El Hadj Nouri fra Vegdirektoratet som utførte målingene og plottet grafene i Excel.



Figur 63: Oversikt over inklinometerkanaler

Etterfølgende figurer viser målte og beregnede deformasjoner. De beregnede deformasjonene er fra siste fase hvor avstivingsplata er støpt og stivere i nivå 2, 3 og eventuelt 4 er fjernet. Det er tatt med deformasjoner fra beregninger utført i Geosuite excavation (udrenert) og Plaxis (udrenert og drenert). Kommentarer til resultatene er gitt i slutten av kapittelet.

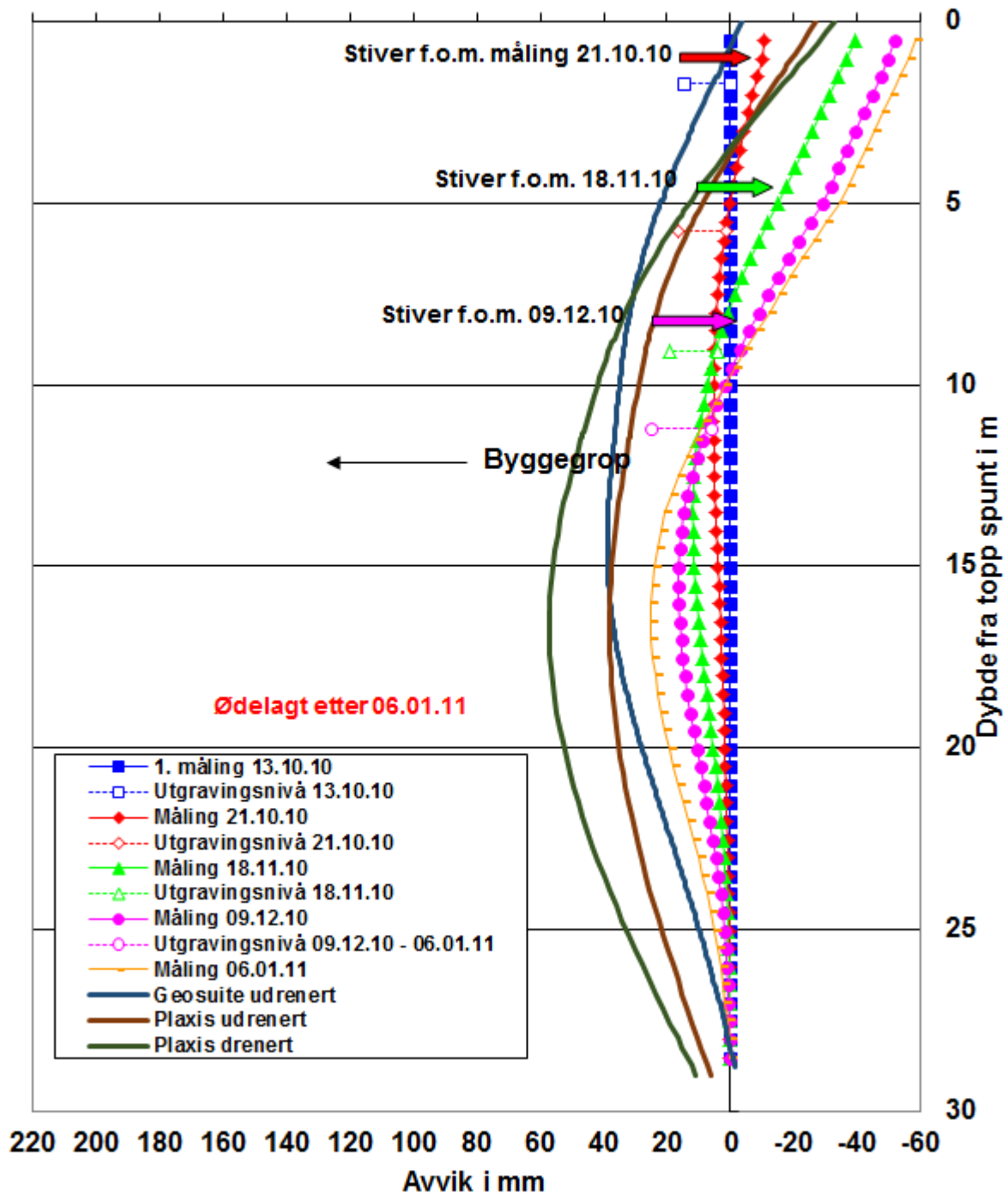
Havnelageret , Inklinometermålinger på spunt , M 4 ved stiver nr. 11,



Figur 64: Deformasjoner spunt ved hjørne M4

Det er plottet grafer fra flere utgravingsfaser. De beregnede deformasjoner kan sammenlignes med siste måling utført 21.02.11. Største beregnede deformasjoner har avvik på mellom 80 og 110 mm, i samme fase er målte deformasjoner ca. 200 mm.

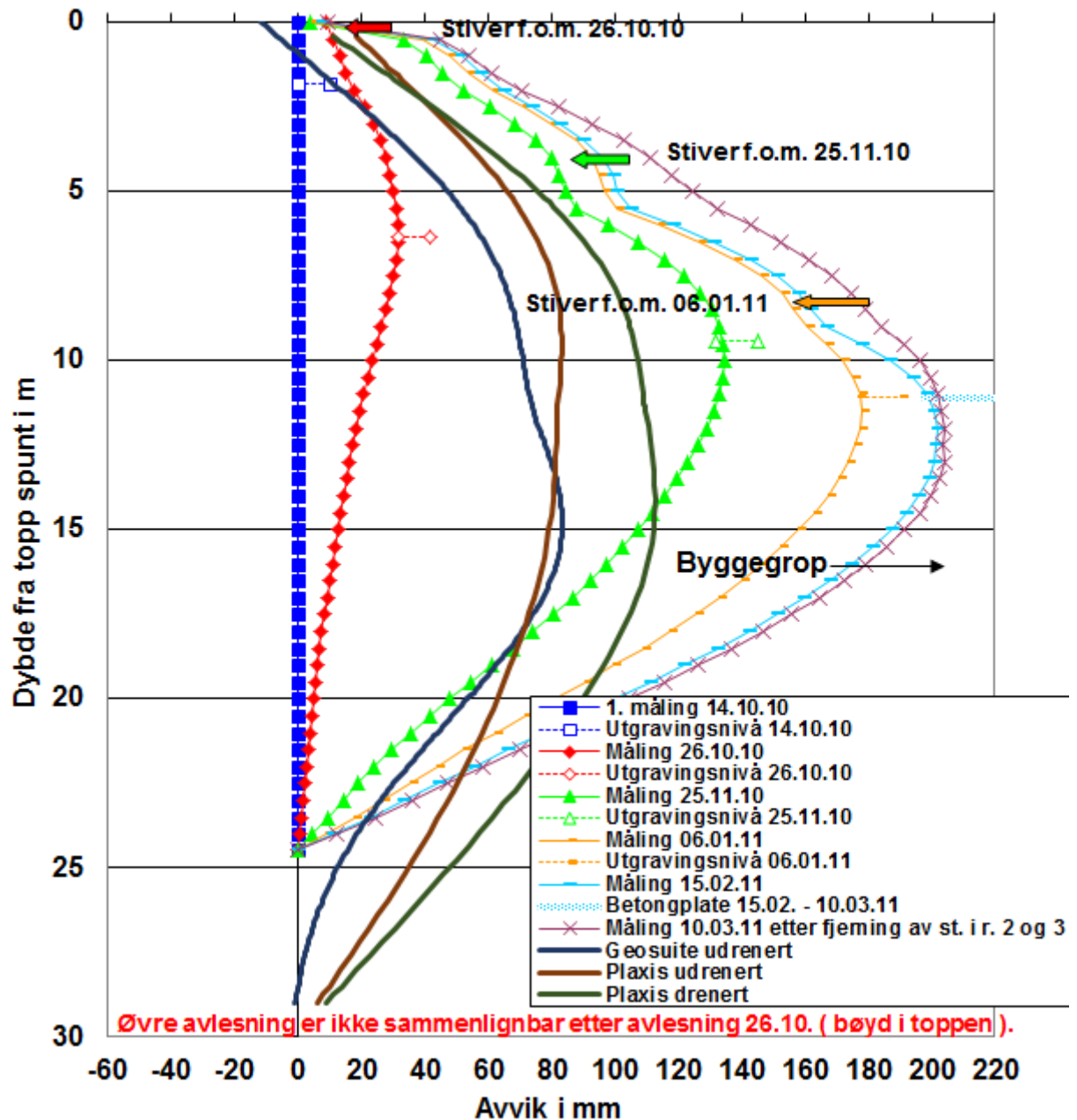
Havnelageret , Inklinometermålinger på spunt , C 4 ved stiver nr. 11,



Figur 65: Deformasjoner spunt ved hjørne C4

Inklinometerkanalen ble ødelagt i januar 2011. Det forventes lite deformasjoner utover hva som ble målt, siden endelig utgravingsnivå var nådd. Målt deformasjon i januar er ca. 25 mm, beregnet deformasjon i samme dybde varierer mellom 38 og 57 mm.

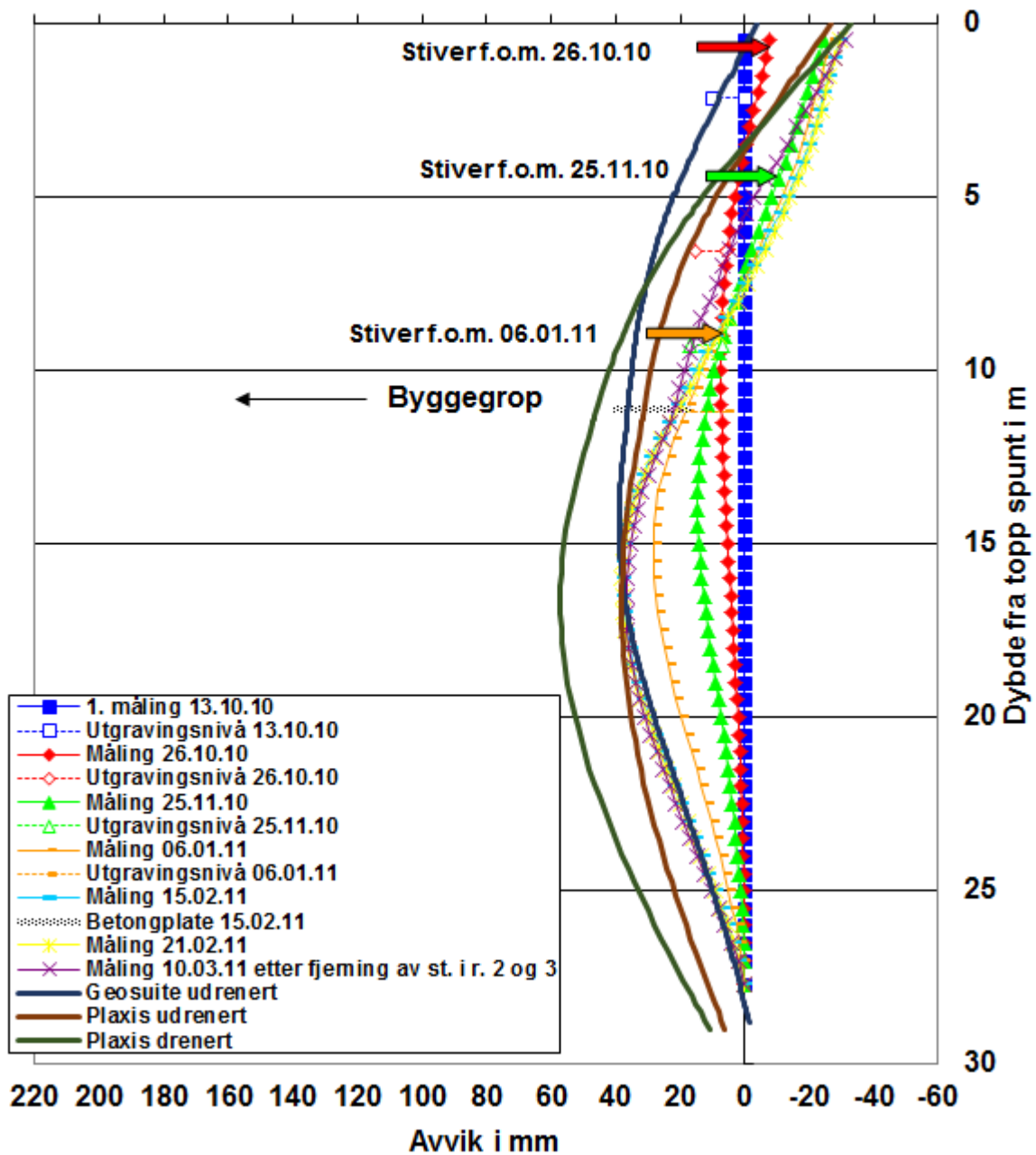
Havnelageret , Inklinometermålinger på spunt , M 2 ved stiver nr. 8



Figur 66: Deformasjoner spunt ved hjørne M2

Det er plottet grafer fra flere utgravingsfaser, beregnede deformasjoner kan sammenlignes med siste måling utført 10.03.11. Målt deformasjon er ca. 200 mm, beregnet deformasjon varierer mellom 81 og 112 mm.

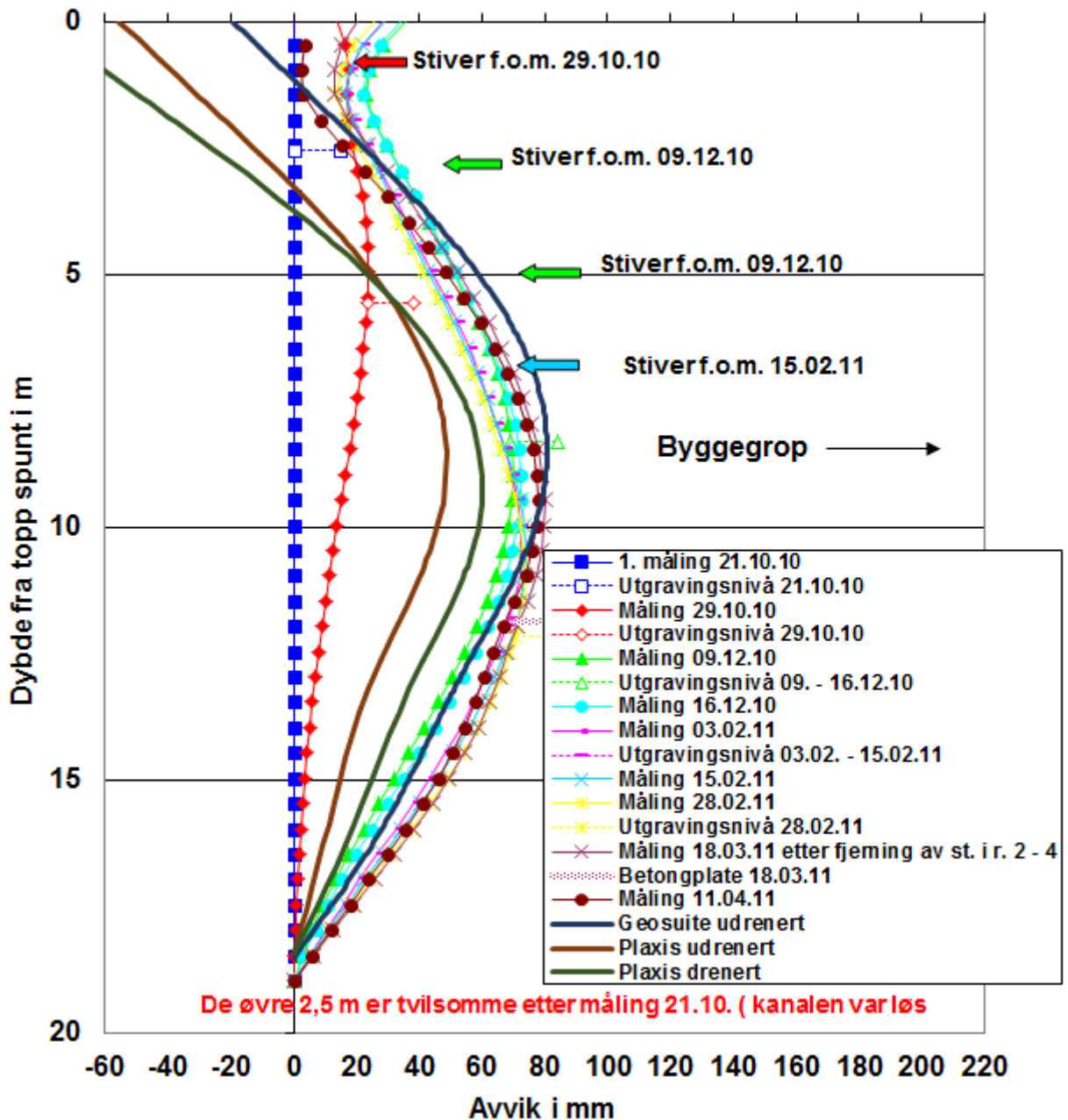
Havnelageret , Inklinometermålinger på spunt , C 3 ved stiver nr. 8



Figur 67: Deformasjoner spunt ved hjørne C3

Det er plottet grafer fra flere utgravingsfaser, beregnede deformasjoner kan sammenlignes med siste måling utført 21.02.11. Målt deformasjon er ca. 40 mm, beregnet deformasjon varierer mellom 40 og 57 mm.

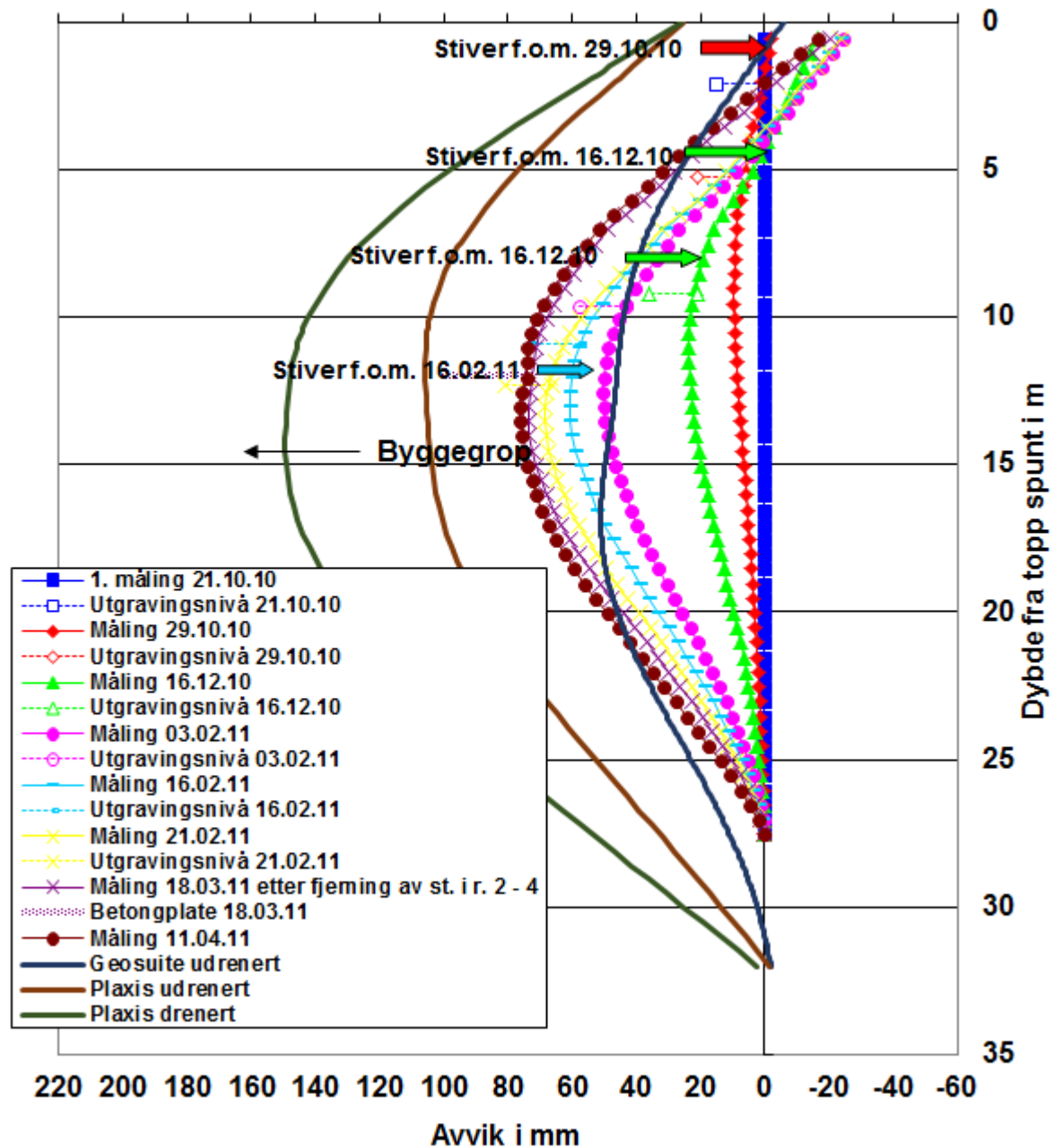
Havnelageret , Inklinometermålinger på spunt , M 1 ved stiver nr. 3



Figur 68: Deformasjoner spunt ved hjørne M1

Det er plottet grafer fra flere utgravingsfaser, beregnede deformasjoner kan sammenlignes med siste måling utført 11.04.11. Målt deformasjon er ca. 80 mm, beregnet deformasjon varierer mellom 50 og 80 mm.

Havnelageret , Inklinometermålinger på spunt , C 1 ved stiver nr. 3



Figur 69: Deformasjoner spunt ved hjørne C, avvikene er i mm

Det er plottet grafer fra flere utgravingsfaser, beregnede deformasjoner kan sammenlignes med siste måling utført 11.04.11. Målt deformasjon er ca. 80 mm, beregnet deformasjon varierer mellom 50 og 150 mm.

Generelt er det godt samsvar mellom målte og beregnede deformasjoner for spuntene mot Havnelageret, ved spunthjørne C1, C3 og C4. Størst avvik finner vi ved spunthjørne C1, dette kan skyldes at beregnet spuntlengde er ca. 4,5 m lenger enn faktisk lengde.

Deformasjoner i delespunken, ved spunthjørne M4 og M2, viser store avvik mellom målte og beregnede deformasjoner. Beregnet spuntlengde er 3-5 m lenger enn faktisk lengde, noe som skulle tilsa at avvikene i realiteten er større. Dette forklarer ikke avvikene. Det ble benyttet Larssen spunt i denne spuntveggen. Profilet er et sammensatt profil satt sammen av 2 stk. u-profiler som er klemt (klinket) i låsene for å danne en z-nål, se Figur 70 (se også kapittel 4.4). Dersom klinkingen av låsene ødelegges/skades vil det endre nøytralaksen til profilet og bøyestivheten vil reduseres betydelig. Klinkingen av låsene kan ha blitt ødelagt som følge av hard ramming. Dette er en mulig forklaring på hvorfor deformasjonene ble større enn beregnet. Vi har ikke fått verifisert denne teorien.

Deformasjonene ved spunthjørne M1 viser godt samsvar mellom beregnede og målte deformasjoner.



Figur 70: Klinking av spuntlåser

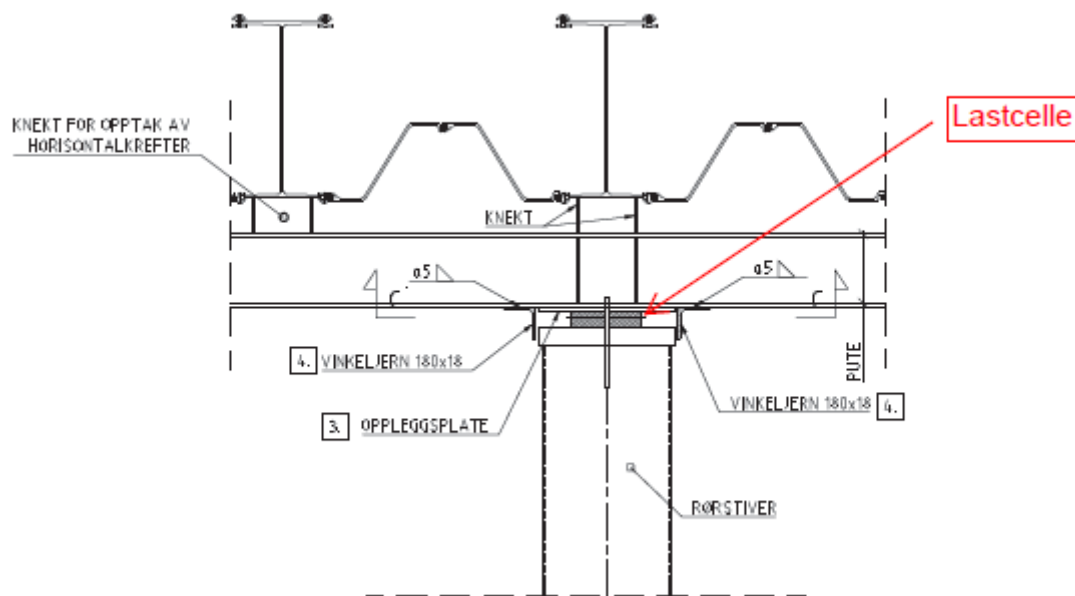
Resultater fra deformasjonsmålingene viser at hele byggegrøpa beveget seg mot Havnelagerbygget. Dette samsvarer med beregningene og skyldes trolig stivhetsforskjeller i de to spuntveggene, samt mindre jordtrykk under det pelefundamenterte Havnelageret, som har en kjelleretasje. Det ble vurdert at deformasjonene ikke hadde innvirkning på pelene under bygget.

4.6.3 Måleresultater stiverkrefter, sammenlignet med beregningsverdier

I de samme 3 snittene som det ble målt deformasjoner instrumenterte Vegdirektoratet lastceller på stivere i alle nivåer og tøyingsmålere i avstivingsplata. Det ble installert 2 tøyingsmålere i hvert snitt, 1 m fra spunt og i midten av avstivingsplata, totalt 6 målere. Videre ble det installert temperaturmålere på stiver 8 og i avstivingsplaten. All data ble logget og lagret kontinuerlig, men kunne ikke fjernavleses. Tor Helge Johansen og El Hadj Nouri fra Vegdirektoratet hentet ut data kontinuerlig under utgravingen og plottet grafer i Excel.

Stiverkreftene ble målt med Glötzl lastceller (5000kN og 3000kN). Cellene ble montert mellom stivere og pute, som vist i etterfølgende figurer. Krefter og temperaturer er plottet på figurer i det etterfølgende. Plottene viser også temperatur i stivere, samt beregnede karakteristiske krefter. For rad 1 er det plottet beregnede krefter etter fjerning av stivere i lavere nivåer. Rad 2, 3 og 4 er plottet med beregnede krefter fra utgravingsfasen. Målte krefter ligger under beregnede krefter og samsvarer i varierende grad.

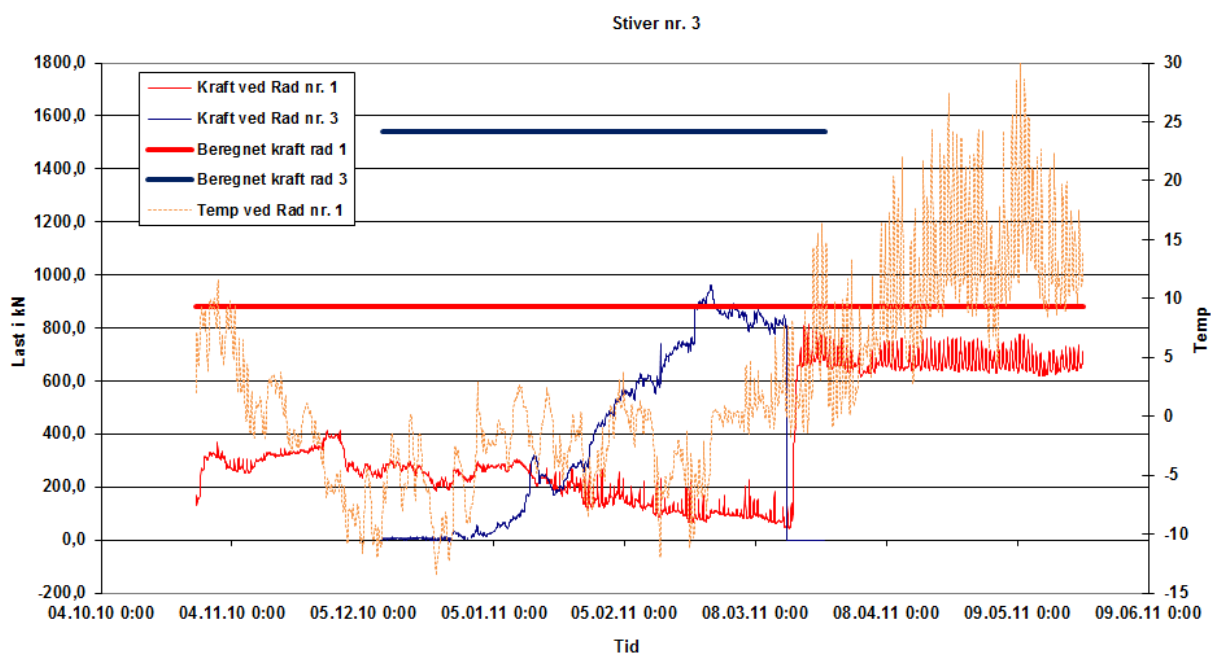
I avstivingsplata ble det installert tøyingsmålere 1 m fra spunten og på midten av plata. I samme punkter ble det også satt inn temperaturmålere. Tøyingsmålere måler microstrain, som er tøyning uttrykt i form av deler per million. Microstrain kan regnes om til krefter ved å benytte betongens elastitetsmodul. I avstivingsplata ble det benyttet betongkvalitet C45, som skal oppnå en terningfasthet på ca. 37 MPa etter 7 døgn ved herdetemperatur på 20°. Dette gir en elastitesmodul $E_c \approx 28000$ MPa. Kraftene i avstivingsplata ble høyere enn forventet. Plottene er vist på etterfølgende figurer.



Figur 71: Montering av lastceller



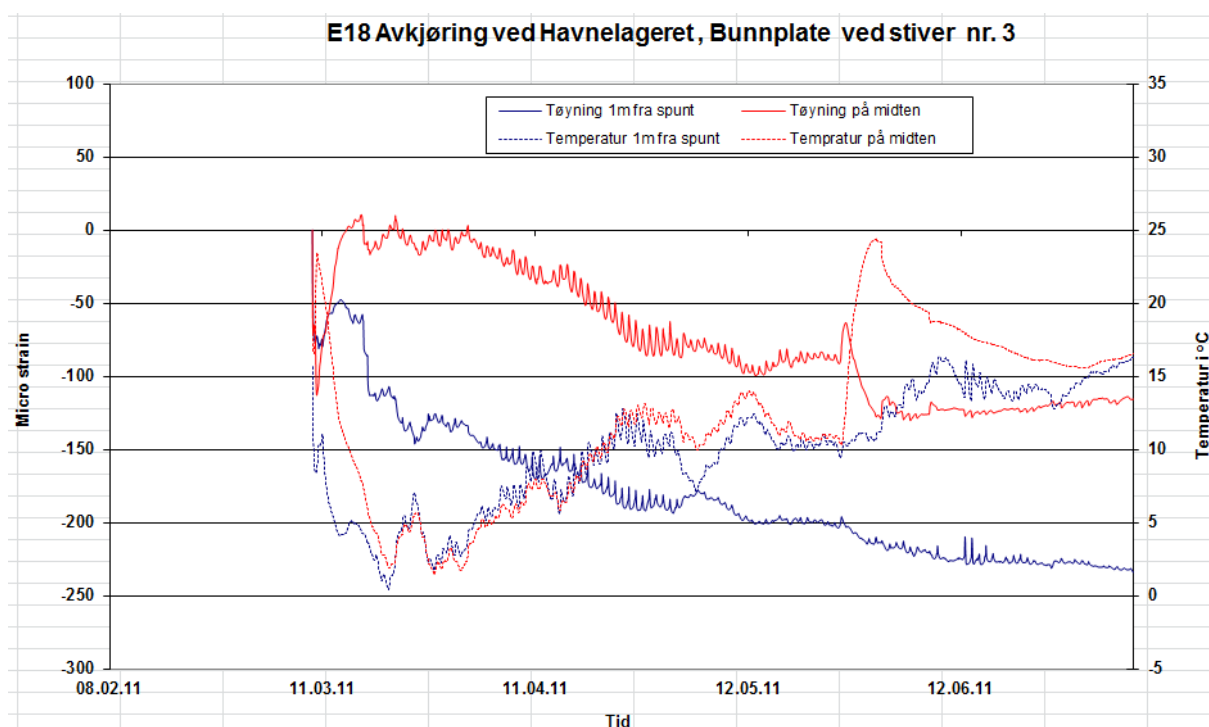
Figur 72: Montering av lastceller



Figur 73: Stiverkrefter i stiver 3, rad 1 og 3

Kommentarer til Figur 73: Lastcelle i rad 2 var defekt og ga ingen resultater. Lastcellen i rad 4 ga ufornuftige resultater og er ikke plottet. Vi har ikke plottet av temperatur ved stiver i rad 3, men

temperaturen anses å være tilnærmet lik som for stiver i rad 1. Den markerte kraft endringen i mars 2011 skyldes fjerning av stivere i rad 2, 3 og 4.

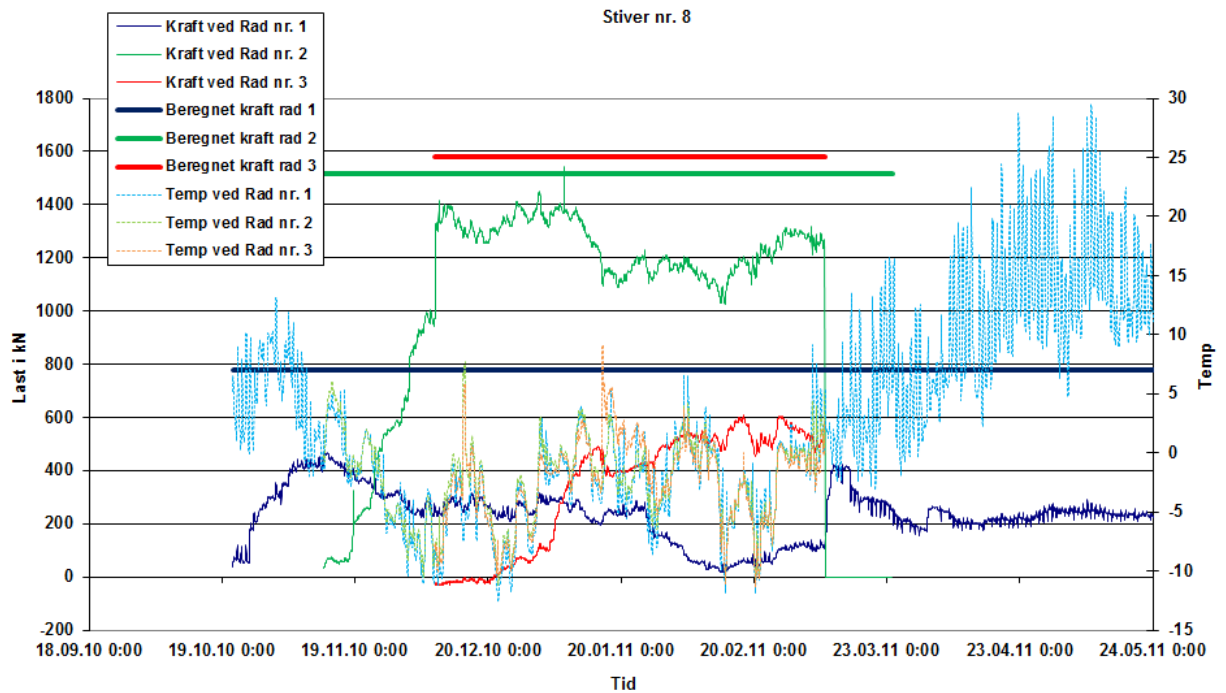


Figur 74: Tøyningsmåler i avstivingsplate ved stiver 3

Grafen i Figur 74 viser en maks. verdi på -230 i tøyningsmåleren 1 m fra spunt. Omregnet i krefter tilsvarer dette ca. 1600 kN/m. Til sammenligning var beregnede karakteristiske verdier ca. 1200 kN/m etter at stivere i nivå 2, 3 og 4 var fjernet.

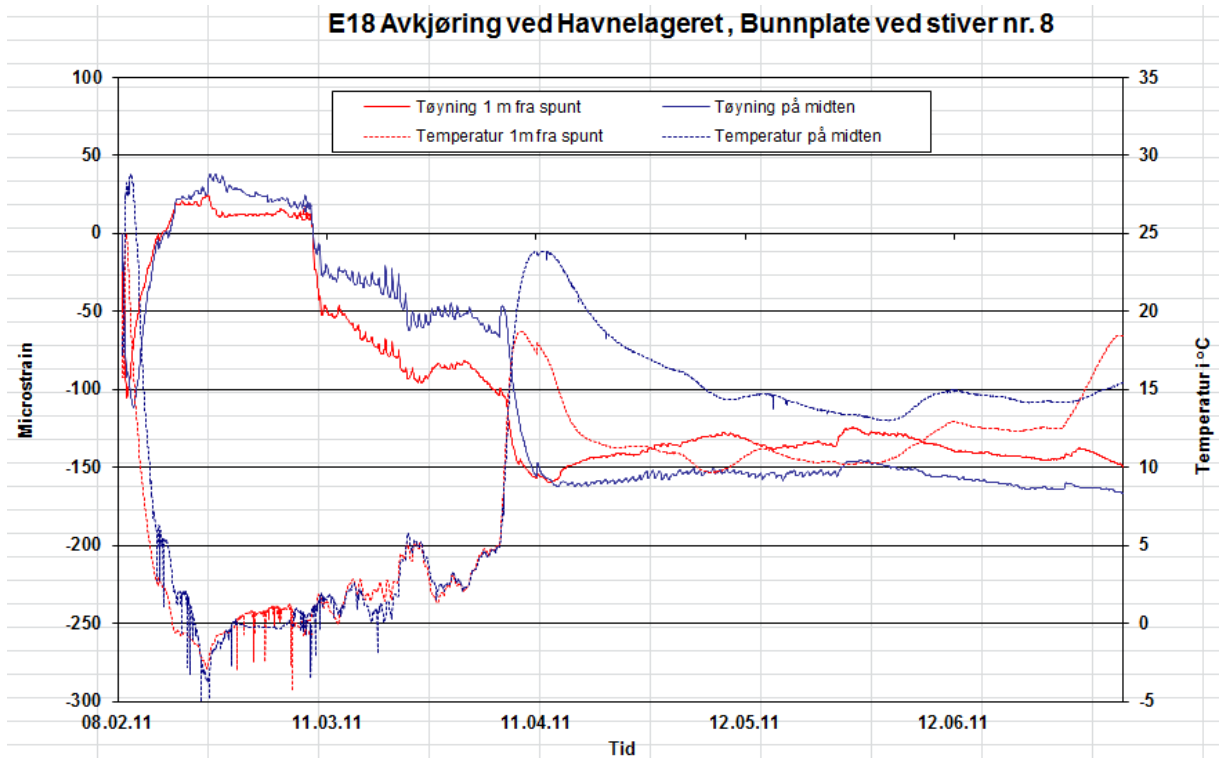
Kommentar til krefter i snittet ved stiver nr. 3: Målte krefter i rad 1 stemmer godt overens med beregnede verdier. I rad 2 er målte krefter ca. 600 kN lavere enn beregnede krefter. Dette kan skyldes den relativt korte perioden stiveren er aktiv. I virkeligheten vil jordtrykket øke over tid, men beregningene gjenspeiler en langtidstilstand med høyere jordtrykk enn hva som ble mobilisert.

Tøyningen øker gradvis etter at avstivingsplata er støpt, ikke uventet er det høyere spenningskonsentrasjoner 1 m fra spunt sammenlignet med midten av platen. Den gradvise økningen i tøyning underbygger teorien om økt jordtrykk over tid. Det totale kraftbildet gir beregnet kraft ca. 3600 kN mot målte krefter ca. 3350 kN.



Figur 75: Stiverkrefter i stiver 8, rad 1, 2 og 3

Kommentarer til Figur 75: Den markerte kraft endringen i mars 2011 skyldes fjerning av stivere i rad 2 og 3.

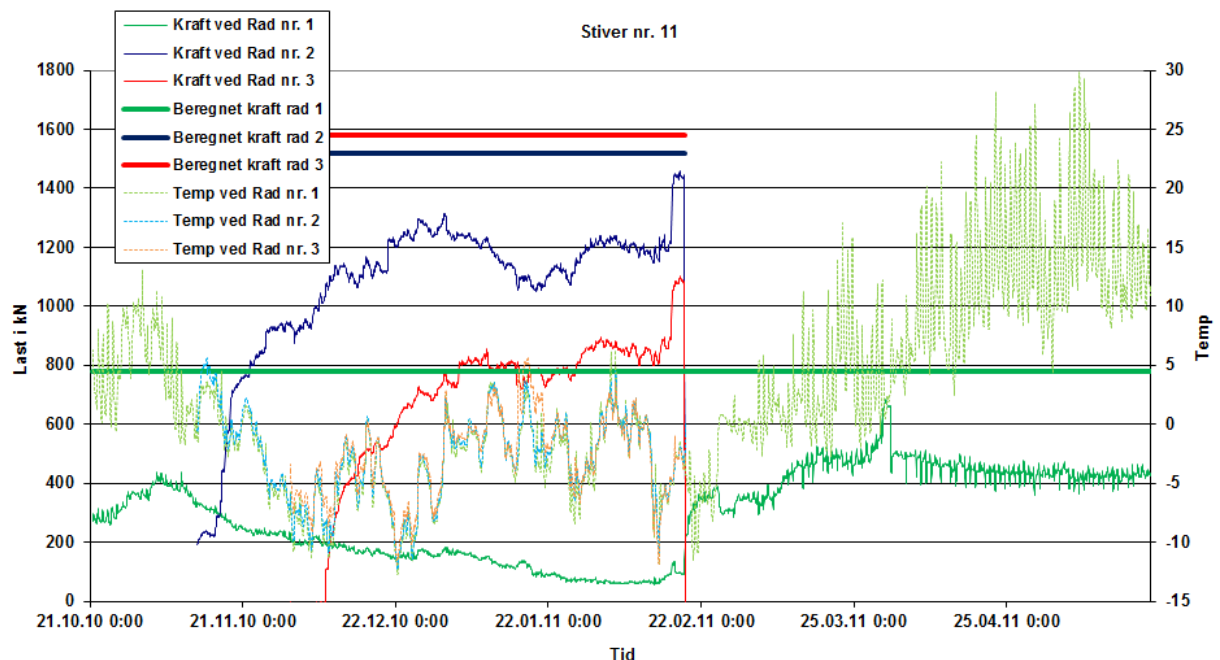


Figur 76: Tøyningsmåler i avstivingsplate ved stiver 8

Grafen i Figur 76 viser en maks. verdi på -160 i tøyningmåleren 1 m fra spunt. Omregnet i krefter tilsvarer dette ca. 1120 kN/m. Til sammenligning var beregnede karakteristiske verdier ca. 1000 kN/m etter at stivere i nivå 2 og 3 var fjernet.

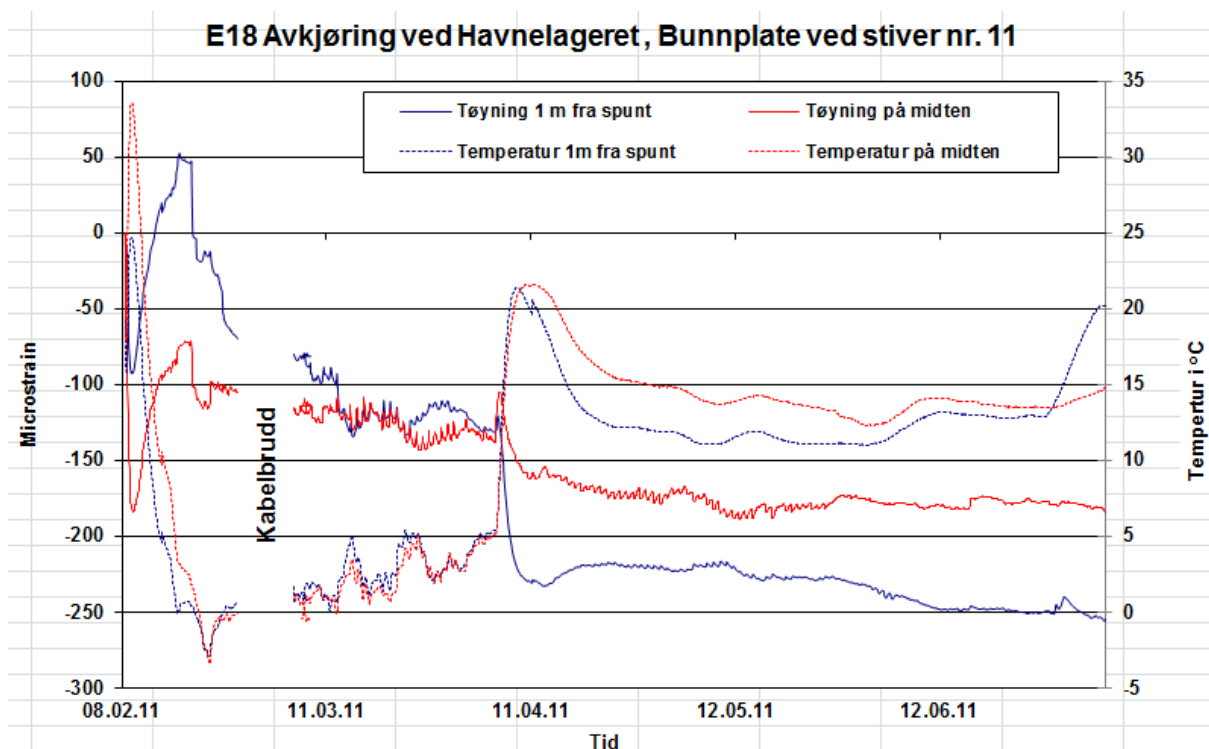
Kommentar til krefter i snittet ved stiver nr. 8: I rad 1 er målte krefter ca. 350 kN lavere enn beregnede krefter. Årsakene kan være fordelingen av kreftene mellom rad 1 og avstivingsplaten når rad 2 og 3 ble fjernet. I rad 2 er målte krefter ca. 100 kN lavere enn beregnede krefter, trolig av samme årsak som for snittet ved stiver 3. I rad 3 er målte krefter ca. 1000 kN lavere enn beregnede krefter, det store avviket kan tyde på at lastcellen ikke ga pålitelige resultater, alternativt kan årsaken være den samme som for stiver i rad 2.

Tøyningen øker gradvis etter at avstivingsplata er støpt. Den gradvise økningen i tøyning underbygger teorien om økt jordtrykk over tid. Det er verdt å merke seg at tøyningen stabiliserer seg over en måned etter at stivere i rad 2 og 3 er fjernet. Det totale kraftbildet gir store avvik mellom beregnet og målt kraft på grunn av resultater fra rad 3.



Figur 77: Stiverkrefter i stiver 11, rad 1, 2 og 3

Kommentarer til Figur 77: I mars 2011 ble tilgrensede stivere i rad 2 og 3 fjernet (stiver 12, 13, osv.) kraften økte da med ca. 200 kN. Noen dager etter ble stivere i rad 2 og 3 fjernet, kreftene fordelte seg da til rad 1 og bunnsplaten.



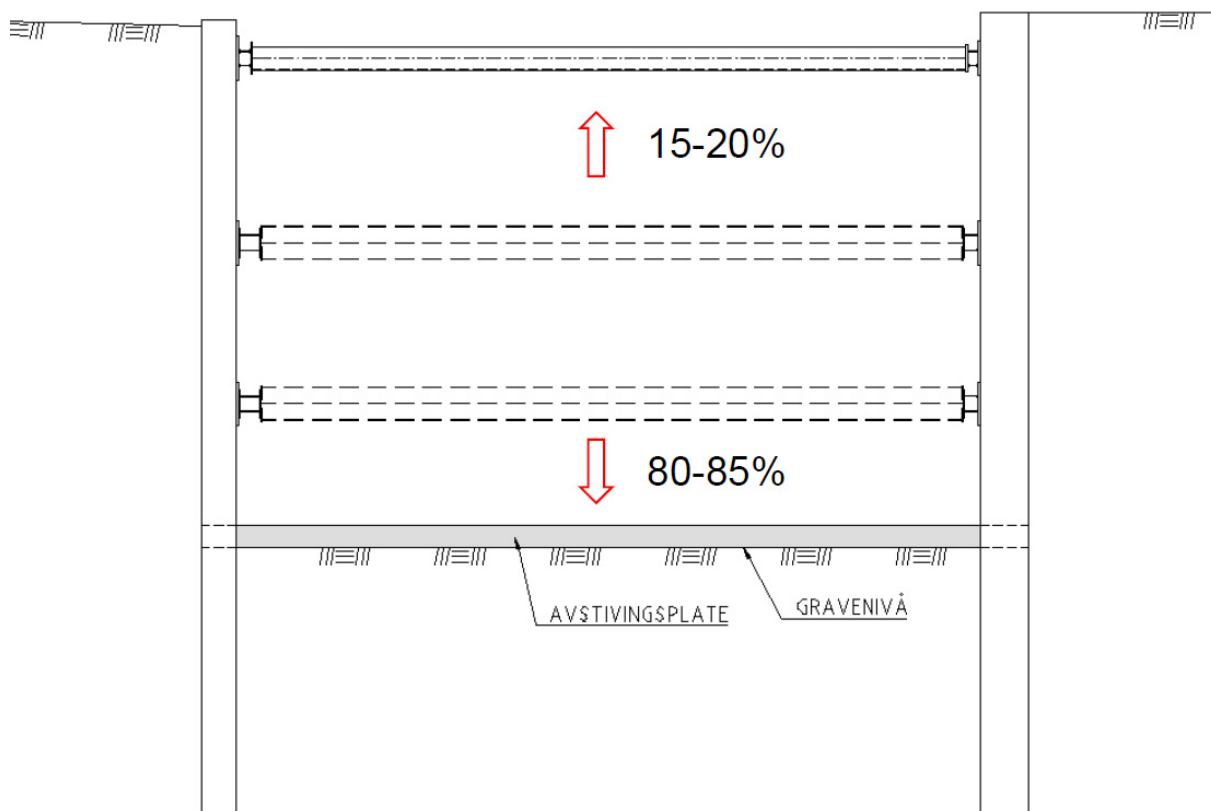
Figur 78: Tøyningsmåler i avstivingsplate ved stiver 11

Grafen i Figur 78 viser en maks. verdi på -250 i tøyningsmåleren 1 m fra spunt. Omregnet i krefter tilsvarer dette ca. 1750 kN/m. Til sammenligning var beregnede karakteristiske verdier ca. 1000 kN/m etter at stivere i nivå 2 og 3 var fjernet.

Kommentar til krefter i snittet ved stiver nr. 11: Målte krefter i rad 1 ligger generelt 300 kN lavere enn beregnede verdier. Årsaken kan være fordelingen av kreftene mellom rad 1 og avstivingsplaten når rad 2 og 3 ble fjernet. I rad 2 er målte krefter ca. 250 kN lavere enn beregnede krefter. I rad 3 er målte krefter ca. 700 kN lavere enn beregnede krefter. Da ser vi bort fra kraftøkningen som skyldes fjerning av tilgrensende stivere. Som for tidligere vurderinger kan dette skyldes den relativt korte perioden stiverne er aktive. I virkeligheten vil jordtrykket øke over tid, men beregningene gjenspeiler en langtidstilstand med høyere jordtrykk enn hva som ble mobilisert.

Tøyningen øker gradvis etter at avstivingsplata er støpt, ikke uventet er det høyere spenningskonsentrasjoner 1 m fra spunt sammenlignet med midten av platen. Den gradvise økningen i tøyning underbygger teorien om økt jordtrykk over tid. Det totale kraftbildet gir beregnet kraft ca. 4900 kN mot målte krefter ca. 4400 kN.

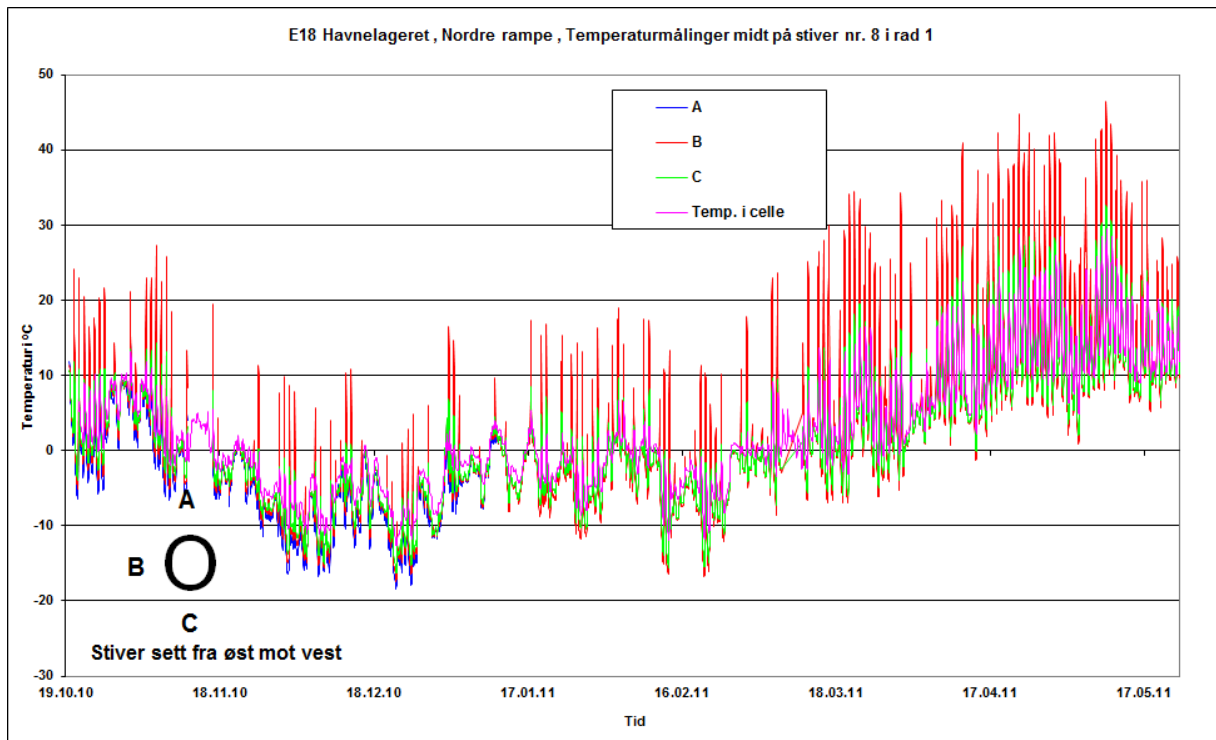
Generelt er det interessant å se fordelingen av krefter ved fjerning av stivere i mellomliggende nivåer. I beregningene omfordeler kreftene med en gang, målingene viser at dette i realiteten tar tid og at andelen av kreftene som fordeler seg til avstivingsplaten er større enn forventet. Figur 79 viser fordelingen av krefter til stiver i rad 1 og avstivingsplaten, når stivere i rad 2,3 og evt. 4 fjernes.



Figur 79: Fordeling av krefter ved fjerning av stivere i mellomliggende nivåer, basert på målinger

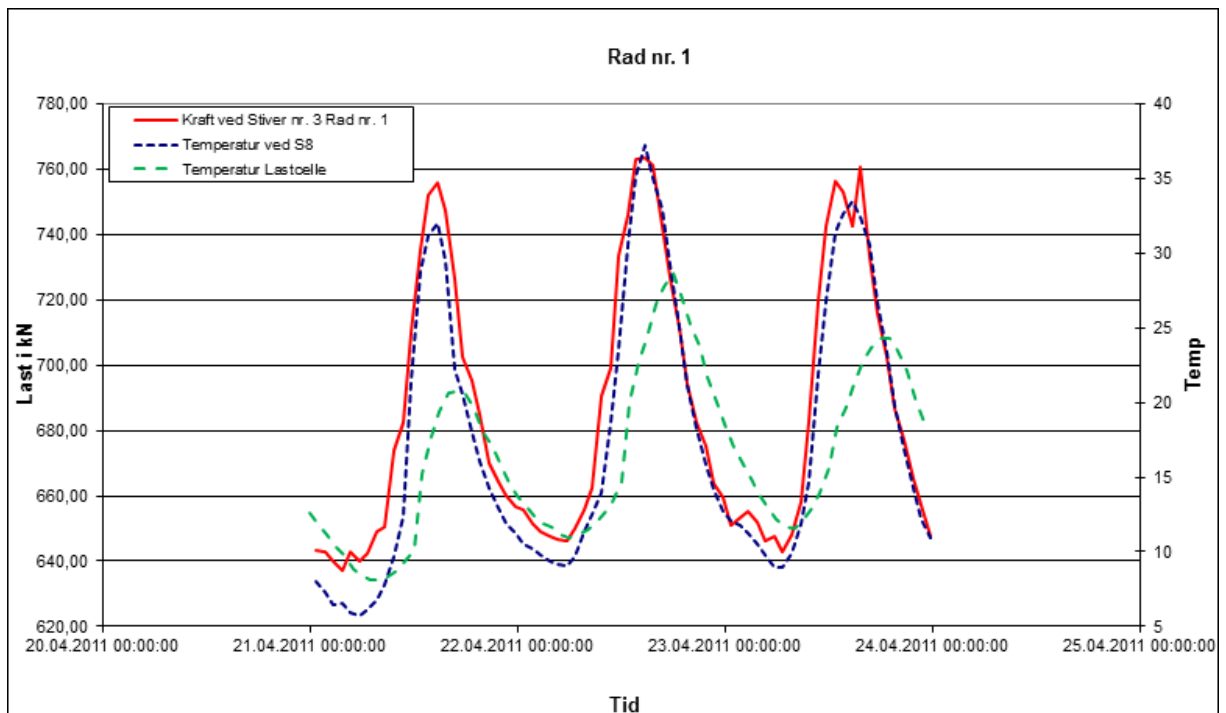
4.6.4 Temperaturkrefter

Det ble målt temperaturer i alle lastcellene og på stiver nr. 8. De tre temperaturmålerne på stiver nr. 8 var lokalisert midt på stiveren og som vist på Figur 80. Det er temperaturen fra disse målerne som er plottet sammen med stiverkreftene.



Figur 80: Plassering av termometer på stiver nr. 8

I påskehelga 2011 var det mye varmt vær i Oslo og målingene ble følgelig påvirket av temperatursvingningene, spesielt målingene i stiver 3. I denne perioden er det antatt anleggssfri på byggeplassen. Samspillet mellom kraft og temperatur for stiveren er vist i Figur 81.



Figur 81: Temperatureffekt på stiver nr. 3 rad nr. 1 i Påskehelga 2011 (temperatur S8 er ved stiver nr. 8)

Sammenhengen er åpenbar og temperaturendringen på rundt 25 °C fører til en kraftøkning på omtrent 120 kN. Det tilsvarer nesten 5kN / 1°C. Dersom stiveren var fullstendig fastholdt ville kraftøkningen vært i størrelsesorden 1000 kN.

Økningen på 120 kN tilsier en fastholdingsgrad på 12 %. Andre prosjekter i litteraturen med spuntvegger i lite stiv grunn rapporterer om en fastholdingsgrad på 10 – 25 %, men fastholdingsgraden kan også nå 40 %.

4.6.5 Erfaringer med måleprogrammet, anbefalinger

De målte deformasjonene fra inklinometer kanalene anser vi som pålitelige. Dette er en velprøvd og anerkjent metode som gir godt grunnlag for å følge opp deformasjoner i byggeperioden.

Måling av stivkrefter med lastceller var nyttig for å følge opp kreftene i stivere og se innvirkningen av temperatureffekter, men ikke alle lastcellene ga pålitelige resultater. Det er viktig å instrumentere mere enn ett snitt slik at man kan følge med på helheten og gjøre vurderinger basert på resultater fra flere målere i samme nivå.

Tøyningsmålerne i bunnplaten/avstivingsplaten ga pålitelige resultater og var til stor hjelp i vurderingen av hvordan kreftene fordelte seg etter hvert som stivere på lavere nivåer ble fjernet.

Totalstasjonen ble dessverre ødelagt så erfaringen med denne er at den må plasseres og beskyttes slik at den forblir upåvirket av anleggsarbeidene i byggeperioden.

4.7 Rampegrop for øvrig

4.7.1 Nye stag på gammel spunt fra Festningstunnelen

Pårampa fra Rådhusgata følger den eksisterende ramma til Festningstunnelen, men den måtte i tillegg senkes for å komme ned til det lavere nivået på hovedløpet. Det var usikkert om tilstanden til spunt og stag på spuntveggen fra byggingen av Festningstunnelen.



Figur 82: Spunt fra Festningstunnelen med nye stagrader

Det ble prøvegravd ned til øverste stagrad. Spunten var ikke trukket og stagene var ikke nedspent. Stagene var imidlertid dimensjonert som midlertidige stag. Etter en samlet vurdering ble det bestemt å benytte øverste eksisterende stagrad for å komme ned for å sette en ny stagrad mellom første og andre eksisterende stagrad.

Deretter ble det satt nye stagrader mellom de eksisterende stagradene og supplert med en stagrad under da vi nå skulle dypere. Eksisterende betongvegg i rampa ble pigget ned suksessivt.

4.8 Omgivelser

4.8.1 Poretrykk

Det er installert flere poretrykksmålere rundt Havnelagerbygget. Disse kan grupperes i tre hovedområder:

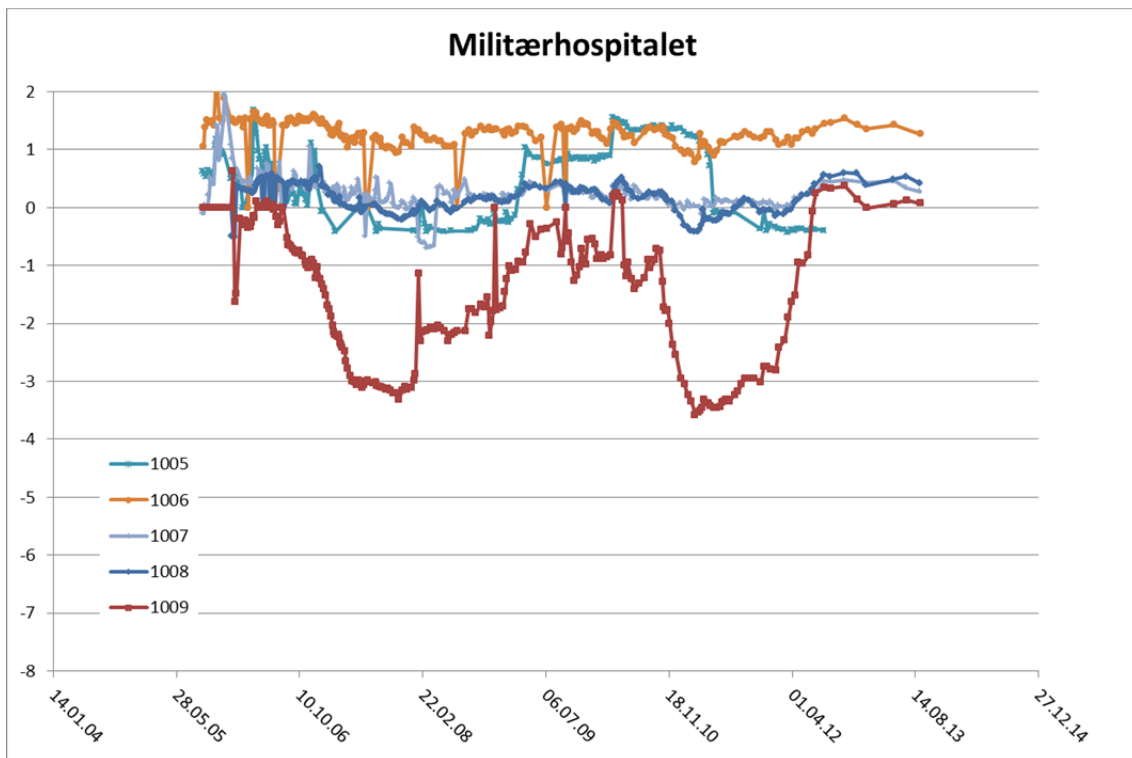
- Ved Militærhospitalet
- I Skippergata utenfor Havnelagerbygget
- Ved Børsen

Målerne ble plassert før anleggsstart og det er målinger tilbake fra 2005.

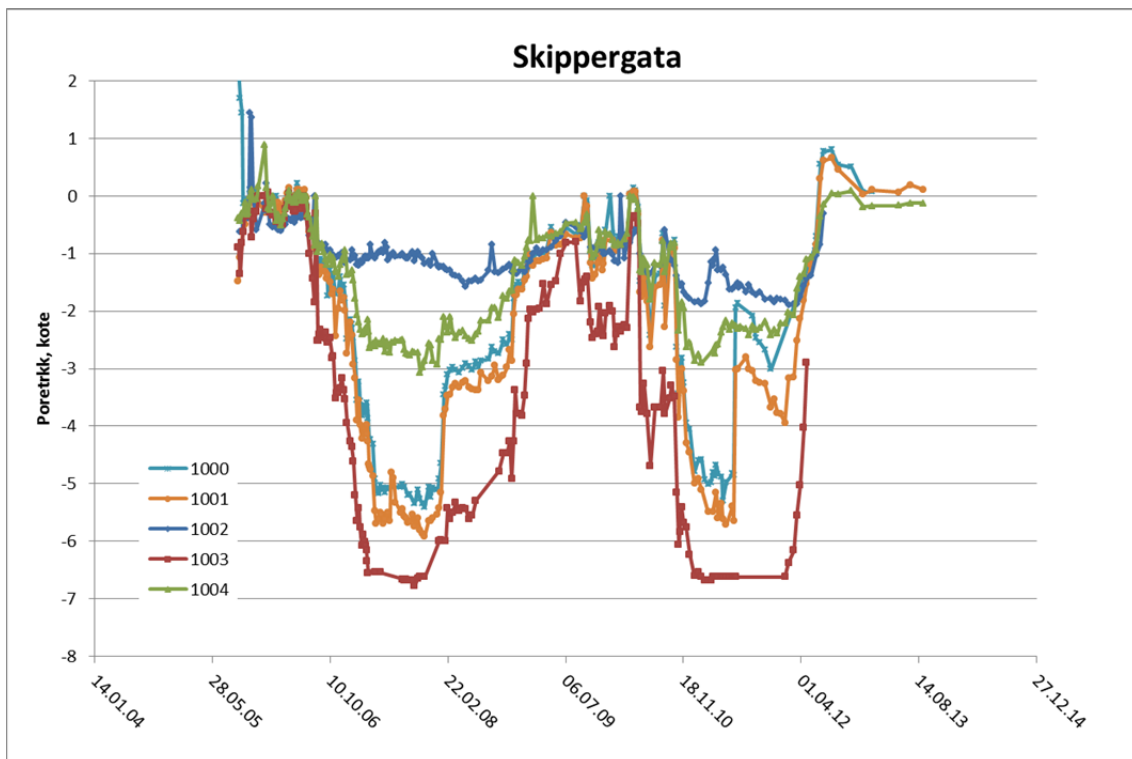


Figur 83: Plassering av poretrykksmålere

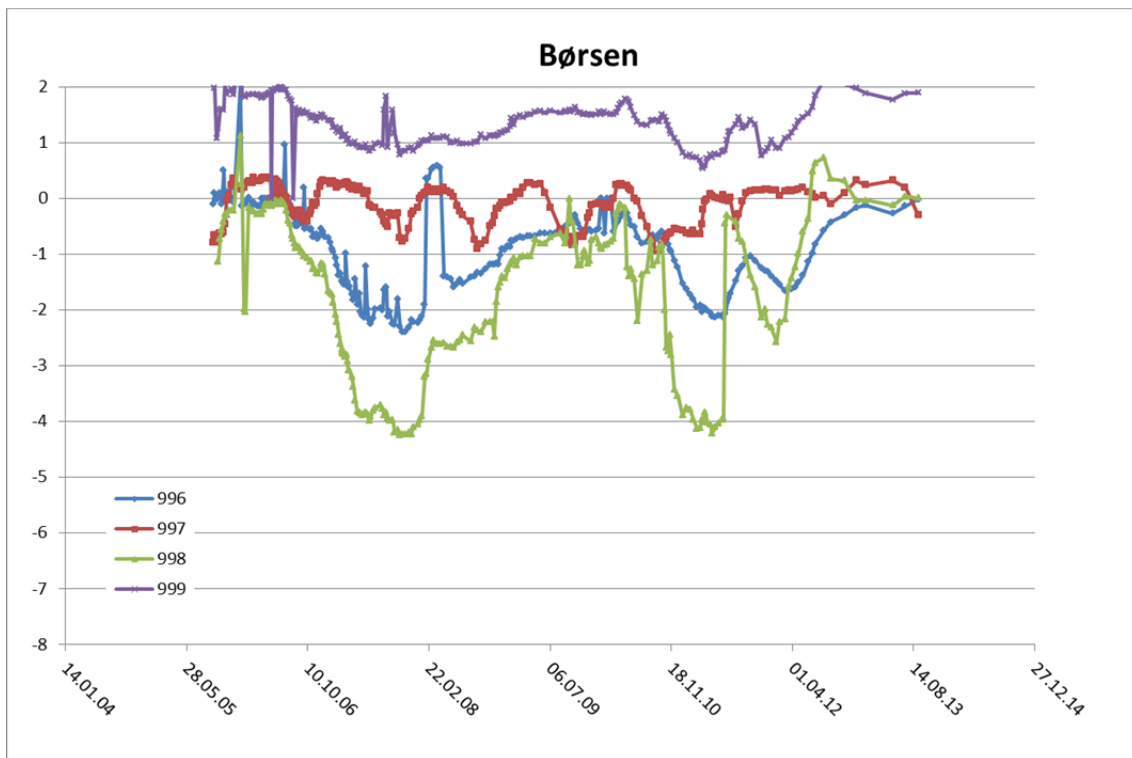
I det etterfølgende er vist poretrykkene i disse tre områdene. Figurene viser hvordan poretrykkene har falt først under arbeidene med hovedgroppa og under arbeidene med rampene til Rådhusgata (fase 6).



Figur 84: Poretrykk i sør ved Militærhospitalet



Figur 85: Poretrykk i vest ved Skippergata



Figur 86: Poretrykk i nord ved Børsen

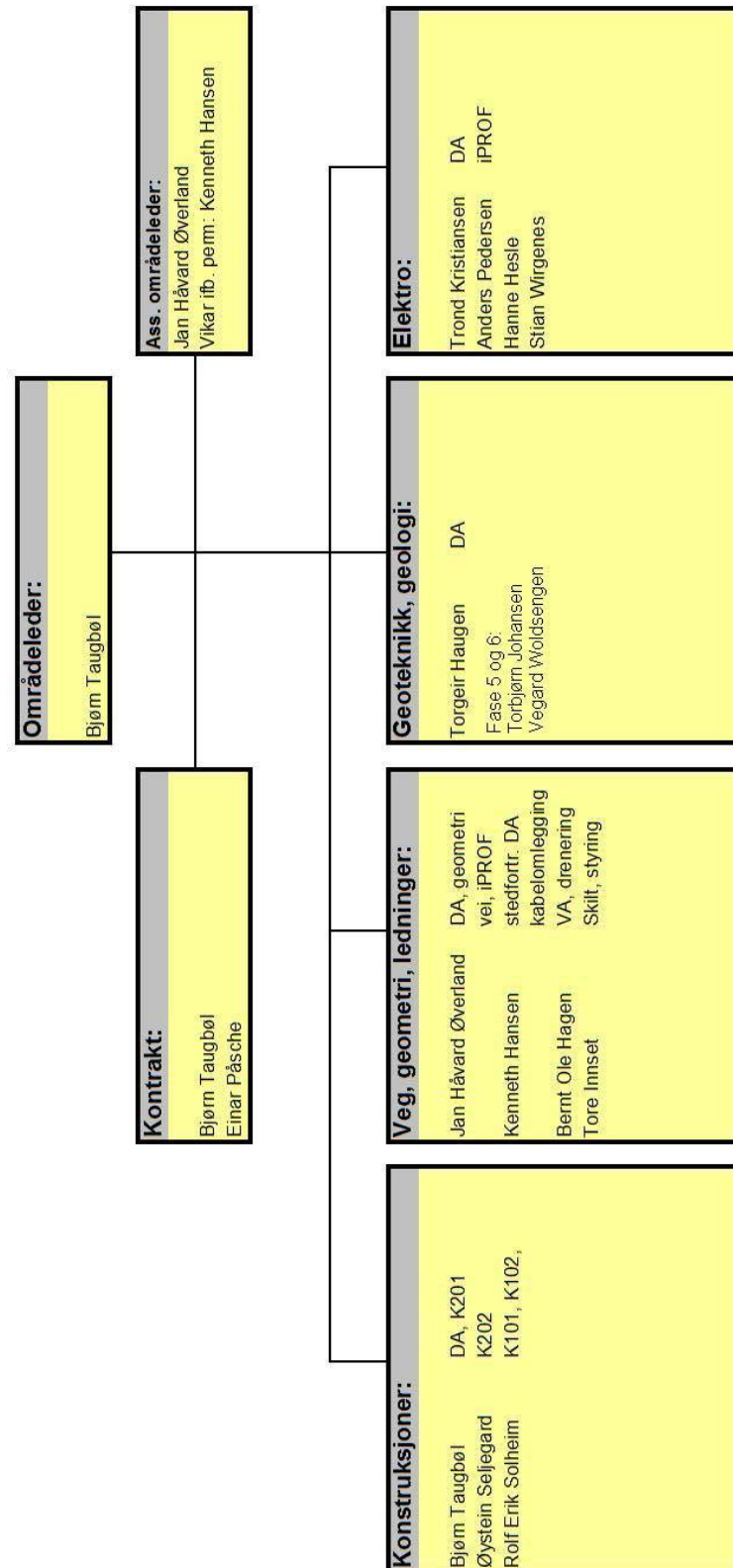
Som figurene viser så er nå poretrykkene reetablert til opprinnelig nivå på alle sider av Havnelagergroperne.

4.8.2 Vanninfiltrasjon

I siste fase ble det installert vanninfiltrasjon fra byggegropen i retning Børsen. Infiltrasjonen bidro til å heve poretrykkene raskere i dette området, se figur 85 og 86.

Vanninfiltrasjonen ble skrudd av når poretrykkene var tilbake til normalt i desember 2012.

5 Organisasjonsplan konsulentgruppen entrepriise Havnelageret:





6 Utvalgte oversiktsbilder

Alle foto er tatt av Ivar Stø fra Statens vegvesen Bjørvikaprojektet. Foto her er kun et lite utplukk av en omfattende dokumentasjon av anlegget.

6.1 Hovedgrop

Foto tatt fra toppen av Havnelagerbygget.



Foto 1: 17.03.2006 - Spunting



Foto 2: 19.05.2006 – Spunt hovedgrop ferdig



Foto 3: 16.06.2006 - Jetpeler settes i overgangen spunt og berg



Foto 4: 28.09.2006 - Endespunt Festningstunnelen frigraves, K103 i arbeid, anleggsveg inn i gropa



Foto 5: 12.01.2007 - Endespunt Festningstunnelen ferdig frigravd. K102 ferdig utgravn



Foto 6: 16.03.2007 - Ferdig utgravn. Oppstart peling. Oppstart utgraving inn under Festningstunnelen.



Foto 7: 06.09.2007 - Peling i hovedsak ferdig. Betongarbeider.



Foto 8: 11.01.2008 - Tilbakefylling. Teknisk rom ikke ferdig (inn mot Festningstunnelen)



Foto 9: 11.04.2008 - Endespunt fjernet. Klar for første senketunnelelement.

6.2 Ramper til og fra Rådhusgata.

Fase 5 og 6. Foto tatt fra toppen byggekran i Skippergata.



Foto 10: 16.06.2010 - Forgraving og oppstart spunting. Trafikk vestgående i Festningstunnelen



Foto 11: 16.08.2010



Foto 12: 27.09.2010 - E18 stengt, trafikk flyttet ned i senketunnelen. Tverrspunt. Etterramming av Hz-spunt.



Foto 13: 18.11.2010 - Spunting videre mot Rådhusgata. Spunt ned mot Festningstunnelen. Utgraving av grop mot Havnelagerbygget



Foto 14: 01.04.2011

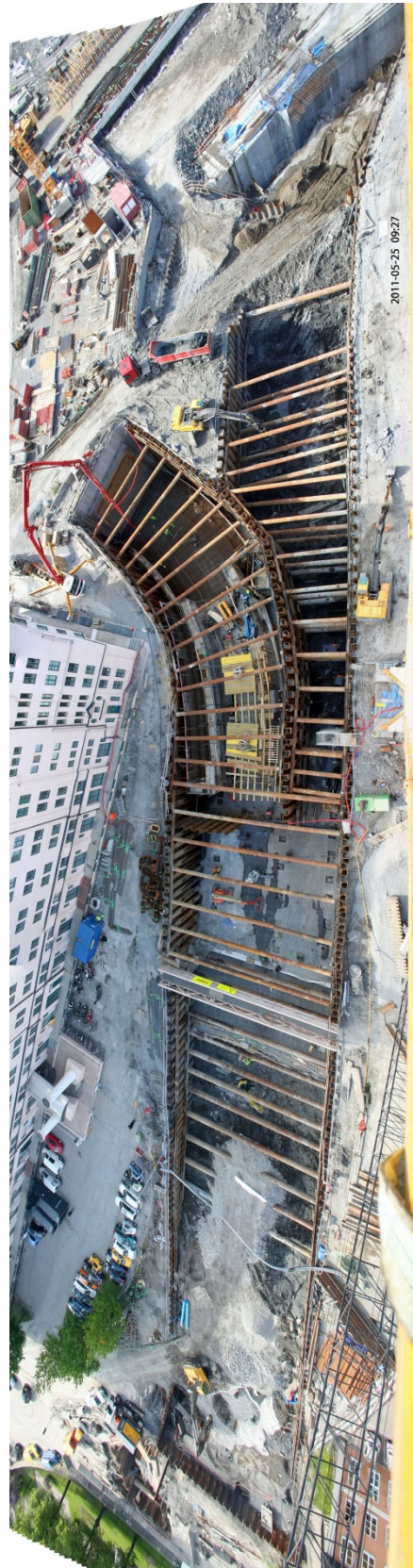


Foto 15: 25.05.2011

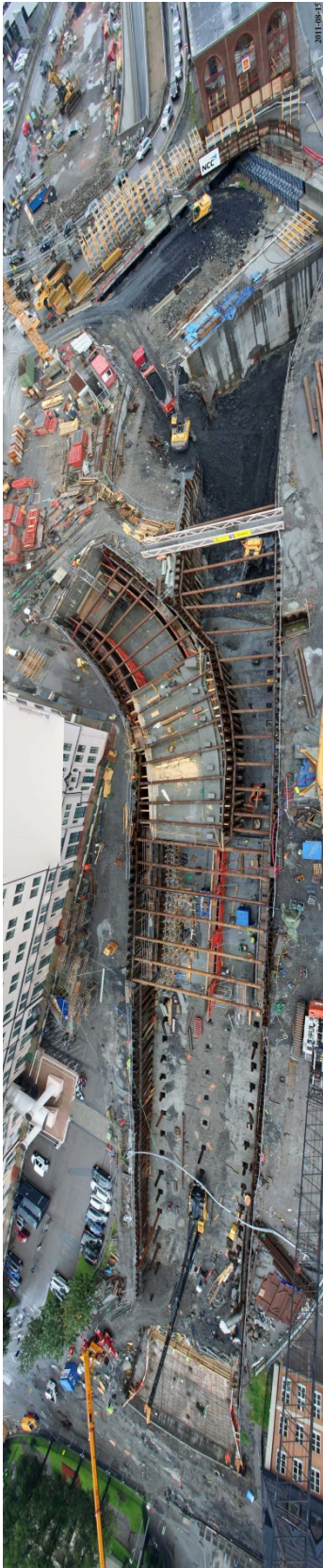


Foto 16: 15.08.2011



Foto 17: 01.09.2011

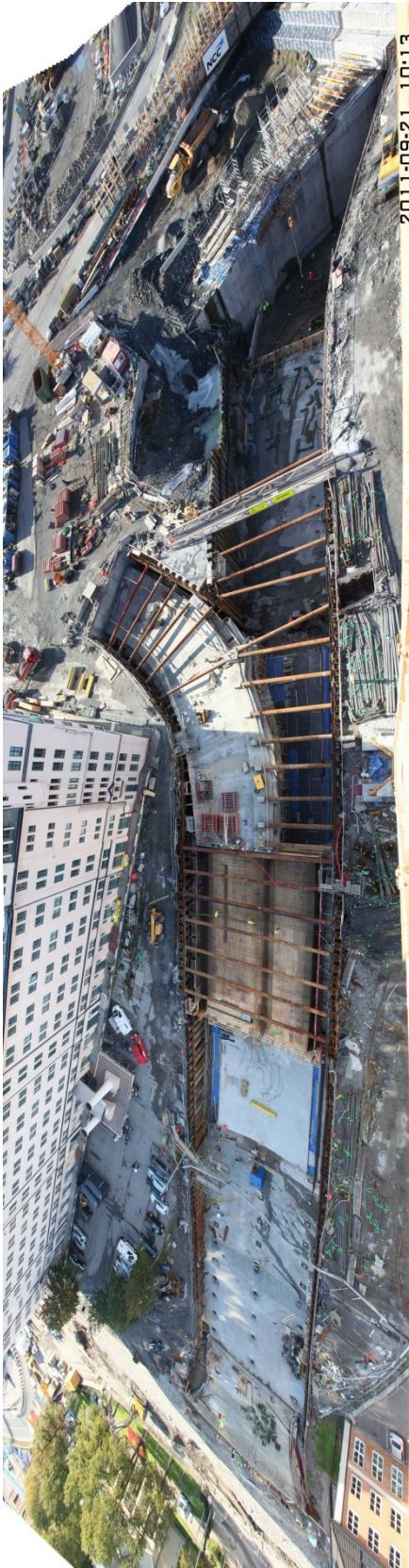


Foto 18: 21.09.2011

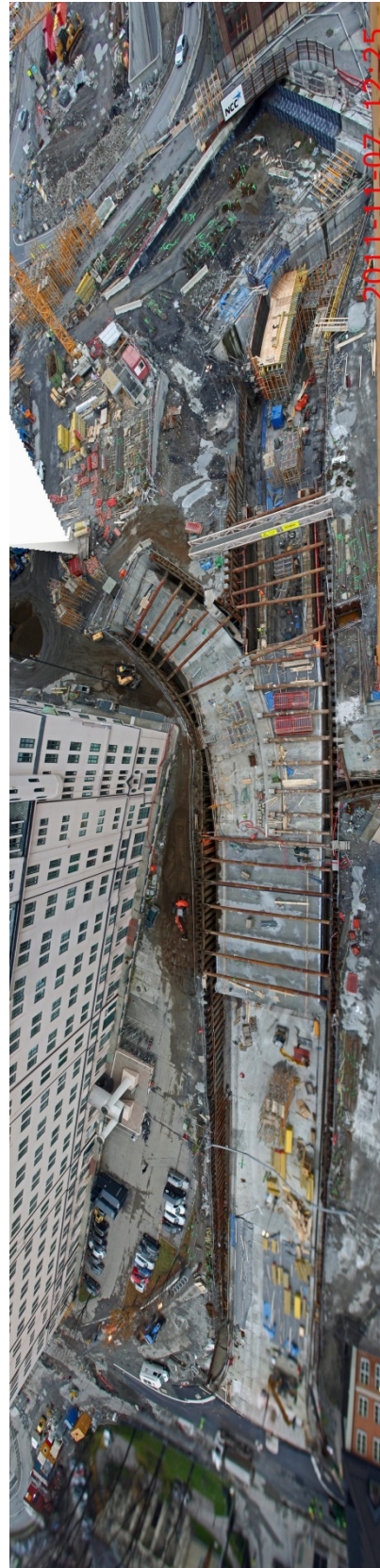


Foto 19: 07.11.2011



7 Utvalgte tegninger

K101-02	Nordre ramper. Byggegrøp. Spuntplan
K101-16	Nordre Ramper. Byggegrøp. Stiverplan
K101-17	Nordre Ramper. Byggegrøp. Stiverplan
K102-10	Søndre ramper. Byggegrøp. Spuntplan
K102-12	Søndre ramper. Byggegrøp. Avstivning, anleggsvei
K202-10	Ny del av hovedløpet. Byggegrøp. Spuntplan

BEMERKNINGER:

- PKT 10-12-58-59-60-61 SPUNTHJØRNER FRA TIDLIGERE ANLEGG.
PKT A1-A-B1-B-C2-C3-C4-C5-C6-J-K-K1-K2-K3-L-M-M1-M2-
M3-M4-M5-M6-M7 NYE SPUNTHJØRNER/LINJER.
DET SKAL BENYTTES HØRNELÅSER, KRAV TIL SPUNT, STAG,
STIVERE, PUTER OG BOLTER ER GITT PÅ OPPRISENE.
- EKSISTERENDE TREKKEKUMMER FRIGRAVES FOR SPUNT RAMMES.
- BYGGEGRUP FOR HØVEDLØP, K202.
- PKT 61-M2 EKSISTERENDE SPUNT KAN TREKkes FØR NY SPUNT
RAMMES, MEN ETTER AT DET ER SPUNNET FRA M5-M7-K3,
EVENTUELT M6-J-K-K3.

- ALL TETTESPUNT INNE I FØRSTE DEL AV BYGGEGRUPA,
C-M6-M5-B, KAN TREKkes NÅR GROPA ER LUKKET
- PKT 59-61 EKSISTERENDE TOPPDAGER RIVES, STAG KAPPEES OG
SPUNT TREKkes FØR NY SPUNT RAMMES, MEN ETTER AT DET ER
SPUNNET FRA M5-M7-K3, EVENTUELT M6-J-K-K3.
- AVGRAVING TIL KOTE +0,0, GRAVESKRÅNING 1:1,5. SE OGSÅ
GRAVEPLAN, TEGNING K101-19.

- KAPPINNÅ SPUNT:
SPUNTHJØRNE D - D1 - D2 - C - C1 - KOTE +1,1
SPUNTHJØRNE C1 - C2 - C3 - C4 - C5 - PROFIL 5597,6 HA-RÅ;
KOTE +1,5
PROFIL 5597,6 HA-RÅ - SPUNTHJØRNE C6 - AVVENT
SPUNTHJØRNE K1 - PROFIL 5756,3 RÅ-DR. AVVENT
PROFIL 5756,3 RÅ-DR - 5707,0 RÅ-DR. KOTE +1,5
PROFIL 5707,0 RÅ-DR - SPUNTHJØRNE K4, KOTE +1,1
SPUNTHJØRNE K4 - K5 - T2, KOTE +1,5
SPUNTHJØRNE B - N - N1 - KOTE +1,1 ELLER LAVERE.

HENVISNINGER:

- SPUNTOPPRIS, SE TEGNING K101-03, -04, -10, -11 OG -13.
- SNITT, SE TEGNING K101-05, -12, -14 OG -15.
- SPUNDETALJER, SE TEGNING K101-06 OG -08.
- PLAN INNVENDIGE S'IVERE, SE TEGNING K101-16, -17.
- GRAVEPLAN, SE TEGNING K101-19 OG -20.

PLANSKISSE SOM VISER BELIGGENHET
AV BYGGEGRUP



ANLØST PÅLESTEDSK GJELDER AT - FORBRAT

NO	2017/2018	Som utført	EGNETTILNØY - UTFØRT	NO	1.10	PKT
NO	2017/2018	NO	EGNETTILNØY - UTFØRT	NO	1.10	PKT
1	2017/2018	NO	EGNETTILNØY - UTFØRT	NO	1.10	PKT
2	2017/2018	NO	EGNETTILNØY - UTFØRT	NO	1.10	PKT
3	2017/2018	NO	EGNETTILNØY - UTFØRT	NO	1.10	PKT
4	2017/2018	NO	EGNETTILNØY - UTFØRT	NO	1.10	PKT
5	2017/2018	NO	EGNETTILNØY - UTFØRT	NO	1.10	PKT
6	2017/2018	NO	EGNETTILNØY - UTFØRT	NO	1.10	PKT
7	2017/2018	NO	EGNETTILNØY - UTFØRT	NO	1.10	PKT
8	2017/2018	NO	EGNETTILNØY - UTFØRT	NO	1.10	PKT
9	2017/2018	NO	EGNETTILNØY - UTFØRT	NO	1.10	PKT
10	2017/2018	NO	EGNETTILNØY - UTFØRT	NO	1.10	PKT

Statens vegvesen
Sjakk: Svein Røed
Børn: 879

ETB MELLOM FESTNINGSTUNNELN OG
EKEBERGTUNNELN - ENTREPRISE HAVNELAGERET

HAVNELAGERET
SOM UTFØRT NØRDE RAMPER
BYGGEGRUP, SPUNTPLAN

Prosjekt nr. 102338
Kontrakt nr. 20101368 - e03
Målestokk: 1:14,00

Prosjekt av: AAS-JAKOBSEN
Rev: X



PLAN
1:14,00

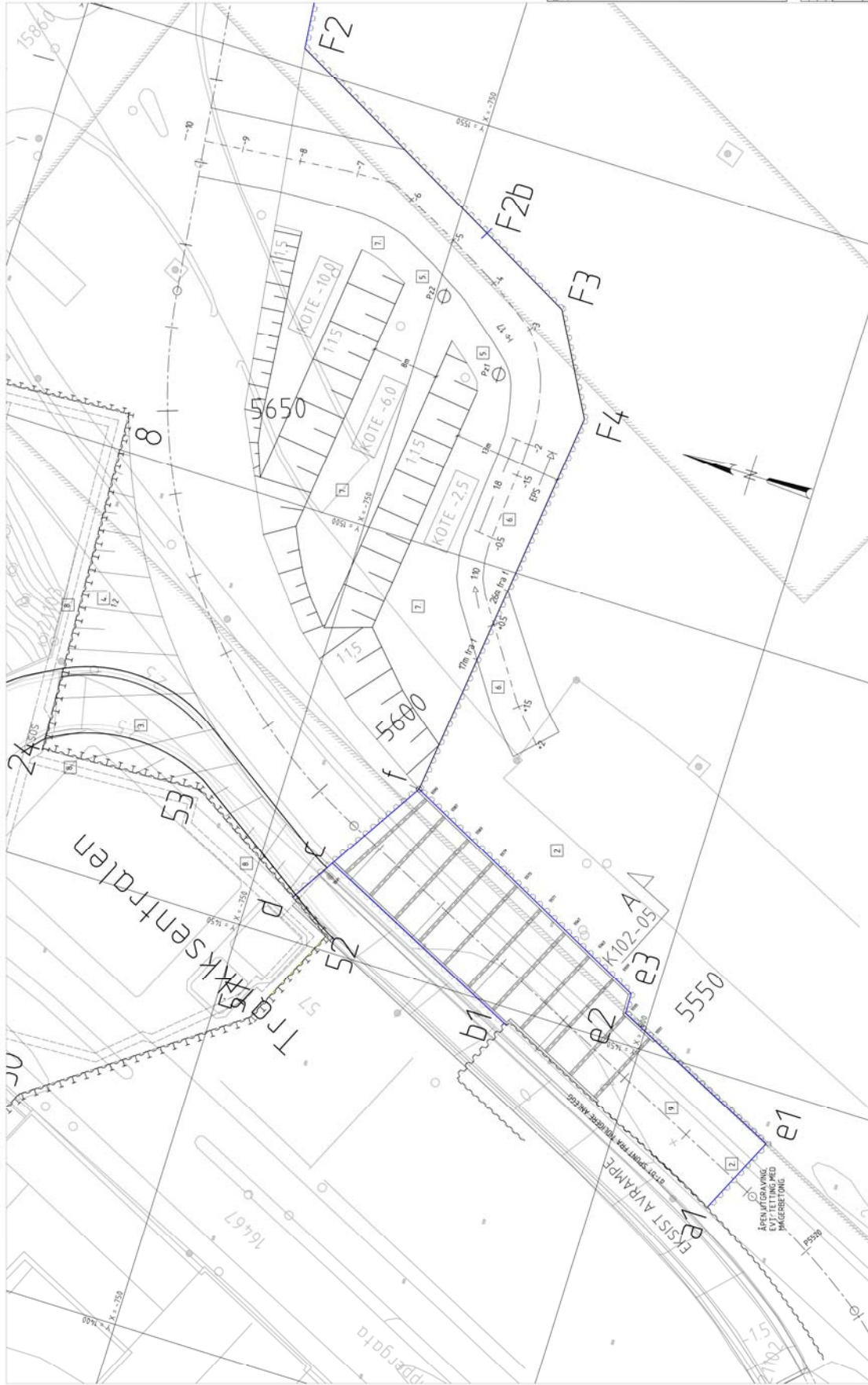
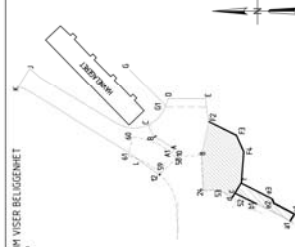
BEMERKNINGER:

1. BEMERKNINGER VEDR. SPUNTHJERNER, HÅRREKLÄSER, SPREKSTENSORER OG KAIFRONT, SE SPUNTPLANEN, TEGNING K102-10.
2. VED UAVSTIVET SPUNTT LENGST MOT SØR, DET GRAVES TIL -1 UTEFOR SPUNTT FOR UTGRAVING TIL TRAUJBANN.
3. MIDLER TIDIG BRU.
4. GRAVNERÅNNING 12 MOT EKISTERENDE SPUNTT.
5. PROBESTRUKKSMÅLERE: Y 1522 FILTERVED -23
PZZ. X - 750 Y 1529 FILTERVED -25
PZZ. X - 751 Y 1529 FILTERVED -25
6. ANLEGGSVEG:
- SONE 12-24m FRA 1. SPUNTT KAPRES VED KOTE -0,5, STAGNVA I DENNE SØNER ER -0,5 SE TEGNING K102-11.
- INVÅRSTUJNINGER SOM ANGITT.
- DETALJER VEDR. EPS-FYLING, ENDELIG ANLEGGSVEG-GEOMETRI OG BRUKSVIDE ER IKKE AVSLUTTET.
- BRUKSVIDEN ER IKKE BEHANDLET I DENNE PLAN, MEN DEN ER AVBILDET I PLANEN VEDR. PROSJEKTERTE GRAVNERÅNER.
7. PLANEN VEDR. PROSJEKTERTE GRAVNERÅNER, TILPASSES AKTUELLE FASER.
8. SUPPLERENDE GRAVNERÅNER UTFØRDES ETTER BEHOV, SUPPLERENDE AV GRAVNERÅNER PÅ TILGJENGELIGT ENKELT TILFELLE.
9. GRAVNING I SPALTER, SE TEGNING K102-22.

HENVISNINGER:

- SPUNTPLAN, SE TEGNING K102-10
- SPUNTPROFESS, SE TEGNING K102-03, K102-11
- SNITT, SE TEGNING K102-05
- PLAN K102-04
- GRAVNERÅNER, SE TEGNING K102-31 OG K102-22

PLANSKISSE SØR VÆRER BELIGGENHET AV BYGGEGROP



ANSTILT PÅLØST/BJØLDER 31 - 7 (SPUNTT)	
Nr. 1	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 2	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 3	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 4	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 5	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 6	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 7	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 8	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 9	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 10	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 11	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 12	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 13	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 14	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 15	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 16	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 17	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 18	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 19	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 20	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 21	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 22	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 23	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 24	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 25	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 26	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 27	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 28	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 29	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 30	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 31	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 32	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 33	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 34	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 35	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 36	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 37	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 38	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 39	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 40	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 41	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 42	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 43	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 44	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 45	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 46	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 47	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 48	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 49	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 50	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 51	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 52	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 53	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 54	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 55	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 56	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 57	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 58	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 59	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 60	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 61	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 62	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 63	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 64	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 65	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 66	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 67	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 68	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 69	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 70	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 71	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 72	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 73	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 74	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 75	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 76	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 77	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 78	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 79	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 80	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 81	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 82	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 83	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 84	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 85	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 86	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 87	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 88	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 89	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 90	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 91	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 92	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 93	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 94	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 95	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 96	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 97	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 98	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 99	2019/08/15, Som arkitekt
Nr. 100	2019/08/15, Som arkitekt

A PLAN 1:200

BEKJÆRINGER:

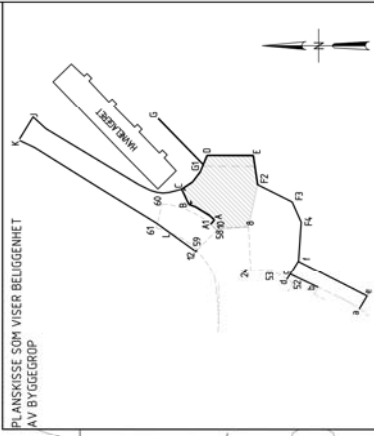
1. PKT 8-10-58-59-60-61-SPUNTHJØRNER FRA TIDLIGERE ANLEGG
PKT A1-A-B1-B-C1-C2-D1-D2-E-F2 OG G-G1 NYE SPUNTHJØRNER/LINJER
2. BYGGEGRUP FOR RAMPE SKIPPERCATA-HAMAR, K102.
3. BYGGEGRUP FOR NØRDRE RAMPER, K101.
4. KAIFRONT, GAMLE REVIERKAIA. } SE GEOTEKNISK RAPPORT
5. KAIFRONT, GAMLE FESTNINGSKAIA.
6. KAIFRONT, GAMLE REVIERKAIA (1829).
7. EKSSISTERENDE FESTNINGSKAIA.

8. GRAVESKRÅNING 1:3 OPP MOT SPUNT G-G1 GRAVING/IRVING AV GAMLE KAER, IJFR SØRDELEN.
9. EKSSISTERENDE SPUNT 58-A1 FORANKRES MED SKRÅSTAG. A1-A. SPUNTLINJE UNDER EKSSISTERENDE UTVIDET E18 UTØBRES SOM BJELKESTENGSEL DE ØVERSTE 3m DERETTER PRESSSES SPUNT VIDERE NED OG FORANKRES MED SKRÅSTAG.
10. TETTESPUNT MOT SENKETUNNELL, FASE 2, VED P705 DR-HA SPUNT, Wx 3,1200 cm²/m S335GP.
11. TETTESPUNT MOT BYGGEGRUP FOR K101. DE FØRSTE NÅLER PÅ HVER SIDE RAMMES I FORENDELSE MED HOVEDSPUNTEN. RESTEN RAMMES FRA BUNN BYGGEGRUP.
12. HOVEDSPUNT RAMMES FRAM TIL C2 I FASE 1. TETTESPUNT 60-C2 RAMMES I FASE 1- UTGÅR. -SPUNT 60-C2 ER SVEVENDE SPUNT MED TIL-KOTE-5-0K-SPUNT -185- TETTING UTFØRES VED LØSMASSEINJEKSJON GJENNOM SPUNT B - B1 AVTALES NÆRERE MED BYGGEREN.

HENVISNINGER:

- SPUNTOPPREIS, SE TEGNING K202-03 -05 OG -11.
- SPUNTEFALSER, SE TEGNING K202-07.
- SNITT, SE TEGNING K202-06

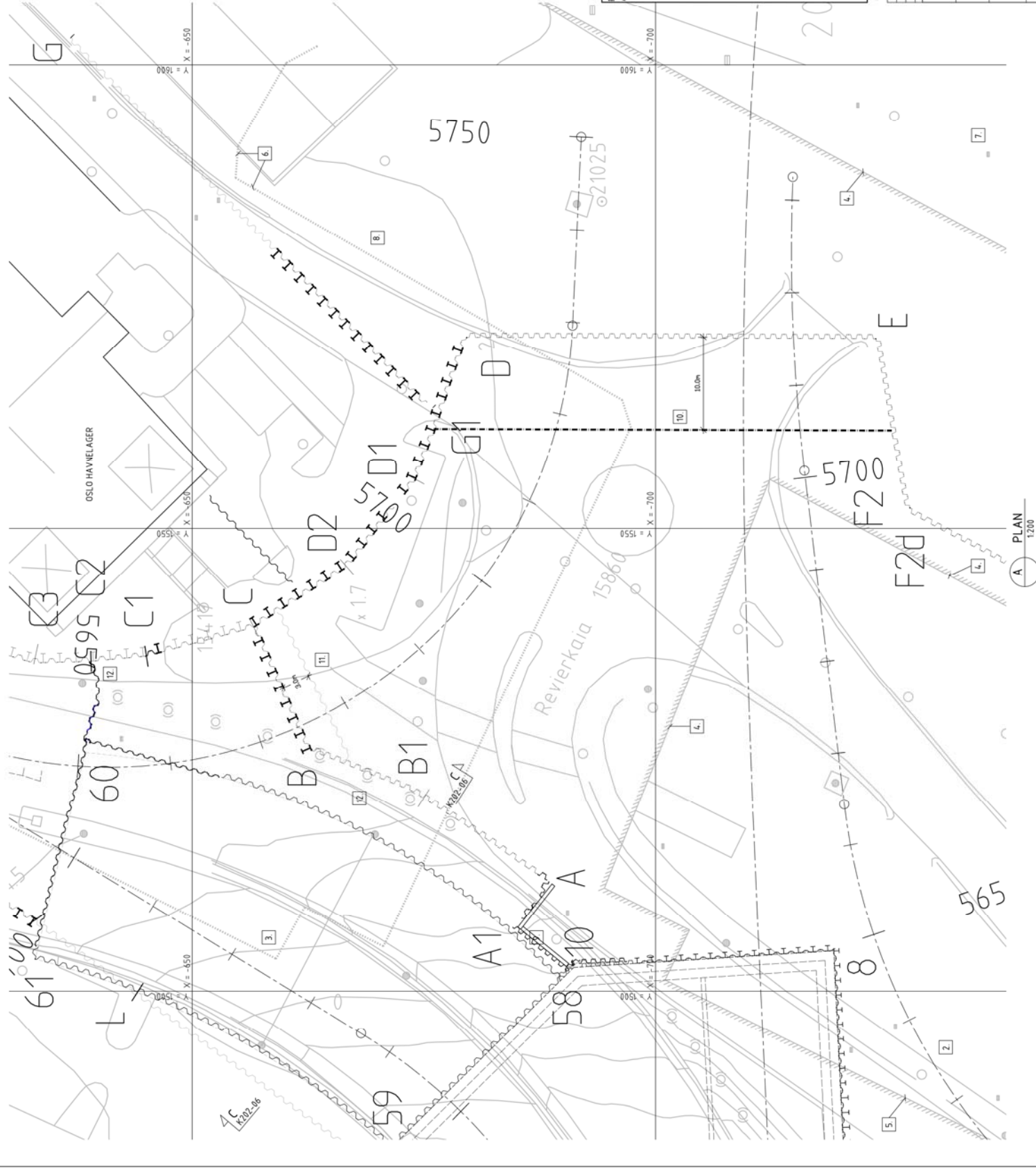
PLANSKISSE SOM VISER BELIGGENHET AV BYGGEGRUP



ANSITT FÅRLESTENK, GJELDER A1 - FORMÅT

NO	UTGIVELSE	SO	PROJ	DATE
1	2018.05	Som utført	EGS/STENK - GJELDER	16.12.2015

Statens vegvesen	
Saknr.	Svein Røed
Bvnr.	03-8844
E18 MELLOM FESTNINGSTUNNELN OG EKEBERGTUNNELN - ENTREPRISE HAVNELAGERET	
HAVNELAGERET	
Prosjekt nr. 102638	
Kontrakt nr. 20101368 - e3	
SOM UTFØRT NY DEL AV HOVEDOPRET BYGGEGRUP, SPUNTPLAN	
Prosjekt av:	AAS-JAKOBSEN
Rev.:	K202-10





Statens vegvesen
Vegdirektoratet
Publikasjonsekspedisjonen
Postboks 8142 Dep 0033 OSLO
Tlf: (+47 915) 02030
publvd@vegvesen.no

ISSN: 1893-1162

vegvesen.no

Trygt fram sammen