



Statens vegvesen

E18 Ny motorvegbru i Drammen Erfaringer fra fundamentering på stålpeler

RAPPORT

Teknologiavdelingen

Nr: 2453



Region sør

2006-02-01



Statens vegvesen

Vegdirektoratet
Teknologiavdelingen

Postadr.: Postboks 8142 Dep
0033 Oslo

Telefon: 22 07 35 00

www.vegvesen.no

TEKNOLOGIRAPPORT nr. 2453

Tittel

E18 Ny motorvegbru i Drammen Erfaringer fra fundamentering på stålpeleer

Utarbeidet av

Grete Tvedt

Dato:

2006-02-01

Saksbehandler

Grete Tvedt

Prosjektnr:

Kontrollert av

Grete Tvedt

Antall sider og vedlegg:

Sammendrag

Rapporten beskriver pelefundamentering av 41 søyler for E18 motorvegbrua i Drammen. Brua ligger i utløpet av Drammenselva, og det er store mektigheter av elveavsetninger med ensgradert sand i og langs elveløpet. Mektigheten av sanden avtar mot endene av brua og leira kommer opp i dagen. Fjelldybdene varierer fra ca 20 m ved landkarene til over 100 m midt i elveløpet.

Det er benyttet flere ulike peletyper:

- Stålrørspeler til fjell på land
- Stålrørspeler til fjell i elveløp
- Svevende stålpeleer av HP-profil på land
- Svevende stålpeleer av HP-profil i elveløp
- Stålrørspeler til morene rammet med spiss (i akse 43 og 44)

Rapporten beskriver resultatene av prosjektering på bygget på peleveildning og prøvebelastning.

Deretter tar den for seg erfaringer fra utførelse av pelearbeidene med fokus på:

- Levering og utførelse av stålarbeid
- Ståldybel som fjellfot i åpne rammete rør
- Utstøping av stålrørspeler
- Bevegelse sideveis og setninger av nabobru under peleramming
- Kostnader

Summary

Emneord:

Stålpeleer, stålrørspeler, stålprofil, fallodd, vibroodd, setninger av nabokonstruksjon, ramming av peleer, korrosjon

Innhold

Prosjektbeskrivelse.....	3
Utfordringer ved bygging av bru i tettbygd strøk og i elveløp.....	3
Oversikt over grunnforholdene langs brua	4
Sand.....	4
Leire.....	4
Morene.....	5
Prosjektering av pelene	6
Bevegelse av nabokonstruksjoner	6
Korrosjon.....	6
Pelens kapasiteter.....	7
Stål- og betongkapasiteter for pelene	7
Dimensjonerende pelelaster ved fjell	8
Dimensjonerende pelelaster for friksjonspeler	11
Pelens karakteristiske bæreevne	11
Prinsippspørsmål i forbindelse med dimensjonering av stålpeler	16
Spesielle kontraktsbestemmelser	16
Entreprenørens egenkontroll	16
Entreprenørens kontrollplan	16
Arbeidsprosedyrer og sjekklister.....	16
Svakheter med prosesskoden og spesiell beskrivelse som kom fram under denne kontrakten.....	17
Fremdrift.....	18
Generelle erfaringer fra utførelse av pelearbeidene	19
Levering og utførelse av stålmateriale til peler	19
S355J2G3 -stål.....	19
Spesialstål med høy flytespenning: 42CrMo4-stål og 34CrNiMo6-stål	20
Herdete stålpisser	20
Entreprenørens forslag til endring av stålkvalitet til X-stål.....	21
Kontraktskrav til stålarbeider på peler	21
Utstøping av peler tørt og under vann	22
Bevegelser av nabobruer under ramming.....	24
Bevegelser ved peleramming i løs lagret sand i akse 12 - 34.....	24
Skjerming av støy og rystelser mot naboer	28
Entreprenørens kompetanse og organisering av kontroll av pelearbeider.....	30
Kostnader.....	31
Stålrørspeler til fjell på land.....	33
Arbeidsgang.....	33
Den spesielle ståldybelen - fra tilvirking på verksted til montering i pelfot	34
Entreprenørens egenkontroll og byggherrens stikkprøvekontroll	36
Erfaringer fra utførelsen	37
Ramming og sveising av stålrør	37
Grabbing av løsmasser innvendig i rør.....	37
Støp av propp mellom innerrør og ytterrør.....	39
Støp av propper i bunn av røret	39
Spesielle erfaringer akse for akse	39
De først ferdigstilte pelene i akse 45 og 46	39
Tverrsnittsendringen på pelene fra akse 6 til 10.....	39
Utbedring av vrakpel 7-2.....	40
Dybelen stoppet på et for høyt nivå i pel 8-2	42

Stålrørspeler til fjell i elveløp	42
Stålrørspeler på land fundamentert på faste masser i akse 43 og 44	47
Arbeidsgang.....	47
Entreprenørens egenkontroll og byggherrens stikkprøvekontroll	48
Erfaringer fra utførelsen	48
Grabbing, grabbing og atter grabbing	48
Trepel inne i stålrørspel	48
Sluttkommentar til denne løsningen.....	48
Svevende stålrørspeler i elveløp	49
Svevende HP-peler på land	49
Arbeidsgang.....	49
Erfaringer fra utførelse	49
Ramming og sveising	49
Bunnoppressing i korte rør	49
Sentrering av H-bjelke i stålrør	50
Retthetsmåling.....	51
Svevende HP-peler i elveløp	52
Arbeidsgang.....	52
Erfaringer fra utførelse	53
Ramming med og uten jomfru.....	53
Prinsipielle spørsmål ved utførelse/beskrivelse av stålpeler	54

VEDLEGG

Sveiseprosedyre

Sveisesertifikat

Stålsertifikat

Figur 1. Grunnforhold og pelelengder

Tegninger:

K51 Form og peleplan akse 6 – 10

K61 Fundamenter akse 11. Form og peleplan

K131 Fundamenter akse 29 – 31. Form og peleplan. (Fundamenter i elveløpet)

K197 Peler akse 6 – 10. Form og armering.

K198 Peler. Armering.

K199 Peledetaljer I

K200 Peledetaljer II

Prosjektbeskrivelse

Statens vegvesen bygger for tiden ny motorvegbru over Drammenselva. Prosjektet omfatter en utvidelse av E18 fra to til fire felt og oppgradering av gammel bru med forsterkning av tverrbærere og skifte av søyler. Løsningen er tenkt utført som ny bru med tilhørende av- og påkjøringsramper. Konstruksjonen skal kles inn for å gis et estetisk inntrykk av å være én konstruksjon. Ferdigstilling er planlagt i juli 2007?

Kilometrering og akseinndeling går fra sør til nord. Målt mellom landkarene har ny bru en total lengde på 1842 m fordelt på 42 spenn med spennvidde 22 – 60 m. Brua ligger i sving i horisontalplanet med radier fra 630 – 3500 m. Brua har et høybrekk på Holmen.

Brua fundamenteres dels på utstøpte stålrørspeler med dybel i fjell og dels på svevende friksjonspeler som er stålbjelker med H-profil. H-profilet står i et utstøpt stålrør i de 5 øverste meterne.

Denne rapporten vil primært handle om pelefundamenteringen av brua. Da brua er fundamentert på ulike stålpeltyper er rapporten blitt omfattende. For å gi en enkel oversikt for leseren er fundamenteringen akse for akse:

På land på Strømsøsidan:

Akse 6-10: Stålrørspeler til fjell med tverrsnittsendring over lengden.
Stålrørspelene går rett opp i søyle.
Rammet åpne rør og montert dybelspiss.

Akse 11: Fundament på stålrørspeler til fjell. Rammet åpne rør og montert dybelspiss.

Akse 12 - 19: Fundament på svevende peler med HP-profil

I Drammenselva i Strømsøløpet:

Akse 20 - 24: Fundament på svevende peler med HP-profil

På land på Holmen:

Akse 25 - 28: Fundament på svevende peler med HP-profil

I Drammenselva i Bragernesløpet:

Akse 29 - 31: Fundament på svevende peler med HP-profil

Akse 32 - 34: Fundament på stålrørspeler til fjell. Rammet åpne rør og montert dybelspiss.

På land på Bragernessiden:

Akse 35 - 42: Fundament på stålrørspeler til fjell. Rammet åpne rør og montert dybelspiss.

Akse 43 - 44: Fundament på stålrørspeler til morene. Rammet lukkede rør med fjellspiss.

Akse 45 – 46: Fundament på stålrørspeler til fjell. Rammet åpne rør og montert dybelspiss.

Utfordringer ved bygging av bru i tettbygd strøk og i elveløp

Ny motorvegbru i Drammen går over Drammenselvas to løp, Strømsøløpet og Bragernes løpet. I tillegg går den over eller nær inntil eksisterende bru, boliger, industribebyggelse og andre næringsbygg. Noen av fundamentene ligger nær inntil sterkt trafikkerte veier og jernbanen.

Ny motorvegbru skal bygges tett inntil eksisterende bru. Den eksisterende brua ble bygget i første halvdel av 1970-årene. Planlegging og politisk behandling av ny bru har strukket ut i tid, og det var først i april 2003 Statens Vegvesen fikk rammetillatelse for bygging av denne.

Eksisterende bru er til dels fundamentert på utstøpte borede peler til fjell der fjelldybden er mindre enn ca 45 m og dels på friksjonspeler der dybdene er større enn dette.

Friksjonspelene er enten 15 m lange trepeler eller 25 m kombinerte betong og trepeler der betongpelen er 10 m og trepelen er 15 m.

Avstanden mellom senterlinjen til ny og eksisterende bru er ca 12 m. Fundamentaksene for ny og eksisterende bru ligger hovedsaklig side ved side. Dette gir et pent estetisk uttrykk, men fører til fundamenteringsmessige utfordringer. Når det skal rammes peler så nær inntil eksisterende brufundamenter, er faren for bevegelser på nabobrua overhengende. Under ramming av peler for jernbanebrua i samme området ble det registrert opptil 11,5 cm bevegelser sideveis av nabobrua, ref. [1].

Ramming av peler i tettbebygd strøk fører til ulemper for naboer både hva gjelder støy og rystelser. I Drammen er bakgrunnsstøyen høy. Under prøvepelingen målte vi både støy og rystelser i flere avstander fra pelearbeidene, og vi fikk gode indikasjoner på hvilke tiltak som måtte settes i verk for å redusere ulempene.

Ramming av peler under vann gir dårligere rammeforhold enn på land. Pelen står uten sidestøtte og ved bruk av jomfru vil overføring av rammeenergi fra lodd til pel bli dårligere enn uten bruk av jomfru. Det er også større sjanse for pelekonflikt over vannflaten under ramming.

Oversikt over grunnforholdene langs brua

Ny motorvegbru ligger i utløpet av Drammenselva, og det er store mektigheter av elveavsetninger med ensgradert sand i og langs elveløpet. Mektigheten av sand er på det største 35 – 40 m midt på brua. Under sanden er det siltig leire. Mektigheten av sanden avtar mot endene av brua og leira kommer opp i dagen. Fjelldybdene varierer fra ca 20 m ved landkarene til over 100 m midt i elveløpet.

Figur 1 viser en generell oversikt over brua og grunnforholdene. I tillegg har vi kort oppsummert dimensjoneringsparametrene for grunnen i kapitlene under, ref [3]

Sand

Fra og med akse 11 til og med akse 38 er det sand over leira. Sanden er ensgradert, og den blir mer og mer finkornig med dybden før den går over til leire. Selv om CPTU-sonderingene viser liten motstand de øverste meterne nærmest terreng, viser tolkningene av sonderingene at styrken varierer lite, og sandens friksjonsvinkel er satt til $\tan\phi = 0,7$ og attraksjon er satt til $a = 0$.

Et Lagskille mellom løst og fast sandlag er tolket fra CPTU-sonderingene. Modul og relativ lagringstetthet er lavere i den øvre del av sandlaget, og dette er lagt inn i beregningsprogrammet Group/psi ved at stivheten er redusert med 20 % i det øvre sandlaget. Tyngdetettheten er også redusert. Modul i nedre sandlaget er vurdert til $g_i = 100$, $m_0 = 120$. Tyngdetettheten $\gamma_n = 18,0 \text{ kN/m}^3$ i det nedre laget og $\gamma_o = 17,5 \text{ kN/m}^3$ i øvre laget.

Leire

Leiras materialparametere er tolket ut fra treaksialforsøkene utført i akse 22, 31 og 38. Styrke og deformasjonsparametrene for leira er gitt i tabell 1. Da leira er mer sensitiv i akse 6 – 11 og akse 35 – 46 enn de øvrige aksene er styrke og deformasjonsparametrene skjønnsmessig redusert i disse aksene.

Akse	a (kN/m ²)	tanφ	K _i '	g _i	D
6 – 11 35 – 46	0	0,4	0,6	100	-0,8
12 – 19	10	0,47	0,62	150	-0,6
20 – 34	0	0,65 – 0,67	0,6	400 – 500	-0,4

Tabell 1 Leiras materialparametere (udrenert modell brukt i GROUP/psi)

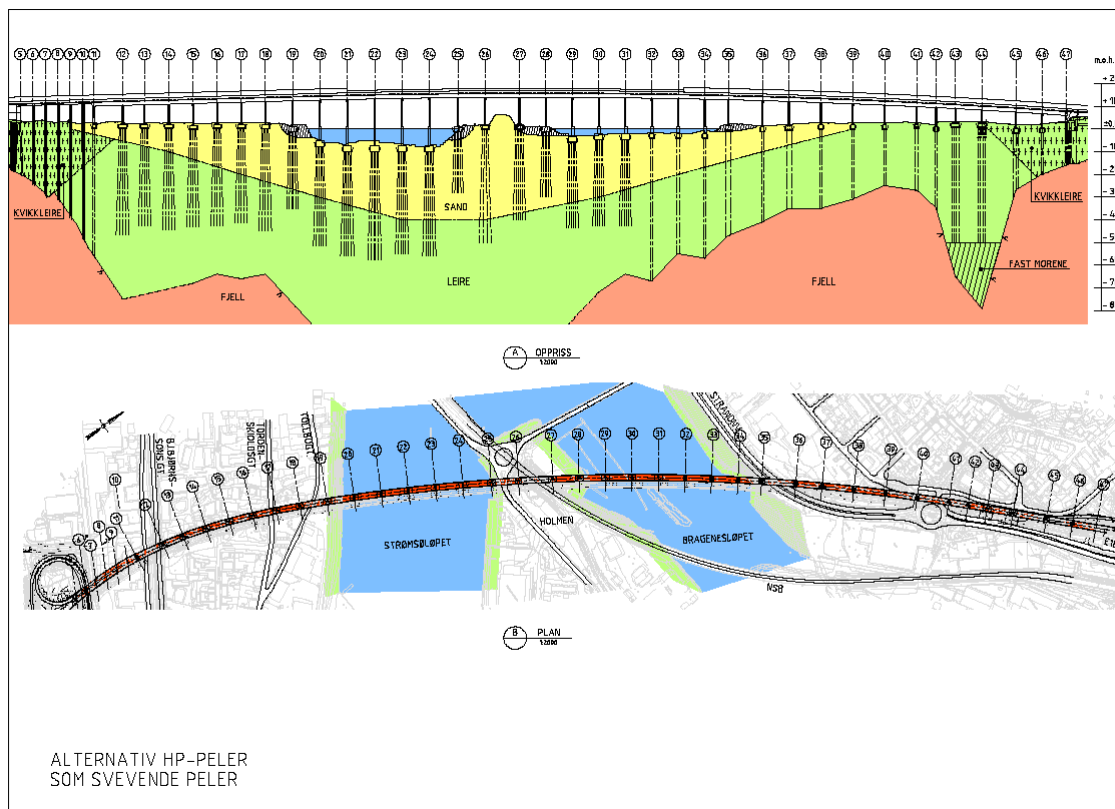
a: attraksjon
tanφ: friksjonsvinkel
K_i' : hviletrykkskoeffisient i jorda nær pelen før pelebelastning
g_i: initialsjærmodul
D: dilatansparameter
M₀: Modultall

Morene

I akse 43 og 44 var det prosjektert at pelene skulle stoppe i et fast morenelag. Leira over morenelaget ble beregnet med lav styrke og vertikal stivhet da pelene hadde doble rør med hulrom mellom. Doble rør ble valgt for å redusere påhengskrefter. Styrke og deformasjonsparametere for morenen er gitt i tabell 2.

Akse	a (kN/m ²)	tanφ	K _i '	M ₀	g _i
43 – 44	10	0,95	0,9	350	200

Tabell 2 Morenens materialparametere (drenert modell brukt i GROUP/psi)



Figur 1 Grunnforhold og pelelengder (A3 utgave ligger bak i rapporten)

Prosjektering av pelene

Bevegelse av nabokonstruksjoner

Erfaringer fra bygging av jernbanebrua over Drammenselva viste at det var fare for at peleramming ville påvirke nabokonstruksjonene. For å redusere bevegelser på nabokonstruksjoner ble det under planleggingen for ny motorvegbru valgt peler med liten massefortrengning under nedramming: stålrørspeler som ble rammet åpent og stålpeler med H-profil.

Det ble i tilbudspapirene beskrevet 6 peletyper for ulike områder::

- Stålrørspeler til fjell på land
- Svevende stålrørspeler på land
- Svevende stålrørspeler i elveløp
- Stålrørspeler til fjell i elveløp
- Svevende HP-peler på land
- Svevende HP-peler i elveløp

Svevende HP-peler og stålrørspeler ble vurdert parallelt, og byggherren valgte HP-peler fordi de kom rimeligst ut i pris.

For stålrørspeler har det vært spesielt fokus på propping av rør og massefortrengning på grunn av dette. For å unngå propping ble det lagt opp til en omfattende grabbeprosedyre.

Korrosjon

Stålpelene ble dimensjonert for korrosjon ut fra en levetid på 100 år. Ved levetidens slutt skal øvre del av stålrøret være fullstendig korrodert og kapasitet fra stålet tas ikke med her.

Tabell 3 viser anbefalte korrosjonshastigheter etter en litteraturstudie.

NGI foretok i 1972 undersøkelser med en korrosjonssonde (kfr Veglab-rapport F-111B). De målte den nominelle korrosjonshastigheten for hver 0,5 m. På Strømsøiden ble det målt i 2 punkt. Korrosjonshastigheten ble i det ene punktet stort sett estimert til 0,01 – 0,02 mm/år med maksimalverdier opp mot 0,03 mm/år. I det andre punktet ble hastigheten estimert til 0,03 – 0,04 mm/år og maksimalverdier opp mot 0,06 – 0,07 mm/år. På Bragernessiden ble det foretatt undersøkelser i et punkt. Målingene viste en korrosjonshastighet på 0,01 – 0,02 mm/år ned til 20 m dybde. Under denne dybden ned til fjell i 27 m dybde sank hastigheten til 0,002 – 0,005 mm/år.

På grunn av usikkerhetene med målingene var anbefalingene i Veglab-rapport F-111B å benytte en sikkerhetsfaktor $F=3,0$ på disse målingene. Konklusjonen ble at ved tosidig korrosjon vil reduksjonen i ståltverrsnittet bli 0,25 mm/år med fare for groptæring på opp til 0,5 mm/år. De vurderinger som er foretatt i denne Veglab-rapporten er på konservativ side i forhold til generelle vurderinger i Eurocode-3.

HP-pelene er beskyttet de øverste 5 m med et stålrør som er utstøpt med betong. Videre ned er det dimensjonert med at stålet har tosidig korrosjon på 2,5 mm/100 år. Ståltverrsnittet på pelen er dermed dimensjonert for en tverrsnittsreduksjon på 5 mm på 100 år. Korrosjonen ligger på den sikre siden i forhold til anbefalingene til Eurocode-3, spesielt når den øvre delen av HP-pelen er omstøpt. Anbefalingene i peleveiledningen er derimot mer konservativ enn det som er valgt under dimensjoneringen.

Litteratur	Miljø mot spunten	Ensidig korrosjonshastighet
Peleveiledningen (1991)	Pel i homogen salt leire Pel i homogen utvasket leire Spunt tidevannssone Spunt rett under sjøbunn Spunt i grunn under sjøbunn	0,04 mm /år 0,01 mm /år 0,3 – 0,6 mm /år opp til 0,1 mm /år 0,03 – 0,06 mm /år
Eurocode 3 ENV 1993-5:1998	Uforstyrret naturlig jord (sand, silt, leire) Forurenset naturlig grunn Aggressiv naturlig grunn (humus, torv) Ukomprimerte fyllmasser av ikke-aggressive masser (leire, puk, sand, silt) Komprimerte fyllmasser av ikke-aggressive masser (leire, puk, sand, silt) Ukomprimerte fyllmasser av aggressive masser (aske, slagg)	0,30 mm /25 år 0,75 mm /25 år 1,00 mm /25 år 0,70 mm /25 år 0,35 mm /25 år 2,00 mm /25 år
Eurocode 3 ENV 1993-5:1998	Uforstyrret naturlig jord (sand, silt, leire) Forurenset naturlig grunn Aggressiv naturlig grunn (humus, torv) Ukomprimerte fyllmasser av ikke-aggressive masser (leire, sand, silt) Komprimerte fyllmasser av ikke-aggressive masser (leire, sand, silt) Ukomprimert fyllmasser av aggressive masser (aske, slagg)	1,20 mm /100 år 3,00 mm /100 år 3,25 mm /100 år 2,20 mm /100 år 1,10 mm /100 år 5,75 mm /100 år
Elektrokemi og korrosjonslære av Einar Mattson (1992)	Landatmosfære Kystatmosfære By- og industriatmosfære	0,005 – 0,01 mm/år 0,01 – 0,03 mm/år 0,01 – 0,06 mm/år
Piling handbook Seierstad/ British Steel (feb 97)	Uforstyrret naturlig jord Vanlig atmosfære (ved høy forurensing må det vurderes spesielt) Under sjøbunn Sjøvann under tidevannssonen Tidevannssonen (akselererende korrosjon kan oppstå, og inspeksjoner anbefales) Sprutsonen for bølger	0,015 mm/år 0,035 mm/år 0,015 mm/år 0,035 mm/år 0,035–0,075 mm/år 0,075 mm/år
Miljøtunnel Horten ¹⁾ (2004)	Uforstyrret naturlig jord (siltig leire) på en side og luftrom dekket med isopor og betong på den andre siden.	Tosidig korrosjon: 0,1 mm/10 år

1)

Vegdirektoratet har målt spuntverrsnittet i miljøtunnelen i Horten for å få erfaring med korrosjon av permanent spunt. Spunten ble målt i oktober 1993 og mai 2004, og i løpet av den perioden på ca 10 år har spunten korrodert 0,1 mm. Spuntverrsnittet har større variasjon enn det som er målt i korrosjon. Grunnforholdene er siltig leire uten innslag av humus.

Tabell 3 Korrosjonshastighet gitt i ulike litteratur

Pelens kapasiteter

Stål- og betongkapasiteter for pelene

For å sammenligne stålpelens kapasiteter har vi sett på de installerte tverrsnittskapasitetene med kun aksiallast.

Installert kapasitet: $N_i = 0,9 \cdot N_d$

Tverrsnittskapasiteter for svevende installert HP-pel på korrodert tverrsnitt er:

HP400x122 $N_i = 3000 \text{ kN}$

HP 400x158 $N_i = 4000 \text{ kN}$

Tverrsnittskapasiteter for installert Ø813 utstøpt stålrør med kun betongkapasitet er avhengig av armeringsmengde:

Lett armert: $N_i = 11\,300 \text{ kN}$

Middels armert: $N_i = 13\,600 \text{ kN}$

Tungt armert: $N_i = 16\,500 \text{ kN}$

Tverrsnittskapasitet for korrodert stålrør med kun stålrørets kapasitet der stålrøret har korrodert til en tykkelse $t = 9,2 \text{ mm}$:

Ø813 x14,2: $N_i = 6500 \text{ kN}$

Tverrsnittskapasiteten for ståldybelen med Ø220 mm og flytegrensen (definert ved 0,2 % deformasjon) $f_{02} = 690 \text{ N/mm}^2$:

$$N_d = 21\,700 \text{ kN}$$

Kapasiteten til dybelen reduseres betraktelig pga eksentrisitet. Eksentrisiteten fører til et ekstramoment på $M = 200 \text{ kNm}$ og dermed blir maksimal kapasitet opptatt av dybelen redusert med nærmere 40 %:

$$N_{d_{\text{eksentristet}}} = 13\,450 \text{ kN.}$$

Statens vegvesens holdning til dimensjonering av stålrørspeler til fjell er at hele ståltverrsnittet kan korrodere bort i løpet av 100 år. Det er kun beregnet kapasitet av pelene for betong og armering og ståldybel.

For svevende HP-peler og stålrørspeler inkluderes kapasiteten til det korroderte HP-pelen/stålrøret med unntak for de 5 øverste meterne av pelen som er beskyttet med utstøping med betong. Den utstøpte delen av pelen gir i tillegg til korrosjonsbeskyttelse økning av pelens kapasitet for moment og skjærkraft.

Dimensjonerende pelelaster ved fjell

Tabellene under viser hvilke laster pelene til fjell er dimensjonert for,

Fund	F_{γ} ULS pr. 10.01.03 [kN]	F_n [kN]	F_w [kN]	ΣF [kN]
6	8780	1800	800	11380
7	7955	2300	865	11120
8	8100	2800	900	11800
9	7920	3450	1000	12370
10	8860	4650	1100	14610 (13100*)

Tabell 4 Dimensjonerende pelelast på platebru

* Pelelast etter påført bitumen fra underkant Ø1400-rør og ned til 20 m over fjell

Fund	F_{γ} ULS pr. 10.01.03 [kN]	ΔF [kN]	F_n [kN]	F_w [kN]	Dim. over- fyllings- tykkelse [m]	F_j [kN]	ΣF [kN]
11	5681	222	6800	650	0,5	100	13453
32	7505	623	4680	540	0,5 (dykket)	50	13398
33	7704	639	4500	520	0,5 (dykket)	50	13413
34	6945	576	4840	570	0,5 (dykket)	50	12981
35	4924	192	6300	615	0,6	115	12146
36	8120	317	3850	465	0,5	85	12837
37	8665	520	3500	440	0,5	190	13315
38	8016	313	3350	430	0,6	50	12159
39	7666	299	2580	370	0,5	190	11105
40	8544	333	2320	350	0,7	115	11662
41	9193	818	2450	360	0,5	60	12881
42	5800	516	2700	380	0,6	75	9471
45	4808	188	2200	335	0,7	85	7616
46	5854	228	1480	260	0,7	85	7907

Tabell 5 Pelelaster ved fjell for kassebru

F_{γ} : overført last til enkeltpel fra pelehode fra pelegruppeberegning, maks belastet pel

ΔF : tillegg pga. avvik i peleplassering innenfor toleransekravene

F_n : påhengslast

F_w : pelevekt (neddykket)

F_j : jord fylt over pelehode

$\Sigma F = F_{\gamma} + \Delta F + F_n + F_w + F_j$

Ved peler til fjell vil terrengsetninger påføre pelene påhengslaster. Setningene komme ved primært ved pålasting på terreng, men her ble grunnvannssenkning og generell landheving argumentene for å beregne påhengskrefter.

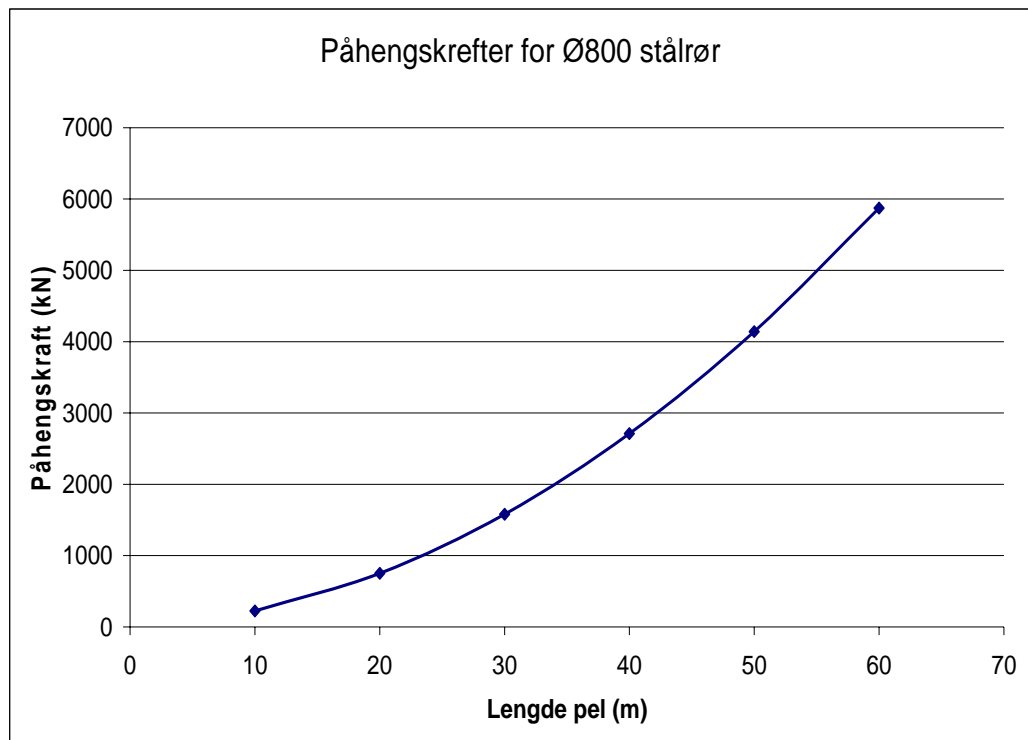
Påhengslastene ble beregnet ved bruk av en modell beskrevet i peleveiledningen hvor påhengsspenningen ble satt lik 20 % av overlagingstrykket ned til 2/3 av pel lengden. Under dette nivået ble det regnet med at relativbevegelsen mellom pel og jord avtar gradvis til null ved fjell.

Figuren viser at påhengskreftene var så store som 5900 kN på 60 m lange peler, dvs at mer enn 40 % av ståldybelsens aksiallastkapasitet blir spist opp av påhengskrefter ved så lange peler.

For å redusere påhengskreftene smurt vi på bitumen på pel 10-2 over en lengde på 16 meter. Påføring av bitumenbelegg ble bestilt i etterkant av at kontrakt ble inngått. Bitumen ble smurt på på plassen. Prisen for påsmøring av bitumen var 15.000 kr pr pel (980 kr/lm pel).

I akse 43 og 44 ble påhengslastene tatt opp ved at det ble rammet ned et stålrør på 40 m som stod som en hylse utenpå pelen. Pelen skal da bevege seg fritt i forhold til hylsen. Dette

ekstra stålrøret koster 75.000 kr pr stk å levere og ramme og i tillegg kommer 30.000 kr for å grabbe røret. Totalt kommer dermed opptak av påhengslaster på 105.000 kr pr pel (kr 2625 pr/lm pel).



Figur 2 Beregnede påhengskrefter på stålrørspeler Ø800 mm i leire.

Dimensjonerende pelelaster for friksjonspeler

Tabellen under viser dimensjonerende laster overført fra peltoppen. Lastene er beregnet med Group-psi. Trykkkraften i pelene varierer mellom 1480 kN og 2580 kN.

Fundament	ULS- laster Med eksentrisitetsmoment på Mx			
	Trykk [kN]	Skjær [kN]	Moment [kNm]	Strekk [kN]
12	-2209	78	121	-
13	-1927	68	104	-
14	-2064	72	110	-
15	-2023	69	106	-
16	-2036	69	105	-
17	-2001	67	105	-
18	-2158	72	111	-
19	-1484	68	188	-
20	-1818	95	159	-
21	-2053	100	126	-
22	-2174	116	175	127
23	-1747	89	247	-
24	-1859	89	312	23
25	-1475	96	143	-
26	-2574	184	791	-
27	-1781	89	305	-
28	-1584	71	252	-
29	-1755	87	163	-
30	-1709	98	179	-
31	-1831	119	210	-
43	-2122	63	76	-
44	-2301	77	102	-

Tabell 6 Dimensjonerende laster på topp friksjonspeler

Pelenes karakteristiske bæreevne

Friksjonspelens karakteristiske bæreevne er avhengig av pelelengden, omkretsen av pelen og grunnens beskaffenhet, kfr. tabell 1. Peleveiledningens regelverk ble benyttet under dimensjoneringen og verdiene ble justert i forhold til prøvebelastningsresultater. Der pelen ble rammet gjennom sandlaget og ned i leira, mistet pelen mye av spissbæreevnen.

L (m)	Karakteristisk bæreevne i sand (kN)	
	Ø800 stålrør	HP400x122
20	3070	1400
30	4710	2300
40	6610	3500

Tabell 7 Karakteristisk bæreevne for friksjonspeler i sand.

Siden fundamentering av motorvegbrua i Drammen er en stor pelejobb i norsk sammenheng, tok prosjektet kostnaden med en prøvebelastning av peler som en del av peledimensjoneringen. Oppstart av prøvebelastningen skjedde ca ½ år før byggestart.

Prøvebelastning ble utført i to fundamentakser: akse 16 på sørsiden av Drammenselva i Strømsøparken og akse 25 på Holmen midt i Drammenselva ved Strømsøløpets elvebredd. Både åpne stålrør (Ø813x12,5 mm) og H-profiler (HP 400x122) er blitt prøvebelastet. Belastningen har skjedd etter at pelen er rammet til flere dybdenivåer og til ulike tidspunkt etter nedramming. I akse 16 har pelen stått med øvre del i sand og nedre del i leire, mens i akse 25 har hele pelens lengde stått i sand.

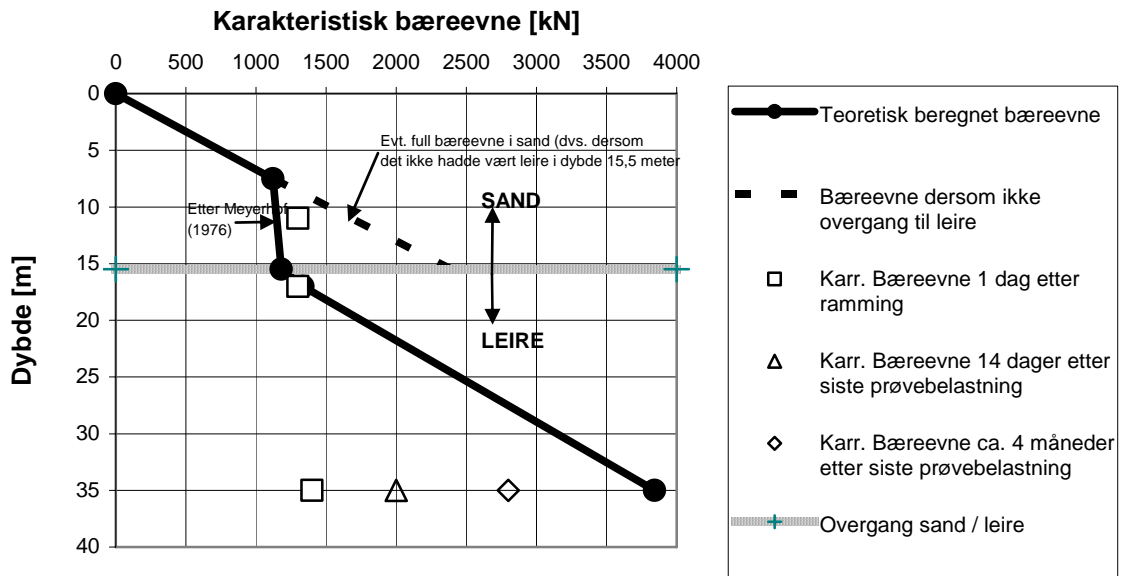
Prøvebelastningen er beskrevet i et innlegg på geoteknikkdagen 2003 [2]. Resultatene fra prøvebelastning i forhold til teoretisk beregnet er vist i figur 3 - 6. Pelen får reduksjon av spissbæreevne når den går fra sand til leire. Stålrørspelen oppnår ikke den teoretisk beregnede karakteristiske bæreevnen i løpet av 4 måneder verken i sand eller leire. Spiss- og friksjonsbidraget i leira ble redusert til 65 % av teoretisk beregnet verdi i henhold til Pelevedledningen. HP-pelens karakteristiske bæreevne ved prøvebelastning samsvarer derimot med de teoretiske beregningene både i sand og i leire.

Prøvebelastningen viste også at PDA-undersøkelser kombinert med capwap-analyser ga resultater med små avvik i forhold til prøvebelastning når pelen kun stod i sand. Når pelen stod dels i sand og dels i leire var resultatene fra disse analysene ikke til å stole på. Avvikene var da på opp til $\pm 40 - 50 \%$.

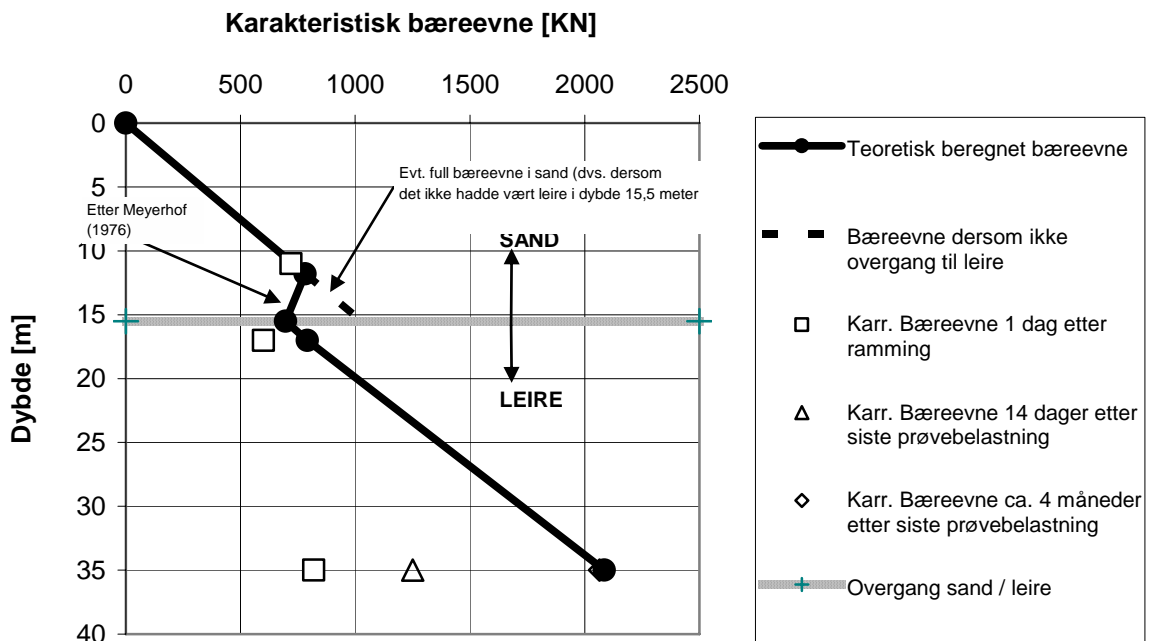
Karakteristisk bæreevne ut fra bevegelsesmålinger ga generelt for høye verdier.



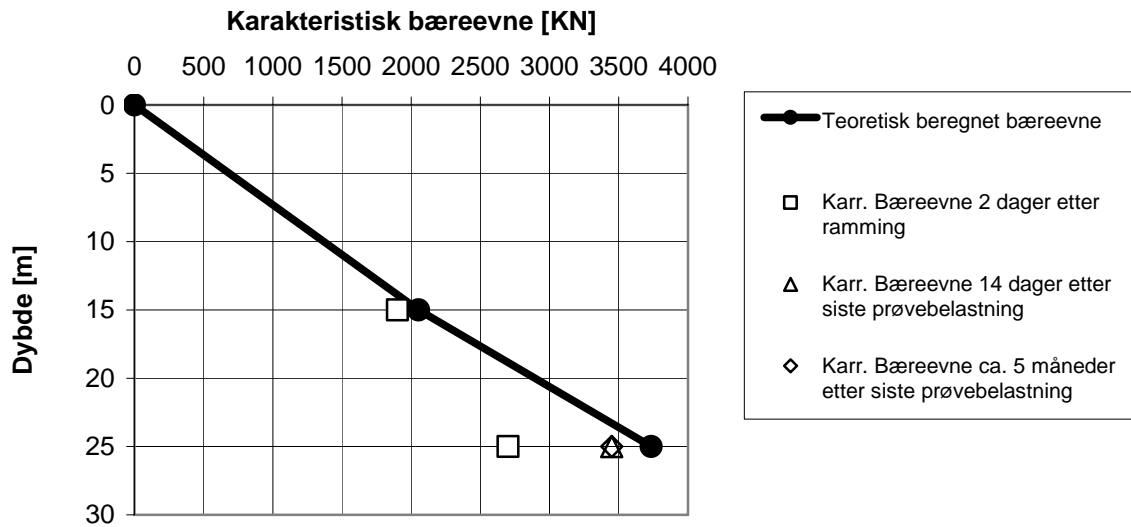
Bilde 1 Prøvebelastning av peler.



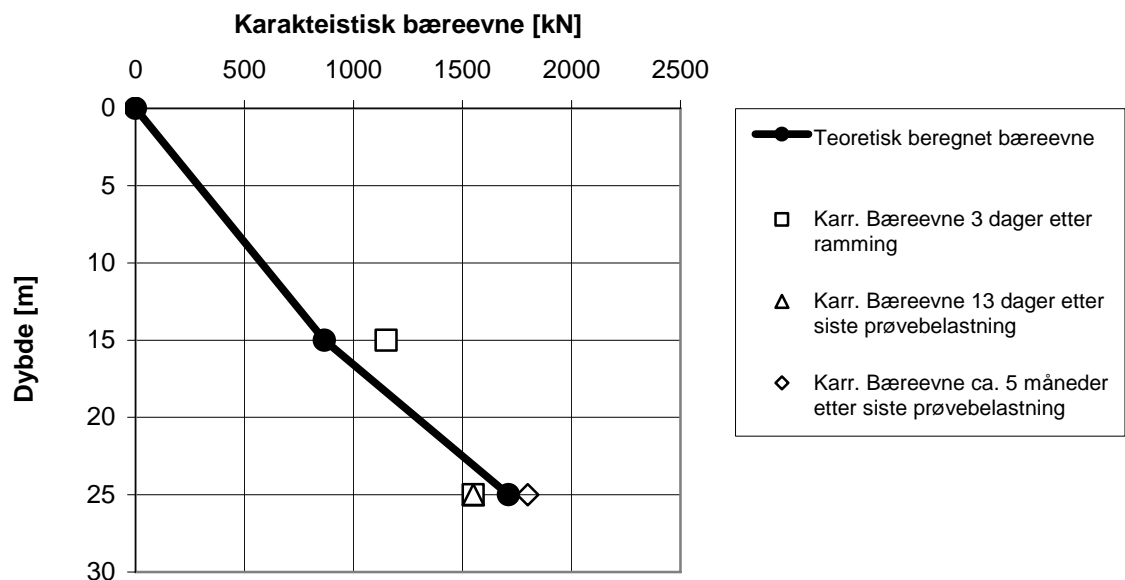
Figur 3 Sammenligning oppnådd karakteristisk bæreevne mot teoretisk beregnede verdier i akse 16 – pel P1 (stålrør)



Figur 4 Sammenligning oppnådd karakteristisk bæreevne mot teoretisk beregnede verdier i akse 16 - pel P2 (HP-profil).



Figur 5 Sammenligning oppnådd karakteristisk bæreevne mot teoretisk beregnede i akse 25 - pel P1(stålrør)



Figur 6 Sammenligning oppnådd karakteristisk bæreevne mot teoretisk beregnede verdier i akse 25 - pel P2 (HP-profil)

I akse 26 og 27 utførte vi også under bygging PDA-undersøkelser kombinert med Capwap-analyser. Bakgrunnen for at vi bestilte PDA-målinger var at pelene var tunge å slå ned, og at

arbeidene ble stanset fordi vi beveget jernbanen utenfor toleransene. I akse 26 og 27 var pelene dimensjonert etter Peleveiledning og justert i forhold til resultatene fra prøvebelastningen. Underkanten av fundamentene ligger på kote 0, og overgangen mellom sand og leire er ved kote -34/-35.

Teoretisk karakteristisk bæreevne Q_k i forhold til pelengde L i akse 26 og 27.

Prosjekterte pelengder/laster akse 26:	$L = 50 \text{ m}, Q_k = 4100 \text{ kN}$
Prosjekterte pelengder/laster akse 26:	$L = 30 \text{ m}, Q_k = 2450 \text{ kN}$
Prosjekterte pelengder/laster akse 27:	$L = 40 \text{ m}, Q_k = 2770 \text{ kN}$
Prosjekterte pelengder/laster akse 27:	$L = 23 \text{ m}, Q_k = 1540 \text{ kN}$

PDA-undersøkelsene ble foretatt når pelespissen stod godt over lagskillet mellom sand og leire. Spissbæreevnen ble derfor ikke påvirket av det underliggende leirlaget. Pelene hadde stått i ro i ca 5 uker før PDA-målingene ble tatt. Pelen har derfor fått mulighet til å suge seg fast i grunnen.

Karakteristisk bæreevne målt ved PDA og CAPWAP-analyser:

Pel 26-5:	$L = \text{ca } 30 \text{ m}, Q_k = 2875 \text{ kN}$
Pel 26-7:	$L = \text{ca } 30 \text{ m}, Q_k = 3580 \text{ kN}$
Pel 27-9:	$L = \text{ca } 23 \text{ m}, Q_k = 2625 \text{ kN}$

PDA-undersøkelsene viste at bæreevnen var 170 % av teoretisk i akse 27 og 115 - 145 % av teoretisk i akse 26. Pelengdene i akse 27 ble derfor redusert fra 40 m til 30 m. I akse 26 ble pelengdene redusert fra 50 m til 42 m på 6 av 12 peler.

Årsaken til at grunnens bæreevne er større i akse 26 og 27 i forhold til i akse 25 der prøvebelastningen ble foretatt, kan være at akse 25 ligger ved elvebredden og dermed på skråningstopp, mens akse 26 og 27 ligger tett ved en jernbanefylling i skråningsfot. Effekten av større overlagingstrykk er ikke tatt med i akse 26 og 27, og det er heller ikke tatt hensyn til redusert overlagingstrykk i akse 25.

Nær ved akse 26 er det i tillegg rammet peler både for to jernbanebruer og eksisterende motorvegbru. Pelerammingen og oppfyllingen har komprimert sanden tidligere, og dermed gitt sanden større relativ lagringstetthet og høyere modul. Når en i ettertid studerer CPTU-sonderingene, ser en at relativ lagringstetthet i det øvre 10 m sandlaget er lavere i akse 25 enn i akse 26 og 27, henholdsvis $I_D = 35 \%$ og $I_D = 40 - 45 \%$.

Prinsippspørsmål i forbindelse med dimensjonering av stålpeleler

Under dimensjoneringen er det foretatt en del valg for å dimensjonere en robust fundamentering. Under dimensjoneringen bør robusthet måles opp mot kostnader av tiltakene som velges

- Hvor mye korroderer en stålpele på 100 år?
- Skal det dimensjoneres for påhengskrefter som kan opptre i fremtiden uten at vi under planleggingen har en reguleringsplan som viser setningsgivende laster?
- Skal pelefundamenterte bruer dimensjoneres for setninger/påhengskrefter pga landheving?
- Det bør vurderes om teoriene for påhengskrefter i peleveiledningen er gjeldende for så lange peleler som 50 – 60 m. Vil setningene gå så dypt som 35 - 40 m ned i bakken?
- Kan kravene til overdekningen reduseres innvendig i en stålørspel? Peleler dimensjoneres i miljøklasse MA. Betongen i en stålørspel er jo kapslet inn i et stålør som vanligvis ikke har korrodert bort på 100 år. Overdekningskravet på 75 mm reduserer betongpelens kapasitet.
- Er det for konservativt å ikke regne med stålørrets kapasitet på peleler til fjell?
- Er det samvirke mellom betongen og stålørret etter at betongen har hatt svinn og kryp under herdning og aldriingsprosessen? Må det eventuelt settes dybler innvendig i stålørret for å lage samvirke mellom betong og stål i pelene hvis en ønsker å ha en samvirkekonstruksjon?

Spesielle kontraktsbestemmelser

Statens vegvesen har ønske om å være en profesjonell byggherre, og vi er aktivt med i byggeprosessen der byggemøte er vårt viktigste forum. Når vi utarbeidet kontrakten for fundamenteringen, la vi inn kontraktsbestemmelser som ga Statens vegvesen styringsrett på essensielle punkt.

Entreprenørens egenkontroll

I kontraktens krav står det at entreprenøren skal gjennomføre egenkontroll som skal sikre at utførelsen er i henhold til kontraktsdokumentene. For hver mangelfullt utført egenkontroll/dokumentasjon iht. kontraktsdokument/kvalitetsplan trekkes entreprenøren kr 3000,-. Slutfakturaen utbetales ikke før entreprenørens fullstendige egendokumentasjon foreligger.

Vi har ikke benyttet boten på kr 3000,- men den er blitt trukket fram for å få dokumentasjonen noe raskere oversendt til byggherren.

Entreprenørens kontrollplan

Kontrollplanen for arbeidet skal vise for hver prosess: arbeidsoperasjon, kravhenvisning, anbudsmengde, krav pr enhet, prøveomfang, utførte prøver, ikke utførte prøver, toleranser, antall utenfor toleranse, henvisning til avviksmelding, arkivreferanse og godkjenning.

Arbeidsprosedyrer og sjekklister

I kontrakten er det beskrevet:

Entreprenøren skal utarbeide arbeidsprosedyrer for alle arbeider. Hensikten med arbeidsprosedyrer er at entreprenøren før oppstart kan dokumentere at arbeidsoperasjonene er gjennomtenkt og planlagt slik at alle kvalitetskrav kan overholdes. Det skal dokumenteres at den som skal utføre jobben er gjort kjent med prosedyren. Arbeidsoperasjonene dokumenteres med sjekklister.

Sjekklister oversendes byggherren fortløpende for alle arbeider. Entreprenøren skal fremlegge kopi av sjekklister ved viktige milepæler før videre arbeid kan startes.

All nødvendig og planlagt dokumentasjon ut fra kravene i kontrakten skal foreligge før den gitte aktivitet kan påbegynnes. Byggherren kan nekte oppstart eller stanse aktivitet hvor ikke tilstrekkelig prosedyre/arbeidsbeskrivelse foreligger, eller hvor entreprenøren ikke etterlever kontraktens krav til kvalitetssikring.

Svakheter med prosesskoden og spesiell beskrivelse som kom fram under denne kontrakten

Prissetting av opsjon:

I tilbudspapirene ble det beskrevet både stålrørspeler og HP-peler. Byggherren foretok en vurdering i etterkant av at kontrakten var undertegnet om hvilke peletyper som skulle velges. Det var uheldig at det i tilbudspapirene ikke var skilt ut pelene akse 43 og 44 som eget element. Disse pelene kom inn som forstyrrende element i sammenligningen.

Ut fra byggherrens sammenligning tidlig i anleggsfasen kom HP-pelene billigst ut i pris. I ettertid har det kommet tillegg på grunn av prosjekteringsfeil da beskrevet armeringsmengde var 33 % av den utførte, samt at stålrørene utenpå HP-pelene måtte forlenges med 50 %.

Pelen i akse 43 og 44 var også mer kostbare en antatt når vi sammenlignet HP-peler og stålrørspeler. Sett i etterpåklokskapens lys ser det ut som stålrørspeler og HP-peler var likeverdige i pris. Ved senere tilbudsbeskrivelser bør en tilstrebe at en rendyrker opsjoner som skal sammenlignes.

Loddvekt og rammenergi:

I spesiell beskrivelse må loddvekt og rammenergi beskrives for alle peletypene. For denne kontrakten ble dette gjort kun for akse 43 og 44 spesielt. Spesiell beskrivelse tar dermed ikke opp kravene gitt i prosesskoden.

Det bør spesifiseres timepriser for pelemaskin med fallodd og pelemaskin med vibrolodd, der det forventes at begge typer lodd skal benyttes. Det kan også med fordel beskrives skifte av lodd grunnet byggherrens forhold, slik at det kan gis stykkpris på dette.

I prosesskoden står det at loddet skal være større enn pelens vekt. Hva er pelens vekt når den skjøtes suksessivt etter som den rammes? Entreprenøren kan tolke det slik at han kan starte rammingen med et lett lodd, og gå over på et tyngre lodd etter som pelen blir lengre. For byggherren kan dette være lite ønskelig, da lette lodd og stor fallhøyde kan gi lite effektiv ramming og større setninger enn nødvendig.

Supplerende ramming:

Entreprenør og byggherre kommer ofte i diskusjon om denne posten. Prosesskoden er uklar på hvordan antall slag skal telles. Det må spesifiseres i spesiell beskrivelse om hvilken rammeenergi som skal benyttes ved supplerende ramming. En grei rettesnor er 70 % av maks rammeenergi.

Måleregler generelt:

Når måleregler skal beskrives må det legges inn klart definerte grenser, f.eks underkant fundament eller kote 0 ved arbeid på vann. Rådgiverne er ofte lite bevisste på måleregelen. Det er så enkelt at arbeidet/mengden må være målbart. En god måleregel vil hjelpe byggherre og entreprenør å unngå unødvendige diskusjoner.

Lastbærende ståldybler i stålpeleler er egentlig ikke annet enn stålkjernepel, og en kan med fordel benytte prosessene for stålkjernepeler i prosesskoden.

Ramming med jomfru:

Generelt tillates ikke ramming med jomfru i prosesskoden, men spesiell beskrivelse tillater det likevel på dette prosjektet. Ved fare for skade på nabokonstruksjoner på grunn av bevegelser og setninger kreves effektiv ramming, og ramming med jomfru nedsetter ofte rammeeffekten. På dette grunnlag burde jomfru ikke vært tillatt. Hvis ramming med jomfru tillates, bør det gis retningslinjer i kontrakten om tyngde og stivhet på jomfruen

Oppstilling i sjøen for peleriggen:

Vi var under prosjekteringen klar over at et mulig tiltak ved bevegelser av nabobrua var at peleriggen måtte flytte fram og tilbake mellom bruaksene før pelerammingen i aksene var ferdig for å utjevne bevegelsene. Ved 1. gangs oppstilling i sjøen må det tilrigges mye med moringer og fortøyninger. Ved 2. gangs oppstilling i sjøen er det mindre tilrigging og denne oppstillingen ville sannsynligvis bli priset lavere.

Fremdrift

For å sikre en rask fremdrift ble det bestemt å dele entreprisegrensen horisontalt. Entreprisegrensen går i underkant av søylene. Fundamenteringsarbeidene tar dermed med seg alle arbeidene under vann og under bakken. Det er etter byggherrens vurdering disse arbeidene som er mest risikofylte med hensyn på at uforutsette problemer kan oppstå.

Siden entreprisegrensen er satt på denne måten ble det lagt opp til en stram framdriftsplan. To og to fundamenter skulle være ferdig av gangen., og entreprenøren jobbet seg fra endene inn mot midten.

Kontraktens framdriftskrav er vist i tabell 8.

Delfrist	Dato	Beskrivelse av arbeid
A1	9.10.2003	Aksene 13 og 14, samt aksene 45 og 46 er ferdigstilt, arbeider for Glitrevannverket, tilbakefylling og opprydding innenfor beskrevne område er utført. Ny avkjøringsrampe, fase 2, for sørgående trafikk inn til Drammen (Brakerøya) er påsatt trafikk.
A2	29.11.2003	Aksene fra og med 6 til og med 12, aksene 15 og 16, samt aksene fra og med 42 til og med 44 er ferdigstilt.
A3	19.12.2003	Akse 17 og 41 er ferdigstilt.
A4	9.1.2004	Akse 18 og 40 er ferdigstilt.
A5	30.1.2004	Aksene 19 og 39 er ferdigstilt.
A6	20.2.2004	Aksene 20 og 38 er ferdigstilt.
A7	12.3.2004	Aksene 21 og 37 er ferdigstilt.
A8	2.4.2004	Aksene 22 og 36 er ferdigstilt.
A9	23.4.2004	Aksene 23 og 35 er ferdigstilt.
A10	14.5.2004	Aksene 24 og 34 er ferdigstilt.
A11	4.6.2004	Aksene 25 og 33 er ferdigstilt.
A12	25.6.2004	Aksene 26 og 32 er ferdigstilt.
A13	6.8.2004	Aksene 27 og 31 er ferdigstilt.
A14	27.8.2004	Aksene 28 og 30 er ferdigstilt.
A 15	17.9.2004	Akse 29 er ferdigstilt.
A16	15.12.2004	Alt arbeid, all opprydding og nedrigging er utført.

Tabell 8 Framdriftskrav i kontrakten

Generelle erfaringer fra utførelse av pelearbeidene

Levering og utførelse av stålmateriale til peler

I stålpelene under Drammensbrua har ulike typer stål blitt prosjektert av konsulent, og entreprenøren har foreslått å bruke andre typer. Under lister jeg opp hvilke ulike vurderinger og erfaringer vi har knyttet til ulike ståltyper.

S355J2G3 -stål

Stålkvaliteten ble beskrevet som gods i alle rørene og H-bjelkene. Vi benyttet stålet for alle pelene det var prosjektert for og vi har ikke registrert problemer med kollaps eller deformering av noen peler.

S355 står for at det er konstruksjonsstål med minimum flytegrense på $f_y = 355$ MPa. I Norge er dette den mest benyttede stålqualiteten i peler og spunt, men i Europa for øvrig benytter de ofte stål med lavere flytegrense. Konstruksjonsstål med flytegrense opp til S355 er godt sveisbart, og det høres til enkleste sveiseklasse i sveisesertifikatene.

J2 beskriver at stålet har en slagseighet på 27 J ved -20 °C. For peler har slagseigheten betydning da vi står og slår på pelen mange ganger, og det kan gi tretthetsbrudd i pelen.

G3 beskriver leveringsbetingelser (normalisert ved platestål og valgfritt ved profilstål)

Spesialstål med høy flytespenning: 42CrMo4-stål og 34CrNiMo6-stål

Stålet ble benyttet i ståldybene i fjell. Ståldybelen er massiv og har en diameter på 220 mm. De ble beskrevet i kontrakten med egendefinerte prosesser, men det kunne like gjerne vært benyttet prosesser for stålkjernepeler i stedet, da det er en kort stålkjernepel med hatt som fordybler pelene til fjell.

Det ble i tilbudspapirene beskrevet et 42CrMo4 – stål. I tillegg ble det beskrevet at stålet skulle ha en flytegrense på 690 MPa. Flytespenningen til stål synker med ståldiameteren, og beskrivelsen i tilbudspapirene var selvmotsigende. 42CrMo4 – stål har etter NS-EN10083-1 flytegrense $f_{02} = 500$ MPa for stål med godstykkelse 160 – 250 mm. Stålkvaliteten ble endret til 34CrNiMo6-stål, og dette stålet har etter NS-EN10083-1 $f_{02} = 600$ MPa for stål med godstykkelse 160 – 250 mm. Entreprenøren framviste sertifikater som dokumenterte tilfredsstillende f_{02} - grense.

Endring av stålkvalitet etter kontraktsinngåelse ble kostbart. Prisen i tilbudet var på kr. 20.700 pr stk, og tillegget kom på ca kr. 14.200 pr stk. Prisøkningen ble dermed på ca 68 %. Noe skyldes at prisen i tilbudet var relativt lav, men noe skyldes at entreprenøren fikk gi pris uten konkurranse når det var feil i tilbudsgrunnlaget. Prisen kom frem etter lange forhandlinger, der byggherren sjekket stålprisen i markedet.

Vi vil poengtere at alle stålkvaliteter får lavere flytegrense når godstykkelsen øker, også vanlig konstruksjonsstål, og dette med at stålkvalitet og flytegrense er motstridende er ikke første tilfelle som vi har registrert. For S355-stål reduseres flytegrense fra $f_y = 355$ MPa for 10 mm godstykkelse til 275 MPa ved 250 mm godstykkelse. Vi bør derfor være spesielt oppmerksom på dette ved prosjektering av peler med stor godstykkelse, som for eksempel stålkjernepeler.

Spesialstålet ble sveiset på verksted i Trondheim. Der kan arbeidet foregå i skjermede omgivelser i forhold til ute i vær og vind på en byggeplass. Arbeidsgang og sveiseprosedyre ble oversendt til byggherren og kontrollert av sveisekyndig konsulent før arbeidet ble satt i gang. Arbeidsstykket ble forvarmet, og temperaturen ble holdt høyt under sveisingens gang.

Herdete stålpisser

I akse 43 og 44 ble det rammet ordinære tette stålrørspeler med herdet pelespiss. Kravet til hardhet på spissen var 400 brinell. På herdete pelespisser blir en lengde tilsvarende en $\frac{3}{4}$ av diameteren herdet. For å oppnå tilstrekkelig herding må innholdet av karbon i stålet ligge mellom 0,2 – 0,5 %. Da karboninnholdet på det leverte stålet kun var 0,18 %, ble hardheten sjekket spesielt av uavhengig firma. Entreprenøren greide å dokumentere at stålet hadde oppnådd tilstrekkelig hardhet etter herding.

Entreprenøren foretrekker fjellspiss med påleggssveis framfor herdet fjellspiss. En pelespiss med påleggssveis er sannsynligvis rimeligere enn en herdet stålpiss. I tillegg krever stålet i den herdede fjellspissen ekstra tiltak for sveising.

Entreprenørens forslag til endring av stålkvalitet til X-stål

I Europa benyttes det mye X-stål til bygging av rørgater. Det ligger derfor stålrør av X-stål på lager rundt i Europa. Entreprenøren tilbyr gjerne dette stålet til byggherren ved ramming av stålrørspeler. Vi mottok også et par tilbud om X-stål i stedet for beskrevet konstruksjonsstål, og vi mottok tilbudene med sunn skepsis:

- Stålet tilbys byggherren fordi det sannsynligvis er billigere i innkjøp og har kortere leveringstid for entreprenøren. Byggherren bør derfor tilbys en prisreduksjon.
- Stålet vi fikk tilbudt, var til dels overskuddsstål. Entreprenøren må forsikre seg om at stålet leveres med sertifikater, og at stålet er merket slik at det er sporbart til sertifikatene.
- Statens vegvesen har flere erfaringer med pelekollaps av X-stål. Det er større hyppighet av pelekollaps på X-stålpeler enn vanlige konstruksjonsstålpeler.
- X-stål krever sveisere med høyere klasse på sveisesertifikatet enn konstruksjonsstål. Stålet krever også andre sveiseprosedyrer og sveiseelektroder. Sett i lys av at noen av pelerammingsfirmaene ikke har sveisere med sveisesertifikat i det hele tatt, må det settes fokus på dette ved bruk av X-stål.
- Noen av kvalitetene av X-stål er sprøere enn vanlig konstruksjonsstål S355J2G3. Stålpeler får ofte litt juling under ramming, og stålet bør ha slagseighet på 27 J ved -20 °C.
- X-stål finnes i flere kvaliteter. Vi fikk under arbeidets gang tilbud om både X52, X60 og X65-stål. Hver stålkvalitet må vurderes for seg, og flytegrense, slagseighet og sveising må vurderes. Egne prosedyrer må utarbeides for hver stålkvalitet.

Byggherren tillot å bruke X52-stål etter forespørsel fra entreprenøren i noen av aksene på Drammensbrua, men entreprenøren valgte å ikke bruke dette stålet sannsynligvis fordi vi krevde dokumentasjon på slagseighet og nye sveiseprosedyrer, samtidig som vi nektet bruk av X65-stål som lå inne i samme leveransen.

Kontraktskrav til stålarbeider på peler

I kontraktens bestemmelser er det presisert hvilke krav Statens vegvesen har til levering av stål og utførelse av stålkonstruksjonene. Dette tas med i spesiell beskrivelse i tillegg til teksten i prosesskoden.

Under er det tatt med noen krav vi har i spesiell beskrivelse, som vi vil anbefale å benytte ved senere beskrivelser:

- Alle stålarbeider skal utføres i henhold til NS 3464: ”Utførelse av stålkonstruksjoner. Allmenne regler og regler for bygninger”
- Stålet skal leveres med sertifikater 3.1B etter NS-EN10204 der både flytespenning og kjemisk innhold er vist, og stålet skal være merket slik at det er sporbart til sertifikatene.
- I tillegg til visuell kontroll av alle sveisene, er det krav til ultralydundersøkelse av 5 % sveisene, minimum 1 sveis i hvert fundament.

Med henvisning til NS3464 kan det blant annet kreves at alle sveisere framlegger sveisesertifikat. Sveisesertifikatet sier hvilke ståltypene de kan sveise og hvilke sveiestillinger de kan sveise. For å sveise et vanlig konstruksjonsstål opp til S355-kvalitet er det tilstrekkelig at de kan sveise W01-grunnmateriale. Ved sveising av høyere stålkvaliteter som normalisert stål og X-stål, må sveiseren ha en mer omfattende sveiseprøve og få sveisesertifikat på W02 og W03-grunnmateriale.

Sveisesertifikatet er gyldig i 2 år, og i tillegg er det krav til ½-årlig oppdatering av sertifikatet.

En god sveiser vet hvor raskt han kan sveise, og hvor mange sveisefeil han kan gjøre for at sveisen skal bli godkjent i kontroll. Sveiserne legger litt mer arbeid i de sveisene som de har avtalt at et uavhengig firma kontrollerer med ultralyd. Byggherren kan derfor godt selv bestille uavhengig stikkprøvekontroll med ultralyd av noen andre sveiser.

NS 3464 beskriver også at det skal utarbeides sveiseprosedyrer i forkant av arbeidet, og forberedelse og utførelse av sveisingen. Det står f. eks at sveiseren og arbeidsstykket skal være skjermet mot vind og nedbør, og området som sveises skal være tørt. En stadig diskusjon på byggeplassen er hvor mye det kan regne/snø før sveisearbeidene må avbrytes.

Sveiseprosedyre ble utarbeidet før arbeidene startet. Sveiserne benyttes dels innershield-elektroder og dels vanlige pinneelektroder på S365 stålkvalitet. Pinneelektrodene er ømfintlige for fuktighet, og de bør ligge i varmekogge.

I vedlegget er det vist eksempel på sveiseprosedyre, sveisesertifikat og stålsertifikat. Stålrørene skal være merket slik at de er sporbare til sertifikatene eller så har ikke sertifikatene noen verdi. Vi varslet tidlig i byggefasen at stål som ikke var sporbart til sertifikater eller som manglet sertifikater ville bli sendt til kjemisk analyse på entreprenørens regning. Når en krever sertifikater med kjemisk innhold, kan en ta stikkprøvekontroll av kjemisk innhold og sammenholde med sertifikatene. Dette er billigere og raskere analyse enn en strekkprøve av stålet.

Entreprenørens mottakskontroll verifisere at de mottar stål som er i henhold til sertifikatene, og at stålet er uskadd og er innenfor geometrikravene gitt i kontrakten. Betydningsfulle avvik på geometri er krumning på H-bjelkene og ovalitet på stålrørene. Hos oss var stålet merket med klistremerker, men vi har på andre anlegg sett at cast-nummeret er preget inn i stålet. Sertifikatene og merkingen av pelene var upåklagelig, men byggherrens vurdering var at entreprenøren i liten grad hadde geometrisk kontroll av pelene ved mottak.

Byggherrens stikkprøvekontroll har vært fokusert på merking av pelar, sertifikater og geometrisk kontroll ved mottak. Tidlig under arbeidene utførte en sveise-/stålekspert befaring på anlegget med vurdering av sveiseprosedyrer, samtaler med sveisere under arbeidet og visuell kontroll av sveisene. På denne måten synliggjorde vi tidlig i prosessen at byggherren har fokus på stålet, og vi mener vi har unngått mye avvik i ettertid på grunn av dette tidlige fokuset. Vi har i tillegg sendt inn et par avkappede biter av H-bjelker og stålrør til kjemisk analyse hos TI. Siden dokumentasjonen på stålet har vært bra, og stålleverandøren har et godt omdømme i markedet, har stikkprøver med kjemisk analyse og strekkprøver vært prioritert ned.

Utstøping av pelar tørt og under vann

Vi har støpt ut 91 stk stålrørspeler med diameter 813 mm og 1400 mm. Rørpelene stod dels på land og dels på sjøen. I tillegg har vi støpt 319 stykker med 5 m lange stålrør med HP-pel innvendig. I elva ble 144 stk støpt som undervannsstøp og på land var det 175 stk som stort sett ble tømt og støpt som tørrstøp.

Vi hadde beskrevet tømning av pel og tørrstøp i kontrakten. Ved tømning av rørpelene i akse 43 og 44 var det fare for sammenklapping av de lengste pelene våre som er 85 m lange, og vi gikk bort fra tørrstøp til undervannsstøp. I de andre pelene strevde vi med utette betongpropper, og vi fant ut at det var mindre risiko med undervannsstøp enn tørrstøp.

Å tømme pelar som er lengre enn 9,8 m setter spesielle krav til pumpevalg. Jo lengre pelen er jo mer krevende er det. Entreprenøren kom fram til en "Peter Smart løsning" med

vakuumpumping. I tillegg slet vi med problemstillingen om hvor det evakuerte vannet skulle føres for å unngå at det rant ned i den allerede tømte nabopelen.

Entreprenøren kom fram til at det kostet ca like mye å tømme pelen og støpe med C45 Sv 40 som automatisk tømning av pelen for vann når vi kjørte undervannsstøp (C45 AUV og C45 UV). AUV-betong er ikke frostsikker, og en må sikre at frosten ikke trenger inn/ned til AUV-betongen.

Prosedyren ble at vi startet med AUV-betong i 4 m og fortsatte med UV-betong, og betalte for tømning og SV40-betong. Årsaken til at det ble 4 m med AUV-betong er rent praktiske da det går 2 m³ betong på 4 m utstøpt pel, og 4 peler i en pelegruppe gir 8 m³ tilsvarende ca 1 lass med betongbil.

Uansett om pelene støpes under vann eller tørt, må støperøret føres til bunns i pelen. Støperøret heves fortløpende ettersom støpefronten hever seg. Støperørets lengde bør merkes på støperøret for hver meter, slik at en til en hver tid har kontroll med at støperøret er dypere ned enn støpefronten.

Stålrørspelene ble armert i ca 8 m lengde i bunnen og ca 9 m lengde i toppen. Midtre del av pelen var uarmert. Armeringskurvene ble bundet på verksted. Nederste armering ble heist ned før støp. Armeringen på topp av dybelen ble bøyd innover slik at armeringskurven gled lett over skjøtjernene. Betongen ble pumpet inn fra bunnen av røret og opp til underkant topparmering. Deretter ble den øverste armeringen montert på korrekt nivå, og øvre del av pelen ble fylt med betong.

Ved både undervannsstøp og tørrstøp er det fare for at flensene ved støperørets skjøter fester seg til armeringen og drar med seg armeringen opp. Entreprenøren kan løse dette ved å montere traktformete beskyttelser over flensene.

Vi har en del krav i kontrakten som vi har hatt glede av ved utstøping av peler som vi ønsker å nevne spesielt:

- Entreprenørens resepter på betong skal dokumenteres med prøvestøp av 2 stk blokker pr resept. AUV- og UV-betong uttestes med støp under vann.
- Entreprenøren skal sende støpevarsel 2 døgn før støp.
- Maksimal fallhøyde 2 m under utstøping av betong.
- Støperøret skal ha pneumatisk ventil nederst på røret.
- UV-betong skal ha lufttilsetning $5 \pm 1,5$ %.
- UV-betongen skal ha minimum stigeastighet 0,5 m/time og UV-betongen skal være ferdig utstøpt i løpet av 3,5 time.
- AUV-stoff skal være minimum 20 kg/m³ Rescon T eller tilsvarende.
- Maksimal tillatt steinstørrelse 22 mm for singel og 16 mm for pukk.

Vi er godt fornøyd med støpen av stålrørspelene. Vi har hatt 2 avvik under støp, og det er ikke verst når vi har støpt 410 peler:

1. Det ble hull i støperøret under støp av en pel. Betongen datt dermed flere 10 meter gjennom vann i pelen, og betongen ble utvasket. Dette medførte at "betongen" (grusen) måtte grabbes ut av pelen.
2. Armeringen ble med opp under en støp av HP-pel under vann. Armeringen hang sannsynligvis med på en av støperørets flenser.

Ved fundamentstøp under vann har vi hatt støpeskader. Skadene har skyldtes at stigeastighet på betongen under støp har vært for lav, eller at støperøret har stått over støpefronten i lengre tid.

En pelestøp under vann er etter vår oppfatning mindre risikofylt enn en fundamentstøp under vann. Støpearealet er lite i en pel, og en kan sikre en relativt høy stigeastigheten. Pelen har i tillegg en trygg og solid forskaling i stålrøret.

Bevegelser av nabobruer under ramming

Tidligere erfaringer med ramming av peler i Drammenselva og på Holmen hadde vist at rammeforholdene var vanskelige i forhold til bevegelse på nabokonstruksjonene. Det var derfor lagt opp til et omfattende måleopplegg på eksisterende motorvegbru og jernbanebru og spor.

Bevegelsene ble stort sett målt hver dag under ramming nærliggende akse. Etter rammingen var ferdig ble bevegelsene målt en gang i måneden inntil bevegelsen hadde stoppet opp. Målingene er derfor avsluttet på ulikt tidspunkt etter ramming, og for noen av aksene pågår det målinger fremdeles.

Figur 7 viser en oversikt over bevegelsene på topp av søylen. Generelt kan en se at bevegelsene i lengderetning justeres der det er fuge i brubanen, f.eks ved akse 18, 24, 29, 35. Det som er spesielt er at bevegelsene i tverretning er større enn setningene av fundamentene i akse 12 til 32. Her er det sandlag over leire, og dette område vil vi vurdere nærmere. Figur 10, 11 og 12 tar for seg dette området spesielt.

Setningene i akse 43 og 44 er målt til 160 mm fra juni 2003 til desember 2005, og disse aksene er jekket opp 3 ganger i løpet av byggeprosessen, til sammen henholdsvis 140 og 150 mm. Akse 43 og 44 har satt seg jamt og trutt etter at brua stod ferdig i 1973. Fra 1973 til 2001 satt akse 43 og 44 henholdsvis 133 mm og 82 mm. Den er blitt jekket før bygging av ny bru startet. Setningene har akselerert under byggeprosessen, og fundamentene setter seg fremdeles i større tempo enn før byggingen startet. I akse 11 har det vært en tilsvarende prosess, dog setningene i byggeperioden har vært i mindre skala.

Når vi har jekket har vi unngått å utsette de setningsutsatte aksene for overhøyde. Hvis disse aksene jekkes med overhøyde, vil brua få en ny deformasjonsform påført over kort tid, og noe som kan gi skader på brua.

Under ramming av peler i akse 26 ble det setninger og sideveis bevegelser på jernbanespor og landkaret til en jernbanebru. Skadene på sporet ble utbedret ved pakking av spor. Dette var vi forberedt på at kunne skje og vi hadde beredskap på pakkemaskin. Jekking og frigjøring av krefter i landkaret til jernbanebrua er beskrevet i en egen erfaringsrapport, kfr ref. [6].

Bevegelser ved peleramming i løs lagret sand i akse 12 - 34

I akse 12 – 34 er det et sandlag over leire. Eksisterende bru er fundamentert på svevende trepeler i akse 12 – 32. I akse 33 og 34 er brua fundamentert på pilarer til fjell. Ny bru er fundamentert på svevende HP-peler i akse 12 – 31. I akse 32 – 34 er brua fundamentert på stålrørspeler til fjell.

I figur 7 til 10 er det i akse 16 og 25 ikke inkludert bevegelsene fra ramming av peler under prøvebelastningen. Kurvene er derfor noe misvisende for disse to aksene.

Vertikalsetninger og sideveis forskyvninger henger sammen – ved store setninger er det også store sideveis forskyvninger. Det som var litt uventet for oss var at brua kom mot oss, og ikke gikk fra oss. Årsaken til dette mener vi er at sandlaget blir komprimert under ramming.

Vi begynte med peleramming i akse 13,14 og 15. Vi registrerte litt bevegelser, men vi følte vi hadde kontroll. Da vi nærmet oss elveløpet ble mektigheten av sand større, og dermed ble bevegelsene større. Setninger hadde vi tiltak for – vi kunne jekke bruoverbygningen, men det var verre med den sideveise bevegelsen. I akse 18 forskjøv søyla seg mer enn 40 mm i tverretningen, og vi bestemte oss for å frigrave eksisterende fundament for å fjerne horisontalt jordtrykk. Alle disse aksene ble rammet med akselererende 7 tonns lodd uten jomfru.

Deretter ble pelemaskinen flyttet ut i Strømsløpet til akse 24. Entreprenøren valgte å ramme pelene med en jomfru av H-profil. H-profilet var verken sterkt nok mot utknekning eller tungt nok for å drive ned pelene effektivt. Jomfrua fikk utknekning og nabobrua fikk setninger. I løpet av 9. og 10. september beveget eksisterende bru seg 20 mm vertikalt og 41 mm sideveis på topp søyle! Entreprenøren flyttet peleriggen til akse 23. Ved ramming i 23 fortsatte bevegelsene i akse 24.

For å hindre ukontrollert setningsutvikling ble det utarbeidet strengere rammeinstruks i elveløpet. Det ble ikke tillatt jomfru ved ramming av pelene nærmest eksisterende bru. Pelene ble kappet av dykkere under vann i etterkant. Maksimal fallhøyde ble satt til 70 cm. Ny jomfru av stålør ble laget og brukt ved videre arbeid.

I tillegg ble det frigravd nedstrøms eksisterende fundament for å fjerne jordtrykk i bevegelsesretningen. Vi rammet også kontrapeler nedstrøms fundament for å riste eksisterende bru tilbake på plass. Frigraving av eksisterende fundament var svært kostbart og byggherren er usikker på om tiltaket hadde noen virkning. Ramming av kontrapeler var virkningsfullt. Brua ble flyttet tilbake sideveis, men brua ble påført ytterligere setninger. Ramming med fallodd med stor fallhøyde og skjevt anslag ga best virkning. Vi konstaterte også at verken ramming med mange slag med liten fallhøyde eller ramming med vibrolodd flyttet brua tilbake.

Brubanen beveger seg mer enn nedre del av søyla, og det illustreres godt i figur 9. Det er også registrert noe skjevsetning, slik at det er en rotasjon av fundamentene og søylene. Brubanen drar med seg søyla og fundamentet til naboaksen til den aksene som rammes.

Vi har sammenlignet tre akser i Strømsløpet i figur 11 og 12 for å vise effekten av ulikt utstyr og rammeprosedyrer. Vi har valgt ut disse tre aksene fordi de er typiske for tre ulike stadier i rammingen i Strømsløpet. I akse 24 ble det rammet med en mangelfull jomfru, deretter ble det rammet kontrapeler, før arbeidene ble gjenopptatt. Ramming av peler i akse 24 dro med seg akse 23 og visa versa. I akse 23 ble det også rammet kontrapeler, og rammeprosedyrene med lave fallhøyder på loddet var ikke innarbeidet. I akse 21 ble det ikke rammet kontrapeler, og rammeprosedyrene var strammet inn. Alle pelene ble rammet ned med lav fallhøyde.

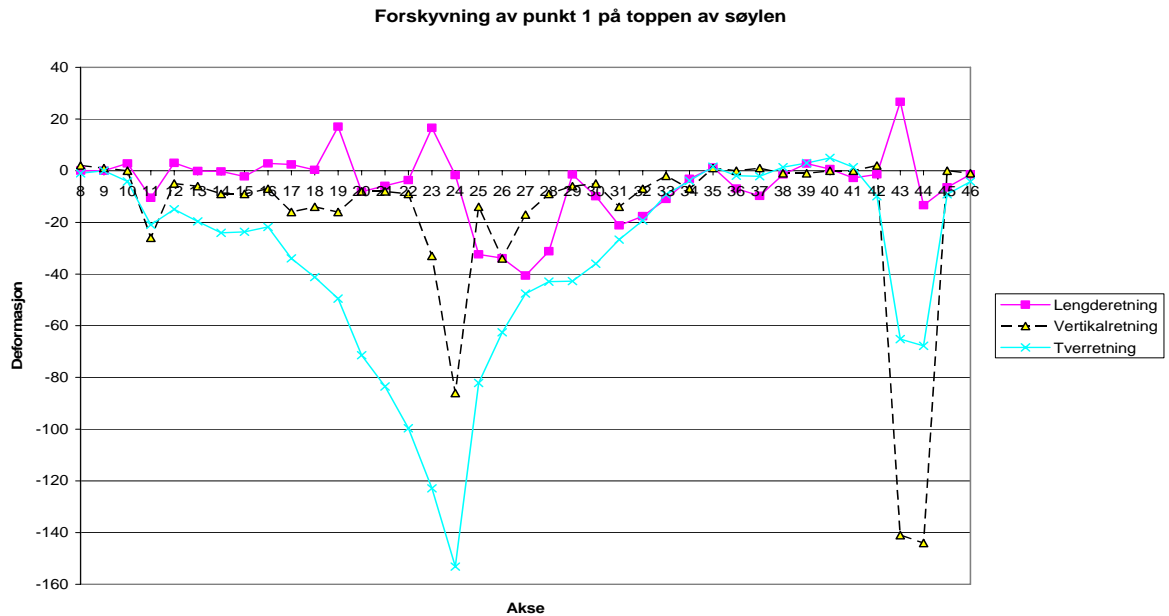
Grunnforholdene har selvfølgelig også betydning, og noen essensielle data er samlet under:

Akse	21	23	24
Mektighet sandlag (dybde til leire)	23 m	27 m	33 m
Mektighet løst lagret sand	13	4	4
Pellengde	46 m	45 m	46 m

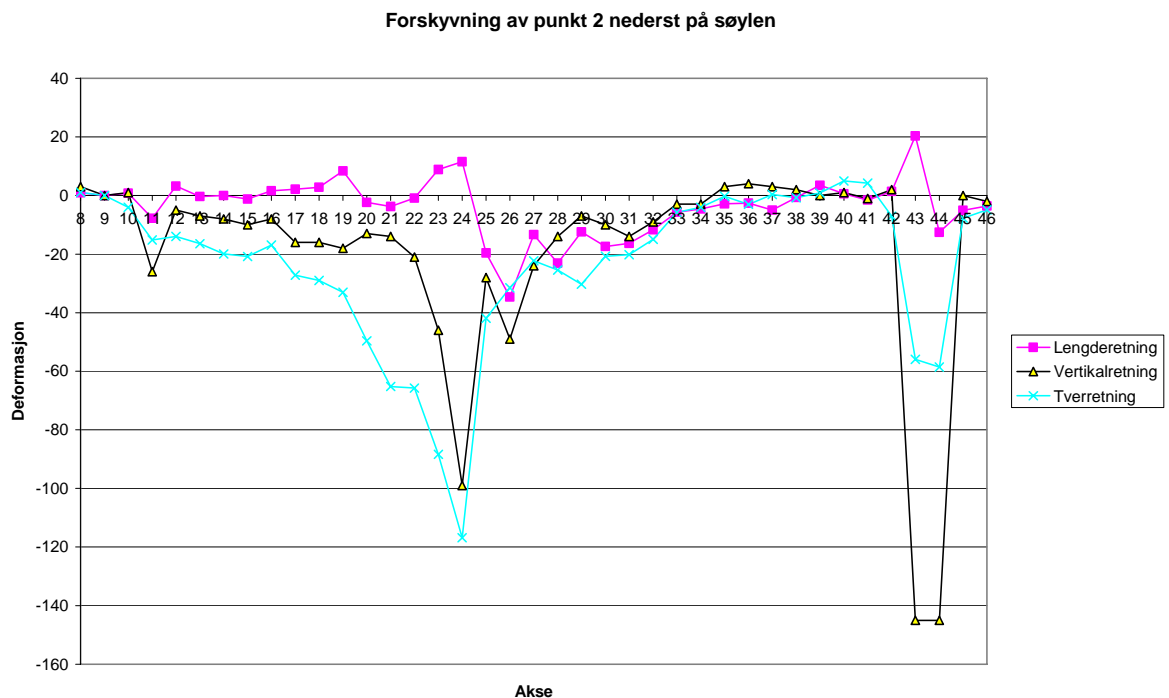
Tabell 9 Grunnforhold i Strømsløpet.
Mektighet av sandlag er målt fra UK fundament (kote -9,8)

Byggherren påstår at bevegelsene i akse 24, 25 og 26 kunne vært redusert kanskje opp til det halve hvis entreprenøren hadde brukt rett utstyr og rammet forsiktigere.

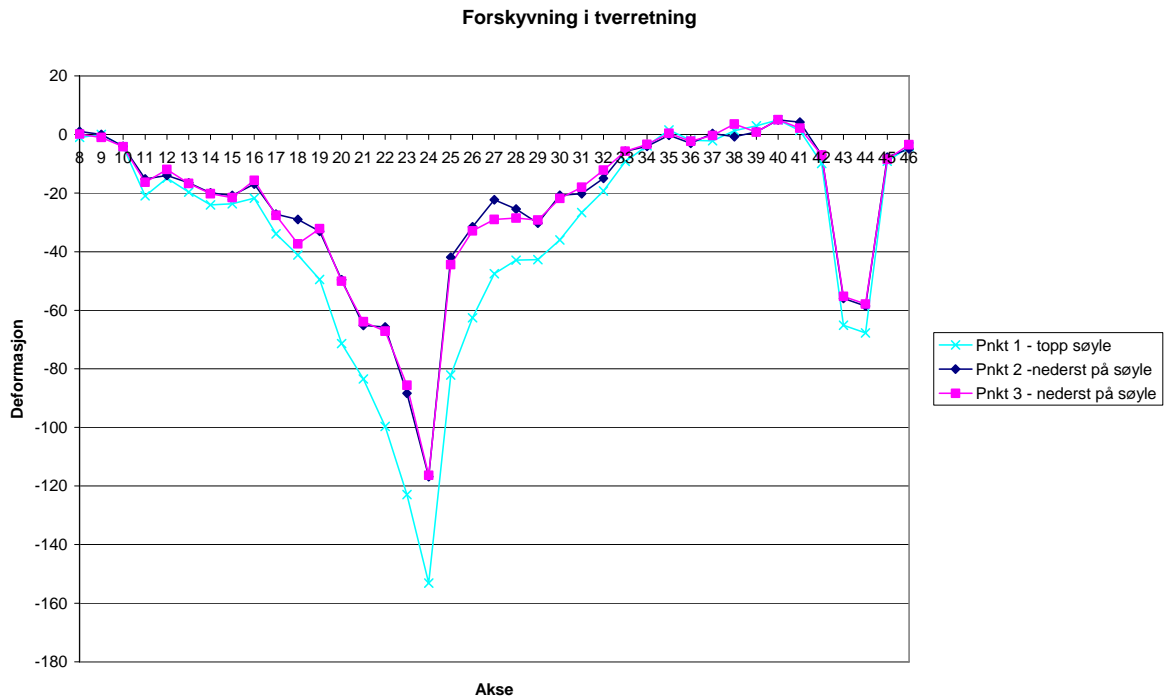
Akselererende 7 tonns fallodd er benyttet i akse 13, 14, 15, 18, 24, 23, 22, 21, 20, 31, 30 og 29. Virkningsgraden er 0,9 – 1,0. Ordinært 5 tonns fallodd er benyttet i akse 12, 17, 19, 25, dels 26 og 28. Vibrolodd er benyttet i akse 34, 33, 32, 27, dels 26.



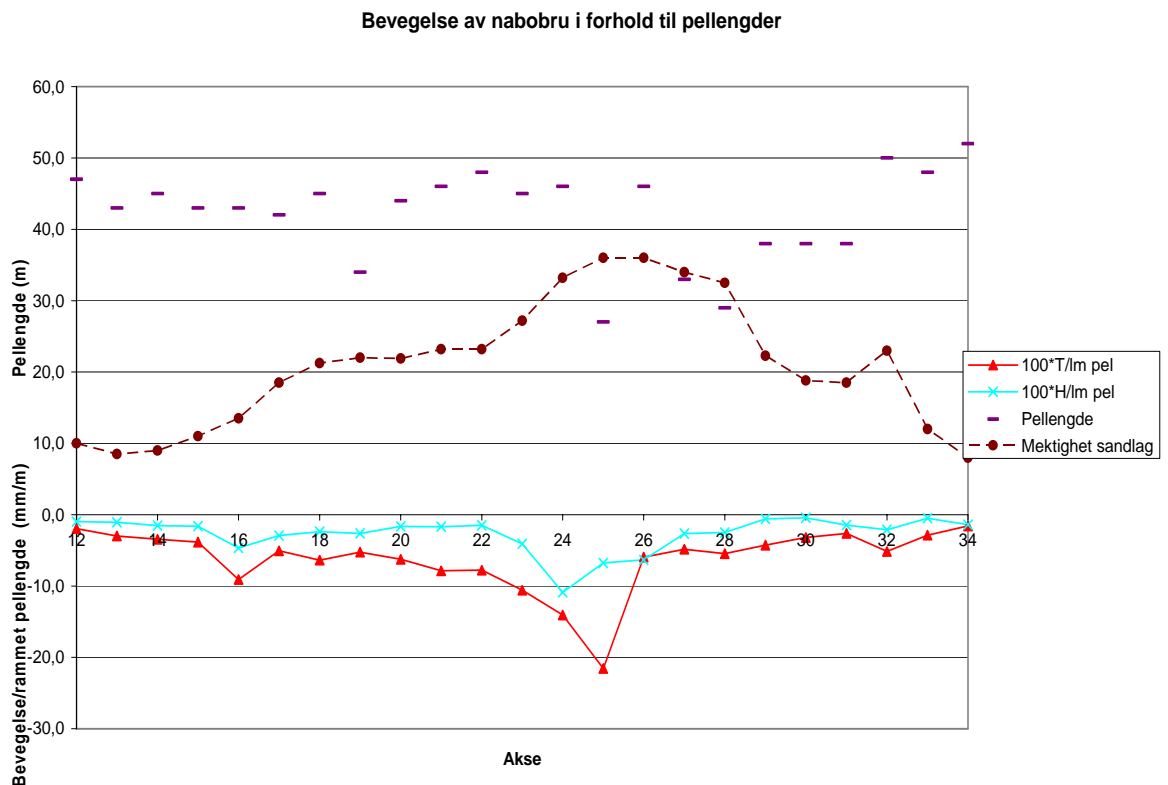
Figur 7 Måling av deformasjon på eksisterende motorvegbru topp søyle



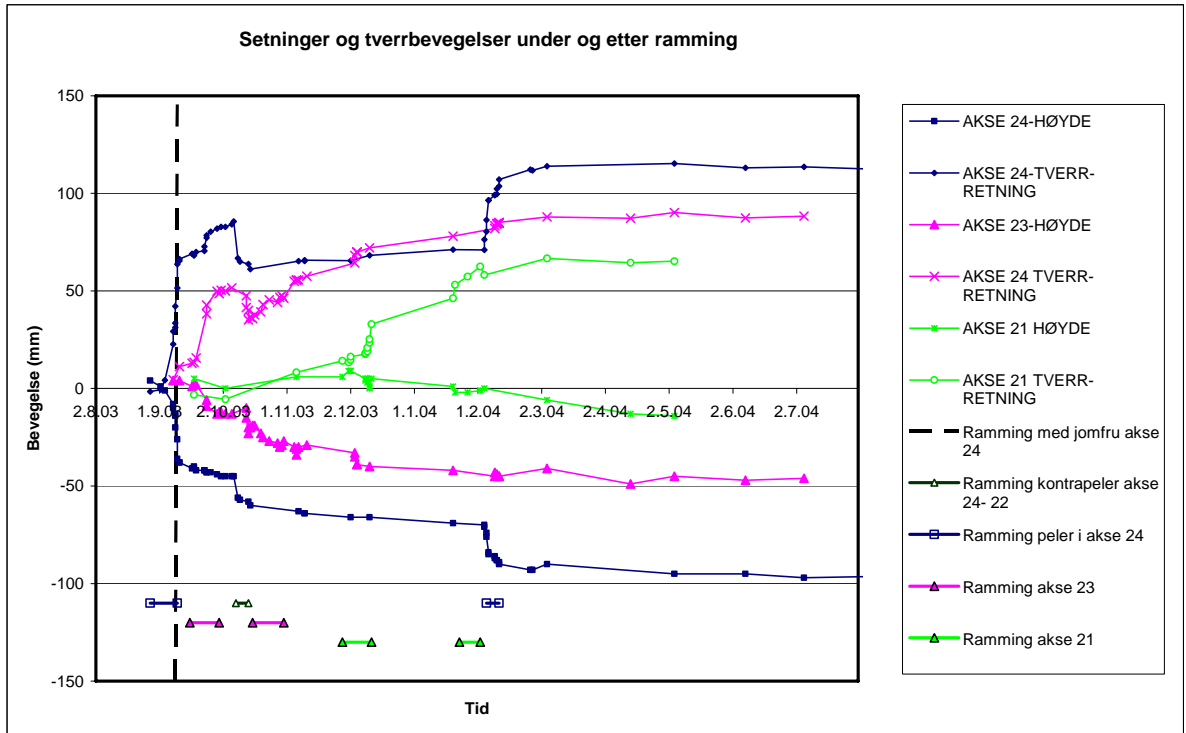
Figur 8 Måling av deformasjon på eksisterende motorvegbru nede på søyle (over terreng og vannflate)



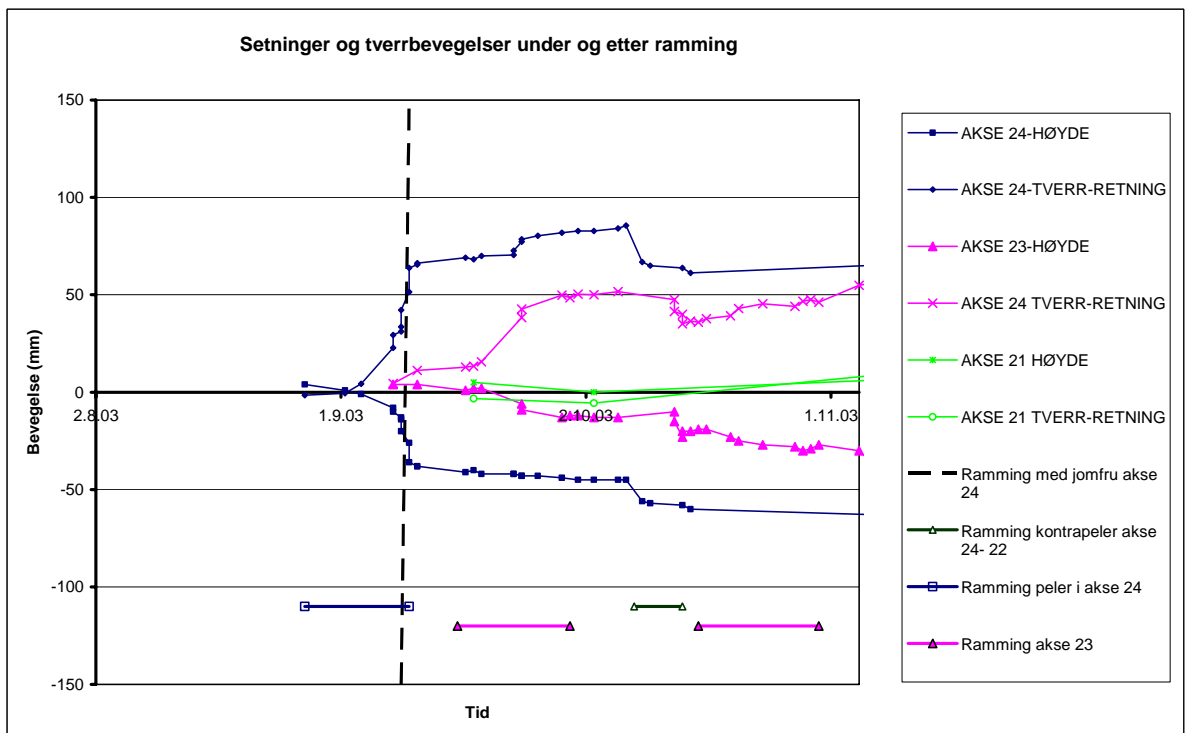
Figur 9 Sammenligning av tverrbevegelse på eksisterende motorvegbrù på topp søyle og bunn søyle.



Figur 10 Bevegelse av eksisterende motorvegbrù målt pr rammet lm pel og sammenlignet med mektighet på sandlag (T er tverrbevegelse målt i mm, H er setning målt i mm.) Resultatene i akse 16 og 25 er misvisende pga resultater fra prøvepeling ikke er inkludert.



Figur 11 Setninger og tverrbevegelser under og etter ramming i Strømsløpet



Figur 12 Setninger og tverrbevegelser under ramming med jomfru og ramming av kontrapeler i akse 24 og 23

Skjerming av støy og rystelser mot naboer

Rundt Drammensbrua er bakgrunnsstøyen høy. Den ble målt helt oppe i 60 dB uten at det var anleggsarbeid i gang. Oslo helseråds forskrifter setter en grense ved 70 dB ekvivalent støybelastning mellom kl 7.00 – 18.00.

Støymålingene under prøverammingen viste at pelerammingen avga moderat bidrag til det totale støybildet i en viss avstand fra arbeidene, men lokalt var støybelastningen betydelig. Støy fra rigg- og sveisearbeidene og aggregatet ga til dels større peak-verdier enn selve rammingen. Den ekvivalente støybelastningen over kortere perioder ble registrert til 75,5 dBA ved ramming med fallodd, 74,1 dBA ved vibrolodd på stålrør og 83,2 dBA ved vibrolodd på HP-pel.

For å redusere ubehaget for naboene i anleggsperioden ble det i kontrakten beskrevet støyskjerming med 6 stykker containere som skulle dekkes med lydmatter på siden mot rammestedet. I tillegg var arbeidstiden for ramming av spunt- og peler kl 7 – 17, og den var dermed redusert i forhold til den vanlige arbeidstiden på anlegget. Støyskjermingen ble beskrevet i egen prosess og ble prissatt for hvert fundament der den ble tatt i bruk.

Under anleggsarbeidene foretok vi støymålinger under stoppslagning av peler i akse 43. Dette var etter vår vurdering det mest støyende arbeidet vi hadde på anlegget, der vi rammet med 9 tonns fallodd og rammeenergi på 100 kNm. Vi målte en maksimalverdi på 84 dBA i ca 40 m avstand fra rammestedet uten skjerming med støycontainere mellom rammested og målepunkt.



Figur 13 Støyskjerming med containere og lydmatter

Under prøverammingen av peler ble det ved hjelp av rystelsesmålere målt vertikal svingehastighet som beskrevet i NS8141. Ved akse 25 ble det montert 4 målere og ved akse 16 ble det montert 8. Målerne registrerte maksimalverdi over en 2 minutters periode. Resultatene er vist i figur 14.

Ved ramming med fallodd ble grensen for skadelige rystelser for lette bygninger fundamentert på sand på 7 mm/s overskredet der bygningene stod mindre enn 40 m unna. Grensen ble overskredet ved ramming av nedre del av pelene. Falloddet ga ca 3 ganger større rystelser på nabokonstruksjoner enn vibroloddet. Ved ramming med vibrolodd ble ikke denne grensen overskredet. En måler plassert på jernbanefundamentet viste at rystelsene fra toget er større enn rystelsene fra pelerammingen. Lette konstruksjoner får

større svingehastighet under ramming enn tyngre konstruksjoner. I tillegg må større konstruksjoner utsettes for større svingehastigheter før det oppstår skader.

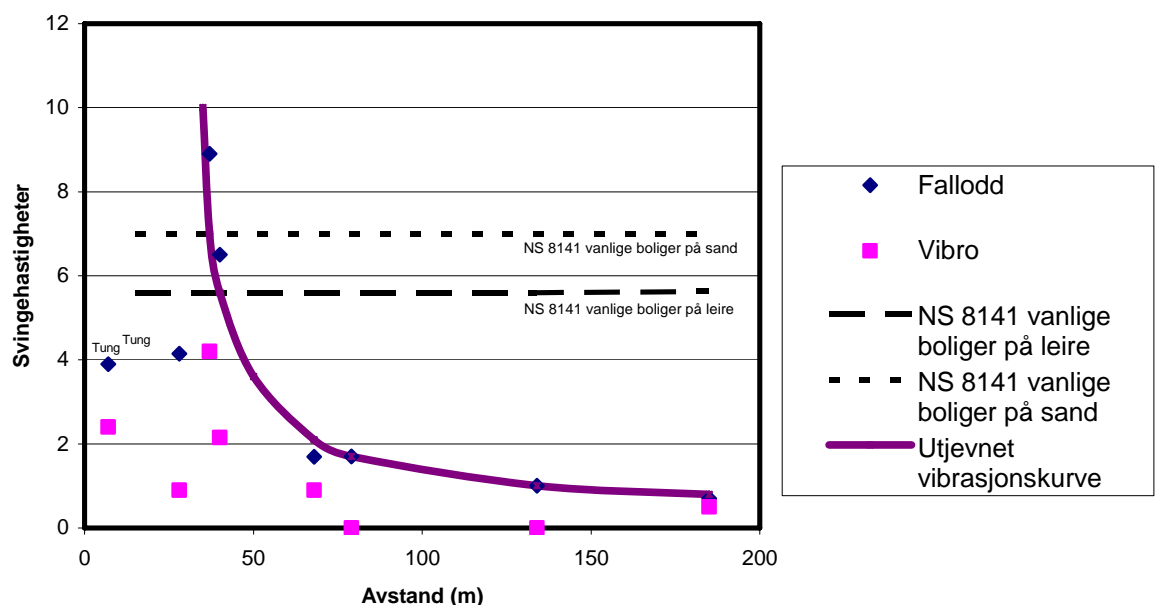
Erfaringsdata tilsier at:

Vertikal svingehastighet på 0,3 – 0,5 mm/s er merkbart for mennesker.

Vertikal svingehastighet på 3 - 4 mm/s er ubehagelig for mennesker.

Vertikal svingehastighet på 12 – 15 mm/s gir skader på bygg.

Statens vegvesen har til nå ikke mottatt klager på skade på eiendommer i nærheten der det har vært årsakssammenheng til rystelser grunnet peleramming. Vi har fått noen klager på støy utover på nattarbeid, og en klage på støy i kontor-/kurslokaler på dagtid. Kontor-/kurslokalet ble skjermet ekstra i en periode. Informasjon om støyende arbeider i forkant av at arbeidene begynner, er alfa og omega for å redusere klagene til et minimum.



Figur 14 Vibrasjoner i forhold til avstand fra peleriggen

Entreprenørens kompetanse og organisering av kontroll av pelearbeider

Ramming av spunt- og peler blir som regel satt bort til spesialistfirmaer som underentreprise. Hovedentreprenøren har som regel liten detaljkompetanse på spunt- og pelearbeider. Byggherren hadde en direkte dialog med underentreprenøren i tekniske saker som arbeidsprosedyrer og avvik, samt til dels framdriftssaker. Økonomiske spørsmål ble stort sett diskutert med hovedentreprenør. Hovedentreprenøren hadde ikke en ansvarlig person på spunt-/og pelearbeid, men løftet underentreprenørens representant opp i sin organisasjonsplan.

Når hovedentreprenøren ikke innehar tilstrekkelig kompetanse på underentreprenørens fagområde, kan han ta få avgjørelser uten å rådføre seg med underentreprenøren. Han har heller ikke kompetanse til å avgjøre om underentreprenøren lever arbeid med tilstrekkelig kvalitet.

I denne entreprisen hadde underentreprenøren ansvar for ramming av pelene, mens hovedentreprenøren hadde ansvar for utstøping av pelene. Grensenettet mellom arbeidsoppgavene blir dermed tema for diskusjon. Underentreprenør hadde avvik på

plassering på H-bjelke i rør. Dette skapte problemer for hovedentreprenøren som ikke fikk trædd armeringen ned i røret.

Kostnader

Generelt er fundamenteringsarbeidernes kostnader usikre. Svært ofte dukker det opp uforutsette forhold som driver opp kostnadene under arbeidets gang. Som en av peleentreprenørene sier: ” Det er ingen andre som har vært der nede før.”

Fundamenteringsmetode	Arbeids- sted	Midlere pele- lengde [m]	Kostnader uten/ tillegg [kr]	Kostnader inkl/ tillegg [kr]	Endring pga mengder	Endring pga tilleggs- arbeid
Peler til fjell med varierende tverrsnitt inkl. dybel Pelediameter Ø1400/Ø800mm	På land	36	467.000	501.000	-7,3 %	8,8 %
Peler til fjell med dybel Pelediameter Ø800 mm	På land	34	645.000	710.000	-7,3 %	8,8 %
Peler til fjell med dybel. Pelediameter Ø800 mm	I elveløp	54	1.167.000	1.235.000	3,5 %	6,1 %
Svevende peler med HP400x122	I elveløp	36	1.268.000	1.541.000	13,9 %	24,6 %
Svevende peler med HP400x122	På land	37	713.000	820.000	2,0 %	3,7 %
Peler til morene med spiss og doble rør Pelediameter Ø1000/Ø800mm	På land	72	3.923.000	4.037.000	22,3 %	3,5 %

Tabell 10 Midlere kostnader for pelearbeider pr fundament.

I kostnader uten tillegg er det justert opp reelle mengder lagt til grunn. Endringer av kostnader pga mengder og tilleggsarbeide er beregnet i forhold til kontraktssum for hvert element.

Hvis det skjer noe uforutsett ved sjøarbeider løper kostnadene ekstra raskt. Kostnadsøkningene på grunn av tilleggsarbeider på svevende peler i elveløpet gjenspeiler dette. Der har tilleggsarbeidene medført en kostnadsøkning på 25 %. Tilleggene består i hovedsak av tiltak mot bevegelse av eksisterende bru i akse 22 – 24. Stopp i arbeidene i elveløpet ga en tilleggsregning på 1,7 millioner kr.

Tillegg på grunn av bevegelser på jernbanen er ikke tatt med for svevende peler på land. Tilleggsarbeidene for peler til fjell består i hovedsak av ekstrakostnader i forhold til stålqualität i ståldybelen som ikke var tilstrekkelig beskrevet i kontrakten. Entreprenøren har hatt kostnader i akse 6 – 11 som ikke byggherren har vært villig til å dekke da vi mener det skyldes avvik i forhold til godkjente prosedyrer.

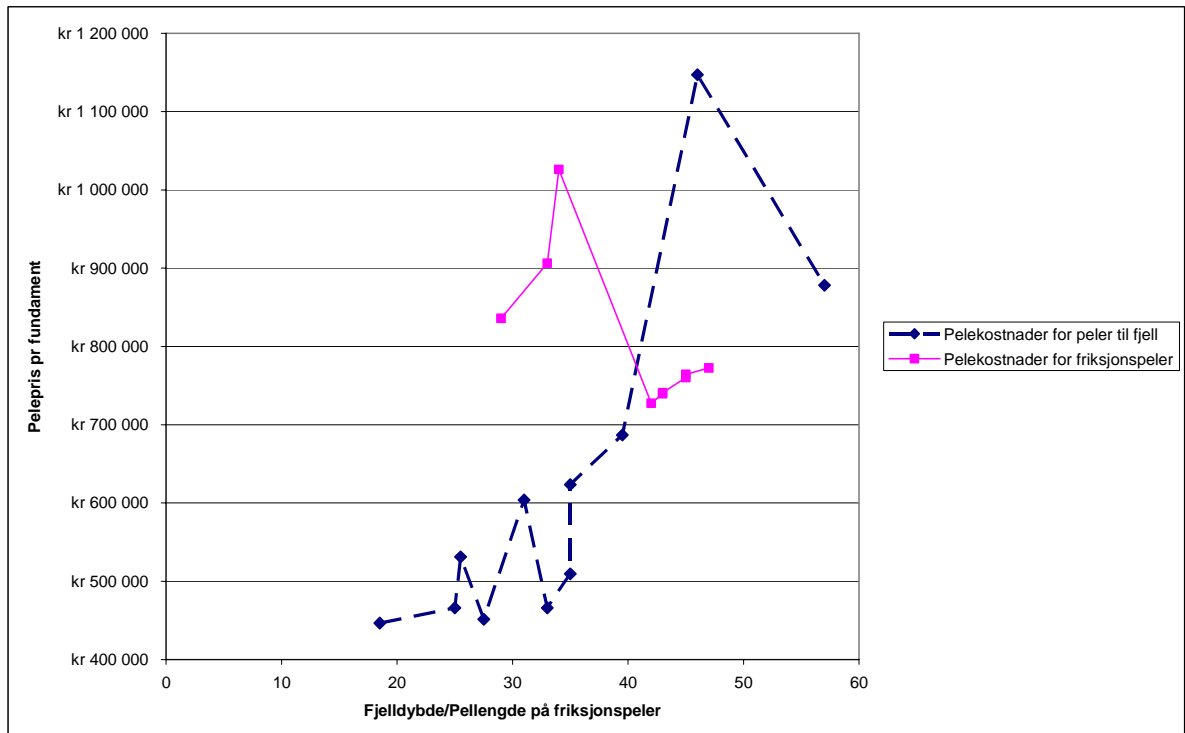
Mengdeendringer på svevende peler er grunnet i økte pelengder på grunn av revisjon av lastberegninger etter at tilbudet ble sendt ut. I tillegg var kontraktsmengdene for armering feilberegnet til det halve av det virkelig utførte. Videre hadde vi en mengdeøkning på 50 % på stålrøret i toppen, grunnet hydraulisk grunnbrudd.

Entreprenørene ga pris på både svevende stålrørspeler og HP-peler. Ved sammenligning av pris på peler i elveløp i forkant var HP-pelene 1,4 millioner billigere enn alternativet. I ettertid kan det se ut som at det kunne vært lønnsomt å ha valgt svevende stålrørspeler i elveløpet, men også her ville det ha vært mengdeøkninger grunnet resultatene fra prøvebelastningen av pelene.

Fundamenteringsmetode	Arbeids- sted	Antall funda- menter	Midlere pele- lengde [m]	Antall løpe- meter [lm]	Kostnader uten/ tillegg [kr/lm]	Kostnader inkl/ tillegg [kr/lm]
Peler til fjell med dybel med varierende tverrsnitt Pelediameter Ø1400/Ø800mm	På land	5	36	360		7000
Peler til fjell med dybel med Pelediameter Ø800 mm	På land	11	34	1540		5100
Peler til fjell med dybel med Pelediameter Ø800 mm	I elveløp	3	54	650	4950	5750
Svevende peler med HP400x122	I elveløp	8	36	5180	1650	2000
Svevende peler med HP400x122	På land	10	37	5750	1350	1450
Peler til morene med spiss og doble rør Pelediameter Ø1000/Ø800mm	På land	2	72	1720	4600	4700

Tabell 11 Løpemeterkostnader for ulike peletyper

Figur 15 viser kostnadene for pelearbeidene på land pr fundament. Det er en stiplet kurve for peler til fjell og en heltrukken for friksjonspeler. Figuren viser at jo lengre peler til fjell er jo mer kostbare er de. Friksjonspelene er derimot kostbare med korte lengder. Det er fordi at antall peler øker fra 13 til 18 stykker pr fundament. Kurvene viser at det er billigst å fundamenterer pelene til fjell opp til ca 40 m dybde. Når pelelengden blir lengre enn dette, indikerer kurven at fundamentering på friksjonspeler er mest lønnsomt.



Figur 15 Sammenligning av prisen på pelearbeider mellom peler til fjell og friksjonspeler avhengig av fjelldybden.

Stålrørspeler til fjell på land

Arbeidene omfatter pelearbeidene i 16 akser. Fundamentene på søndre ende av brua akse 6 – 11 og nordre ende akse 35 – 42 og akse 45 – 46. I akse 6 – 10 er det en spesiell løsning der søylene går rett ned i pelen uten fundamentplate, det vil si at det er 2 søyler og 2 peler i hver akse. I de øvrige aksene er det 3 – 6 peler under hver fundamentplate.

Utformingen av stålrørspeler til fjell og plassering i fundament/søyle er vist i vedlegget på tegning K51, K61, K197, K198, K199 og K200.

Arbeidsgang

Fra akse 6 til 10 rammet entreprenøren et stålrør med diameter $\varnothing = 1420$ mm, godstykkelse $t = 14,2$ mm og lengde $l = 11,5$ m. Rørene kom i eksakte lengder, og de trengte verken kappes eller skjøtes med sveis.

Under ramming skulle entreprenøren sjekke for hver 3. meter om det ble proppdannelse i røret. Hvis terrengnivået innvendig i røret sank 1 m de siste 3 m med ramming, var det krav om å grabbe røret. Røret skulle grabbes i et dybdeintervall på 5 m. Bunnpropp var et fryktet problem under prosjekteringen, men det var sjeldent et problem under utførelse. Vi registrerte bunnpropp 5 ganger under hele prosjektets gang. Kravet om kontroll av terrengnivået under ramming ble derfor lempet på, og det ble kun sjekket for hver rørlengde, dvs ca for hver 12. meter.

Etter at stålrøret med $\varnothing=1420$ mm var rammet til korrekt nivå, ble løsmassene innvendig i røret grabbet ut til 0,5 m over underkant rør. Alt arbeid etter at grabbing var påbegynt måtte utføres med vannfylt rør for å unngå bunnpressing.

Entreprenøren utførte deretter fjellkontrollboring for å bestemme lengden av innvendig rør med $\varnothing = 813$ mm. Entreprenøren foretok 1 stk fjellkontrollboring innvendig i hvert stålrør. Boringen ble ført 3 m inn i fjell for sikker fjellbestemmelse.

Et stålrør med diameter $\varnothing = 813$ mm og godstykkelse $t = 14,2$ mm ble rammet innvendig i 1420-røret. For å sikre sentrisk plassering av innerrøret ble det sveiset på 4 stk. styrefinner for hver 5. meter. Topp indre stålrør skulle avsluttes 2,0 m over underkant ytterrør, og siste del av stålrøret ble derfor rammet med jomfru. Innerrøret ble rammet med fall-lodd. Det innvendige røret var forsterket i bunn med et flattstål. Likevel var det foreskrevet forsiktig ramming like over fjell for å unngå skrens på fjell eller innbøyning av rørenden.

Etter at 813-røret var rammet til fjell, skulle det støpes en betongpropp mellom ytterrør og innerrør, før grabbing av 813-røret begynte. Proppen skulle ha en høyde på 1,0 m og krav til betongen var C45 AUV. Entreprenøren avvek fra prosedyren på dette punktet og støpte ikke proppen før 813-røret var grabbet til bunns. Avviket ga oss en del utfordringer i videre utførelse som vi vil ta for oss i erfaringskapitlet.

For aksene fra akse 11 og oppover rammet entreprenøren ned 813-rør fra terreng. Røret var forsterket med flattstål på enden mot fjell. Rørene ble stort sett rammet ned med vibrolodd. Entreprenøren utførte fjellkontrollboringer innvendig i 813-røret når det stod på fjell eller det stod en rørlengde (ca 12 m) over fjell. Rørene ble skjøtet opp med sveising, og rørene ble til slutt kappet i rett nivå etter at de var rammet til fjell.

Etter at 813-røret er rammet er prosedyren lik for alle stålrørspelene til fjell. Røret blir grabbet tomt for løsmasser med vannfylt rør. I tilfelle bunnoppressing hadde vi kontrakten beskrevet at det kunne være behov for å benytte tung støttevæske.

I bunnen av 813-røret støpte entreprenøren en betongpropp med høyde på 0,5 m. Betongkvaliteten var C45 AUV. Rett før støp logget entreprenøren stålrøret med målbånd for å sjekke at røret var tomt for løsmasser. Loggedybden skulle være i overensstemmelse med rammet pellingde og fjelldybden fra fjellkontrollboringen. Med kran og en spesialutviklet tobb heiste entreprenøren ca 300 l betong ned i 813-røret. Til tobben var det festet et målbånd, slik at en kunne sjekke hvor tobben var i røret, og i bunnen av tobben var det montert en kuleventil. Når tobben var i bunnen av røret, utløste entreprenøren ventilen slik at betongen rant ut. På denne måten sikret en at betongen ikke ble utvasket i vann.

AUV-betongen herder relativt sent. Etter at betongen hadde herdet i minst 3 døgn ble det boret et foringsrør gjennom betongen og minimum 2,7 m ned i fjell. For å styre foringsrøret sentrisk i pelen, ble foringsrøret plassert inne i enda et rør med styrefinner. Entreprenøren startet med odex borkronene i de første aksene, men gikk over til symmetrix borkrone på grunn av stor slitasje på kronene. Styringen og symmetrix borsystem er vist på bilde. Foringsrøret hadde en diameter på 273 mm og godstykkelse på 6,3 mm.

Etter at foringsrøret var boret ned i fjell, ble røret rensket for borkaks og en ny betongpropp med høyde 0,3 m ble støpt ut. Betongproppen skulle tette rundt foringsrøret slik at pelene over ståldybelen kunne støpes ut tørt.

Den spesielle ståldybelen - fra tilvirking på verksted til montering i pelfot

Ståldybelen består av massivt rundstål med diameter 220 mm og en rund hatt med stivere som ble sveiset til rundstålet. Stiverne under hatten var ført ut til 20 mm fra kanten av hatten. Denne utformingen sikrer at dybelen føres ned parallelt med stålpelens akse og reduserer faren for kiling. Dybelens lengde er 5 m. Samvirke med betongen over hatten ble

sikret ved armeringsstål som ble sveiset på hatten. Pelespissene ble sveist sammen på verksted i Trondheim etter en egen sveiseprosedyre.

Stålet som skulle sveises, hadde store dimensjoner og var til dels spesialstål med høy flytespenning. Arbeidstykket måtte derfor forvarmes til mellom 70 og 100 °C før sveising, og det måtte holdes i et temperaturintervall mellom 100 °C og 200 °C under sveisingens gang. Stiverne ble sveiset på med K-sveis. Det ble boret hull i hatten for armeringsstålet, og stålet ble sveiset på i underkant av hatten med kilsveis, også dette etter forvarming.

Dybelen skal overføre store krefter til fjell. Det er et rundstål 220 mm med stålkvalitet seigherdet 42CrMo4 og flytegrense 690 MPa etter NS-EN 10083-1. Toleranser etter DIN 1013.

Ståldyblene ble sveist sammen på entreprenørens verksted i Trondheim. Mellom tilbudstegning og arbeidstegning justerte konsulentent utformingen av dybelen, og endringene genererte store tilleggsregninger, se mer om dette i kapittel om spesialstål med høy flytespenning.

Vi vil i tillegg beskrive en praktisk detalj angående påsveising av armeringsstål på dybelhatten. Generelt er sveising av armeringstål lite ønskelig, men av og til kan det ikke unngås. På tilbudstegningen var armeringen tegnet butt i butt med hatten, og armeringen var sveiset med en larve rundt hele jernet på toppen av hatt. Etter nærmere vurdering fant konsulentent ut at denne utformingen ikke var ideell, da det var fare for at skjøten ble sprø og armeringen kunne dermed lett bli slått av i sveisen.

Konsulentent foreslo i 2. alternativ å bore hull i hatten og å sveise armeringsjernet fast til hatten både på oversiden og nedsiden. Svakheten med dette alternativet er at avstanden mellom sveisene er liten, og det oppstår spenninger i armeringsstålet. Når armeringsjernet er fastholdt med en sveis, vil en under sveising av sveis nummer to varme opp armeringsstålet slik at det forlenger seg. Armeringsjernet blir sveiset fast i forlenget tilstand. Når stålet avkjøles, krymper det og ettersom det er fastholdt i to nærliggende punkter kan oppstå spenninger opp mot flytespenning.

I 3. alternativ, som ble utført, ble det boret hull i hatten, og armeringen ble trædd gjennom hatten og 15 mm på nedsiden av denne. Deretter ble armeringen sveist fast på undersiden av hatten. Dette var en god løsning som sikrer avslåing av jernet og minimerer spenninger i stålet pga temperaturendringer under sveising. Detaljen er vist på tegning K200 i vedlegget.

Vi har i kapittelet for pelenes kapasitet beskrevet hvordan dybelens kapasitet ble redusert betraktelig på grunn av eksentrisitet. For å redusere mulighetene for eksentrisitet hadde det blitt prosjektert en "tight" løsning. Klaringen mellom dybelhatten og innvendig rør var 15 mm på hver side. Både entreprenøren og byggherren hadde sine mareritt om hvordan dybelen kilte seg i røret og satte seg fast, men heldigvis gikk alle dyblene ned til rett nivå!

Før ståldybelen ble montert i foringsrøret ble pelen logget med målebånd. Kotehøyden på topp betongpropp og bunn foringsrør ble sjekket mot tidligere loggninger av stålrøret. Lengden av ståldybelen ble også målt, og det ble kontrollert at kotehøyde på topp hatt var i samsvar med øvrige data.

For å sikre at ståldybelen ikke ble sittende fast i stålrøret på grunn av krumning av stålrøret eller skjev plassering av foringsrøret, sjekket entreprenøren pelen med en prøvedybel. Prøvedybelen ble senket forsiktig ned til bunn av foringsrøret. På prøvedybelen var det montert injeksjonsslanger. Når slangene var i bunnen av hullet, ble ca 100 l gysemasse

pumpet ned i foringsrøret. 100 l gysemasse tilsvarer ca 2 m høyde i foringsrøret. Når dybelen ble senket ned i foringsrøret fortrenger den gysemassen slik at massen renner over kanten av foringsrøret, og legger seg på toppen av betongproppen. Ståldybelen ble omstøpt med 20 mm mørtel. Gysemassen ble blandet på stedet av sement og vann og hadde et v/c-tall på 0,4.

I kontrakten var det få krav til mørtelen. Vi benyttet likevel samme krav til mørtel som står i prosesskoden for stålkjernepeler. Entreprenøren måtte dermed dokumentere et v/c-tall på 0,4. Entreprenøren blandet mørtelen på stedet og kontroll av v/c tall ble utført med litermål og vekt. Fersk mørtel med v/c = 0,4 skal ha en densitet på 1,895 kg/liter med tillatt avvik +/- 0,005.

Å treffe foringsrøret 30 - 60 m under terreng var en utfordring. Spesielt der pelen hadde et dimensjonssprang 11,5 m under bakken var det å finne foringsrøret som å tre en synål i et mørkt rom. Alle arbeidene skjedde med vannfylt rør.

Entreprenøren sveiste på 3 avstandsholdere på rundstålet. Avstandsholderne sikret at stålet ble entret sentrisk og loddrett i 813-røret. Avstandsholderne ble punktsveiset til stålet, og sveisen måtte være så svak at avstandsholderne ble slått av mot kanten av foringsrøret.

Dybelen ble senket ned i foringsrøret med kran. Til wiren var det festet et målbånd slik at en til en hver tid under nedsenkningen kunne registrere hvor dybelen var i røret. Dybelen ble senket til bunnen av fjellhullet. Monteringen ble avsluttet med at entreprenøren rammet på pelehatten med et luftlodd. Fjellkontakten ble verifisert med logging av topp dybel og sammenholdt med dybellengde og kote bunn foringsrør.

Entreprenørens egenkontroll og byggherrens stikkprøvekontroll

Entreprenøren førte peleprotokoller, grabbeprotokoller og loggeprotokoller. Loggeprotokollen var mer omfattende enn for andre pelearbeider, og entreprenøren slet ut utallige målbånd på jobben.

Loggeprotokollen ga en oversikt over kotehøyden ved ulike arbeidsoperasjoner:

- Topp pelerør
- Bunn pelerør
- Fjelloverflate ved grunnundersøkelser
- Fjelloverflate etter grabbing av rør
- Topp betongpropp 1
- Bunn foringsrør
- Topp betongpropp 2
- Topp ståldybel

Entreprenøren rapporterte loggelengder i forhold til topp rør. En forbedring av loggerutinene hadde vært å forholde seg til kotehøyder. Det hadde fjernet feilkilder som skjevt kappet rør og ny kotehøyde på rør på grunn av flere kappinger.

Ved utregning av kotehøyder måtte en holde orden på om arbeidsnivået var over eller under kote 0, slik at + og – gikk i hop når vi beregnet kotehøyder. Sjekklister til entreprenøren hadde ymse kvalitet. Det var fra gule lapper til notisblokker til flotte excel-ark. Målbånd var en forbruksartikkel på anlegget. Målbåndet røk, og det ble skjøtet på. Det var derfor ikke korrekt nivå som alltid ble avlest. De som brukte målbåndet måtte vite om målbåndet for

tiden var i korrekt lengde eller om det var 1 m eller 2 m for kort. Det ble av og til rot i kotehøydene!

Vi hadde flere variasjoner av loggeavvik. Det mest vanlige var heving av bunn innvendig i rør pga bunnoppressing. Det mest ekstreme vi fikk rapportert om, var en ståldybel som fløt opp på grunn av oppdrift. Dette ble tilbakevist av konsulentenes beregninger.

Byggherren hadde stikkprøvekontroller under ramming og grabbing. Vi gjennomgikk og godkjente alle peleprotokoller før støping av betongpropper. Vi hadde stikkprøvekontroll på pelesertifikater og merking av stålrør. Byggherren sjekket også loggingene med uavhengige logginger. Vi var som regel til stede under støping av propp, og vi hadde tilnærmet 100 % tilstedeværelse ved setting av dybel da vi anså dette som den mest kritiske prosessen for å få en vellykket pel.

Byggherren avdekket flere ganger manglende samsvar mellom loggingene, og en måtte logge en runde til for å finne ut hva som var korrekte verdier. Det ble blant annet avdekket løsmasser over fjell før setting av dybel på denne måten. Arbeidet måtte derfor stoppes, og det måtte foretas en ny rensk før dybelen kunne settes.

Erfaringer fra utførelsen

Ramming og sveising av stålrør

De fleste rørpelene som gikk opp til terreng ble rammet med vibrolodd. Entreprenøren rammet med et dobbeltkjefet vibrolodd med en vekt på 7,1 tonn. Loddet var ressonansefritt og høyfrekvent. Så vidt vi kjenner til er det kun ett så stort vibrolodd på markedet i Norge, og det loddet eies av NSP.

Krav til vibrolodd i kontrakten var loddvekt på 80 kN. En bedre beskrivelse ville sannsynligvis vært eksentrisk moment på 23 kgm og maksimal sentrifugalkraft på 1334 kN. Kontrakten krevde i tillegg et resonansefritt lodd for å unngå at vi fikk skader på eksisterende bru fordi den eller grunnen kom i egensvingninger.

Vibroloddet virker slik at vibrasjonene reduserer friksjonen mellom sandkornene og mellom sandkornene og spunten/pelen. Tyngden av loddet overviner friksjonen og spissmotstanden.

Innerpelen i akse 6 -10 og en del av rørpelene på nordenden av brua ble rammet med en Junttan PM 25 pelemaskin med et akselererende 7 tonns fallodd. Rammeutstyret var godt egnet til ramming av stålrørspeler med de gitte grunnforholdene.

Jomfruen i akse 6 – 10 var utformet med et 813-rør påsveist en muffe slik at jomfrua omfavnet røret som skulle rammes ned. Det var bløte masser i grunnen og pelene ble til dels presset ned og til dels ble de rammet ned med lett ramming og få slag (30 cm fallhøyde og mindre enn 50 slag).

Ramming av stålpeler gikk raskt unna. Det tok 2 – 5 minutter å ramme ned et rør med 12 – 15 m lengde med vibrolodd. Ramming av en pelligde med fallodd tok ca 5 – 15 minutter. Sveisingen av et 813-rør tok ca 2 – 3 timer med en dyktig sveiser. Tiden ble halvert når to sveisere arbeidet samtidig.

Grabbing av løsmasser innvendig i rør

Det åpne stålrøret skar seg pent ned i massene til fjell. Innvendig i røret var det lite synk, og når røret var nådd fjell ble røret grabbet innvendig. Grabbing av rør var en tidkrevende

prosess. Entreprenøren utviklet to spesialtilpassede grabber. Vi kalte de torpedograbber for de lignet torpedoer av utseende, kfr Figur 16



Figur 16 Torpedograbbb

Byggherren hadde alt fra første møte fokus på bunnoppressing. Fra akse 6 til akse 10 var ett av områdene der det var registrert meget bløt leire. Her ble arbeidene i en periode stående i ro uten sikring med betongpropper før vi fikk korrekte innmålinger av pelen. Byggherren spurte da flere ganger om det var blitt bunnoppressing, men vi fikk benektende svar av entreprenøren. Da arbeidene ble gjenopptatt etter flere ukers stillstand, hadde det blitt bunnoppressing både mellom ytterpel og innerpel og ved bunn pel. I akse 45 og 46 var det også registrert bløt leire. Her gikk arbeidene mer kontinuerlig, og det var kun bunnoppressing i 1 av 10 peler.

I noen av aksene var løsmassene rett over fjell faste. Hvis det hadde vært masseinnslag i pelen var dette finkornete masser som sedimenterte til et meget fast lag i bunnen av pelen. For å få løst opp disse igjen, ble det blåst opp med utstyret for odexboring. Kornene ble dermed svevende i vannet, og sedimenterte på nytt. Dagen etter grabbet vi de nysedimenterte massene, og de var da mulig å grabbe opp. Byggherren var usikker på om denne metoden førte til mindre heft mellom betongen og stålrøret. Vi hadde flere tilfeller av utette propper der denne metoden ble benyttet.

Entreprenøren benyttet til dels også ejektorpumpe for å suge opp massene i røret. Ved bruk av ejektorpumpe hadde entreprenøren problemer med å ha vannfylte rør. Han sugde opp mer vann enn det han greide tilføre.

Byggherren og entreprenøren hadde stadig diskusjoner om manglende vannfylling av rør. Krav for ekstraarbeid i forhold til bunnoppressing ble avvist grunnet manglende vannfylling. Entreprenøren endret etter hvert prosedyren for å unngå bunnoppressing. De grabbet ikke de 2 nederste meterne av pelen før samme dag som bunnproppen ble støpt.

Støp av propp mellom innerrør og ytterrør

Rett før støp ble terrengnivå mellom ytterrør og innerrør logget for kontroll. Proppen ble støpt ved hjelp av slange med ventil nederst. Betongen ble pumpet inn samtidig som topp betong ble logget. Mengden benyttet betongvolum ble sjekket mot teoretisk beregnet betongvolum under arbeidets gang.

Støp av propper i bunn av røret

I bunn av pelen ble det planlagt å støpe to propper. Den nederste proppen skulle sikre mot bunnoppressing, og sikre en vertikal boring av foringsrør. I utgangspunktet var den prosjektet med en høyde på 0,3 m, men den ble økt til 0,5 m for å sikre best mulig styring.

Boring av foringsrør med odex gir lekkasje mellom foringsrør og betongpropp. Siden det var planlagt tørrstøp av pelen over dybelhatten, måtte dette lekkasjepunktet fjernes. Det ble derfor støpt en propp på 0,3 m samtidig som dybelen ble satt. Etter at prosedyren ble endret fra tørrstøp til undervannsstøp, mistet denne proppen sin funksjon og vi sluttet å støpe denne.

Den nederste proppen var beskrevet med AUV-betong. Entreprenøren ønsket å benytte gysemørtel i stedet for AUV-betong av økonomiske og praktiske årsaker. AUV-betong blandes på betongblander og det må bestilles et minstevolum som er større enn det reelle behovet. Gysemørtel blandes på stedet, og det benyttes blant annet ved støp av stålkjernepeler. Entreprenøren prøvde en gang på støp av nederste propp med gysemørtel, men den fikk ikke nødvendig fasthet.

Spesielle erfaringer akse for akse

De først ferdigstilte pelene i akse 45 og 46

I starten av entreprisen har byggherren ekstra overvåkenhet slik at starten av arbeidene blir best mulig. Byggherren var derfor mye ute der arbeidene foregikk og var til stede ved de fleste loggingene.

En pel i akse 46 ble blåst opp for å fjerne massene i bunnen av pelen. Ved støp av propp var denne ikke rensket til bunn fordi de oppblåste massene hadde sunket til bunn igjen uten at de ble fjernet med grabbing. Støping av propp i denne pelen ble dermed utsatt.

I en pel i akse 45 var det rot med sjekklister, og loggingene viste i en periode at det var grabbet 1,0 m dypere enn det pelen stod. Rotet ble avklart og bunnproppen ble støpt på vanlig måte.

Dybelen ble satt etter den beskrevne metoden samtidig som den øverste bunnproppen ble støpt. Pelerøret ble tømt for vann etter noen dager, og pelen ble støpt med tørrstøp. Vi hadde ikke problemer med vanninnslag i pelene når vi tømte pelerørene før vann.

Entreprenøren viste i akse 45 og 46 at det var mulig å følge de beskrevne metoder for tørrstøp, men ut fra problemene entreprenørene hadde i akse 6 til 10 ønsket de å endre metode til undervannsstøp av pelen.

Tverrsnittsendringen på pelene fra akse 6 til 10

I akse 6- 10 hadde vi flere grensesnitt enn det som er vanlig for peler:

1. Ved rørets underkant var fjellkontakt og bunnoppressing kritiske punkt.
2. Betongpropp skulle være tett mot bunnoppressing.

3. Dybel skulle stå sentrisk i innerrør og ha god fjellkontakt, og ved nedføring måtte kiling av dybel unngås.
4. I overgangen mellom ytterrør og innerrør måtte en ivareta bunnoppressing, sentrisk plassering, helningsendring av pelen i overgangen og overlapp mellom innerrør og ytterrør.

Framdriftsplanene la opp til at akse 6 – 10 var noe av de første arbeidene vi startet med. Entreprenørene hadde ikke innarbeidet prosedyrene og sjekklister sine. I tillegg avvek de fra prosedyrene med vannfylte rør og støp av betongpropp mellom innerrør og ytterrør. Byggherren mener at entreprenøren kunne unngått flere avvik hvis prosedyrene hadde blitt fulgt og at entreprenøren hadde hatt et bedre system på sjekklister. Entreprenøren satte fram et krav på ca 400.000 kr som ble avvist av byggherren på grunnlag av dette.

Generelt hadde vi ikke avvik på plassering av pelene som var av betydning. I akse 6 – 10 hadde vi to kinkige problemstillinger i forhold til avvik på plassering og helning. Her er det to peler som går rett opp i hver sin søyle. Øvre del av pelen hadde diameter på 1,4 m og søylen har diameter 2,0 m.

Da vi hadde rammet både innerrøret og ytterrøret kunne vi på øyemål se at ikke innerrøret stod sentrisk i ytterrøret. Det var ikke gjennomtenkt under utarbeidelse av arbeidsprosedyrer hvordan vi skulle få målt helning og plassering av innerrøret 10 m under terreng. Det ble prøvd ulike metoder for å få nøyaktige målinger av innerrøret. Entreprenøren forlenget innerrøret med jomfruen og målte på jomfruen. Det var usikkert om jomfruen var satt rett på røret og dermed om nøyaktigheten på målingen var god nok. Til slutt gikk en mann ned i ytterrøret og målte plasseringen av innerrøret.

Målingene avdekket at en del av innerrøret stod for lavt, at innerrøret ikke stod sentrisk i ytterrøret, og at det var vinkelendring mellom innerrøret og ytterrøret. Vinkelendringen mellom de to pelene førte til ekstra moment i pelen, men momentet ble ikke så stort at det var behov for ekstra armering. Det tok ca 14 dager å måle inn rørene. Etter denne perioden ble det første gang registrert problemer med bunnoppressing både ved fjell og i overgangen mellom innerrør og ytterrør.

I de aksene der pelene gikk rett opp i søylene, var det to sett med toleranser som ikke gikk opp i grensesnittet. Pelene har en toleranse på plassering på ± 100 mm, mens armeringen har en toleranse på ± 15 mm. Toleransen på skjøtarmeringen i pelen er i forhold til senter søyle/pel. Dette var det ikke tenkt på. Armeringen var plassert i forhold til overdekningen på pelen, og når pelen var feil plassert, men innenfor pelens toleranser, var armeringen feil plassert og utenfor armeringens toleranser i forhold til senter pel. Tiltaket ble å kappe armering og bore inn dybler i pelen som erstattet skjøtarmeringen.

Utbedring av vrakpel 7-2

Alt virket normalt med pel 7-2 inntil entreprenøren skulle bore foringsrør i fjell. Entreprenøren hadde rammet ytterrør, grabbet ut, foretatt fjellkontrollboring for å bestemme lengden på innerrøret og innerrøret var rammet og stoppet på korrekt nivå i forhold til fjellkontrollboring. Fjellet skulle ligge på kote -27,0. Det gikk noen rykter om at det var grabbet lengre ned enn underkant av stålrøret, men det var mye kluss med kotehøyder.

Under boring av foringsrør kom første varsel fra entreprenøren om at noe var galt. Fjellet hadde dårlig kvalitet, og de mente det var slepper i fjellet. De mente det var for risikabelt å fortsette odexboringen. Byggherren og entreprenøren ble enig om å bore en ny fjellkontrollboring for å sjekke fjellkvaliteten. Entreprenøren boret en fjellkontrollboring innvendig i pelen. Boringen ble avsluttet før fjellkontakt da vi var redd for brudd på borstrengen, og pelen ville bli en vrakpel på grunn av dette. Vi boret derfor en ny

fjellkontrollboring på utsiden av pelen. Denne boringen viste at fjellet lå på kote -30,0, dvs 3 m under underkant av innerrøret. En 3. boring på motsatt side av pelen ble avsluttet ved kote -29,6 da det boblet mye utvendig og innvendig i pel 7-2 og innvendig i pel 7-1. Den indikerte at det ikke var skråfjell ved pelpunktet.

Det var en glippe mellom stålrør og fjell på 3 m! Flere løsninger ble diskutert, men den endelige løsningen ble at det ble rammet en pel med hul stålsmiss, som var støpt igjen, innvendig i innerrøret. Den nye pelen hadde diameter 711 mm. Pelen ble rammet med hydraulisk fallodd. Gjennom spissen boret entreprenøren et foringsrør og fortsatte boringen videre ned i fjell. Da odexrøret ikke kom ned til avtalt nivå i forhold til godt fjell registrert ved fjellkontrollboring, ble det boret videre et fjellhull med ordinær fjellkrone. Deretter ble en ståldybel montert i foringsrøret.

Løsningen er vist på tegning i vedlegget.

Byggherren var ikke villig til å betale kravene i forhold til ekstraarbeidet, fordi vi mente det skyldtes feil på entreprenørens første fjellkontrollboring. Entreprenøren måtte derfor selv dekke ekstraarbeidene og ekstra materialbruk på ca 200 000 kr. Entreprenøren kunne muligens unngått avviket med større ryddighet i sjekklistene sine.



Figur 17 Erstatningspel med diameter 711 mm og gjenstøpt spiss



Figur 18 Ramming med enkelt fallodd

Dybelen stoppet på et for høyt nivå i pel 8-2

I pel 8-2 hevdet entreprenøren at dybelen hadde flytt opp på grunn av oppdriften etter at den hadde blitt plassert på rett nivå. Byggherren var skeptisk til forklaringen og hevdet at den aldri hadde vært på korrekt nivå. Byggherrens konsulent verifiserte at selv høyt poreovertrykk i fjellet ikke fikk en massiv ståldybel til å flyte opp.

Dybelen ble rammet ned til rett nivå. Løsmasser som ble fortrenget under hatten, kom opp i sprekken mellom hatten og stålrøret, og massene la seg på toppen av hatten. Massene ble fjernet før pelen ble støpt ut som undervannsstøp. Byggherren mente at dybelen stod i foringsrøret uten mørtel, og vi aksepterte dette avviket.

Stålrørspeler til fjell i elveløp

Arbeidene omfatter pelearbeidene i 3 akser på nordsiden i Bragernesløpet, dvs akse 32- 34.

Siden entreprenøren valgte å legge en molo ut i elva avvek ikke pelearbeidene mye fra arbeidene som ble foretatt på land. Siden moloen ikke kunne legges helt inntil fundamentet, grunnet påhengskrefter på eksisterende peler, ble det lagt ut en enkel flåte som arbeidsplattform. Kranen med vibrolodd stod på moloen, mens sveisere og hjelpemann på peleramming stod på flåten. Når arbeidene med borrhigg skulle begynne, ble en mer solid arbeidsplattform sveiset på stålrørene som stakk opp av vannet.

Arbeidene med fjellkontrollboring, støp av propp, boring av foringsrør og setting av dybel ble alle utført fra denne arbeidsplattformen. Før utstøping av pelene ble stålrørene kappet i korrekt nivå av dykkere med oxyarc. Dette er lange lanser med oksygen tilføres innvendig. Prinsippet er tilsvarende skjærebrenning på land. Ved kapping under vann må en være spesielt oppmerksom på at luften har evakueringsmuligheter. Luftlommer kan bygges inn når en kapper stål med jord inntil konstruksjonen på baksiden.

Pelene ble støpt med undervannsstøp med dykker under vann og betongpumpe på land. Dykkere og de som styrer arbeidene på land må ha god kommunikasjon, da dykkerne er

arbeidernes øyne. Ved undervannsstøp bør støperøret merkes godt slik at en til en hver tid vet at støperøret er under støpefronten.



Figur 19 Vibroloddet settes på plass på toppen av pelrøret



Figur 20 Sveising av stålrør. Stålrøret er merket for hver meter med krittmerke. Arbeidshøyden er litt høy, og dermed ubekvem for sveiseren.



Figur 21 Boring av foringsrør med odex. Styringen ligger på bakken foran borryggen.



Figur 22 Symmetrisk borkrone montert på foringsrøret. Styringen er montert utvendig for å sikre en sentrisk plassering av foringsrør i fjell.



Figur 23 Boring av odex- eller symmetriskrør i fjell



Figur 24 Dybelhatt med stivere i underkant som går nesten helt ut til ytterkant av dybelhatten. Armeringen på toppen av hatten er sveist fast i underkant av dybelhatten.



Figur 25 Støping av propp med spesialdesignet betongtobb



Figur 26 Pel i akse 8 - rør i rør med lav vannstand

Stålrørspeler på land fundamentert på faste masser i akse 43 og 44

Eksisterende brus søyle 43 og 44 hadde hatt mye setninger i løpet av de 20 årene etter at de ble bygget i 1972. Grunnforholdene her var noe annerledes enn i de øvrige aksene til brua. Det var registrert en dyppenne med mer enn 80 m til fjell. Ved ca 60 m dybde var det registrert et hardt lag med morene. Videre ned mot fjell viste totalsonderingen mye motstand. I ettertid vil vi påpeke at høy friksjon langs borstangen sannsynligvis ga et noe feil bilde av grunnforholdene.

Den prosjekterte løsning var derfor ca 60 m lange peler med stoppslagning, med muligheter for å ramme videre til morene over fjell hvis det øvre morenelaget ikke var fast nok. For å begrense påhengskreftene ble løsningen ramming av et stålrør inne i et annet, kfr kapittelet om påhengskrefter.

Arbeidsgang

Prinsippet for pelen er vist på tegning K199. Ytterrøret var et åpent rør, og det hadde diameter $\varnothing = 1014$ mm godstykkelse $t = 12,5$ mm og lengde $l = 40$ m. Innerrøret hadde påmontert spiss og hadde dimensjonen $\varnothing 813$ mm og $t = 14,2$ mm.

Entreprenørens arbeidsnivå var terrengnivå. De startet med å sette ut og ramme ytterpelen. Stikkeren satt ut senter pel. Hjelpemann pelerigg sjekket at pelen stod vertikalt med gradvater, mens det første pelelementet på 12- 15 m ble rammet.

Alle ytterrørene ble rammet ned til 40 m dybde under terreng med et dobbeltkjetet vibrolodd, og de stod da ca 7 m over sluttnivået sitt. Løsmassene innvendig i pelene ble grabbet ut med hydraulisk grabb. Deretter ble pelen rammet videre ned ved hjelp av en rørmfru og et akselererende fallodd med loddvekt fra 7 til 9 tonn. Entreprenøren hadde 2 jomfruer til disposisjon. Jomfruen ble stående på ytterrøret til det var grabbet ut, og innerpelen var rammet ned til korrekt nivå. Ytterrørene ble grabbet ut til bunns med vannfylt rør.

Innerrøret (selve pelen) ble ført ned gjennom vann til underkant ytterpel. Innerpelen ble skjøtet med sveis hver ca 15 m. På nedre pelelement ble det sveis på en pelespiss på plassen før ramming. Pelen var vannfylt under ramming. Vekten av vannet gir pelen bedre neddrivingsevne samtidig som sannsynlighet for sammenklapping av pelen ble redusert.

For å sikre sentrisk plassering av pelene ble det montert på styrefinner på innerpelen. Det ble montert 4 styrefinner i stål i hvert nivå. Styrefinnene ble tilklippet av flattjern med godstykkelse på $t = 10$ mm og bredde $b = 65$ mm. Styrefinnene ble sveist på innerrøret med en sveis med a-mål på 3 mm.

For å sikre at det var hulrom mellom innerrøret og ytterrøret ble det sveist på en tetting av stål på innerrøret, kfr tegning K200. Da en ikke visste hvor pelen ville stoppe mot faste masser, måtte denne tettingen sveises på i flere nivåer på den første pelen som ble rammet. Etterpå avpasset en plasseringen av tettingen til stoppnivået på den første pelen i aksen.

Pelens stoppnivå ble bestemt av rammeinstruks for stoppslagning i morene. Ved stoppslagning ble det rammet med 100 kNm effektiv rammeenergi og loddvekt på minimum 100 kN. Synken skulle være mindre enn 4 mm.

Innmeisling i fjell og fordybling var beskrevet i kontrakten, men det var ikke behov for disse posedyrene da vi stoppet i morenen over fjell.

Bæreevnen for pelene ble sjekket for alle pelene med bevegelsemålinger, og for 3 peler i hver akse ble det tatt PDA-måling.

Entreprenørens egenkontroll og byggherrens stikkprøvekontroll

Entreprenøren førte peleprotokoller, grabbeprotokoller, bevegelsesmålinger, PDA-målinger med CAPWAP-analyser og sveisekontroll.

Det ble ført en peleprotokoll for ytterpel og en for innerpel. På peleprotokollen for innerpelen var nivåene for avstandsholderne og tettingene påført.

Erfaringer fra utførelsen

Grabbing, grabbing og atter grabbing

Under grabbing i akse 44 støtte vi på et fast lag i ca 20 – 30 m dybde. Når grabben kom opp av røret fikk den ikke med seg mer enn en håndfull med fast leire. Det kunne ta opp til 4 timer å grabbe en meter av leira. Under 30 m dybde var leira bløtere igjen, og en meter kunne grabbes med 5 til 6 jafs av grabben. Grabbingen av 1 meter tar dermed 5 til 15 minutter.

Trepel inne i stålrørspel

Under bygging av den eksisterende brua, ble det forberedt for den nye brua. I akse 44 ble det rammet ned trepeler til den nye brua. Under prosjekteringen ble det tatt hensyn til plasseringen av disse trepelene, og de nye stålrørspelene ble plassert til siden for trepelene.

Under grabbing av stålrør 44-12, fant vi ut at en trepel hadde fått innertier midt i stålrøret. En trepel stod vertikalt med topp pel ca 13,8 m under terreng. Vi vurderte ulike metoder for å fjerne trepelen:

- Entreprenøren spisset en H-bjelke og slapp bjelken ned på trepelen, for å flise opp pelen. Denne metoden var ikke vellykket.
- Entreprenøren boret med fjellkontrollutstyret med luft og vann. Løsmassene i pelen ble ”blåst opp” slik at massene mistet sin fasthet. Trepelen fløt opp. Den var 3 m lang og var kappet av stålrøret under ramming. Denne metoden var vellykket, og relativt billig siden utstyret var i bruk på anlegget.

Sluttkommentar til denne løsningen

Vi har flere innvendinger mot denne løsningen der en bruker ytterpeler til å ta opp påhengskrefter.

Den største innvendingen er kostnaden. Pelearbeidene i akse 43 og 44 kostet 4 millioner kroner per fundament i snitt. Dette er 5 ganger av den midlere kostnaden til det pelearbeidene til et svevende pelfundament med HP-peler koster.

Løsningen med at ytterpelen skal rammes 5 m under underkant fundament er upraktisk, spesielt når det er behov for tetting mellom innerrør og ytterrør.

Siden pelene ikke stoppet på antatt nivå, førte pelene til massefortregning med poretrykksendringer. Dette har medført setninger på nabobrua over tid. Nå står den nye brua i ro og den gamle brua setter seg. Dette kan gi problemer når brua skal kles inn med en metallkledning.

Svevende stålrørspeler i elveløp

Denne pelemetoden er ikke utført, fordi svevende HP-peler kom bedre ut i pris. Denne metoden kommenteres derfor ikke videre utover dette.

Svevende HP-peler på land

Arbeidene omfatter pelearbeidene i fundamentene i Strømsøparken og på Holmen, dvs akse 12 – 19 og akse 26 – 28. Peleprinsippet er vist på tegning K199 i vedlegget.

Arbeidsgang

Entreprenøren gravde ned til underkant fundament og pelemaskinen arbeidet stort sett på dette nivået. For å få tilstrekkelig bæreevne for maskinen, ble det lagt ut kjørelemmer som maskinen stod på. I utgangspunktet benyttet entreprenøren seg av Juntan PM 25 med 9 tonn akselererende lodd og Banut 800 med 8 tonn hydraulisk fallodd.

Entreprenøren rammet først et åpent stålrør med diameter 813 mm og godstykkelse 12,5 mm og lengde 7,5 m. Røret ble grabbet fri for masser i 5,0 m med en hydraulisk grabb. Deretter ble en H-bjelke med dimensjon HP 400 x 122 rammet innvendig i røret. Bjelkene kom i 12 – 18 m lengde, og de ble sveiset sammen etter som pelene ble rammet ned i bakken. For å få sentrert H-bjelken midt i røret ble det under arbeidets gang utviklet ulike former for styringer. Etter at bjelken var rammet til rett nivå, ble det støpt en bunnpropp med AUV-betong. Alle arbeider ble utført med vannfylt rør inntil bunnproppen i røret var herdet.

Etter at proppen var herdet ble røret tømt for vann, og armeringen senket ned. Til sist ble resten av røret utstøpt med vanlig betong av kvalitet C45 SV40.

Entreprenøren skal sikre kvaliteten ved å rapportere:

- Rammeprotokoller for hvert rør Ø813 x12,5
- Rammeprotokoll for hver pel med HP400 x 122
- Innmålingsprotokoll med X- og Y-koordinat og høyde
- Grabbeprotokoll med innmåling av løsmassens høyde innvendig i rør.
- Innmåling av høyde overkant propp og underkant propp.
- Utflyting på AUV-betong.
- Betongkvalitet med trykking av betongterninger
- Ultralydundersøkelse og magnetpulverprøving for 5 % av sveiseskjøtene.

Erfaringer fra utførelse

Ramming og sveising

Ramming av HP-peler gikk raskt unna. Entreprenøren rammet med et 7 tonns akselererende fall-lodd. Loddet har en virkningsgrad fra 0,9 – 1,05. Det tok 5 - 15 minutter å ramme ned en pellingde på 12 – 15 m. Sveiseskjøting av et HP-profilene tok ca 1 time med en sveiser. Tiden ble halvert når to sveisere arbeidet samtidig. Endene på profilstålet var da allerede skråskjært i 45° med horisontalplanet.

Bunnoppressing i korte rør

Pelearbeidene med svevende peler startet i Strømsøparken, og etter som arbeidene gikk sin gang oppstod det ulike utfordringer. Noe av det første vi opplevde var bunnoppressing

I utgangspunktet hadde geoteknisk rådgiver prosjektert at entreprenøren hadde arbeidsnivå på terreng. Han hadde prosjektert 5 m lange stålrør som skulle grabbes til bunns. Når entreprenørene endret arbeidsnivået fra terreng til underkant fundament, ble bunnoppressing i rørene etter at rørene grabbet til underkanten av røret et problem. Bunnoppressingen skyldtes at grunnvannsnivået var høyere enn vannivået innvendig i røret, og det oppstod dermed en hydraulisk gradient. Den hydrauliske gradient fikk den siltige sanden til å koke inn i røret, og bunnen hevet seg 0,5 – 1,0 m.

Byggherren, entreprenøren og geoteknisk rådgiver vurderte ulike årsaker og tiltak for bunnoppressingen. Grunnvannsnivået varierer stort sett i takt med flo og fjære i Drammenselva, det vil si mellom ca kote $\pm 0,5$. Underkanten av fundamentene i Strømsøparken ligger på fra kote 0 til kote + 0,5. Topp av pelerøret står 0,2 m over dette nivået. Hvis entreprenøren grabbet med vannfylte rør ville det i teorien ikke oppstå noen hydraulisk gradient.

I praksis er det ikke mulig å grabbe med 100 % vannfylte rør. Når den hydrauliske grabben føres ned i røret, fortrenger den vannet i røret og det renner over kanten. Når grabben løftes opp av røret, vil vannet synke igjen, og røret er dermed ikke vannfylt.

Grabben var spesialtilpasset 813-røret og den fylte ut rørets areal. Siden grabben ikke hadde spor i siden vurderte vi også om rask opp og nedføring av grabben ga ekstra sug i røret.

Grabbingen førte til omrøring av den siltige sanden, og sandkornene dispenserte i vannet. Når vannet i røret stod i ro etter at grabbingen var fullført, sank kornene til bunns og bunnivået hevet seg.

Entreprenøren hadde spesialbestilt alle rørene og H-bjelkene for å minimalisere kapping og sveising i byggegropa. Stålrørene kom på plassen i 15 m lengder og ble kappet i 3 deler. Vi tilpasset oss derfor entreprenørens bestilling og endret rørlengden til 7,5 m rør som ble grabbet til 5,0 m.

Sentrering av H-bjelke i stålrør

Stålrøret ble rammet først, deretter skulle H-bjelken rammes sentrisk inne i røret. I startfasen syntes entreprenøren dette var vanskelig, og vi hadde mange avvik. Hvis H-bjelken ikke kom i rett posisjon, ble det vanskelig å tre på armeringskurven utenpå H-bjelken.

Entreprenørens opprinnelige styring holdt ikke mål, men like mye var det mangelfull nøyaktighet under ramming som førte til at H-bjelken kom skjevt ned i bakken. I en periode var byggherren til stede hele dagen og påpekte feil i utførelsen fra entreprenør:

1. HP-pelene ble rammet slik at svak akse stod på tvers av helningen.
2. Styringen i toppen av pelen er rom. Pelen stod ikke sentrisk under loddet.
3. Bommen var ikke parallell med pelen under ramming.
4. Når hjelpemann til pelerigg står nede i byggegropa og merker av peldybder på pelen, har han lite oversikt over om bommen er parallell med HP-pelen. Hjelpemannen bør stå på kanten av byggegropa for å sikte.
5. Styringen roterte i røret

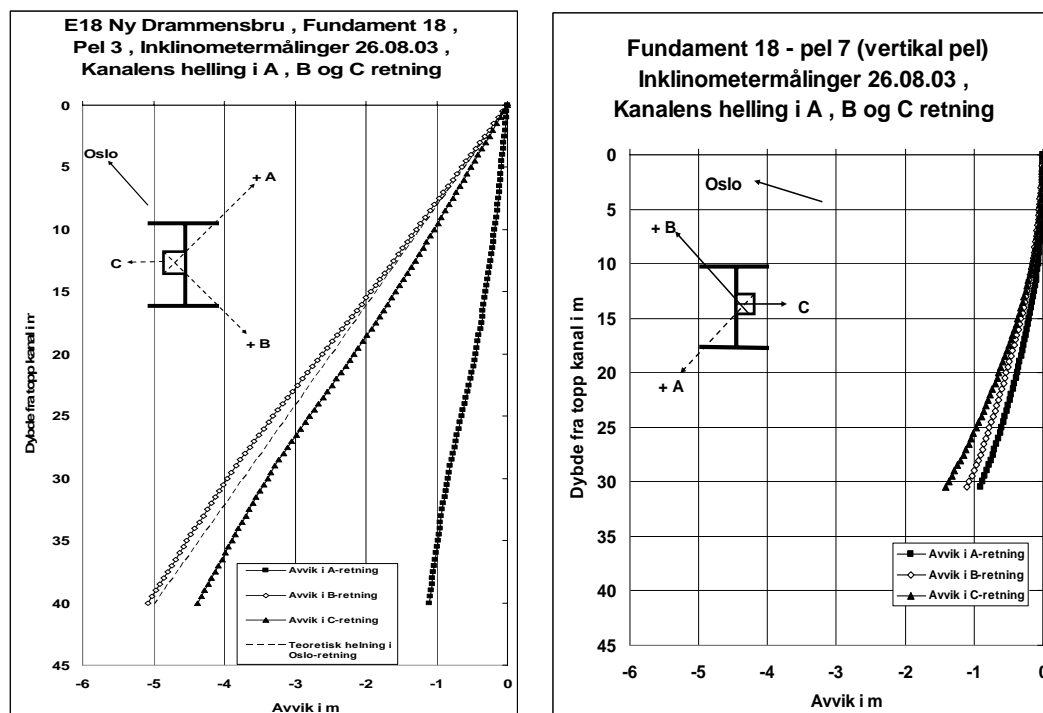
Feilene er avvik i forhold til generell beskrivelse i prosesskoden [5] og peleveiledningen [4]. Da entreprenøren fikk fokus på disse grunnleggende rammeprosedyrene, ble antall avvik redusert.

Byggherren og entreprenøren utviklet i startfasen også styringen.

1. Den første styringen entreprenøren brukte var en styring som var et **stålrør som hang over kanten på 813-røret**. Klaringen mellom rørstyringen og H-bjelken var så

- stor at H-bjelken lett kunne rammes slik at H-bjelken stod i kanten av røret. En rund styring for å styre en firkantet bjelke er heller ikke optimalt.
- Rørstyringen ble videreutviklet med at **røret ble innsnevret i toppen og bunnen**. Firkanttrør ble sveist i toppen av rørstyringen, slik at det ble en firkantet åpning i toppen. I tillegg ble røret bøyd inn i bunnen slik at klaringen mellom styringsrør og H-bjelke ble mindre. Denne styringen var bedre enn den opprinnelige styringen, men det var stor slitasje på firkanttrørene i toppen.
 - Jon Brekke fra vegdirektoratet kom med noen forløsende ord da han sa at en firkantet H-bjelke selvfølgelig burde styres av et firkantet rør. Det ble utviklet en **firkantet rørstyring** som hang over kanten av røret med ca 4,5 m lengde. Denne styringen var den beste vi benyttet, men den var sannsynligvis kostbar å lage i forhold til en rørstyring, og entreprenøren laget bare en av denne. I sjøen ville H-bjelken gå ca 15 m gjennom vannfylt rør, og styringen måtte være lenger enn 4,5 m, for å være effektiv.
 - På sjøen og noen akser på land benyttet entreprenøren **styrefinner** som de sveiste på H-bjelken. Styrefinnene ble tilklippet av flattstål, og ble sveist på hjørnene av H-bjelkens flenser. Det ble sveist på 4 stk styrefinner i hvert nivå. Avstanden mellom styrefinnenivåene ble avpasset slik at det hele tiden var styrefinner i 2 nivåer i stålåret. Styrefinnene fungerte også tilfredsstillende.

Retthetsmåling



Figur 27 Retthetsmåling av HP400 x 122 i akse 18. Måling på pel 3 med helning 8:1 og pel 7 som er en vertikal pel.

Vi monterte inklinometerkanaler på 6 peler. Kanalen skal være 60 x 60 mm innvendig mål og den skal være glatt slik at ikke måleutstyret henger seg fast. Entreprenøren hadde laget en glipe i skjøten på en kanal, og vi mistet utstyr for over 100.000 kr.

Resultatet av målingene varierte fra 7 cm til opp til 1 m avvik ved pelespiss, men det lå innenfor det vi tålte av krumning på pelen. De vertikale pelene hadde det største avviket. I figur 26 viser vi resultatet av målingen for 2 typiske peler.

Svevende HP-peler i elveløp

Arbeidsgang

Arbeidene omfatter pelearbeidene mellom akse 20 og 24 i Strømsløpet. Her er vanndybden 4 -8 m. I tillegg er det akse 29, 30 og 31 i Bragernesløpet, der vanndybden er 1 – 3 m.

I forkant av pelerammingen ble fundamentgroperne mudret ut. Fundamentene ligger ca 2,5 -4 m under elvebunnen. Mudringen i Strømsløpet ble mye mer omfattende enn prosjektert fordi elvebunnen hadde hevet seg etter kartleggingsarbeidene. Graveskråning under vann brattere enn 1:2 ga ustabile graveskråninger og innrasing av masser i fundamentgroperne. Innmåling av arbeidene under vann var også vanskelig, og det var behov for å justere traubunn både opp og ned etter at mudringsarbeidene var erklært ferdig. Elvebunnen i Strømsløpet endrer seg raskt over tid. I løpet av vårflommen 2004 ble alle fundamentgroperne fylt igjen rundt de allerede ferdig støpte fundamentene.

Stålrørene ble ført ned ca 10 m i vann før pelerammingen begynte. På sjøen ble rast for rast rammet, dvs først ble de 6 pelene nærmest eksisterende fundament rammet. Deretter de 6 midterste og til slutt de 6 pelene lengst fra eksisterende bru. Rørene ble rammet ned 7,5 m under underkant fundament og de stod opp ca 10 - 12 m gjennom vann til arbeidsnivået på flåten.

Etter at rørene var rammet, ble de tømt for løsmasser til 6,0 – 6,5 m dybde. Det ble til dels brukt ejektorpumpe og dels grabb. For å unngå bunnoppressing hadde vi stadig fokus på vannfylte rør. Det oppstod noe ekstraarbeid fordi sagmugg i topplaget på elvebunnen var vanskelig å grabbe og tettet ejektorpumpa. Det var også et par tilfeller av store stein, som tok ekstra tid å få løftet ut av stålrøret.

H-bjelken ble ført ned til ca 15 m gjennom vann inne i stålrøret. H-bjelken har dermed ingen sidestøtte av jord, og knekning av bjelken under ramming kan være et problem ved stor rammemotstand. En H-bjelke knekker lettere enn et rør, spesielt om svak akse. En kontinuerlig H-bjelke er delvis innspent i grunnen, mens en jomfru som settes på toppen av en H-bjelke vil være fritt opplagret både i topp og bunn. En jomfru vil dermed knekke enda lettere ut, og må være kraftigere enn pelen. I starten hadde entreprenøren en H-bjelke som jomfru, men den ble erstattet med en rørmjomfru. Til dels måtte entreprenøren ramme H-pelene ned uten bruk av jomfru for å minimere bevegelsene på nabobrua. H-bjelkene ble ført til over vann, og de måtte kappes i ettertid. Kappet kunne brukes som bunnpeler i andre akser.

Stålrøret ble kappet etter at H-bjelken var rammet til rett nivå og armeringen trædd på. Skjøtarmeringen stakk ca 0,8 m opp over peltopp. Siden det var grabbet til 6,0 m dybde inne i stålrøret kunne armeringen senkes under kappnivået til stålrøret, slik at armeringen ikke ble skadet under kappingen av stålrøret. H-bjelkene, som ble rammet uten jomfru, ble også kappet. Dykkerne kappet pelene med oxy-arc.

Siden alle stålpelene i elveløpet ble støpt med undevannsstøp, ble betongproppen avbestilt. Betongproppen ble bare støpt der det var avvik på H-bjelkens sentrering i stålrøret, og en ikke fikk trædd på armeringen.

Erfaringer fra utførelse

Ramming med og uten jomfru

Entreprenøren startet opp ramming av peler i elveløpet i akse 24. Her er sandlaget på det mektigste, og det oppstod raskt uventet store bevegelser på nabobrua. Byggherren mener at dette til dels skyldtes dårlig håndverk fra entreprenørens side. Generelt blir bevegelsene av nabobrua behandlet i eget kapittel, men jeg vil her ta opp bruk av jomfru og rammeprosedyre spesielt.

Entreprenøren rammet 6 H-bjelker med jomfru fra 9. september etter lunsj til 10. september. I denne perioden beveget eksisterende bru seg fra 35 til 76 mm.

Jomfrua som entreprenøren rammet HP-pelene med fikk en betydelig utbøyning. Jomfrua som ble benyttet var en UBP 305 x137 bjelke med en rund plate sveiset på nederst. Selv om denne runde platen hadde en påsveiset fals sikret den ikke at jomfrua og HP pel stod rett overfor hverandre, og at kraften ble overført direkte fra lodd gjennom jomfru til pel.



Figur 28 Mangelfull jomfru - utbrukt og utknekt

Entreprenøren brukte generelt større rammeenergi ved ramming med jomfru, og spesielt på pel 24-18 og 24-15 der det ble rammet med fra 0,8 m til 1,2 m fallhøyde over flere meter. Dette var i forhold til tidligere tilsvarende ramming en betydelig økning. Byggherrens påstand var at når en rammet HP-peler med denne jomfruen med utbøyning, gikk ikke energien ned i pelen, men energien fikk jomfrua til å fjære ved hvert slag. Dette reduserte rammeeffekten, og førte i stedet til komprimering av sanden rundt pelen.

Etter denne hendelsen 10. september ble H-bjelke-jomfrua erstattet av en rør-jomfru. Byggherren krevde også at pelrasten nærmest brua skulle rammes uten jomfru. Videre erfaring viste at ramming med rør-jomfru og ramming uten jomfru ga like små deformasjoner på nabobrua. Den nye jomfrua var tung og stiv, og rammeenergien ble effektivt ført ned til HP-pelen. Hvis det tillates ramming med jomfru i senere kontrakter, bør det settes krav til stivhet og tyngde på jomfrua.

Under ramming av pelene i ble rammeprosedyrene strammet inn:

- Ramming av HP-profiler utføres med fallhøyde på 20, 50 og 80 cm.
- Det startes på 20 cm. Når det passerer 150 slag/meter økes fallhøyden til 50 cm.
- For å øke til 80cm fallhøyde, må man passere 150 slag/meter med fallhøyde 50 cm. Resten av pelen rammes med fallhøyde på 80 cm.
- Skulle antall slag med fallhøyde på 80 cm komme under 100 pr. meter, varsles BH, og fallhøyden vurderes på nytt.

Pelene ble stort sett rammet ned med fallhøyde under 50 cm. Denne rammeprosedyren førte ikke til at framdriften gikk saktere, da det var sveisingen som var mest tidkrevende. Mens sveiserne sveiset en pel, kunne pelmaskinen ramme en nabopel. Byggherren er overbevist om at den nye jomfrua og lavere fallhøyde under ramming begrenset bevegelsene av nabobraua i akse 20 til 22. Vi vil også berømme den nye pelføeren Rune Mælan. Peleentreprenørens mannskaps kunnskap, erfaring og innstilling er utslagsgivende for hvor vellykket et peleprosjekt blir.

Prinsipielle spørsmål ved utførelse/beskrivelse av stålpeler

1. Hva er den beste metode for utstøping av stålrørspeler - tørrstøp eller våtstøp?
2. Bør det henvises til NS3464 "Utførelse av stålkonstruksjoner" i ny revisjon av prosesskoden?
3. Bør sveiseskjøting av stålpeler på grunn av byggherrens forhold beskrives i spesiell beskrivelse?
4. Bør det beregnes flere typer med herdete spisser og spisser med påleggssveis i elementprogrammer for å dokumentere pelespissenes kapasitet? Så vidt jeg vet er det dokumentert en spiss som er kalt "Oslo-spissen".
5. Er krav til vibrolodd tilstrekkelig beskrevet i peleveiledningen/prosesskoden?



Figur 29 Ramming av H-bjelker med rørstyring innsnevret i toppen med firkantrør



Figur 30 Ramming av H-bjelker med firkantstyring



Figur 31 Ramming av H-bjelker med styrebricker



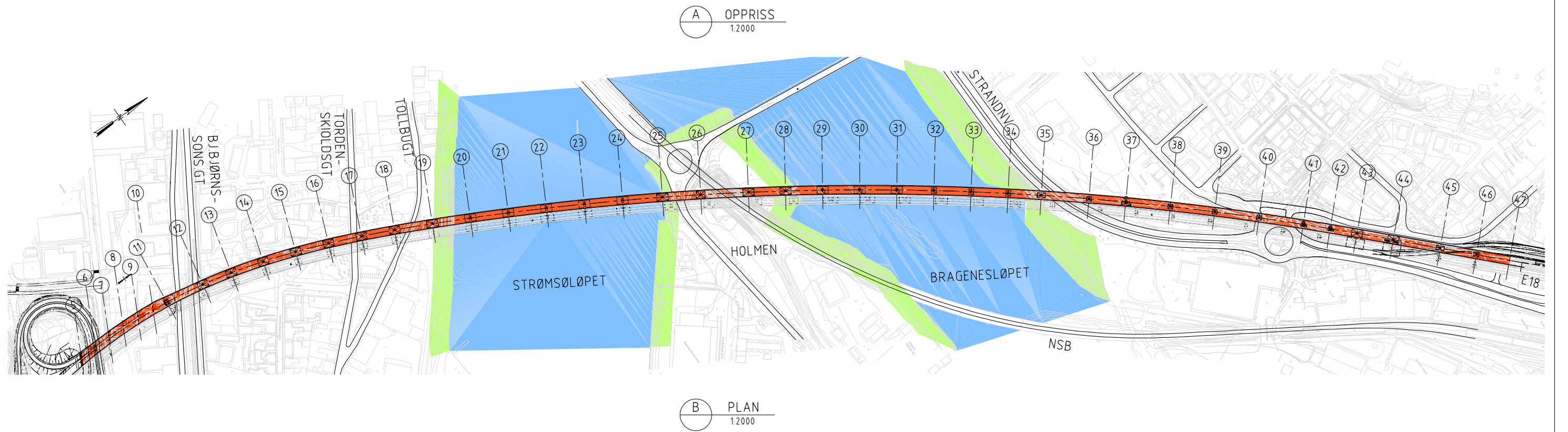
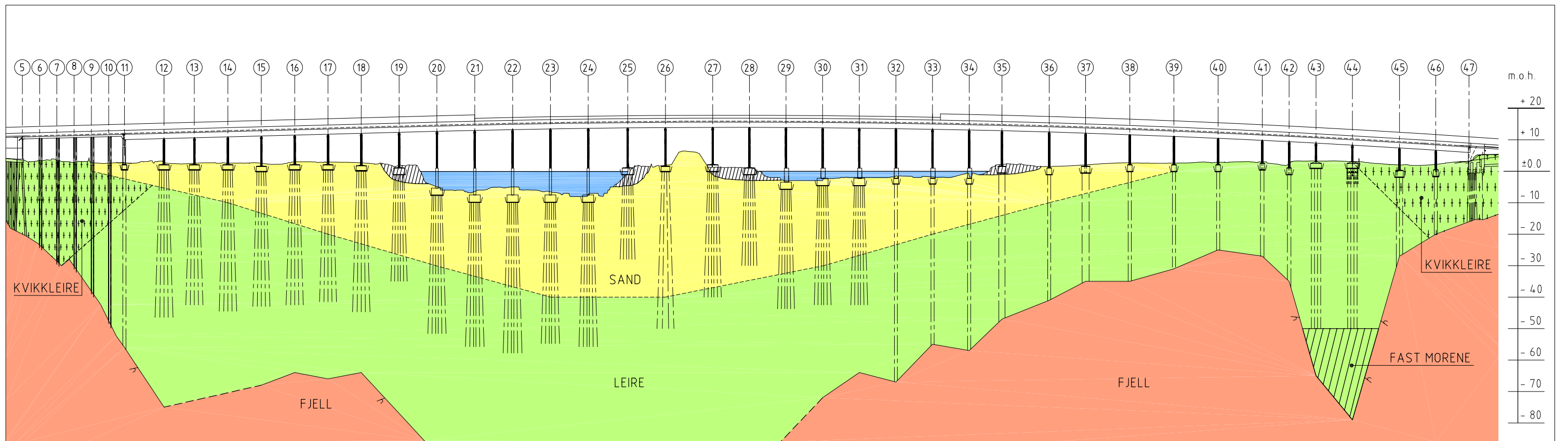
Figur 32 Pelerigg på flåte i elveløpet



Figur 33 Armering tres på H-bjelken før, kapping og utstøping av stålrør

HENVISNINGER:

- [1] *“Fjellsprengningskonferansen 1995, Nye jernbanebruer over Drammenselva, en peleteknisk utfordring”* Bjørn A. Falstad og Håkon Heyerdahl, NSB Bane Ingeniørtjenesten
- [2] *“Fjellsprengningskonferansen 2003, E18 Ny motorvegbru i Drammen. Prøvebelastning av peler.”* Grete Tvedt, Statens vegvesen og Frank Fredriksen, Geovita”
- [3] *”Rapport 7360-19: Byggeplan E18. Ny motorvegbru Drammen. Prøvebelastning av peler”*. Dr.ing Aas-Jakobsen
- [4] *”Peleveiledningen 2. utgave 1991”*. Norges Byggstandardiseringsråd
- [5] *”Håndbok 26 Prosesskode-2”* Statens vegvesen
- [6] *”Notat SvB-K79, rev 2: Byggeplan E18, Ny motorvegbru i Drammen, Jernbanebru Strømsø. Erfaringsrapport fra jekking og frigjøring av krefter landkar akse 19”* datert 9.12.05 Dr.ing Aas-Jakobsen v/ Elljarn Jordet, Svein-Erik Jakobsen. Frank Fredriksen



ALTERNATIV HP-PELER
SOM SVEVENDE PELER

EN 10204-2.2

 Date
 30.06.2003

 Page
 1

Buyer CCB STÅL AS	0142700	Consignee NORDENFJELDSKE SPUNT- OG PELESERVICE A/S	0527300
POSTBOKS 140 FURUSET N-1001 OSLO		DRAMMENSBRUA FLATTEN TLF. 951 92 634 NO-3001 DRAMMEN, NORWAY	
Confirmation of Order 124730	Your Order C 2699		
Your Reference	Consignment 124730-009 27.06.2003		

MARKING
 Mark of the Manufacturer Inspector's Stamp Steel Grade Cast No. Pipe No. Other Stamps



XXXXXX

L24. Inspect 30.06.03
Lake # 6-11

Product
SPIRALLY WELDED PIPES
 Steel Grade
S355J2H EN 10219
NON-ALLOY QUALITY STEEL
 Technical Terms of Delivery
EN 10219

Non-destructive inspection
VISUAL INSPECTION OF SPIRAL-WELD ACC. TO EN 10219.

SPECIFICATION

Cast No.	Test No.	Pipes no.		Pos	m	kg	Pipe Pos
Item 1	D 813	14.20 X 15000					
19686	462573	462587 462588 462589 462590 462591					
18051	462595	462593 462594					
ITEM IN TOTAL				7	105	29486	7
ITEMS IN TOTAL				7	105	29486	7

We hereby certify that the products described above have been tested and comply with the terms of the Order contract.

RAUTARUUKKI OYJ
 Oulainen Works
 Quality Control

Jouni Virsiheimo
 Jouni Virsiheimo

	Postal Address	Telephone	Telefax
Rautaruukki Oyj, Metform Oulainen Works	Pyhäjoentie 16 FIN-86300 OULAINEN	+358 8 840 7100	+358 8 840 7175
Company name	Registered Office	Business ID	
Rautaruukki Oyj	PL 860 FIN-00101 HELSINKI	HELSINKI	0113276-9



Item	Cast No.	CEV	Cast analysis %		Mn	P	S	Al	N
			C	Si					
1	19686		,10	,22	1,38	,008	,007	,043	,005
1	18051		,10	,21	1,35	,013	,008	,046	,005

Item	Test Number	Tensile Test				Impact Test					
		P2	Rp0.2 N/mm2	Rm N/mm2	A5 %	P3	oC	1(J)	2(J)	3(J)	AVG(J)
1	462573	11	424	539	26	112	-40	193	173	142	169
1	462595	11	462	576	22	112	-40	153	150	167	157

Visual inspection and dimensional control has been performed in compliance with the terms of the order contract- No objection.

RAUTARUUKKI OYJ
Outinen Works
Quality Control

Jouni Virshelmo

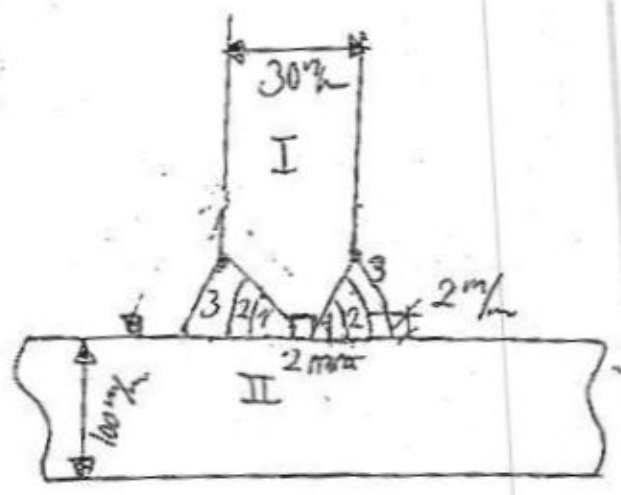
Jouni Virshelmo

P2: 11-PIPE BODY, TRANSV.
P3: 112-CB-V, 10X10, PIPE BODY, TRANSV.

IDENTIFICATION

Rev.: 0
Dato: 20.08.2003

Utstedt av: Kjetil Hansen	Produsent: NSP A/S	Ref. standard:
Prosjekt:	Ref. spec.:	Test-stykke:
Sted: Larvik		
Sveisemetode:	1 136 (FCAW) M1	2 3
Dekkeast:		
Forspyling av gass:		l/min.
Pending ja/nei:	maks.	mm
Sveisestilling:	PC	
Fugetype:	Halv-V	
Rengjøringsmetode:	Sliping / Børsting	
Backing:	Keramisk	
Ensidig/tosidig:	Ensidig	
Fugemetode:	Gass skjæring	
Flux:		
Flux-behandling:		
Wolfram:	Type: Dim:	
Pistol-vinkel:	75 - 80 grader	
Stikkout-avstand:	20 - 25 mm	
Mannestykke diam.:	17 - 19 mm	
Heftveiseprosedyre:		



Identifikasjon av grunnmateriale				I C maks.	CE maks.	II C maks.	CE maks.
Indeks	Navn/Grad	Standard	Gruppe	Leveringstilstand	Tykkelse mm	Diameter mm	
I	ST 52				30		
II	ST 52				100		

Identifikasjon av tilsettmateriale				
Indeks	Typo	Klassifikasjon	Gruppe	Tilsettbehandling
A	OK Tubrod 15.14	AWS A5.20-95 E71T-1		Produsentens spec.
B				
C				

Sveiseparametere											Utstyr:		
Lag Nr.	Indeks	Diam. mm	Sveisemetode	Tredmatn. hastighet m/min.	Strøm A	Spennning V	Strøm polaritet	Sveisehastighet mm/min.	Run-out lengde mm	Gass L/min.	Heat input Kj/mm		
1	A	1,6	136		190-220	24	DC+	200-250		20	1,2-1,3		
2-n	A	1,6	136		280-360	28-34	DC+	280-360		20	1,6-2,0		

Varmebehandling				Metode:	
Forvarm. min.:	°C	Interpass temp. maks.:	250 °C	Varmebeh.-prosedyre:	Temp.kontroll:
PWHT min.:		Maks.:		Varmeriv:	Kjølerv:

Bemerkninger: WPS er basert på opplysninger fra NSP A/S utifra tilsvarende jobb som ble utført i 2001.	Tilleggsinfo. vedlegges: Ja/Nei
	Dato: 20.08.2003
	Godkjent for produksjon:
	Dato: Sign.

SVEISESERTIFIKAT

Welder Approval Test Certificate

NS-EN 287-1



Teknologisk institutt
Teknologisk institutt Sertifisering AS

Beleggnelse: Designation: **NS-EN 287-1 111 P BW W03 B t15 PE bs gg**

Sveiserens navn og id.: **Bakken, Ingar** IB Utstedt 1. gang: **20030818**
Welder's name and id.: Issued 1st time:

Fødselsdato, -sted: **19541128, Norge** Ekseminator/Kontrollinstans: **Vitec as, Verdal**
Date, place of birth: Examining body:

Firma: **Bakken Sveiseservice** Sertifikatets ref. nr.:
Employer: Certificate's ref. no.:

Sveiseprøve Weld test details		Godkjenningsområde Range of approval	Foto (dersom krav): Photo (if required):
Sveisemetode Welding process	111	111	
Plate (P) eller rør (T) Plate (P) or tube (T)	P	P+T	
Fugetype Joint type	BW	BW+EW	
Grunnmaterialegruppe(r) Parent metal group(s)	W03	W: 01+02+03+02/01+03/01+03/02	
Tilsett- materiale Type Type	B	A+RA+R+RB+RC+RR+B	
Fyller metal Merking Designation	Kryo 1		
Godstykke (mm) Thickness (mm)	15.0	5.0	
Utv. rørdiameter (mm) Pipe outside diam. (mm)		500.0	
Sveisestilling Welding position	PE	PA+PB+PC+PD+PE+PF	
En-/tosidig Single-/Double sided	bs	bs	
Oppfuring/molhold Gouging/backing	gg	m0+gg	
Beskyttelsesgass Shielding gases	---	---	

Prøvestykkenes identifikasjon:
Identification of test pieces:
VV-3216

Sveiseprosedyrespesifikasjon nr.:
Welding Procedure Specification No.:
00-21

Fagkunnskap:
Job knowledge:
 Godkjent
Acceptable Ikke prøvd
Not tested

Tilleggsopplysninger i vedlegg:
Additional information in enclosures:
 Ja
Yes Nei
No

Annex: **20050818**

Prøvningsmetode Type of test: **Utført og akseptert Performed and accepted** **Ikke nødvendig Not required** Sertifikatet er gyldig til: **20050818**
Validity of approval until:

10.1 Forlengelse for 6 mnd. (siste 8 perioder vist)
10.1 Prolongation for 6 months (last 8 periods shown)

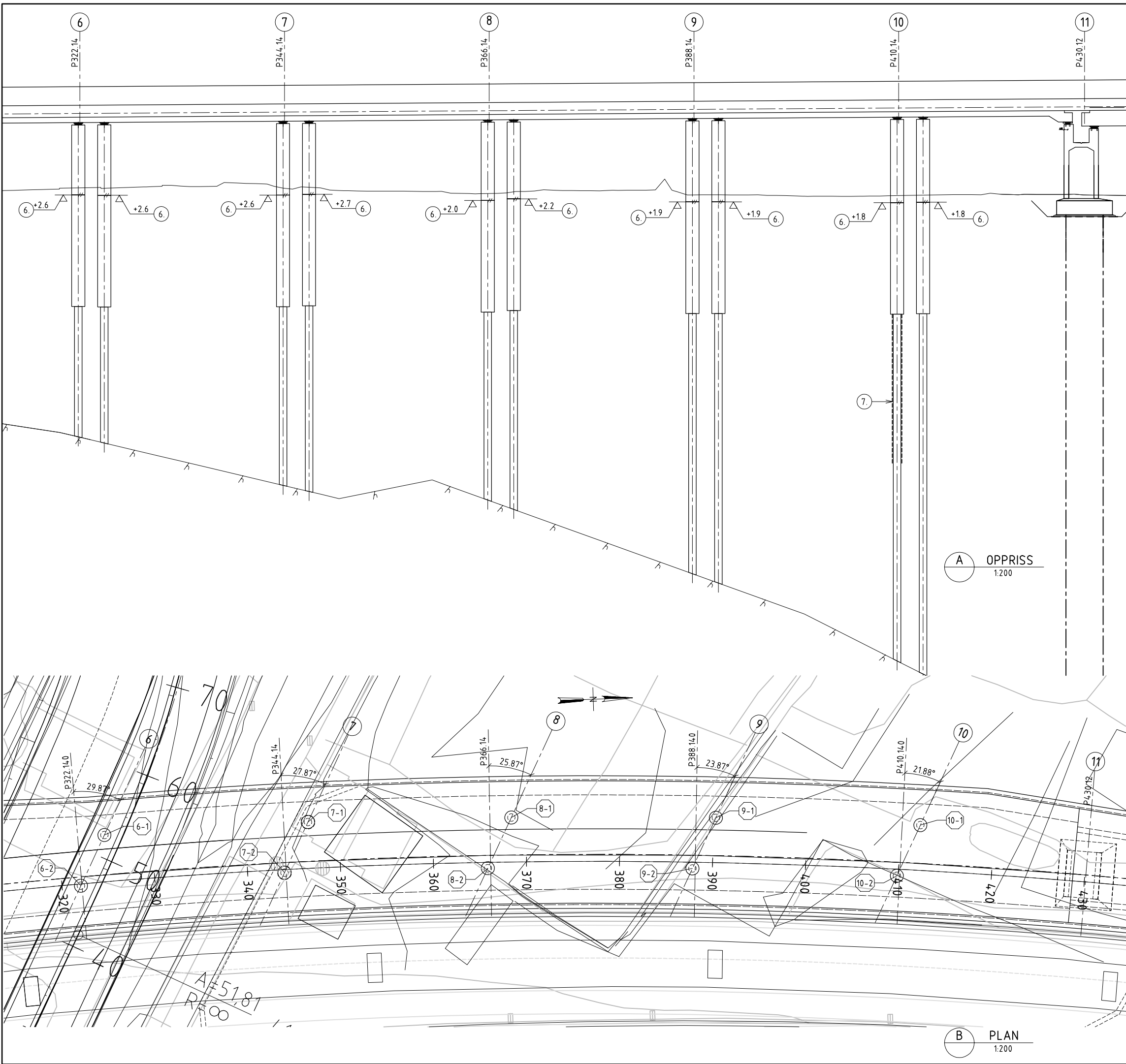
	Utført og akseptert Performed and accepted	Ikke nødvendig Not required	Dato Date	Stilling Position/Title	Underskrift Signature
Visuell Visual	X				
Radiografi Radiography	X				
Ultralyd Ultrasonic		X			
Magnetpulver Magnetic particle		X			
Penetrant Penetrant		X			
Makro eller Mikro Macro/micro		X			
Hårdhet Hardness		X			
Bruddprøve Fracture		X			
Bøyeprøve Bend		X			
Tilleggsprøvinger Additional tests		X			

10.2 Forlengelse for 2 år ved kontrollinstans
10.2 Prolongation for 2 years by examining body

Forlengt til Prolonged to	Dato Date	Underskrift Signature

Dato: **20030818** Sertifiseringsorgan: **Teknologisk institutt Sertifisering AS**
Date: Certification body: *(Signature)*

J:\Arktiv\Bru\7360\Bru\7360\byggplan_A\K-tegninger\K51.dwg, 09.03.2006 15:21:28, HMF



BEMERKNINGER :

1. BETONG : C45 SV-40.
 2. MILJØKLASSE : MA
 3. ARMERING : B500C
 4. STÅL,RØR : S355J2H IHT. EN-10219
 5. RAMMEDE STÅLRØRSPELER Ø 1420x14.2 (ØVRE DEL) OG Ø 813x14.2 (TIL FJELL)
- TOLERANSE :
- VERT. AVVIK PELETOPP (OVERGANG SØYLE) : MAX. ± 100mm
 - HOR. AVVIK PELETOPP (OVERGANG SØYLE) : MAX. ± 100mm
 - HELNINGSAVVIK : MAX. ± 2.5%
6. ENTREPRISEGRENSE
 7. YK PEL 10-2 SMØRES MED BITUMEN FRA NIVÅ 20m OVER FJELL TIL UK YTTERØR, ANSLÅTT HØYDE 16 m.

LENGDE AV PEL UNDER TERRENG

AKSE	LENGDE PEL (m)
6	CA. 26 TIL FJELL
7	CA. 30 TIL FJELL
8	CA. 34 TIL FJELL
9	CA. 40 TIL FJELL
10	CA. 48 TIL FJELL

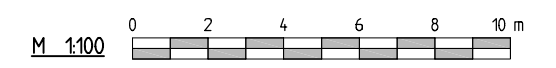
KOORDINATER FOR PELEPLASSERING :

KOORDINATER - PELE		
PKT.	X	Y
6-1	192793.893	-28300.887
6-2	192791.163	-28295.544
7-1	192815.808	-28301.440
7-2	192813.079	-28296.097
8-1	192837.664	-28301.087
8-2	192834.935	-28295.744
9-1	192859.631	-28300.216
9-2	192856.901	-28294.872
10-1	192881.557	-28298.581
10-2	192878.827	-28293.238

HENVISNINGER:

- PELE AKSE 6-10, FORM OG ARMERING SE TEGN. K197

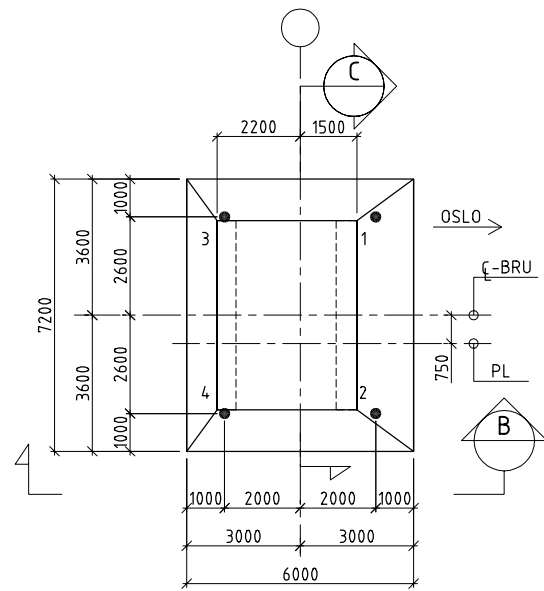
Godkjent som arbeidstegning av
 Vegdirektoratets bruavdeling i brev av 08.05.03
 SVEIN ERIK JAKOBSEN (sign.) 09.05.03
 (prosjektansvarlig) (dato)



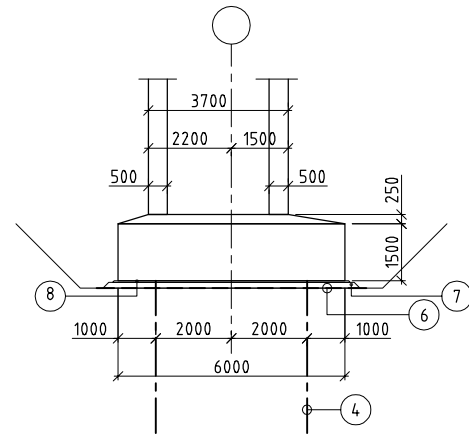
SB	SOM BYGGET	10.12.04	
D	REV. KOORD. PELEPLASSERING	03.03.04	SEJ
C	REV. BITUMENBELEGG	06.06.03	SEJ
B	ARBEIDSTEGNING	09.05.03	SEJ
Rev.	Endring - erstating	Dato	Sign.
Statens vegvesen		Tegn.	
Saksst. AMU		Dato	BK
AAS-JAKOBSEN		Kant. SEJ	Filn. \tegn\51
Rådgivende ingeniør Byggesaks - SF		Godkj. SEJ	Fnr. 7360
E18 HP: 1/2 Akerhus /Lierskogen - Kobbervikdalen x 282		Målestokk:	1:200
Parsell: Høvik - Frydenhaug		Ark.nr.:	A3-5724
BYGGEPLAN A FORM OG PELEPLAN		Tegn. nr.:	
Prosj. nr 200021 AKSE 6-10			
06-0983 Ny motorvegbru Drammen			

B PLAN
1:200

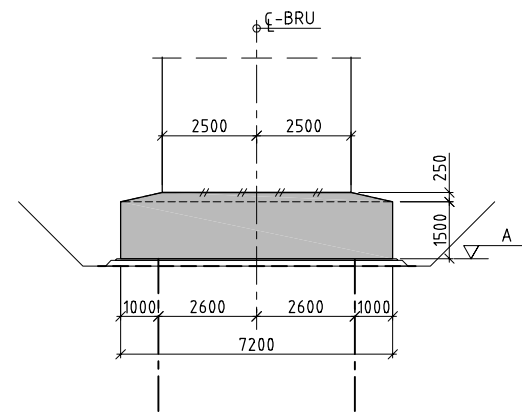
K51 SB



A PLAN
1:100



B OPPRISS
1:100



C SNITT
1:100

BEMERKNINGER :

1. BETONG : C45 SV-40.
2. MILJØKLASSE : MA
3. ARMERING : B500C
4. STÅLRØRPELER Ø813x14,2 TIL FJELL.
DETALJER PELE OG STÅLKVALITET ER VIST PÅ TEGN. K199/K200
TOLERANSER STÅLRØRPELER:
- VERT. AVVIK PELETOPP (OK SENTER PELEHODE): MAX. ± 50 mm.
- HOR. AVVIK PELETOPP (UK. FUNDAMENT): MAX. ± 100 mm.
- HELNINGSAVVIK VERT. PEL: MAX. ± 2,5 %
- RETNINGSAVVIK SKRÅ PEL: MAX. ± 4 %
5. ANGITTE MÅL OG KOORDINATER FOR PLASSERING AV PELENE I HORIZONTALPLANET GJELDER UK FUNDAMENT.
6. FIBERDUK KL. 4
7. 150mm AVRETTINGSLAG, VELGRADERT PUKK 4-20mm
8. 50mm MAGERBETONG

HENVISNINGER:

- SPUNTPLAN SE TEGN. K63
- PELEDETALJER SE TEGN. K199, K200
- FUNDAMENTER AKSE 11. ARMERING SE TEGN. K62

KOTEHØYDER A I UK FUNDAMENT :

AKSE	A
11	+0.5

LENGDE AV PEL UNDER NIVÅ A

AKSE	LENGDE PEL (m)
11	CA. 58 TIL FJELL

KOORDINATER FOR PELEPLASSERING I NIVÅ A :

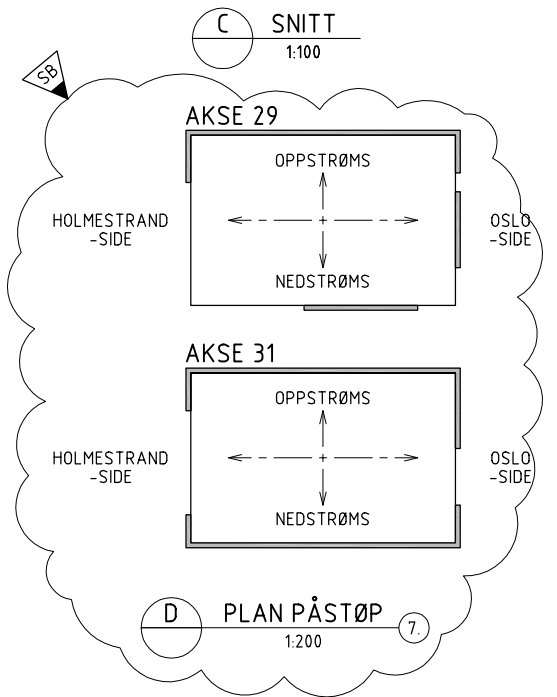
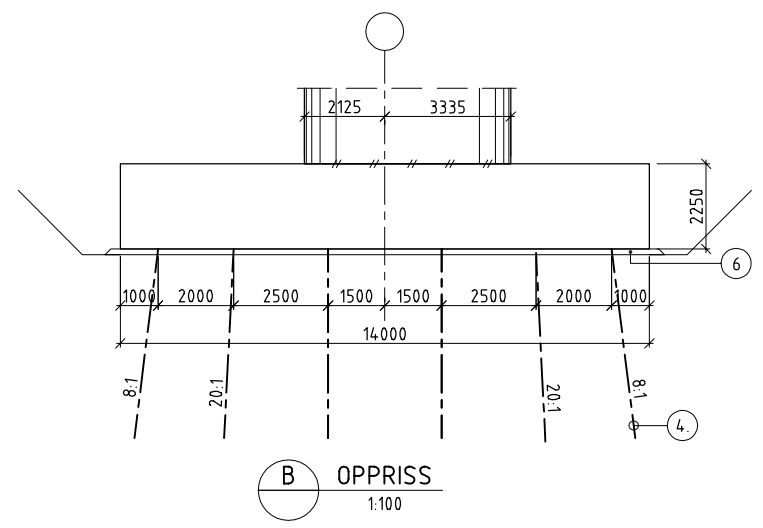
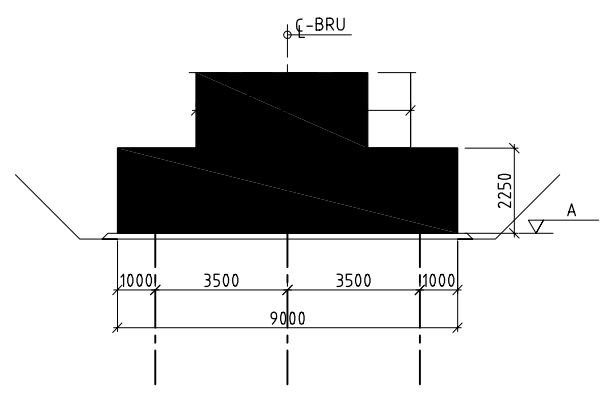
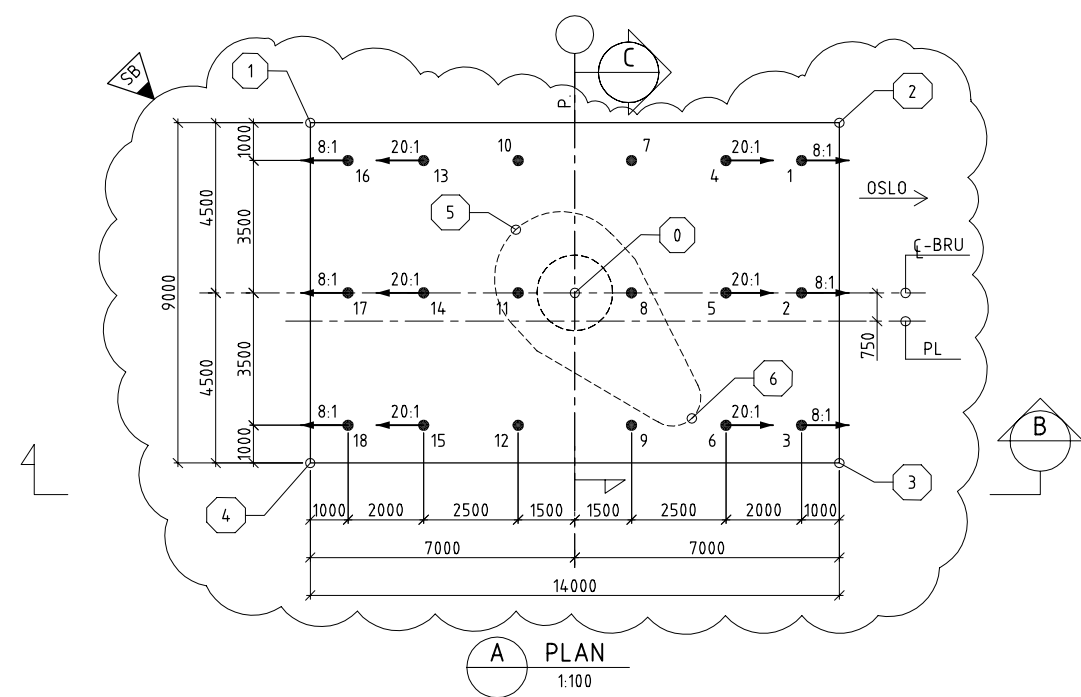
KOORDINATER - AKSE 11		
PUNKT	X	Y
1	192901.436	-28294.883
2	192900.802	-28289.722
3	192897.466	-28295.370
4	192896.832	-28290.209

Godkjent som arbeidstegning av
Vegdirektoratets bruavdeling i brev av 08.05.03
... SVEIN ERIK JAKOBSEN ... (sign.) 09.05.03
(prosjektansvarlig) (dato)



SB	SOM BYGGET	10.12.04	
E	TYKK. SØYLER	13.11.03	SEJ
D	REV. KOORDINATER	29.08.03	SEJ
C	REV. BEM. 4	08.07.03	AMU
B	ARBEIDSTEGNING	09.05.03	SEJ
Rev.	Endring - erstating	Dato	Sign.
Statens vegvesen		Tegn.	BK
Saksst. AMU		Dato	16.09.02
AAS-JAKOBSEN		Kont. SEJ	Filn. : \tegn\k61
Rådgivende ingeniør Byggeteknik - SF		Godkj. SEJ	Fnr. 7360
E18 HP: 1/2 Akerhus /Lierskogen - Kobbervikdalen x 282		Målstokk:	1:100
Parsell: Høvik - Frydenhaug		Ark.nr.:	A3-5725
BYGGEPLAN A		Tegn. nr.:	K61 SB
Prosj. nr 200021		FUNDAMENTER AKSE 11	
06-0983		FORM OG PELEPLAN	
Ny motorvegbru Drammen			

J:\Arkiv\Bru\7360 som bygget-byggplan_A\K-tegninger\K131.dwg, 09.03.2006 15:20:49, HMF



BEMERKNINGER :

1. BETONG : C45 AUV / C45 UV
2. MILJØKLASSE : MA
3. ARMERING : B500C
4. SVEVENDE PELER, TO ALTERNATIVER.
DETALJER PELE OG STÅLKVALITET ER VIST PÅ TEGN. K199/K200
TOLERANSER PELE:
- VERT. AVVIK PELETOPP (OK SENTER PELEHODE): MAX. ± 50 mm.
- HOR. AVVIK PELETOPP (UK. FUNDAMENT): MAX. ± 200 mm.
- HELNINGSAVVIK VERT. PEL: MAX. ± 2.5 %
- RETNINGSAVVIK SKRÅ PEL: MAX. ± 4 %
5. ANGITTE MÅL OG KOORDINATER FOR PLASSERING AV PELENE I HORIZONTALPLANET GJELDER UK FUNDAMENT.
6. 150mm AVRETTINGSLAG, VELGRADERT PUKK 4-20mm
7. PÅSTØP UTFØRT AV ENTREPRENØR PGA. STØPESÅR

HENVISNINGER:

- PELEDETALJER SE TEGN. K199, K200
- FUNDAMENTER AKSE 29-31. ARMERING SE TEGN. K132

KOTEHØYDER A I UK FUNDAMENT :

AKSE	A
29	-5.7
30	-4.5
31	-4.5

LENGDE AV PEL UNDER NIVÅ A, HP-PROFILER

AKSE	LENGDE PEL (m)
29	38
30	38
31	38

KOORDINATER FOR PELEPLASSERING I NIVÅ A :

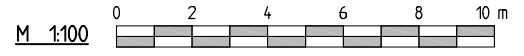
KOORDINATER - AKSE 29		
PUNKT	X	Y
1	193658.852	-27927.497
2	193656.862	-27924.618
3	193654.871	-27921.738
4	193657.206	-27928.634
5	193655.216	-27925.755
6	193653.226	-27922.876
7	193655.150	-27930.055
8	193653.160	-27927.176
9	193651.170	-27924.297
10	193652.682	-27931.761
11	193650.692	-27928.882
12	193648.702	-27926.003
13	193650.625	-27933.183
14	193648.635	-27930.304
15	193646.645	-27927.424
16	193648.980	-27934.320
17	193646.990	-27931.441
18	193645.000	-27928.562

KOORDINATER - AKSE 30		
PUNKT	X	Y
1	193697.041	-27900.625
2	193695.013	-27897.773
3	193692.985	-27894.920
4	193695.411	-27901.784
5	193693.383	-27898.932
6	193691.355	-27896.079
7	193693.374	-27903.233
8	193691.346	-27900.380
9	193689.318	-27897.528
10	193690.929	-27904.971
11	193688.901	-27902.119
12	193686.873	-27899.266
13	193688.892	-27906.420
14	193686.863	-27903.568
15	193684.835	-27900.715
16	193687.262	-27907.579
17	193685.233	-27904.727
18	193683.205	-27901.874

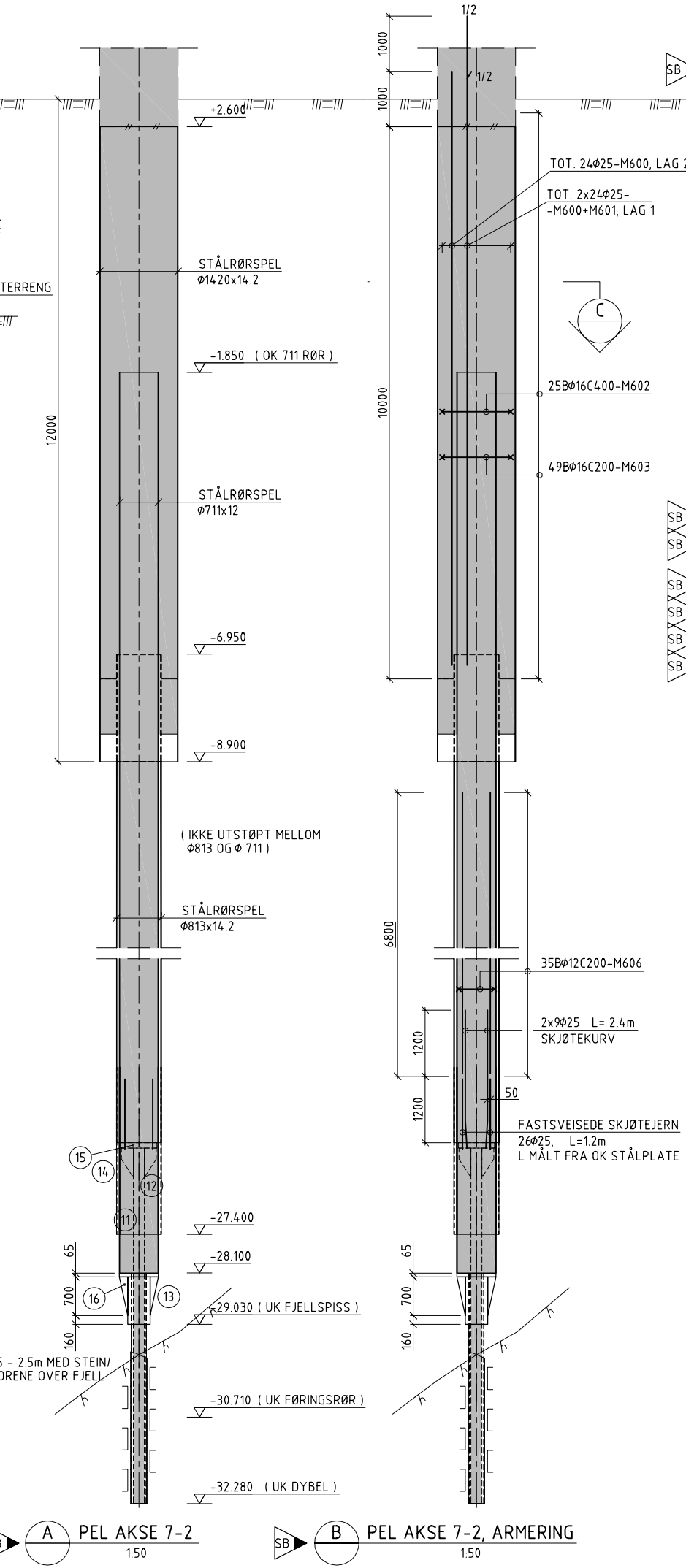
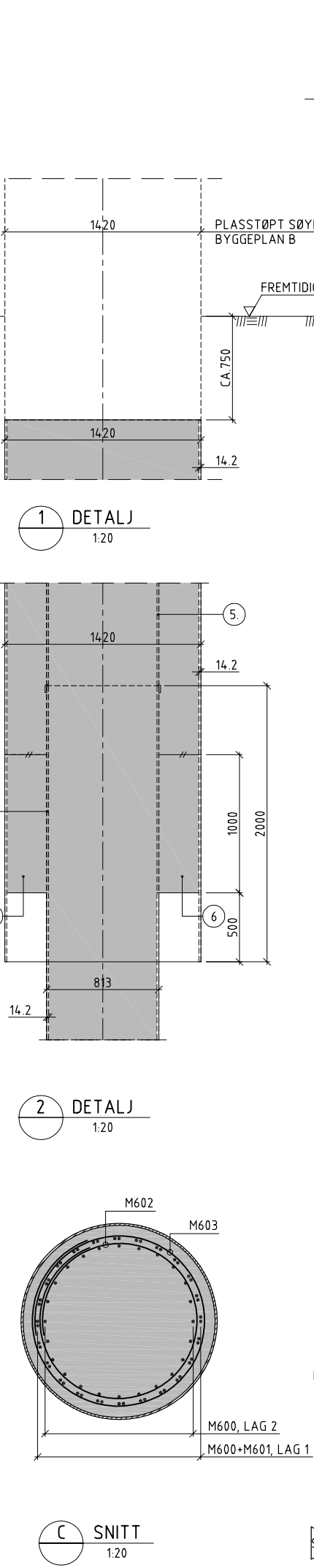
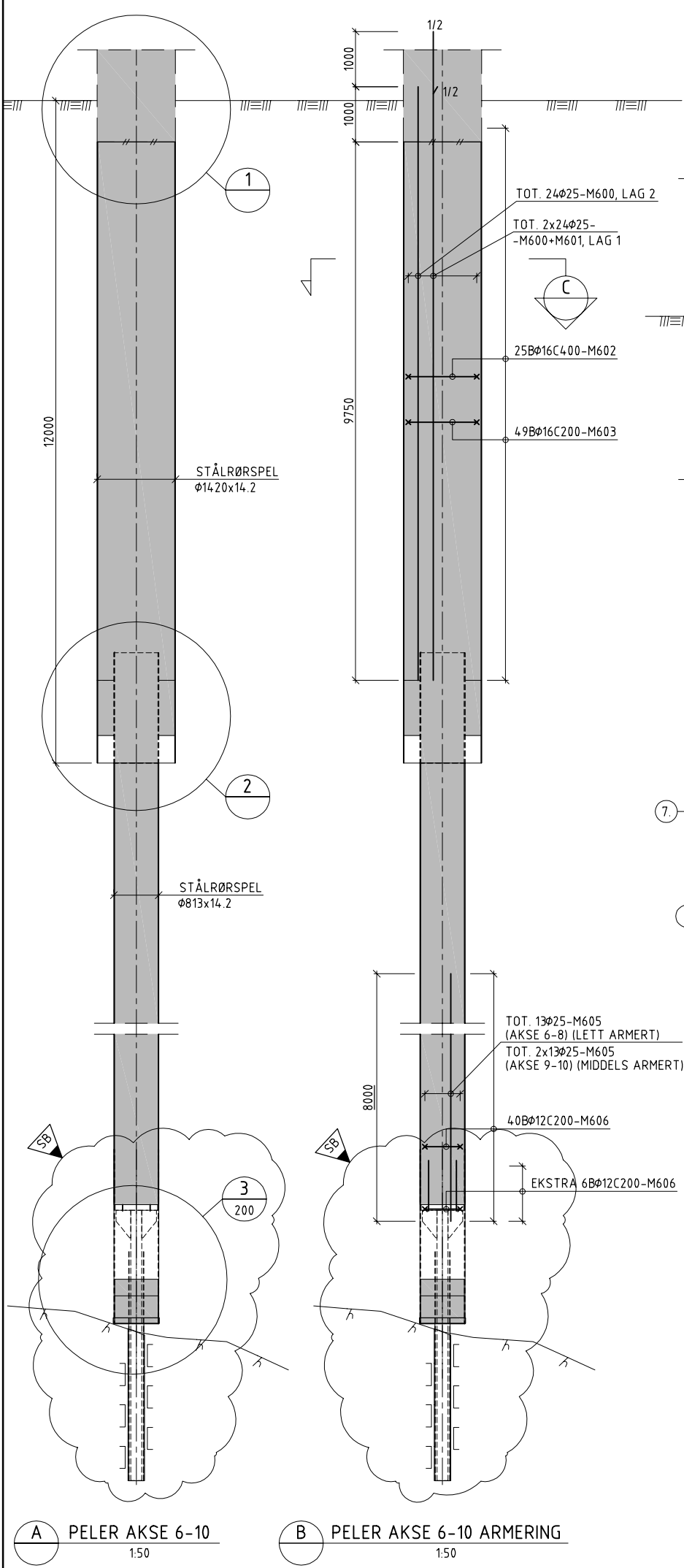
KOORDINATER - AKSE 31		
PUNKT	X	Y
1	193734.870	-27873.247
2	193732.804	-27870.422
3	193730.738	-27867.597
4	193733.256	-27874.428
5	193731.190	-27871.603
6	193729.124	-27868.778
7	193731.238	-27875.904
8	193729.172	-27873.079
9	193727.106	-27870.253
10	193728.816	-27877.675
11	193726.750	-27874.849
12	193724.684	-27872.024
13	193726.798	-27879.150
14	193724.732	-27876.325
15	193722.666	-27873.500
16	193725.184	-27880.331
17	193723.118	-27877.506
18	193721.052	-27874.681

KOORDINATER - FUNDAMENTER/SOKLER		
PUNKT	X	Y
29-0	193651.926	-27928.029
29-1	193648.726	-27935.711
29-2	193660.243	-27927.751
29-3	193655.126	-27920.347
29-4	193643.609	-27928.308
29-5	193651.594	-27930.291
29-6	193652.585	-27923.539
30-0	193690.123	-27901.250
30-1	193687.026	-27908.974
30-2	193698.436	-27900.861
30-3	193693.220	-27893.526
30-4	193681.811	-27901.639
30-5	193689.822	-27903.516
30-6	193690.722	-27896.751
31-0	193727.961	-27873.964
31-1	193724.967	-27881.728
31-2	193736.268	-27873.464
31-3	193730.955	-27866.200
31-4	193719.654	-27874.464
31-5	193727.689	-27876.234
31-6	193728.500	-27869.458

Godkjent som arbeidstegning av
Vegdirektoratets bruavdeling i brev av 08.05.03
..... SVEIN ERIK JAKOBSEN (sign.) 09.05.03
(prosjektansvarlig) (dato)



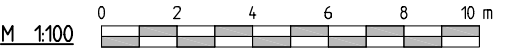
SB	SOM BYGGET	10.12.04	
D	REV. BEM. 4	08.07.03	AMU
C	REV. PELELENGDER	06.06.03	SEJ
B	ARBEIDSTEGNING	09.05.03	SEJ
Rev.	Endring - erstating	Dato	Sign.
Statens vegvesen		Tegn.	
Sakstsh. AMU		Dato	16.09.02
Kant. SEJ		Filn.	1tegn\K131
Gadk. SEJ		Fnr.	7360
Målestokk: 1:100		Ark.nr.	A3-5743
E18 HP: 1/2 Akerhus /Lierskogen - Kobbervikdalen x 282		Tegn. nr.	
Parsell: Høvik - Frydenhaug			
BYGGEPLAN A			
Prosj. nr 200021		FUNDAMENTER AKSE 29-31	
06-0983		FORM OG PELEPLAN	
Ny motorvegbru Drammen			K131 SB



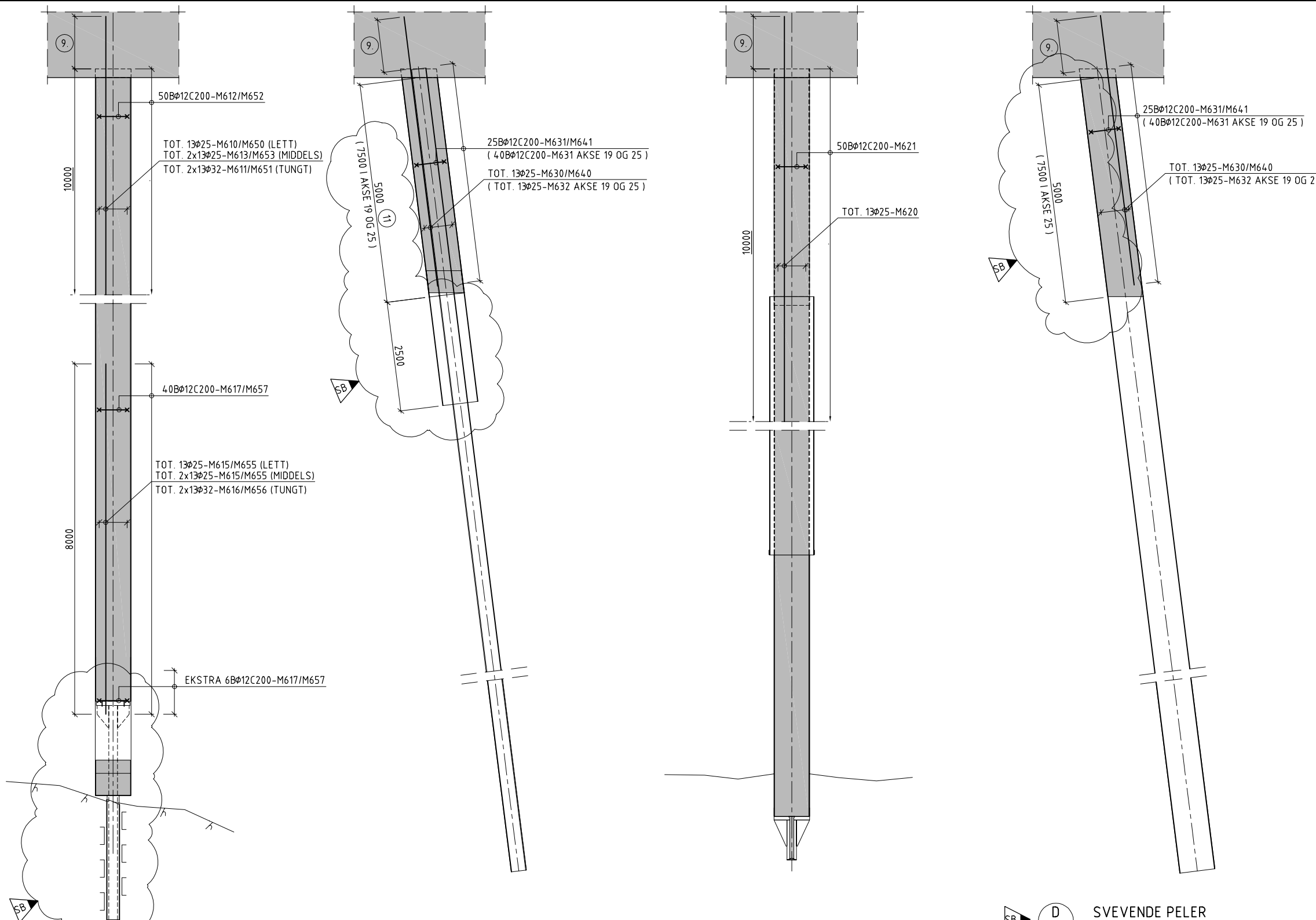
- BEMERKNINGER:**
- BETONG
GENERELT : C45 SV-40 / C45 AUV
SPESIELT PEL 7-2 : C55 AUV OG UV
 - MILJØKLASSE : MA
 - ARMERING : B500C
 - STÅLKVALITET :
RØR : S355J2H IHHT. NS-EN-10210
HP-PROFIL : S355J2G3 IHHT. NS-EN-10025
DYBEL : S34Cr Ni Mo 6 IHHT NS-EN-10083-1
FLYTESPENNING 690 MPA KREVES DOKUMENTERT
DYBELHØDE (PLATE+STIVERE) : S355 J263 IHHT. NS-EN-10025
 - RØRJOMFRU
 - PROPP AV AUV-BETONG STØPT FØR VANNLENSING AV RØR.
UTSTØPES I TO OMGANGER, FØR OG ETTER NEDBORING AV FØRINGSRØR. (STØP I TO OMGANGER GJELDER DETALJ 3)
 - STYREFINNER (AVSTANDSKLOSSER) SOM BYGGER 250mm SVEISES TIL PELEN HVOR 5. m, 4 STK. I HVERT NIVÅ.
 - OVERDEKNING :
75 ±15mm TIL KONSTRUKSJONSARMERING
60 ±5mm TIL MONTASJESTENGER
 - MINIMUM OMFARSLÆNGDER :
φ25 = 800mm
φ32 = 1200mm
 - BØYELISTE SIDE M60
 - DET BLE FYLT MØRTEL I FØRINGSRØRET SLIK AT DYBLER BLE OMSTØPT.
 - ODEX FØRINGSRØR STOD OPPRINNELIG MED TOPP I KOTE -26.46. BLE SPLITTET FØR MONTERING AV DYBEL.
 - HUL FJELLSPISS, GJENSTØPT FØR GJENNOMBØRING MED ODEX.
 - STYREFINNER (AVSTANDSKLOSSER) SVEISET TIL φ711- RØRET.
 - STÅLPLATE φ655, t = 100mm.
 - RIBBER t=25mm, TOTALT 6 STK.

HENVISNINGER:
- PELEDETALJER II SE TEGN. K200

Godkjent som arbeidstegning av
Vegdirektoratets bruavdeling i brev av 08.05.03
SVEIN ERIK JAKOBSEN (sign.) 09.05.03 (dato)
(prosjektansvarlig)



SB	SOM BYGGET	10.12.04	
B	ARBEIDSTEGNING	09.05.03	SE J
Rev.	Endring - erstating	Dato	Sign.
Statens vegvesen		Tegn.	BK
AAS-JAKOBSEN		Sakstid.	10.02.03
Rådgivende ingeniør Byggeteknikk - SF		Kant.	Filn. \tegn\K197
E18 HP: 1/2 Akerhus /Lierskogen - Kobbervikdalen x 282		Godkj.	Fnr. 7360
Parsell: Høvik - Frydenhaug		Målestokk:	150, 20
BYGGEPLAN A		Ark.nr.	A3-5766
Prosj. nr 200021		Tegn. nr.	K197 SB
06-0983			
Ny motorvegbru Drammen			
PELER AKSE 6-10			
FORM OG ARMERING			

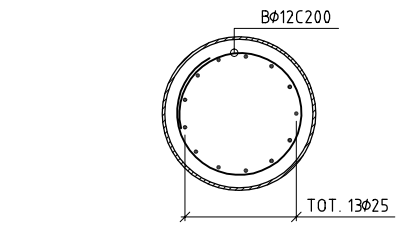


A PELER TIL FJELL
1:50

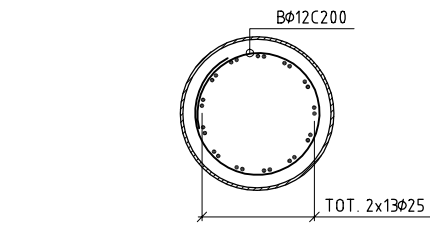
B SVEVENDE PELER
HP-PROFILER
1:50

C SPISSBÆRENDE PELER
(AKSE 43 OG 44)
1:50

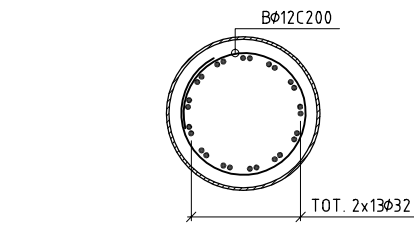
D SVEVENDE PELER
STÅLRØRPELER (AKSE 16 OG 25)
1:50



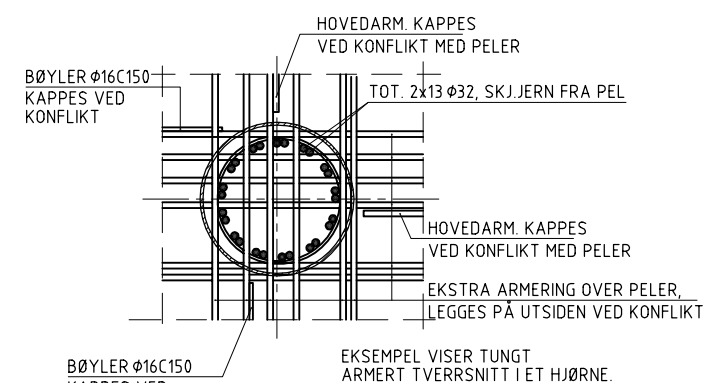
E LETT ARMERT TVERRSNITT
1:20



F MIDDELS ARMERT TVERRSNITT
1:20



G TUNGT ARMERT TVERRSNITT
1:20



H TYP. EKSTRA ARMERING OVER PEL
1:20

- BEMERKNINGER :**
- BETONG PELER TIL FJELL GENERELT : C45 AUV OG UV
AKSE 45 OG 46 : C45 SV-40

SVEVENDE PELER :
I ELVELØP : C45 AUV
PÅ LAND : C45 SV-40

PELER MED SPISS I MORENE OVER FJELL :
AKSE 43 : C45 AUV OG UV I HELE PELEN.
AKSE 44 : C45 AUV OG UV NEDERSTE 20m
C45 SV-40 VIDERE OPP
 - MILJØKLASSE : MA IFLG. NS3473
 - KONTROLLKLASSE : UTVIDET KONTROLL IFLG. NS3420
 - LUFTPOREVOLUM : 5.0% ± 15%
 - ARMERING : B500C
 - OVERDEKNING : 75 ± 15mm TIL KONSTRUKSJONSARMERING
60 ± 5mm TIL MONTASJESTENGER
 - MINIMUM OMFARSLÆNGDER : ø25 = 800mm
ø32 = 1200mm
 - AKSER PÅ LAND : BØYELISTE SIDE M61 - M63
AKSER I ELVELØP : BØYELISTE SIDE M64 - M65
 - SKJØTARMERING TIL FUNDAMENT, FORANKRINGSLENGDER :
13ø25 : 800mm OVER OK PEL.
2x13ø25 : 1500mm OVER OK PEL.
2x13ø32 : 1500mm OVER OK PEL.
 - STÅLRØRPELER SOM SVEVENDE PELER SOM ER ANVENDT IFB. PRØVEPELING I AKSE 16 OG 25 SKAL FULLFØRES IHT. DENNE LØSNING.
 - GENERELT ER UTSTØPNINGSLÆNGDEN 7.5m FOR AKSE 25
SPESIELT FOR FØLGENDE PELER :
PEL 25-11 : 5.2m UTSTØPING
PEL 25-12 : 6.2m UTSTØPING
PEL 25-13 : 6.4m UTSTØPING
PEL 25-16 : 7.2m UTSTØPING

ARMERINGSTABELL

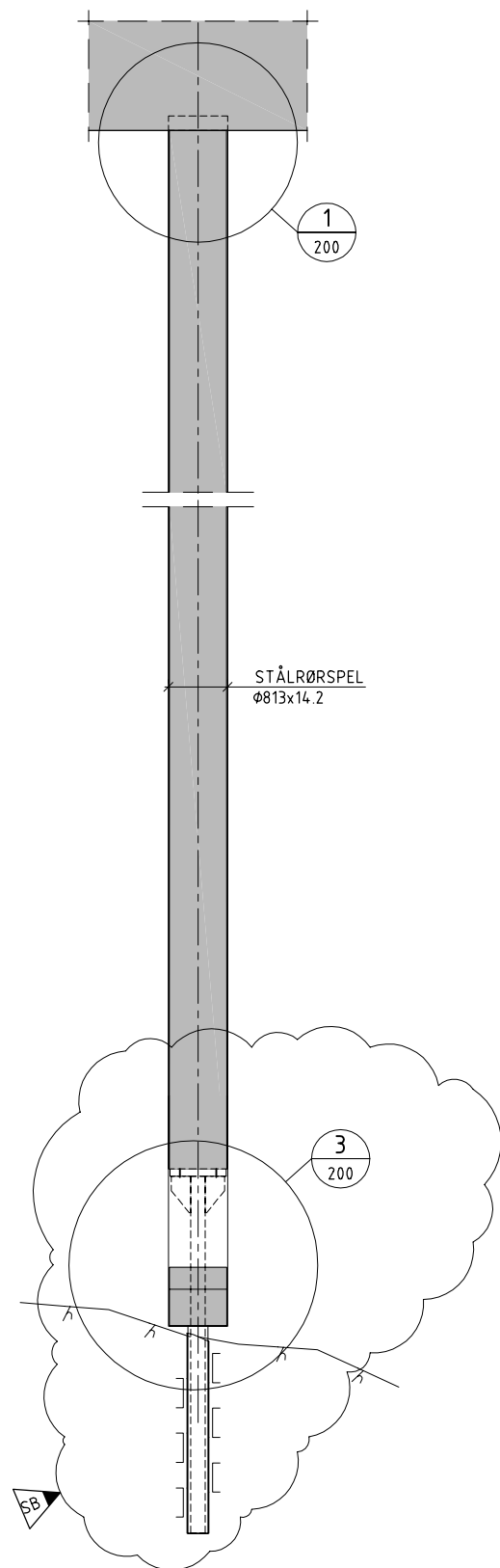
AKSE	ARMERT TOPP PEL	ARMERT BUNN PEL
11	LETT	MIDDELS
32	MIDDELS	MIDDELS
33	TUNGT	MIDDELS
34	MIDDELS	MIDDELS
35	LETT	MIDDELS
36	LETT	MIDDELS
37	TUNGT	MIDDELS
38	LETT	LETT
39	MIDDELS	LETT
40	MIDDELS	LETT
41	TUNGT	MIDDELS
42	LETT	LETT
45	MIDDELS	UARMERT
46	TUNGT	UARMERT

- HENVISNINGER:**
- PELEDETALJER I SE TEGN. K199
 - PELEDETALJER II SE TEGN. K200

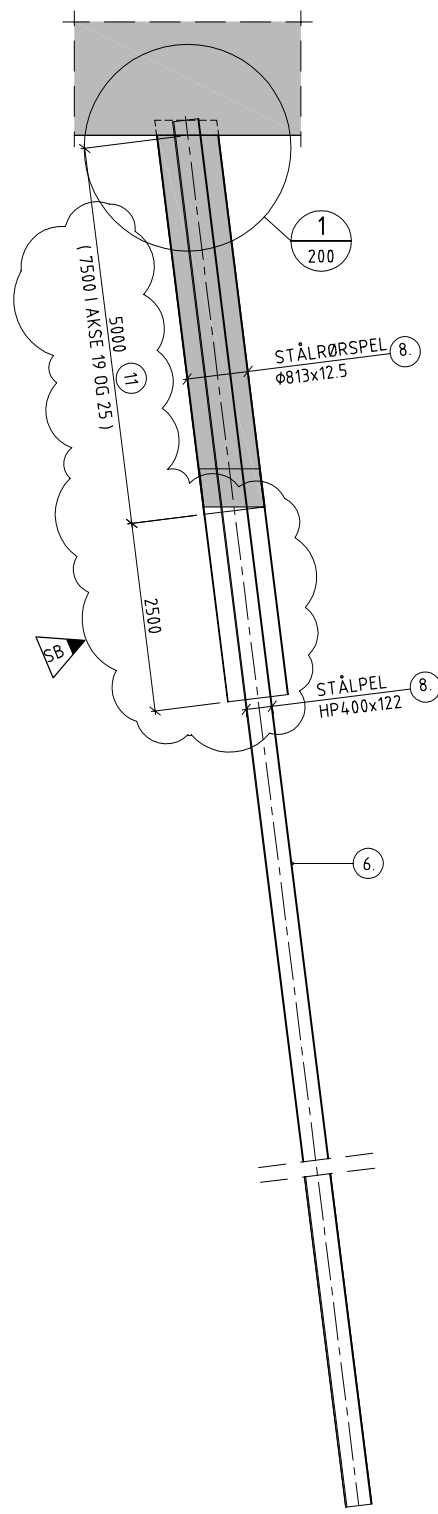
Godkjent som arbeidstegning av
Vegdirektoratets bruavdeling i brev av 08.05.03
... SVEIN ERIK JAKOBSEN... (sign.) 09.05.03... (dato)



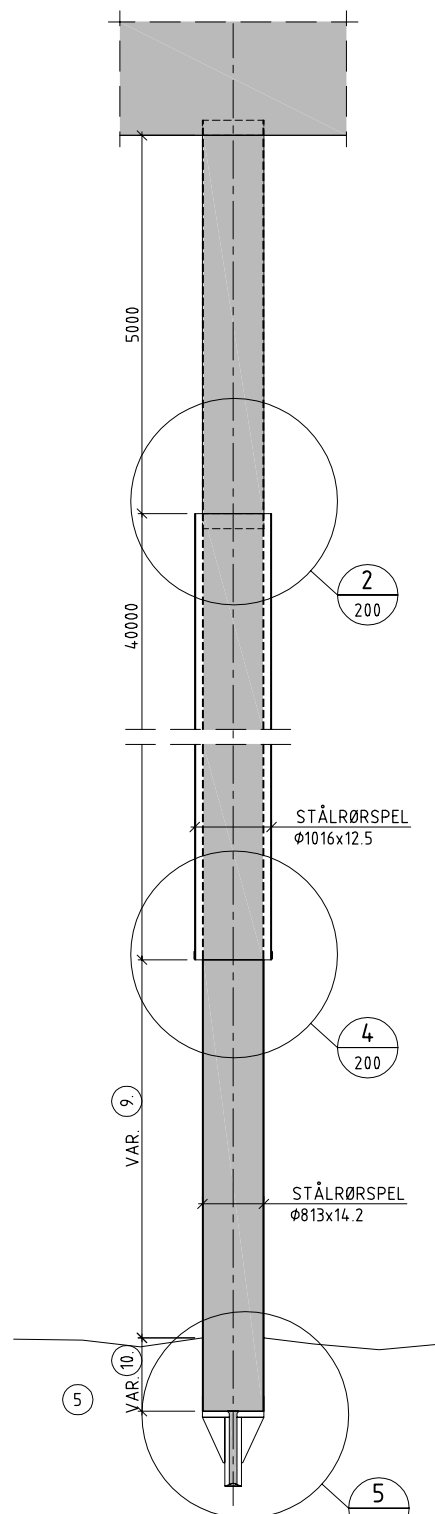
SB	SOM BYGGET	10.12.04	
B	ARBEIDSTEGNING	09.05.03	SE J
Rev.	Endring - erstating	Dato	Sign.
Statens vegvesen		Tegn.	BK
AAS-JAKOBSEN		Sakstid.	10.02.03
Rådgivende ingeniør Byggeteknikk - SF		Kant.	Filn. \tegn\K198
E18 HP: 1/2 Akerhus /Lierskogen - Kobbervikdalen x 282		Godk.	7360
Parsell: Høvik - Frydenhaug		Målestokk:	150, 20
BYGGEPLAN A		Arknr.:	A3-5767
Prosj. nr 200021		Tegn. nr.	
06-0983		PELER	
Ny motorvegbru Drammen		ARMERING	
			K198 SB



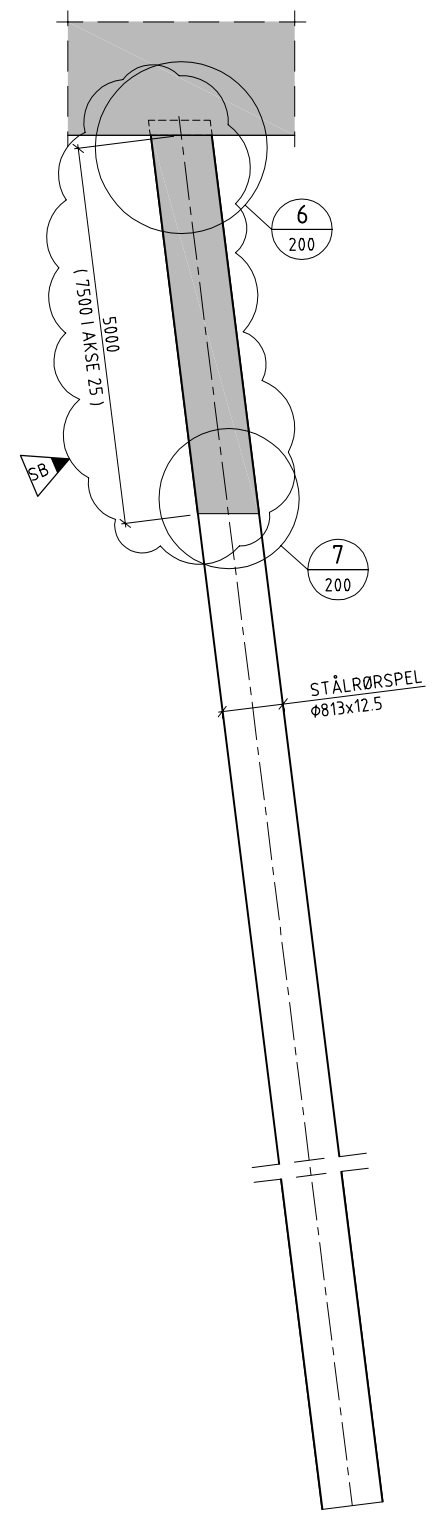
A PELER TIL FJELL
1:50



B SVEVENDE PELER
HP-PROFILER
1:50



C SPISSBÆRENDE PELER
(AKSE 43 OG 44)
1:50



D SVEVENDE PELER
STÅLRØRSPEL
1:50

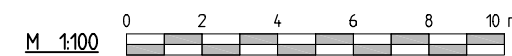
BEMERKNINGER :

1. BETONG : C45 SV-40 / C45 AUV
2. MILJØKLASSE : MA
3. ARMERING : B500C
4. STÅLKVALITET :
RØR : S355J2H IHT. EN-10219
HP-PROFIL : S355J2G3 IHT. EN-10025
5. FAST MORENE
6. MASSER INNENDIG I RØR IKKE GRABBET UT
7. STÅLRØRSPELER SOM SVEVENDE PELER SOM ER ANVENDT IFB. PRØVEPELING I AKSE 16 OG 25 SKAL FULLFØRES IHT. DENNE LØSNING.
8. GENERELL LØSNING VIST.
SPESELLØSNINGER :
- ØVRE 12m AV HP-PEL AKSE 26 SKAL VÆRE HP 400x158
- STÅLRØR/OMSTØP FØRES 8m NED FRA UK FUNDAMENT I AKSE 19 OG 25.
9. AKSE 43 : CA. 4000 mm
AKSE 44 : CA. 1000 mm
10. LENGDEN PELESPISSEN SKAL RAMMES NED I MORENEN BASERES PÅ AT KARAKTERISTISK BÆREEVNE OPPNÅS ENTEN PELESPISSEN AVSLUTTES I MORENE ELLER FJELL.
I AKSE 43 SKAL KARAKTERISTISK BÆREEVNE VÆRE 5000 KN, I AKSE 44 SKAL KARAKTERISTISK BÆREEVNE VÆRE 5250 KN.
11. GENERELT ER UTSTØPNINGSLENGDE 7.5m FOR AKSE 25
SPEIELT FOR FØLGENDE PELER :
PEL 25-11 : 5.2m UTSTØPING
PEL 25-12 : 6.2m UTSTØPING
PEL 25-13 : 6.4m UTSTØPING
PEL 25-16 : 7.2m UTSTØPING

HENVISNINGER:

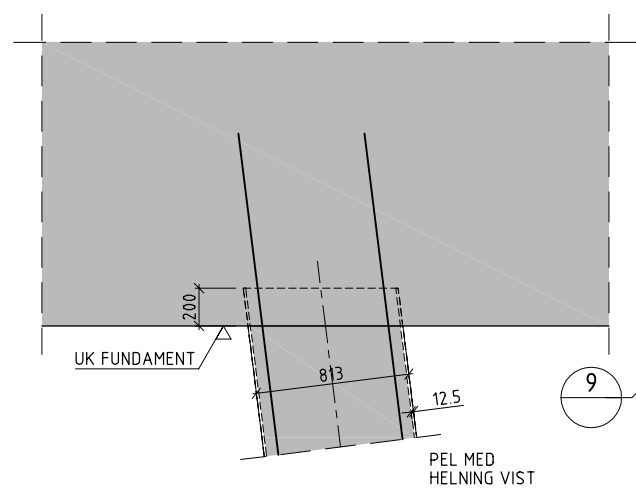
- PELEDETALJER II SE TEGN. K200
- PELER. ARMERING SE TEGN. K198

Godkjent som arbeidstegning av
Vegdirektoratets bruavdeling i brev av 08.05.03
..... SVEIN ERIK JAKOBSEN (sign.) 09.05.03
(prosjektansvarlig) (dato)

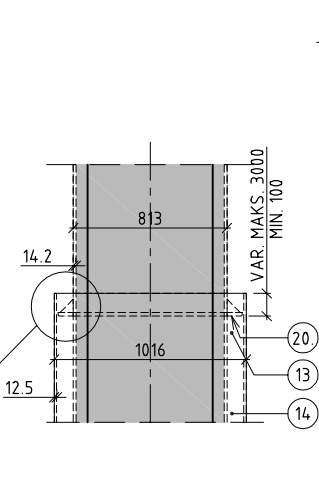


SB	SOM BYGGET	10.12.04	
C	DIV. ENDRINGER	05.08.03	SE J
B	ARBEIDSTEGNING	09.05.03	SE J
Rev.	Endring - erstatning	Dato	Sign.
		Tegn. BK	
		Sakstn. FFR	Dato 04-11-02
Rådgivende ingeniør Byggeteknikk - SF		Kont. SEJ	Fålv. SEJ
E18 HP: 1/2 Akerhus /Lierskogen - Kobbervikdalen x 282		Gadkj. SEJ	Får. 7360
Parsell: Høvik - Frydenhaug		Målestokk:	150
BYGGEPLAN A		Ark.nr.:	A3-5768
Prosj. nr 200021		Tegn. nr.:	K199 SB
06-0983			
Ny motorvegbru Drammen			

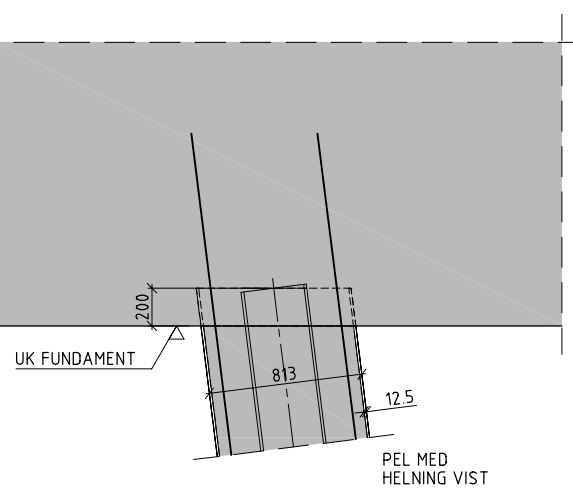
J:\Arktiv\Bru\7360\om bygget-byggplan_A\K-tegninger\K200.dwg, 09.03.2006 15:21:51, HMF



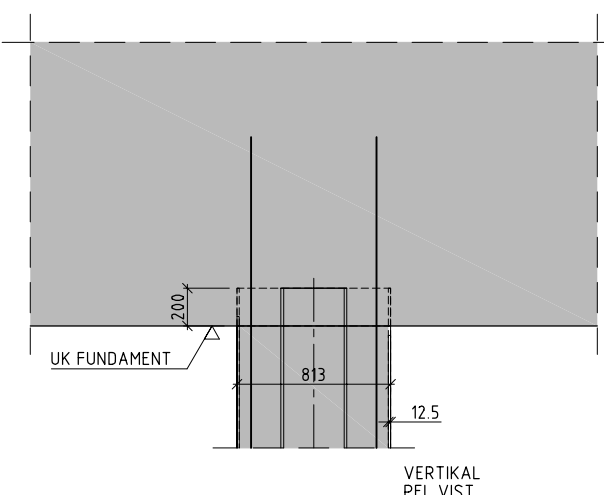
1 DETALJ
K199 1:20



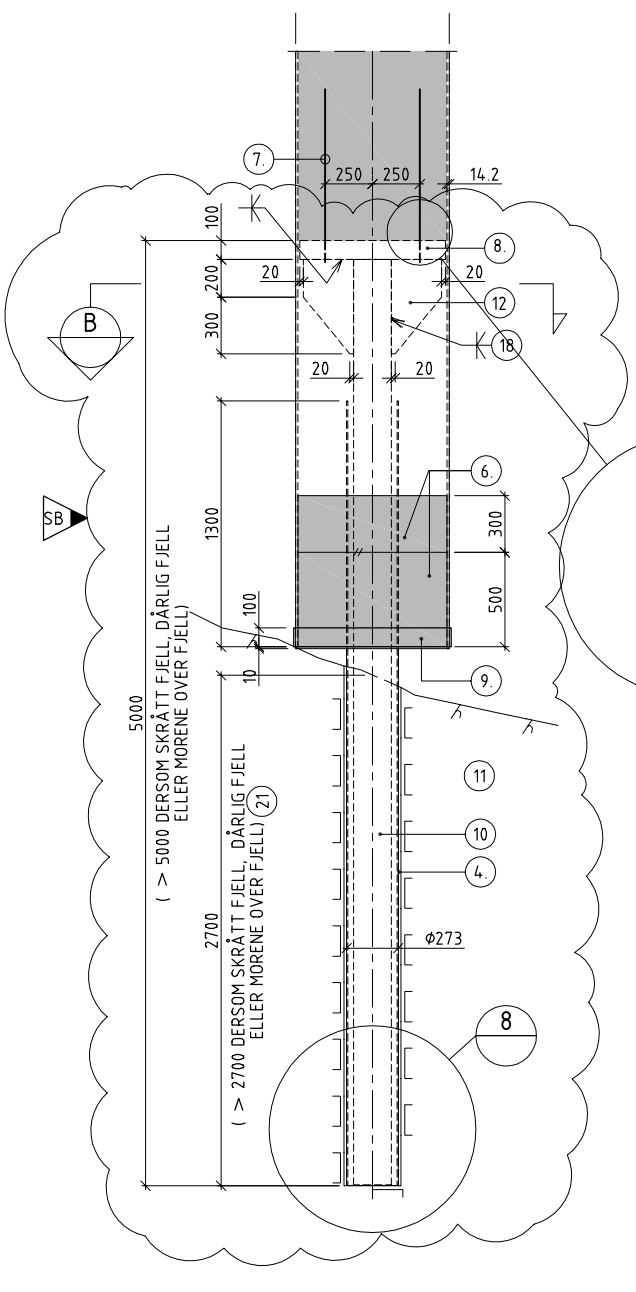
2 DETALJ
K199 1:20



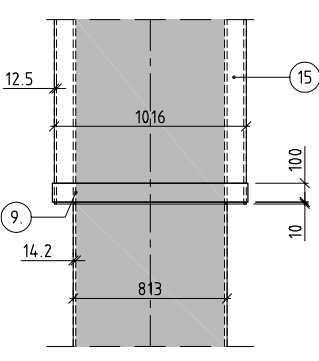
6 DETALJ
K199 1:20



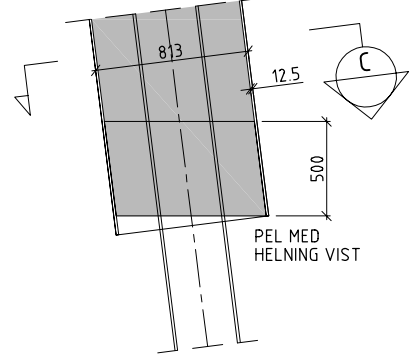
VERTIKAL PEL VIST



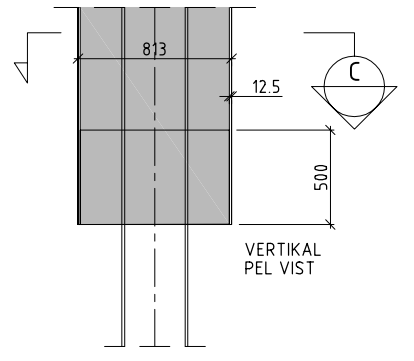
3 DETALJ
K197/K199 1:20



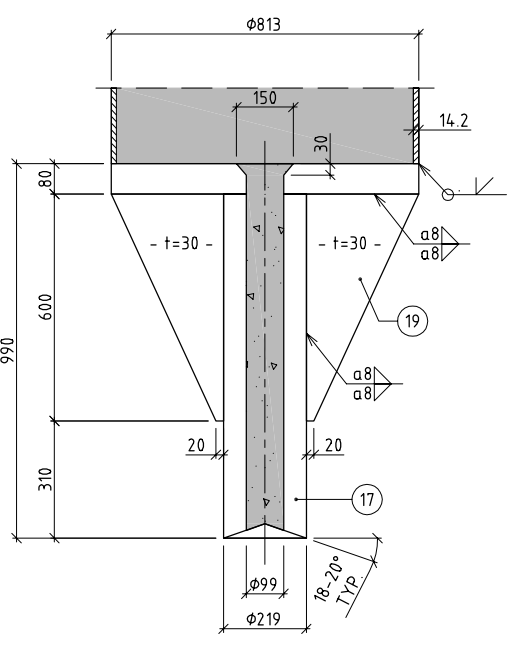
4 DETALJ
K199 1:20



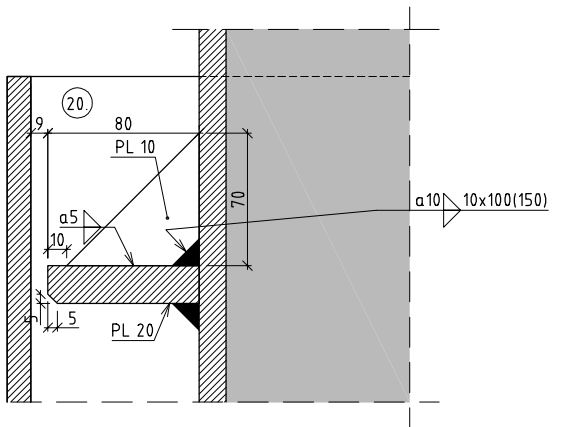
7 DETALJ
K199 1:20



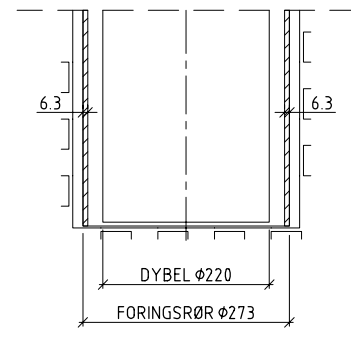
VERTIKAL PEL VIST



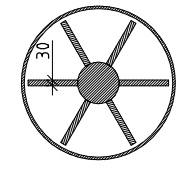
5 DETALJ PELESPISS, SPISSBÆRENDE PEL
K199 1:10



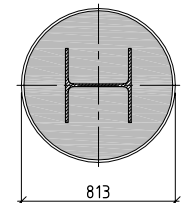
9 DETALJ TETTING (SNITTET)
1:2



8 DETALJ PELESPISS
1:5



B SNITT
1:20



C SNITT
1:20

- BEMERKNINGER :**
- BETONG : C45 SV-40 / C45 AUV
 - MILJØKLASSE : MA
 - ARMERING : B500C
 - STÅLKVALITET :
RØR : S355J2H IHHT. NS-EN-10210
HP-PROFIL : S355J2G3 IHHT. NS-EN-10025
DYBEL : 34Cr Ni Mo 6 IHHT NS-EN-10083-1
FLYTESPENNING 690 MPA KREVES DOKUMENTERT
DYBELHODE (PLATE+STIVERE) : S355 J263 IHHT. NS-EN-10025
PELESPISS; SPISSBÆRENDE PEL : S355JR IHT. NS-EN-10025
 - RØRJOMFRU
 - PROPP AV AUV-BETONG STØPT FØR VANNLENSING AV RØR. UTSTØPES I TO OMGANGER, FØR OG ETTER NEDBORING AV FØRINGSRØR. (STØP I TO OMGANGER GJELDER DETALJ 3) KUN NEDRE PROPP ER STØPT I AKSE 32 - 35, BORTSETT FRA PEL 32-1 SOM IKKE HAR NOEN PROPP.
 - ARM SVEISET TIL STÅLPLATE 130x25 L=0.8m FOR UARMERT OG LETT ARMERT PEL 260x25 L=1.2m FOR MIDDELS ARMERT PEL. L MÅLT FRA ØK STÅLPLATE.
 - STÅLPLATE Ø755, t=100
 - PÅSVEISET FLATTSTÅL 10x100mm SOM FORSTERKNING
 - STÅLDYBEL Ø220 MED HODE (PLATE + STIVERE)
 - FØRINGSRØR
 - STIVERE t=30, 6 STK.
 - YTERRØRET RAMMES NED TIL PROSJEKTERT NIVÅ VED BRUK AV RØRJOMFRU.
 - PERMANENT VANNFYLT MELLOM PEL OG YTERRØR
 - STYREFINNER (AVSTANDSKLOSSER) SOM BYGGER 65mm SVEISES TIL PELEN HVER 10. m, 4 STK. I HVERT NIVÅ.
 - STYREFINNER (AVSTANDSKLOSSER) SOM BYGGER 250mm SVEISES TIL PELEN HVER 5. m, 4 STK. I HVERT NIVÅ.
 - SPISSEN SKAL VÆRE HERDET TIL HARDHET MIN. 400 BRINELL. PÅLEGGSSVEIS GODTAS IKKE. HULLET I SPISSEN SKAL VÆRE GJENSTØPT MED EKSPANDERENDE MØRTEL.
 - DET SKAL FRAMLEGGES GODKJENTE SVEISEPROSEDYRESPEKIFIKASJONER FOR SVEIS MELLOM DYBEL, STIVERE OG PLATE, JFR. KRAV GITT I NS3474 PKT. 7.4. PÅ GRUNN AV DEN HØYE FASTHETEN I DYBEL SAMT STORE PLATETykkELSER, SKAL DET SPESIELT VURDERES KRAV TIL FORVARMING
 - DERSOM DET MÅ UTFØRES NYE SVEISEPROSEDYREPRØVER FOR Å GODKJENNE SVEISEPROSEDYREN, JFR. KRAVENE I NS 3464 PKT. 7.4, SKAL BYGGHERREN VARSLES SLIK AT HAN KAN VÆRE TILSTEDE PÅ PRØVENE.
 - STIVERE t = 30, 6 STK.
 - TETTING FOR Å HINDRE INNTRENGNING AV LØSMASSER. BREDDEN PÅ TETTINGER (80 mm) TILPASSES TOLERANSENE PÅ YTERRØRET SLIK AT KLARINGEN TIL YTERRØRET BLIR SOM ANGIT.
 - PEL 32-1 HAR FÅTT ØKT DYBELLENGDE, 8.7m ISTEDET FOR 2.7m INN I FJELL PGA. LOKALT SVÆRT SKRÅTT FJELL.

- HENVISNINGER:**
- PELEDETALJER I SE TEGN. K199
 - PELER. ARMERING SE TEGN. K198
 - PELER AKSE 6-10 SE TEGN. K197

Godkjent som arbeidstegning av
Vegdirektoratets bruavdeling i brev av 08.05.03
SVEIN ERIK JAKOBSEN (sign.) 01.08.03
(prosjektansvarlig) (dato)



SB	SOM BYGGET	10.12.04	
E	DIV. ENDRINGER	05.08.03	SEJ
D	BEM. 7	01.08.03	SEJ
C	DIV. ENDRINGER	08.07.03	DIY
B	ARBEIDSTEGNING	09.05.03	SEJ
Rev.	Endring - erstating	Dato	Sign.
Statens vegvesen		Tegn.	BK
Saksst. FFR		Dato	04.11.02
Kant. SEJ		Flav.	tegn/K200
Godkj. SEJ		Frr.	7360
Målestokk:		1:20, 1:5, 1:10	
Ark.nr.:		A3-5769	
Tegn. nr.:		K200 SB	

E18 HP: 1/2 Akerhus /Lierskogen - Kobbervikdalen x 282
Parsell: Høvik - Frydenhaug
BYGGEPLAN A
Prosj. nr 200021
06-0983
Ny motorvegbru Drammen

PELEDETALJER II



Statens vegvesen

Statens vegvesen Vegdirektoratet
Postboks 8142 Dep
N - 0033 Oslo

Tlf. (47) 22 07 35 00
E-post: publvd@vegvesen.no

ISSN 1504-5005