



Statens vegvesen
Nord-Trøndelag

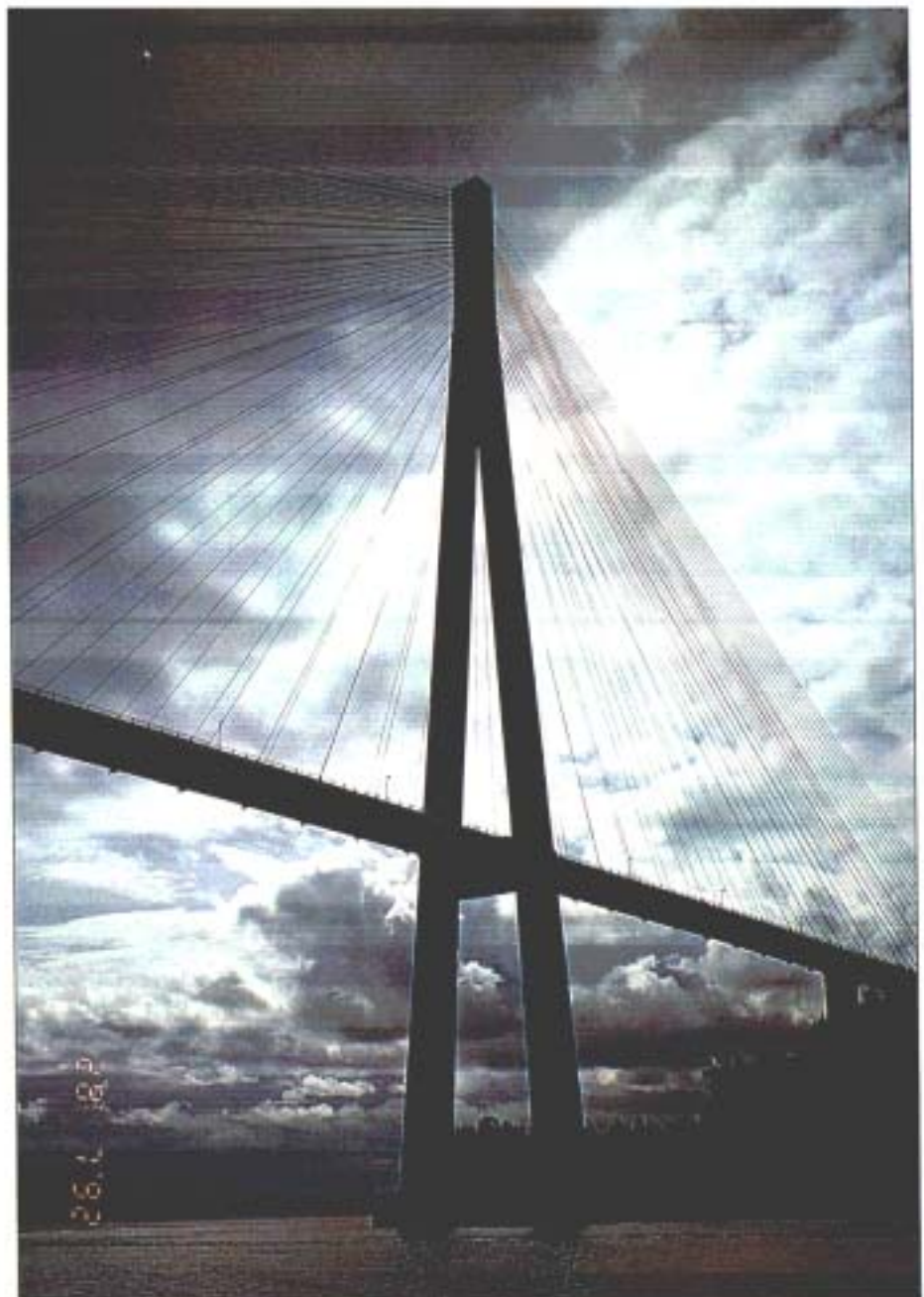
Betongtavlen 1992
FIP Award 1994
Vakre Vegers Pris 1994

Rv 755 Skarnsundbrua

Rapport
nr. 1:

Planlegging
Prosjektering
Bygging

September
1994

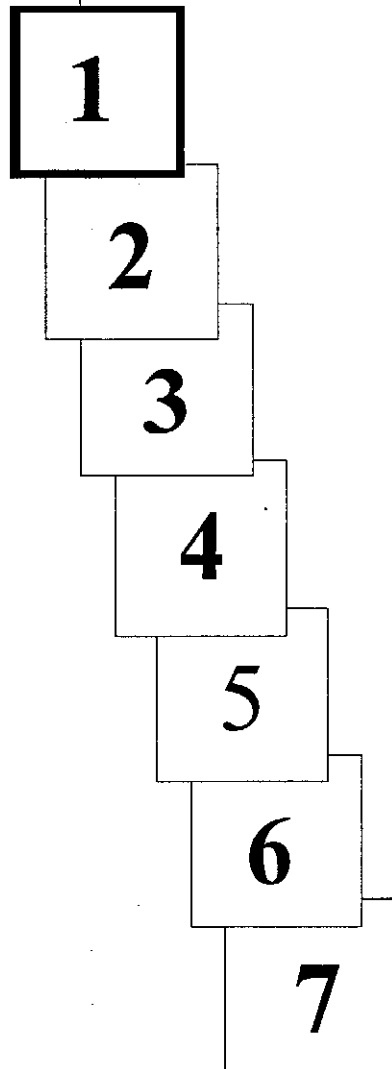
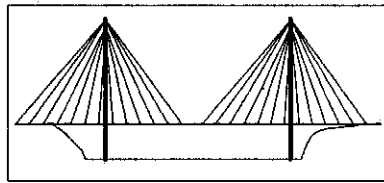




Statens Vegvesen
Nord-Trøndelag
Vegdirektoratet

SKARNSUNDBRUA

Dokumentasjon



Hovedsammendrag
(Executive Summary)

Rapporter m.v:

Planlegging. Prosjektering
Bygging

Inspeksjon. Vedlikehold

IDV-analyse Statisk/
dynamisk del.

IDV-analyse. Material-
teknisk del.

Ajourførte tegninger
(2 hefter i A3-format)

Fotos Slides.

Videofilm
(ca. 30 min)

INNHALDSFORTEGNELSE

	Side
0. SAMMENDRAG	
1. PLANLEGGING	
1. Innledning	1
2. Forarbeider	1
3. Bruforslag	2
3.1 Hengebru	2
3.2 Skråkabelbru	3
4. Planbehandling. Undersøkelser	3
4.1 Planbehandling	3
4.2 Undersøkelser	4
4.3 Modellforsøk	4
4.4 Analyser	5
4.5 Lastforutsetninger	6
5. Anbud	7
 Vedlegg til kap. 1	
2. BRUARBEIDER	
1. Vegvesenets administrasjon	9
2. Egenregi-arbeider	9
3. Entrepriser. Varekjøp	10
4. Bruentreprisen	10
4.1 Entreprenørens administrasjon	10
4.2 Oppstart. Rigging	10
4.3 Fundamenter for søyler	11
4.4 Landkar akse 1	12
4.5 Søyler	12
4.6 Fundament for tårn akse 6	13
4.7 Overbygning akse 1 - 5 (viadukt)	15
4.8 Tårn akse 6	18
4.9 Landkar akse 15	23
4.10 Overbygning akse 8 - 15 (viadukt)	24
4.11 Fundament for tårn akse 7	25
4.12 Tårn akse 7	26
4.13 Bruoverbygning akse 5 - 8	28
4.14 Betongproduksjon	39
5. Standardutstyr	41
6. Annet utstyr	42
7. Værforhold	43
8. Besøk. Mediainteresse	44

9. Tidsfrister. Framdrift	44
10. Byggerapporter	45
11. Dagbøker	45

Vedlegg til kap. 2

3. KABLER. PRODUKSJON OG MONTERING

1. Aktuelle kabeltyper	46
1.1 Generelt	46
1.2 Parallelltrådkabel	46
1.3 Spenntausystem	47
1.4 Spiralslåtte stålkabler	47
2. Kabelanbud	48
2.1 Anbudsgrunnlag	48
2.2 Valg av kabel	48
3. Kabelproduksjon	49
3.1 Innledning	49
3.2 Kvalitetssikring	50
3.3 Trådproduksjon	51
3.4 Kabelproduksjon	51
3.5 Forstramming	51
3.6 Påstøping av kabelhoder	52
3.7 Forsendelse	53
4. Kabelmontering	53
4.1 Montering i tårn	53
4.2 Montering ved brudekket	54
4.3 Toleranser	54
4.4 Montering av forankringsrør, dempere og kapper	55
4.5 Nødprosedyre	56
4.6 Kabelsvingninger	57
5. Kabelmaling	58
5.1 Generelt	58
5.2 Malingsarbeider i byggetiden	58
5.3 Malingsarbeider 1992	59
5.4 Malingsarbeider 1993	59
6. Kompletterende arbeider	60
6.1 Måling av kabelkrefter ved egenvekt bru	60
6.2 Kabelavstivninger	61

Vedlegg til kap. 3

4. KVALITETSKONTROLL

1. Entreprenørens egenkontroll og kvalitetssikring	62
2. Armeringskontroll	63

3. Spennarmeringskontroll	64
4. Resultater betongkontroll	65
5. Oppspenning bærekabler	67
6. Geometrisk kontroll	68

Vedlegg til kap. 4

5. OPPSUMMERING

1. Valg av bruløsning	72
1.1 Innledning	72
1.2 Bardunering/understøttelse for byggetilst. I	72
1.3 Sidespenn akse 1 - 2	73
2. Erfaringer med konstruksjonsløsninger	73
2.1 Sidespenn akse 2 - 5 og 8 - 11	73
2.2 Flytting av støpeskjøter i opphengt del	75
3. Erfaringer fra utførelsen	76
3.1 Betongkvalitet C60	76
3.2 Utstøping med glideforskaling	77
3.3 Ekstern forspenning	78
3.4 Tårnfundamenter	78
3.5 Endringer framdriftsplan opphengt del	79
3.6 Rekkverk	80
4. Vedlikehold	80
4.1 Vogn for inspeksjon og vedlikehold	80
4.2 Generell atkomst	81
5. Helse. Miljø. Sikkerhet. Samarbeid	81
5.1 Helse. Miljø. Sikkerhet	81
5.2 Samarbeid	81
5.3 Egen organisasjon	82
5.4 Pristildelinger	83

Vedlegg til kap. 5

6. DOKUMENTASJON

1. Rapporter	84
2. Artikler	86

Brosjyre 1992

0. SAMMENDRAG

Prosjektet rv. 755 Skarnsundbrua med tilstøtende veg ble vedtatt bygd ved at Stortinget enstemmig godkjente St.prp.nr. 123 (1986 - 87) den 12. januar 1988. Kostnadsdekning ble forutsatt med 70 % bevilget over statsbudsjettet, og 30 % privatfinansiert, med tilbakebetaling gjennom bompengeneinnkreving i 15 år.

Skarnsundbrua er bygd som en skråkabelbru med total lengde på 1010 m og hovedspenn på 530 m. Dette er for tiden verdens største spenn for denne brutypen bygd i betong. Ved anbudskonkurransen før anleggsstart var også en vanlig hengebru med som alternativ, men skråkabelbrua hadde lavest pris. Prosjektet omfatter også ca. 1,6 km ny veg.

Kostnader i prisnivå 1992:

Vegarbeider:	20 mill. kr
Bruarbeider:	<u>199 mill. kr</u>
Total kostnad:	<u>219 mill. kr</u>

Totalkostnaden er ca. 7,5 % over forutsatt kostnad, og skyldes i det vesentligste masseøkninger, spesielt på armering.

Bruprosjektet ble påbegynt med arbeid på tilstøtende veger i september 1988, og selve bruarbeidet ble igangsatt i april 1989. Byggeperioden ble turbulent og hektisk, med helkontinuerlig døgndrift mesteparten av tiden. Værforholdene i byggetiden var meget gode, med to milde vintre og lite vind. Brua ble offisielt åpnet for trafikk av H.M. Kong Harald den 19. desember 1991.

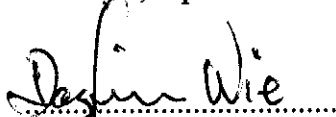
Følgende firmaer har stått for prosjektering og bygging:


Konsulent:	Johs. Holt AS, Oslo
Entreprenør:	Aker Entreprenør/AS Veidekke, Oslo
Kabelproduksjon:	Austria Draht GmbH, Østerrike

Som en del av arbeidet med forskning og utvikling i Statens vegvesen har brua blitt instrumentert for måling av belastninger og tilhørende lastvirkninger, både for byggetilstandene (som er dimensjonerende for brua) og for ferdig bru. Målingene viser at brua oppfører seg som forventet, tildels bedre enn forventet. For ferdig bru gjelder dette gjennom de to svært stormfulle vintrene 1992 og 1993.

Trafikken og dermed inntektsutviklingen for AS Skarnsundbrua, som har stått for den privatfinansierte delen av brukostnaden, er som forutsatt, og takstene fra åpnings-tidspunktet er hittil ikke endret.

Steinkjer, september 1994


Dagfinn Wie


Svein Hovland

1. PLANLEGGING

1. Innledning

Skarnsundet er navnet på det smale sundet i Trondheimsfjorden mellom Inderøy og Mosvik kommuner, og som deler fjorden i et ytre og et indre fjordbasseng. Navnet betyr på gammelnorsk noe sånt som "sundet mellom bratte, skogkledde skråninger", og det er jo en god beskrivelse av topografien i området.

Fast bilferjeforbindelse ble opprettet over Skarnsundet i 1957, og etter at en del større bruprosjekt ble realisert først på 70-tallet (Sotra, Skjomen, senere Kvalsund), så våknet tanken om bru over Skarnsundet for alvor. En privat brukomité ble dannet i 1972. Denne ble i 1973 etterfulgt av en interkommunal komité, med medlemmer fra Leksvik, Mosvik og Verran fra vestsiden, og Inderøy fra østsiden.

2. Forarbeider

Nødvendig kartmateriale over og under sjønivå ble utarbeidet i 1976, og det ble da også utført ganske detaljerte geologiske undersøkelser på land.

Skarnsundet er svært dypt i hele sin lengde; opptil 240 m, slik at det aldri har vært noen tvil om i hvilken "terrengkorridor" bruprosjektet burde ligge, - det måtte bli på det smaleste stedet i sundet. Stort sett er det her fjell i dagen, eller med små løsmasseoverdekninger, så det er egentlig et meget velegnet brusted. Fjellformasjonene består hovedsakelig av fyllitt på vestsiden og grønnstein på østsiden. Bortsett fra noe forvitrete dagfjellsoner, er det ganske god fjellkvalitet, med gunstige sprekke- og skifrihetsplan.

I 1977 ble det første forprosjektet samt kostnadsoverslag utarbeidet for en hengebru med seilingshøyde 50 m og hovedspenn 500 m, to innhengte sidespenn på 120 m, betongviadukter på begge sider, og med total lengde 930 m. Prosjektkostnaden inkl. tilstøtende veger ble beregnet til 85 mill. kr, herav 80 mill. kr i brukostnad. I forbindelse med en utredningsplan som ble utarbeidet i 1981, ble denne inflasjonsjustert til 112,5 mill. kr i prosjektkostnad, og med en brukostnad på 107 mill. kr.

Parallelt med det tekniske planarbeidet ble det også arbeidet med regionale analyser og trafikkundersøkelser som dokumentasjon for ønsket om bruforbindelse, og ikke minst alternativer for finansiering av prosjektet. Nord-Trøndelag fylkesting behandlet prosjektet i 1977, og vedtok en henstilling om at dette ble innpasset i Norsk Vegplan.

Med de relativt beskjedne trafikk tall som ferjestatistikken ga beskjed om, så var det ikke uten videre gitt når prosjektet skulle komme inn i tid, sett i vegplansammenheng. Trafikkprognoser tydet imidlertid på at brua burde stå ferdig først på 90-tallet, fordi det da i alle fall ville være behov for å sette inn en større ferje i forbindelsen, og

da også investere i nye ferjeleier til erstatning for de ganske nedslitte eksisterende ferjeleier. Dette ville i seg selv bety ganske store investeringer.

Med dette forhold tatt i betraktning, var bruprojektet lønnsomt etter de beregningsmodellene som ble brukt i vegplanarbeidet. Men det ble også etter hvert klart at prosjektet ikke lot seg realisere innenfor fylkets rammer for riksvegbevilgninger, slik at delfinansiering med bompenger var den eneste utvegen som gjensto for å få brua bygd. Egenfinansieringsevnen var imidlertid ikke særlig god på grunn av beskjedne trafikk tall og stor grad av gjennomgangstrafikk, hvilket i praksis tilsier en lav engangssøkning i trafikk tallene ved bruåpning.

I 1983 ble finansieringsselskapet AS Skarnsundbrua stiftet. Interessen for aksjetegningen var meget stor, og aksjekapitalen ble på 1,2 mill. kr. I selskapet deltar også Nord-Trøndelag fylke og 10 kommuner, herav 3 fra Sør-Trøndelag. I 1983 vedtok også Nord-Trøndelag fylkesting enstemmig å garantere for nødvendige lån som måtte opptas.

Det var nå klart for å forsere planarbeidet og å legge fram en fullstendig hovedplan. I 1984 ble det gjennomført ganske omfattende grunnundersøkelser med langhullsboring med borvogn i områdene på sjøbunnen som var aktuelle for fundamentering av hovedtårn og eventuelle andre fundamenter. Løsmassenes mektighet og sammensetning ble analysert.

Grunnundersøkelsene viste at de forutsetningene en hadde gått ut fra på bakgrunn av kartmaterialet, stort sett var riktige, og at det derfor ikke var nødvendig å forandre noe vesentlig på tidligere utarbeidet forprosjekt; bare detaljere dette noe mer.

Hovedplanen for prosjektet ble framlagt i februar 1985. Også fortsatt ferjeforbindelse var med som et alternativ, men den politiske behandlingen ga helt entydig støtte til bruprojektet, selv om dette da ble et bompengeprojekt.

3. Bruforslag

3.1 Hengebru

Hovedplanen inneholdt som eneste brualternativ en hengebru med 500 m hovedspenn og utforming for øvrig som etter den velkjente "norske" typen med boreforankringer, prefabrikkerte lukkede kabler, betongdekke og stålfagverk som avstivningsbærer. Høsten 1985 ble hovedspennet endret til 530 m ved at tårnet ble flyttet 20 m inn mot land på Mosvik-siden for å unngå en svakhetssone i fjellet under sjønivå, mens tårnet på Inderøy-siden ble flyttet 10 m mot land for å komme i betryggende avstand fra en bratt fjellskrent i sjøbunnen her. På grunn av denne ble det her også foretatt en orientert kjerneboring i fjellet under senter tårn. Retningen var utover med 30° vinkel til vertikalt, og dybde ned til kt. + 50,0 og formålet var å kontrollere at det ikke fantes sprekke- eller skifrihetsplan som kunne svekke fjellfundamentets stabilitet. Resultatene viste gode forhold.

Samtidig gikk en også bort fra de 2 x 120 m innhengte sidespennene og erstattet disse med betongviadukter som ble ført helt fram til tårnene (fig. 1.1).

3.2 Skråkabelbru

I 1984 ble det utarbeidet et forslag av Vegdirektoratets bruavdeling for en skråkabelbru med et hovedspenn på 450 m (fig. 1.2). Dette brualternativet var basert på stålkasse-bærer i hovedspenn, betongtverrsnitt i sidespenn, og omfattet fundamentering for tårnene på svært dypt vann. Kostnadsanalysen viste at prisen var ca. 10 % over prisen for hengebrua, og alternativet ble derfor ikke tatt med i hovedplanen. Konklusjonen var likevel at dette kunne være et aktuelt alternativ avhengig av når brua skulle bygges, idet denne brutypen var i rask teknisk utvikling ute i verden.

I 1986 kom det et nytt forslag på skråkabelbru, denne gang gjennom et samarbeid mellom konsulentfirmaene Leonhard, Andrä und Partner og Dr.ing. A. Aas-Jakobsen AS. Utformingen var imidlertid vesentlig annerledes, med betongoverbygning bestående av en massiv plate med kantforsterkninger, korte avstander mellom kabelopphengingspunktene, og hovedspennet var økt til 540 m (fig. 1.3). Kostnadsanalysen viste at dette forslaget lå på omtrent samme nivå i pris som hengebrua.

I 1985 hadde konsulentfirmaet Johs. Holt AS fått i oppdrag av Vegdirektoratets bruavdeling å foreta en vurdering av hvilke tverrsnittsformer som kunne være aktuelle for tofelts skråkabelbruer i Norge. Dette oppdraget ble i 1986 konkretisert til å gjelde mulige tverrsnitt for Skarnsundbrua som skråkabelbru med 530 m hovedspenn, samt kostnadsanalyser av alternativene. Konklusjonen var at skråkabelbrualternativet teknisk sett var fullt forsvarlig å bygge, selv som tofelts bru og med verdensrekordspennet på 530 m.

Høsten 1987 ble det besluttet å engasjere Johs. Holt AS til å utarbeide et fullstendig forprosjekt for en skråkabelbru med lukket betongtverrsnitt i henhold til nevnte utredning (fig. 1.4). Det var da også forutsetningen at det skulle utføres vindtunnelforsøk på en seksjonsmodell av brutverrsnittet.

4. Planbehandling. Undersøkelser

4.1 Planbehandling

Vegplanarbeidet viste at det var mulig å innpasse brua med statsbevilgninger innenfor fylkets rammer i perioden 1990-93. Nord-Trøndelag fylkeskommune vedtok i 1986 å stille et rentefritt forskudd på 15 mill. kr (1985-kr) til disposisjon for prosjektet, mot tilbakebetaling i 1994. Dette førte til at en kunne sette opp en realistisk finansieringsplan (fig. 1.5), som ble enstemmig godkjent i Nord-Trøndelag fylkesting i desember 1986. Våren 1987 ble så St.prp. nr. 123 (1986-87) for bruprojektet utarbeidet og forelagt Stortinget, som ga sin enstemmige tilslutning den 12. januar 1988.

4.2 Undersøkelser

Skarnsundet kan betraktes som et brusted som er ganske skjermet for vind. Det kunne derfor være god økonomi å bestemme dimensjonerende vind ut fra målinger på brustedet, framfor å bruke vindkurve B i NS 3479 som gjelder værharde kyststrøk. Norsk Hydroteknisk Laboratorium (NHL) i Trondheim ble engasjert til å utføre vindmålingene, og det ble plassert en vindmåler (type Friedrichs, samplingsfrekvens 1 Hz) og tilhørende registreringsutstyr (HP 87) på Inderøy-siden, som var mest vindutsatt. Med 20 m mast kom en her opp til ca. kt. 55,0 - som var omtrent i brubanenivå. Målingene ble foretatt fra 11. november 1986 til 31. januar 1988, altså ca. 15 mnd.

Høsten 1987 ble SINTEF, Trondheim, engasjert for å utføre målinger i vindtunnel på en terrengmodell i målestokk 1:1333 av Skarnsundet for å fastlegge turbulensnivåer samt koherens, dvs. hvor stor del av en eventuell bru som ville bli utsatt for et samtidig virkende vindfelt.

På basis av disse analysene ble 10 min. middelvind med returperiode 100 år satt til 35 m/s, og turbulensintensiteten til 15 %. Dette er i 50 m høyde over havflaten, og det antas for øvrig at høydevariasjonen tilsvarer vindkurve B i NS 3479. Etter noe diskusjon om tolkning av resultater i slutfasen etter anbudsutsendelsen, ble dimensjonerende vind økt med 10 % til 38,5 m/s. Dette ville medføre en økning i armeringsmengdene for begge brualternativene.

Av andre undersøkelser som ble gjennomført, var strømmålinger, også utført av NHL. Det ble plassert strømmålere i sjøen på hver side der hvor tårnene ville komme, og disse sto ute i ca. 7 mnd. (nov. 86 - mai 87). Det er moderate strømshastigheter i sundet, ikke over 3 knop.

Skarnsundet er isfritt, men det kan enkelte år komme oppbrutt is fra innenforliggende fjordbasseng.

Nevnte målinger og undersøkelser var av generell karakter og gyldig for begge brutyper. For hengebrualternativet var dette nok til å foreta en fullstendig dimensjonering, ut fra det faktum at det tidligere er bygd to omtrent like store hengebruer i Norge. For skråkabelbrualternativet var det nødvendig å gå videre med ytterligere undersøkelser og forsøk.

4.3 Modellforsøk

På basis av tekniske og økonomiske vurderinger av mulige brutverrsnitt for det rekordstore spennet over Skarnsundet kom en fram til at et trekantformet kasseverrsnitt i betong (fig. 1.4) var det som med størst sannsynlighet kunne gjennomføres. Dette skyldtes den store torsjonsstivheten og forventete gode formfaktorer for vind samt god knekkstabilitet. Men dette måtte da bekreftes

gjennom modellforsøk og beregninger basert på parametre oppnådd herfra. Dette omfattet følgende:

- a) Seksjonsmodellforsøk
- b) Totalmodellforsøk
- c) Dynamiske analyser av lastvirkninger fra vind

Modellforsøkene med tilhørende analyser ble utført av Rowan Williams Davies & Irwin Inc, Canada (RWDI), som ble valgt etter innhentete tilbud både i og utenfor Norge. Seksjonsmodellforsøkene ble utført på et utsnitt av brua tilsvarende ca. 80 m brulengde i $M = 1:40$ (fig. 1.6). Rekkverk og kabelfester ble modellert, og fjær-oppheng muliggjorde variasjon i konstruksjonsdempning. Formfaktorer ble bestemt ut fra forsøk i laminær vind. Tverrsnittet ble testet for vindhastigheter opp til 100 m/s og vinkler i området $\pm 5^\circ$ til $+ 5^\circ$, og med flere nivåer på konstruksjonsdempningen. Resultatene var meget gode, f.eks. for 0,6 % konstruksjonsdempning var kritisk vindhastighet ved $+ 5^\circ$ oppadrettet vind over 60 m/s. Ved 0° steg denne til over 100 m/s. Tverrsnittet oppviste heller ikke noen ubehagelige svingninger for lave eller moderate vindhastigheter.

Disse gode resultatene var avgjørende for at en valgte å gå videre med skråkabelbrualternativet. Analyser viste at byggetilstandene ville være de kritiske stadier (fig. 1.7). Totalmodellforsøk ble utført av RWDI for disse to tilstander på en modell av halve brua i $M = 1:180$ (fig. 1.8), og med terrengformasjonene på Mosvik-siden innlagt, fordi tidligere undersøkelser viste sterkest vind fra NV og mest turbulens på denne siden. Disse forsøkene bekreftet de tidligere gode resultater.

4.4 Analyser

Ut over modellforsøkene ble detaljprosjekteringen basert på følgende analyser:

- Beregning av brubjelkens stabilitet mot utknekning (Prof. R. Walther, EFPL, Lausanne, Sveits). Beregningen er basert på Walthers skråkabelbrumodell ved EFPL, og er en linær statistisk analyse.
- Beregningsprogram FIBRO (Dr.techn. Olav Olsen, Oslo). Dette er et lineært romrammeprogram spesielt tilpasset bruanalyser og som omfatter alle konstruksjonstilstander, inkl. svinn og krypning i betongen.
- Beregningsprogram FENRIS (SINTEF, Trondheim/Veritec, Oslo). Dette er et ikke-lineært program, dvs. tar hensyn til opprissing av betongen ved økende last, og er brukt for de dimensjonerende byggetilstandene.
- Beregningsprogram SVING (SINTEF, Trondheim/A.R. Reinertsen, Trondheim). Dette er et program spesielt utviklet for å analysere dynamiske lastvirkninger og deformasjoner fra naturlaster.

Modellforsøkene og analysene ga ikke alltid de samme resultater. Ved uoverensstemmelser ble det lagt størst vekt på resultatene fra modellforsøkene. Programsystemenes styrke ligger i at en raskt kan beregne virkningene av variasjon i parametre som dempning, turbulens, utstrekning og vinkel for vindfelt osv., og således si noe om følsomheten for endringer her.

4.5 Lastforutsetninger

a) Generelt

For trafikklasten er benyttet de norske "Foreløpige lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett", utgitt 1986.

Belastningene fra vind overskygger alle andre belastninger nærmest fullstendig. Som nevnt ble dimensjonerende vindhastighet i brubanehøyde fastlagt til 38,5 m/s som 10 min. middel med 100 års returperiode. Byggetilstandene er beregnet for en vindhastighet på 33,5 m/s som 10 min. middel, som er den hastigheten som statistisk opptrer én gang hvert 10. år. Målinger viste også en forholdsvis stor turbulens på 15 % i vindretningen. Det er videre regnet med en turbulens på 10 % på vertikale bevegelser.

b) Skråkabelbrua

Det statiske system (fig. 1.4) omfatter også oppspente fjellforankringer for begge tårn, og de tre pilarene som står nærmest sjøen på begge sider av sundet. Ferdigbygd bru er stabil for egenvekt og full trafikklast i hovedspennet uten medvirkning av fjellforankringer. Disse er derfor bare aktive for opptak av vindkrefter. For fjellforankringene for tårnene gjelder dette behov for byggetilstanden før sammenkobling av opphengt bruspennt mot viadukter. For senere tilstander er tårnene stabile uten fjellforankringer for alle laster unntatt skipsstøt (35.000 kN på tvers av bruaksen, halvparten langsetter bruaksen), hvor disse eventuelt vil bli aktivisert.

Topografien ved Skarnsundet førte til at de opphengte sidespennene måtte gjøres kortere enn statisk ønskelig. Følgelig måtte kabelavstanden reduseres mot endene av brua, og brutverrsnittet støpes ut massivt i de samme områder for å få tilstrekkelig motvekt.

Utskifting av én kabel kan foretas uten stenging av brua. Det er kun nødvendig å stenge det tilstøtende kjørefelt over en mindre strekning. Det er også kontrollert for dynamisk virkning av brudd i én kabel med samtidig full trafikklast på brua.

Brua er kontrollregnet for to nivåer av jordskjelvbelastning. For det laveste nivået, med en akselerasjon på 0,5 m/s², skulle alle krav i bruddgrensetilstanden tilfredsstilles. For det høyeste nivået, med akselerasjon 1,8 m/s², ble lokale skader akseptert, men brukonstruksjonen skulle ikke styrte sammen. Lastnivåene er valgt ut fra Oljedirektoratets retningslinjer og tilsvarer skjelv med returperiode henholdsvis

100 år og 10.000 år. Jordskjelvlastene var ikke dimensjonerende for noen del av brukonstruksjonen, men det største skjelvet ga full utnyttelse av pilarene i sidespenn.

Det er byggetilstandene som er dimensjonerende for bruprojektet (fig. 1.7). Tilstand I omfatter frittstående tårn og ca. 100 m utkraget bruoverbygning til begge sider, samt vekter og vindarealer av forskalingsvogner. Denne tilstanden er dimensjonerende for store deler av tårnet. Tilstand II omfatter brua med fullt utkraget bruoverbygning umiddelbart før sammenkobling i hovedspennet. Denne tilstanden er dimensjonerende for mesteparten av bruoverbygningen. Tilstand III som representerer ferdig bru er bare dimensjonerende for mindre lokale elementer innenfor hovedsystemet.

Det er ikke bølger, strøm eller is på brustedet som er av betydning for brukonstruksjonene. Disse naturlaster hadde bare betydning for selve byggeprosessen.

5. Anbud

Det ble bestemt å utarbeide fullstendige anbudsdokumenter også for skråkabelbrua, slik at begge alternativer ble sendt ut på anbud i november 1988. Anbudsgrunnlagene ble gjort mest mulig like, slik at en på anbudsåpningen med én gang så hvilken bru som var billigst.

For skråkabelbrua ble arbeidet fortsatt utført av Johs. Holt AS, og hengebru-alternativet ble prosjektert av Vegdirektoratets bruavdeling. Dette alternativet ble videreutviklet en god del, bl.a. med bruk av firkantrør i stor utstrekning i bærefagverket, forslag om sveisete montasjeskjøter, bruk av høyfast lettbetong i dekkelementer, nye hengestangsfester osv. I det hele var det snakk om en helt "ny" hengebru sett i forhold til de siste utførte (Nærøysund, Haglesund).

Trasémessig var det forskjell på alternativene, da skråkabelbrua måtte ha rette sidespenn i den opphengte delen. Dette ble foretatt ved en dreining av bruaksen om tårnet på Inderøy-siden, slik at tårnplassering for skråkabelbrua kom 65 m lenger sør (og på litt dypere nivå) enn for hengebrua. For vegarbeidene var denne endringen uten prismessig betydning.

For kablene til skråkabelbrua ble dette anbudet innhentet på forhånd, da det her kan benyttes forskjellige typer, og en regnet med at det måtte til en del tekniske vurderinger som kunne ta noe ekstra tid. Kabelmonteringen inngikk som en post i hovedanbudet, og her ble anbyderne bedt om å oppgi montasjepris for hver av de tre hovedtypene som kabelanbudene omfattet.

Anbudene ble sendt ut i slutten av november 1988, med anbudsfrist 31. januar 1989. Sett fra byggherrens synspunkt, var interessen for prosjektet gledelig stor, og konkurransen tilsvarende skarp. Ved anbudsåpningen kom det inn følgende antall anbud:

Hengebru: 7 stk. for betongarbeider
4 stk. for stålarbeider
4 stk. for kabler

Skråkabelbru: 5 stk. for hovedanbud
8 stk. for kabler

Rimeligste kombinasjoner av anbud lå for begge brualternativer litt under forventet kostnad. Det må imidlertid tilføyes at dette var for dim. vindhastighet 35 m/s. Ved at denne måtte økes til 38,5 m/s lå det an til en kostnadsøkning på grunn av oppjustering av armeringsmengder og kabelvekter. Kostnaden for skråkabelbrua var rimeligere enn for hengebrua, mellom 4 og 8 % under, avhengig av hvilken kabeltype som ble valgt.

Det ble bestemt å bygge Skarnsundbrua som skråkabelbru, og med Aker Entreprenør AS som hovedentreprenør. Byggetiden for begge alternativer var ca. 2 1/2 år, med ferdigstillelse 2. desember 1991. Det kan tilføyes at Aker Entreprenør AS også var billigste anbyder på betongdelen på hengebrualternativet. Kabelanbudet ble tildelt Austria Draht GmbH, Østerrike, som var billigste leverandør på lukkete, spiralslåtte stålkabler, og dette ble valgt som kabelsystem etter grundige tekniske og økonomiske analyser.

Det kan nevnes at ved sammenstilling av anbudene var det tre hengebruanbud og ett skråkabelanbud som lå innenfor prisen på det valgte skråkabelanbud pluss 10 % påslag på dette. Det viser hvor jevne anbudene var i pris.

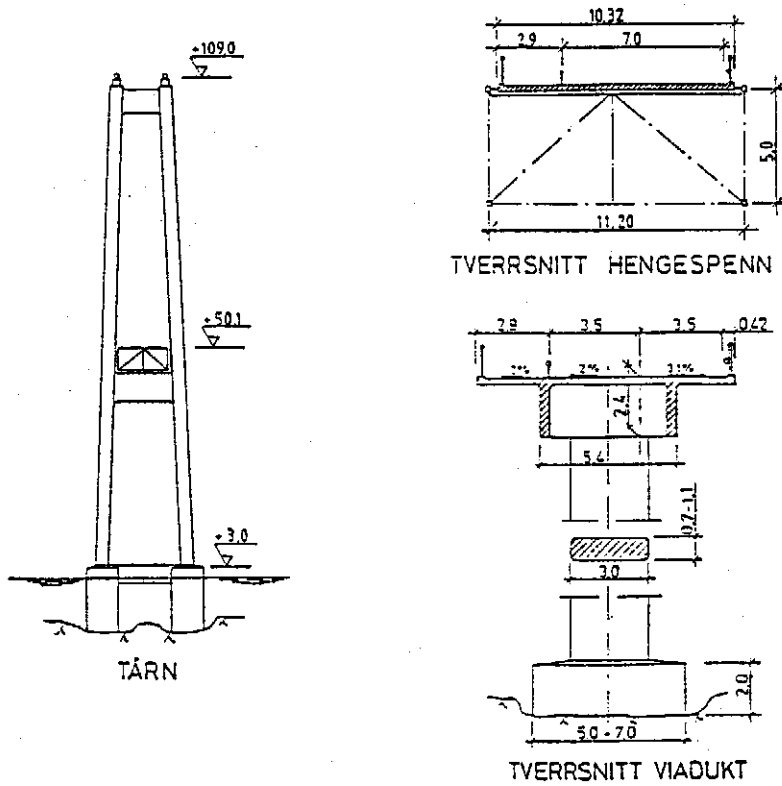
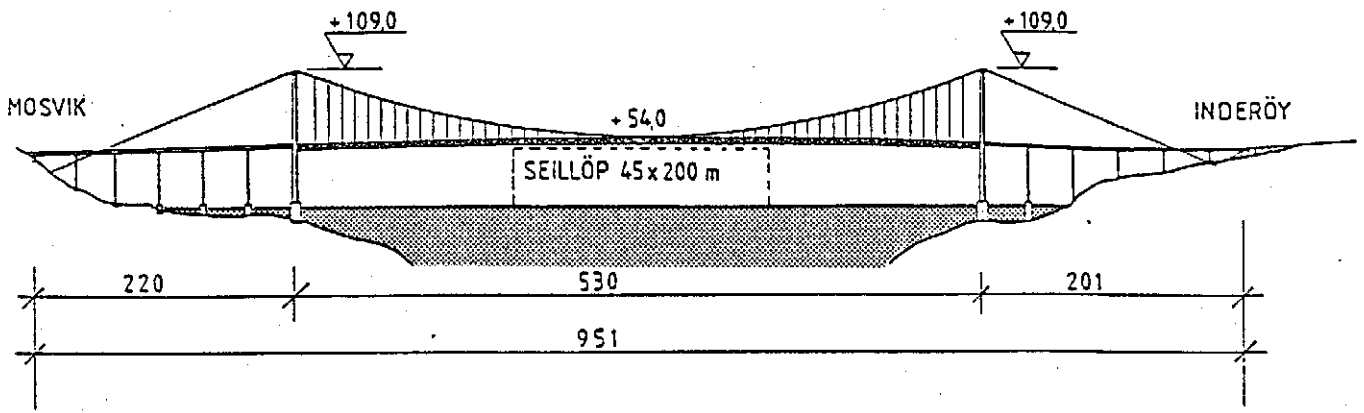


Fig.1.1

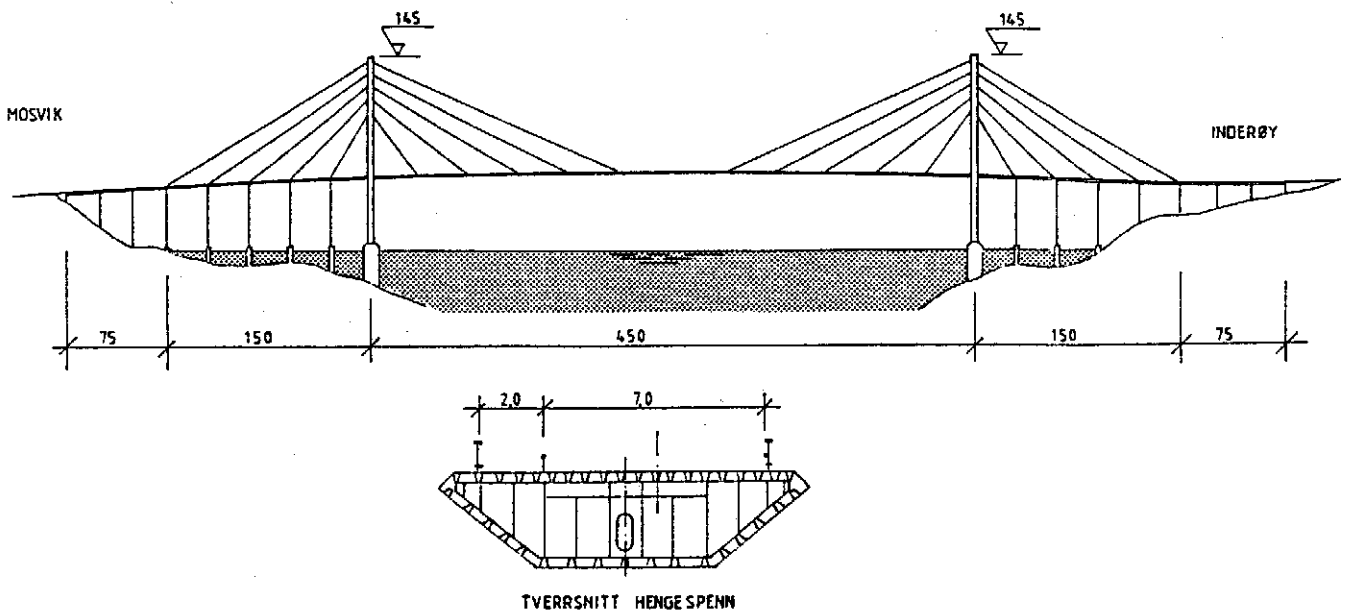


Fig.1.2

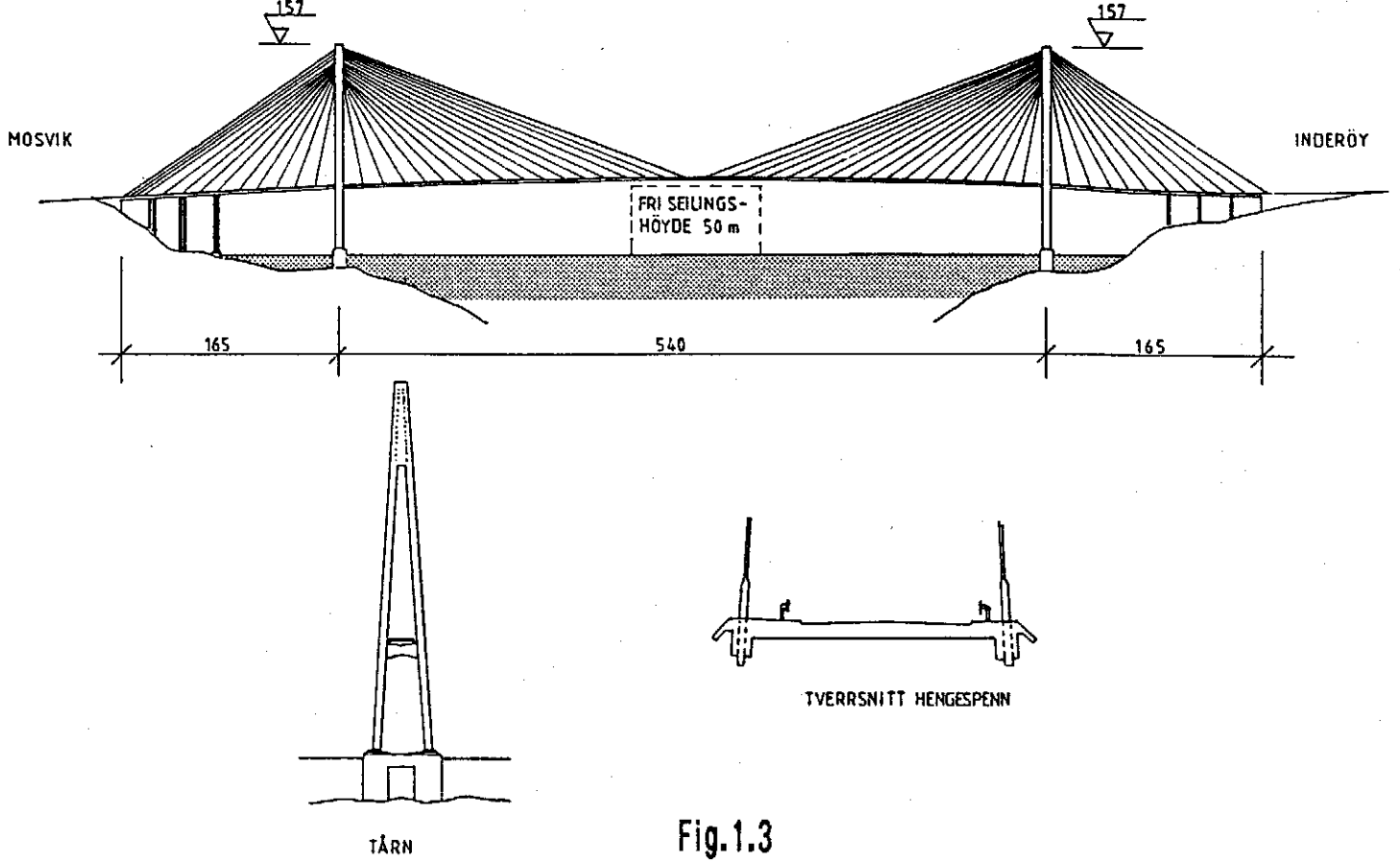


Fig.1.3

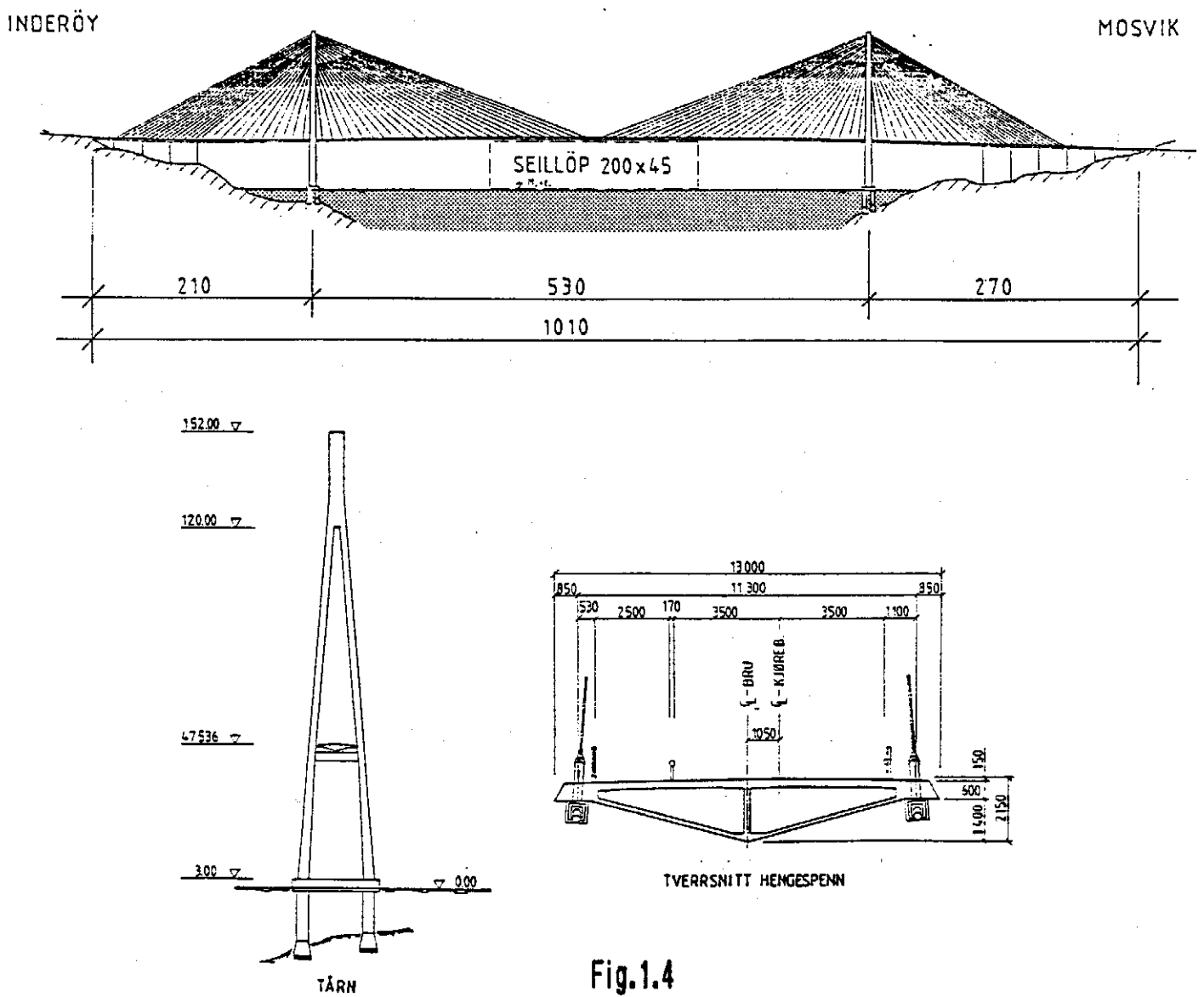


Fig.1.4

FINANSIERINGSPLAN

MÅLSETTINGER:

- I Bompengerperioden skal ikke overstige 20 år etter bruåpninga.
- II Andel av anleggskostnadene som belastes A/S Skarnsundbrua (bompenger) skal minst utgjøre 40 % av totale anleggskostnader.

BEREGNINGSFORUTSETNINGER:

- Anleggsperioden forutsettes 3 år, i årene 1988, 89, 90.
Bruåpning 1.1.91
- Forhåndsinnkreving av bompenger på ferja fra 1.1.87 ved at billettprisene økes fra takstzone 2 til takstzone 5 (ca. 25 % økning).
- Takstzone 5 beholdes som bompengavgift etter bruåpninga. (Tilsvare kr 25,- pr. tur for personbil)
- Basistall for trafikken:
ADT biler 1985: 255, ADT passasjerer 1985: 310
- Det forutsettes en årlig trafikkøkning på 2 %, og 60 % engangøkning i 1991.
- Innkrevingskostnader beregnet til kr 920.000,- pr. år.
- Lånerente på 13 % p.a. Årlig prisstigning på 7 %.
- Sparerente (av kapital fra forskuddsinntekter) er 9 % p.a.

FINANSIERINGSPLAN

(Alle tall i 1985-kr)

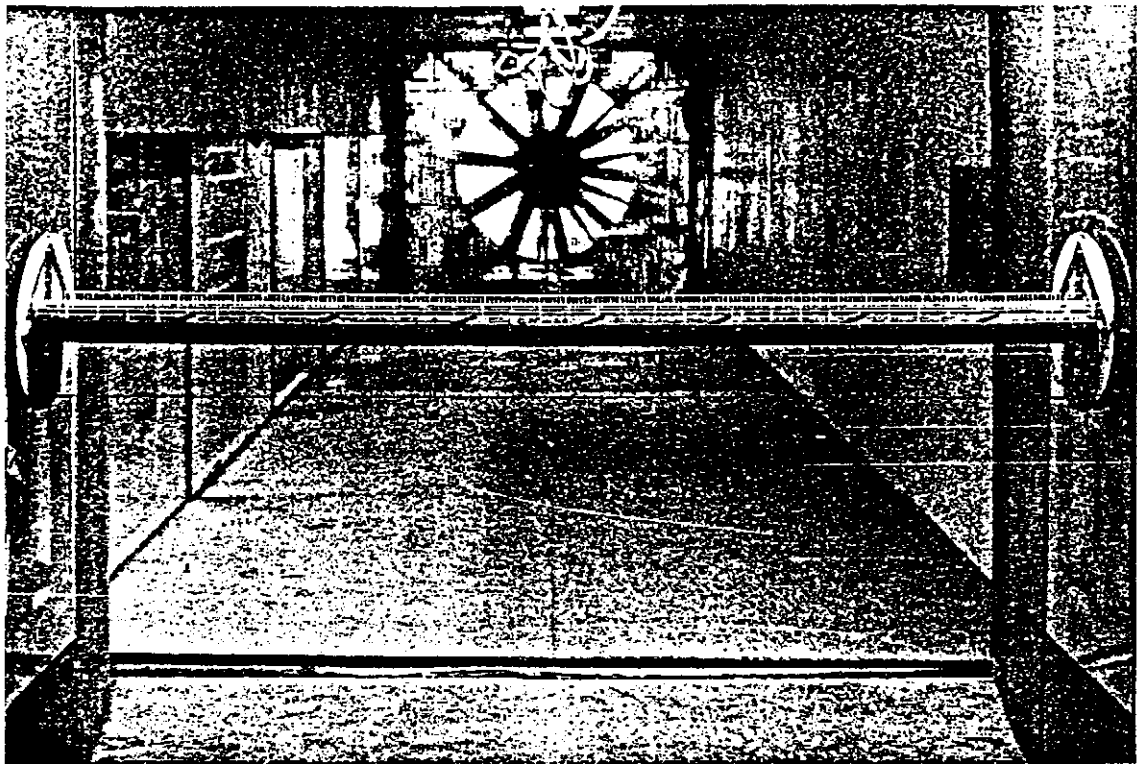
AR	NVP 1986 - 89		NVP 1990 - 93				1994	SUM
	1988	1989	Åpning					
	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	SUM
Totale anl.kostn.	45	50	55					150
Bompengandelen	30	30						60
Statsbevilgning		20	27,5	27,5			15	90
Rentefritt forskudd fra fylkeskommunen	15						-15	0
Statsbevilgning som må forskutteres			27,5					27,5
Renter på forskuttering av statsbevilgning			3,6					3,6

KONKLUSJON:

- I Bompengerperioden blir 20 år etter bruåpninga.
- II A/S Skarnsundbrua dekker 40 % av de totale anleggskostnadene, dvs. 60 mill. kr. I tillegg dekkes rentene som vil påløpe p.g.a. forskuttering av statsmidler. Dette utgjør 3,6 mill. kr, slik at A/S Skarnsundbrua totalt finansierer 63,6 mill. kr gjennom bompengennekkeringa.

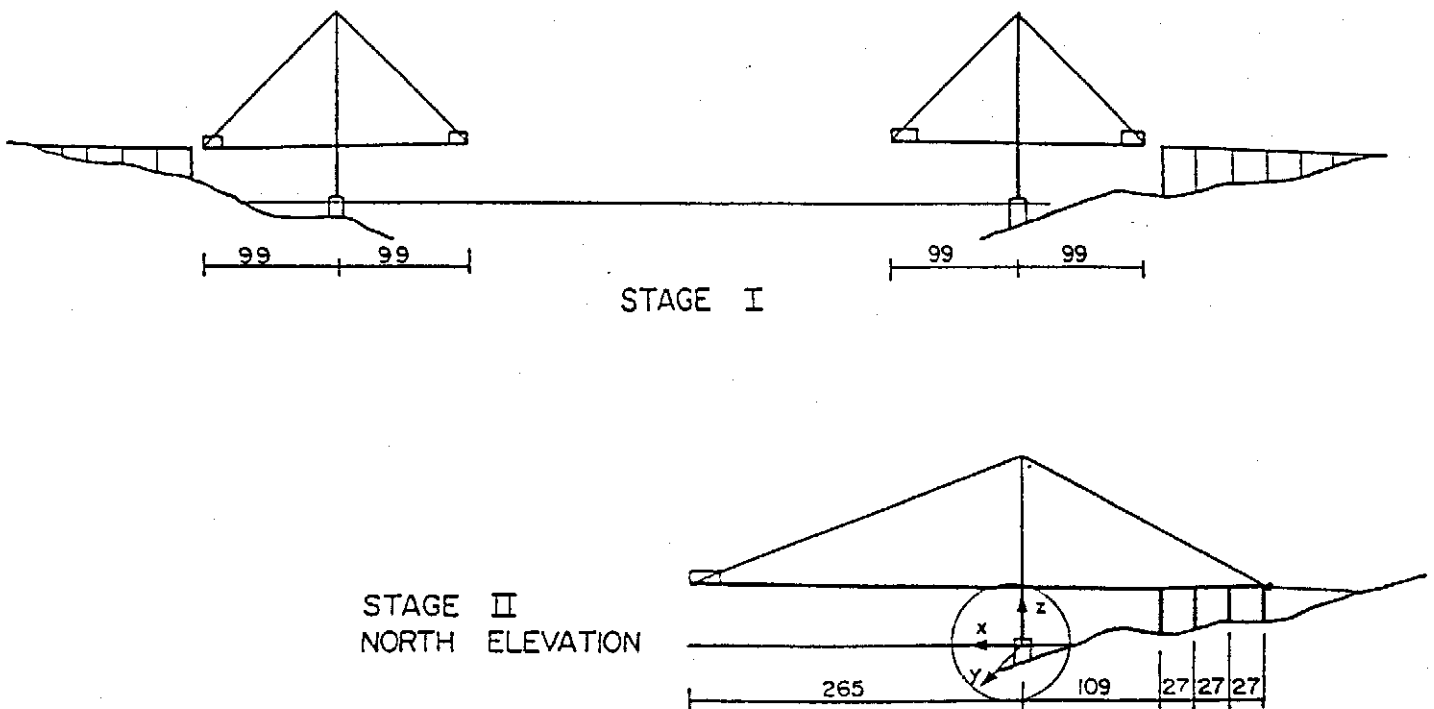
Statsbevilgningen blir på 90 mill. kr.

Fylkeskommunen gir et rentefritt lån på 15 mill. kr over 6 år.



SECTIONAL MODEL AND TEST RIG

Fig.1.6



CONSTRUCTION STAGES FOR THE SKARNSUND BRIDGE — NORWAY

Fig.1.7

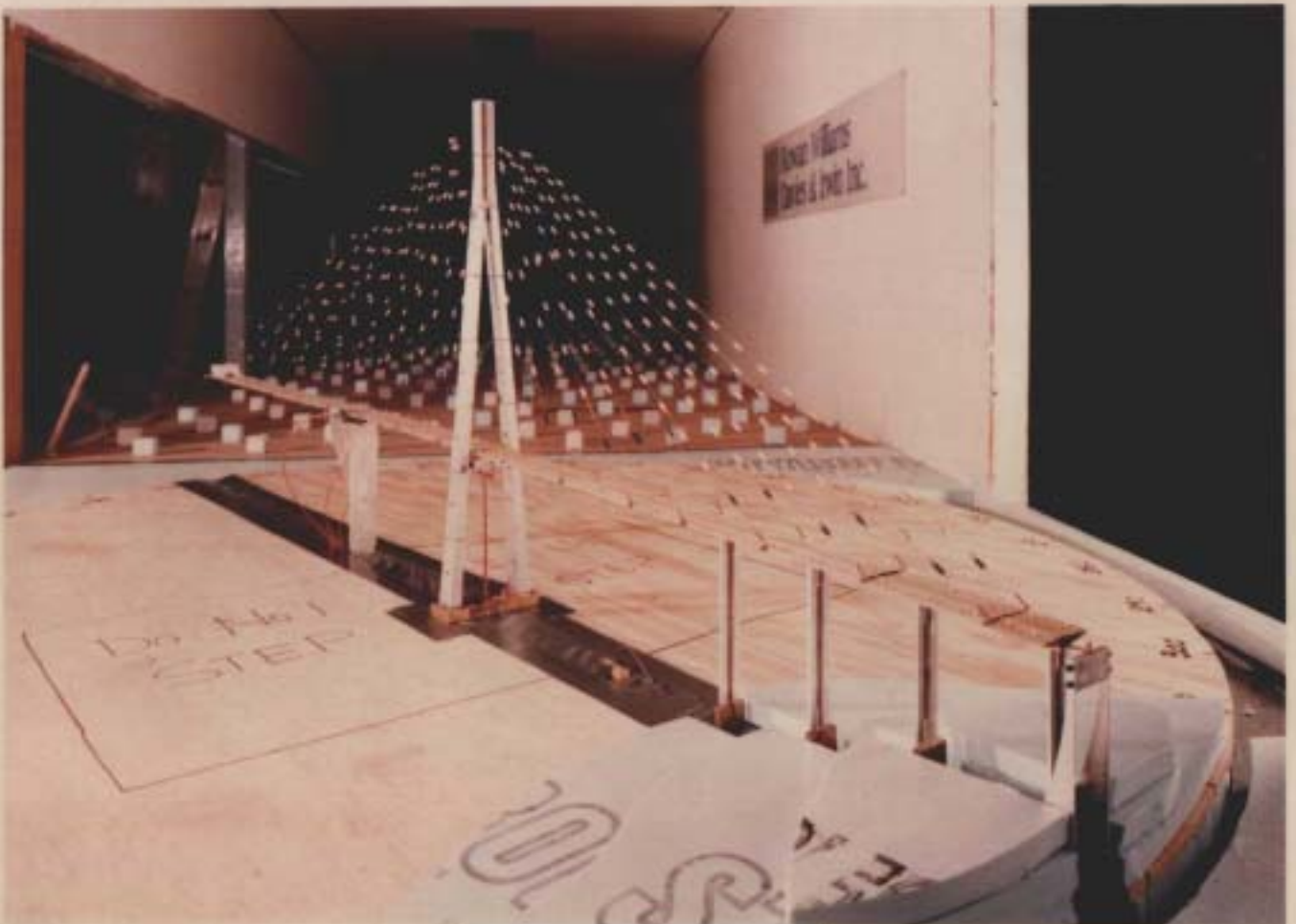


Fig.1.8

2. BRUARBEIDER

1. Vegvesenets administrasjon

Hovedentreprisen for bruarbeidene pågikk fra april 1989 til desember 1991. Med forarbeider fra Vegvesenets side og ikke minst etterarbeider utført av entreprenøren (diverse arbeider på konstruksjonene, kabelmaling, nedrigging, opprydding), så pågikk det byggevirkosomhet i varierende grad i alle de 4 årene 1989 - 1992. Nedenfor er angitt en oversikt over Vegvesenets personell til byggeledelse og kontrollarbeid, og de tidsrom disse var ansatt på prosjektet.

Navn	Tidsrom	Månedsværk	Anm.
Svein Hovland	Nov. 85 - des. 88	-	Prosjektledelse i planfasen
	Jan. 89 - des. 92	48	Prosjektleder
Dagfinn Wie	Jan. 89 - okt. 92	46	Ass. prosjektleder
Arild Christensen	Juni 89 - des. 89	7	} Utlånt fra vegkontoret
	Mars 90 - nov. 90	9	
Odd K. Myren	Nov. 89 - des. 90	14	Lønnet på prosjektet
Kjell O. Fossum	Nov. 90 - jan. 92	15	
Steinar Musum	Apr. 91 - mars 92	12	
Magne J. Vandvik	Tårnglid vår/høst 90	} 1	} Utlånt fra vegkontoret
Torvaldur Noason	Tårnglid vår/høst 90		
Sum månedsværk		152	

Da brustedet ligger relativt nært vegkontoret (avstand 35 km), er det en del tjenester som en valgte å hente herfra framfor å bygge opp et eget apparat på brustedet. Det gjaldt alle kontortjenester utover ren byggeplassadministrasjon. Videre ble det meste av Vegvesenets betongkontroll samt geoteknisk og geologisk kontroll utført av laboratorieseksjonen ved vegkontoret.

2. Egenregi-arbeider

Arbeid på tilstøtende veg ble utført i egen regi og startet i sept. 1988 og foregikk frem til sommeren 1989. Bærelag, dekke og skråningspuss ble utført høsten 1991. Bygging av bomstasjon, som var den første i Nord-Trøndelag, ble også utført i egen regi høsten 1991. Anleggsleder for egenregiarbeidene har vært Kjell O. Fossum.

Teknisk og økonomisk sluttrapport av egen regi-arbeider vedlegges som en egen del av rapporten.

3. Entrepriser - varekjøp

Alle bruarbeider ble utført som entreprise av en hovedentreprenør.

Innkjøp av kabler ble gjort etter reglene for kontrahering av varer og tjenester. Anbud ble innhentet i nov. 1988 både for hengebru og skråkabelbru-alternativet. Som leverandør ble valgt det østerrikske firmaet Austria Draht og kablene var såkalte lukkede spiralslåtte kabler.

4. Bruentreprise

4.1 Entreprenørens administrasjon - bemanning

Bemanningen på anlegget har vært slik:

I 1989 ca. 40 mann, fra febr. 1990 og resten av tiden varierte styrken fra 80 til 100 mann - med en topp sommer halvåret 1991.

Ansvarlig anleggsleder/prosjektleder hos Aker Entreprenør AS har vært Marving Pedersen fram til okt. 1990 og Sigurd Eriksen fra okt. 1990 og til ferdig bru. Staben med funksjonærer har variert fra 10 til 15 stk. Helkontinuerlig drift har medført stort behov for bl.a. formenn. Ellers har det mesteparten av tiden vært en stab på 3 - 4 stikningspersonell.

4.2 Oppstart - rigging

Aker Entreprenør AS (i det videre forkortet til AE) startet arbeidet på brustedet den 28. mars 1989. AE fikk et gunstig utgangspunkt, da Vegvesenet hadde planert ferdig et større område med overskuddsstein fra veganlegget. Arbeidet startet her med bl.a. oppsetting av en 50-manns brakkerigg, funksjonærbrakker og kontor.

Av produksjonsrigg ble det i starten satt opp et større betongblandeverk på Mosvik-siden, 1 stk. tårnkran og det ble brukt en større flåte med mobilkran i forbindelse med sjøarbeidene.

Parallelt med riggarbeidene kom AE relativt raskt i gang med produksjon på selve brua. Dette gjaldt fundamenter for søyler på land, samt sprenging for hovedfundament akse 6 (Inderøy-siden).

I det etterfølgende vil de enkelte element bli beskrevet i rekkefølge - med aksehenvielse til oversiktstegning nr. 100 C. Angående kontrollresultater mv. henvises til den tekniske delen av rapporten.

4.3 Fundamenter for søyler

Brua var opprinnelig prosjektert med 10 søyler for viadukter over land. Etter at brua ble forlenget med 20 m pga. justering av veglinja på Mosvik-siden, ble det nødvendig å bygge en søyle ekstra. Arbeidet med fundamentene for søylene startet opp midt i mai 1989. Graving og sprenging av byggegropen ble utført i egen regi. Opprinnelig var dette med i anbudet, men begge parter fant det fornuftig at Vegvesenet gjorde dette selv. Pga. dårlig og forvitret fjell i dagsonene ble sprengningsarbeidet mye mer omfattende enn først antatt. På de fleste av fundamentene ble det sprengt slik at kontaktstøp kunne utføres på to sider. Betongforbruket ble noe større, men det ble mindre både sprenging og forskaling. Totalt bør slike fundamenter bli bedre, da man unngår fylling mellom fjell og betong og eventuelt fare for frostsprenging.

Den første støpen på anlegget, fundament akse 2, ble utført 26. mai 1989. Pga. oppdimensjonering av fundamentene ble masseøkningen stor både for armering og betong, men dette skapte ikke problemer, da denne produksjonen ikke lå på tidskritisk linje. Fundament akse 11 skulle opprinnelig fundamenteres på stålkjernepeler til fjell, men etter at veglinja ble noe justert, ble det også mulig å bygge dette direkte på fjell, etter å ha avtrappet fjellet og gitt fundamentet en viss spesialutforming (fig. 2.1).

Alle fundamentene ble støpt i løpet av sommeren 1989, med unntak av akse 14 som ble utført vinteren 1990.

Total armeringsmengde fundamenter : 80 tonn
Total betongmengde fundamenter : 896 m³

Det er beskrevet fjellforankring i syv fundament på land og begge tårnfundament. I anbudet var Cona Multi system beskrevet, men AE skiftet til Dywidag system kort tid før utførelse. Arbeidsprosedyre for utførelsen ble overlevert dagen før oppstart. For ikke å forsinke arbeider på tidskritisk linje, godtok Vegvesenet likevel at arbeidet ble igangsatt uten at alle detaljer i prosedyren var gjennomgått.

Spennarmeringsarbeidene for fundamentene foregikk i et hektisk tempo pga. et nødvendig tidspress grunnet oppstart av glidebånd for søyler. Dette førte til at én forankring løsnet under oppspenning. Pga. manglende nødprosedyre og manglende utstyr var det ikke mulig "å berge" staget. Erstatningsstag ble montert (kfr. kap. 4.3).

4.4 Landkar akse 1

Landkar akse 1 ble også bygd sommeren 1989. Dette er den eneste konstruksjonen som ikke er fundamentert direkte på fjell. Det er bygd et konvensjonelt lite kasselandkar som er plassert på en ca. 10 m høy steinfylling.

4.5 Søyler

Med unntak av søyle akse 14 er alle søylene utført ved hjelp av glideforskaling (fig. 2.2 - 2.3). Arbeidet skjedde i perioden 20. juni til 10. aug. 1989. Akse 14 ble utført vinteren 1990 med vanlig systemforskaling.

Det var firmaet Gleitbau-Gesellschaft GmbH, Østerrike, som var underentreprenør for gliden (utstyr + 2 mann). At alle søylene skulle bygges i løpet av 1,5 måned kom noe brått på både byggherre og konsulent. AE oppga som årsak best mulig utnytting av innleid glideutstyr. Dette skapte et urimelig press for å få ferdig byggetegninger, godkjenne prosedyrer etc. Dette var uheldig, spesielt med tanke på at arbeidet senere viste seg på langt nær å ligge på kritisk linje. (Akse 8 - 14 hadde ikke trengt å være ferdig før ett år senere.)

Hovedkonklusjonen er at søylegliden gikk relativt greit. Det ble registrert en del problemer i startfasen som gikk på tilrettelegging av arbeidet og justering av "herdefront" på grunn av problem med både for rask og noen ganger for sein herding. Gjennomsnittlig glidehastighet lå på over 4 m i døgnet.

Betongoverflatene er akseptable, med unntak av noe for store fargenyanser enkelte steder. Noe temperatur/herderiss finnes i de tykkeste søylene. Noe uregelmessigheter finnes i overflaten (er utbedret) nederst på søyler nr. 10 og 11 pga. for rask herding. Filsing er kun utført i forbindelse med utbedring av mindre sår og løfteriss i hjørner, noe det er lite av.

Generelt har det imidlertid senere vist seg resultater (riss, porøs overflate, feil overdekning) som tyder på at selve metoden med glidestøp ikke er å anbefale, i alle fall ikke for ubeskyttede betongkonstruksjoner i marint eller industrielt miljø.

Armering av søylene var ukomplisert. Det ble brukt vertikal armering med lengde 6 meter. Noe problem med å holde rett antall og riktig overdekning (helst for stor) ble registrert. Etterkontroll viser få stenger med for lite overdekning.

Søylenees retthet/loddavvik ble hele tiden kontrollert med "optisk lodd". Ingen avvik utenfor toleransene ble registrert.

Betong til søylene på Inderøy-sida er tatt fra betongstasjon på Verdal. På Mosvik-sida er det levert betong fra eget blandeverk, med diverse supplement fra Verdal. Eget blandeverk ble oppstartet i forbindelse med søylestøpen, og en del uheldig ting som skjedde i starten kunne lett ha medført et forringet produkt. Problem med transportbånd og cementskrue førte til at det i starten kom ut noen få m³ betong med for stort cementinnhold.

I de fleste søylene ble det gitt tillatelse til plassering av 2 stk. utsparinger for opplegg av støtte for dekkeforskalingen. Rundt disse er det ekstraarmert. Utsparingene er igjenstøpt med betong kval. C-45.

Total armeringsmengde søyler : 168 tonn
 Total betongmengde søyler : 1155 m³

4.6 Fundament for tårn akse 6

Fundamentet består av ei ca. 4 m tykk plate, dim. 12,5 x 29,5 m, og under der 4 stk. pilarer, 4 m x 4 m (6 x 6 i bunn). AE tenkte først å utføre pilarene ved hjelp av senkekasser støpt i tørrdøkk. Selv om vi på forespørsel gikk med på å betale noe ekstra for en slik utførelse, gikk AE bort ifra en slik løsning, i følge AE av økonomiske årsaker. Dette viste seg senere å være en katastrofal feilvurdering, kfr. også kap. 5, pkt. 3.4.

Sprenging av byggegrop ble utført av dykkerfirma Egil Olsen AS. Arbeidet gikk greit, men utlasting og finrensk (ettersprenging) tok nok en god del lengre tid enn først antatt.

Kontroll av disse arbeidene ble utført delvis med "mini-ubåt" (videokamera som styres med propeller og skjerm på land) og froskemann. Fordelen med miniubåten var at geologen kunne få se fjelloverflaten. Det ble registrert fjell av god kvalitet og de fleste av gropene kunne aksepteres etter at ferdigmelding var gitt.

Bygging av de fire pilarene ble utført med kassettforskaling av tre (fig. 2.4). Selve undervannsstøpen ble utført som dykket rørstøp - på konvensjonell måte. I første omgang ble det rapportert om tilsynelatende bra resultat på arbeidet. Etterkontroll viste imidlertid at spesielt de to søndre pilarene hadde store skader i overflaten. Dette ble utbedret i 1991. Den siste pilaren var ferdig 12. september 1989.

Så startet problemene! AE hadde tenkt å bruke treforskaling oppdelt i elementer til forskaling av fundamentplaten, men avstivningen/forankringen av forskalingsflakene var for svakt dimensjonert. Etter flere monteringsforsøk med nedbrekking av strøm og bølger, ble denne metoden avskrevet først i oktober. Arbeidet var også tildels lagt opp slik at det bare var mulig å komme til på fjære sjø, med tilsvarende korte tidsintervall pr. døgn tilgjengelig for arbeidsutførelsen.

AE gikk så over til et konsept med betongforskaling i to halvdelar som skulle monteres over to og to pilarer (fig. 2.5). Tversgående bjelker skulle forskales med opprinnelig treforskaling. Både planlegging og oppstart av produksjon av elementene gikk så fort at vi ikke fikk anledning til å uttale oss til denne løsningen. Etter mye om og men fikk vi imidlertid gjennomført de forandringer som konsulenten mente var helt nødvendig, og systemet kunne godtas, da betongelementene kun blir betraktet som forskaling. I slutten av oktober ble det gjennomført et mislykket monteringsforsøk med elementene fordi opplegget for elementene var for svakt dimensjonert. Etter en lengre stopp for omarbeiding av opplegg kunne ny montering starte 19. november, og pr. årsskiftet var begge "kassene" over de to pilar-parene ferdig. AE ble nok minst ca. 2 måneder forsinket i forhold til opprinnelig plan pga. ovennevnte forhold.

Etter årsskiftet fortsatte arbeidet med å bygge bjelkeforbindelser og dekke. Bjelkene ble bygget med treforskaling som ble tettet og lenset. Arbeidet foregikk ellers under sterkt tidspress, noe som førte til at Vegvesenet måtte aktivt inn for å sikre kvaliteten på det som ble utført. "Dekket" ble til slutt utført ved hjelp av prefabrikkerte elementer som ble lagt som forskaling og deretter påstøp. Hele fundamentet sto ferdig 15. februar 1990, dvs. en byggetid på over 9 måneder, som kunne vært betraktelig redusert ved en bedre planlegging og høyere grad av prefabrikking.

Slakkarmering

Bunnmatte i pilarene ble ferdigbundet på land og satt ned på bunn før konusforskaling ble plassert. Horisontal-armering ble montert fast til treforskaling før denne ble senket ned. Vertikalarmering ble montert i seksjoner på 2 m bredde og 12 m lengde - senket ned og surret til horisontalarmering av dykkerne, og overdekning ble da sikret i og med montert horisontalarmering på forhånd.

Resten av armeringsarbeidet foregikk tørt. AE hadde helt klart for dårlig egenkontroll på denne delen av arbeidet. Riktignok var deler av konstruksjonen meget tett armert, og arbeid på kritisk linje, med tidspress fra ledelsen, gjorde det vel ikke enklere for arbeiderne. Etter skjerpet kontroll fra vår side ble plasseringen innenfor kravene. Overdekningen er i alle fall sikret pga. betongelementene. Registrert avvik ble det imidlertid på skjøtarmeringen til tårnbeinene, som da ble rettet etter vanlig avviksbehandling.

Fjellstag

Det er montert 2 stk. Dywidag fjellstag (2800 kN) i hver pilar (fig. 2.6). Stagene går 15 m ned i fjell og opp til ca. kt. + 3.00. Injiseringen ble noe problemfylt, særlig var selve oppfyllingen under kabelhodet vanskelig. Det måtte fylles gang på gang i den øverste meteren av staget før det stabiliserte seg. Den egentlige årsaken til dette ble aldri funnet, men en mulig årsak var nok ulik oppfyllingsgrad på inn- og utside av plastrør rundt kabelen, og dermed sig eller utvasking av masse. Videre ble ett par spenntau avklippet på grunn av feilmontert jekk i forbindelse med oppspenning, men dette ble reparert etter vanlig avviksbehandling.

Utstøping

Hver av undervannsstøpene var på i underkant av 300 m³. Det ble brukt både pumpe og "tobb"-støp. I ettertid kan skadene på søndre pilarer direkte tilbakeføres til for lav stige-hastighet grunnet problemer med utstyr og betongtilførsel. De nordre som hadde bra stige-hastighet, er mye bedre.

Støping av fundamentplaten ble oppdelt i hele 5 støpe-avsnitt, med i underkant av 300 m³ på de største støpene. Pumpe ble brukt på de største støpene. Enkelte ting kan nevnes:

- Der det er brukt elementforskaling av betong, har vi ingen kontroll med mulige støpesår etc.
- Påstøp over dekkeelementene har en del grove riss. Toppen av fundamentet ble i det videre arbeidet brukt som arbeidsplattform og har fått en del sår m.m. etter bl.a. bolter. Selv om sårene er reparert, er det ikke pent. I juni 92 ble hele fundamentflaten påført en forsegling med Sika Conservado - 40, og det ser bra ut.
- Ved støping av nordre del av fundamentet ble det en ikke planlagt stopp etter støp av ca. 12 m³. Vi har her trolig en kaldskjøt på ca. kt. 0. Vi har i samråd med konsulenten akseptert dette som et avvik som ikke kreves utbedret. Episoden viste imidlertid at AE enkelte ganger planla for dårlig sine arbeidsoperasjoner.

Overgang pilarer/fundament

Pga. at det enkelte steder ble for trangt mellom pilarer og elementforskaling av betong, fikk vi her en utførelsesmessig uheldig løsning. Noen steder ble det forskalet rundt, mens andre steder ble "dyttet" med skumplast etc. I ettertid ble det meislet og sandblåst og utbedret med rep.mørtel. Overgangen må inspiseres jevnlig og helst årlig den første tiden. En inspeksjon sommeren 1994 viste at reparasjonen så langt er tilfredsstillende.

Mengder fundament akse 6:

UV-betong C-45, pilarer :	1100 m ³
Betong-fund.plate, C45 :	960 m ³
Armering :	196 tonn
Fjellforankring :	723 mMN

4.7 Overbygning akse 1 - 5 (viadukt)

Samtidig med arbeidet på fundament og tårn akse 6 foregikk bygging av overbygning akse 1 - 5, tilsammen 102 m bru. Dette arbeidet foregikk fra september 1989 til juni 1990.

Stillassystem

AE valgte som stillas et flyttbart Acrow system (Bailey-elementer) (fig. 2.7). Systemet ble opplagret på konsoller som hvilte på gjennomgående bjelker i søylene - ekstra understøttelse var dermed unødvendig. Mellom akse 1 og 2 ble brukt en kombinasjon av reis og Acrow. Hele systemet virket godt planlagt og dokumentert. Første montering av systemet var imidlertid meget omfattende og tidkrevende, og det er vel ikke utenkelig at et annet system kunne ha falt rimeligere ut. Flyttingen tok også en del tid i starten, men gikk etter hvert noe bedre.

Forskaling

Mellom akse 1 og 2 ble det forskalet med en kombinasjon av lemmer og bord. Resultatet er bra. For resten av viadukten ble det brukt kassetter som ble prefabrikkert etter utvendig form av tverrsnittet. Utformingen av kassetene gjorde det vanskelig å tilpasse tverrsnittet i overgangskurven mellom akse 2 og 4. Dette ble løst ved at toppen av dekket ble justert i følge riktige profilhøyder, med konsekvens at byggehøyden på brubanen ble redusert ca. 12 cm ved akse 2. Rett høyde ble oppnådd igjen mellom akse 3 og 4. Det hører med til historien at partene ikke var enige om i hvilken grad anbudsgrunnlaget beskrev variasjon i utvendig form av tverrsnittet.

Forskalingsarbeidet for dekke og midtvegg ble utført med reis og bord/lemmer (fig. 2.8). Forankringsvouter ble prefabrikkert og montert ned i kassetene.

Ellers kan nevnes at støpeskjøten mellom aksene ble flyttet i forhold til beskrivelsen i anbudet. I ettertid kan vi si at byggherren ikke burde ha gått med på dette, uten at det ble tatt forbehold om at AE skulle ha betalt merforbruk av armering som flyttingen medførte.

Slakkarmering

På denne delen av brua ble det ikke tillatt brukt monteringsjern. Selv om det ble brukt tett med armerings-stoler (av betong), var det vanskelig å overholde kravet til overdekning, spesielt i bunnplate. Etterkontroll har vist at det finnes områder med enkeltjern ned i 25 - 30 mm (spesielt i spissen på tverrsnittet). Utbedring er ikke krevd her, da områdene ligger relativt godt beskyttet under brua.

I toppen av dekket var det motsatte problem - nemlig for stor overdekning, spesielt over dragere og tverrbærere. Overdekningen har vært vanskelig å kontrollere i ettertid, da armeringsmåleren gir noe usikkert utslag over 70 - 80 mm. Konklusjonen blir at AE her hadde for dårlig egenkontroll på armeringsarbeidet, noe som for øvrig førte til at byggherren måtte øke sitt kontrollarbeid, spesielt med overdekningen.

Spennarmering

Det var opprinnelig ikke planlagt noe spennarmering i viaduktene. I forbindelse med detaljprosjekteringen viste det seg imidlertid nødvendig å tverrforspenne bunnplata pga. vekten av ballastbetongen (noe som var uteglemt i prosjekteringen). Dette er utført med enkle fettfylte plastbelagte 0,6" spenntau (Dywidag 6801).

AE forlangte en urimelig pris for dette tilleggsarbeidet, og Vegvesenet valgte å gjøre selv både oppspenning og igjenstøping av utsparinger. AE foretok montering og levering av kablene. Fem av de enkle kablene "slapp" under oppspenning, men dette

er akseptert, da det fører til en spenningsøkning på 3,6 % på de gjenværende 132 kabler.

Montering forankringsrør

Montering av disse rørene ble en stor utfordring. Det hele ble ekstra komplisert i og med at man måtte montere rørene mens konstruksjonen "lå" med overhøyde. AE hadde på forhånd utarbeidet et eget EDB-program for plassering og innmåling.

Både før støp og etter støp ble alle data med innmålte avvik fra teoretisk plassering fortløpende overlevert byggherren. Vi må gi AE honnør for måten denne kontrollen ble løst på. Det ble ikke registrert avvik utover kravet på +/- 1 grad. For akse 2 - 3 ble det fra konsulenten oppgitt feil helningsvinkel på rørene. Største avvik fra disse ble målt til ca. 2,4 grader. Kablene kunne likevel monteres ved å tvangssentrere disse. Høsten 1992 ble det foretatt utbedring av 12 rør. Rørene ble kuttet, justert i rett stilling og sveiset sammen igjen. Dette fordi det ble for store tverrkrefter på rør og dempere.

Utstøping - geometri

Akse 1 til 2 ble utført som én støp. Akse 2 til 5 måtte naturlig nok deles i tre seksjoner og hver seksjon i tre forskjellige støper. Støp 1: Bunnplate opp til kantbjelke. Støp 2: Midtvegg + tverrbærer. Støp 3: Kantbjelker og dekke.

Støp 1 gikk greit bare man passet på å støpe nedenfra og opp. Støpeskjøt mot kantbjelke ble ujevn pga. vanskeligheter med å lage steng. Støp 2 - eneste problem å få riktig tykkelse på veggen - ville ofte bli for tynn. Støp 3, dekke og kantdrager, var vel den mest kompliserte støpen. Tett armert kantdrager med forankringsvouter krevde nøyaktig arbeid med stavvibrator for å få godt resultat. Dette lyktes. Selve dekket ble komprimert med stavvibrator og spesiallaget brygge, brettskuring og kosting (fig. 2.9). Pussing med "helikopter" ble prøvd på de første seksjonene. Kantene ble trukket av med lire og brettskurt, pga. oppstikkende rør. Rengjøring for støp var ofte mangelfull, men bedret seg etter hvert, spesielt da AE begynte å ta hull på voutene i forbindelse med "blåsing" før støp.

AE hadde et godt opplegg for geometrisk kontroll. Det ble foretatt målinger av høyder både før støp, etter støp og etter at stillas var revet. Vi fikk på denne måten god oversikt over virkelige deformasjoner, og kunne foreta justering på neste seksjon. Generelt kan sies at forskalingsdeformasjonene ble mindre enn forutsatt. Dette kan skyldes at det støptes i flere etapper og at det ikke ble tatt nok hensyn til den stivheten som undergurt, midtvegg, tverrbærer og søyle utgjorde.

Jevnhetskontroller viste raskt at det spesielt i forbindelse med støpeskjøter ble for store avvik. Dette var bl.a. en av grunnene til at AE bestemte seg for å slipe hele dekket på brua i slutfasen.

Et resultat av utførelsen med flere støpetapper var at det ble en rekke tversgående riss i "spissen" under overbygningen, mest fremtredende midt mellom aksene. Dette er ikke krevd utbedret, både fordi rissene vil bli forseglet fra oversiden av ballastbetongen og pga. at utformingen i seg selv gjør det vanskelig å unngå disse. Langsgående spennarmering ville eliminert dette problemet.

Telting ved dekkestøp

Det var i anbudet forutsatt at det skulle benyttes telt ved dekkestøp for å sikre kontrollerte forhold under støpen. Dette ble kun gjort for støp mellom akse 1 og 2. For resten valgte/ønsket AE å kjøpe seg ut, dvs. slippe å bruke telt, da dette var meget arbeidskrevende pga. bredden på brua og hindret bruk av tårnkran under støp. Vegvesenet godtok dette mot en reduksjon i riggposten. Dette fratok imidlertid ikke AE ansvaret for ikke å støpe under ugunstige værforhold.

Etterbehandling av brudekke

Brudekket ble påført membranherdner straks etter avretting, samt tildekket med plast så snart dette var mulig. Det ble også forsøkt med vanning. Likevel har vi fått svinnriss i mer eller mindre grad. Minst (nesten ikke riss) i de to første seksjonene som ble støpt om høsten og vinteren. Mellom akse 4 - 5, hvor det ble støpt i sol og sterk varme, er det helt klart mest riss. Rissproblemet er vanskelig å takle, spesielt overfor en entreprenør som utfører de vanlige tiltak for å hindre riss. Det er vel nærliggende å tro at ofte kan mye av årsakene ligge i selve betongproposjoneringen. Vi vil selv foreta tetting av rissene - med B1 - Imp (epoksy).

Mengder overbygning akse 1 - 5:

Betong C45	:	830 m ³
Armering	:	164 tonn
Ballastbetong	:	653 m ³
Spennarmering	:	800 mMN

4.8 Tårn akse 6

Forberedende arbeid med gliden startet først i februar 1990. Selve gliden startet 26. februar på kt. + 3.0 og ble avsluttet 28. juni på kt. + 152, dvs. ca. 4 måneder.

Generelt- støpetapper mv.

Arbeidet ble delt i fire forskjellige støpetapper:

Etappe 1: Glid fra fundamentnivå til rigelnivå (ca. kt. 46.0). Start 26. februar - ferdig 15. mars. Dette tilsvarer i gjennomsnitt ca. 3,0 m pr. døgn.

Etappe 2: Her ble rigel og tverrskott inne i tårnbeina støpt og forskalet på konvensjonell måte. Tid ca. 3 uker.

Etappe 3: Neste glideetappe startet 28. april og var ferdig 8. juni. Den gikk opp til der tårnbeina går sammen (ca. kt. 120). Gjennomsnitt ca. 3,20 m pr. døgn.

Etappe 4: Startet 10. juni og ferdig opp til topps og kt. 152 den 28. juni. Gjennomsnitt ca. 1,45 m pr. døgn.

Valg av forskalingssystem

I kontrakten var entreprenøren stilt fritt i valget mellom klatre- eller glideforskaling, og AE hadde tidlig bestemt seg for å bruke glideforskaling, og stopp i glidingen ved rigel og kt. 120. Som underentreprenør ble valgt det østerrikske firmaet Gleitbau Gesellschaft GmbH (ansvarlig for utstyr og selve kjøringen). Dette firmaet utarbeidet planer for oppbygging av former med utstyr og lister med data for justering av forskalingen for hver 0,5 m. Selve forskalingen besto av stålplater (b \approx 20-25 cm, h \approx 120 cm) som ble skrudd sammen til beskrevet tverrsnittsmål. Tverrsnitts- endringer (som det var nesten hele tiden) ble utført ved at stålplatene gled inn over faste hjørneelement og demontert etter hvert som platene ble "fri av" betongen.

I tillegg til selve forskalingen kreves det mye utstyr for at en glid skal fungere. Mye av æren for at gliden gikk så bra må utvilsomt tilskrives den erfarne underentreprenøren, sammen med gode værforhold under dette arbeidet (fig. 2.10 - 2.15).

Arbeidsrutiner

Mens gliden pågikk var arbeidssyklusen 2 x 12 timers skift pr. døgn. Hvert skift besto av en mann fra Gleitbau (ansvarlig for "kjøring" av glid) og 8 - 9 betong- og armeringsfolk fra AE, og kran og vinsj-kjørere, elektriker og stikningspersonell. Transport av armering og betong opp til gliden foregikk med vinsj og delvis Hiab-kran som sto helt på toppen. Personell-transport ble utført med Alimak-heis som ble skjøttet opp etter hvert.

For alle arbeidsoperasjoner var det på forhånd utarbeidet relativt omfattende prosedyrer, noe som er en forutsetning for et arbeid som foregår kontinuerlig over lengre tid.

Vegvesenet fulgte opp med kontinuerlig kontroll, med unntak av en periode midt på natta (fra kl. 0200-0600). Det har imidlertid vært lagt inn stikkprøvekontroll også i dette tidsrommet.

Kontroll av geometri

Gliden ble styrt av lasere som var plassert på fundamentplata. Det ble med jevne mellomrom foretatt kontrollmålinger av lasere og tårnbein (hjørner) i forskjellige høyder. Målingene viste små avvik fra teoretisk.

Ensidig soloppvarming av tårnbeina gjorde at tårnet forskjøv seg fra sola. Dette førte til at c.tårn gjennom døgnet beskrev en slags ellipsekurve, som maksimalt på kt. + 120 utgjorde opptil 7 - 8 cm i N-S retning og 3 - 4 cm i Ø-V retning. Dette var svært brysomt for målingene. AE klarte likevel å holde seg innenfor toleransekravet ± 30 mm for c.tårn målt på ktr. + 120. Etter sammenstøping ved kt. + 120 ble laserne flyttet opp dit. Målinger kunne da gjøres uavhengig av om tårnet beveget seg.

Tverrsnittskontroller, avstand mellom tårnbein m.m. ble utført for hver 0,5 m. Dette ble utført av både Vegvesenet og AE.

Slakkarmering

Under forberedelsene til gliden ble det oppdaget at skjøtjernene til tårnbeinene sto opptil 10 - 12 cm feil plassert. (De hadde blitt riktig montert, men hadde forskjøvet seg under utstøping.) Feilen ble "utbedret" ved en symmetrisk justering av tårnbeinene, samt ved å øke veggtykkelsen noe. Korreksjonene fremgår av tegning nr. 209.

All slakkarmering var på forhånd opplistet i en såkalt "glideliste" med referanse til kotehøyder. Dette gjorde arbeidet mye enklere og det lettet også kontrollen i stor grad. Annet innstøpingsgods, utsparinger m.m. var også med i samme liste.

Vertikalarmeringen var på forhånd tilpasset løfteåk, forankringsrør osv. Som vertikalarmering ble brukt $\phi 32$ og $\phi 25$ i 6 meters lengde.

Armeringsarbeidet ble helt klart rutinepreget, med de farer det medfører, og AE's egenkontroll på dette området var ikke god nok i perioder. I så måte viste det seg ofte at tilstedeværelsen av Vegvesenets kontrollører virket korrigerende på utførelsen. Ting som ofte ble påpekt var at riktig system (plassering) ble overholdt og at kravet til omfar i skjøtene ble overholdt. Til å surre armeringen ble det gjennomgående brukt mye dobbel jernbindertråd (pga. stor belastning). Ved surring fra utsiden var det veldig viktig at denne ble bøyd inn for å sikre overdekningen. Selv om dette ble "stresset" gang på gang, kan en ikke se bort fra rustutslag i fremtiden pga. dette.

Overdekningen på armeringen mot alle sider ble sikret med armeringsføringer som var montert på toppen av forma. Etter at horisontalarmeringen hadde glidd forbi føringene ble det hele "koblet på plass" av utstøpt fersk betong. Systemet har den store fordel at man unngår innstøpte stoler av varierende kvalitet, og ev. svakhetssoner rundt stolene. Etterkontroll med overdekningsmåler viser få undermålere på lang- og kortvegger. Ved hjørnene er det imidlertid mer mangelfullt.

Den faste forskalingen i hjørnene hadde en slik utforming at den reduserte tykkelsen på betongen her med 10 - 15 mm. Av den grunn måtte det monteres to armeringsføringar ved hvert hjørne, og armeringen hadde i utgangspunktet stort sett rett overdekning da "den forsvant" ned i betongen. I ettertid er det registrert en rekke steder med overdekning ned i 20 - 25 mm, spesielt fra kjørebanelen og ned. Det som har skjedd er trolig at armeringen har stått i spenn mot føringene og dermed glidd ut igjen ved passering av føringene. Utbedring er utført på begge tårn.

Det ble omtrent ikke registrert feil underveis på tegninger og lister - konsulenten hadde gjort godt arbeid. Det hele var da også godt gjennomarbeidet på forhånd, bl.a. med tilpassing av AE's ønsker for forskalingsutforming m.m. Som en minus er registrert den store armeringsøkningen i forhold til anbudets masser, hvorav det meste skyldtes økningen i dimensjonerende vind fra 35 til 38,5 m/s som nevnt under kap. 1, pkt. 5.

Spennarmering

Det er brukt Dywidag spennarmeringssystem i rigel og tårntopp. I rigelen er det brukt tilsammen 12 kabler som er plassert i bunn- og toppplate og forankret i ytre tårnvegg. Det ble ikke registrert unormale forhold ved plassering og oppspenning. Det finnes dokumentasjon på oppspenningen. Kablene er injisert med sementmørtel.

I tårntoppen er det plassert spennarmering rundt hver kabelforankring fra kabel nr. 4 og oppover. Det spesielle her er at kablene ligger med radius på en meter rundt selve forankringen. På forhånd var det gjort fullskalaforsøk i samarbeid med Helgelandsbrua på Spännteknikk sitt anlegg i Kongsvinger. Erfaringene herfra var positive. Det ble lagt stålrør i "halvsirkelen", og oppspenning ble utført samtidig fra hver ende. Dokumentasjonen viser bra overensstemmelse med beregnede verdier. Kablene er injisert med sementmørtel.

Utstøping

Utstøpingen foregikk ved at det ble støpt 25 - 30 cm tykke lag ca. hver annen time. Avbindingen ble kontrollert med en stålstang og "kjøringen" bestemt ut fra dette.

Pga. konsentrering av armering mellom løfteåk osv. ble det relativt tett armering enkelte steder, og dette gjorde at det ble brukt betong med stor slump (over 20 cm.). Dette ble oppnådd med en utstrakt bruk av superplastiserende stoff (Sikament Na/100). Kontrollørene måtte jevnlig prøve å begrense bruken av dette, da det ofte ble registrert unødvendig/overdrevet bruk av stoffet. Vi så helt klart en større fare for separasjon ved for stor bruk, og videre kan det bidra til heving av v/c-forholdet. Hvert lag ble vibrert sammen med det foregående lag. Det ble i meget liten grad registrert støpesår som hadde sammenheng med for dårlig vibrering. Dette gir en god indikasjon på at selve utstøpingen er bra utført. I forbindelse med støpingen ble

det imidlertid ofte registrert at det ble kastet ting ned i forma (armeringskapp etc.) for å slippe og frakte det ned. Selv om dette ble tatt opp gang på gang med AE, så skal vi ikke se bort fra at slike ting kan ha blitt vibrert ut i overflata på betongen.

Rigelen er utstøpt på konvensjonell måte og er bra utført.

Etterbehandling av betongoverflatene

Ved riktig "kjøring" av gliden var overflaten avbundet og lett fuktig, dvs. varmeutviklingen var ikke kommet i gang, når betongen kom fram under forma. Etter at ev. løfteriss ble filset ble så overflaten sprøytet med membranherdner.

Større problem kunne det bli hvis herdeprosessen og varmeutviklingen var kommet for langt før betongen kom fram. Betongen "brente" seg da lettere fast til forma med resultat ujevn og opprevet overflate. Problemet var størst inne i tårnbeina der varmeutviklingen ble størst. Tilsvarende problem oppsto ved for dårlig rengjøring av forma i toppen, noe som er en meget viktig arbeidsoperasjon. Noen få slike områder har vi over hele tårnet, men hovedinntrykket vi har er at de ble bra utbedret - etter forhåndsgodkjente prosedyrer. Men det kan være greit å huske på at tårnet er høyt og det har vært vanskelig å foreta en 100 % etterkontroll.

Slike utbedringer har ellers helt klart vært størst i forbindelse med kabelforankringene i tårntoppen. Mesteparten av gliden foregikk under gunstige temperaturforhold (vår og høst 1990), lite frost og få perioder med sterk varme. Det var ikke nødvendig med frostisolering.

Sammenstøping på kote + 120

Før sammenstøping av tårnbeina på kt. + 120 var det nødvendig å foreta en midlertidig avstivning med stålbjelker på kt. + 70 og kt. + 90, kfr. fig. 2.13.

Selve sammenstøpingen måtte tilpasses solforholdene og dagen/kvelden. Resultatet var at tårnet ble sammenstøpt ca. 3 cm for langt mot nord, dvs. innenfor toleransene. Etter sammenstøpingen kunne tårnet "leve sitt eget liv" med hensyn til bevegelser på grunn av soloppvarming, da all innmåling for tårntoppen ble relatert til lasere på kt. + 120.

Montering av forankringsrør

Montering av forankringsrørene i toppen ble en ny måleteknisk og utførelsesmessig vanskelig oppgave for alle parter. I korthet gikk systemet ut på at ei stålramme av vinkelstål kontinuerlig ble bygget og innstøpt i betongen. Rørene ble festet til denne rammen med skruer som tillot justering i alle retninger. Der rørene stakk ut av forma,

ble det brukt fast forskaling som glideforma gled på utsiden av. Etter en del innkjøringsproblemer gikk dette arbeidet meget greit. Systemet krevde imidlertid uvanlig mye kontroll. Bare noen få av rørene ble plassert utenfor toleransene.

Utbedring rigel

Selve rigelen er forskalet og støpt på konvensjonell måte. I den forbindelse må ting nevnes spesielt.

1. AE hadde fått tillatelse til å bruke muffeskjøt-armering i deler av rigel-området. Denne hadde ikke over alt blitt nøyaktig nok plassert med resultat at noe av skjøtarmeringen måtte bøyes for å få til å plassere neste jern. Til dette ble det brukt varme (gass) relativt ukritisk. Prosedyrer ble ikke avtalt, og jernet fikk mildt sagt en ublid behandling. Prøver ble beordret tatt og innsendt til NTH til prøving. Det viste seg at prøvene holdt kravet, men hadde fått en kraftig reduksjon i fasthet og tøyning.
2. Videre ble det funnet at i alt 13 skjøtehylser ikke var innsatt. Etter vurdering og kontrollberegning av konsulenten, måtte vi be om en relativt kraftig forsterkning innvendig i begge tårnbein i rigelområdet, kfr. tegning nr. 218.

Det må sies at det er tårnarbeidene som det har vært minst problemer med. Og det er ikke hver dag at Vegvesenet i Nord-Trøndelag kan skryte av å ha fått Norges høyeste betongkonstruksjon på land!

Mengder tårn akse 6:

Armering	: 600,3 tonn
Spennarmering	: 1938 mMN
Betong C45	: 2181 m ³

4.9. Landkar akse 15

Landkar akse 15 ble bygget i mars 1990. Dette var opprinnelig en relativt liten konstruksjon, men etter at veglinja ble flyttet og brua forlenget 20 m, så ble landkaret godt og vel fordoblet mht. mengder i forhold til opprinnelig planlagt. Landkaret ble ca. 6 m høyt i nedre kant.

Et unødvendig avvik var at forskalingen ble løsnet for tidlig. Pga. frost og for dårlig isolasjon/oppvarming ble den ytre del av betongen noe opprevet. Dette ble seinere utbedret ved høytrykkspyling og pussing/slamming.

4.10 Overbygning akse 8 - 15 (viadukt)

Arbeidet med viadukt (sidespenn) akse 8 - 15 foregikk fra april 1990 til mai 1991. Tilsammen er dette 162 m bru fordelt på 80 m med bjelketverrsnitt og 82 m med trekanttverrsnitt fylt med ballastbetong. Da mesteparten er likt med akse 1 - 5, kommenteres her bare det som er forskjellig fra dette.

Stillassystem

Mellom akse 13 og 15 ble det brukt et system med stålbjelker understøttet midt mellom aksene. Det ble lagt tversgående bjelker oppå disse og reis opp til forskalingen.

Mellom akse 8 og 13 ble Acrow-systemet fra Inderøy-siden benyttet. Bjelkene ble flyttet hele og gikk bra.

Forskaling

Mellom akse 11 og 15 ble det benyttet bordforskaling med bra resultat, og det ble brukt bordforskaling også på trekanttverrsnittet mellom 8 og 11. Dette gjorde det mye enklere å variere overhøyden, og vi "mistet" ikke høyde i tverrsnittet. Pen overflate ble det også.

Flytting av fugen til ca. 6 m ut fra akse 12 medførte mye komplisert forskalingsarbeid med mye detaljer. Dette ble bra utført.

Slakkarmering

Armeringsarbeidet er gjennomgående bra utført, men noe av de samme problemer som ved akse 1 - 5 gikk igjen også her. Spesielt må nevnes ujevn og for stor overdekning i topp dekke. Mesteparten av dette ble oppdaget og rettet i tide, men spesielt ett tilfelle ved akse 13 ble ikke registrert før etter støp.

På de siste seksjonene ble det tillatt brukt monteringsjern nede i spissen og i kantdrageren (epoksybelagt).

Spennarmering

I forbindelse med fugeløsningen ved akse 12 ble det nødvendig å spennarmere den utkragede delen fra akse 12. Dette ble utført med tradisjonell Dywidag-løsning med spenntau i rør og kileforankring. Passiv forankring ble nedstøpt slik at trådene ble tredd på plass før støp. Ingen problem med verken oppspenning eller injisering.

Det ble en lengre krangel i ettertid mht. hvilken pris arbeidet skulle oppgjøres etter. Dette fordi AE hele tiden ville unngå å bruke kontraktens enhetspriser, selv der hvor disse var anvendelige.

Utstøping - geometri

Støpetekniske resultat minst like bra som akse 1 - 5. Ubetydelig med støpesår. Dekket ble her pusset med helikopter, noe som viste seg unødvendig i og med at hele dekket ble slipt etterpå

Selv om den geometriske kontrollen også her har vært bra, har vi fått noen utilsiktede skavanker. Mellom akse 12 og 13 ble det brukt for svake tverråk med resultat opptil 60 mm avvik bl.a. langs gangbanen. Et større lokalt avvik ved akse 11 er utbedret med påstøp i 5 m lengde.

Viadukter 8 - 11 har fremdeles igjen for mye overhøyde etter riving av stillas. Sannsynligvis har stillaset "satt" seg etter hvert, samt at beregnet overhøyde kan ha vært for stor.

Etterbehandling av dekke

Også riss her.

Mengder overbygning akse 8 - 15.

Armering	:	239,6 tonn
Betong C45	:	1224,0 m ³
Ballastbetong	:	677 m ³
Spennarmering	:	1300 mMN

4.11 Fundament for tårn akse 7

Dette fundamentet er likt hovedfundament akse 6, med unntak av at dybden er noe større (varierer fra 17 til 27 m).

Sprengningsarbeidet startet i september 1989 og dette tok nok helt klart lengre tid enn forutsatt. Større dybde og mer masser enn i beskrivelsen var nok en av årsakene, men arbeidet var nok også delvis undervurdert (strøm og dybde). Videre kunne kanskje tyngre utstyr ha blitt brukt.

Forskalingsarbeidet ble utført på samme måte som for akse 6. Noen endringer ble gjort på betongforskalingen, bl.a. ble kassene gjort bredere for å lette monteringen over pilarene, samt at det også ble brukt betongforskalning for selve randbjelkene. Det generelle inntrykket er at betongarbeidet ble bedre utført her enn på akse 6. Hele fundamentet ferdig i august 1990.

Fjellstag

Det ble montert tre stk. Dywidag stag (4400 kN) i hver pilar. Ett av stagene pr. pilar ble forankret på kt. + 1 for å sikre disse mot velting. Samme problem her som på akse 6 med å injisere stagene, dvs. gjentatte etterinjiserings for å få fylt opp under forankringene.

Utstøping

Her kan spesielt nevnes:

- AE hadde mangelfull rigging i forbindelse med undervannstøpen. Mye flaks at det gikk så bra som det gjorde.
- Registrert bra kvalitet på undervannsbetong, med unntak av NØ-pilar der det var en del slamsoner. Dette kunne direkte tilbakeføres til at et av støperørene måtte kuttes ut. Slamsonene utbedret sommeren 1991.
- Bra utførelse av selve fundamentplata. Hele fundamentet har her en betongkappe på 15 - 20 cm tykkelse utenpå den konstruktive betongen. Noe riss i toppen, samt mye "lapping" av betongen etter bolter og fester som ble brukt i forbindelse med byggingen.

Mengder fundament akse 7:

Armering	: 249,4 tonn
UV-betong C45	: 1642 m ³
Betong, fundamentplate C45	: 960 m ³
Fjellforankring	: 2290 mMN

4.12 Tårn akse 7

Forberedende arbeid med tårnet og gliden startet midt i august 1990. Selve gliden startet 31. august på kt. + 3,0 og ble avsluttet 5. desember på kt. + 152, dvs. godt og vel 3 måneder byggetid.

Begge tårn er helt like, slik at beskrivelsen for akse 6 også vil gjelde for akse 7. Det velges derfor å gi noen få opplysninger som er spesiell for akse 7.

Generelt - støpetapper mv.

Etappe 1: Glid fra fundamentnivå til rigelnivå (ca. kt. + 46). Start 31. august - ferdig 15. september. Dette tilsvarer ca. 3,0 m pr. døgn.

Etappe 2: Støping av rigel og tverrskott - tid ca. 3 uker.

Etappe 3: Fra rigel og til kt. + 120, dvs. sammenstøping av tårnbein. Start 11. oktober og ferdig 1. november, dvs. ca. 3,50 m pr. døgn.

Etappe 4: Startet 13. november og ferdig til topps den 5. desember, dvs. ca. 1,45 m pr. døgn.

Slakkarmering

- Overdekningen i hjørnene er bedre for dette tårnet, men det finnes også en god del undermålere her. Noe utbedring er gjort på nedre del (fra kjørebane og ned).
- Problemet med bruk av "flere lag" med surretråd er kanskje enda større for dette tårnet. Dette har vært en noe vanskelig sak. Vi kunne vanskelig forlange bruk av enkel tråd når dette viste seg å være for svakt. Tiden vil vise om dette blir et problem. Dette vil i så fall vise seg som en estetisk mangel (rustutslag).

Utstøping

Utførelsen av støpearbeidet gikk i store trekk meget bra.

Det må imidlertid nevnes:

- I perioder ble det helt klart registrert unødvendig bruk av for mye superplastifiserende stoffer. Vanskelig å registrere øyeblikkelig minus med dette, men det er betenkelig at vi i den grad er avhengig av slike midler, og det bør vel settes grenseverdier for dette.
- Også en god del kasting av fremmedelementer med i forma. Når det ble påpekt, ble det tatt opp, men vi vet jo ikke hva som er kastet i de perioder kontrollørene ikke var der.
- Det ble også i perioder brukt unødvendig mye formolje, dvs. fare for søl på armering bl.a.

Etterbehandling av betongoverflaten

22. november ble det relativt kaldt uten at AE hadde forberedt nødvendige tiltak for vinterstøp. Fra kt. + 130 til + 133 har derfor overflaten vært utsatt for frost. Det er ikke registrert synlige skader i ettertid.

I og med at AE unngikk tilsvarende problemer med rigelen som på akse 6, så kan vi vel si at arbeidet med tårn akse 7 gikk mer problemfritt enn for akse 6. Tårnet er også blitt høyere her, 152 m over vann pluss 27 m under vann = 179 m.

Mengder tårn akse 7:

Armering : 600,3 tonn
 Spennarmering : 1938 mMN
 Betong C45 : 2181 m³

4.13 Bruoverbygning akse 5 - 8

Dette er det største enkeltelementet på hele brua. Det består av tilsammen 745 m bruoverbygning, fordelt på 107,5 m opphengt sidespenn mellom akse 5 - 6 og 7 - 8 samt 530 m hovedspenn. Montering av kabler inngikk som et eget element, men vil delvis bli kommentert.

Stillas - generelt

Naturlige støpeseksjoner på overbygningen var 10 m, da kabelfestene var plassert med tilsvarende avstand. Den første seksjonen til hver side av tårnet var forutsatt bygd på fast stillas. AE valgte imidlertid å bygge to seksjoner (45 m tilsammen) på fast stillas. Dette var av montasjehensyn pga. lengden av de to flyttbare stillasene (forskalingsvognene) som skulle brukes på resten av brua. Tilsammen 64 seksjoner ble bygd med flyttbart stillas. I tillegg var det nødvendig med egne koblingsseksjoner ved akse 5 og 8 samt sammenkobling på midten.

Første 45 m av overbygningen, støpt på fast stillas ved akse 6

Et Bailey-system i ca. 50 m lengde ble først opphengt med stag gjennom rigelen. Fra endene av stillaset ble det festet Dywidag-stag som ble ført opp til kt. + 120 (fig. 2.16 - 2.18). Fra toppen av Bailey-stillaset ble det bygd et rør-stillas (cup-lock) opp til underkant bunnplate. Videre ble det brukt konvensjonell forskaling av lemmer. Hver seksjon (gjelder hele elementet på 745 m) ble inndelt i to støpetapper. Etappe 1: Bunnplate og sidekant. Etappe 2: Midtvegg og dekke.

Byggherren fikk overlevert en kurve som viste hvordan overhøyden skulle bygges opp i første støpefelt. Kurven hadde en, etter vår mening, uriktig fasong. AE sa seg delvis enig og foretok en mindre justering. Deformasjonen i enden var beregnet til 26 mm. Den ble i virkeligheten nærmere 60 mm ut mot kantene. Noe av dette kan skyldes uforutsette ting, men vi må kunne bemerke at AE burde ha forutsatt deformasjoner i reis og wirer. Tverråkene fikk også tildels store deformasjoner. Dette var det heller ikke tatt hensyn til.

Topp av brudekket ble justert inn i riktig høyde med en oppbygd kant mot kantdrager. Armeringen kom imidlertid for lavt og overdekningen ble for stor.

Ved neste støpeseksjon ble høydene justert inn for større nedbøyning. AE la opp til å komme inn på teoretisk "riktig" høyde så fort som mulig. Dette på tross av at AE i egen avviksrapport har skrevet at dette skulle avgjøres i samråd med byggherre. Konsulent og byggherre er opptatt av at det ikke må legges inn knekk i dekket og utarbeidet reviderte tegninger med nye høyder (tegn. 551 B). AE tok ikke hensyn til de nye høydene.

Kantdrager og undergurt ble som følge av dette støpt for høyt. Spesielt gjelder dette spissen av undergurten som i framkant ligger 47 mm og 56 mm over teoretisk linje. Profilet har imidlertid, sannsynligvis pga. for liten sideveis stivhet i forskalingen, flatet ut en del. I sidekantene har det spesielt mot øst i tillegg kommet store lokale deformasjoner. Fra profil 1972 til profil 1976 er det derfor et høydeavvik fra + 13 mm til - 30 mm. Innerforskalinga ble senere også av en eller annen grunn lagt opp med feil høyde. (Vi har her en mistanke om at det delvis ble gjort med tanke på å være sikker på å komme høyt nok.) Etter at lirene var lagt opp og støpen skulle starte, ble det både fra AE's formann og byggherren reagert på at disse lå svært høyt over kantdragerne. Vi målte dessuten overdekning og dekketykkelser 3 cm over det teoretiske. Først etter gjentatte henvendelser og meget sterkt påtrykk fra byggherren ble lirene justert ned 3 - 4 cm i enden. Selv etter dette ligger dekket ca. 3 cm for høyt.

På den ferdig utstøpte seksjonen oppsto det mange sprekker både i støpeskjøt mot kantdrager og ellers i dekket.

Høydemålinger viser:

Maks. avvik fra teoretisk høyde i senterlinjer er -32 mm +17 mm.

Høydeavvik i kantdrager er -40 mm +32 mm.

Høydeforskjellen langs senterlinja over 10 meter lengde er 47 mm.

Langs kantdrager er forskjellen 61 mm på 6 meter lengde.

Arbeidet med denne delen av dekket ble utført i perioden august 1990 til oktober-november 1990.

Første 45 m av overbygningen, støpt på fast stillas ved akse 7

Samme stillas-system ble brukt på akse 7 som på akse 6. Oppheng-systemet ble imidlertid forbedret og forsterket noe. Seksjonene ble bygget i perioden januar 1991 - april 1991.

Vår kontroll viste mange feil også på denne delen. Vinterstøpen var tildels dårlig planlagt, betongleveransen sviktet noe, mye justering av v/c-forhold og noen av støpene tok for lang tid. Dette er nok noe av årsakene til at det oppsto både riss, støpesår og tildels ujevnt dekke.

I undergurt seksjon 3.01 og 4.01 ble armeringsstoler type "Frank" snudd feil veg. Dette er utbedret ved at betongoverflaten er slammet med epoxy "mørtel" i området for hver armeringsstol.

Undergurt seksjon 3.02 og 4.02 ble betydelig utbedret pga. støpesår. Prosedyren for reparasjon av slike skader ble fulgt. Sluttresultatet ser ikke pent ut, men reparasjonsarbeidene ble solid utført.

Stikningsrapport viser at det ferdige brudekket, de 2 første seksjonene til hver side av akse 7, for det meste ligger for lavt, spesielt er det for lite "møne" på brudekket. Feil i geometrien på disse feltene førte til ekstra prosjekteringsarbeid for å komme til mest mulig planlagte høyder når overbygningen skulle støpes med forskalingsvognene.

Oppspenning av brukabler ved akse 6 og 7

Under første gangs oppspenning viste det seg, tydelig overraskende for AE, at det måtte spennes til ca. 700 kN før låseplata kunne settes inn bak forankringshodet. AE hadde da bare to jekker og to jekkekonsoller i stedet for 4 av hver, som AE likevel måtte ha før eller siden. AE ble også etter hvert klar over at en ikke kunne spenne opp til 700 kN på en side uten samtidig å avlaste forskalingsstagen på motsatt side. Med bare to jekker, som også hadde svært begrenset kapasiteter, ble oppspenningen en unødvendig komplisert og tidkrevende jobb.

Med fire jekker og tilhørende utstyr ville en ha hatt full kontroll med høyder og krefter, samtidig som arbeidet ville tatt mye kortere tid, så AE hadde planlagt dette arbeidet svært dårlig.

Ved akse 7 hadde AE forberedt seg bedre, og her gikk da arbeidet også bra. Her ble det for øvrig nødvendig å etterjustere seks kabler etter sammenstøping pga. tidligere nevnte feil geometri på brubanen.

Arbeid med flyttbart stillas-forskalingsvogner

For å bygge resten av bruoverbygningen mellom akse 5 og 8 hadde AE forutsatt å benytte et flyttbart forskalingsstillas - heretter kalt forskalingsvogn.

Som for stillaser ellers var det AE som hadde det fulle ansvar mht. planlegging og bygging av slike konstruksjoner. I tillegg var det her meget viktig med et nøyaktig samarbeid med konsulenten som skulle dimensjonere for krefter fra vogna eller ev. sette begrensninger.

Fosdalen Industrier AS ble tildelt byggingen av vognene som en totalentreprise sommeren 1989. Vi fikk ganske tidlig en del tegninger, som var vanskelig nok å tolke, og hadde ellers store problemer med å få bekreftet total vekt, opplagerkrefter m.m. - ting som konsulenten hadde bruk for i sin planlegging av den opphengte delen. I mai og juni 1990 mottok vi en del telefakser og notater direkte fra underleverandør som skulle gi svar på våre spørsmål, men dette var beheftet med så mye feil at vi til slutt i brev av 19. juli 1990 varslet AE om at det var fare for at plan-

leggingen stoppet opp.

Omtrent samtidig kunne AE fortelle at det var oppdaget diverse svakheter ved den opprinnelige konstruksjonen. En ny konsulent var engasjert for å kontrollere beregninger og ev. planlegge forsterkninger.

Så sent som den 16. november 1990 manglet vi endelige data på vognene. Den 6. november var det klart på brustedet for å kunne ta imot vognene, men de var ikke klare ennå. Den 20. - 22. november ble vognene heist på plass (fig. 2.19).

Den 23. november startet Fosdalen med å utføre resterende forsterkningsarbeid på vognene. Den 29. november ryker en buttsveis under nedsenking av vogn på kantdrager. Delvis stopp i arbeidet. Igang igjen 2. desember. Den 5. desember får vi beskjed om at AE er meget skeptisk til kvaliteten på arbeidet som Fosdalen utfører. De får heller ingen plan over det forsterkningsarbeidet som Fosdalen skal gjøre. På fredag den 7. desember blir vi orientert om at Fosdalen er "tatt av jobben". Pga. dårlig utførelse har faktisk det utførte forsterkningsarbeidet vært av negativ verdi.

AE har besluttet nå å ta ned de overliggende sidefagverkene som bærer vognene for å få disse bygd på nytt. Sidefagverkene blir nå utført av Teigens mek. verksted AS, Steinkjer, etter prosjektering av Tech Team AS, Mo i Rana, og kontroll av Multiconsult AS, Oslo. For røntgenkontroll og annen ikke-destruktiv kontroll på vognene benyttet AE Veritas AS, Trondheim. AE foretok også en full visuell kontroll av vognene slik de var oppmontert, sammen med inspektører fra Aker Verdal AS.

AE har i ettertid innrømmet at oppfølgingen av prosjekteringen og arbeidet med vognene har vært for dårlig. Det er ikke vanskelig for byggherren å være enig i dette.

I tillegg til nye sidefagverk, ble det også klart i løpet av januar at jevnheten på selve forskalingsflaket var for dårlig. All forskalingshud ble derfor skiftet ut fra stål til trehud (finerlemmer). Ellers ble en rekke sveiser utbedret og forsterket. Alt dette samt generell rigging pågikk i hele januar og februar 1991. Tilsammen ble det brukt ca. 4 måneder på rigging og utbedring, noe som minst var 2 måneder mer enn beregnet.

Selve vognkjøringen kom igang i løpet av månedsskiftet februar/mars (fig. 2.20 og 2.22). Etter noe innkjøringsproblem gikk arbeidet etter hvert rutinemessig. Etter 8 seksjoner var tidsforbruket nede i 6 dager pr. 2 x 10 meter. Sammenkobling mot akse 5 ble utført i juni og vognene flyttet over til akse 7, så støping her og sammenkobling mot akse 8 10. august. AE kom etter hvert ned på i underkant av 5 dager pr. 2 x 10 meter. Den ene vogna flyttes over til akse 6 igjen i august og det bygges så samtidig fra hver side utover høsten, med ca. 5 dagers sykluser. Sammenkobling på midten den 11. november 1991 (fig. 2.37 - 2.42).

Byggingen med forskalingsvognene kan skjematisk beskrives slik:

1. Vognkonstruksjon

Forskalingsvognene besto av to hovedeler, som var sidefagverkene med arbeidsplattformer, og underforskalingen. Sidefagverkene var bæresystem for hele vognkonstruksjonen i framkjøringsfasen, og for plattformer mv. i støpefasen, videre var også fagverkene mothold for underforskalingen etter at denne var justert og kablene innmontert og spent opp og før armerings- og støpearbeidet tok til.

2. Tverrsnittsinndeling

Betongtverrsnittet ble støpt i to støpeavsnitt (fig. 2.23). Første støpeavsnitt besto av undergurt og kantdragere (55 % av tverrsnittsvekten), mens andre støpeavsnitt besto av brudekket og innvendig midtvegg (45 % av tverrsnittsvekten). Vekt totalt av tverrsnittet var ca. 16 t/m, dvs. ca. 160 tonn for en 10 m seksjon.

3. Første støpeavsnitt

Forskalingsvognene var konstruert slik at kabelforankringene ble satt inn i underforskalingen og tilhørende kabelpar montert inn og spent opp til en gitt kraft med tilhørende høydekontroll før første støpeavsnitt ble utført (fig. 2.24). Første støpeavsnitt ble så støpt utenfra og inn mot støpeskjøt for foregående seksjon. Den siste betongen mot støpeskjøten ble retardert, ny oppspenning av kabelparet ble foretatt med tilhørende høydekontroll og eventuell justering av kabelkrefter for å få riktig høyde før betongen mot støpeskjøten ble revibrert og støpingen avsluttet. Geometrien for overbygningen blir altså bestemt i dette støpeavsnittet, og det er derfor en fordel at en vesentlig del av tverrsnittsvekten ligger i første støpeavsnitt.

4. Andre støpeavsnitt

Etter herding til 20 MPa (10-12 timer) ble innerforskalingen dratt fram og dekke og midtvegg armert og støpt. Fasthetskravet for overføring av kabelkrefter til betongen var satt til 35 MPa, men siden kantdragerne var med i første støpeavsnitt, var denne fastheten allerede oppnådd her. For dekket kunne fasthetskravet derfor reduseres til 25 MPa siden kabelkreftene kom inn i dekket gjennom kantdragerne. Kabelparet kunne dermed spennes opp 12-16 timer etter avsluttet støpearbeid (kontrollert ved herdeprøver styrt av innstøpte termurmalere). Underforskalingen var også isolert på undersiden og utstyrt med varmekabler for støping ved lave temperaturer. Etter oppspenning og tilhørende høydekontroll og eventuell justering av kabelkrefter for å få riktig høyde, ble så låsplater og førplater lagt inn foran kabelhodene og jekkene frigjort. Framkjøring av forskalingsvognene til neste seksjon kunne så påbegynnes.

5. Sluttoppspenning

Ved denne siste oppspenningen var det da tre parametre som var utregnet å forhånd og som helst skulle stemme innbyrdes:

1. Høyder K.punkt
2. Kabelkraft
3. Kabellengde (dvs. tykkelse forplater)

Riktig høyde på K.punkt var den parameter som ble tillagt avgjørende vekt, så ved ev. avvik ble kabelkraft og forplatetykkelse justert, slik at geometrien ble riktig.

6. Justering av underforskalingen

Underforskalingen var utstyrt med målebolter som ble satt i fast posisjon over K.punkter for kablene. Boltene var satt slik at de ble innstøpt og sto igjen når underforskalingen ble flyttet fram til neste seksjon, og de ble da senere brukt som nivelleringsbolter for kontroll av lengdeprofilen.

Justering av underforskalingen før støping ble utført på følgende måte:

- Kontroll målebolter i sist støpte seksjon.
- Beregning av forplatetykkelser for riktig lengde (legges inn på høyre side) og for riktig retning (legges inn på venstre side).
- Framkjøring av vogn.
- Innlegging av beregnete forplater.
- Kontroll målebolter på underforskalingen, ev. justering.
- Fastspenning av underforskalingen i bakkant.
- Innstilling høyde på underforskalingen i framkant.
- Utføring og avlåsning mot sidefagverk i framkant.
- Innstilling av jekker, innmontering av kabelforankringer.
- Kabelmontering.

Arbeidsrutiner

Også på vognene ble det brukt 2 x 12 timers skift pr. døgn. Det var nødvendig med opptil 4 skift for å dekke opp hele uka. Inntil sammenkobling ved akse 5 og 8 ble alt utstyr, armering og betong transportert opp med traverskran ved tårnet og videre med en liten traktor.

Det var på forhånd utarbeidet omfattende prosedyrer for alle viktige arbeidsoperasjoner.

Byggherren har konsentrert kontrollen om kontroll av armering, rengjøring av form m.m. før støp samt å være mest mulig til stede under selve støpen. For å få dette til ble det brukt et beredskapsopplegg og delvis toskifts ordning.

Kontroll av geometri

AE hadde et meget bra opplegg for å holde kontroll med geometrien. Oppmålingsrapporter ble fortløpende overlevert. Konsulenten hadde beskrevet kontroll både mot geometri og kabelkraft.

Geometrien ble justert lokalt i forhold til de to forrige støpte seksjoner med en på forhånd beregnet verdi. I tillegg ble "global måling" foretatt med jevne mellomrom. Ved endelig oppspenning var konsulenten i beredskap for å kunne foreta endelig korrigerende av kabelkraft og forplater. Byggherren foretok i liten grad egne målinger.

Slakkarmering

Med produksjon av 64 like seksjoner lå det her an til en sterkt fabrikkpreget produksjon. Dette ble det da også med de fordeler og ulemper dette medfører.

Med unntak av lengdearmeringen i sidekantene var armeringen lik på alle seksjoner. Dette gjorde at mye av armeringen til bunnplate og sidekanter kunne prefabrikeres på forhånd, noe som ga en nøyaktig montert armering. Selv om arbeidet foregikk under stort tidspress, er vi fornøyd med armeringsarbeidet.

Byggherren la stor vekt på å kontrollere ferdig armering før hver støp. Noen små mangler, som oftest overdekning, ble hver gang påpekt. Mangler mht. antall og centeravstand ble sjelden oppdaget. Når det gjelder overdekning, så ble det tillatt brukt monteringsjern nede i spissen på tverrsnittet og i sidekanten (epoxybelagt). Armeringsstolene ble noen ganger satt med for stor avstand og noen ble presset ned i forskalingsshuden pga. belastningen. Noen ganger kunne det være problemer å få utbedret dette.

Utsatte punkter mht. til overdekning og som må overvåkes er nede i spissen og ca. en meter oppover og i overgang skråside og sidekant. Overdekningen i dekket ble etter hvert godt tatt vare på ved at vibrobryggen ble trukket over like før støp, og topparmeringen justert etter dette.

Spennarmeringsarbeider

Det var opprinnelig planlagt lagt spennkabler i injiserte rør i ca. 200 meters lengde over midten av brua. Dette ble endret til "åpne" kabler i form av bunter av standard 0,6" spenntau lagt enkeltvis i fettfylte polyetylenrør på begge sider av midtveggen og opp mot sidekanten. Etter ferdig oppspenning måtte de lengste kabelbuntene understøttes på midten med trebukker for å hindre svingninger i forbindelse med passering av tunge kjøretøyer (fig. 5.3).

Utstøping

Som nevnt tidligere ble hver seksjon støpt i to etapper, bunnplate og sidekanter først og så midtvegg og dekke. Den første etappen var nok mest komplisert med tett armerte forankringsvouter og skrå flater på bunnplata. Både sidekanter og forankringsvouter krevde omhyggelig vibrering, og etter antall registrerte støpesår (svært få) må vi anta at dette er bra utført. Bunnplata burde være noe komplisert med skrå flater, men det hele fungerte bra. Prosedyren beskrev i utgangspunktet støping nedenfra og oppover, noe som burde være naturlig. Dette fungerte også bra, men det ble også i perioder støpt ovenfra og nedover, uten at dette så ut til å bli dårlig resultat av.

Bunnplata ble vibrert med stavvibrator, trukket av med lire og brettskurt. Det eneste negative var at bunnplata hele tiden hadde en tendens til å bli for tykk (1 - 2 cm) og enkelte små sår i forbindelse med opplegget for innerforskalingen (innstøpt betongkloss).

Etappe to startet med støping av midtvegg, som hele tiden hadde en tendens til å bli for smal pga. for hard stramming av gjennomgående stag.

Selve dekket ble komprimert med stavvibrator og spesialkonstruert vibrobrygge, brettskurt og kostet på tvers. Også dekket hadde en tendens til å bli for tykt.

All støping startet foran i vogna og gikk bakover, og det var epoxylim i skjøter mot sidekanter og mot sist støpte seksjon i forkant. All støping foregikk under telt (tre vegger + tak), med unntak av de første seksjonene støpt på fast stillas. Selve utstøpingen gikk etter hvert meget rutinemessig og profesjonelt.

Herdingen av betongen ble ellers sikret med henholdsvis isolering av forskaling og utstøpt betong, samt at varme ble tilført ved lave temperaturer (varmekabler og vifte).

Etterbehandling av utstøpt betong

Brudekket skulle sprøytes med membranherdner og deretter tildekket med plastfolie, alternativt vannoverrisling. Likevel oppsto det tildels store mengder "plastisk svinnriss", spesielt i C60-betongen.

Mye prøve og feiling ble utført, og det viste seg vanskelig å finne fram til en metode der man unngikk riss. Ut fra dette er det nærliggende å tro at mye av årsaken ligger i betongens sammensetning (cementinnhold m.m.).

Gunstigste resultat ble oppnådd ved følgende prosedyre:

- Påsprøyting av membranherdner rett etter utstøping.
- Vente 4 - 5 timer, så legge på Ethafoam isolasjon (10 mm) når betongen var tilstrekkelig herdnet.

- Samtidig legge på presenning som skal ligge i 6 døgn.

Svinnriss oppsto også nå, men i mindre mengde.

Videre ble det registrert noen fastholdingsriss pga. utformingen med støpeskjøter langs tre kanter. Dette er riss som oppstår ca. 45 grader på støpeskjøtene og tildels er gjennomgående (vanngjennomgang). Etter hvert som det er påført større horisontalkraft gjennom overbygningen er disse rissene blitt lukket, og vanngjennomgangen stoppet, kfr. vedlegg 4.9.

Få av svinnrissene ble utbedret under byggingen, men det vil bli gjort i 1992-93. Det er ellers under byggingen prøvd å legge inn ekstra svinnarmering i enkelte seksjoner. Dette bedret ikke forholdene og ble sløffet etter kort tid.

Det var nødvendig å skifte forskalingsshuden i vogna en gang pr. vogn, henholdsvis ved seksjon 2.11 og 3.19. Fra seksjon ca. 3.14 til 3.18 er underside bunnplate helt klart dårligere enn på de andre seksjonene.

Pga. problem med å overholde jevnhetskravene, valgte AE å slipe dekket på hele brua. Arbeidet ble utført av AS Nordisk Veibetong. Gjennomsnittlig slipedybde ble rundt 5 - 6 mm. På enkelte korte strekninger ble det slipt så mye som 20 mm for å få god nok geometri. Med bakgrunn i den lave trafikkmengden har vi valgt å godta en slik reduksjon av overdekningen.

Dekket er blitt jevnt og godt å kjøre på, med noen få gjenstående merkbare svanker.

Sammenkobling ved akse 5 og 8

Koblingen ble utført etter at vognene var fjernet. Strekk og trykkstag ble ført fra brua og ned til fjell og brua ble "låst" i riktig høyde. Sideveis ble det avstivet med kryss-stag. Mellomrommet ble forskalet på konvensjonell måte og armert og støpt (fig. 2.21).

Det ble en god del diskusjon angående krav om ekstra tillegg for å utføre arbeidet. Dette gikk i grove trekk ut på at AE mente at koblingen var for dårlig beskrevet i anbudet og at de dermed hadde krav på tillegg. Kravet ble til slutt trukket tilbake.

Sammenkobling i midtspenn, støpeseksjon 3.27

Forut for sammenstøpingen i midtspennet var det nødvendig med jekking mellom tårn og bruoverbygning for å få plassert bruoverbygningen på rett sted i lengderetningen. Bruoverbygningen (de 2 halvdelene av brua på hver side av brumidte) ble flyttet de angitte mm som var beskrevet i prosedyre tegn. 560. Trykkstaver og spennkabler for innbyrdes fastholding av kragarmene ble montert og aktivisert, forskalingsflak ble klemt på plass, høyder på utkragerne finjustert uten problemer, delvis med ballast, og det var heller ingen spesielle problem med armering og

utstøping. Gode værforhold hele tiden, og stikningsrapporter viser ok resultater for denne del av brubyggingen.

Siste støpingen ble utført 11. november 1991, med stor festivitas, bl.a. med filming fra NRK. AE kom også med tilleggskrav i forbindelse med denne koblingen. Deler av dette kravet ble imøtekommet ved sluttoppgjøret.

Kabelmontering

Arbeidet med kabelmontering ble utført som underentreprise av firmaet Alfred Andersen AS. Kablene ble levert fra Austria Draht etter en på forhånd avtalt leveringsplan. De første 2 x 8 kabler nærmest tårnene ble levert på stedet med bil, mens resten ble levert pr. jernbane på Steinkjer. Det ble ikke registrert skade på noen kabler i forbindelse med leveringen.

Forut for selve monteringen ble kabelen overflatebehandlet på de nederste 0,5 m mot forankringshodene (område for låseplater og shims). Dette området hadde imidlertid en lei tendens til å sprekke opp i forbindelse med monteringen og økningen i kabelkraft ved vognutstøpingen, og dette er et svakt punkt som er vanskelig å utbedre.

Monteringen foregikk med utrulling av kablene fra kveil og trommel (fig. 2.25 og 2.32) og det øverste hodet ble heist opp i tårnet (fig. 2.26 og 2.27) og låst fast i resp. forankringsrør med låseplate (fig. 2.34). Ved stort avvik ble noe shims (utføringsplater) også lagt imellom. Kabelen ble så rullet ut langs dekket. Et vinsjsystem trakk det andre kabelhodet i stilling foran forankringsrøret i vogna og jekkespindel ble festet i hode og jekk (fig. 2.28). Deretter kunne nødvendig oppstramming foretas med jekkene i vogna (fig. 2.29 og 2.31) og til slutt avlåsning med låseplate og nødvendige utføringsplater (fig. 2.35 og 2.36).

Alle kabler ble montert uten synlige skader. Til slutt ble kablene overflatebehandlet i "rørskyggen" (fig. 2.33) og svingingsdempere montert. Neoprenkapper rundt rørende/kabel ved brubanen ble montert etter at alle kabler er ferdig overflatebehandlet. I toppen ble neoprenkapper sløyfet, og demperne ble sikret med settskruer.

Kabler 2.24, 2.25, 2.26 og tilsvarende 3.24, 3.25 og 3.26 fikk en nødvendig oppspenningskraft som ble større enn kapasiteten på oppspenningsutstyret i forskalingsvognene (> 2500 kN). For å komme ut av dette uføret, ble det montert klemmer på bærekablene og utført jekking mellom klemmene og innstøpte fester i kantdrageren parallelt med hovedjekkene (fig. 2.30). Denne arbeidsoperasjonen fikk en heldig utførelse og ble billig både for AE og byggherren. Dette arbeidet ble utført som tilleggssarbeid, da maks. oppspenningskraft i anbudet var oppgitt til 2500 kN.

Maling av kabler

Maling av kabler startet sommeren 1992, men entreprenøren (Alf. Andersen AS) rakk bare å utføre 25 % av arbeidet. Arbeidet ble fullført i 1993.

Utstøping av ballastbetong

I forbindelse med montering av kablene var det også forutsatt etappevis utstøping av ballastbetong innvendig i tverrsnittet mellom akse 2 - 5 og akse 8 - 11.

I følge kontrakten skulle AE støpe ut ballastbetongen, slik at brutverrsnittet til slutt endte opp som et homogent betongtverrsnitt. AE ønsket å bruke overskuddsbetong fra støping i forskalingsvognene til ballastbetong i viaduktene. Dersom AE tok ansvar for skikkelig oppfølging på slik etappevis utstøping, var dette ok for byggherren. Støping av ballastbetong ble etter hvert en vanskelig jobb: Endte opp med en prosedyre nr. 670, rev. oktober 1991, der utstøpingen skulle foregå i 3 støpeavsnitt. 3. støpeavsnitt gikk ut på å gyse siste 5 - 10 cm som skulle stå igjen mellom 2. støpeavsnitt av ballastbetongen og u.k. dekket. Det ble boret nye $\phi 32$ mm hull i brudekket som enten skulle brukes til å pumpe mørtel ned i eller som skulle fungere som drenering/utlufting for vatn og luft som stod inne mellom ballastbetongen og u.k. dekke.

Problem med vatn inne i tverrsnittet, værforhold, "urein" gysemasse fabrikkblandet fra Verdal, problem med pumper og urutinert mannskap førte til at mye av jobben gikk dårlig.

Vi har i ettertid registrert at det fremdeles er hullrom mellom ballastbetong og u.k. dekke. Da det vil være liten fare for skade i forbindelse med ev. frostsprenging, har vi frafalt videre krav om utbedring.

I forbindelse med gysing (3. støpeavsnitt) i felt akse 2 - 3 slo dekket sprekker som sikkert skyldes for høyt pumpetrykk ved gysingen. AE leverte avviksrapport, laget prosedyre på utbedring, fikk denne godkjent og gjorde forsøk på utbedring. Pr. i dag vet vi lite om resultatene av disse utbedringsarbeidene.

Mengder overbygning akse 5 - 8:

Betong C45	:	1995 m ³
Betong C60	:	2730 m ³
Armering	:	1298 tonn
Spennarmering	:	3847 mMN

Armeringsmengden er økt ca. 83 % i forhold til mengden i anbudet. Videre er over halvparten av betongen støpt med kval. C60 i forhold til i anbudet som forutsatte all betong i C45.

4.14 Betongproduksjon

Generelt

Betong til anlegget ble levert fra to forskjellige blandeverk, Midt Norsk betong i Verdal og eget oppsatt blandeverk på Mosvik-siden. Samme tilslag ble benyttet på begge verk. På Inderøy-siden kom all betong fra Verdal. Fra eget verk er følgende betong levert på Mosvik-siden: Søylar, deler av overbygning akse 8 - 15, fundament akse 7, tårn akse 7 og deler av de første 45 m av overbygningen. Etter at vognkjøringen kom igang fra akse 7, ble eget verk demontert og resten av betongen levert fra Verdal. Av all betong er ca. 70 % av betongen levert fra Verdal og ca. 30 % fra eget verk. Det var for øvrig hele tiden "småproblemer" med eget verk, uten at vi direkte kunne påvise at det gikk ut over kvaliteten. Disse problemene var årsaken til at verket ble demontert før brua var ferdig.

Krav til betongen

Krav til proposjonering m.m. er gitt i følge tradisjonelle vegvesen-krav. For dette anlegget ble den første utgaven (81) av Prosesskode 2 lagt til grunn. Av de viktigste kravene nevnes:

1. Masseforhold (m) settes $\leq 0,4$.
2. Krav til luftinnhold 5 +/- 1,5 %.
3. Maks. tillatt steinstørrelse D100 = 32 mm.
For undervannsstøp tilsvarende = 22 mm.
4. Sementtype og silikatilsetning i følge B-rundskriv 85/18 fra Vegdirektoratet.

I forbindelse med bestilling av C60 kval. betong ble kravet til luftinnhold sløffet, da denne betongen er sterk nok i seg selv til å motstå påkjenninger som blir påført i forbindelse med frost.

Prøveblandinger ble utført, men pga. at det fantes ferske erfaringer av tilsvarende betongblandinger brukt i egen regi, kunne kravet til dokumentasjon reduseres noe.

Betongresepter

Det ble brukt fem forskjellige betongresepter:

1. C-45-MA, vanlig kval.
2. C-45-MA, glidestøp.
3. C-45-MA, undervannsstøp.
4. C-60-MA, bruoverbygn., rigler
5. C-25, ballast.

Reseptene ble justert noe underveis, men så i utgangspunktet slik ut:

Materialer (kg)	C45 MA			C60 MA	C25
	Tørrstøp for fundamenter, landkar, og ca. 600 m bruoverbyg- ning	Glidestøp for søyler og tårn	Undervann- støp	Tørrstøp for ca. 400 m bruoverbyg- ning og ca. 6 m av tårn ved rigler	Ballastbetong
Sement P30	380/390	380	383	440/450	245
Silika	19	19	30	23	10
Sand 0-10 mm	955	1050	1140	895	1220
Pukk 10-20 mm	320	300	-	350	280
Pukk 20-30 mm	550	490	-	540	470
Pukk 10-22 mm	-	-	680	-	-
Vann	162	162	182	160	175
P-stoff	3,5	2,0	4,2	4,0	3,5
L-stoff	0,1	0,2	-	-	-
SP-stoff	1,5 - 4,0	inntil 7,0	2,4	inntil 9,0	-
$m = \frac{v}{c + 2 \times s}$	0,38	0,39	0,41	0,32	-

Trykkfasthet

Målte trykkfastheter har hele tiden vært meget bra. Bare noen få undermålere er registrert. Den karakteristiske fasthet har endog til tider vært unødvendig høy både for C60 og C45. Dette har vi påpekt overfor AE, men da AE av framdriftsmessige årsaker har prioritert høy tidlig fasthet, har det vært vanskelig å få justert ned sementinnholdet. Vegvesenet mener at høyt cement-innhold nok er en medvirkende årsak til problemet med svinnsprekker i brudekket.

Andre betraktninger omkring betongkvaliteten

Betongen har vært lite utsatt for separasjon selv om det ofte ble kjørt med slump over 20 cm. Bruken av superplastiserende stoffer har vært stor og ofte etter vår mening unødvendig stor. Selv om det har vært vanskelig å påvise skadelige virkninger, har vi ofte stilt oss spørsmålet om ikke dette kanskje er den indirekte årsaken til bl.a. svinnsprekkene.

Vi vet at betongkvalitet C45-MA og ikke minst C60-MA er en krevende betong med hensyn til tilslag. Det kreves tilslag med lavt vannbehov for å kunne produsere støpelig betong. Hadde vi på forhånd satt krav til behandling/fraksjonering (otpimalisering) av tilslaget, så hadde helt klart cementforbruket også kunnet reduseres betraktelig, og dermed noe av rissproblematikken.

Slik beskrivelsen nå en gang var, kunne vi vanskelig forlange skifte av tilslag uten samtidig å bli møtt med et økonomisk tilleggskrav. Igjen står vi tilbake med problematikken omkring superplastiserende tilsetninger: Utstrakt bruk av disse stoffene gjør det mulig å produsere en betong som er støpelig, men betongens egenskaper kan på mange måter være endret.

I denne forbindelse er det også naturlig å stille spørsmål om kravet til masseforhold på $\leq 0,4$ er riktig, jf. NS 3420 som har andre krav.

5. Standardutstyr

Rekkverk

Det er montert tre forskjellige typer rekkverk.

På sørsiden av brubanen er montert standardisert gangbru srosserekkverk. Mellom gang- og kjørebane er montert et lavt rekkverk med "føringsskinne" av rør diam. = 152 mm.

På nordsiden av kjørebane er montert kjørebrurekkverk med "føringsskinne" av rør diam. = 152 mm og tre rør diam. = 60 mm. Alle rekkverk er montert og levert av underleverandør Teigens Maskinforretning AS.

Geometrien på alle rekkverk er godkjent som akseptabel. For alle rekkverk ble det nødvendig å foreta ekstra meisling i flere utsparinger pga. unøyaktig plassering. Bare noen få armeringsjern måtte kappes. Der det ble meislet, ble det skjært "rette" kanter i overflaten. Stolpene ble faststøpt med ekspanderende mørtel. Det ble ofte påpekt for mye vann i hullene før støping. Videre var det frost i perioder. Resultatene tyder imidlertid ikke på noe reduksjon av kvaliteten pga. dette. Tykkelsen på sinkbelegget er akseptabelt med unntak av alle rør på kjørebrurekkverk i nord. Her var heller ikke skjotene behandlet etter bearbeiding. Vi reklamerte på dette og det ble oppgjort med et prisavslag, dette med tanke på at den reduserte tykkelsen kunne kompenseres med et malingsbelegg om noen år.

Det ble ikke gjort noe tiltak i forbindelse med varmforsinkingen med tanke på at cementen er avkromatisert etter 1. juli 1988.

Lager

Det er montert lager i syv av aksene. Lagrene er av type VG-lager fra Skandinavisk Spendbeton. Størrelsen på de fleste av lagrene måtte økes noe under bygging grunnet før nevnte økning av dimensjonerende vind, spesielt gjelder dette hovedlagrene i akse 6 og 7. Totale merkostnader beløper seg til ca. kr 300.000,-.

I akse 11 og 15 er det faste lager, mens alle de andre er bevegelig. De største av lagrene er bevegelig opp til 500 mm (+/- 250).

Fuger

Fuger er montert i akse 1 og midt mellom akse 11 og 12. Type fuge er "Mageba" levert fra Skandinavisk Spendbeton. Total bevegelighet er 400 mm for akse 1 og 500 mm for akse 12.

Størrelsen på fugene ble endret under byggingen - total merkostnad ca. kr 125.000,-. Forinnstilling av fugene ble gjort ut fra forutsetning om en viss krymping av brubanen i lengderetningen. Dette har ikke skjedd så raskt som forutsatt, noe som har medført at fugene har vært tilnærmet fullt utnyttet ved høye temperaturer sommeren 1992.

Drensrør

Det er montert tilsammen 114 stk. drensrør i bunnplaten i den opphengte delen av overbygningen (for hver 10 m). Da det er minimalt med vann som kommer inn i overbygningen, er nok disse rørene vel så viktig i ventilasjonssammenheng.

6. Annet utstyr

Trapper og ledere

Det er montert rettløpstrapp i søndre tårnbein i begge tårn fra kjørebanelivå og til kote 118,00. Videre opp til topps er montert to stk. ledere pr. tårn. Ledere er også montert på hvert hovedfundament.

Dører og luker

4 stk. ståldører er montert i tårnvegger ved kjørebanelivå

Tilsammen er det montert 19 stålluker, bl.a. på toppen av hovedfundamentene, 7 stk. i brudekke for atkomst til innvending i bruoverbygning og takluker i tårntopper.

Belysning av brubane

Det er montert 34 stk. lyspunkt for belysning av brubanen. Lysene styres av fotocelle montert på tårn akse 7. Lysene gir brua en meget fin markering i mørket.

Annet elektroarbeid

- Strømforsyningen tas både fra Inderøy-siden og Mosvik-siden (50 %/50 %). Måler er montert i skap ved hvert landkar.
- For innvendig belysning i tårnbein og rigel er montert 2 x 58 W lysstoffrør. Armaturene var ikke levert med deksel. Vi reklamerte på dette, og et enkelt plast-deksel ble montert på hver armatur.
- Uttak for el.kraft er montert ved landkar, i tårn og i bruoverbygningen.
- Flysikringslys, type Tranberg 250 W, rød er montert i hver tårntopp.
- Styrelys for skipsfarten, type Tranberg 60 W, hvit, er montert midt i hovedspennet.
- For belysning av tårnbein og hovedfundamenter er montert to stk. lyskastere på 1000 W under bruoverbygningen ca. 20 m fra hvert tårn.
- For fremtidig føring av høyspentkabler i brua er det montert kabelbru/rør i hele bruas lengde.

Nivelleringsbolter

Egne nivelleringsbolter er sløyfet. Til dette bruk vil bli benyttet messingbolter som ble brukt i forbindelse med byggingen. Disse står i topp brubane, rett over hvert kabelhode (K-punkt).

7. Værforhold

Våre byggerapporter konkluderer med at værforholdene ikke har vært til vesentlig hinder for arbeidene. Det må vel heller fastslås at det var uvanlig gode forhold i byggeperioden.

Høsten 1989 var det perioder med mye regn og kortere perioder i oktober - desember med tildels sterk vind (kuling). Første halvår 1990 var uvanlig mild og de fleste "vinterstøpene" ble utført uten at tining eller oppvarming var nødvendig. Andre halvår 1990 var også mild med et par kortere perioder med sterk vind i november - desember.

Første halvår 1991 hadde gunstige forhold med en kortere periode i januar med kulde og vind. Andre halvår 1991 hadde også gunstige værforhold. Bl.a. kunne mindre betongutbedringsarbeider utføres helt fram til åpning i desember.

Etter at brua var ferdig ble det imidlertid en skikkelig storm 1. nyttårsdag 1992, da det i vindkastene ble målt opp til 40 m/s i kastene. Slike forhold ble aldri registrert i byggetiden. Den ferdige brua oppførte seg meget bra under denne stormen etter det en kunne bedømme visuelt. Samtidige målinger (kfr. egen rapport) bekrefter dette.

8. Besøk/mediainteresse

Interessen for dette anlegget har vært stor, både fra fagmiljøet og fra andre. Besøkene har vært mange og til tider kanskje for mange!

Denne "delen" av arbeidet har tidsmessig helt klart vært undervurdert av oss, men vi har likevel prøvd å være positive til alle som har ønsket orientering og omvisning på brua. Gjesteboka viser at det har vært godt over 100 besøk i byggetida. Besøk fra andre vegkontor, studenter, konsulenter, skoler, lag og foreninger. Fra utlandet har det også vært stor interesse, bl.a. 3 - 4 japanske delegasjoner vært på besøk.

Aviser og fagtidsskrifter har også funnet prosjektet interessant, bl.a. også utenlandske fagtidsskrift. NRK-TV har hatt flere innslag fra byggingen samt fra åpningen.

9. Tidsfrister - framdrift

Kontrakten forutsatte ferdigstilling innen 2. desember 1991. I løpet av byggetiden har AE levert en rekke framdriftsplaner.

De første var for optimistiske og bar preg av manglende oversikt. Etter hvert gjorde virkningene av forsinkelsene i sjøarbeidene og senere også forskalingsvognene at planene måtte revideres. En oversikt over framdriftsplaner er vist nedenfor:

- Plan av 31.5.89 - ferdig våren 1991
- Plan av 6.7.89 - ferdig juli 1991
- Plan av 9.10.89 - ferdig oktober 1991
- Plan av 20.6.90 - ferdig 2. desember 1991 (kontr.frist)
- Plan av 28.11.90 - ferdig april/mai 1992
- Plan av 2.7.91 - ferdig februar 1992
- Plan av 4.11.91 - ferdig 2. desember 1991 (kontr.frist)

Overbygningsarbeidene utført med forskalingsvognene viste seg å gå over all forventning, og sammen med helkontinuerlig døgndrift også på disse arbeider kunne forsinkelsene tas inn, og brua overleveres i samsvar med kontraktens frist.

**BRUA BLE OFFISIELT ÅPNET FOR TRAFIKK AV H.M. KONG HARALD
DEN 19. DESEMBER 1991.**

10. Byggerapporter

Det er i løpet av byggetiden skrevet fem byggerapporter - en for hvert halvår.

Disse gir for hver periode opplysninger om følgende:

Utførte arbeider. Bemanning og utstyr. Framdrift.
Tilleggsarbeider. Forandringer av planer.
Økonomisk status. Kontrollresultater. Spesielle saker.
Værforhold.

Disse er fordelt til:

AS Skarnsundbrua
Vegdirektoratets bruavdeling
Johs. Holt AS
Internt på vegkontoret til alle avdelinger

11. Dagbøker

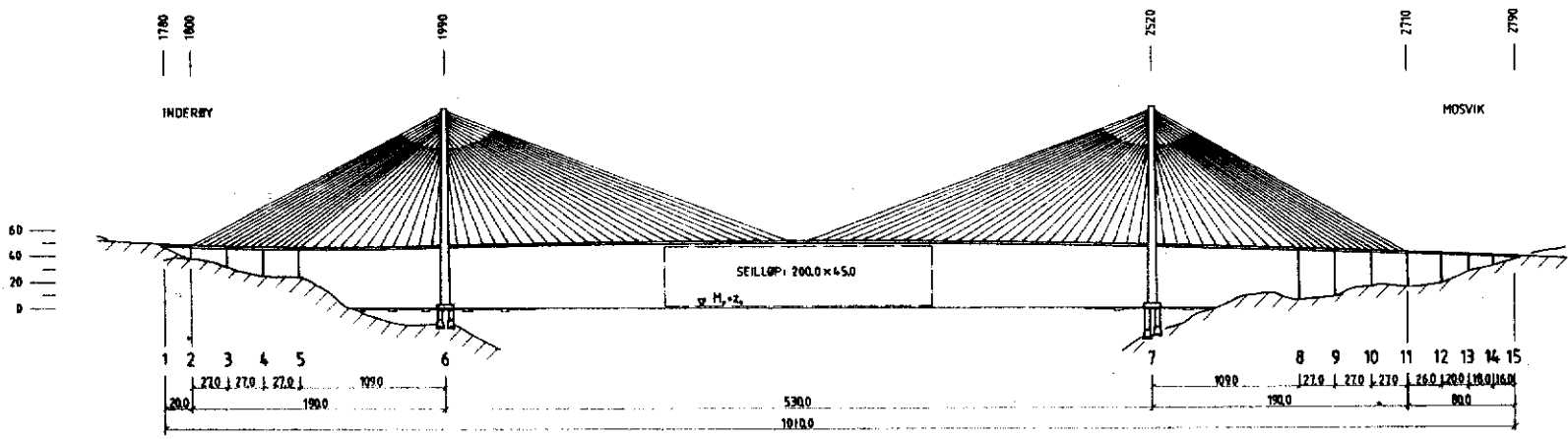
På byggeplassen er det daglig ført notater over utført arbeid, avtaler, påpekte mangler og hva som er gjort med disse, værforhold m.m.

Dette finnes i følgende dagbøker:

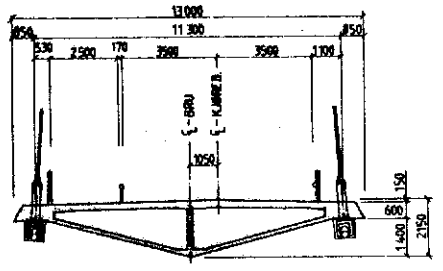
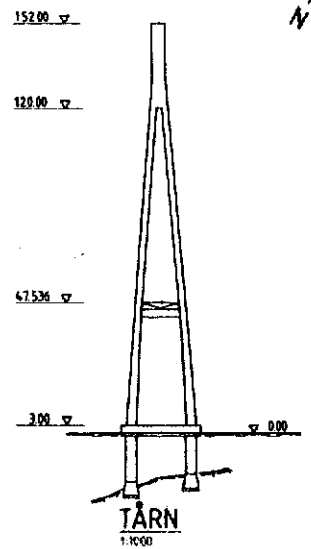
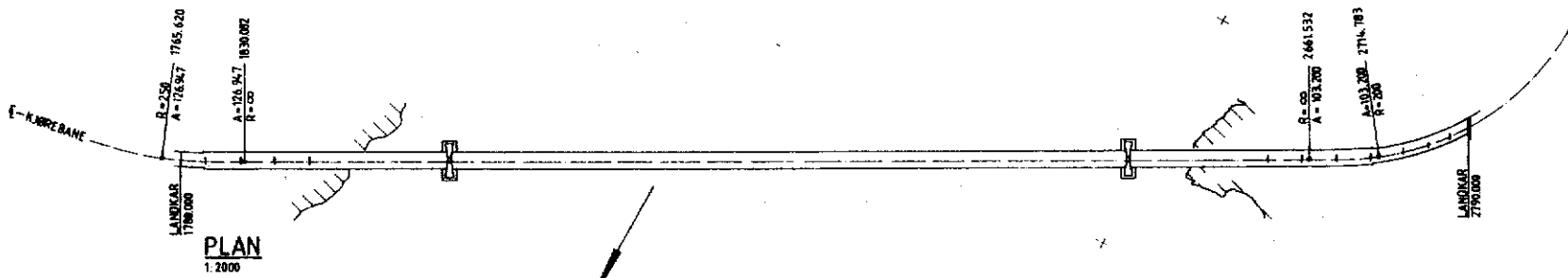
Nr. 1, for perioden 23.3.89 til 25.4.90
Nr. 2, " " 25.4.90 til 25.1.91
Nr. 3, " " 28.1.91 til 19.9.91
Nr. 4, " " 20.9.91 til ut 1993

For tårn akse 6 og 7 er det ført egen dagbok. Tårn akse 6 ble bygget i tidsrommet 26.2.90 til 28.6.90 og akse 7 31.8.90 til 5.12.90.

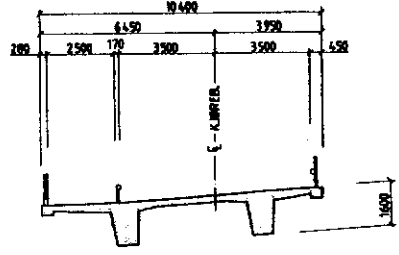
PROFIL NR.	1780	1799	2255	2520	2790
PROFIL HØYDE	68448	67536	50663	47536	38537
VERTIKALKURVE	-50,366	R=3000	+22,333	R=12000	
	1760 980	1979 020	1987 014		



OPPRISS
1:2000



OPPHENGT BRUBANE
1:100
GENERELT TVERRSNITT, AKSE 2-11.
BRUBANEN UTFØRES MED MASSIVT TVERRSNITT MELLOM AKSE 2-5 OG 8-11.



VIADUKTER
1:100
GENERELT TVERRSNITT, AKSE 1-2 OG 11-15.

ANMERKNINGER:
LASTFORSKRIFTER: FØRELØPIGE LASTFORSKRIFTER FOR BRUER OG FERGERIAER I DET OFFENTLIGE VEGNETT 1986/1.
MÅL I M. OG MM
KOTE 000 = MIDDELVANNSSTAND
Z₀ = 1,60 m
VEGKLASSE: II 0.

Godkjent som arbeidstegning.
VEGDIREKTORATET, 24. 8. 1988
M. J. Jørgensen Odd Gunn Larsen

HENVISNINGER:

C	AKSE 14 FLYTTET, NY AKSE 15, BRULENGDE ØKET.	190124		
D	SPENNVIDDER AKSE 11 - 14.	890731		
A	Godkjent som arbeidstegning.	890629		
Nr.	Forandring	Dato	Tegn.	Rev.

STATENS VEGVESEN, NORD-TRØNDELAG
RV. 755 HP 02-06
SKARNSUNDET BRU
SKRÅKABELBRU

OVERSIKT

JOHB. HOLT AS

190124
890731
890629

1989.05.10
Tegn. *[Signature]*
Rev. *[Signature]*
Ansvarlig
C. Hansvold
Målestokk
1:2000 1:1000 1:500
Tegning nr.
0910 / 100 r

Fig. 2.1
Mosvik-siden i juli 1989.
Betongstasjon ferdig rig-
get. Søylefundament akse
11 støpt.



Fig 2.2
Glidestop søyler akse 8 og
9 igang. Rv. 755 går gjen-
nom anleggsområdet, og
overbygg over riksvegen
settes opp.



Fig. 2.3
Arbeidsplattformen under
glidestop av søyler.



Fig. 2.4
Tårnfundament Inderøy-
siden. Støping av siste
undervannspilar mot NV
11. sept. 1989.



Fig. 2.5
Armering av nordre del av
fundamentplate tårn
Inderøy. Forskaling av
betongkassetter.
Des. 1989.



Fig. 2.6
Boring for fjellforankringer
under tårnfundament
Inderøy (det ble satt ned
ror for disse i de støpte
delene).



Fig. 2.7
Viadukt akse 1-5 Inderøy
i okt. 1989. Understøttelse
av frittstående framskyv-
bart Bailey-stillas.



Fig. 2.8
Undergurt og midtvegg er
støpt, og forskaling av
kantdragere og dekke
samt innmontering av
forankringsrør pågår.



Fig. 2.9
Støping av dekkefelt i
viadukt akse 1-5. Vegve-
senets kontorforlegning i
bakgrunnen.



Fig. 2.10
Montering av glideform
for tårn Inderøy i februar
1990.



Fig. 2.11
Glidestøp pågår. Oppløf-
ting av betong, armering
m.v. med vinsj montert på
glideform. Persontran-
sport med Alimakheis.
Underforskaling for pla-
numsrigel henger under.



Fig. 2.12
Glidestøp krever at det
stopes kontinuerlig for
ikke å få utilsiktede støpe-
skjøter. Her burde det
normalt ikke vært støpt.
For øvrig foregikk glide-
støpingen av tårnene
under stort sett meget
gode værforhold.



Fig. 2.13
2. støpeetappe (fra planumsrigel til kt. + 120) er ferdig. Ombygging av form for støping av tårntopp. Midlertidige støtter for tårnsøyler innmontert.

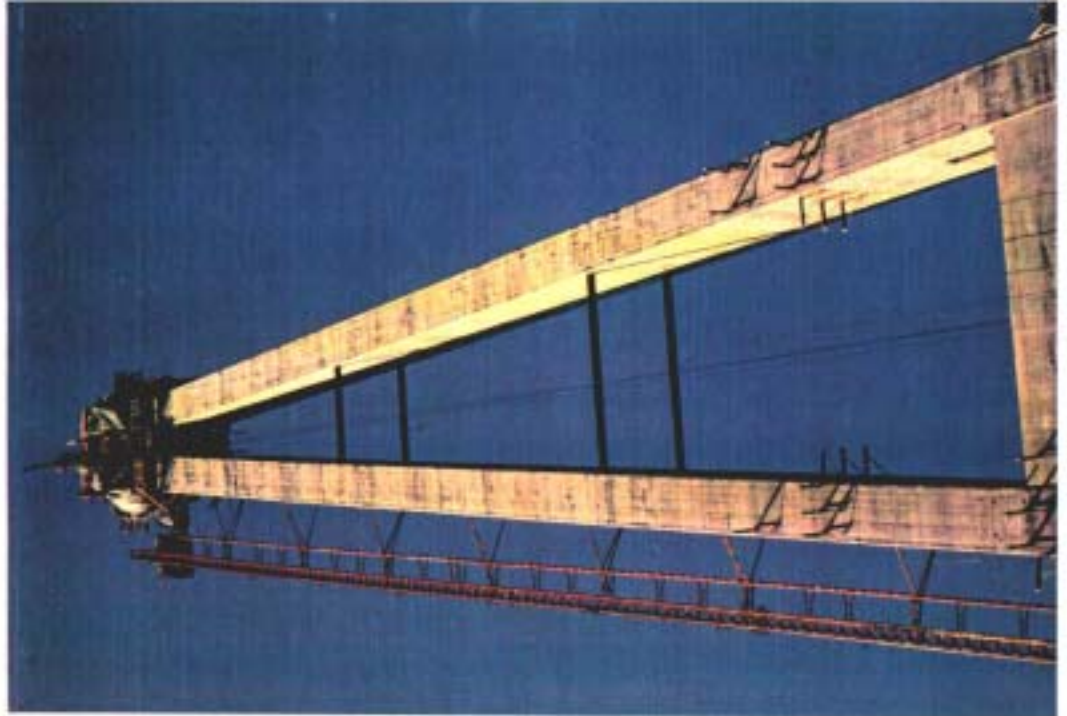


Fig. 2.14
Vertikalarm., skjøtarm. til planumsrigel, utsparring for spennkabelforankringer. Det blir trangt. Bemerkt plateelementene i stålformen, som er enkle å montere/demontere.



Fig. 2.15
Hovedgrunnen til at det tidvis ble trangt mellom armeringen er det plasskrevende glideformsystemet som "stjeler" mye av betongtverrsnittet.



Fig. 2.19

Forskalingsvogner for opphengt del av bruoverbygningen transporteres inn 22. nov. 1990.

Vognene var grovt underdimensjonert og generelt meget dårlig utført, og ombyggings- og forsterkningsarbeidet tok ca. 3 mnd.



Fig. 2.20

Vogner klargjort og i drift og fungerer meget bra. Etter noen få innkjøringsseksjoner gikk det resten av byggetiden ca. 5 døgn pr. 2 x 10 m seksjoner (helkontinuerlig drift).



Fig. 2.21

Sammenkobling mot via-
dukt Inderøysiden i juni
1991. Stålsøyler som
trykkledd og spennkabler
som strekkeledd sikret
fastholding av opphengt
bruoverbygning.

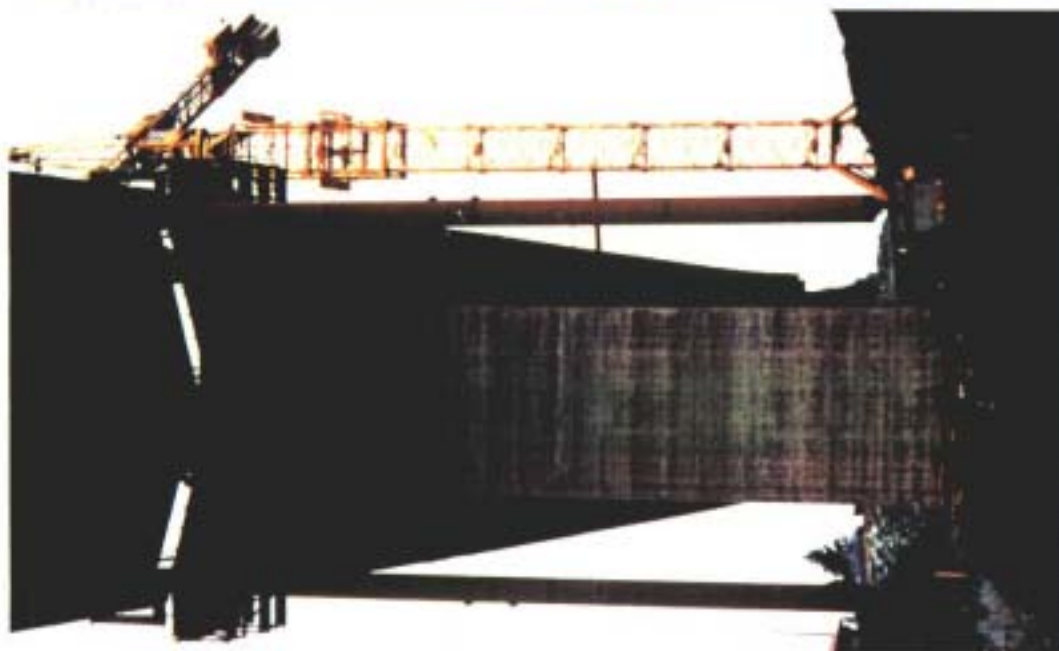


Fig. 2.22

Interiør av forskalingsvogn. Dette ble en meget god arbeidsplass, skjermet for vær og vind, og med elektrotaljer/løpekatter for all løfting/transport. Utstøpt dekke tildekkes med 10 mm Ethafoam og presenninger.



Fig. 2.23

Unergurt og kantdragere er støpt og innerforskaling for midtvegg og dekke trekkes fram.



Fig. 2.24

Montering av forankringsrør, som står direkte på strammeapparat for kabler. Fortanning for motholdsbjelke i vogn ses foran røret.



Fig. 2.25
Kabel trekkes av trommel
for oppheising i tårntopp.
Vinsjen kjøres fra dekket
med blokk øverst i
tårntopp.



Fig. 2.26
Utstyr for innføring av
kabelhode gjennom
forankringsrør. Det gikk
greit å "stuke" kabelhodet
inn utenfra.



Fig. 2.27
Kabler opphengt i tårn-
topp. Plastrør rundt
nederste kabler som
beskyttelse mot gnissing.
Mørke felter i betong-
overflaten er gjenstøpte
utsparinger for spennkab-
ler rundt forankringene.

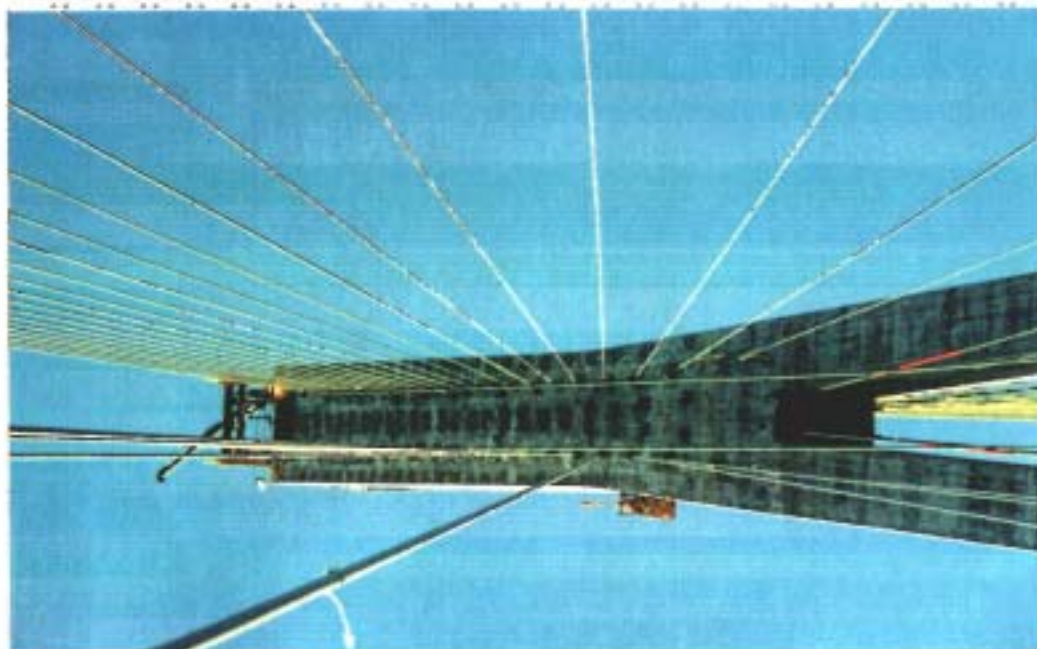


Fig. 2.28

Montering av kabel i forankringsrør i sidespenn (tilsvarende i vogner). For de lengste kablene ble jekkelengden stor, og jekkespindelen, som ble skrudd inn i innvendige gjenger i kabelhodet, måtte skjøtes med opptil flere lengder.



Fig. 2.29

Strammeapparat i vogner. Her er kabelen jekket så langt at kabelhodet er kommet til syne. Bemerk midlertidig avlåsning av spindel midt på bildet ved "takskifte".



Fig. 2.30

Hjelpeutstyr bestående av innstøpte stag, jekker og kabelklemmer for store oppspenningskrefter (over 2500 kN, som strammeapparatet var beregnet for). Skyldes vektøkning pga. for tung vogn, flytting av støpeskjøt, og noe for tungt betongtverrsnitt.



Fig. 2.31
Hengestillas, støttebukk
og jekker for stramning
av kabler i sidespenn.



Fig. 2.32
"Løpsk" kabeltrommel,
heldigvis etter montering
av kabel. Hytta måtte
likevel fullverdierstattes
pga. flytting på grunnmur
og total innvendig ødeleg-
gelse.



Fig. 2.33
Tildekking og oppvar-
ming for maling av kabler
i "rørskygger".



Fig. 2.34
Avlåsning av kabel i tårntopp. Bemerk "tapper" for sentrering av kabelhode mot låseplate (tilsvarende mellom låseplate og rør-åpning).



Fig. 2.35
Avlåsning av kabel i bruoverbygning. Låseplate innerst, utføringsplater for opptak av toleranseavvik utenfor (her $4 \times 50 + 10 = 210$ mm).

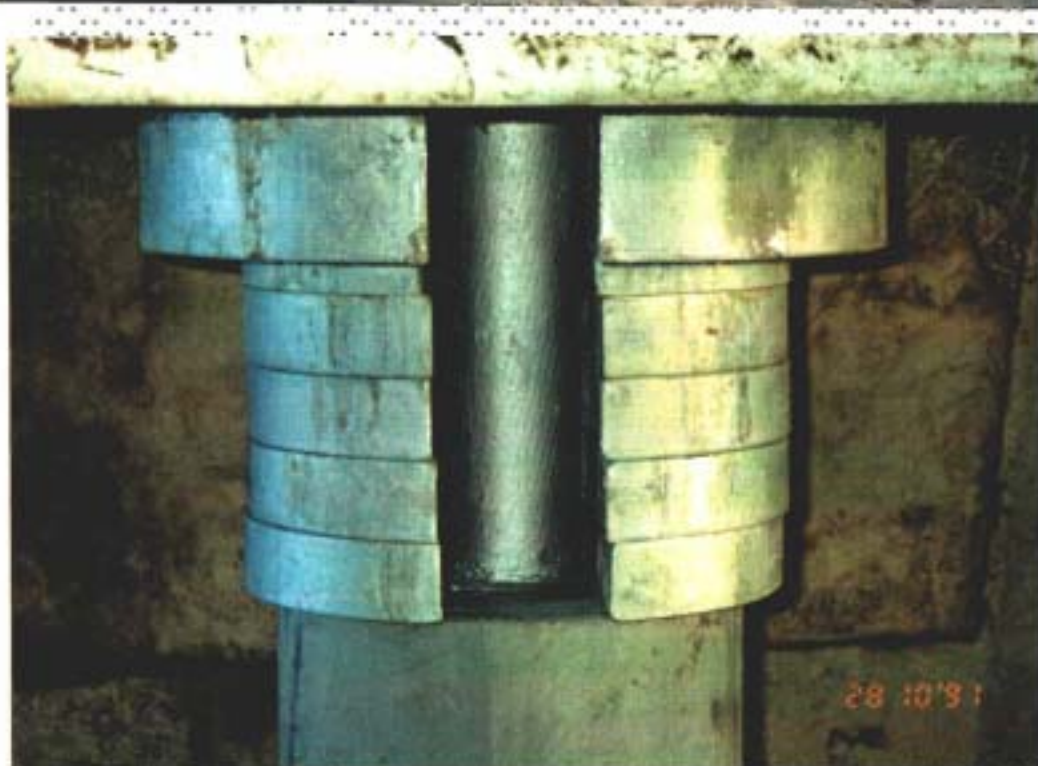


Fig. 2.36
Oktober 1991. Lav ettermiddagssol på underside bruoverbygning. Kabelforankringene kaster skygge.

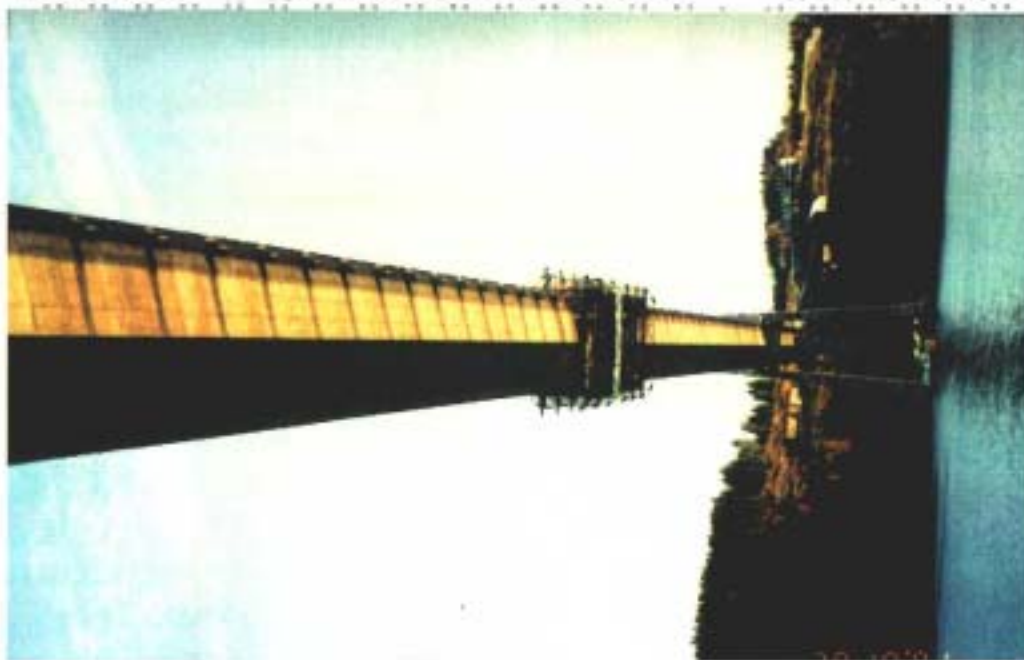


Fig. 2.37

Mars 1991. Oppstøpte tårn, vogner oppmontert på Inderøy-siden, og det første paret med 10 m seksjoner støpt i vogner utført.



Fig. 2.38

Mai 1991. Byggetilstand I på Inderøy-siden med frittstående tårn og frie utkragearmer.



Fig. 2.39

Sept. 1991. Byggetilstand II: Utbygging i hovedspenn. Tilst. I ferdig på Inderøy-siden 29. mai, og på Mosvik-siden 5. august. Én vogn er flyttet over til Inderøy-siden, og montert på kragarm i hovedspenn.

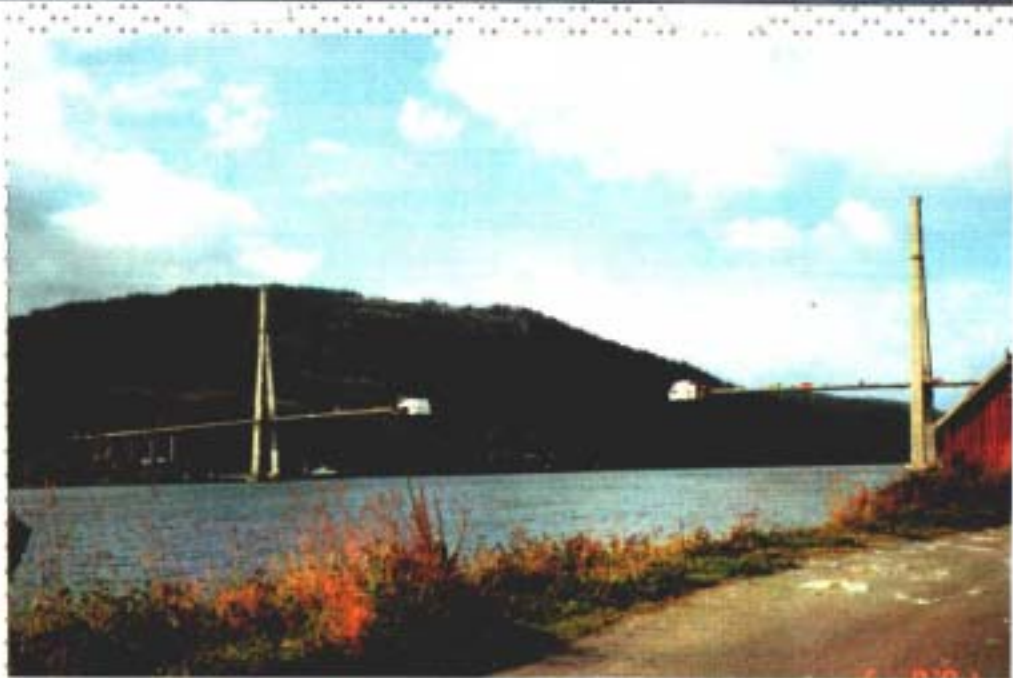


Fig. 2.40
Kragarmene nærmer seg
hverandre med 2 x 10 m
pr. 4 ½ døgn. En del av
presenningsarealet er tatt
bort for å redusere vind-
kreftene.



Fig. 2.41
Forberedelser til sammen-
støping, med nedmontere-
ring av én vogn. Sammen-
støping avsluttet 11. nov.
1991 kl. 1800.



Fig. 2.42
Bruåpning og siste ferje-
tur torsdag 19. des. 1991
kl. 1200. Åpning ved
H.M. Kong Harald.

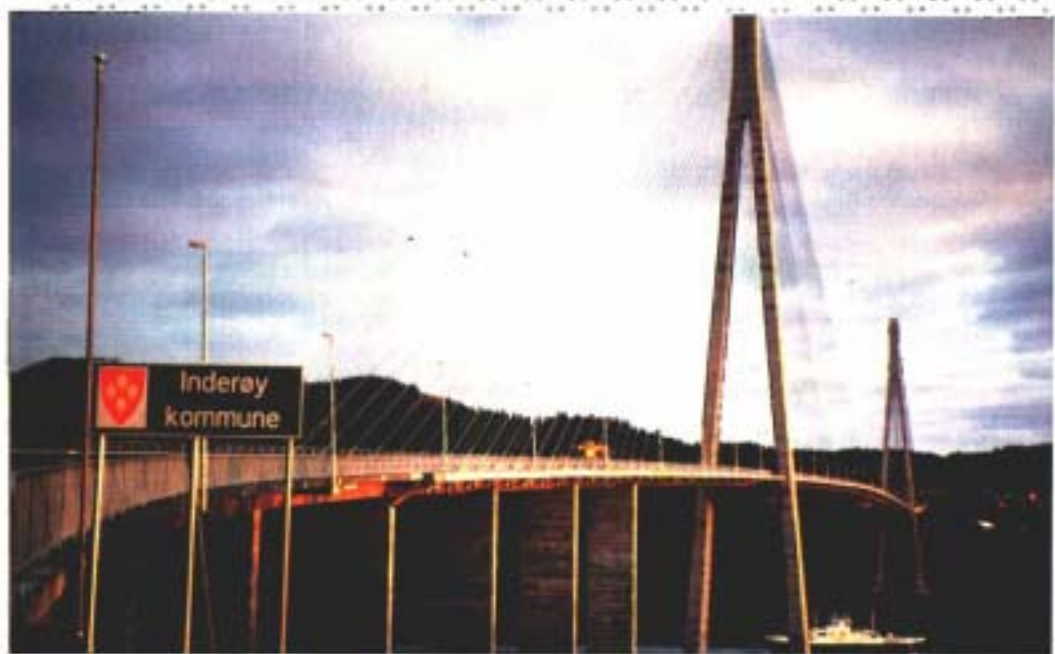


Fig. 2.16

En ca. 700 m² plattform bygd av Bailey-elementer heises opp 27. juli 1990. Med fester til uk, planumsrigel og stag til tårntopp er dette understøttelse for de første 45 m av bruoverbygningen.



Fig. 2.17

Stålrørstillas bygges på plattform til støtte for de første 25 m av bruoverbygningen. For de neste 2 x 10 m flyttes stålrørstillas og tårntoppfester tilsvarende ut.

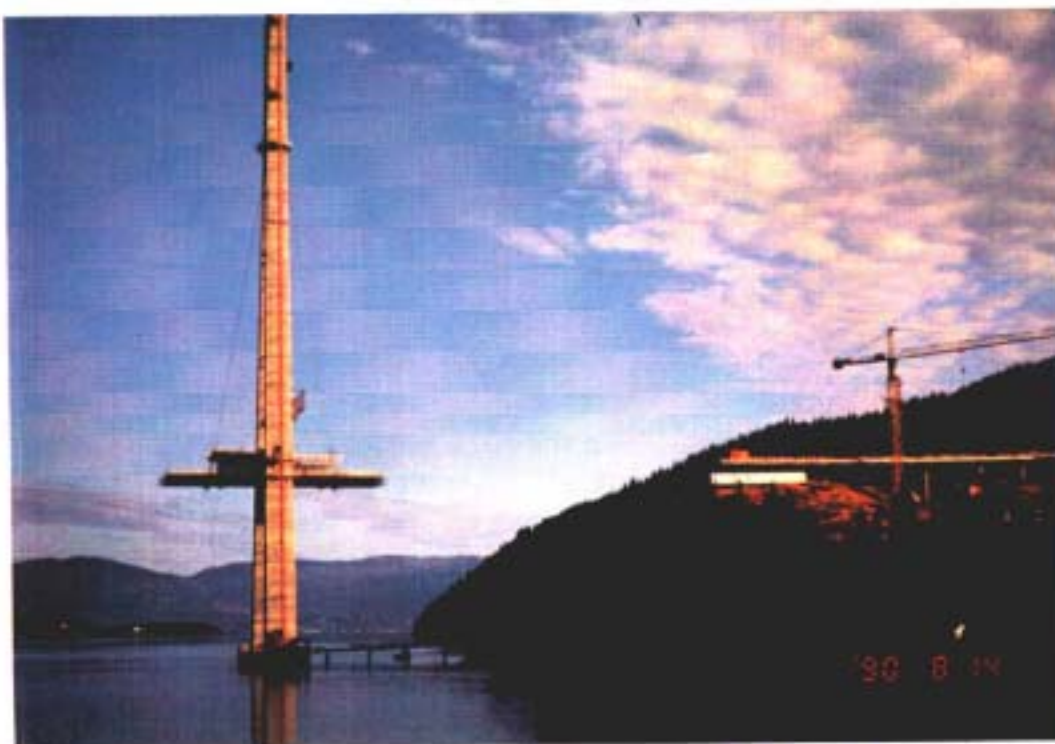


Fig. 2.18

Plattform er brukt for andre og siste gang på tårn Mosvik, og transporteres til Verdal for demontering.



3. KABLER. PRODUKSJON OG MONTERING

1. Aktuelle kabeltyper

1.1 Generelt

Ved at kablene på skråkabelbruer har frie lengder mellom festene i tårntopp og brubane uten innfestinger eller anlegg av noe slag, så åpner dette for bruk av flere forskjellige kabelsystemer enn det som er vanlig for hengebruer. Her vil feste av hengestenger og anlegg mot kabelsadler stille krav om en kompakt stålkabel. Denne kabeltypen er aktuell også for skråkabelbruer, men i tillegg kommer forskjellige typer parallelltrådsystemer. Disse kan være prefabrikkerte, eller av en type som kappes og sammenbygges på brustedet. For store bruer som Skarnsundbrua var det tre aktuelle kabelsystemer (fig. 3.1).

Det kan nevnes at det også kan lages skråkabelbruer hvor kabelen er gjennomgående over tårnet. En sparer da to kabelinnfestinger, men må da inn med en sadelkonstruksjon i stedet, og montasjen blir mer komplisert. Dette er neppe lønnsomt, og blir lite brukt. Et slikt arrangement vil da også kreve en kompakt stålkabel.

1.2 Parallelltrådkabel

Systemet består av parallelle runde tråder ϕ 7 mm, som er galvanisert, og lagt i bunt. Buntene legges da inne i et PEH-rør, som sveises sammen til helt tett utførelse, og hulrommet mellom rør og trådmaterialet fylles opp med sementinjeksjonsmasse eller voks, grease e.l. Kabelen er prefabrikkert, og leveres med påstøpte hoder fra verk. Trådene kan være festet inne i hodet med sinkinnstøping, eller med en støpemasse bestående av små stålkuler innblandet i en epoxybasert sinkstøvpasta. Denne siste innstøpingsmetoden har den store fordelene at den kan støpes ut med en forholdsvis lav temperatur, under 100°C , og en unngår derfor den uheldige lokale oppvarmingen av trådmaterialet i ankersonen, som en får ved sinkutstøping (ca. 450°). Dette har betydning bl.a. for risikoen for utmatningsbrudd. Kabelhodene kan forsynes med utvendige eller innvendige gjenger, og avlåsning kan foretas med låsemutter utvendig på kabelhodene, eller med låseplate foran kabelhodene.

Ved at kabelen er prefabrikkert, så har en alle de fordelene som følger med en stasjonær produksjon under kontrollerte forhold og med erfarne fagfolk. Ulempene med en prefabrikkert kabel er at kravene til toleranser må være strenge både i verk og ikke minst på byggeplass. Konsekvensene ved en feilleveranse eller skade under transport, montering e.l. kan fort bli alvorlige.

Kabeltypen er fleksibel i den forstand at den svært enkelt kan tilpasses de teoretisk beregnede kabelkrefter ved at en legger sammen akkurat det antallet tråder som er nødvendig. Videre har kabelen en høy E-modul, noe som gjør den populær blant brukonstruktørene. Det har imidlertid vist seg at det er en god del ulemper med dette

systemet under montering og i bruksfasen for brua. Skjøtene i PEH-røret sprekker opp i kulde, slik at kablene må leveres på isolerte tromler for å kunne varme opp kablen under vintermontasje. Selve montasjen kan ta så lang tid at røret likevel sprekker opp pga. nedkjøling. Det har vist seg at neoprendemperne ytterst i forankringsrørene gnisser hull i PEH-røret, men bedre løsninger er nå utviklet for dette. Videre har kablen vist seg svingningsfølsom, og en må derfor innkalkulere behov for et sekundæravstivningssystem.

1.3 Spenntausystem

Dette kabelsystemet er basert på vanlige spenntau som brukes i spennbetong-konstruksjoner, og med samme prinsipp for låsing av spenntauet, altså kileforankringer. Kabelsystemet har den store fordelen sett fra entreprenørens side at det er fleksibelt, da det åpner for sammenbygging på brustedet ved at spenntauene leveres på kveil og trekkes ut og kappes i riktig lengde og settes sammen i nødvendig antall under montering ved at ett spenntau av gangen heises opp og monteres inn. Systemet er toleranseuavhengig, og havari på en kabel (dvs. spenntau) under montering vil ikke ha noen alvorlige konsekvenser. Spenntauene kan leveres galvanisert og lagt i fettfylte polyetylenrør, og utenpå det hele kan en ha et PEH-rør på samme måte som for parallelltrådkablen, og så fylle opp hulrommene med sementinjeksjonsmasse, voks, grease e.l.

Den store usikkerheten ved systemet er kileforankringene. Disse lager en "kjervvirkning" i spenntauet under avlåsing, og det er omdiskutert i fagmiljøene hvilken betydning dette har for utmattingsfastheten. Det er også vært reist spørsmål om kilene kan løsne ved store og gjentatte spenningsvekslinger i kablen.

Det er også et spørsmål i alle fall for byggherren om det er noen fordel at kablen sammenbygges på brustedet. Det forutsetter veldig god plass på brustedet. Videre viser all erfaring at det er vanskeligere å få et godt produkt ved utendørs produksjon i all slags vær enn det er i under kontrollerte forhold i en fabrikk.

1.4 Spiralslåtte stålkabler

Denne type kan være "åpen", dvs. spunnet av bare runde tråder, eller "lukket", dvs. med trapes- eller Z-formete tråder i ett eller flere ytre lag. Ved kraftpåføring i kablen vil disse trådtypene presses sammen og gi en vanntett kabel. Det vanligste er Z-formete tråder, og for Skarnsundbrua var dette forutsatt brukt i de 3 ytterste lag, som er krav stilt i Statens vegvesens Håndbok nr. 122: "Kabler til hengebruer".

Denne kabeltypen prefabrikeres i verk, og leveres i kveil eller på tromler. Trådmaterialet gjennomgår en spinneprosess fram til ferdig kabel i verk, som så kappes og påstøpes kabelhoder, ved at kabelendene splittes opp og innstøpes med sink i kabelhodet. Under spinneprosessen brukes det et middel, oftest en sinkstøvpasta, for å fylle opp det som måtte bli av hulrom inne i kablen.

Lukkete, spiralslåtte kabler har vært brukt på hengebruene i Norge i de siste 70 - 80 årene, og det er bare gode erfaringer med denne typen. Ulempen med denne kablet er at den har en lavere E-modul enn de andre typene pga. spinneprosessen. Videre må et valgt tverrsnitt produseres i store lengder for å kunne konkurrere økonomisk med andre kabeltyper. For skråkabelbruer hvor nødvendig kabeltverrsnitt er ulik for hver eneste kabel, må kablene produseres like i grupper på 4 - 5 kabelpar, dvs. at for en god del kabler blir tverrsnittet for stort, og kabeltypen kan dermed bli uøkonomisk.

Avlåsning av kablet gjøres på samme måte som for paralleltrådkablet, dvs. enten med låsplate foran kabelhodet, eller med utvendig gjenget kabelhode med låsemutter.

2. Kabelanbud

2.1 Anbudsgrunnlag

Anbudsgrunnlaget ble ferdig utarbeidet september 1988, og med anbudsåpning 8. november 1988, altså før hovedanbudet på brukonstruksjonene ble sendt ut. Sistnevnte anbudsgrunnlag ble utformet slik at byggherren skulle levere kablene på et nærmere angitt sted, og hovedentreprenøren skulle så overta og montere kablene som en del av sitt anbud.

Det var flere grunner til at denne prosedyren ble valgt. Hovedgrunnen var at kablene vel er det viktigste enkeltelementet på brua, og en forutså at det spesielt med tanke på vedlikeholdet av kablene i bruas levetid var nødvendig med grundige vurderinger for også denne siden av problemet. Dette kunne det være vanskelig å få tid til innenfor en normal vedståelsesfrist for hovedanbudet. En så det også som viktig å ha avgjørende innflytelse på valget, idet den kablet som kunne være billigst i byggeprosessen ikke nødvendigvis behøvde å være det totalt sett dersom en trakk inn kostnadene ved framtidig vedlikehold.

Sammen med tekniske spesifikasjoner og div. bilag i form av håndbøker og standarder som utgjorde anbudsgrunnlaget fulgte også tegninger som viste lengder, belastninger, bruddlaste og avlåsning av kablene oppe og nede (fig. 3.2 og 3.3).

2.2 Valg av kabel

Som ventet fikk en inn anbud på samtlige tre kabeltyper som nevnt ovenfor, og flere anbud på hver type. Spenntausystemet var klart billigst, og alle tre anbudene her lå prismessig under anbudene på de øvrige kabeltyper. Laveste anbud på lukket, spiralslått kabel kom deretter som nr. 4, og øvrige to anbud på denne kabeltype kom under de to anbudene på paralleltrådkabel, som var dyrest.

Det ble nå satt igang en grundig vurdering av alle de tre kabelsystemene på basis av opplysningene gitt i kabelanbudene, og spesielt da spenntausystemet, som jo var

gunstigst i anskaffelsespris. I dette arbeidet deltok både brukonsulenten, Bruavdelingen og spesialister fra Veritec.

Den spiralslåtte stålkabelen var enkel å vurdere, da denne er velkjent fra hengebruene. I galvanisert utførelse og med Vegvesenets 4 lags malingsprogram, så viser all erfaring at det er nok med fornyelse av dekkstrøket med 10 - 15 års mellomrom. Når det da også ble valgt å låse av kabelen med låsplater, så har en enkel tilgang for inspeksjon av overgang kabel/kabelhode (fig. 2.34 og 2.35), noe som en anser som meget viktig. Denne muligheten er ikke til stede på de to andre kabeltypene, da det ytre PEH-røret hindrer innsyn til stålkabelen, og for spenntausystemet ligger kabelhodet direkte på forankringen på en slik måte at en i praksis aldri mer kommer til her. Dette er en alvorlig ulempe ved dette systemet.

Levetiden på det ytre PEH-røret var også noe det var en del usikkerhet ved. UV-stråler fra sollyset vil påvirke røret, slik at dette på sikt må beskyttes, enten ved tape eller utskifting av rør. Dersom dette måtte foretas to ganger i bruas levetid, noe en ikke kunne utelukke, ville dette føre til at spenntausystemet, som var klart billigst i anskaffelse, på sikt ville bli dyrere enn en lukket, spiralslått stålkabel.

Alle forhold tatt i betraktning kom en til at en lukket, spiralslått stålkabel var det beste valget. Med i vurderingen var også at når en bygde verdens største bru av denne typen, og etter en hittil uprøvd teknikk, så kunne det være fornuftig i alle fall å ha en kabeltype som var velkjent. Og i ettertid kan en tilføye at det er grunn til å være meget fornøyd med dette valget.

3. Kabelproduksjon

3.1 Innledning

Billigste anbyder for kabel av lukket, spiralslått utførelse var Austria Draht GmbH, Østerrike. Dette firmaet er en sammenslutning av flere mindre verk som ble en del av det store Voest Alpine-konsernet, og ved dette gjennomgikk en omfattende reorganisering.

For kabelproduksjonen, som utgjorde ca. 10 % av omsetningen til Austria Draht GmbH, foregikk produksjonen av trådmaterialet i fabrikkene i Bruck a.d. Mur, kabelproduksjon ved verket i St. Aegy, og forstramning, kapping, påstøping av kabelhoder, samt forsendelse fra anlegget i Wien. Firmaet hadde for øvrig tatt forbehold om levering på jernbanevogn til Steinkjer, noe som viste seg å være en fordel. En fikk da kablene til brustedet etter hvert som det var behov for de, og slapp da f.eks. å ta imot en skipslast med halve leveransen med lagringsproblemer som følge av dette. Riktignok var det en viss bekymring ved en anledning, da det forsvant 2 jernbanevogner med 6 kabler i Tsjekkoslovakia en ukes tid, men de kom heldigvis til rette igjen.

3.2 Kvalitetssikring

Bedriften har et detaljert kvalitetssikringssystem i alle ledd i produksjonskjeden, og dette virker som forutsatt. Prøvningsmetodikken samsvarte med kravene i Håndbok 122. Som eksempel kan nevnes at selv med en omfattende kontroll av trådproduksjonen i verket i Bruck, så var det en egen mottakskontroll ved verket i St. Aegydt med laboratorium og to laboranter. Dette ble forklart med at dersom en ved dette unngikk to driftsstopp pr. år i kabelproduksjonen pga. trådbrudd, så var denne kontrollen inntjent. Det legges m.a.o. meget stor vekt på å unngå trådbrudd.

Til å følge opp kvalitetssikringen ble Det norske Veritas engasjert ved avdelingskontoret i Linz. Herfra ble det foretatt besøk til de enkelte produksjonssteder med gjennomgang av prøvningsprotokoller m.v. Rapporter ble levert jevnlig, og var meget bra utformet.

Veritas foretok også grundige analyser av noen prøver av Z-trådene ved sitt laboratorium i Oslo. Erfaringsmessig er det i Z-trådene det er mest sannsynlig at mikroriss og andre defekter kan oppstå, dessuten er det disse trådene som ligger ytterst og "lukker" kabelen ved pålastning.

På 5 m lange prototyper av ferdig spunnet kabel med påstøpte hoder, en del av dem originale, ble det så til slutt foretatt fullskala strekkstyrkeforsøk ved en offentlig materialprøvningsanstalt i Wien for å kontrollere minste garanterte bruddstyrke. Denne prøvningen var foreskrevet i kontrakten. Det ble utført i alt 15 slike bruddforsøk fra alle kabeldimensjoner, og alle resultatene lå mellom 7 og 10 % over minste garanterte bruddstyrke (fig. 3.5 og 3.6).

Produksjonen av kabelhodene ble av Austria Draht satt bort til to jernstøperier. Det ene, som lå i Slovenia, produserte 99 av de i alt 416 kabelhodene (til de to minste kabeldiametrene), mens da største delen ble produsert ved Voest Alpine Traisen, et støperi som lå ca. 2 mil fra fabrikken i St. Aegydt. Veritas, Linz, hadde da også en del besøk ved dette verket (fig. 3.7).

Et ferdigprodusert kabelhode med sinkutstøpt kabelende (fra én av prøvningskablene) ble sagt opp på langs for kontroll av støpegods samt sinkinnstøpingen av tråddene. Det ble ikke avdekket noen defekter ved dette.

En mottok jevnlig dokumentasjon på alle smelter som ble brukt til utstøping av kabelhodene, som ble støpt med støpestål av kvalitet GS 26 CrMo4. Videre ble det sagt ut prøvestykker av ekstrastøpte hoder for prøvning av slagseighet, strekkstyrke og bruddforlengelse. Etter avsluttet leveranse ble det satt opp et samleskjema med oversikt over dokumentasjonen på all prøvning som er foretatt, kfr. vedlegg 3.14. Det hele fungerte meget bra, og det er imponerende at firmaet produserte i alt 33 km kabel uten at det oppsto ett eneste trådbrudd noen steder i produksjonen.

3.3 Trådproduksjon

Til trådproduksjonen i Bruck a.d. Mur brukes valsetrådemner fra stålverket til Voest Alpine i Donawitz. Produksjonen her foregår delvis på jernmalm og delvis på skrapmetall (ikke fra biler, pga. dårlige erfaringer med uønskete legeringselementer). Karboninnholdet varierer fra 0,5 til 0,85 %, og den videre produksjonen foregår ved at all rundtråd kaldtrekkes mens profiltrådene kaldvales, begge prosesser i inntil 6 trinn. Tilsiktet strekkfasthet er 1570 N/mm².

Det vil føre for langt å komme inn på den kjemiske og termiske behandlingen av trådene, men det kan nevnes at galvaniserte tråder ble kjørt gjennom en produksjonslinje for varmforsinking før de siste tre trinn i valse-/trekkeprosessen. Dette pga. de meget strenge geometriske krav til trådtverrsnittet, og forsinking etter trekking ville gi alt for unøyaktig tråd. Det ble sagt at dersom toleransene ble over 4/100 mm kunne dette skape store problemer under kabelspinningen.

3.4 Kabelproduksjon

Kabelproduksjonen foregikk i St. Aegy, på basis av trådmateriale levert fra Bruck a.d. Mur. Denne bedriften har sin opprinnelse helt tilbake til 1794, da som produsent av tauverk, og fra 1830-årene som ståltauprodusent.

De enkelte kabeldimensjoner spinnest i hele lengder nærmest mulig opp mot 2000 m. Produksjonslengden regnes ut fra de bestilte lengder inkl. lengder for innstøping i kabelhoder, lengder for prøvningskabler samt ca. 5 m ekstra lengde som reserve.

Produksjonen legges opp slik at en helt unngår trådskjøter på denne type kabler (vårt krav er ingen trådskjøter i ytre lag). Kablene ble til slutt kveilet opp på tromler med min. diameter 30 x kabeldiameter.

Som spinnemiddel valgte en å bruke en sinkstøvpasta, med kjemisk sammensetning tilpasset det spesifiserte malingsystem (Vegv. spes. nr. 106 - 110, kfr. Håndbok 96).

3.5 Forstramming

Austria Draht GmbH har solgt sitt fabrikkbygg i Wien, men har beholdt en ca. 400 m lang underjordisk tunnel med tilhørende anlegg, for å kunne utføre forstramming av kabler (Reckenprozess) og derved ta ut plastiske tøyninger i kabelen samt få en nøyaktig lengdemåling og måling av kabelens E-modul. Tunnelen har konstant temperatur, noe som gjør det enkelt å beregne temperaturkorreksjoner ved lengdemålinger.

Anlegget tillater forstramming av opptil 380 m lange kabler i én operasjon. Lengre kabler tas i flere etapper. Det støpes først på et hode i enden av kabelen, og kabelen rulles så ut horisontalt på ruller i nødvendig lengde og klemmes fast med hydrauliske

klemmer i endene (utskiftbare, avhengig av diameteren). Én ende glir på en "vogn", og trykkceller på hydraulikken måler påført kraft. E-modul fås ut som diagram på en tilkoblet skriver. Det er årlig offentlig kontroll av måleutstyret.

På grunn av det presise anlegget kunne derfor Austria Draht uten pristillegg tilby strengere toleranser enn angitt i anbudsgrunnlaget, nemlig $\pm \sqrt{L}$ mm i stedet for $\pm (\sqrt{L} + 20)$ mm. Dette er en stor fordel, da en ved det sparer i gjennomsnitt 40 mm utforingsplater pr. kabel på i alt 208 kabler (med avlåsning med låsplate foran kabelhodet må kabellengden bestemmes slik at en bare kan ha plusstoleranser).

Videre tillater anlegget at lengdemålingen utføres ved egenvektslast, noe som også er en fordel. Austria Draht foreslo sin prosedyre fulgt ved bestemmelse av E-modul, noe en godtok, da denne er mer omfattende og klart bedre enn kravene i Håndbok 122 (fig. 3.4). E-modulen kunne derfor garanteres med $\pm 3\%$ nøyaktighet, og konsulentens beregninger under den trinnvise utbyggingen viste at E-modulen stemte hele veien.

3.6 Påstøping av kabelhoder

Etter lengdemåling og kapping ble trådene i de frie kabelendene bøyd ut til en vifteform som passet til den innvendige konusen i kabelhodene, som for øvrig ble tredd innpå først. Tråddene ble så rensket kjemisk for spinnemiddel o.l. med perkloretylen. Hele denne arbeidsoperasjonen er et tidkrevende og møysommelig arbeid (fig. 3.8).

Kabelendene ble så spent vertikalt fast i en jigg, og sinkutstøpingen foretatt (fig. 3.9). Hele veien ble kravene i Håndbok 122 oppfylt, både mht. bensling før kapping, kurvatur og vertikal lengde på kabelen, og utpressing og inspeksjon av den utstøpte sink-konusen. Her hadde verket en hydraulisk drevet innretning som utførte dette på en skånsom måte (fig. 3.10).

Hodene ved tårn og brubane er helt like med ett unntak, og det er at hodene ved brubane er produsert med en sylindrerformet forlengt del med innvendige gjenger. Dette er for å kunne skru inn jekkespindlene, da stramming av kablene foregikk ved brubanen.

Et spesielt problem som oppsto i en tidlig fase var stålqualiteten i kabelhodene, spesielt da med tanke på sprøbruddsfaren ved montering og håndtering av kabelhodene ved lave vintertemperaturer. Erfaringer fra hengebruene, som i hovedsak ligger til grunn for reglene i Håndbok 122, tilsier ikke at dette er noe problem. Det er fordi kablene monteres fritthengende og uten last, og all pålasting skjer over et så langt tidsrom at dette blir overveiende statisk last. Denne syklusen er komprimert ned til noen få dager ved den byggeteknikken som ble brukt på Skarnsundbrua. Dette vil si at en kan få store lastvekslinger over kort tid ved lave temperaturer under bygging i vinterhalvåret, og i tillegg en viss risiko for ublid håndtering. Det er derfor tvingende nødvendig å bruke en seig, lite kjervømfintlig stålqualitet i kabelhodene for å eliminere denne ulykkesrisikoen. Dette er ikke

forutsett i Håndbok 122. En måtte derfor be leverandøren skifte til en annen og bedre stålqualität enn spesifisert, i dette tilfelle til GS 26 Cr Mo 4, som ga en merkostnad på i alt 1 mill. kr (ca. kr 2.400,- pr. kabelhode).

3.7 Forsendelse

Av kablene ble diametrene 52, 59 og 69 mm levert på kveil, i alt 120 stk. De øvrige kabler fra 75 mm diameter og oppover ble levert på tromler av tre, i alt 88 stk. Det var gitt en returpris på tromlene, men det ville kostet mer å sende de tilbake til fabrikkenn det en fikk som returpris, så en måtte dessverre kjøre mesteparten til fyllplass. Noen tromler, i alt 15 stk., ble gitt bort til nærliggende interessenter (lekestativ til barneparken, kfr. fig. 3.13, småbåthavn).

Som nevnt var jernbanetransport en grei og skånsom måte å få levert kablene på. Avlastning og transport fra jernbanestasjonen i Steinkjer til brustedet var tatt med i kontrakten med hovedentreprenøren, slik at byggherrens ansvar opphørte ved avlastning fra jernbanevogn.

4. Kabelmontering

4.1 Montering i tårn

For montering i tårn ble det installert to vinsjer pr. tårn på kjørebannen ved tårnet, og wirene herfra ble ført over blokker i tårntoppene og ned for feste til kablene. Opprinnelig var det meningen å ha små vinsjer også innvendig i tårnet, med en tynn "styrewire" som skulle gå gjennom det aktuelle røret hvor montasje av kabel skulle finne sted. Entreprenøren forsøkte å unngå denne vinsjen, dels pga. plassmangel i tårntoppen, og fant fram til en metode hvor løftestroppen av nylon ble surret i flere punkter langs med kabelen fra et par meter under kabelhodet. Ved å kutte disse festene i rekkefølge gjorde vekten av kabelhodet at kabelen bøyde seg ut til siden. Med riktig kurve på utbøyningen og kommunikasjon mellom vinsjkjører og mannskap som hang i kurv på utsiden av tårnet, kunne da kabelen enkelt styres inn i forankringsrøret og låses av. For de øverste kablene som var minst på skrå og med størst diameter ble det brukt en egen føring (fig. 2.26).

Hvorvidt kabelen kom på kveil, med bruk av svingskive, eller på trommel, med bruk av stativ, gjorde ingen forskjell, det var aldri noe problem å henge opp to kabelpar i tårnet på en formiddag. Kabelmontasjen var heller aldri tidskrittisk, selv med den intense helkontinuerlige døgndriften som ble brukt for byggingen av den opphengte delen av brua.

4.2 Montering ved brudekket

For montering i forskalingsvognene ble det også installert to vinsjer pr. tårn på kjørebanelen nær ved tårnvinsjene, og wirene herfra lagt utover brudekket til blokker festet helt i front av vognene. Returwiren herfra ble strukket bakover igjen og festet til kabelen for trekking utover langs brudekket mot vogna. Kabelen (kveil eller trommel) ble så kjørt utover brudekket og lagt av (på treverk), trekkwiren festet og kabelen så trukket over treverk utover mot vogna. Hodet ble lagt i en slags "slede" som gled på brudekket.

De siste metrene før innmontering i forankringen i vogna tok litt lenger tid, da det måtte skrues inn montasjespindler (fig. 2.28). Disse var ca. 1 m lange pr. stk., og ble montert inn med skjøter i nødvendig antall til en fikk tak i spindelen med jekken etter at spindelen ble styrt ned i forankringsrøret. Dette foregikk med en flyttbar føring som var montert på sidefagverkene i vogna, og ved hjelp av vinsj, kjettingtalje o.l.

Selve strammeapparatet var en 3,5 t tung jigg som var hengslet mot trykkleddet i vogna i forkant, da vinkelen var forskjellig for hver kabel, og som var justerbar også sideveis pga. kablene skrår innover mot bruaksen (fig. 2.29). Denne vinkelen varierer for hver kabel, men det var nøyaktig nok med en justering her for hver 4 til 5 kabel. I denne innretningen var det innmontert 2 stk. 150 t hydrauliske jekker av standardtype, dvs. total kapasitet 300 t. Strammeapparatet var laget slik at midlertidig avlåsning kunne foretas på montasjespindelen, for det var jo først under sluttoppspenningen at kabelhodet kom så langt ut at en fikk lagt inn låsplatene. Hele arrangementet var velegnet for oppgaven og lett å betjene, slik at den trinnvise oppspenningen var enkel å utføre.

For forankringssonene i sidespennene, dvs. den del som var understøttet av pilarer, og ikke ble støpt med vogn, ble det brukt et arrangement med støttebukk som ble skrudd fast på forankringsplaten (fig. 2.31). De to 150 t hydrauliske jekkerne ble også her lagt i en jigg, som ble mindre og enklere enn den som var innmontert i forskalingsvogna. Den trinnvise oppspenningen ble også her enkel å utføre. Framtrekk av kabelen til forankringen ble utført tilsvarende som i forskalingsvogn, med blokker festet ved enden av sidespennet. For å løfte opp spindelarrangementet og føre dette ned i forankringsrøret til jekkerne ble det brukt mobilkran.

4.3 Toleranser

Med en prefabrikkert kabel som blir produsert i god tid før den skal monteres i byggverket, tildels også før deler av byggverket er bygd, så blir spørsmålet om toleranser svært viktig. I tillegg ble det valgt en avlåsning av kabelen (med låsplater) som bare tillot plusstoleranser. Kabelen måtte altså for all del ikke bli for kort.

Ved at de enkelte kabeldiametre som nevnt ble produsert i løpende lengder på inntil 2 km og med noe overlengde, og senere nøyaktig lengdemålt og kappet, så holdt det at det i første omgang ble angitt såkalte "sikre" lengder på kablene, som kunne være

10 - 20 cm lenger pr. kabel enn den endelige lengden. Dette viste seg å være en helt nødvendig framgangsmåte, da AE var håpløst for sent ute med planleggingen og byggingen av forskalingsvognene, og data som etter hvert ble oppgitt herfra var beheftet med tildels store feil. Videre førte forsinkelsene i fundamenteringsarbeidene til at AE foretok flere tildels store endringer i utbyggingsrekkefølge og tidspunkter, noe som influerte på svinn/kryptutviklingen i betongen og dermed direkte på kabel-lengdene. Det måtte derfor holdes igjen lengst mulig før en kunne gi de endelige lengdene til kabelleverandøren, som heldigvis viste seg å være både samarbeidsvillig og tilpasningsdyktig.

For toleransene ble følgende verdier lagt til grunn:

Nøyaktighet på plasstøpte betongkonstruksjoner

(sammensatt byggeplassavvik): ± 30 mm.

Toleranser på kabellengder: $\pm \sqrt{L}$ mm (dvs. fra 9 til 17 mm).

Målenøyaktighet: 10 mm.

"Beregningsnøyaktighet": 10 mm.

Ovenstående summeres til en "overlengde" utover teoretisk riktig lengde som ble:

For korteste kabel: $2 \times 30 + 10 + 10 + 2 \times 9 = 98$ mm

For lengste kabel: $2 \times 30 + 10 + 10 + 2 \times 17 = 114$ mm

Dette gir da $(98 + 114)/2 = 106$ mm som gjennomsnitt for tykkelsene av utforingsplatene. Nå gikk det vesentlig mer utforingsplater enn dette, i gjennomsnitt hele 174 mm, noe som skyldtes at AE støpte både brudekket og bunnplate noe for tykt hele tiden (opptil 10 mm). Videre hadde betongen noe større egenvekt enn teoretisk forutsatt. Kablene måtte derfor spennes opp tilsvarende denne økte vekten for at en skulle kunne holde geometrien, som en naturlig nok måtte velge som viktigste styringsparameter. Det ble da større forlengelse for kablene både på grunn av elastisk tøyning og pilending.

Enda en grunn til at det gikk mer fôrplater enn forutsatt var at forankringene i tårntoppene ble støpt inn litt for lavt, spesielt i den nedre delen. Dette gjaldt for begge tårnene. Dette hadde med transporten opp av høydefastmerkene under tårnsliden å gjøre. En fant aldri ut hvorfor det ble slik for begge tårnene. Opprinnelig var det ikke meningen å legge inn fôrplater i tårnforankringene, men det ble etter hvert lagt inn en del her både på grunn av nevnte avvik og at det viste seg praktisk å legge inn noe her så det ikke ble så mye nede ved brubanen.

4.4 Montering av forankringsrør, dempere og kapper

Montering av forankringsrør i tårn, opphengt brubane og viadukter ble en måleteknisk krevende oppgave som tidligere er beskrevet under de respektive konstruksjonselementer.

Det ble en del retningsavvik på disse rørene i viadukter og tårn, mens de rørene som ble montert inn i vognene ble meget bra. Avvikene var stort sett små, bortsett fra en regulær feilutsetting i viadukt akse 1 - 2 som ble reparert. Det viste seg igjen at valget av en kompakt stålkabel var fordelaktig. En kunne da bruke demperne til å sentrere kabelen i røret. Den eneste konsekvensen var at den ene demperhalvdelen ble stående under litt press. Eksentrisiteter i rørene hadde det ikke gått an å tolerere dersom det hadde blitt valgt en kabel med ytre PEH-rør. Erfaringer fra andre bruer har vist at PEH-røret da blir ødelagt.

Det er imidlertid likevel et spørsmål om måten innfestingen er konstruert på er litt for primitiv. Med lengre rørutstikk og tyngre kabel enn det en har på Skarnsundbrua kan en risikere skader på betongen øverst i innstøpingssonen pga. bøyningsspåkjenning i røret. Dette er uten betydning for bæreevnen, som er basert på anlegg mellom forankringsplate og betong og uten heftoverføring langs rør. Men det blir et problem for vedlikeholdet av brua. Det er nå konstruert løsninger som på en god måte sentrerer kabelen i røråpningen, men det kan fortsatt være grunn til å arbeide mer med innfestingsanordningene av kablene på skråkabelbruer.

Neoprendemperne var 25 cm lange i rørakseretning, og med tykkelser varierende fra 78 mm for minste kabeldiameter til 112 mm for største, altså ganske store dimensjoner. Dette ser ut til å gi en veldig god dempning. Demperne er delt i to deler, som tilsammen danner en hul sylinder. Imellom de to halvdelene er det konstruert en 2 cm spalte, som gjør det mulig å innføre et spesialverktøy, slik at demperne kan trekkes ut for inspeksjon og vedlikehold av kabelen i "rørskyggen".

Ved nedre kabelforankring er det montert neoprenkapper med silikontetting rundt kabel og rør for å hindre at regnvann renner langs kabelen og inn i forankring (som imidlertid er godt drenert og utluftet gjennom spalten i før- og låsplater) (fig. 2.35). Ved øvre kabelforankring ble neoprenkappene sløyfet, da disse her er overflødige, og egentlig bare ville tildanne et ekstra "rom" rundt kabelen som ville være nærmest utilgjengelig. Enkelte hevdet at det da kunne drive inn regnvann gjennom spalten i demperne, og vannet kunne bli stående mot demperne. Dette har ikke skjedd. Det er til enhver tid tørt og luftig her, og "rommet" i rørskyggen er lett å inspisere innefra tårnleiderne gjennom spalten i låsplatene, og med dagslys gjennom spalten i neoprendemperne.

4.5 Nødprosedyre

Alle arbeider med den opphengte brubanen lå direkte på tidskritisk linje, og det var da avgjørende for framdriften at alt som skulle til for å utføre de aktuelle arbeidsoperasjonene til enhver tid var til stede. Spesielt viktig ble det for dette prosjektet, da AE på grunn av alvorlig svikt både i valg av utførelsesmetoder og ved utilstrekkelig planlegging hadde blitt kraftig forsinket med opptil et halvt år. Den opphengte delen ble derfor bygd med helkontinuerlig døgndrift i 9 mnd. i 1991.

Kabelleveransen var byggherrens ansvar fram til levering på jernbanevogn i Steinkjer. Deretter overtok AE ansvaret, og samme ansvarsforhold var da gyldig for

mulige skader. På grunn av vertikalkurvaturen i utbyggingsfasen var ingen kabler ombyttbare, og ved totalhavari på én kabel ville produksjon av en tilsvarende ny kabel ta ca. 3 mnd. Det ble derfor i fellesskap utarbeidet en nødprosedyre basert på innmontering av en midlertidig kabel bestående av det tidligere beskrevne spenntausystem med kileforankringer, som siden kunne byttes ut med den riktige type kabel. Med dette opplegget ville framdriften stanse i 3 - 4 døgn.

Som en kuriositet kan nevnes at AE faktisk mistet en kabeltrommel (nr. 1.21 S) under montasjen, men den var heldigvis tom fordi kabelen akkurat var hengt opp i tårnet. Den 2,5 t tunge trommelen raste ned skråningen mot sundet og knuste hytta som lå nærmest brustedet (fig. 2.32).

4.6 Kabelsvingninger

Kabelsvingninger er et hyppig forekommende og omdiskutert problem på skråkabelbruer. Dette viste seg ikke å være noe problem på dette prosjektet, av flere grunner. Én grunn var gode værforhold under byggingen av den opphengte delen. En annen grunn som gjelder både under bygging og for ferdig bru er en vellykket utforming av tverrsnittet for å motstå svingninger. Tverrsnittet har stor tyngde, og meget stor torsjonsstivhet samt en meget god strømningsmessig form. Under byggingen forekom det imidlertid kabelsvingninger i vind ved kragarm lengde fra ca. 150 m og utover i hovedspennet. Dette var ikke uventet, da forskalingsvognene var innebygget med presenninger som ga en meget stor "seilføring" i vind. Denne var for øvrig for stor for stormsituasjoner, slik at det var utarbeidet en nødprosedyre for "stripping" av vogner ved store vindstyrker. Dette måtte gjøres én gang ved en kortvarig storm sist i oktober 1991.

Kabelsvingningene var imidlertid små, og lette å dempe med f.eks. å kile treverk mellom kabel og rør i rørmunningen (neoprendemperne ble ikke satt inn før etter ferdig sammenbygd bru). Amplitudene kunne være noen få cm på det meste, med en rask frekvens. Denne sluttfasen av byggetilstanden med lang kragarm må en likevel være klar over kan være en meget kritisk fase ved store vindstyrker, ikke akkurat på hovedsystemet, som er beregnet for dette, men ved at utstyr for byggeprosessen kan bli skadet og/eller påføre byggverket lokale skader. Etter at brua ble sammenstøpt og vognene nedmontert har imidlertid kabelsvingninger vært sjeldent forekommende, og arter seg da helst som mindre vibrasjoner.

5. Kabelmaling

5.1 Generelt

Kablene ble levert ferdig galvanisert fra verk, og i kontrakten med AE var det tatt med at kablene skulle rengjøres og påføres 4 strøk maling i henhold til Vegvesenets spesifikasjoner nr. 106 - 109. Dette arbeidet måtte nødvendigvis gjennomføres i sommerhalvåret 1992 etter avsluttet bruarbeid, og da var AE helt ferdig med sine arbeider. Etter avtale ble derfor malearbeidene med kontraktens priser overført til Alfr. Andersen mek. verksted & støberi A/S, Larvik, som da hadde denne kontrakten med byggherren. Dette firmaet igjen satte malearbeidet bort til Solid Vedlikehold A/S, Bergen, som da sto for utførelsen.

Fargen på kablene utført med dekkstrøkene nr. 108 og 109 ville bli grå, slik som på Vegvesenets stålbruer de siste 25 år. Estetiske vurderinger har imidlertid i det siste kommet stadig mer med i utformingen av bruer, og det er langt fra sikkert at grått er den rette fargen alltid. For dette bruprosjektet ble det etter en del diskusjon valgt å bruke en mørk rød farge (Trønderrødt) som siste dekkstrøk på kablene, nærmere bestemt maling av type Correx med fargekode 1080-Y90R. Denne malingen inneholder ikke sink slik som spes.nr. 109, og er derfor ikke så sterk. Til gjengjeld gir den en glatt overflate, som anses som en fordel for senere rengjøring. Dette minsker også trolig muligheten for at kabelsvingninger kan oppstå, da vindkreftene blir mindre.

Correx-malingen var imidlertid noe dyrere enn spes. nr. 109. Videre fant en det sikrest å "brekke" spes.nr. 108 til en slags mørk rød farge for å hindre at gråfargen på denne skulle "slå igjennom" enkelte steder. Da både Correx-malingen var dyrere enn spes. nr. 109, og "brekkingen" av spes. nr. 108 også kostet litt ekstra, så førte dette fargevalget til en merkostnad på malingsarbeidet (pr. 85.642) på ca. 5 %.

5.2 Malingsarbeider i byggetiden

I kabelforankringene blir noe av kabelendene liggende i "rørskyggen" som varierte fra 1565 til 4625 mm avhengig av kabelnr. Nå er rørdimensjonene såvidt romslige at det er fullt mulig å male her i ettertid, men det må nok da lages til spesialutstyr. Det måtte dessuten tettes med fugemasse av silikon ved kabelens utgang fra kabelhodet, da det under sinkutstøpingen i kabelhodet blir lagt inn en asbesttråd her som senere fjernes, slik at det blir stående igjen en hul kil.

En kom til at alle forhold tatt i betraktning så var det best at rørskyggene ble malt før kabelmontering, selv om dette kunne føre til en risiko for oppsprekking i malingslaget. Kabelen males da nemlig i spenningsløs tilstand, og lastpåføringen under oppspenningen kan føre til små bevegelser mellom trådene i kabelen, som kan rive opp malingslaget under ugunstige forhold. Dette skjedde også i enkelte tilfeller. Til gjengjeld hadde en god kontroll med tykkelser og utførelse av arbeidet.

5.3 Malingsarbeider 1992

Drøftingene mellom firmaene om utførelsen av malearbeidene trakk ut i tid, slik at tilriggingen først kom igang på brustedet 24. mai. Da hadde det akkurat begynt en periode med meget fint vær, som varte ut mai og i hele juni. Da denne perioden var over var tilriggingen ferdig, slik at når malearbeidet skulle begynne, så begynte også "regntiden".

Utførende firma "Solid Vedlikehold A/S) hadde valgt å konstruere noen "malingsautomater", dvs. beholdere som omsluttet kabelen fullstendig, og med pakning rundt kabelen i nedre ende som tetting så ikke malingen rant ut. I øvre ende var det spent fast en saueskinnsremse rundt kabelen for å stryke ut malingen, og innvendig i beholderen var det løpehjul som støtte mot kabelen. Beholderen lå an mot en slags "vogn" som ble trukket oppover kabelen. Denne ble for øvrig brukt også under vaskeprosessen. Utstyret ble trukket opp og ned langs kabelen ved hjelp av wirer, og i tårntoppen var det montert en wire vertikalt med blokk som kunne flyttes for å komme i riktig posisjon i forhold til den kabelen som skulle males (fig. 3.11).

Tanken med dette arrangementet var at alt malingsarbeidet skulle kunne utføres ved betjening fra brubanenivå. Malingsbeholderen skulle dras opp langs kabelen til topps, så skulle malingen pumpes inn i beholderen, og malingen foregikk da på nedtur. Det viste seg imidlertid at det ikke var mulig å få dette utstyret til å virke tilfredsstillende. Det hendte ofte at beholderen stoppet ved at pakningen klemte seg fast fordi kabelen kunne være litt ujevn i diameter, eller at foregående malingslag ikke var helt tørt og ble skrapet opp foran pakningen. Trekkwiren måtte da strammes opp, og når beholderen da løsnet, så raste den som en rakett noen meter nedover kabelen. Ofte kunne saueskinnet vri seg ut av posisjon, eller støttehjulene lage striper i malingen, og så ble det veldig mye malingssøl. Sammen med mye dårlig vær så førte dette til at da malingsarbeidet måtte avsluttes i oktober 1992, så var bare ca. 25 % av arbeidet utført, og med et resultat som byggheren ikke kunne godkjenne.

5.4 Malingsarbeider 1993

Malearbeidet måtte fortsette sommeren 1993, og malerfirmaet brukte vinteren til å utarbeide et annet opplegg for malerarbeidet, basert på en enkel innretning, en slags stol som trillet på kabelen og med vekt under for avbalansering og nødvendige sikkerhetsdetaljer for personellbruk. Det ble altså satset på manuell maling med bruk av malerhanske. Fester i tårntopp og wiresystem for øvrig var nokså likt det som ble brukt i 1992, bortsett fra at det i tillegg var sikkerhetswire med "Sky-Lock" på "vogner" som sikring mot havari på trekkwire (fig. 3.12).

Tilrigging startet ca. 15. mars, og utstyret var operativt ca. 1 mnd. etter. Det ble brukt to vogner. Utstyret virket helt perfekt, og malingsarbeidet ble utført meget bra, det viste alle målinger og observasjoner. Alt som var malt i 1992 ble gitt ett ekstra strøk pga. de dårlige resultatene en hadde fra målingene på dette arbeidet. Et problem for malerfirmaet var at 1993 var det en dårlig sommer, også forsommeren, slik at det

ikke ble noe god "flyt" i arbeidet. Under gode forhold var det ikke noe problem å male 7 - 8 kabler med ett strøk pr. vogn og skift. For øvrig må det nevnes at det var en virkelig luftig jobb å male kablene, og det var flere som ikke klarte den voldsomme høyden. Overtakelsen av malingsarbeidet ble foretatt 13. september 1993, og avsluttet dermed hovedkontrakten for bruarbeidene

6. Kompletterende arbeider

6.1 Måling av kabelkrefter ved egenvekt bru

En side ved kabelvalget som har stor betydning for videre kontroll og oppfølging av brua i bruksfasen er den muligheten en har for enkle og nøyaktige målinger av kabelkreftene ved egenvekt bru ved hjelp av den såkalte frekvensmetoden. Denne går ut på at en ved hjelp av tau som festes et stykke opp på kabelen setter kabelen i svingninger og ved å variere takt finner fram til den frekvensen som treffer egenfrekvensen for den aktuelle kabel, og hvor den svinger med en halvbølges-form. Med litt trening er dette enkelt å få til, særlig for de litt lengre kablene. De korte kablene som henger inne ved tårnene er litt vanskeligere å få til, pga. at egenfrekvensen er nokså rask.

Svingetiden for f.eks. 100 svingninger måles så med stoppeklokke, og settes inn i en forenklet matematisk formel, i det det er en direkte sammenheng mellom svingetid og kabelkraft når kabellengden er kjent. Feilkilder her er at en ser bort fra kabelens vekt og bøyningstivhet, men disse avvikene er små for en lukket, spiralslått kabel.

Derimot for de andre kabelsystemene som tidligere er nevnt er kablene både tyngre og med større bøyningstivhet, samt det at PEH-røret fylles opp med voks eller sementmørtel gir en helt uviss dempningseffekt. Frekvensmetoden kan derfor ikke brukes for disse kabler. Skal en måle kabelkreftene i dette tilfellet, må en bruke jekkeutstyr med måleceller og løfte dette ned under brua og frijikke hver enkelt kabel for å måle kreftene, eller installere lastceller som måler kontinuerlig. Dette er en meget komplisert og kostbar operasjon.

Etter sammenstøpt bru og nedmonterte vogner målte en kabelkreftene i samtlige kabler på brua ved hjelp av denne frekvensmetoden for lasttilstand egenvekt bru, og resultatene stemte meget bra med de teoretisk beregnete, når en da tar hensyn til at brua som tidligere nevnt er støpt litt for tung. Det var derfor ikke nødvendig med noe etterjustering av kabler, som var tatt med som en post i kontrakten. Det ble imidlertid foretatt en liten justering av kabelkreftene for de 2 x 2 kabelparene inntil tårnet på Mosvik-siden. Dette var en justering utløst av det forhold at AE hadde støpt de to første seksjonene her (på Bailey-stillas) med for store geometriske avvik, noe som ga for store krefter i nevnte kabler. Kostnadene ved dette ble da dekket av AE.

Frekvensmålingene samt sammenligning med teoretiske verdier og drøfting av resultater, feilkilder, nøyaktighet m.v. er samlet i en egen rapport utarbeidet av konsulenten for bruprojektet, og denne forelå i juli 1992.

Det en ikke får målt ved frekvensmåling av kablene, eller eventuell frijekkning av kabel, er eksakte verdier for dynamiske påslag fra vind og trafikk. Det må da brukes avansert og kostbart elektronisk måleutstyr, som gjør at det ikke er praktisk eller økonomisk mulig å måle på mer enn noen få utvalgte kabler.

6.2 Kabelavstivninger

Som nevnt er kabelsvingninger et hyppig forekommende problem på skråkabelbruer, og det er derfor ikke uvanlig at det må installeres et sekundærsystem bestående av tynne wirer som strekkes på tvers av kablene og festes til disse og ev. til brubanen. Disse festene blir for øvrig enkle for en spiralslått stålkabel, men derimot mer kompliserte på et PEH-rør, hvor faren for å gnisse hull er til stede. Det ble antatt at det kunne bli aktuelt med et slikt avstivningssystem på Skarnsundbrua, som har de lengste kablene i verden for denne brutypen.

Brua har imidlertid vist seg på alle måter å oppføre seg meget bra, også med hensyn til kabelsvingninger, som nesten ikke forekommer. Dette kan en si ut fra observasjoner, da det har vært folk i arbeid på brua i en eller annen sammenheng i hele 1992, tildels også utenom normal arbeidstid og i helgene. Det kan nevnes at vinteren 1992 var uvanlig stormfull, med orkanen 1. januar 1992 som maksimum. Også i 1993 har brua vært under oppsikt i store deler av sommerhalvåret (pga. malingsarbeid).

Det en har observert er svingninger i enkelte kabler i stormsituasjoner, spesielt på Inderøy-siden av brua som da har mest vind (fra sektoren SV til NV). Amplitudene er små, maks. 5 cm, og frekvensene raske, dvs. svingeform bestående av flere bølger. Ved meget sterk vind (orkanen 1. januar 1992) blåser en del kabler også ut sideveis, med rolige bevegelser (trolig effekt fra bevegelser i brubanen). Det som ellers er registrert enkelte ganger må nærmest kalles vibrasjoner, dvs. bølger med amplituder på 3 - 4 mm. Dette kan oppstå ved stabil vind tvers på brua i fra nord og vindstyrker fra 4 - 5 og opp til 10 - 12 m/s. Disse opptrer da i hovedspennet fra ca. kabel nr. 15 og utover.

Ut fra erfaringene hittil og ut fra det faktum at et sekundært avstivningssystem ikke nødvendigvis har effekt på alle svingeformer som kan oppstå, så har en kommet til at et eget avstivningssystem for kablene er unødvendig.

Kort oppsummert kan en si at det gjennom byggeprosessen og hittil i brukstiden for brua virkelig har vært god grunn til å være fornøyd med det kabelvalget som ble gjort for dette bruprosjektet.

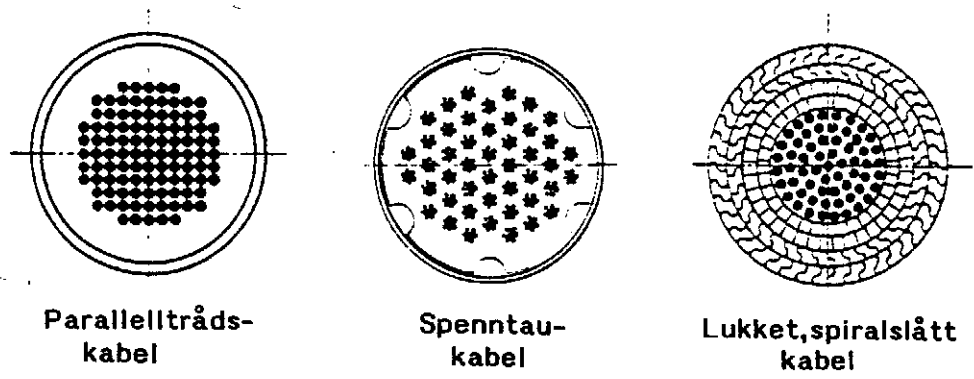


Fig.3.1

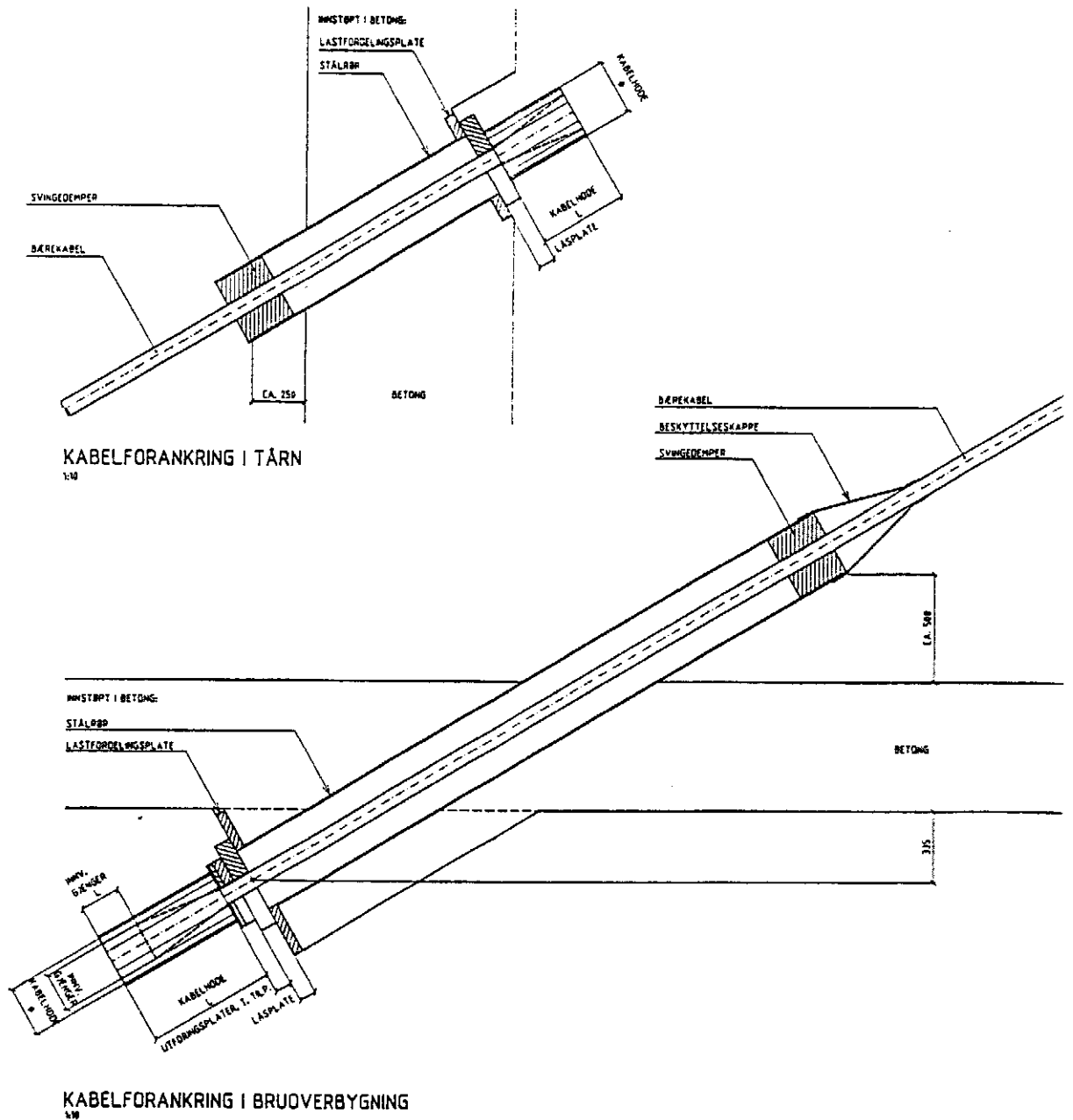
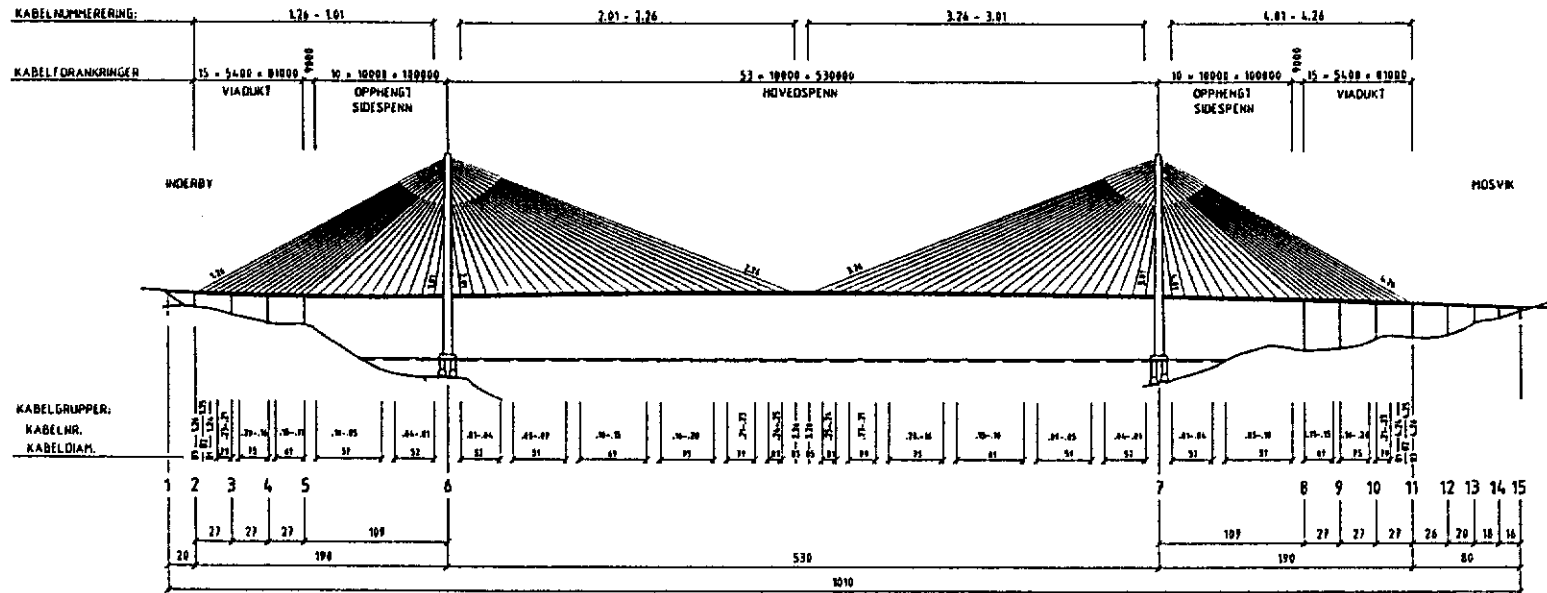


Fig.3.2



OPPRISS (MÅL 1:2000)

TABELL KABLER

KABEL NR.	KABEL DIAM. (mm)	GARANTERT BRUDDLAST (kN)	STÅL-TVERRSNITT (cm ²)	VEKT (kg/m)
L81-L84	52	2777	7948	16.4
2.01-2.04	"			
3.01-3.04	"			
L.01-L.04	"			
L85-L16	59	3536	2478	20.0
2.05-2.09	"			
3.05-3.09	"			
L.05-L.10	"			
L11-L15	69	4727	3308	27.0
2.10-2.15	"			
3.10-3.15	"			
L.11-L.15	"			
L16-L20	75	5084	4007	33.7
2.16-2.20	"			
3.16-3.20	"			
L.16-L.20	"			
L21-L23	79	6257	4408	37.0
2.21-2.23	"			
3.21-3.23	"			
L.21-L.23	"			
L24	81	6558	4617.5	38.8
2.24-2.25	"			
3.24-3.25	"			
L.24	"			
L25	82	6697	4765.9	39.6
L.25	"			
L26	83	6894	4851.7	40.8
L.26	"			
L27	85	7194	5082	42.5
L.27	"			

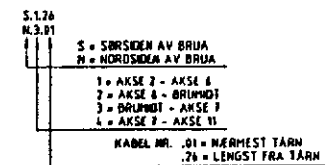
Fig.3.3

ANMERKNINGER:

- KABELTYPE: LUKKETE SPIRALSLÅTTE KABLER.
LEVERANDØR: AUSTRIA DRAHT
BAHNHOFSTRASSE 2
A-800 BRUCK A. D. MUR
AUSTRIA
- STÅLKVALITET: KABLER: MINIMUM STREKKFASTHET: 1570 N/mm²
KABELMODER: FOR KABEL L01-L04 OG 2.01-2.04 = CK 45
FOR ØVRIG = GS-26 (rMo 4)

-600

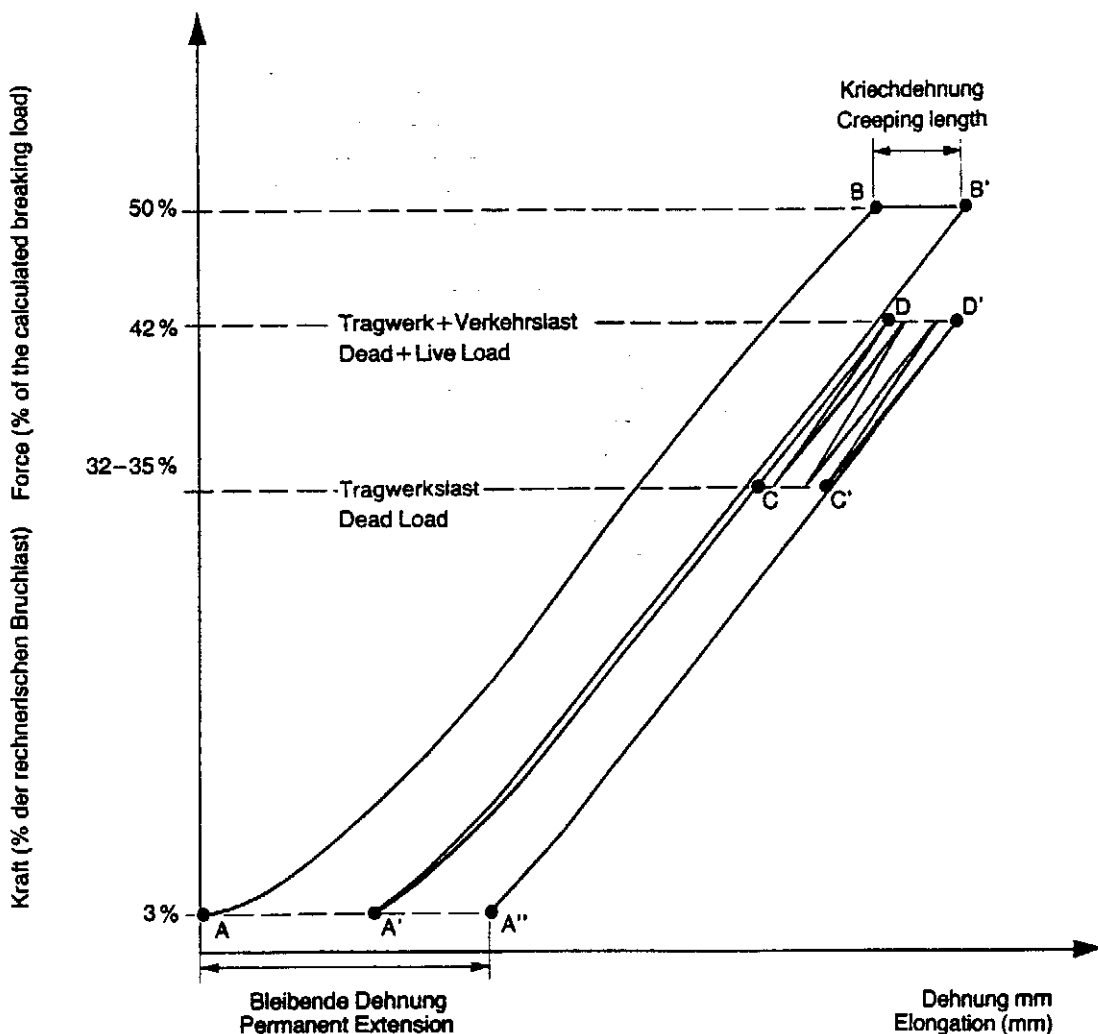
3. KABELNUMMERING:



HENVISNINGER:

Godkjent som arbeidsføring av Vegdirektoratets bruavdeling i brev nr. 8/12.13		Dato: 9.12.51	
STATENS VEGVESEN, NORD-TRONDLAG RV.755 NP. 02-06 SKARNSUDET BRU SKRÅKABELBRU		Dato: 1951.11.15 Tegn: Per Iversen Målestokk: 1:2000 Prosjektansvarlig: C. Hansvoll	
KABELARBEIDER, BÆNEMABLER SYSTEMTEGNING		Målestokk: 1:2000	
JOHNS HOLT A.S. SILVINGENVEI 10 N-1400 TELEFON 14 11 11		Dato: 1951.11.15 Tegn: Per Iversen Målestokk: 1:2000	

Kraft-Weg-Diagramm Stress-Elongation-Diagramm



Recken der Seile

Das Vorrecken der Seile vor dem Einbau erspart bei Brückenseilen, bei Abspannseilen und bei Seilen, die als Spannelement im Stahlbau eingesetzt werden, aufwendige Nachspanneinrichtungen. VA-AUSTRIA DRAHT liefert Seile in exakt gemessenen Längen mit den entsprechenden Endvergüssen.

Die von der VA-AUSTRIA DRAHT für die Durchführung dieser Arbeiten eingesetzte Reckanlage ist nach dem letzten Stand der Technik ausgestattet. Die Reckanlage befindet sich in einem Tunnel, wodurch eine konstante Temperatur über die gesamte Seillänge und während der Reckzeit gegeben ist. Dadurch können engste Längentoleranzen garantiert werden.

Vorteile des Reckens:

- Das Recken beseitigt die ungleichmäßigen Drahtspannungen, die durch den Verseilprozeß verursacht werden.
- Das Seilgefüge wird verbessert.
- Die plastische Dehnung im Bereich der Verkehrslast wird abgebaut.
- Die Kriechdehnung wird vorweggenommen.
- Der Elastizitätsmodul wird erhöht auf 160.000 N/mm² (± 3%) bei verschlossenen Seilen, 158.000 N/mm² (± 3%) bei Spiralseilen.

Das Recken der Seile erfolgt bei der VA-AUSTRIA DRAHT in folgender Weise:

Das Seil wird mit einer Vorlast von mindestens 3% der rechnerischen Bruchlast beaufschlagt (Punkt A).

Anschließend erfolgt eine kontinuierliche Belastung bis 50% der rechnerischen Bruchlast (Punkt B).

Die Belastung wird über eine Stunde konstant gehalten, das Seil beginnt zu kriechen (Kriechlänge: Strecke B bis B').

Das Seil wird bis zur Vorlast entlastet (Punkt C).

Die Verlängerung des Seiles wird nach zwei Minuten gemessen.

Es erfolgt eine kontinuierliche Belastung des Seiles bis zum Summenwert aus Tragwerks- und Verkehrslast. Dies entspricht einem Belastungswert von 42% der rechnerischen Bruchlast des Seiles (Punkt D).

Nach zwei Minuten wird gemessen. Das Seil bis zum Wert der Tragwerkslast entlastet (Punkt C), entspricht ca. 32 bis 35% der rechnerischen Bruchlast.

Nun wird wieder kontinuierlich belastet. Dieser Be- und Entlastungszyklus wird vier- bis sechsmal durchfahren, bis ein konstanter Elastizitätsmodul zwischen C' und D' erreicht wird. Der entsprechende Belastungswert wird vor der Messung jeweils für die Dauer von zwei Minuten konstant gehalten.

Abschließend wird bis zur Vorlast entspannt (Punkt A').

Fig.3.4

Fig. 3.5
Fra materialprøvnings-
anstalten ved Technische
Universität Wien.
Bruddforsøk på ferdig-
produisert kabel med
påstøpte kabelhoder.



Fig. 3.6
Bruddforsøk foretatt. For
samtlige forsøk kom brud-
det i kabelen, som det skal
gjøre, og ikke i kabel-
hodet eller innstøpingen.



Fig. 3.7
Fra støperibedriften Voest
Alpine Traisen. Produk-
sjon av kabelhoder.



Fig. 3.8
Utbøyning av trådender i
ankersoner og rengjøring
for spinnemiddel m.v.

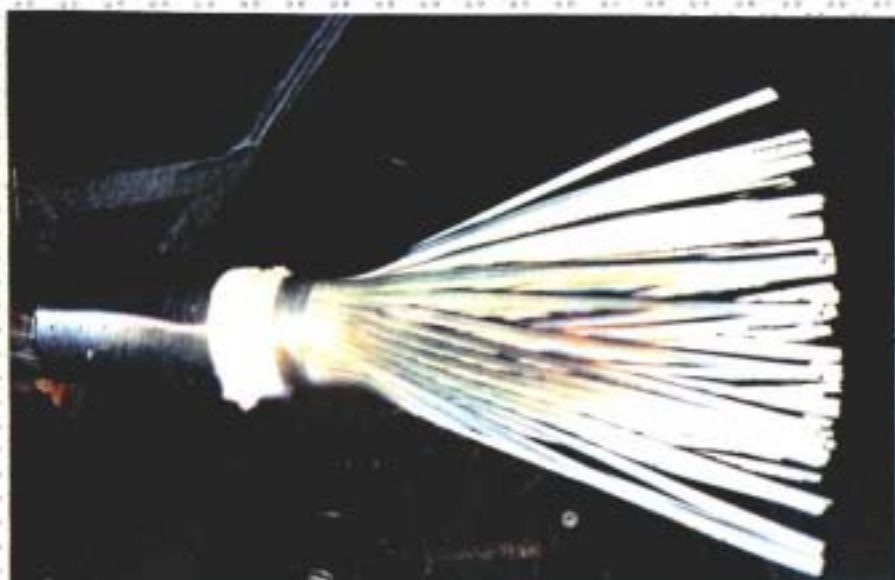


Fig. 3.9
Utstøping av kabelhoder
med flytende sink (ca.
+ 450°C). Bemerk at
kabelhodene forvarmes.



Fig. 3.10
Benk for fastspenning av
kabel og utstøping av
kabelhoder er laget slik at
den tillater hydraulisk
oppjekking av kabel for
kontroll av sinkutstøpin-
gen.





Fig. 3.11

Maling av kabler 1992. Utstyr som betjenes fra brubanen og som omslutter kabelen og trekkes langs denne. Dette viste seg uegnet.



Fig. 3.12

Maling av kabler 1993. Spesialkonstruert innretning for folk uten høydeskrekk. Det ble brukt to spann og malingshansker på begge hender. Fungerte helt utmerket.

Fig. 3.13 Lekestativ av kabeltromler ved Lyngstad skole, Inderøy.



 *
 * S K A R H S U N D B R Ü C K E *
 *
 * D O K U M E N T A T I O N S Ü B E R S I C H T *
 *

SEIL-Ø 52 MM AUFTRAG NR. 9087931

Strangzugversuche:

Prüfbericht V 77257 a: Strangbruchlast 3120 kN (Teststück aus Produktionslänge für Seil-Nr. 1.02, Kupplungen CK 45)
 Prüfbericht V 77257 d: Strangbruchlast 3080 kN (Teststück aus Produktionslänge gem. Draht Nr. 89/7/6249)

SEIL-NR.	S e i l k u p p l u n g e n		Reckbahn-	Seillieferlänge	Draht Nr.	Pos.	Durchm.	Schmelze Nr.	Güte
	Type A 52	Type B 52	zertifikat Nr.	an Reckbahn (m)					
1.01		CK 45 N	1a	335/1	89/7/6249	10	4.25	782592V	D80-2
1.01		CK 45 N	1a	335/2		20	1.75	846497V	D55-2
1.02		CK 45 N	2	321/1		30	3.95	16277R	D80-2
1.02		CK 45 N	2	321/2		40	Z 50131	19465R	D80-2
1.03		CK 45 N	4	329/1		50	Z 50132	19465R	D80-2
1.03		CK 45 N	4	329/2		60	Z 6082	22623R	D80-2
1.04		CK 45 N	3	324/1					
1.04		CK 45 N	3	324/2					
2.01		CK 45 N	1a	335/3					
2.01		CK 45 N	3	324/3					
2.02		CK 45 N	2	321/3					
2.02		CK 45 N	2	321/4					
2.03		CK 45 N	4	329/3					
2.03		CK 45 N	4	329/4					
2.04		CK 45 N	5	363/1					
2.04		CK 45 N	5	363/2					
3.01	CH 46027 AD25	CH 45915 AD163	25	321/1					
3.01	CH 46027 AD15	CH 45999 AD174	25	321/2					
3.03	CH 46027 AD23	CH 45999 AD169	26	335/1					
3.03	CH 46027 AD16	CH 45999 AD172	26	335/2					
3.04	CH 45915 AD10	CH 45999 AD166	28	363/1					
3.04	CH 46027 AD17	CH 45999 AD176	28	363/2					
4.01	CH 46027 AD18	CH 45999 AD175	25	321/3					
4.01	CH 46027 AD19	CH 45999 AD171	25	321/4					
4.03	CH 46027 AD20	CH 45999 AD173	26	335/3					
4.03	CH 45915 AD11	CH 45999 AD165	26	335/4					

SEIL-NR.	S e i l k u p p l u n g e n		Reckbahn- zertifikat Nr.	Seillieferlänge an Reckbahn (m)	Draht Nr.	Pos.	Durchm.	Schmelze Nr.	Güte
	Type A 52	Type B 52							
4.04	CH 46027 AD24	CH 45999 AD177	28	363/3					
4.04	CH 46027 AD27	CH 45999 AD170	28	363/4					
3.02	CH 46027 AD12	CH 45915 AD162	27	335/1	90/7/6230	10	4.25	787407V	D80-2
3.02	CH 46027 AD21	CH 45999 AD167	27	335/2		20	1.75	846497V	D55-2
						30	3.95	787407V	D80-2
4.02	CH 46027 AD13	CH 45999 AD164	27	335/3		40	Z 50131	22621R	D80-2
4.02	CH 46027 AD26	CH 45999 AD168	27	335/4	50	Z 50132	22621R	D80-2	
					60	Z 6082	23725R	D80-2	

SEIL-Ø 59 MM AUFTRAG NR. 9087932

Strangzugversuche:

Prüfbericht V 77257 b: Strangbruchlast 3850 kN (Teststück aus Produktionslänge für Seil-Nr. 1.06 u. 1.07, Kupplungen Nr. 12295 A 59/20 und 12292 B 59/4)
Prüfbericht V 77257 c: Strangbruchlast 3840 kN (Teststück aus Produktionslänge für Seil-Nr. 2.05, 2.08 u. 2.09)

SEIL-NR.	S e i l k u p p l u n g e n		Reckbahn- zertifikat Nr.	Seillieferlänge an Reckbahn (m)	Draht Nr.	Pos.	Durchm.	Schmelze Nr.	Güte
	Type A 59	Type B 59							
1.05	12295 A 59/1	12295 B 59/18	7	362/1	89/7/6549	10	4.30	782592V	D80-2
1.05	12295 A 59/18	12295 B 59/3	6	362/1		20	4.15	782592V	D80-2
1.06	12295 A 59/17	12292 B 59/9	9	335/1		30	1.70	846497V	D55-2
1.06	12295 A 59/14	12292 B 59/5	8	345/1		40	3.85	16277R	D80-2
1.07	12292 A 59/6	12296 B 59/2	9	335/2		50	Z 50133	22621R	D80-2
1.07	12292 A 59/9	12292 B 59/2	9	335/3		60	Z 50134	19465R	D80-2
1.08	12292 A 59/4	12292 B 59/1	8	345/2		70	Z 6084	22623R	D80-2
1.08	12292 A 59/12	12292 B 59/10	8	345/3					
1.09	12295 A 59/3	12295 B 59/20	7	362/2					
1.09	12295 A 59/5	12295 B 59/7	6	362/2					
1.10	12295 A 59/10	12295 B 59/21	7	362/3					
1.10	12295 A 59/11	12295 B 59/13	6	362/3					
2.05	12295 A 59/2	12295 B 59/14	10	341/1					
2.08	12295 A 59/15	12295 B 59/17	10	341/2					
2.09	12295 A 59/19	12296 B 59/1	10	341/3					

SEIL-NR.	Seilkupplungen Type A 59 Type B 59		Reckbahn- zertifikat Nr.	Seillieferlänge an Reckbahn (m)	Draht Nr.	Pos.	Durchm.	Schmelze Nr.	Güte
2.05	12295 A 59/13	12295 B 59/5	11	341/1	89/7/6549	80	4.30	782592V	D80-2
2.06	66396 A 59/4	CH 46027 AD189	13	324/3		90	4.15	782592V	D80-2
2.06	66396 A 59/3	CH 46027 AD195	12	325/1		100	1.70	846497V	D55-2
2.07	12295 A 59/16	12292 B 59/11	12	325/2		110	3.85	16277R	D75-2
2.07	12292 A 59/7	12292 B 59/8	12	325/3		120	Z 50133	19465R	D80-2
2.08	66396 A 59/1	12292 B 59/3	11	341/2		130	Z 50134	19465R	D80-2
						140	Z 6084	22623R	D80-2
2.09	66396 A 59/2	12292 B 59/12	11	341/3					
3.05	CH 46027 AD41	CH 45915 AD178	30	341/1					
3.06	CH 46027 AD46	CH 46027 AD183	31	346/1					
3.06	CH 46027 AD40	CH 46027 AD187	31	346/2					
3.07	CH 46027 AD34	CH 45915 AD179	36	324/1					
3.07	CH 46027 AD33	66537	36	324/2					
3.08	CH 46027 AD31	CH 46027 AD197	30	341/2					
3.09	CH 46027 AD37	CH 46027 AD192	30	341/3					
4.10	CH 46027 AD43	CH 46027 AD196	31	346/3					
3.05	66396 A 59/5	CH 46027 AD190	29	339/1	89/7/6549	150	4.30	782592V	D80-2
3.08	CH 46027 AD36	CH 46027 AD184	29	339/2		160	4.15	782592V	D80-2
						170	1.70	846497V	D55-2
3.09	12292 A 59/8	CH 46027 AD181	29	339/3		180	3.85	16277R	D78-2
						190	Z 50133	19465R	D80-2
4.05	CH 45919 AD28	66537	34	364/1		200	Z 50134	19465R	D80-2
4.05	CH 46027 AD30	CH 46027 AD188	33	348/1		210	Z 6084	22627R	D80-2
4.06	CH 46027 AD45	CH 46027 AD185	32	344/1					
4.06	CH 46027 AD32	66537	35	226/1					
4.07	CH 46027 AD38	CH 46027 AD194	32	344/2					
4.07	CH 46027 AD35	66537	35	226/2					
4.08	CH 46027 AD47	CH 46027 AD182	32	344/3					
4.08	CH 45915 AD29	CH 46027 AD180	33	348/2					
4.09	CH 46027 AD39	CH 46027 AD193	34	364/2					
4.09	CH 46027 AD42	CH 46027 AD186	33	348/3					
4.10	CH 46027 AD44	CH 46027 AD191	34	364/3					

SEIL-NR.	S e i l k u p p l u n g e n		Reckbahn- zertifikat Nr.	Seillieferlänge an Reckbahn (m)	Draht Nr.	Pos.	Durchm.	Schmelze Nr.	Güte
	Type A 69	Type B 69							
3.15	CH 46110 AD65	52948	47	355/2		190	Z 50135	21459R	D80-2
						200	Z 5520	787445V	D75-2
4.11	CH 46110 AD56	CH 46113 AD215	39	295/1				24249R	D85-2
4.11	CH 46110 AD64	CH 46113 AD217	39	295/2				22623R	D80-2
4.12 S	CH 46110 AD58	CH 46113 AD213	40	300/1		210	Z 6085	23728R	D80-2
4.12 N	CH 46110 AD63	CH 46113 AD210	40	300/2					
4.13 S	CH 46110 AD59	52957	42	309/1					
4.13 N	CH 46110 AD54	CH 46110 AD201	42	309/2					
4.14 S	CH 46110 AD66	52948	44	319/1					
4.14 N	CH 46110 AD60	52957	44	319/2					
4.15 S	CH 46110 AD53	CH 46113 AD208	45	329/1					
4.15 N	CH 46110 AD57	52957	45	329/2					

SEIL-Ø 75 MM AUFTRAG NR. 9087934

Strangzugversuche:

Prüfbericht V 77257 f: Strangbruchlast 6020 kN (Teststück aus Produktionslänge für Seil-Nr. 1.20 N, Kupplung Nr. CH 46249 AD87)
Strangbruchlast 6010 kN (Teststück aus Produktionslänge für Seil-Nr. 3.16)

SEIL-NR.	S e i l k u p p l u n g e n		Reckbahn- zertifikat Nr.	Seillieferlänge an Reckbahn (m)	Draht Nr.	Pos.	Durchm.	Schmelze Nr.	Güte
	Type A 75	Type B 75							
1.16	CH 46253 AD101	CH 46284 AD250	48	168	90/7/6036	10	4.75	29607R	D80-2
1.16	CH 46249 AD90	CH 46284 AD253	49	168		20	4.55	29607R	D80-2
1.17 S	CH 46249 AD82	CH 46282 AD237	50	173		30	1.90	850151V	D65-2
1.17 N	CH 46249 AD91	CH 46284 AD257	51	173		40	4.25	10673R	D80-2
						50	Z 50130	24251R	D80-2
2.16	CH 46249 AD77	CH 46284 AD252	58	186				28348R	D80-2
2.16	CH 46253 AD99	CH 46282 AD240	59	186		60	Z 5521	24766R	D80-2
2.17	CH 46249 AD78	CH 46282 AD234	60	195		70	Z 6086	23727R	D80-2
2.17	CH 46249 AD80	CH 46282 AD235	61	195		80	Z 6087	23728R	D80-2
								29576R	D80-2
								21857R	D80-2
3.16	CH 46253 AD100	CH 46282 AD243	67	191					
3.16	CH 46253 AD107	CH 46284 AD254	77	186					
4.16 S	CH 46249 AD93	CH 46253 AD223	69	170					
4.16 N	CH 45915 AD69	CH 46282 AD241	70	170					

SEIL-NR.	Seilkupplungen Type A 75 Type B 75		Reckbahn- zertifikat Nr.	Seillieferlänge an Reckbahn (m)	Draht Nr.	Pos.	Durchm.	Schmelze Nr.	Güte
1.19 S	CH 45915 AD68	CH 46253 AD228	54	183	90/7/6036	90	4.75	29607R	D80-2
1.19 N	CH 46249 AD94	CH 46253 AD224	55	183		100	4.55	29607R	D80-2
						110	1.90	850151V	D65-2
2.19	CH 46249 AD95	CH 46282 AD242	64	214		120	4.25	10673R	D80-2
2.19	CH 46249 AD92	CH 46282 AD231	65	214		130	Z 50130	28348R	D80-2
								24251R	D80-2
3.19	CH 46253 AD102	CH 45999 AD219	84	214		140	Z 5521	24249R	D80-2
3.19	CH 46249 AD74	CH 46253 AD225	85	214		150	Z 6086	23727R	D80-2
						160	Z 6087	23725R	D80-2
								28348R	D80-2
4.18 S	CH 46253 AD98	CH 46282 AD230	73	180				23728R	D80-2
4.18 N	CH 46249 AD85	CH 46282 AD249	74	180					D80-2
4.19 S	CH 46249 AD81	CH 46282 AD245	75	185					D80-2
4.19 N	CH 46253 AD104	CH 46284 AD251	76	186					D80-2
1.20 S	CH 46249 AD86	CH 46282 AD247	56	188	90/7/6036	170	4.75	29607R	D80-2
1.20 N	CH 46249 AD73	CH 46282 AD238	57	188		180	4.55	29607R	D80-2
						190	1.90	850151V	D65-2
2.20	CH 46249 AD88	CH 46253 AD229	66	224		200	4.25	10673R	D80-2
2.20	CH 46249 AD83	CH 46284 AD256	68	224				12447R	D80-2
								28348R	D80-2
3.17	CH 46253 AD106	CH 46253 AD221	80	196		210	Z 50130	24249R	D80-2
3.17	CH 46253 AD103	CH 46282 AD236	81	196		220	Z 5521	23727R	D80-2
						230	Z 6086	14437R	D80-2
						240	Z 6087	23728R	D80-2
3.20	CH 46253 AD105	CH 46253 AD226	86	224					D80-2
3.20	CH 46253 AD109	CH 45999 AD218	87	224					D80-2
4.20 S	CH 46249 AD71	CH 46253 AD220	78	191					D80-2
4.20 N	CH 46253 AD96	CH 46282 AD248	79	190					D80-2
1.18 S	CH 46253 AD97	CH 46282 AD239	52	178	90/7/6036	250	4.75	29607R	D80-2
1.18 N	CH 46249 AD79	CH 46253 AD227	53	178		260	4.55	29607R	D80-2
						270	1.90	850151V	D65-2
2.18	CH 46249 AD72	CH 46284 AD255	62	205		280	4.25	12447R	D80-2
2.18	CH 46253 AD108	CH 46282 AD233	63	205		290	Z 50130	24251R	D80-2
						300	Z 5521	24249R	D80-2
3.18	CH 46249 AD89	CH 46282 AD244	82	205		310	Z 6086	23727R	D80-2
3.18	CH 46249 AD84	CH 46282 AD232	83	215		320	Z 6087	23728R	D80-2
								23725R	D80-2
								14437R	D80-2
4.17 S	CH 46249 AD70	CH 46282 AD246	71	175					D80-2
4.17 N	CH 46249 AD75	CH 46253 AD222	72	175					D80-2
								21857R	D80-2

SEIL-Ø 79 MM AUFTRAG NR. 9087935

Strangzugversuche:

Prüfbericht V 77257 g: Strangbruchlast 6740 kN (Teststück aus Produktionslänge für Seil-Nr. 4.22 S, Kupplung Nr. CH 46347 AD114)
 Strangbruchlast 6770 kN (Teststück aus Produktionslänge für Seil-Nr. 4.21 N)

SEIL-NR.	Seilkupplungen		Reckbahn-	Seillieferlänge	Draht Nr.	Pos.	Durchm.	Schmelze Nr.	Güte
	Type A 79	Type B 79	zertifikat Nr.	an Reckbahn (m)					
1.21 S	CH 46355 AD117	CH 46418 AD266	88	193	90/7/6048	10	4.25	12447R	D80-2
1.21 N	CH 46347 AD121	CH 46418 AD273	89	193		20	4.00	12447R	D80-2
						30	1.70	10211G	D50-2
2.21	CH 46347 AD126	CH 46418 AD278	100	233		40	3.75	29576R	D80-2
2.21	CH 46347 AD120	CH 46418 AD271	101	233				15797R	D80-2
						50	Z 50136	29607R	D80-2
3.21	CH 46347 AD132	CH 46418 AD269	102	233		60	Z 5522	14911R	D80-2
3.21	CH 46347 AD112	CH 45999 AD258	103	233				29576R	D80-2
						70	Z 6088	28873R	D80-2
4.21 S	CH 46347 AD131	CH 46421 AD276	90	196		80	Z 6089	28873R	D80-2
4.21 N	CH 46355 AD116	CH 46421 AD280	91	195(+5)				15795R	D80-2
1.22 S	CH 46347 AD113	CH 46418 AD261	92	198	90/7/6048	90	4.25	12447R	D80-2
1.22 N	CH 46355 AD134	CH 46418 AD274	93	198		100	4.00	12447R	D80-2
						110	1.70	10211G	D50-2
2.22	CH 46355 AD135	CH 45999 AD259	104	243		120	3.75	15797R	D80-2
2.22	CH 46347 AD128	CH 46418 AD272	105	243		130	Z 50136	29607R	D80-2
						140	Z 5522	28873R	D80-2
3.22 *	CH 46355 AD123	CH 46418 AD275	106	242				14911R	D80-2
3.22 *	CH 46347 AD118	CH 46421 AD263	107	242		150	Z 6088	28873R	D80-2
						160	Z 6089	15795R	D80-2
4.22 S	CH 45999 AD111	CH 46418 AD260	94	200(+5)				14437R	D80-2
4.22 N	CH 46347 AD130	CH 46421 AD262	95	200					
1.23 S	CH 45999 AD110	CH 46421 AD281	96	203	90/7/6048	170	4.25	12447R	D80-2
1.23 N	CH 46347 AD119	CH 46418 AD279	97	203		180	4.00	12447R	D80-2
						190	1.70	10211G	D50-2
2.23	CH 46347 AD125	CH 46418 AD265	110	252		200	3.75	15797R	D80-2
2.23	CH 46347 AD133	CH 46418 AD270	111	252				14909R	D80-2
						210	Z 50136	29607R	D80-2
3.23	CH 46347 AD124	CH 46418 AD268	108	252				29576R	D80-2
3.23	CH 46347 AD115	CH 46418 AD267	109	252				14909R	D80-2
						220	Z 5522	14911R	D80-2

SEIL-NR.	Seilkupplungen		Reckbahn-	Seillieferlänge	Draht Nr.	Pos.	Durchm.	Schmelze Nr.	Güte
	Type A 79	Type B 79	zertifikat Nr.	an Reckbahn (m)					
4.23 S	CH 46347 AD129	CH 46421 AD277	98	206				28873R	D80-2
4.23 N	CH 46347 AD127	CH 46418 AD264	99	206				28873R	D80-2
						230	Z 6088	15795R	D80-2
						240	Z 6089	14437R	D80-2
								15795R	D80-2
								17333R	D80-2
* 3.22					91/7/6936	10	Z 6088	18754R	D80-2
						20	Z 6089	18754R	D80-2
								15799R	D80-2

SEIL-Ø 81 MM AUFTRAG NR. 9087936

SEIL-NR.	Seilkupplungen		Reckbahn-	Seillieferlänge	Draht Nr.	Pos.	Durchm.	Schmelze Nr.	Güte
	Type A 83	Type B 83	zertifikat Nr.	an Reckbahn (m)					
1.24 S	CH 46346 AD155	CH 46423 AD300	112	208	91/7/6012	10	4.50	29607R	D80-2
1.24 N	CH 46347 AD158	CH 45999 AD283	113	208		20	4.30	12447R	D80-2
						30	1.80	793779V	D60-2
2.24	CH 46347 AD160	CH 46423 AD296	116	261		40	3.95	794013V	D80-2
2.24	CH 46346 AD143	CH 46423 AD297	117	261		50	Z 50135	17333R	D80-2
						60	Z 5523	17975R	D80-2
3.24	CH 46346 AD149	CH 46423 AD299	118	261		70	Z 6085	15797R	D80-2
3.24	CH 46346 AD156	CH 45423 AD292	119	261(+5)		80	Z 6090	15797R	D80-2
2.25	CH 46346 AD148	CH 46423 AD294	120	271	91/7/6012	90	4.50	29607R	D80-2
2.25	CH 46346 AD142	CH 46423 AD303	121	271		100	4.30	12447R	D80-2
						110	1.80	793779V	D60-2
3.25	CH 46347 AD159	CH 46421 AD285	122	271		120	3.95	794013V	D80-2
3.25	CH 46346 AD145	CH 46423 AD293	123	271		130	Z 50135	17333R	D80-2
						140	Z 5523	17980R	D80-2
4.24 S	CH 46346 AD141	CH 46423 AD304	114	211				17975R	D80-2
4.24 N	CH 46347 AD161	CH 46421 AD287	115	211(+5)		150	Z 6085	15797R	D80-2
						160	Z 6090	15797R	D80-2
								17323R	D80-2

SEIL-Ø 82 MM AUFTRAG NR. 9087937

Strangzugversuch:

Prüfbericht V 77257 h: Strangbruchlast 7220 kN (Teststück aus Produktionslänge für Seil-Nr. 1.25 N)

SEIL-NR.	S e i l k u p p l u n g e n		Reckbahn- zertifikat Nr.	Seillieferlänge an Reckbahn (m)	Draht Nr.	Pos.	Durchm.	Schmelze Nr.	Güte
	Type A 83	Type B 83							
1.25 S	CH 46346 AD157	CH 46421 AD284	124	213	91/7/6021	10	4.65	29607R	D80-2
1.25 N	CH 46346 AD144	CH 46423 AD295	127	216(+5)		20	4.40	29607R	D80-2
						30	1.85	793779V	D60-2
4.25 S	CH 46346 AD140	CH 46421 AD290	125	217	91/7/6021	40	4.05	17333R	D80-2
4.25 N	CH 46346 AD151	CH 46421 AD289	126	218		50	Z 50138	14909R	D80-2
						60	Z 5524	18419R	D80-2
						70	Z 6091	14909R	D80-2
						70	Z 6091	17323R	D80-2
						80	Z 6092	17323R	D80-2
								17323R	D80-2
								17323R	D80-2

SEIL-Ø 83 MM AUFTRAG NR. 9087938

Strangzugversuche:

Prüfbericht V 77257 i: Strangbruchlast 7440 kN (Teststück aus Produktionslänge für Seil-Nr. 1.26 N, Kupplung Nr. A 79 CH 46346 AD122)
Strangbruchlast 7430 kN (Teststück aus Produktionslänge für Seil-Nr. 4.26 S)

SEIL-NR.	S e i l k u p p l u n g e n		Reckbahn- zertifikat Nr.	Seillieferlänge an Reckbahn (m)	Draht Nr.	Pos.	Durchm.	Schmelze Nr.	Güte
	Type A 83	Type B 83							
1.26 S	CH 46346 AD154	CH 46421 AD286	130	218	91/7/6032	10	4.70	29607R	D80-2
1.26 N	CH 46346 AD139	CH 46423 AD302	131	222(+5)		20	4.50	29607R	D80-2
						30	1.90	765609V	D60-2
4.26 S	CH 45999 AD137	CH 46423 AD298	129	222	91/7/6032	40	4.20	12447R	D80-2
4.26 N	CH 46346 AD152	CH 46423 AD305	128	218		50	Z 50139	29607R	D80-2
								21459R	D80-2
						60	Z 5525	28873R	D80-2
						70	Z 6093	14437R	D80-2
								28873R	D80-2
						80	Z 6094	24766R	D80-2
								24766R	D80-2

SEIL-Ø 85 MM AUFTRAG NR. 9188130

Strangzugversuch:

Prüfbericht V 77257 j: Strangbruchlast 7640 kN (Teststück aus Produktionslänge für Seil-Nr. 3.26, Kupplung Nr. CH 46346 AD147)

SEIL-NR.	S e i l k u p p l u n g e n		Reckbahn- zertifikat Nr.	Seillieferlänge an Reckbahn (m)	Draht Nr.	Pos.	Durchm.	Schmelze Nr.	Güte
	Type A 83	Type B 83							
2.26	CH 46346 AD153	CH 46421 AD291	132	281	91/7/6121	10	4.95	603825V	D80-2
2.26	CH 46346 AD146	CH 46421 AD288	133	281		20	4.75	851966V	D80-2
						30	1.95	796705V	D70-2
3.26	CH 46346 AD150	CH 45999 AD282	134	286		40	4.40	26572H	D80-2
3.26	CH 46346 AD138	CH 46423 AD301	135	281				777207V	D75-2
						50	Z 50146	28873R	D80-2
								17333R	D80-2
						60	Z 5526	18757R	D80-2
								28873R	D80-2
						70	Z 6096	17323R	D80-2
						80	Z 6097	17323R	D80-2



Fig. 3.15 Illustrasjon av malingsarbeidet.

Fargeforklaring:

Hvit: Spes.nr. 107

Gul: Spes.nr. 108

Rødbrun: Spes.nr. 109 (blandet om fra grå)

Rød: Correx, fargekode 2080Y90R

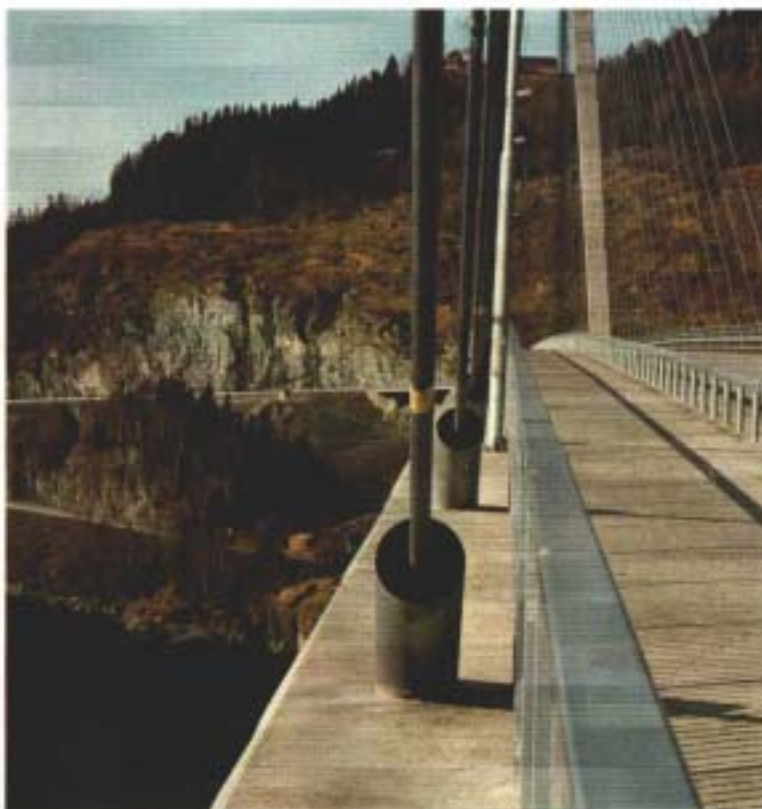


Fig 3.16

Neoprendempere. Utført som to ha sylindre med 2 cm spalteåpning og med en liten flens i toppen. Denne ligger an mot stålørret, slik at ikke demperen vibreres ned i øret.

4. KVALITETSKONTROLL

1. Entreprenørens egenkontroll og kvalitetssikring

I anbudet var det satt generelle krav om at entreprenøren skulle gjennomføre en egenkontroll som sikret en utførelse i henhold til kontraktsdokumentene. Rutinene for denne kontrollen skulle utarbeides av entreprenøren og godkjennes av byggherren. Rutinene skulle omfatte alt fra utsetting av linjer og høyder til kontroll av armering, materialkontroll m.m.

Videre skulle entreprenøren ha innført eller være i ferd med å innføre et kvalitetssikringssystem i henhold til NS 5802 og retningslinjer gitt av Statens vegvesen. For denne kontrakten skulle entreprenøren utarbeide en kvalitetssikringsplan som skulle dokumentere hvordan kvaliteten på byggverket skulle sikres.

Aker Entreprenør (AE) hadde på et tidligere tidspunkt laget en mal for et kvalitetssikringssystem i følge spesifiserte krav. Med bakgrunn i dette fikk vi i mai 1989 overlevert en kvalitetsplan for arbeidet med dette bruanlegget.

Vi merket oss følgende punkter som viktige for at KS-systemet skulle fungere:

- Nøyaktig spesifisert ansvarsfordeling
- Kvalitetssikringsleder utenfor linjeorganisasjonen
- Riktige sjekklister og rapportskjema
- Arbeidsprosedyrer
- Godt system for avviksbehandling

Gjennom organisasjonsplan og beskrivelse ellers var ansvarsfordeling rimelig bra definert.

Intensjonene med en kvalitetssikringsleder som står utenfor linje-organisasjonen er meget bra. Vi opplevde vedkommende som en viktig person i forbindelse med å oppnå riktig kvalitet og ikke minst å dokumentere dette. Personen er imidlertid entreprenørens mann, og dette merket vi flere ganger når det var snakk om større korrigerende tiltak eller utbedringer. Det var også uheldig at vedkommende ble brukt i produksjonen til tider.

Sjekklister - rapportskjema

Det har vært brukt en mengde forskjellige sjekklister og rapporter, både til internt bruk i firmaet og noen som vi har bedt om kopi av.

Hensikten med slike lister er at det først kontrolleres og så krysses av for utført kontroll. Vi opplevde vel flere ganger at det var enklere å krysse av enn å kontrollere! Systemet med skjema som vi ville ha kopi av fungerte meget bra. Dette var slike ting

som oppspenningsrapporter, innmåling av rør, geometriske kontroller, nivellement osv.

Arbeidsprosedyrer

For alle viktige arbeidsoperasjoner ble det utarbeidet tildels meget omfattende arbeidsprosedyrer. Vedlegg 4.1 viser f.eks. innholdsfortegnelsen for prosedyrene for kabelmontasjen. Bare denne inneholder 14 forskjellige delprosedyrer. Under utarbeidelsen av alle prosedyrer fikk både byggherre og konsulent god anledning til å komme med bemerkninger/korrigeringer.

Alle prosedyrene var helt klart ikke like gode, men arbeidsoperasjonene ble gjennomgått og analysert på forhånd og dette var nok hovedårsaken til at mesteparten av arbeidet tross alt gikk bra og med godt resultat.

Avviksbehandling

Byggherren fikk alle avviksrapporter til behandling, og fikk dermed god anledning til å komme med sine synspunkter og krav. Det er behandlet tilsammen 47 forskjellige avvik. Vedlegg 4.2 viser en oversikt over alle avviksrapporter.

Når avviket først var registrert, opplevde vi saksbehandlingen som kurant. Det som ofte kunne være et problem, var å få entreprenøren til å registrere alle avvik som et avvik og dermed starte prosessen. Ofte kunne det også være vanskelig å få AE til å innrømme åpenbare feil og mangler.

2. Armeringskontroll

I tillegg til AE's egenkontroll har byggherren brukt mye av sin kontrollkapasitet til kontroll av armering. Vi har stort sett foretatt kontroll av all armering mht. overdekning, antall, c/c avstand, monteringsjern og stoler.

Størsteparten av manglene i forbindelse med armeringen gjelder overdekning. Bare i mindre grad er det registrert feil i antall eller c.avstand.

Hjørner tårn akse 6 og 7

Pga. glideforskalingens utforming har alle ut- og innvendige hjørner på tårnene fått for lite overdekning over store områder. Det er målt ned i 15 mm overdekning. Innvendig har vi godtatt manglene uten utbedring pga. tørt miljø. Utvendig er utbedring foretatt fra kt. + 3 og til ca. kt. + 57 som er 10 m over kjørebanelnivå ved akse 6. Og ved akse 7 fra kt. + 3 til ca. kt. + 12 og fra kt. + 40 til kt. + 55.

Utbedring er foretatt ved påføring av Sika-Tap-120 (3,5 - 4,0 kg/m²) og ett strøk Conservado -40 (0,25 - 0,3 kg/m²).

Bunnplate i brubane

Kontrollmålinger viser at nede i spissen av bunnplaten samt overgang bunnplate - tverrbærer er områder med overkning ned i 25 - 30 mm. Dette er spesielt registrert utvendig på sidespennet. Avviket er akseptert, da vi har et relativt tørt miljø på undersiden av brubanen.

Dekke, ved skjøt akse 13

I støpeskjøt ved topp dekke, fra søndre kantbjelke til overgang gangbane/kjørebane er det ved utmeisling registrert overdekning opp til 17 cm.

Ved kontrollregning viser det seg at konsulenten hadde overarmert denne delen av plata noe (armert nordre og søndre utkraging likt). Selv om armeringen ligger feil, er det nok kapasitet til at brøyteutstyr (traktor) kan bruke gangbanen.

Vi bør imidlertid merke oss at hvis ikke dette hadde skjedd, kunne hele gangbanen ha blitt trafikkert med vanlig trafikklast.

AE ble trukket et beløp tilsvarende den armeringen som vi ikke fikk "glede" av i gangbanen.

Generelt topp dekke

For å få tilfredsstillende jevnhet på dekket, bestemte AE på eget initiativ å slipe dette. Maks. slipedybde ble satt til 10 mm for ikke å redusere overdekningen for mye. Over deler av brua ble det imidlertid slipt opp til 20 mm.

Vedlegg 4.3 viser resultater av én av flere stikkprøvekontroller. Vi har helt klart fått redusert overdekning i de områder hvor det er slipt mest.

Da det er meget vanskelig å finne brukbare utbedringsmetoder for dette, har vi akseptert avvikene. Med det lave trafikkallet som brua har (i åpningsåret ÅDT ca. 500), vil det også gå lang tid før det blir merkbar slitasje på brudekket.

3. Spennarmeringskontroll

Det er ført oppspenningsrapporter for alle kabler, både de som er utført av AE og de vi selv har spent opp. Alle disse er arkivert sammen med den øvrige dokumentasjon som foreligger for spennarmeringen.

Det foreligger ingen indikasjoner i rapporter m.m. på at noen av kablene ikke er korrekt oppspent. Det var en tendens til at noen kabler fikk for stor forlengelse (spesielt i tårntoppen), men det var også spesielle forhold mht. radius osv. (Jf. fullskalaforsøk som ble gjort i forbindelse med disse kablene).

Det er brukt spennstål fra forskjellige verk. Dette er dokumentert med verkssertifikat overlevert byggherren for hver enkelt leveranse.

For de av kablene som er injisert, er det intet som tyder på mangelfull utførelse. En generell svakhet ved innbygde, injiserte kabler er imidlertid at en aldri kan være sikker på disse.

Fjellforankring

Det er montert fjellforankring i følgende fundamenter, akse 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 og 11. Rapportene viser at oppspenningen gikk greit, med unntak av nordre 2800 kN stag ved akse 5. Dette staget løsnet under oppspenning, og pga. manglende nødprosedyrer var det ikke mulig å berge staget. Det ble beskrevet 2 stk. erstatningsstag + 1400 kN. Disse stagene ble injisert for høyt under feste av stagene, og fikk dermed ikke den foreskrevne forankring. Stagene ble forkastet.

Som erstatningsstag nr. 2 ble satt ned 1 stk. 2100 kN stag. Utførelsen av dette gikk omsider som forutsatt. Plassering av erstatningsstag vises på tegning nr. 422.

Vi har kritisert AE for utførelsen som ble foretatt her, og det hele har nok sin årsak i for dårlig kvalifisert underentreprenør, samt for dårlig oppfølging fra AE.

Vi har tidligere kommentert injiseringen av fjellstagene og problemet med "opptopping". De fleste av stagene måtte opptoppes opptil flere ganger før de ble fulle. Dette var helt klart noe betenkelig, men vi klarte aldri helt å finne ut årsaken til dette. Våre registreringer tyder imidlertid på at det ble fullt til slutt.

Ved fundament akse 8, 9 og 10 ble forankringshodene stående åpen i over ett år før kablene ble ført videre opp til brudekket og igjenstøping foretatt. Vi fikk her mistanke om at det kunne være større rustangrep på undersiden av hodene, og det ble rekvirert kontroll med fiberoptikk. Tilstanden var heldigvis bedre enn forventet, og for øvrig skiftet AE til slutt ut alle kiler og fjærer her etter eget initiativ.

4. Resultater betongkontroll

AE har hatt hovedansvaret for å følge opp betongprøvingen i følge NS 3420. Statens vegvesens laboratorieseksjon har også drevet betongprøving, mest i starten, siden noe mer sporadisk, da betongproduksjonen viste seg tilstrekkelig jevn.

Betongfasthet

Vedlegg 4.4 viser en skjematisk oversikt over karakteristiske fastheter for de forskjellige prøveserier C45 og C60 gjennom hele byggetiden. Bare AE's prøver er tatt med her. Gjennom hele byggetiden er det kun registrert 3 - 4 undermålere, den laveste 40.6 MPa (fundament) og de andre like under 45.0.

Våre egne prøver viser noe lavere kar.fasthet enn AE's prøver, men dette kan skyldes lavere prøveantall. Resultatene er i alle fall tilfredsstillende.

Vi er fornøyd med at alle prøveseriene viser akseptable resultater. Det er imidlertid noe urovekkende at en del enkeltresultater er unødvendig høye - dette med tanke på den svinnproblematikk som er nevnt tidligere. For C45 er maks. enkeltresultat målt til 58.0 MPa og for C60 til 76.0 MPa. Det er vel et spørsmål om det kunne vært redusert noe på sementmengden, f.eks. minst 10 kg pr. m³. Dette gjelder egentlig hele totalkvantumet på ca. 19 600 m³.

Luftinnhold

De fleste prøvene har vist luftinnhold mellom 3,5 - 4,5 %. Noen få har vært målt til under 3,5 %. Betong C60 har ikke hatt krav til luftinnhold, men er målt til gjennomsnitt 2,0 - 2,5 %.

Synk

Det er stort sett målt synk fra 15 til 20 cm.

Bestemmelse av E-modul, svinn og kryp

Dette er gjort en gang i byggetiden. Kopi av prøvingsrapport fra SINTEF, se vedlegg 4.5.

Utboring av prøver

Det har blitt boret ut to prøveserier fra brudekke med C60 kval., henholdsvis de første seksjonene ved akse 6 og 7. Fastheten var tilfredsstillende begge ganger, mens tettheten var noe for dårlig begge ganger (maks. ca. 40 mm - krav ikke over 25 mm). Det er imidlertid ikke stilt krav til vanntetthet i kontrakten, men det burde det vært.

Herdeforsøk

Vedlegg 4.6 viser resultat av et herdeforsøk gjort i forbindelse med støp av seksjon 2.13. Resultatet er representativt for de fleste av seksjonene av bruoverbygningen. Dette må regnes som en rask herdeutvikling.

C25 er oppnådd etter ca. 15 timer og C35 etter ca. 30 timer. AE var av framdriftshensyn mest opptatt av høy tidlig fasthet. For byggherren er det vel et spørsmål om dette gir det optimale resultat sett over bruas levetid.

5. Oppspenning bærekabler

Vedlegg 4.7 viser resultatene av oppspenningskrefter for de enkelte kabler i forhold til planlagt. De fleste av kablene måtte overspennes fra 5 - 10 %. Årsaken til dette er flere; en kombinasjon av tyngre forskalingsvogn enn oppgitt fra AE, overmål på betongtverrsnitt og større egenvekt på betongen enn forutsatt. Overspenningen bød ikke på noe praktisk problem, men unntak av de kabler som måtte spennes over 2500 kN.

I samarbeid med konsulenten er noen av kabelkreftene kontrollert ved en metode der kablene settes i svingninger. Svingetiden måles og danner grunnlag for beregning av kreftene, såkalt "egenfrekvensmetode". De utførte målinger ga god overensstemmelse med entreprenørens målinger utført med manometre på oppspenningsutstyret målt samtidig med kabelmonteringen.

Etter at brua var ferdigbygd og forskalingsvognene og annet utstyr var fjernet fra bruoverbygningen, ble alle kabler målt med "egenfrekvensmetoden". Bruoverbygningen ble nivellert, og nivellementet sammenholdt mot de målte kabelkrefter tilsa at det ble nødvendig med etterjustering av bare 8 kabler (2 kabelpar nærmest og på hver side akse 7), en etterjustering som skyldtes at AE her hadde støpt overbygningen med avvik utover toleransekravet pga. stillas deformasjoner. Uten denne feilen hadde det ikke vært nødvendig med noen kabeljustering.

Det foreligger ingen registreringer som tilsier at noen av kablene er blitt påført skade under transport eller montering. Noen kabler har i forbindelse med montering hatt noe stort "sprik" (2 - 4 mm) mellom noen tråder i det ytre lag av Z-tråder. Dette har lukket seg ved oppspenning.

Det er heller ikke registrert trådbrudd e.l. på noen kabler.

6. Geometrisk kontroll

Det er utført følgende geometriske kontroller:

- Fundamentplassering
- Søyleplassering
- Tårnplassering
- Søylene og tårnenes retthet
- Overbygningens geometri
- Forankringsrør, plassering

Det er AE som etter kontrakten har ansvaret for å dokumentere geometrien. Byggherren har tatt stikkprøver. Jevnhetskontroll av dekket er utført av Statens vegvesen.

Fundamentplassering

Krav til byggeplassavvik for fundamenter er +/- 10 cm. Alle fundamenter, både for søyler og tårn, ligger innenfor kravet.

Søyleplassering og retthet

Krav til nøyaktighet ved søyleplassering er +/- 30 mm og loddavvik det samme.

All geometri for søylene er i store trekk meget bra. Det sammensatte byggeplassavviket er innenfor kravet for alle søyler - med unntak av søyle 8, som er hårfint utenfor. Loddavviket er litt for stort for søyle 8 og 9.

Tårnplassering og retthet

Skjøtearmeringen for nordre tårnbein på akse 6 kom i forbindelse med støpingen ca. 5 - 10 cm ut av stilling. Dette ble korrigert ved å justere utgangsdimensjonene noe for begge tårnbein, kfr. tegning nr. 209.

Ellers er tårnplasseringen bra. Det er ingen registreringer som tyder på at dimensjonene på tårnbeinene noen steder ligger utenfor kravene (lengde, bredde og tykkelse).

Tårnbeinenes retthet og "globale" plassering ellers ble kontrollert ved koordinatberegning av tårnbeinenes hjørner med jevne mellomrom.

Kravet til plassering av tårnhjørner + retthet var også her +/- 30 mm. For øvrig et meget strengt krav sett på bakgrunn av tårnenes størrelse og kompleksitet. Likevel - langt de fleste målinger lå innenfor dette kravet (over 90 %). De målinger som lå

utenfor (maks. ca. 80 mm) hadde sammenheng med problemer med ujevn bevegelse av tårn under soloppvarming, noe som kunne være betydelig (pga. sol/skyggeeffekten).

Konklusjonen blir at tårnenes geometri mht. plassering, retthet og dimensjoner er meget bra.

Overbygningens geometri

Vedlegg 4.8 viser resultater av rettholtmålinger utført på betongslitelaget etter sliping. I kontrakten var det satt krav til min. 8 mm på 4 m målelengde. Det er kontrollert med 3 m målelengde og omregnet krav settes til 6 mm.

Følgende avvik ble registrert:

- 14 punkter over 10 mm avvik (maks. 14,5 mm).
- Flere av disse er i forbindelse med støpeskjøter.
- 4 punkt med 9 mm avvik.
- 7 punkt med 8 mm avvik.
- 24 punkt med 7 mm avvik.

Det er målt tilsammen 672 punkt, 49 punkt er utenfor kravet, dvs. 7,3 %.

Det er helt klart punktene over 10 mm som har mest å si for kjørekraften. Ved at AE har foretatt sliping av dekket i hele bruas lengde, har vi ikke forlangt ytterligere utbedring. (Jf. dårlig erfaring med tynne påstøper.) Brudekket er bra å kjøre på etter sliping.

Maks. tillatt avvik fra riktig høydeforskjell målt over 20 m var oppgitt til +/- 10 mm, for øvrig et meget strengt krav.

Nivellement er utført på bolter over brubanens K-punkt (punkt på betongen rett over sentrum av enden på forankringsrørene). Dette for å følge med langtidsdeformasjoner av brubanen. Når det gjelder avvik fra høydeforskjeller ellers, ville vi helt klart fått mange målinger utenfor kravet, bl.a. fordi vårt oppgitte høydegrunnlag var forskjellig på de to sider av sundet, med en differens på 41 mm. Dette ble oppdaget like før brua skulle støpes sammen, men pga. fleksible kragarmer har det ingen praktisk betydning for geometrien på brubanen.

Følgende kan ellers sies om høydeavvik:

- Alle 10 m seksjoner som er støpt med forskalingsvogn (640 m bru) er slutttoppspent både etter geometri og spennkraft. "Asbuilt"-målinger viser her geometri som er tilfredsstillende.
- Første 45 m av overbygningen støpt på fast stillas ved tårnene har tildels store avvik.

- Akse 6: Maks. avvik fra teoretisk høyde i senterlinje er $\div 32$ mm og $+ 17$ mm. Høydeavvik i kantdrager er $\div 40$ mm $+ 32$ mm. Avvik i høydeforskjell langs senterlinje over 10 meter er 47 mm. Noe av dette er utbedret ved sliping av dekke.
- Akse 7: Største avvik fra riktig høydeforskjell er målt i senterlinje fra senter tårn og østover med 37 mm. Her er også en del "utbedret" ved sliping.
- Sidespenn akse 1 - 5:
Forskalingsdeformasjonene er blitt mindre enn forutsatt og det "står igjen" for mye overhøyde mellom aksene. Maks. avvik ca. 30 - 40 mm over 20 m.
- Sidespenn akse 8 - 15:
Mellom akse 12 og 13 er det blitt for store forskalingsdeformasjoner, og søndre bjelke ligger midt i feltet 68 mm lavere enn teoretisk profil. Da dette berører gangbanedelen av brubanen mest, er det ikke satt krav om utbedring. Mellom akse 8 og 11 er det også for mye gjenstående overhøyde, f.eks. 65 mm mellom 8 og 9. Ved akse 11 er det utført utbedring ved meisling og påstøp i ca. 5 m's lengde.

Maks avvik fra riktig høydeforskjell målt over 10 m er 47 mm.

Plassering og retning forankringsrør

Krav til plassering av forankringsrør var satt til 1° i retning og ± 30 mm i høyde og lengdeavvik.

Avvik i høyde og lengderetning var ikke noe stort problem å løse, da man hadde muligheter for å legge inn mer utføringsplater, ev. fjerne plater. Mest avvik ble registrert på de 4 nederste kabelpar i tårntoppen (ca. 100 mm). Utført utføring er oppført i tegning nr. 610 G.

Vinkelavvik var heller ikke noe problem ved avvik opptil $1,5^\circ$ for de lengste rørene og noe mer for de korteste. Kabelen ble sentrert ved montering av demperen, med det resultat at den ene halvdel av demperen ble noe belastet sideveis. Ved større avvik resulterte dette i varig deformasjon av demperen, og ev. korrigerende av rørvinkelen kunne være nødvendig. I tårntoppen ville korrigerende være meget vanskelig, da hele røret ble innstøpt.

Vinkelavvik utenfor kravet ($\pm 1^\circ$) er registrert slik:

- Brubane akse 2 - 3 er samtlige 12 rør utenfor kravene, fra $1,13^\circ$ til $2,60^\circ$. Årsaken til dette er at det er overlevert feil data fra konsulenten. Rørene ble korrigeret høsten 1992 av Vegvesenets maskinavdeling ved at rørutstikket over betongdekket ble skåret av og sveist på igjen med riktig vinkel.
- I hovedspennet er følgende rør feil: 3.08 N - $1,4^\circ$ og 2.19 N - $1,5^\circ$. Akseptert uten korrigerende.

- I tårntopp akse 6 er 45 rør utenfor kravene med maks. avvik opptil 4,0°. For disse rørene som er kortere enn i brubanen, var det relativt enkelt å få kablet ut fra røret ved hjelp av demperen. Annen utbedring var ikke nødvendig.
- I tårntopp akse 7 er 49 rør utenfor kravene med maks. avvik 4,6°. Ellers samme som tårn akse 6, ang. tiltak.

Riss i dekke

Både såkalte plastiske svinn-riss, riss pga. uttørkingssvinn og fastholdingsriss mot tidligere støpte flater finnes i mer eller mindre grad i hele bruas lengde. Problemene var hovedsakelig knyttet til betongkval. C60, hvor betongen tildels risset opp under avbinding.

Det vil bli gjort undersøkning for å finne dybde m.m. av rissene. Noen av fastholdingsrissene var gjennomgående, men lekkasjene har blitt borte etter hvert som mer horisontalkrefter er blitt påført konstruksjonen, og rissene har lukket seg.

En inspeksjon etter to dagers sammenhengende regnvær sommeren 1992 viste kun tre lekkasjer, kfr. vedlegg 4,9. Det var imidlertid fuktutslag i enkelte punkter hvor langsgående og tversgående støpeskjøter møtes. Dette vil bli utbedret.

Som en minimum utbedring vil rissene bli utbedret med Epoksy B1-Imp. Dette vil bli utført av Vegvesenet, da AE har tatt forbehold om ansvarsfrihet for levering av betong kval. C60 (C60-betong ble tilleggsbestilt av Vegvesenet i områder med store horisontalkrefter for å redusere trykkarmeringen.)

Teknisk sluttrapport

Vedlegg 4.10 viser Statens vegvesens blankett nr. 127 vedrørende dokumentasjon av teknisk kvalitet.

Annen dokumentasjon

Som en del av den tekniske sluttrapporten betraktes også følgende:

1. "KABLER - KABELKREFTER - SIKKERHETER", egen rapport utarbeidet i 1992 av Johs. Holt AS. Finnes arkivert hos Statens vegvesen Nord-Trøndelag, Bruavd., Vegdirektoratet og hos Johs. Holt AS.
2. "TEGNINGSHEFTE NR. 1 OG 2". Kopi av alle godkjente arbeidstegninger - i A3-format, tilsammen 228 tegninger. Finnes arkivert som under pkt. 1.

700 KABELMONTASJE			
REV.NR. 2	SIGN JPH	DATO 10.10.91	SIDE 1 AV 1

700 KABELMONTASJE

- 710 Plan for leveranser
- 720 Sjekkliste for kontroll av kabler
- 730 Kontroll av bærekabler ved mottak/overlevering Steinkjer
- 740 Transport og lagring av bærekabler
- 750 Utrulling og montering av kabel i tårntopp
- 760 Inntrekking og montering av kabel i brudekket/viadukt
- 770 Oppspenning og justering av bærekabler
- 775 Skaderapportering og utbedring av skade
- 780 Maling av kabler
- 781 Maling av kablene nær ankerhodene før montering
- 782 Overmaling av fuger og utbedring av malte kabelender
- 785 Fuging mellom kabel og ankerhode
- 790 Montering av svingedempere
- 795 Oppvarming av kabler før maling når metrologiske data krever det

KVALITETSSIKRING/KONTROLL AVVIKSINDEKS	REV.	DATO: 20/11-91
	4	GODKJ: JPH

NUMMER	KONSTRUKSJONSDEL/AVVIK	OVERSENDT BYGGHERRE		TILTAK FORESLATT	SØKT OM PERM. AVVIK	BEDT BYGGHERRE UTARB. TILTAK	FRIST FOR LØSNING	AVVIKSRAPPORT I RETUR			TILTAK UTFØRT		SAK SLUTT	
		DATO	SIGN.					DATO	AKSEPT	AVSLAG	ANNET	DATO		SIGN.
19	Ridarer akse 7 N og NØ, foringsrør	31/5-90	SE										des-90 JPH	
20	Rigel akse 6, oppvarming jern	31/5-90	SE	X	X			14/6-90	X				nov-91 JPH	
21	Viadukt akse 2-3, kabelrør	31/5-90	SE			X					10/11-91	JPH	des-91 JPH	
22	Viadukt akse 3-4, sprang i kant drager	31/5-90	SE	X				12/6-90		samtak vurdering akse 1-5	14/11-91	JPH	nov-91 JPH	
23	Viadukt 1-2, 2-3, 4-5, overflate	6/7-90	SE					18/7-90			14/11-91	JPH	nov-91 JPH	
24	Søyler akse 3-5, topping av fjell for anbr.	31/7-90	SE										des-90 JPH	
25	Randbjelke vest akse 7, skjøtejern	31/7-90	SE										des-90 JPH	
26	— " —————, armering	8/8-90	MP										des-90, JPH	
27	Viadukt 13-12, støppestjøt	8/9-90	MP	X				14/9-90			X	15/10-91	JPH	nov-91 JPH
28	Rigel akse 7, forstanning i Lein	25/9-90	SE										des-90 JPH	
29	Viadukt 13-12, nedbrytning	25/10-90	SE		X			25/11-90			bjørrekomf.		des-91 JPH	
30	Viadukt 11-12, rør nr 2426	7/11-91	JPH		X			14/11-91	X		X	10/11-91	JPH	nov-91 JPH
31	Viadukt 11-12, avvik i fuger mot	10/11-91	JPH		X			14/11-91			bjørrekomf.	14/11-91	JPH	des-91 JPH
32	Tårn akse 7, skjøtehykler	10/11-91	JPH	X				11/11-91	X			23/4-91	JPH	nov-91 JPH
33	Opphengt del akse 6, felt 1 og 2	15/11-91	JPH			X		23/11-91		hva ikke avklart som må gjøres				des-91 JPH
34	Tårn akse 6, kabelrør	29/11-91	JPH	X	X			12/3-91	X			12/11-91	JPH	nov-91 JPH
35	Viadukt 10-11, kabelrør	20/3-91	JPH		X			24/4-91	X			24/4-91	JPH	nov-91 JPH
36	Riss i felt 1.04 og 2.04	21/3-91	JPH	X				24/4-91	X					des-91 JPH

KVALITETSSIKRING/KONTROLL	REV.	DATO: 20/11-91
AVVIKSINDEKS	5	GØDKJ: JPH

NUMMER	KONSTRUKSJONSDEL/AVVIK	OVERSENDT BYGGHERRE		TILTAK FORESLATT	SØKT OM PERM. AVVIK	BEDT BYGGHERRE UTARB. TILTAK	FRIST FOR LØSNING	AVVIKSRAPPORT I RETUR			TILTAK UTFØRT		SAK SLUTT	
		DATO	SIGN					DATO	AKSEPT	AVSLAG	ANNET	DATO		SIGN
37	Støpesår felt 1.03/2.03	8/4-91	JPH	X				15/4-91	X			15/4-91	JPH	nov-91, JPH
38	Armeringsstoler felt 3.01 og 4.01	8/4-91	JPH	X				15/4-91	X			26/4-91	JPH	des-91, JPH
39	Dekke felt 3.01 og 4.01	8/4-91	JPH	X	X			15/4-91	X			17/4-91	JPH	apr-91, JPH
40	Tårn akse 7, kabelrør	8/4-91	JPH	X				15/4-91	X			14/11-91	JPH	des-91, JPH
41	Felt 3.02 og 4.02, støpesår	23/4-91	JPH	X				24/4-91	X			26/4-91	JPH	nov-91, JPH
42	Rør i felt 3.08	23/7-91	JPH	X				12/8-91	X			3/9-91	JPH	nov-91, JPH
43	Luke i tårn akse 7	22/8-91	JPH	X				23/8-91	X			14/11-91	JPH	des-91, JPH
44	Kabelrør 2.19 nord	30/9-91	JPH	X				2/10-91	X			14/11-91	JPH	nov-91, JPH
45	El-kabel felt 2.01	8/10-91	JPH		X			6/11-91	X			6/11-91	JPH	nov-91, JPH
46	Tårn akse 6, overdekning	18/11-91	JPH		X	X		20/11-91			X			des-91, JPH
47	Viadukt felt 2-3, riss	18/11-91	JPH	X				20/11-91	X					des-91, JPH

VEDLEGG NR. 4.3

OVERDEKNING PÅ BRUBANE

Kabel 419	Slipt 17 m	Overdek.
412-415	" Langt	
414	" 15 mm	
410 + 5 m	" 14 m	
408 + 4 m	" 20 m	30 - 35 mm
405 + 4 m	" 20 m	40 - 45 mm
401-402	" Langt	
402	" 20 mm	30 - 35 mm
401	" 15 mm	
302	" 22 mm	40 - 50 mm
303 + 7 m	" 14 mm	45 - 50 mm
306 + 2 m	" 18 mm	40 - 50 mm
307 + 3 m	" 16 mm	40 - 45 mm
309 + 3 m	" 20 mm	50 - 55 mm
310 + 3 m	" 17 mm	45 - 50 mm
311 + 2 m	" 14 mm	40 - 45 mm
312 + 6 - 314	" Langt	40 - 45 mm
313 + 3,5 m	" 23 mm	50 - 55 mm

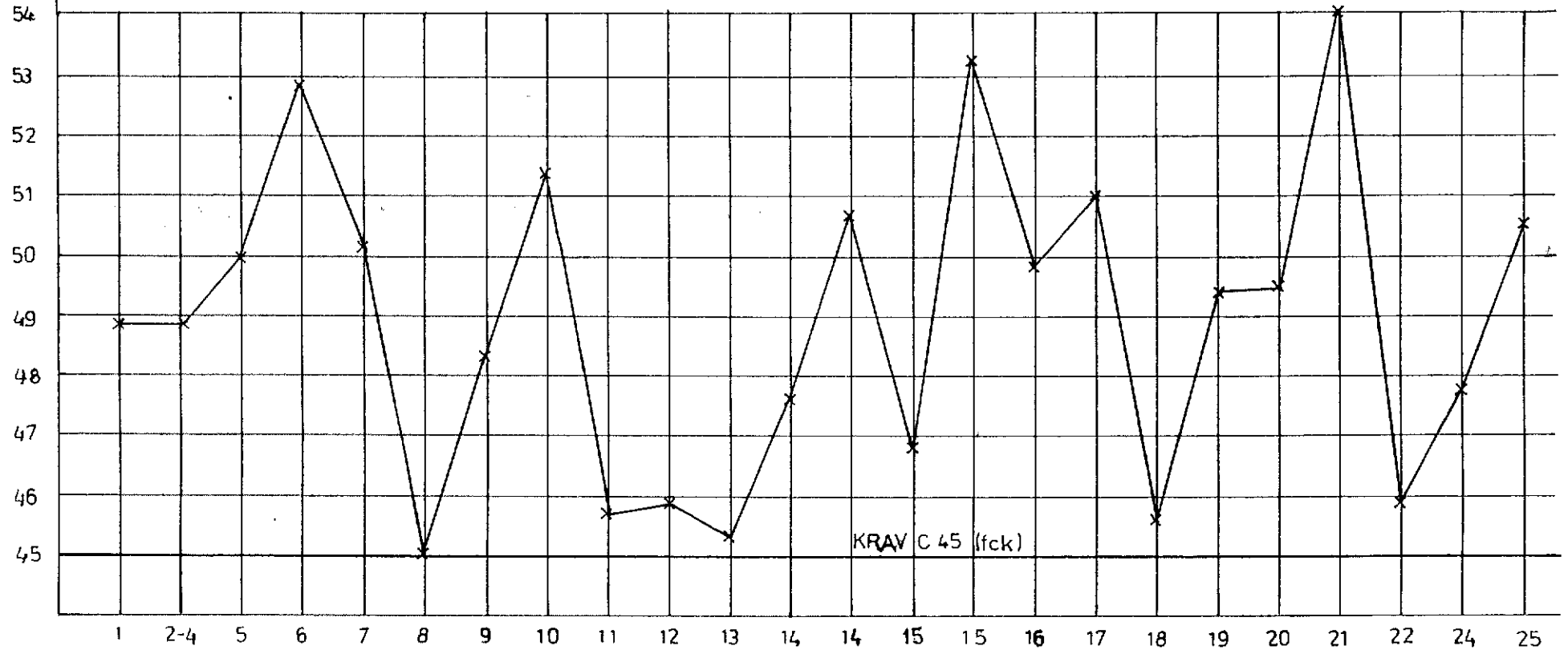
Måler (covermeter) innstilt på $\phi 20$ mm, målt små partier. Målt i c.l. bru.

2.12.91

S. Musum

SKARNSUNDET BRU

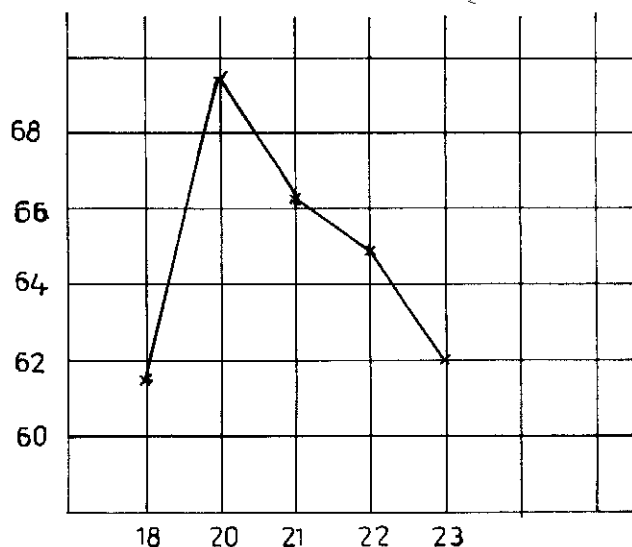
MPa (Karakteristisk fasthet)



PRØVE SERIE NR.

Resultater betongkvalitet C45
Karakteristisk fasthet

MPa. (Karakterisk fasthet)



KRAV C 60 (fck)

Prøve serie nr.

Prøve serie nr.	Tidsrom	Karak. fasthet	Hvor på brua	Enkeltprøver Høyeste - laveste
18	17/9 - 31/10 - 90	61,4	Akse 6, seksj. 01-02 seksj.01-02 akse 7	69,7 - 63,1
20	18/2 - 8/3 - 91	69,3	Brubane seksj.03/akse 6	75,4 - 69,7
21	18/3 - 1/6 - 91	66,1	Akse 6, seksj. 03-07	75,7 - 64,4
22	20/5 - 1/7	64,9	Akse 6 07-10 Akse 7 03-05	75,6 - 62,5
23	5/7 - 10/8 - 91	62,0	Akse 7 seksj.06-10	72,4 - 60,9

Skarnsundet bru

Resultater betong kvalitet C - 60

Karakteristisk fasthet

OVERSIKT PRØVESERIER

Prøve serie nr.	Tidsrom	Karak. fasthet	Hvor på brua (element)	Høyeste - laveste enkeltresultat
1	26/5 - 23/6 89	48,8	Fundamenter på land	57,4 - 51,1
2 - 4	26/6 - 28/7 - 5/8 89	48,7	Søyler	57,6 - 47,2
5	27/7 - 29/8 89	50,0	UV betong akse 6	57,0 - 50,4
6	28/8 - 21/9 89	52,9	Fundament akse 6	63,8 - 55,3
7	14/10 - 9/11 89	50,,1	Brubane akse 1-2 Fund.6	55,9 - 52,6
8	9/11 - 17/12 89	45,1	Brubane akse 1-2 fund.6	57,8 - 45,6
9	16/12 - 20/1 90	48,4	Brubane akse 2-3 fund.akse 6	63,8 - 49,1
10	20/1 - 15/2 90	51,9	Brubane akse 3-4 fund.akse 6	54,8 - 51,5
11	12/2 - 24/3 90	46,2	Brubane akse 3-4 tårn akse start glid	63,2 - 47,3
12	4/3 - 7/4 90	46,3	Glid.akse 6 Rigel akse 6	63,1 - 47,,5
13	29/4 - 4/6 90	45,8	Glid akse 6 50-120 Brubane akse 4-5	57,6 - 48,0
14	16/5 - 20/6 90	48,2	Glid akse 6 120-152 Brubane akse 4-5	56,5 - 48,5
14	23/5 - 21/6 90	50,7	UV betong akse 7	65,9 - 49,4
15	7/6 - 27/7 90	46,9	Glid.akse 6 120-152 Brubane akse 4-5	57,3 - 45,6
15	19/6 - 12/7 90	53,2	Fundament akse 7	65,9 - 54,8
16	21/7 - 21/9 90	49,8	Glid.akse 7 etappe 1	60,9 - 50,6
17	4/9 - 15/10 90	51,0	Glid.akse 7 Brubane akse 12-13	64,3 - 48,3
18	11/10 - 31/10 90	45,6	Glid.akse 7, etappe 2	59,9 - 43,5
19	13/11 - 4/12 90	49,4	Glid.akse 7, etappe 3	61,2 - 45,3
20	4/1 - 12/2 91	49,5	Brubane akse 10-11	56,5 - 50,6
21	3/4 - 1/6 91	54,0	Brubane akse 9-10	58,1 - 55,3
22	28/5 - 1/7 91	45,9	Brubane akse 8-9	52,5 - 47,2
24	13/8 - 10/9 91	47,8	Brubane seksj. 2.10-2.16/3.10-3.17	57,8 - 45,3
25	12/9 - 11/11 91	50,5	Brubane seksj 2.17-2.26/3.18-3.26 +kobling	57,4 - 49,1

7034 Trondheim - NTH

TELEFON: (07) 59 52 25
TELEX: 55 620 SINTEF N
TELEFAX: (07) 59 24 80

Side 1 av 2

Prøving av betong

Oppdrag fra Aker Entreprenør, 7680 UTØY
ved tlf av 1989-06-19 Deres ref. Leirhol

Oppdragets art utstøping av prøvestykker og bestemmelse av trykkfasthet, svinn, E-modul og kryp

Prøvens ankomst 1989-07-04 emballasje

merke

forsegling

mengde se nedenfor

Vedr: Skarnsundet bru

Støpedato: 1989-07-03

1 UTSTØPING AV PRØVESTYKKER

Utstøping av prøvestykker ble foretatt 1989-07-03 av FCB ved Aker Betong avd Verdal. Oppdragsgiver brakte prøvestykkene til laboratoriet for avforming 1989-07-04.

Følgende prøvestykker ble utstøpt:

- 4 stk 10 cm terninger for bestemmelse av trykkfasthet
- 3 stk Ø15/30 cm sylindre for bestemmelse av E-modul
- 3 stk 10/10/50 cm prizmer for bestemmelse av fritt svinn
- 4 stk Ø10/30 cm sylindre for bestemmelse av kryp og last/deformasjonsdiagram

2 PRØVING

2.1 Trykkfasthet

Trykkfastheten ble bestemt ved 7 og 28 døgns alder. Prøvingen ble utført i henhold til NS3668. Resultatene er gjengitt i tabell 1.

VEDLEGG 4.5 / 2

2.2 E-modul

Betongens E-modul ble bestemt ved 28 døgns alder. Prøvingen ble utført i henhold til NS 3676. Resultatene er gjengitt i tabell 1.

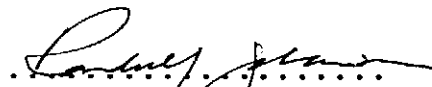
Tabell 1. Resultater trykkfasthet og E-modul

Prøvestk mrk	Romdensitet kg/dm ³	Trykkfasthet MPa	E-modul, GPa		Alder døgn
			E _o	E _c	
1	2,48	41,6	-	-	7
2	2,47	43,3	-	-	
Middel	2,48	42,5	-	-	
3	2,48	56,3	-	-	28
4	2,49	53,5	-	-	
Middel	2,49	54,9	-	-	
11	2,46	42,9	27,6	28,8	
12	2,48	42,7	28,2	29,6	
13	2,42	39,4	27,0	28,6	
Middel	2,45	41,7	27,6	29,0	

2.3 Fritt svinn og kryp

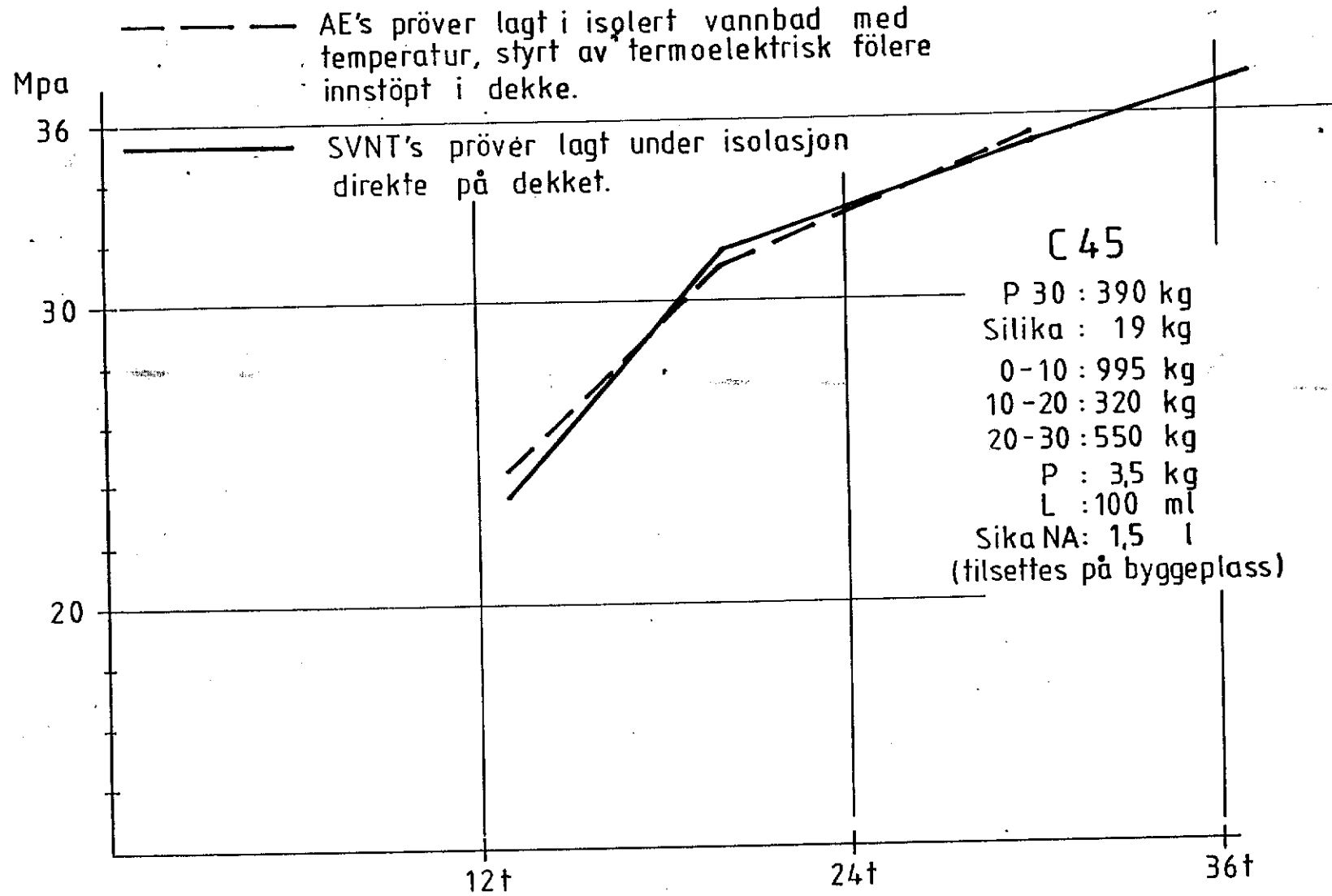
Resultatene fra bestemmelsen av fritt svinn og kryp blir rapportert senere.

Trondheim den 14 august 1989


Randulf Johansen


Per Arne Dahl

HERDEFORSØK SEKSJON 2.13



RV. 755 SKARNSUNDBRUA. OPPSPENNINGSKREFTER (KN)

Kabel- nr.	INDERØY-SIDEN								MOSVIK-SIDEN							
	Sidespenn (1)				Hovedspenn (2)				Hovedspenn (3)				Sidespenn (4)			
	Planlagt		Utført		Planlagt		Utført		Planlagt		Utført		Planlagt		Utført	
	N	S	N	S	N	S	N	S	N	S	N	S	N	S	N	S
01	942	942	980	900	942	942	980	980	906	906	906	927	912	912	885	913
02	911	911	870	830	900	900	890	890	858	858	829	899	860	860	858	858
03	1133	1133	1163	1168	1133	1133	1149	1150	1105	1105	1157	1169	1120	1120	1154	1123
04	1175	1175	1191	1189	1187	1187	1222	1247	1172	1172	1197	1194	1191	1191	1215	1194
05	1238	1238	1303	1306	1273	1273	1304	1313	1265	1265	1351	1342	1279	1279	1314	1314
06	1287	1287	1363	1345	1314	1314	1365	1395	1311	1311	1333	1400	1328	1328	1314	1317
07	1360	1360	1462	1447	1373	1373	1456	1475	1371	1371	1450	1453	1391	1391	1468	1471
08	1433	1433	1500	1497	1448	1448	1509	1506	1448	1448	1513	1513	1464	1464	ok	ok
09	1472	1472	1597	1600	1517	1517	1638	1635	1516	1516	1598	1601	1541	1541	1545	1542
10	1473	1473	1497	1503	1653	1653	1689	1692	1654	1654	1681	1687	1627	1627	1684	1700
11	1440	1440	1850	1875	1583	1583	1795	1804	1583	1583	1755	1694	1559	1559	1678	1681
12	1441	1441	1582	1560	1665	1665	1820	1832	1656	1656	1817	1820	1601	1601	1669	1672
13	1521	1521	1533	1508	1738	1738	1875	1887	1738	1738	1903	1888	1661	1661	1712	1727
14	1579	1579	ok	ok	1812	1812	2060	2057	1812	1812	1987	1999	1707	1707	ok	ok
15	1665	1665	ok	ok	1894	1894	1959	1950	1895	1895	2054	2098	1787	1787	1946	1903
16	1780	1780	1839	1943	2033	2033	2190	2196	2034	2034	2301	2307	1906	1906	2082	2082
17	1850	1850	1804	1866	2092	2092	2131	2128	2092	2092	2187	2174	1969	1969	1968	1968
18	1923	1923	1832	1837	2171	2171	2043	2058	2172	2172	2320	2314	2040	2040	2097	2113
19	1985	1985	2001	2009	2249	2249	2238	2300	2249	2249	2449	2437	2100	2100	2258	2270
20	2072	2072	1996	2007	2334	2334	2413	2419	2334	2334	2570	2591	2184	2184	2375	2406
21	2173	2173	2332	2285	2451	2451	2730	2716	2451	2451	2619	2607	2287	2287	2406	2406
22	2251	2251	2310	2332	2524	2524	2690	2687	2524	2524	2721	2746	2365	2365	2440	2474
23	2322	2322	2437	2467	2605	2605	2850	2838	2606	2606	2890	2841	2436	2436	2532	2545
24	2395	2395	2604	2653	2706	2706	2971	3005	2705	2705	3008	3011	2506	2506	2764	2724
25	2476	2476	2582	2557	2784	2784	3119	3073	2784	2784	3134	3125	2586	2586	2736	2801
26	2812	2812	2835	2807	2913	2913	3258	3251	2913	2913	3251	3233	2933	2933	2918	2900

Anm. Etterjustering:
(ved egenvekt bru)

3.01	910	888
3.02	879	927

4.01	969	938
4.02	987	932

ok = oppspenning som planlagt.

RV755 SKARNSUNDBRUA, RETTHOLTSMÅLINGER, AVVIK (MM).

Målinger utförd med 3 m. retholt. H.s = ca. 0,7-1,0 m. fra høyre rekkverk. V.s = ca. 0,7-1,0 m. fra stille rekkeverk

Profil nr.	V.s.	H.s.	Profil nr.	V.s.	H.s.	Profil nr.	V.s.	H.s.	Profil nr.	V.s.	H.s.
0-3	10,0	9,0	135-138	5,5	4,0	270-273	3,5	1,5	405-408	1,5	6,0
3-6	12,0	3,5	138-141	1,5	5,5	273-276	11,5	1,0	408-411	1,5	3,0
6-9	1,5	2,5	141-144	1,0	1,0	276-279	1,0	5,0	411-414	1,5	1,5
9-12	2,0	3,0	144-147	1,0	1,5	279-282	2,0	4,5	414-417	1,5	2,0
12-15	3,0	6,0	147-150	2,0	4,0	282-285	2,0	1,0	417-420	1,0	1,5
15-18	2,0	0,5	150-153	1,0	3,5	285-288	2,5	3,5	420-423	1,5	1,5
18-21	1,5	12,0	153-156	1,0	4,0	288-291	1,0	2,0	423-426	1,5	6,5
21-24	5,5	8,0	156-159	5,5	11,0	291-294	5,0	5,0	426-429	1,0	1,0
24-27	3,5	4,0	159-162	3,0	2,0	294-297	1,5	2,5	429-432	2,0	2,5
27-30	2,0	3,5	162-165	1,0	2,0	297-300	2,5	2,0	432-435	2,0	6,5
30-33	2,0	4,0	165-168	2,0	2,0	300-303	2,0	1,0	435-438	3,0	1,0
33-36	1,0	2,0	168-171	2,5	2,0	303-306	5,0	0,5	438-441	1,0	4,0
36-39	1,5	2,5	171-174	2,0	2,5	306-309	1,5	3,0	441-444	1,0	4,5
39-42	1,0	0,5	174-177	3,0	1,0	309-312	1,5	2,0	444-447	2,5	7,5
42-45	1,0	2,0	177-180	3,0	7,0	312-315	6,0	2,5	447-450	1,5	3,0
45-48	7,0	7,5	180-183	2,5	2,0	315-318	1,5	1,5	450-453	1,0	10,0
48-51	7,5	14,5	183-186	2,5	1,5	318-321	1,0	3,0	453-456	2,0	6,0
51-54	1,0	2,5	186-189	3,0	3,0	321-324	2,0	2,5	456-459	2,0	1,5
54-57	2,0	1,0	189-192	3,0	3,0	324-327	1,0	2,5	459-462	2,5	2,5
57-60	1,0	1,5	192-195	1,5	2,5	327-330	1,0	1,5	462-465	1,0	4,5
60-63	1,5	1,5	195-198	4,0	4,5	330-333	1,0	7,0	465-468	1,5	5,0
63-66	1,0	1,0	198-201	8,0	6,5	333-336	2,0	2,0	468-471	2,0	1,5
66-69	1,5	5,0	201-204	1,5	1,5	336-339	1,5	3,5	471-474	1,5	2,0
69-72	1,5	1,5	204-207	3,5	4,0	339-342	1,0	1,0	474-477	2,0	1,5
72-75	2,0	4,0	207-210	4,0	2,5	342-345	2,5	2,0	477-480	4,0	1,0
75-78	3,5	4,0	210-213	4,0	5,0	345-348	2,5	1,0	480-483	2,5	1,5
78-81	2,5	4,0	213-216	2,0	2,0	348-351	1,0	2,0	483-486	4,0	1,0
81-84	2,0	1,5	216-219	6,5	5,5	351-354	1,5	1,5	486-489	4,0	8,0
84-87	2,5	3,0	219-222	5,0	6,0	354-357	1,0	2,5	489-492	1,5	1,5
87-90	1,5	2,0	222-225	5,0	3,0	357-360	0,5	4,0	492-495	2,5	4,0
90-93	2,5	2,0	225-228	1,5	4,0	360-363	2,5	2,5	495-498	4,0	4,5
93-96	2,5	2,0	228-231	3,0	2,0	363-366	2,0	1,0	498-501	2,0	3,0
96-99	1,5	3,0	231-234	3,5	3,0	366-369	1,5	2,5	501-504	4,0	4,5
99-102	5,0	6,0	234-237	5,0	4,0	369-372	2,0	2,0	504-507	3,5	3,0
102-105	1,0	2,5	237-240	1,5	1,5	372-375	2,0	3,5	507-510	7,0	9,0
105-108	1,5	5,5	240-243	5,0	1,0	375-378	2,0	2,0	510-513	2,0	3,0
108-111	4,0	5,5	243-246	2,0	1,5	378-381	1,0	2,5	513-516	3,5	3,0
111-114	1,5	3,0	246-249	1,0	1,0	381-384	3,5	5,5	516-519	4,0	8,0
114-117	1,5	1,0	249-252	2,0	1,0	384-387	3,0	2,5	519-522	2,5	1,5
117-120	5,5	4,5	252-255	3,0	1,5	387-390	1,5	2,0	522-525	4,0	1,5
120-123	1,5	1,0	255-258	1,0	1,5	390-393	2,0	2,0	525-528	2,5	2,0
123-126	1,0	1,5	258-261	2,5	3,0	393-396	1,5	3,0	528-531	1,0	13,5
126-129	3,0	7,5	261-264	3,0	3,0	396-399	1,0	4,0	531-534	3,0	2,5
129-132	2,5	2,5	264-267	3,0	2,5	399-402	2,0	6,5	534-537	3,0	1,0
132-135	2,0	2,0	267-270	1,5	1,5	402-405	5,0	4,0	537-540	2,5	11,0

RV755 SKARNSUNDBRUA, RETTHOLTSMÅLINGER, AVVIK (MM).

Målinger utført med 3 m. rettholt. H.S. = ca. 0,7-1,0 m. fra høyre rekkverk. V.S. = ca. 0,7-1,0 m. fra skillevekkverk.

Profil nr.	V.S.	H.S.	Profil nr.	V.S.	H.S.	Profil nr.	V.S.	H.S.	Profil nr.	V.S.	H.S.
540-543	1,0	2,5	675-678	2,5	1,0	810-813	2,0	2,5	945-948	3,5	3,5
543-546	1,5	3,0	678-681	2,0	6,5	813-816	1,5	5,0	948-951	5,0	6,0
546-549	1,5	4,0	681-684	3,0	1,0	816-819	4,0	1,0	951-954	16,0	7,0
549-552	1,0	3,0	684-687	2,5	1,5	819-822	3,0	2,5	954-957	10,5	2,0
552-555	1,5	2,5	687-690	1,0	3,0	822-825	5,0	4,0	957-960	6,0	7,0
555-558	3,0	6,0	690-693	4,0	2,0	825-828	2,5	3,5	960-963	11,0	2,0
558-561	1,5	4,0	693-696	1,0	1,0	828-831	2,0	2,0	963-966	10,0	11,0
561-564	1,5	1,5	696-699	3,0	3,5	831-834	3,5	5,5	966-969	6,0	4,0
564-567	1,5	1,5	699-702	2,0	2,5	834-837	1,5	2,0	969-972	6,5	3,5
567-570	4,0	3,0	702-705	1,0	4,0	837-840	3,0	2,0	972-975	5,0	1,5
570-573	4,5	5,5	705-708	6,5	5,0	840-843	1,5	3,5	975-978	5,0	4,0
573-576	4,5	2,5	708-711	2,5	8,0	843-846	3,5	2,5	978-981	4,0	1,0
576-579	3,5	5,5	711-714	2,0	1,5	846-849	8,0	6,0	981-984	5,0	0,5
579-582	1,0	2,0	714-717	2,5	1,5	849-852	4,0	6,0	984-987	3,5	4,5
582-585	2,0	1,5	717-720	3,0	7,0	852-855	3,5	0,5	987-990	4,0	3,0
585-588	1,5	2,5	720-723	1,0	1,5	855-858	1,5	1,0	990-993	2,5	1,0
588-591	1,0	1,5	723-726	2,5	2,0	858-861	3,0	2,5	993-996	2,0	3,5
591-594	1,5	1,0	726-729	6,5	2,0	861-864	2,0	1,5	996-999	4,0	2,5
594-597	1,0	4,5	729-732	3,0	1,0	864-867	2,0	1,0	999-1002	2,0	7,0
597-600	3,0	3,0	732-735	3,0	1,5	867-870	2,0	1,5	1002-1005	6,0	1,5
600-603	2,5	1,0	735-738	2,0	1,5	870-873	4,5	3,0	1005-1008	3,5	3,0
603-606	3,5	4,0	738-741	6,5	2,5	873-876	7,5	6,0	1008-1011	2,0	1,5
606-609	1,0	1,5	741-744	5,5	1,5	876-879	2,5	3,5			
609-612	2,5	1,0	744-747	6,0	1,5	879-882	1,0	1,5	Bruende		
612-615	1,0	0,5	747-750	2,0	1,5	882-885	2,0	3,0	Mosakk	+0,7m	+1,0m
615-618	3,5	2,0	750-753	2,0	1,0	885-888	3,5	3,0			
618-621	1,0	9,0	753-756	6,5	4,0	888-891	3,0	1,5			
621-624	3,0	2,5	756-759	1,5	2,0	891-894	3,0	2,5			
624-627	2,0	1,5	759-762	1,0	1,0	894-897	1,0	2,0			
627-630	2,0	4,0	762-765	13,5	9,5	897-900	6,0	4,0			
630-633	2,0	1,0	765-768	3,5	2,0	900-903	14,0	12,0			
633-636	1,5	1,5	768-771	4,5	1,0	903-906	2,5	1,0			
636-639	2,0	8,0	771-774	3,0	3,0	906-909	5,0	7,5			
639-642	3,0	1,0	774-777	5,5	2,5	909-912	3,0	9,0			
642-645	2,5	2,0	777-780	4,0	2,5	912-915	3,0	6,0			
645-648	2,0	1,5	780-783	2,5	4,0	915-918	1,5	4,0			
648-651	3,0	1,0	783-786	3,0	3,5	918-921	2,5	12,0			
651-654	1,0	1,5	786-789	1,5	2,5	921-924	3,5	3,5			
654-657	3,0	2,0	789-792	1,5	1,5	924-927	2,0	6,0			
657-660	2,0	3,0	792-795	1,5	1,5	927-930	4,5	1,0			
660-663	2,0	2,0	795-798	1,5	3,0	930-933	4,0	2,5			
663-666	1,0	1,0	798-801	1,5	1,0	933-936	2,0	1,5			
666-669	1,5	2,0	801-804	2,0	3,0	936-939	2,0	0,5			
669-672	5,0	1,0	804-807	1,5	1,5	939-942	1,5	2,0			
672-675	1,5	1,0	807-810	2,5	5,0	942-945	2,0	1,5			

VEDLEGG 4.9 / 1

Betoning innvendig i brukvrensnitt, opphengt del støpt med vagn/opphengt Baileysdekkas. Kontroll av begge innvendige rom m.h.t. tetthet der vanngjennomgang og evt. andre forhold.

Værd forhold: Sammenhengende regnvar i 1 1/2 døgn forut for betoningen. Småregn under betoningen.

Tegnforklaring:

R = riss med ~~full~~ vanngjennomgang i dekke underside

F = sukklutslag i støpstjøt møte dekke/kant

K = kalkutdeling i støpstjøt dekke/vande

H,0 F = sukklutslag i støpstjøt kant ca. 11,0 m fra støpstjøt dekke

6/0 F = sukklutslag fra - til i støpstjøt kant

Anm: Tegning av riss i dekket ikke lenevis abbilert.

Kopi: HSi, CHansvold, Wie

R. 8. 96
SH

RV 135 SKARNJUNDE / BRU
KONTROLL OPPHENGTE DEL

6/2

VEDLEGG 4.9/2

INDERØY-SIDEN

TARN AKSE 6

111 110 109 108 107 106 105 104 103 102 101 201 202 203 204 205 206 207 208

SØR

F20

4,0F 3,0F 6,0F

F0/5

F

								R\										
R																		

NORD

F

F

F

F0/4

F

C.L. HOVEDSPENN

209 210 211 212 213 214 215 216 217 218 219 220 221 222 223 224 225 226 M

SØR
F10

0,7F

F

NORD

F

F

F

C.L. HOVEDSPENN

M 326 325 324 323 322 321 320 319 318 317 316 315 314 313 312 311 310 309

SØR

F

F

F

F

NORD

F

TARN AKSE 7

MOSVIK-SIDEN

308 307 306 305 304 303 302 301 401 402 403 404 405 406 407 408 409 410 411

SØR

F

F

F

1,5F

6,5F

1,2 F

F

NORD

F

F

F



DOKUMENTASJON AV KVALITET FOR BRUER FERGEKAIER OG ANDRE BYGGVERK

Fylke **NORD-TRØNDELAG** Vegnr. **755** Bru nr./navn **SKARNSUNDBRUA**
 Anl.parsell _____ fra pr. _____ til pr. _____
 Brutype **SKRAKABEL** Fra Hp **02** km _____ til Hp **02**
 km **2,6** Arbeidet startet: mnd **04** 19 **89** avsl. mnd **12** 19 **91**
 Bruas lengde **1010** Lengste spenn **530** Bredde **85** Areal _____
 Kontrollklasse: normal utvidet
 Tegninger ajourført etter anleggsavslutning: mnd **12** 19 **91**
 Anl.leder/Byggeleder/Oppsynsm. _____
 Kopi av ferdig brutegning datert _____ vedlegges.

Brutegninger utført av: Vegktr./Firma/Navn **JOHS. HOLT. A/S., OSLO.**
 Entreprenør(er): Fundamentering, peling, dekke, andre konstruksjons-
 deler
HOVEDENTREPRENØR: AKER ENTREPRENØR / A/S VEIOEKKE
 Leverandører: Peler, stål, betong, lager, rekkverk, asfalt, m.m.
LEVERING BÆREKABLER: AUSTRIA DRAHT SMRH

FUNDAMENTERING

Angi fundamenttype, foretatt kontroll og spesielle forhold
LANDKAR. A1 PÅ STEINFYLLING PÅ FJELL
ØVRIGE KONSTRUKSJONER DIREKTE PÅ FJELL

BETONGKVALITET

Kontrollkrav minst etter NS 3474 (s. 14) og eventuelt spesielle krav
 satt av Statens Vegvesen.

Konstruksjonsdel	Betong- kvalitet	Betong- volum	Antall prøver krav	Antall prøver tatt	Fasthet 7 døgn	Fasthet 28 døgn	Antall under- målere	Synk	Luft- pore- volum
	C_____	m ³	stk.	stk.	MPa	MPa	stk.	cm	%
400 M BRUBANE	C60	2730							
			} KFR. VEDLAGTE RAPPORT						
ØVRIGE KONSTR.	C45	15290							
BALLASTBETONG	C25	1600							

Det oppgis gjennomsnitt for prøveverdier, og medtas kun prøver av
 materialer innebygd i konstruksjonen.

STÅLARBEIDER (Jfr. håndbok 096)

VEDLEGG 4.10/2

Konstruksjonsdel	Stålkvalitet	Mengde tonn	Kvalitetsdokumentasjon i h.t. NS 1692 eller DIN 50049
BÆREKABLER	1570 N/mm ²	1030	
(KABELHODER)	(GS 26 Cr Mo 4)		

Oppbygging av korrosjonsbeskyttelse. VARMFORSINKING 80 MY.
MALING 4x40 MY. (S.PES. NR. 107, 108, 109, CORREX)

Verkstedkontroll (beskrivelse, utført kontroll)

BRUDEKKET

Jevnhet målt med ⁸3m rettholdt

Avvik	< 6 mm	7-10 mm	11-15 mm	16-25 mm	10-15 mm > 25 mm
Antall målinger	623	24	7	4	14

Maks. avvik fra riktig høyde

Målested	Akse 1	Felt 1	Akse 2	Felt 2	Akse 3	Felt 3	Akse 4	Felt 4	Akse 5
Avvik i mm	KFR. EGEN RAPPORT								

Største avvik målt over 20 m's lengde på vilkårlig sted (i mm).
Prosess 84.4 (s. 182)

Oppbygging av slitedekket

SPESIELLE PROBLEMER

(Vinterstøp, oppvarming, kontroll av overdekning på armering, skade som er reparert o.l.)

Dato Anleggsleder

Dato Anleggssjef

5. OPPSUMMERING

1. Valg av bruløsning

1.1 Innledning

Det foreligger nå erfaringer fra bygging av Skarnsundbrua, og fra vel tre års brukstid. Brua har i hele denne tiden vist meget god oppførsel på alle måter, noe som viser at konseptvalget har vært vellykket. Dette kan en si fordi brua har vært utsatt for de uvanlig stormfulle vintrene 1992 og 1993, og med orkanen den 1. januar 1992, 11 dager etter bruåpning, som den største påkjenningen. Så sterk vind har det ikke vært i distriktet siden nov. 1971. Ved at tårn og brubane på Inderøy-siden har blitt instrumentert for måling av belastninger og påkjenninger i brua både gjennom byggetiden og brukstiden, så er konklusjonen om vellykket brukonsept basert på presise og omfattende målinger. Resultatene vil senere bli presentert i egne rapporter som en del av et forsknings- og utviklingsprosjekt i regi av Veglaboratoriet.

Bemerkningene som følger nedenfor må derfor ses ut fra denne synsvinkel, idet disse omhandler detaljer og løsninger innenfor de enkelte konstruksjonselementene som kanskje likevel kunne vært gjort bedre. Det er også kommentert enkelte av de valg av utførelsesmetoder og erfaringer som entreprenøren gjorde i forbindelse med bygging av brua.

1.2 Bardunering/understøttelse for byggetilstand I

Byggetilstand I som omfatter frittstående tårn med full utkrager og vekt og "seilføring" for forskalingsvognene er dimensjonerende for store deler av tårnet. Totalmodellforsøkene i vindtunnel omfattet også forsøk for å se hvilken innvirkning en bardunering av kragarmen mot land kunne medføre, likeså hvilke krefter som måtte opptas i bardunen. Problemet var at en slik bardun eller avstivning måtte være "dobbeltvirkende", dvs. ta både trykk og strekk. En prismessig vurdering av kostnaden ved denne veid opp mot ev. innsparing av armering i tårnet, viste at det var neppe noe å spare her. I tillegg ville en slik hjelpeinnretning forstyrre et ellers oversiktlig statisk system, noe som var en klar ulempe.

En annen mulighet var å redusere lengden på kragarmen i tilstand I ved å sette en ekstra søyle under på hver side, dvs. nok et 27 m felt på viaduktene. Søylene ville imidlertid bli svært høye, opptil 45 m på Inderøy-siden, hvor den ville bli stående i strandkanten, så dette ble også funnet å være uøkonomisk. Dette var da beregninger foretatt med en dimensjonerende vind som var satt 10 % for lavt. Den kraftige økningen i armeringsmengde i tårnene som fulgte av økningen i vindlast kan nok ha forrykket dette regnestykket.

Sett fra den utførendes synspunkt er det klare fordeler ved å ha kragarmen i tilstand I kortest mulig, idet alt som skal til for å bygge denne (forskaling, armering, betong,

kabler osv) må løftes opp langs tårnet. Etter sammenkobling mot sidespennene ble byggeprosessen kraftig forenklet ved at alt kunne transporteres direkte ut på brua.

1.3 Sidespenn akse 1 - 2

Dette gjelder det 20 m lange endespennet på Inderøy-siden som er utført som bjelkespenn. Valget her ble tatt ut fra økonomiske årsaker, idet dette er et langt billigere tverrsnitt enn trekanttverrsnittet i opphengt del. Det som i ettertid er klart er at det hadde vært penere å føre trekanttverrsnittet helt ut til landkaret.

For øvrig ble ikke bjelketverrsnittet noe særlig rimeligere, da det under detaljprosjekteringen viste seg nødvendig med en del tverrsnittsvariasjoner på grunn av behovet for motvektslast for hovedspennet.

2. Erfaringer med konstruksjonsløsninger

2.1 Sidespenn akse 2 - 5 og 8 - 11:

Dette gjelder da de delene av brua som har trekantet hultverrsnitt som for den opphengte brubanen, men hvor dette hulrommet ble gjenstøpt med uarmert ballastbetong for å danne motvekt for hovedspennet.

Her er det mye som skulle vært gjort annerledes. Den første overraskelsen var at konsulenten hadde oversett at ballastbetongen representerte en belastning på undergurten i trekanttverrsnittet. Dette ble først oppdaget under detaljprosjekteringen, og etter at entreprenøren hadde bestemt seg for og prosjektert og anskaffet stillasmateriell (det ble brukt et frittstående Bailey-stillas). Så det ble jo noen ekstrakostnader med å forsterke dette, da det var nødvendig å øke betongtykkelsen på undergurtplata med 3 cm.

For hovedsystemet virker sidespennene som en langsgående bjelke, mens da ballastbetongen gir en tversgående lastvirkning med en uheldig strekkpåkjenning både i undergurt og mot midtvegg og kantdrager. Dette kunne bare løses i ettertid ved å legge inn en ekstra tverrforspenning gjennom undergurten fra yk. kantdrager til yk. kantdrager. Til forspenningssystem ble valgt et vanlig 7-tråders spennausystem, hvor disse lå i fettfylte polyetylenrør lagt med c.avstand 50 cm og med aktivt og passivt anker som ble lagt hver sin veg annenhver gang.

Det var naturlig å be entreprenøren utføre dette tilleggsarbeidet, men det pristilbudet som ble gitt herfra var helt uakseptabelt, selv etter flere forhandlingsrunder. Det førte til at mesteparten av dette arbeidet ble utført med egne ressurser, til en brutto pris på ca. tredjedelen av det entreprenøren forlangte for arbeidet. Dette illustrerer fordelene ved at byggherren har utførelseskompetanse.

Bruttverrsnittet for øvrig er slakkarmert, og beregnet på å kunne bære en full betongbil i byggefasen før kablene ble innmontert. Når kablene ble innmontert, måtte da ballastbetongen støpes ut for å kompensere for vekten av motsvarende seksjon i

hovedspennet. Det viste seg etter hvert at det var nødvendig å støpe ut denne ballastbetongen seksjonsvis for ikke å overbelaste sidespennene. Dette ble en komplisert oppgave som skapte mye bryderi.

Det som egentlig skulle være gjort var å prosjektere og utføre sidespennene som en massiv brubjelke med én gang, med langsgående spennarmering. Dette hadde riktignok blitt alt for tungt for et ordinært frittstående forskalingsstillas, men kunne vært løst ved f.eks. å støpe i to avsnitt med delvis oppspenning etter første støpeavsnitt, slik at andre støpeavsnitt bæres av stillas og første støpeavsnitt i samvirke. Da hadde en også unngått rissene nederst i trekantverrsnittet, som riktignok nå er tettet på grunn av oppløft fra hovedspennet, samt utstøping av ballastbetongen. Men det er alltid en god regel å utforme en konstruksjon slik at det blir minst mulig riss.

Videre hadde sidespennene med en slik løsningen vært ferdig med én gang, og en hadde unngått alle driftsproblemene med småstøping stadig vekk oppi den hektiske seksjonsvise utstøpingen av hovedspennet. Og det må være fornuftig å gjøre betongen aktiv som et bærende element framfor den ballastbetongen som nå henger som en død klump inni sidespennene.

For å få støpt ut denne ballastbetongen, ble det støpt gjennom de utsparingene som var satt ut i dekket for å få ut innerforskalingen. Hulrommene i hvert av sidespennene ble delt i to atskilte deler ved at en murte opp et "steng" av Leca-blokker (også utført av Vegvesenet pga. håpløs pris fra entreprenøren). Dette var for å få helt definerte støpeavsnitt. Entreprenøren satte også ut i dekket en god del rør som det skulle støpes igjennom.

Til tross for dette og bruk av betong med god flyt viste det seg helt umulig å få støpt ut massivt helt oppunder dekket innvendig, hvilket jo egentlig ikke er overraskende. Det ble en god del hulrom uti hjørnene og mellom støpeutsparingene, noe en fastslo ved å banke på dekkeoverflaten med en hammer. Så det ble til at en måtte banke seg over 2 x 81 m sidespenn i ca. 10 m bredde for å få lokalisert og merket av alle hulrom. Deretter måtte entreprenøren kjernebore en stor mengde hull for injeksjon og utlufting og utdrenering av vann som hadde blitt stående igjen mange steder. Og så var det å sette igang med injisering av alle disse hulrommene (fig. 5.1). Dette måtte da foretas med et visst overtrykk for å få hulrommene skikkelig fylt, for det var jo trangt mange steder. Da oppsto et nytt problem, og det var at bruplata selvfølgelig ikke var dimensjonert for noe særlig overtrykk oppover. Så injiseringen måtte skje med stadig kontroll av manometeret. Likevel oppsto det ved ett tilfelle for stort trykk, slik at en fikk riss i bruplata.

Til tross for at det ble lagt ned store ressurser både fra entreprenør og byggherre for å få dette skikkelig utført, så er det fortsatt hulrom oppunder dekket, og er det ikke det, så vil det nok bli det over tid, fordi det blir volumreduksjon på grunn av svinn i ballastbetongen. En må også regne med at disse spaltene er vannfylt, men en tror nå at disse hulrommene er blitt så små og/eller tynne at det istrykket som måtte oppstå når dette vannet fryses, ikke vil føre til skadelige påkjenninger i bruplata.

Konklusjonen må da bli at betong ikke må brukes som ballast i rom som skal støpes ut horisontalt. Helst bør betongen alltid være et aktivt element i konstruksjonen. Trenger en ballast, bør dette være stein, pukkk e.l.

2.2 Flytting av støpeskjøter i opphengt del

I anbudsgrunnlaget var alle støpeskjøter i den opphengte delen av bruoverbygningen, og som da skulle støpes ut med forskalingsvogner, planlagt 1,0 m utenfor det såkalte k-pkt., som er det teoretiske opphengingspunktet i det statiske systemet.

Etter at entreprenør var antatt, inntrådte det som vanlig en hektisk planperiode både hos entreprenør og byggherre. Entreprenøren skal velge utførelsesmetoder og planlegge driften og utførelsen av byggeobjektet, og byggherren skal framskaffe komplette byggeplaner. I denne fasen er det derfor naturlig og riktig at det blir en del direkte kontakt på saksbehandlingsnivå mellom partene. Ofte blir det snakk om enkelte tilpasninger og endringer. Det gjelder da å ha klart for seg hva som er konsekvensene av endringene og ev. ta nødvendige forbehold. Dette skjedde ikke da entreprenøren fikk tillatelse til å flytte alle støpeskjøter i opphengt del fra 1,0 m til 2,75 m utenfor k-pkt. Det ble heller ikke orientert om dette overfor prosjektledelsen på brustedet.

Det var først under et møte ca. et halvt år etter anleggsstart at det ble orientert om denne flyttingen av støpeskjøtene. Da hadde AE prosjektert forskalingsvognene og kjøpt inn stålet, ble det opplyst. Videre sa AE at en slik flytting åpnet for muligheten til å komme til og om nødvendig justere kabelkraften på nest siste kabel, noe konsulenten så på som en fordel. Det ble derfor ikke til at Vegvesenet grep inn i denne saken, noe som i ettertid viste seg å være en feilvurdering.

For det første viste det seg når tegningene på vognene omsider kom, at disse var laget slik at det var helt umulig å komme inn med noe jekkeutstyr og justere på nest siste kabel, slik som AE hadde stilt i utsikt. Videre ble det en god del tilleggsarmering, idet opplegget for vognene, som var lagt 0,5 m bak støpeskjøten, nå kom 2,25 m utenfor k-pkt., i stedet for 0,5 m som planlagt. Med den opprinnelige plasseringen ville oppleggskraften fra vognene gå nærmest direkte i kabelen, mens en etter flyttingen måtte armere opp randbjelke og tilstøtende del av bruplata med en kraftig skjærarmering. Når det da ble i alt 70 seksjoner som måtte armeres opp for dette, og vognvekten ble vesentlig større enn den vekten AE opererte med på planstadiet, til slutt på over 150 t, så ble dette ganske mye armering, ca. 95 tonn totalt. Dette ble da betalt av Vegvesenet.

Videre ble det problemer da kapasiteten på jekkene ble overskredet i slutfasen, idet lastflaten for ytterste kabelpar økte med $(2,75 \div 1,0) = 1,75$ m bruoverbygning, dvs. ca. 28 t, samt tilsvarende for vognene. Da dette blir vertikalkomponent for kabelparet, vil kabelkraften bli vesentlig større, ca. 40 t for ytterste kabel. Dette problemet var det ikke enkelt å finne en løsning på, men det endte med et ekstra jekkesystem som beskrevet tidligere. Også dette måtte da Vegvesenet dekke.

Det ble altså en god del tilleggskostnader for Vegvesenet for denne flyttingen av støpeskjøtene i opphengt del, ca. 1 mill. kr totalt. Det er vel tvilsomt om AE ville foreslått denne flyttingen om de selv måtte dekket dette. Det er vel også tvilsomt om dette egentlig var påkrevet for vognene sin del. Riktignok fikk da AE kortere knekk lengde for randtrykkstavene i vognene, men det viste seg at disse var dimensjonert for hele kabelkraften, mens de i realiteten bare fungerte som trykkledd i første støpeavsnitt. I annet støpeavsnitt kunne jo randdrageren vært gjort aktiv som trykkledd. Så denne saken må sies å være en forhastet avgjørelse på for lavt nivå som kostet byggherren mye penger.

3. Erfaringer fra utførelsen

3.1 Betongkvalitet C60

På planleggingsstadiet ble det bestemt å bruke betongkvalitet C45 i alle bærende betongkonstruksjoner for begge brualternativene. Valg av høyere betongkvaliteter ble drøftet, men en anså dette som for vanskelig å produsere med tilfredsstillende resultat.

Den økningen i dimensjonerende vindhastighet med 10 % som ble foretatt etter anbudsutsendelse på grunn av at det ble oppdaget en feiltolkning av vindmålingene førte til at all vindlast økte med 21 % (på grunn av at vindhastigheten inngår i 2. potens i formlene for vindtrykk). Begge brualternativene ble derfor sjekket før anbudsfristen gikk ut for å sikre at alle kritiske betongtverrsnitt var store nok, hvilket de var, men det var klart at det ville bli en vesentlig økning i armeringsmengdene, da vindlasten er dimensjonerende for de fleste konstruksjonsdelene.

Disse økte armeringsmengdene bød teknisk sett ikke på noen alvorlige problemer, med ett unntak, og det var for brutverrsnittet i opphengt del omkring tårnene. Her er det store krefter fra de horisontale kabelkraftkomponentene. Det viste seg da at det ble svært mye trykkarmering i randbjelkene, slik at det ble alt for trangt her til at dette kunne støpes ut på en forsvarlig måte.

En mulig løsning på dette var da å gå opp til betongkvalitet C60 i de aktuelle områdene, idet en ut fra betongprøvingen av C45 så at dette kunne en oppnå med forholdsvis enkle endringer i betongresepten, og AE ble bedt om å gi et pristilbud på denne betongen. Det ble avgitt, men med forbehold om ansvarsfrihet for mulige riss. Vegvesenet hadde ikke noe valg annet enn å godta dette, og det ble da brukt C60 i 100 m av bruoverbygningen til hver side for begge tårn, i alt 400 m. Dette valget hadde for øvrig en gunstig side rent økonomisk, idet en sparte et større beløp på redusert armeringsmengde enn det en betalte ekstra for økt betongkvalitet.

Problemet var imidlertid at en fikk de før nevnte plastiske svinnriss, som oppsto mens betongen var i avbindingsfasen, og skyldes at det i en periode er for lite vann i betongen til å sikre hydratiseringen. Alt mulig ble prøvd for å unngå disse når det gjaldt herdetiltak. Det beste viste seg å være tidlig sprøyting med membranherdner og plastfolie e.l. Men det aller beste tiltaket ville nok vært å redusere noe på

sementmengden, f.eks. 10 - 20 kg/m³. Dette var det umulig å få AE med på, for AE var mest av alt opptatt av høy tidligfasthet for å kunne opprettholde en helkontinuerlig framdrift, og dermed kunne innhente tidstapet som var oppstått. Og dette lyktes jo også, idet AE utførte 64 vognflytt pluss 3 sammenkoblingsseksjoner, i alt 655 m opphengt brubane på ca. 8 mnd. i 1991.

Så en vesentlig årsak til rissproblematikken var nok overforbruket av sement, videre også den generelle tendens hos entreprenører til å bruke sandrike blanderesepser. Vegvesenet har vanligvis ikke stilt spesielle krav ut over trykkfasthet, porevolum og maks. steinstørrelse. Men det ser ut til at med strengere krav til miljøbestandighet mv., så må Vegvesenet gå inn med krav til vanntetthet, finhetsmodul osv. Betongblandingen må altså tilpasses det aktuelle prosjekt, og det må byggherren gjøre.

Hele brua er støpt med Standard Portland P30 sement, og en har i ettertid blitt klar over at denne nok har forandret seg gjennom en del år. Framstillingsprosessen er endret, den har blitt mer finmalt og dermed gir den høyere tidligfasthet og større varmeutvikling. Dette er ikke gunstig med tanke på å unngå riss. Da Vegvesenet må være en byggherre som vektlegger bestandighet, så er det helt klart at en må over på "tregere" sementer.

Den høye varmeutviklingen førte også til at en for dekketøpen slet med et "fastholdningsriss", som oppsto med ca. 45 ° vinkel i begge hjørner på nystøpt dekke mot bakenforliggende dekke og kantdrager. Dette oppsto for de fleste seksjoner støpt med vogn, mest utpreget for kvalitet C60. Enkelte av disse var gjennomgående i dekket, men samtlige har lukket seg etter hvert som horisontalkraften har bygd seg opp, og representerer ikke lenger noe problem (kfr. vedlegg 4.9).

3.2 Utstøping med glideforskaling

I kontrakten var AE stilt fritt ved valg av forskalingssystem for søyler og tårn. AE valgte da å utføre alle vertikale bygningselementer med bruk av glideforskaling. Dette ble gjennomført med godt resultat.

Sommeren 1993 ble det igangsatt en forsøksserie for utprøving av produkter og metoder for overflatebehandling av betong på Skarnsundbrua i regi av Veglaboratoriet. Forsøksfeltene ble plukket ut nederst i begge tårn. Noen av metodene gikk ut på forbehandling ved sandblåsing, som ble utført, med et overraskende resultat, kfr. fig. 5.2. Den tidligere så fine overflaten viste seg, når det tynne ytre slamlaget var fjernet, å inneholde en god del riss. Det ser ut til at spesielt den horisontale armeringen fungerer som en rissanviser, idet avstanden mellom rissene stemmer med c.avstand armering.

SV tok opp spørsmålet på bred basis internt, og på basis av erfaringene med glidestøp både fra Skarnsundbrua og fra andre bruprosjekter har Veglaboratoriet gitt ut en rapport om emnet. Her blir det nå frarådet å bruke glidestøping på konstruksjoner i marine og andre aggressive miljøer.

3.3 Ekstern forspenning

I den utstrekning det ble brukt spennarmering i brukonstruksjonene ble disse utført på tradisjonelt vis med sementinjiserte spenntau lagt i innstøpte rør. Det var to unntak fra dette, nemlig bruk av spenntau i fettfylte polyetylenrør i den ekstra forspenningen i undergurt viadukter, og så valgte en i sluttfasen å bruke denne type spennarmering lagt åpent inne i brutverrsnittet for den spennarmeringen som var prosjektert midt i hovedspennet, kfr. fig. 5.3. Opprinnelig var det her forutsatt innstøpte rør i kantdragere og i bunn og topp av midtvegg som spennarmeringen skulle legges inn i. Men i disse områdene var det jo allerede ganske trangt med armering, og det var også enkelte problemer med avstivningen for sammenkoblingsseksjonen på midten. Det ble derfor valgt å støpe forankringsvouter inne i brutverrsnittet, og legge spenntauene åpent inni tverrsnittet.

Etter det en kan bedømme er det bare fordeler med denne løsningen. Det er enkelt å utføre, enkelt å inspisere, enkelt å vedlikeholde, ev. å skifte ut, med andre ord har altså full kontroll både i byggetilstanden og i hele brukstiden. Dette er utførelse det bør satses på å bruke langt mer. Det kan i den forbindelse nevnes at i England nå er lagt ned forbud mot å bruke vanlige sementinjiserte spennkabler lagt i innstøpte rør. Også i Norge har det vist seg både under utførelse og i bruas levetid at det kan være vanskelig å få fullgode løsningen med denne type.

3.4 Tårnfundamenter

AE var i en tidlig fase inne på tanken å utføre undervannspilarene som senkekasser støpt i tørrdokk, og så slepe de ut og sette de ned på sjøbunnen på brustedet. En av mange fordeler med dette var at da kunne betongarbeider og sprengnings- og fundamenteringsarbeider foregå parallelt, slik at AE kunne oppnå en vesentlig tidsbesparelse på tidskritisk linje. Videre kunne alle betongarbeider utføres som tørrstøp.

Vegvesenet ga dette forslaget full støtte, og bekostet en del prosjektering for dette alternativet. Fordelen for Vegvesenet var at en fikk en fullt ut tørrstøpt konstruksjon, og dermed forventete reduserte vedlikeholdskostnader på sikt. For denne fordelen var Vegvesenet villig til å betale 1 mill. kr ekstra for dette alternativet.

Senkekassene var tenkt utformet med utvendige mål 6 x 12 m, slik at én kasse omfattet to av de opprinnelig prosjekterte uv. pilarer. Dette gjorde at Vegvesenet godtok forslaget fra AE om å løfte uk. fundamentplate fra kt. ÷ 1 til kt. 0, da dette for denne løsningen ikke ville virke estetisk skjemmende.

Utrolig nok fant AE ut at dette alternativet ble for dyrt, enda tørrdokken til søsterselskapet Aker Verdal lå innen synsvidde fra brustedet. Uv. pilarene ble derfor utført som tradisjonelle undervannsstøpte konstruksjoner. Det ble imidlertid fort klart at dette var en feilaktig kalkyle, slik at AE allerede etter to uv. pilarer innså at denne utførelsen kom til å bli langt dyrere enn forutsatt. Og det var før problemene virkelig

begynte (fundamentplata). Dette ble ikke noe bedre av at AE hadde valgt en under-entreprenør for sprengnings- og fundamenteringsarbeidene under vann kun ut fra enhetspris, og uten å vurdere tidsforbruk. Når det viste seg at alle arbeider skulle utføres med dykkere på sjøbunnen, så tok dette tid, og forsinket delvis AE's egne arbeider.

For tårnfundament A6 på Inderøy-siden, som lå på tidskritisk linje, ble tidsforbruket for utførelse av uv. pilarer 4 måneder og for fundamentplata 5 måneder. Dette er omtrent det dobbelte av normal tid, vurdert i forhold til tilsvarende arbeider for Gjemnessund bru, hvor fundamentene hadde omtrent samme geometri og dybdeforhold, men ble utført på halve tiden (med senkekasser).

AE tapte altså minst 4 måneder på tidskritisk linje, og til store ekstrakostnader, først pga. selve fundamentarbeidet, senere i form av følgekostnader ved at det måtte drives helkontinuerlig døgndrift resten av byggetiden (to år) for å ta inn tidstapet. Selv om reparasjonene og tidstapet knyttet til forskalingsvognene også kostet en god del, så er det ingen tvil om at det var sjøarbeidene som virkelig ødela prosjektet økonomisk for AE, og det allerede i startfasen. Og sjøarbeider er en norsk spesialitet som AE burde kunne, som sammenslutning av tidligere firmaer med årtiers erfaring fra kai- og brubygging. Det har senere vist seg at det var en god del diskusjon internt i AE om valg av utførelsesmetoder, og det er bare for Vegvesenet og ikke minst AE å beklage at ikke de rette folkene i AE vant fram med sine synspunkter.

3.5 Endringer framdriftsplan opphengt del

I kap. 2, pkt. 9, er angitt alle de framdriftsplanene som AE utarbeidet etter hvert som enkelte arbeider, spesielt sjøarbeidene, skapte forsinkelser for øvrige arbeider. Dette skapte en god del problemer både for byggherren og byggherrens konsulent, spesielt med hensyn til bestemmelse av kabellengder og bygging av opphengt del av brubanen. Betongen har jo som kjent to tidsavhengige materialparametre, som er svinn (volumminskning i herdefasen) og krypning (varige deformasjoner ved langtidsvirkende last). Spesielt pga. krypningen var det helt avgjørende å vite hvor langt, når og hvor lang tid AE kom til å bruke på de enkelte utbyggingstrinnene for den opphengte brubanen.

AE forandret på dette for hver eneste framdriftsplan, samtidig som det var store problemer med å få oppgitt riktige data (vekt, stivhet, opplagring mv.) for forskalingsvognene. Dette skapte et betydelig merarbeid for konsulenten tildels under hardt tidspress, da det er store, kompliserte og kostbare beregningsprogrammer som benyttes i den trinnvise utbyggingen. Når da resultatet ble at både kabellengdene og geometrien på overbygningen ble som forutsatt, og det ikke var nødvendig å justere én eneste kabel for avvik her, så er dette virkelig godt gjort av konsulenten.

Som for tårnene viste det seg også at byggingen av den opphengte delen var svært ømfintlig for solbestråling. Stort sett klarte en å styre målingene til tider på døgnet uten sol. AE hadde for øvrig meget bra folk og system i hele byggeperioden for å holde kontroll med geometrien.

Det er ingen tvil om at AE's mangelfulle planlegging i viktige faser i byggeprosessen skapte en god del merkostnader for Vegvesenet, som f.eks. gjennom konsulentens merarbeid. Hovedanalysen for den trinnvise utbyggingen måtte kjøres flere ganger, og Vegvesenet tok forbehold overfor AE om å få dekket merkostnadene her, som til slutt ble på ca. kr 700 000,-. Det endte imidlertid med at Vegvesenet frafalt dette kravet i forbindelse med forhandlingene om omforent sluttvederlag.

3.6 Rekkverk

De tre rekkverkene (gangbane-, lavt førings- og kjøreburekkverk) er samtlige støpt inn i utsparinger i brudekket. Til tross for at utsparingskasser av stål ble fast innmontert i forskalingsvogna, så var det overraskende mange utsparinger som måtte sages/meisles for å få plassert stolpene.

Det er vel nå snart på tide at Vegvesenet slutter med rekkverksutsparinger. Det er dyrt, stygt, lager mye problemer for montasjen, og fungerer ofte som en skadelig rissanvisning for betongen rundt.

Rekkverksstolpene bør ha fotplater, som festes til betongen med ekspansjonsbolter, limankere o.l., som det bores for etter ferdig støpt brudekke. Dette er blitt brukt i mange andre land i årevis. Og så er det lett å rette eller skifte ut deler ved en ev. påkjørsel.

4. Vedlikehold

4.1 Vogn for inspeksjon og vedlikehold

En ting som ble diskutert en god del i prosjekteringsfasen var om en skulle bruke en fastmontert, stasjonær inspeksjonsvogn for bruoverbygningen, eller satse på mobilt utstyr, som det begynner å bli et variert og godt tilbud på. Resultatet var at en spesifiserte skinnegang oppå kantdragere i anbudet for å få en pris på denne delen av vognarrangementet.

Det viste seg at bare skinnegangen alene kostet ca. 1,2 mill. kr, og det endte med at en gikk bort fra anskaffelse av fastmonterte vogner. Med i vurderingen var erfaringene med malervognene på de tre store hengebruene i fylket, herav to manuelt drevne og én motordrevet vogn. Disse har det vært mye problemer med, de kiler seg lett fast, videre er det for liten friksjon mellom skinner og hjul, noe som har resultert i to havarier med store skader på vognene ved at de sklir ukontrollert på skinnene. Videre har motoren på den motordrevne vogna havarert flere ganger på grunn av fukt.

Beslutningen om å sløyfe fastmonterte vogner er det full enighet om lokalt, og det er hittil ikke noe som tilsier annet enn at dette er en riktig beslutning.

4.2 Generell atkomst

Alle utvendige og innvendige flater på brua er tilgjengelig for inspeksjon ved bruk av vanlige heise- eller løfteinnretninger som tilbys i markedet.

For tårntoppen er det i betongbrystningen støpt inn gjennomgående plastrør, 2 stk. pr. side, som gir mulighet for enkel montering av fester for heiseinnretninger. Det som imidlertid ikke er gjort, men som skulle vært gjort, var å montere inn en liten permanent plattform på et nivå litt under sammenkoblingsnivået på kt. + 120. Denne kunne da fungert som "landingsplass" ved nedheising langs tårntoppen, og gitt enkel atkomst til de 2 x 6 kablene som er opphengt mellom tårnsøylene, kfr. fig. 2.27. Her er det ikke enkelt å komme til fra utsiden nå.

Et viktig inspeksjonsområde hvor det under prosjekteringen ikke ble tenkt nok på tilgjengeligheten er lagerpunktene, spesielt på tårnene. Her er det trangt å komme ned til, og enda trangere å komme mellom undergurt og planumsrigel. Dette er helt unødvendig, og kunne enkelt vært gjort mer "forbrukervennlig" ved f.eks. å legge lagrene oppå konsoler. Dette er jo spesielt viktig her, da det er lagt inn 5 x 10 mm fórplater oppå lagrene. Noen av disse må fjernes om noen år, når svinn- og kryptutviklingen i tårnet har gjort at lagerkreftene her har bygd seg opp. Da må brubanen jekkes opp for å avlaste lagrene, og dette blir en tungvint operasjon.

5. Helse. Miljø. Sikkerhet. Samarbeid

5.1 Helse. Miljø. Sikkerhet (HMS)

AE hadde hele tiden et velorganisert opplegg for HMS-arbeidet på brustedet. Arbeidsstyrken besto stort sett av meget dyktige og rutinerte folk, hvorav en god del hadde erfaring fra bygging av store betongplattformer til Nordsjøen. Skarnsundbrua var en krevende arbeidsplass med tildels meget store høyder, men det var til enhver tid meget bra sikret. Dette ga seg utslag i en positiv ulykkesstatistikk, men med ett unntak, som var den tragiske dødsulykken 28. september 1989. En dykker omkom da under boring på sjøbunnen for tårnfundamentet på Mosvik-siden. Etterforskningen viste at underentreprenøren for disse arbeidene ikke kunne klandres for denne ulykken.

Utover dette registrerte Vegvesenet bare to andre ulykker med personskader, som hver førte til noen dagers sykefravær. Blant Vegvesenets egne folk var det ingen ulykker.

5.2 Samarbeid

Vurdert i ettertid er det helt klart at AE sist på 80-tallet tok på seg for mange oppgaver, ikke minst innenfor brusektoren. Dette førte til at det ble satt på ledelse på enkelte prosjekter som ikke alltid hadde tilstrekkelig kompetanse. Dette var helt klart

tilfelle på Skarnsundbrua. Det ble jo ikke noe bedre av at AE skiftet prosjektansvarlig for Skarnsundbrua ved hovedkontoret 4 ganger på det første året av byggetiden. Manglende planlegging og samordning hos AE førte til dyre og dårlige løsninger (sjøarbeidene), eller at arbeidet plutselig kunne stoppe opp, også på tidskritisk linje (manglende jekker ved oppjekking av overbygning på fast stillas akse 6), eller at det ble for dårlig kontroll med egne underentreprenører (forskaliningsvogner). Alt dette kostet AE store beløp. For øvrig virket det som om AE hadde utviklet en bedriftskultur som gikk ut på å presse byggherren med endringsforslag og tilleggskrav hele tiden. Anbudet ble tydeligvis betraktet som et veiledende grunnlag som dannet utgangspunkt for beregning av tilleggsregninger. Dette gikk igjen på alle de 5 bruene AE hadde, og for øvrig også Oslo-tunnelen, og forsuret overalt tilværelsen for Vegvesenets personale.

Høsten 1990 var forholdene blitt så vanskelige at Vegdirektøren tok kontakt med AE's styre. På dette tidspunkt var AE i realiteten konkurs, og AS Veidekke hadde gått inn og overtatt firmaet. En omfattende omorganisering ble foretatt, som for Skarnsundbrua førte til at det kom gode folk i ledelsen. Dette var for øvrig folk som hadde vært på brustedet hele tiden, men ikke hadde hatt tilstrekkelig innflytelse. Det ble også gjennomført interne kvalitetsrevisjoner, som viste at det hadde ikke vært helt enkelt å være ansatt i AE.

Avslutningen av byggearbeidet gjennom året 1991 gikk meget bra. Dette omfattet hovedsakelig bygging av den opphengte bruoverbygningen, som var den klart vanskeligste delen av prosjektet. Dette førte til at 4 - 5 måneder forsinkelse ble tatt inn, og brua overlevert til kontraktens frist 2. desember 1991. De avsluttende arbeider med diverse småutbedringer, opprydding og etterarbeider utover til forsommeren 1992 ble gjennomført på en eksemplarisk måte, likeså noen få garantiarbeider utført sommeren 1993.

5.3 Egen organisasjon

I kap. 2, pkt. 1, er egeninnsatsen på byggherresiden angitt. Egen bemanning på brustedet ble satt opp ut fra erfaringer fra andre store bru-prosjekter i fylket, som f.eks. Nærøysundbrua. Det viste seg fort at dette ble for lite, og det måtte tidvis suppleres med folk fra vegkontoret. Dette var heller ikke alltid så enkelt, da disse også hadde sine daglige oppgaver, så i realiteten slet en hele tiden med en mer eller mindre kronisk underbemanning.

Årsaken til dette var først og fremst den helkontinuerlige døgndriften, hverdag som helligdag, gjennom nesten hele tiden i årene 1990 og 1991. AE gikk "Nordsjø-ordning" med 2 uker på arbeid med 12 timers skift og 2 uker fri. Den ordningen hadde en ikke i egen organisasjon, så det ble mye ubekvem arbeidstid. Det gikk også mye tid til behandling av mer eller mindre velbegrunnede tilleggskrav.

Skarnsundbrua er et pionerprosjekt også sett i internasjonal sammenheng. Dette førte til at mye arbeid måtte utføres ved valg av konstruksjonsløsninger og utførelsesmetoder. Videre ble det et informasjonsbehov som en helt hadde undervurdert. Ved

siden av det vanlige med lag, foreninger, skoleklasser o.l. i nærmiljøet, så kom det en betydelig mengde fagfolk fra alle verdens kanter. Dette informasjonsbehovet er fortsatt til stede, da det ikke er uvanlig med henvendelser om og besøk på Skarnsundbrua. Så sent som i juni 1994 var det to grupper fra Japan og én gruppe fra Taiwan på brustedet.

Det er også lagt ned en god del arbeid av egen organisasjon i forbindelse med installering og oppfølging av det instrumenteringssystemet som har vært i drift ifra juni 1991 og utover til våren 1993. Hensikten med dette er å registrere bruas virkelige oppførsel under belastning, og hvordan dette stemmer med beregningene. Dette vil bli belyst gjennom egne rapporter.

5.4 Pristildelinger

Skarnsundbrua har blitt tildelt følgende nasjonale og internasjonale priser:

Betongtavlen 1992
 FIP Award 1994
 Vakre Vegers Pris 1994

Utdrag av uttalelse fra juryen for Vakre Vegers Pris:

- Brua framstår som et majestetisk og elegant byggverk i landskapet. Med imponerende ingeniørkunst, landskapstilpasning, form og fargebruk tilføres området en ny kvalitet.
- Bruas symmetriske komposisjon er godt tilpasset stedets karakter. Tårnene, den slanke brubanen og de aksentuerte skråkablene inngår i en harmonisk helhet.
- Linjeføringen for både vegen og brua er god. Brua har en fin ilandføring på begge sider. En opprensning av en fjellskjæring nord for brua vil heve de estetiske kvalitetene ved anlegget.
- Den røde fargen på kablene er djerv og understreker kablernes konstruktive betydning.

FIP Award 1994 er en pris som gis av den internasjonale organisasjonen for betong og betongkonstruksjoner Fédération Internationale de Precontrainte. Prisen utdeles hvert fjerde år.



Fig. 5.1 Injisering ballastbetong i sidespenn. En omfattende og tidkrevende jobb med mye søl. Injisering gjennom kjerneborete hull i betongdekket der det ble registrert hulrom.

Fig. 5.2

Riss avdekket ved sandblåsing av overflaten på en tårnsøyle. Ble oppdaget i forbindelse med klargjøring av prøvefelter for overflatebehandling.



Fig. 5.3

Ekstern forspenning innvendig i bruktersnittet i midtre del av hovedspennet. Støttebukk av trykkimpregnerte trematerialer for å forhindre svingninger i de ca. 70 og 130 m lange spennkablene.



6. DOKUMENTASJON

1. Rapporter

Statens vegvesen Nord-trøndelag, Laboratoriet, Steinkjer:
Rv. 755 Skarnsundbrua med tilstøtende veg:

- Rapport Vd-451 B/1 - Geologisk undersøkelse for
brufundamentering. 28.2.1985
- Rapport Vd-451 E/1 - Geologiske undersøkelser for flytting
av vestre hovedtårn. 11.12.1987
- Rapport Vd-451 F - Resultat av kjerneboring. 10.12.1987
- Rapport Vd-451 H/1 - Supplerende geologiske og
geotekniske undersøkelser. 21.9.1988
- Rapport Vd-451 S/1 - Samlerapport for geologiske og
geotekniske undersøkelser (anbudsbilag). 1.11.1988

Norsk hydroteknisk laboratorium, SINTEF, Trondheim:

- Skarnsund bru. Vindmålinger og vindtunnelstudie.
Rapport nr. STF 60 F88049 18.3.1988
- Skarnsund bru. Strømmålinger.
Rapport nr. STF 60 F88076 10.6.1988

Prof. dr.ing. R. Walther, EPLF, Lausanne:

- Stability analysis of Skarnsund bridge. Mars 1988

Cowiconsult AS, København:

- Prosjektkontroll av skråstagsbro over Skarnsundet.
Rapport og bilag. Jan. 1989

Det Norske Veritas, Veritec, Oslo:

- Skarnsundbrua Nord-Trøndelag.
Anbudsbedømmelse tekniske forhold.
Rapport nr. 89-3006. 6.1.1989

- Skarnsundbrua Nord-Trøndelag. Teknisk anbudsbedømming av parallelle kabler fra Skandinavisk Spændbetong/Freyssinet og lukkede spiralkabler fra Austria Draht.
Rapport nr. 89-3169. 4.4.1989
- Skarnsundet bru. Bærekabel. Produksjonskontroll. Metallografisk trådundersøkelse.
Rapport nr. 90-3782. 9.10.1990

Rowan Williams Davies & Irwin, Ontario, Canada:

- Sectional model tests and computations of wind induced dynamic loads on the proposed Skarnsund bridge, Norway.
Report 88-197-5. 23.3.1988
- Aeroelastic wind tunnel study of the Skarnsund cable-stayed bridge, Norway.
Report 88-197-5 A. 11.11.1988
- Aeroelastic wind tunnel study of the Skarnsund cable-stayed bridge, Norway. Revised final report.
Report nr. 88-197-5 B. 22.6.1989

Johs. Holt AS, Oslo:

- Skarnsundet bru. Dimensjoneringsforutsetninger. 17. okt. 1988
- Skarnsundet bru. Feltnmålinger 1991. 19. okt. 1992
- Skarnsundet bru. Kabler. Kabelkrefter. Sikkerheter. Juli 1992

Norges geotekniske institutt, Oslo:

- Skarnsundet bru. Instrumentering.
Dempningsforsøk 5.6 og 6.6.1991. 18.6.91
- Skarnsundet bru. Instrumentering 1991.
Del 1 31.1.92
Del 2 12.2.92

2. Artikler

V. Ferraro & P.A. Irwin:

- Wind tunnel model studies of the Skarnsund cable-stayed bridge.
2nd. Symposium on Strait Crossings, Trondheim. Balkema 1990

S. Hovland, T. Isaksen & C. Hansvold:

- Skarnsund cable-stayed bridge, Norway.
2nd. Symposium on Strait Crossings, Trondheim. Balkema 1990

C. Hansvold:

- Skarnsundet Bridge.
FIP 93 symposium on Modern Prestressing.
Techniques and Their Applications. Kyoto, Japan 1993

S. Hovland:

- Instrumentering av Skarnsundbrua.
Nordisk Vegteknisk Forbund. Utvalg 61. Reykjavik,
Island 1993

F. Myrvoll, E. DiBiagio & C. Hansvold:

- Instrumentation for monitoring of the Skarnsundet
cable-stayed bridge.
3rd. Symposium on Strait Crossings, Ålesund. Balkema 1994

Å. Belsby, C. Hansvold & S. Hovland:

- Selected results from full scale measurements on the
Skarnsundet cable-stayed bridge.
3rd. Symposium on Strait Crossings, Ålesund. Balkema 1994

S. Hovland, K. Melby & H. Østlid:

- Construction and maintainance of two cable-stayed bridges
in adverse environment.
3rd. Symposium on Strait Crossings, Ålesund. Balkema 1994

SKARNSUNDET BRU

Verdens største skråkabelbru



STATENS VEGVESEN
NORD-TRØNDELAG

SKARNSUNDET BRU



Skarnsundet bru er bygd som en skråkabelbru med en total lengde på 1010 m og et hovedspenn på 530 m. Dette er for tiden verdens største spenn for denne brutypen. Ved anbudskonkurransen før byggestart var også en vanlig hengebru med som alternativ, men skråkabelbrua hadde laveste pris. Prosjektet omfatter også ca. 1,6 km ny veg.



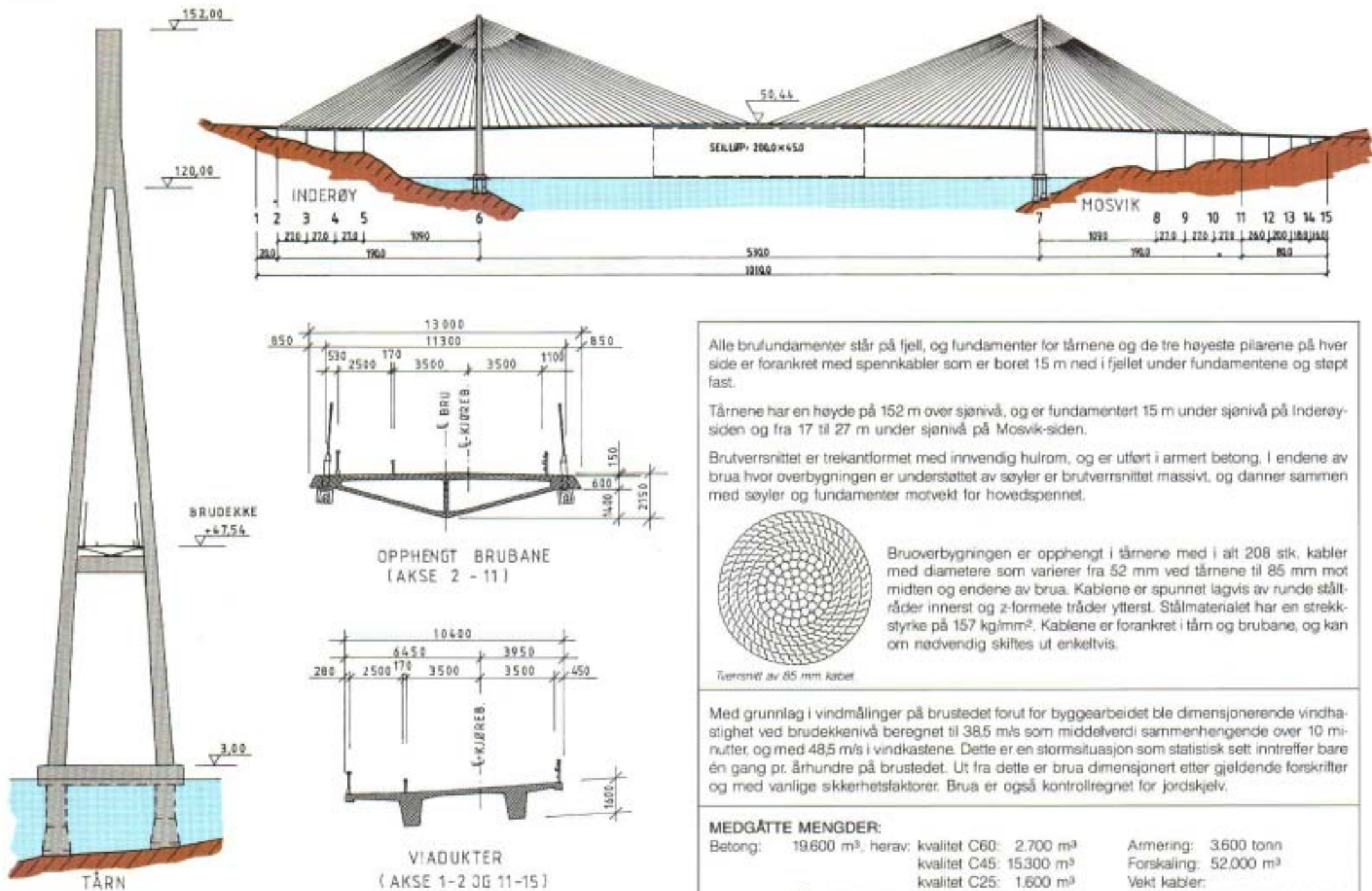
Kostnader i prisenivå 1992:

Vegarbeider:	20 mill. kr.
Bruarbeider:	199 mill. kr.
Total kostnad:	<u>219 mill. kr.</u>

Av totalkostnaden er 70% (153 mill. kr.) bevilget over statsbudsjettet. De resterende 30% (66 mill. kr.) skal dekkes ved innkreving av bompenger i ca. 15 år etter bruåpning. Denne andelen er finansiert av A/S Skarnsundbrua, som er et aksjeselskap hvor foruten private interesser også Nord-Trøndelag fylke og 10 kommuner i Sør- og Nord-Trøndelag er med.

Bruprojektet ble påbegynt med arbeid på tilstøtende veger i september 1988, og selve bruarbeidet ble igangsatt i april 1989. Brua ble offisielt åpnet for trafikk av H.M. Kong Harald den 19. desember 1991. En minnestein som ble signert av H. M. Kong Harald under bruåpningen er plassert ved rasteplassen på Mosvik-siden.

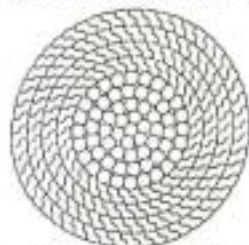




Alle brufundamenter står på fjell, og fundamenter for tårnene og de tre høyeste pilarene på hver side er forankret med spennkabler som er boret 15 m ned i fjellet under fundamentene og støpt fast.

Tårnene har en høyde på 152 m over sjenivå, og er fundamentert 15 m under sjenivå på Inderøy-siden og fra 17 til 27 m under sjenivå på Mosvik-siden.

Brutversnittet er trekantformet med innvendig hulrom, og er utført i armeret betong. I endene av brua hvor overbygningen er understøttet av søyler er brutversnittet massivt, og danner sammen med søyler og fundamenter motvekt for hovedspennet.



Tverrsnit av 85 mm kabel

Bruoverbygningen er opphengt i tårnene med i alt 208 stk. kabler med diametere som varierer fra 52 mm ved tårnene til 85 mm mot midten og endene av brua. Kablene er spunnet lagvis av runde stålråder innerst og z-formete tråder ytterst. Stålmaterialet har en strekkstyrke på 157 kg/mm². Kablene er forankret i tårn og brubane, og kan om nødvendig skiftes ut enkeltvis.

Med grunnlag i vindmålinger på brustedet forut for byggearbeidet ble dimensjonerende vindhastighet ved brudekkenivå beregnet til 38,5 m/s som middelverdi sammenhengende over 10 minutter, og med 48,5 m/s i vindkastene. Dette er en stormsituasjon som statistisk sett inntreffer bare én gang pr. århundre på brustedet. Ut fra dette er brua dimensjonert etter gjeldende forskrifter og med vanlige sikkerhetsfaktorer. Brua er også kontrollregnet for jordskjelv.

MEDGÅTTE MENGDER:

Betong:	19.600 m ³ , herav: kvalitet C60: 2.700 m ³	Armering:	3.600 tonn
	kvalitet C45: 15.300 m ³	Forskaling:	52.000 m ³
	kvalitet C25: 1.600 m ³	Vekt kabler:	1.030 tonn (total lengde 33 km)
Tårn:	9.000 m ³		
Opphengt brubane:	5.000 m ³		
Øvrige konstruksjoner:	5.600 m ³		



Byggherre: Statens Vegvesen Nord-Trøndelag
Hovedkonsulent: Johs. Holt A/S, Oslo
Hovedentreprenør: Aker Entreprenør A/S, Oslo
Kabelproduksjon: Austria Draht GmbH, Bruck a.d. Mur, Østerrike

Firma engasjert til spesielle formål:

Stabilitetskontroll: Prof.dr.ing. R. Walther, Lausanne, Sveits
Produksjonskontroll (kabler): Det Norske Veritas, Oslo
Det Norske Veritas, Linz, Østerrike
Prosjekteringskontroll: Cowiconsult, København, Danmark
Vind- og strømmålinger: Norsk Hydroteknisk Laboratorium, Trondheim
Vindtunnelforsøk: SINTEF, Trondheim — RWDI, Ontario, Canada

