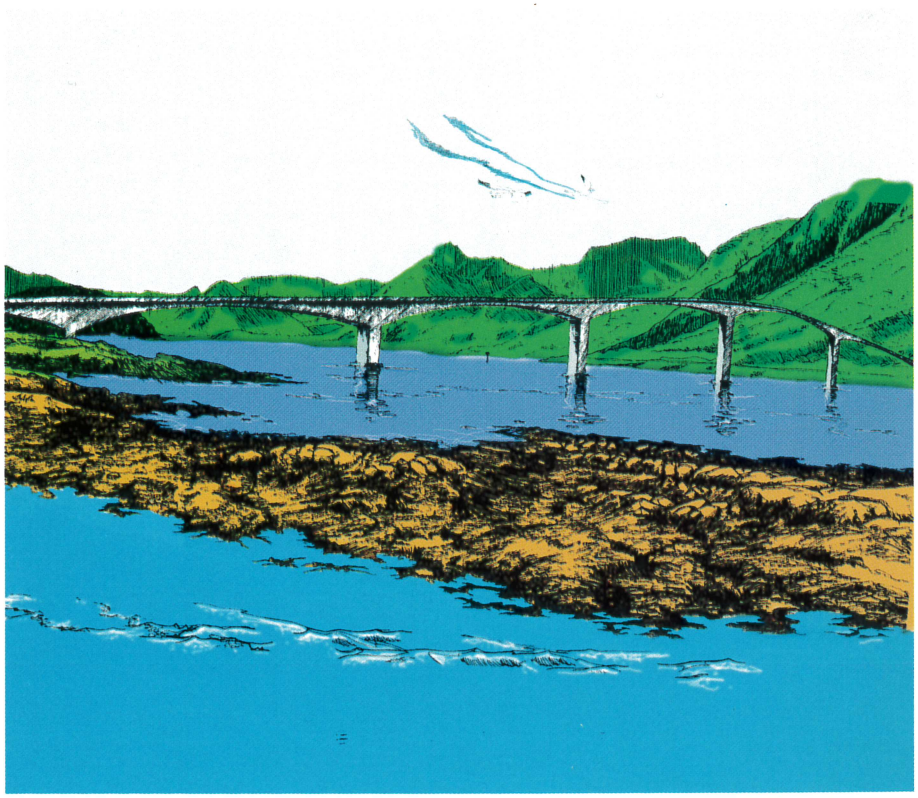
Publikasjon nr. 85

OFU Gimsøystraumen bru - Sluttrapport

Klimapåkjenning og tilstandsvurdering



Statens vegvesen
Vegdirektoratet

Veglaboratoriet

Publikasjon nr. 85

OFU Gimsøystraumen bru -
Sluttrapport:

Klimapåkjenning og tilstandsvurdering

Vegdirektoratet
Veglaboratoriet
Oslo, februar 1998

Forfattere:	Firma:
Reidar Kompen	Statens vegvesen, Vegdirektoratet
Aage Blankvoll	Statens vegvesen Nordland
Tor Berg	Statens vegvesen Nordland
Einar Noremark	Statens vegvesen Hordaland
Per Austnes	Statens vegvesen Møre og Romsdal
Knut Grefstad	Statens vegvesen, Vegdirektoratet
Bernt Kristiansen	Rescon AS
Bjørn Bonsak	Rescon AS
Jon Halden	SCC Abel Engh AS

Sluttrapport OFU Gimsøystraumen bru:

Klimapåkjenning og tilstandsvurdering

OFU rapport nr.: S-96-040

Dato: 04.11.1997

Antall sider: 248

Ekstrakt:

Denne rapporten oppsummerer klimamålinger og inspeksjoner og som ble utført i prosjektperioden. Rapporten gjengir erfaringene fra prosjektet og gir anbefalinger vedrørende inspeksjon av store kystbruer.

Stikkord: Bru, Betong, Klorider, Klimapåkjenning, Inspeksjon

Extract:

This report summarises the climatic measurements and inspections carried out during the project period. The report expresses the experience gained during the project and gives recommendations for inspection of large coastal bridges.

Keywords: Bridge, Concrete, Chlorides, Climate load, Inspection

Omslagsdesign: Svein Aarset, Oslo
Forsidebilde: S. Bøckmann, Bodø
Illustrasjoner: SCC Abel Engh as, Drammen
Redaksjon/
produksjonskoordinator: Helge Holte, Veglaboratoriet
Trykk: Helli Grafisk as, Oslo

Opplag: 800

Forord

Prosjektet «OFU Gimsøystraumen bru» er et samarbeid mellom Statens vegvesen, Rescon AS og Statens Nærings- og Distriktsutviklingsfond (SND). Prosjektet knytter forskning og ulike utviklingsoppgaver til reparasjon av Gimsøystraumen bru i Nordland. Prosjektet startet i 1993 og ble avsluttet i 1997. Prosjektet er bygget rundt to større kontrakter der den ene er en offentlig forsknings- og utviklingskontrakt (OFU-kontrakt).

En OFU-kontrakt er en avtale mellom en offentlig etat og en norsk bedrift som påtar seg å levere et produkt eller en tjeneste. En forutsetning er at det foreligger et offentlig anskaffelsesbehov som ikke kan dekkes tilfredsstillende gjennom eksisterende tilbud. Formålet med OFU-kontrakter er tosidig. Det er for det første å bedre og effektivisere offentlig virksomhet ved bruk av nye løsninger og for det andre å styrke bedriftenes leveringsmuligheter til det offentlige samt bidra til å øke konkurranseevnen hjemme og ute. Ordningen finansieres over budsjettet til Næringsdepartementet som har delegert administrasjon av OFU-kontrakter til SND.

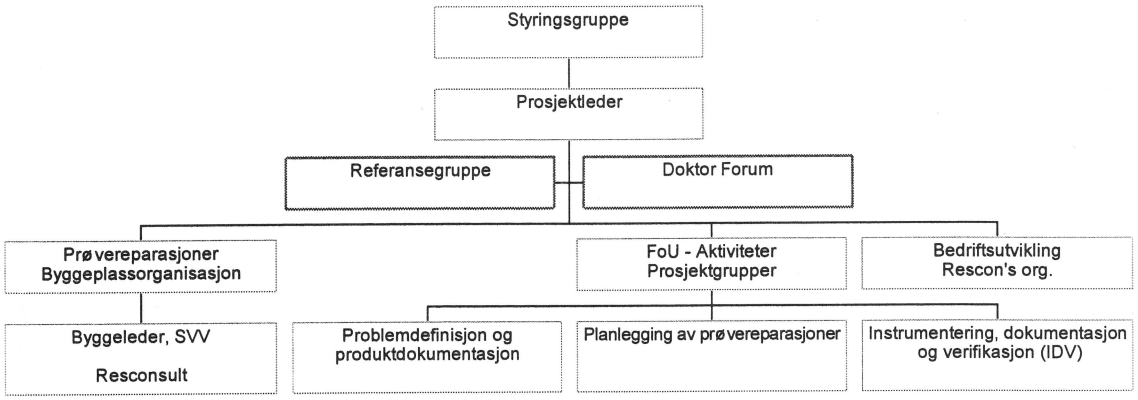
Det har i løpet av de siste 10 årene blitt fokusert på skader på våre kystbruer av betong. Behovet hos Statens vegvesen for nye vedlikeholds- og reparasjonsmetoder for betongbruer i kystklima er i korte trekk bakgrunnen for inngåelsen av OFU-kontrakten mellom Statens vegvesen Vegdirektoratet og Rescon AS. Omfanget av OFU-kontrakten var opprinnelig på 16,55 millioner kroner der finansieringen ble gjort av Statens vegvesen, SND og Rescon AS med fordelingen 40/40/20. Partene har senere øket sin innsats i prosjektet slik at endelig budsjett ble 25,3 millioner kroner. I Statens vegvesen inngår prosjektet i etatsatsningsområdet «TUBTU - Teknisk utvikling innen bru og tunnelbygging».

Den andre store kontrakten i prosjektet ble inngått mellom Statens vegvesen Nordland og Resconsult AS som er datterbedrift til Rescon AS. Kontrakten omfattet prøve-reparasjoner av Gimsøystraumen bru og hadde en budsjettramme på 10 millioner kroner.

«OFU Gimsøystraumen bru» har vært et spesielt prosjekt ved at det knyttet sammen forsknings- og utviklingsaktiviteter, praktiske problemstillinger i prøvereparasjoner av Gimsøystraumen bru i Nordland til målrettet produktutvikling hos Rescon AS. Andre sentrale deler av prosjektet har vært doktorgradsutdanning og sertifisering av kvalitetssystemet til Rescon og Resconsult i henhold til ISO 9000-serien.

Gimsøystraumen bru ble bygget i tidsrommet 1979-1981. Brua var godt egnet som forsøksobjekt fordi brua ikke hadde kritiske skader som gjorde øyeblikkelige reparasjoner nødvendige. Det var også viktig at brua var representativ for kystbruer bygget i 70- og 80-årene både når det gjelder brutype og hvilke spesifikasjoner som var benyttet.

I Statens vegvesen har det vært et nært samarbeid mellom Nordland vegkontor, Bruavdelingen og Veglaboratoriet i Vegdirektoratet. Prosjektorganisasjonen er vist nedenfor.



Det har vært mindre endringer i prosjektorganisasjonen gjennom prosjektperioden. I prosjektets siste år har det ikke vært utført prøvereparasjoner og byggeplass-organisasjonen ble følgelig lagt ned. I tillegg ble Problemdefinisjonsgruppen og Prøve-reparasjonsgruppen slått sammen til én prosjektgruppe, Reparasjonsgruppen. Denne har sammen med IDV-gruppen hatt ansvaret for utarbeidelsen av sluttdokumenta-sjonen i prosjektet.

Styringsgruppen har bestått av: Arnfinn Pettersen (Statens vegvesen Nordland), Geir Tjugum (Rescon AS), Håvard Østlid (Veglaboratoriet), Olav Grindland (Bruavdelingen), Elisabeth Schjølberg (Vegdirektoratet, Produksjonsavdelingen), Gørild Malm Cornejo (Veglaboratoriet) og Jan Henrik Sæther (SND).

Prosjektleder har vært Aage Blankvoll (Statens vegvesen Nordland). Både prosjekt-leder og ansvarlig hos Rescon for gjennomføring av prosjektet, Bernt Kristiansen har møtt fast i styringsgruppen.

Reparasjonsgruppen har bestått av: Reidar Kompen (Veglaboratoriet), Aage Blankvoll og Tor Berg (Statens vegvesen Nordland), Per Austnes (Statens vegvesen Møre og Romsdal), Einar Noremark (Statens vegvesen Hordaland), Knut Grefstad (Bruavdelingen), Bernt Kristiansen og Bjørn Bonsak (Rescon AS) og Jon Halden (SCC Abel Engh AS).

IDV-gruppen har hatt følgende medlemmer: Bård Espelid (Det norske Veritas), Øystein Vennesland og Erik Sellevold (Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet, NTNU), Ketil Videm (Universitetet i Oslo), Bernt Kristiansen og Roar Myrdal (Rescon AS), Claus K. Larsen og Finn Fluge (Veglaboratoriet), Aage Blankvoll og Tor Berg (Statens vegvesen Nordland).

Resultatene fra prosjektet blir å finne i følgende dokumentasjon:

1. Resultatbrosjyre

2. Anbefalinger fra prosjektet:
   - Anbefalinger for inspeksjon, reparasjon og overflatebehandling av kystbruer i betong.
   - Anbefalinger for instrumentert korrosjonsovervåking av kystbruer i betong.

3. Sluttrapportene:
   - Klimapåkjenning og tilstandsvurdering
   - Prøvereparasjon og produktutvikling
   - Instrumentering, dokumentasjon og verifikasjon (IDV).

4. Rapportserie med en rekke detaljrapporter som omhandler større eller mindre temaer behandlet i prosjektet

5. Dr. avhandlinger ved Norges teknisk - naturvitenskapelige universitet (NTNU) og Universitetet i Oslo (UiO):
   - «Chloride binding and pore solution composition in concrete - Effect of concrete composition and environment» (Claus K. Larsen, NTNU).
   - «Evaluation of electrochemical techniques for assessing corrosion of steel in concrete» (Roar Myrdal, UiO).

6. Flere av prosjektdeltakerne har presentert resultater fra prosjektet på ulike seminarer og konferanser i Norge, Norden og internasjonalt. Den største samling av «papers» fra prosjektet er å finne i Proceedings fra prosjektets avslutningskonferanse i Svolvær, 28. - 30. mai 1997.

Det vil bli foretatt en videre oppfølging av de utførte prøvereparasjonene på Gimsøystraumen bru. Oppfølgingen vil strekke seg over en 5-årsperiode med mulighet for forlengelse i 5 år til. Oppfølging vil bli gjort både gjennom fortsatt drift av overvåkningssystemet og ved jevnlige inspeksjoner og kontrollmålinger på brua. Resultatene fra oppfølgingsprosjektet vil i første rekke bli kanalisert gjennom revisjoner av prosjektets «Anbefalinger for inspeksjon, reparasjon og overflatebehandling av kystbruer i betong» og «Anbefalinger for instrumentert korrosjonsovervåking av kystbruer i betong». De sentrale aktørene i oppfølgingsprosjektet er Statens vegvesen Nordland, Bruavdelingen, Veglaboratoriet og Rescon AS.

Sammendrag

Denne rapporten oppsummerer alle klimamålinger, inspeksjoner og forhåndskartlegginger som ble utført på Gimsøystraumen bru rett før og i prosjektperioden. I tillegg er det tatt med et sammendrag av det arbeidet som ble utført i forbindelse med definisjon av de forskjellige skadeproblemene som finnes på brua.

Levetidsbetraktninger

Rapporten gir en beskrivelse av forskjellige levetidsbetraktninger for betongkonstruksjoner og spesielt armering med og uten vedlikehold. Det er viktig å merke seg at vanlige mekaniske reparasjoner og overflatebehandling ikke vil forbedre tilstanden til armering som korroderer. De vil, kun i beste fall, konservere den tilstanden armeringen har og forhåpentligvis forsinke utviklingen. Dette er videreført i produktutviklingen, se /35/.

Klimabeskrivelse

Temperaturmålinger foretatt på Gimsøystraumen bru i perioden juli 95 til juni 96 viste minimum, maksimum og gjennomsnittlig temperaturer på henholdsvis -8 °C, +21 °C og + 4,4 °C. Frostpåkjenningen er lav da det er få perioder med temperatur under 0 °C.

Dominerende vindretning for de høyeste vindhastighetene er fra sør og nord med middelvindhastigheter på 14-19 m/s og kastevinder opptil 40 m/s. Omlag 80 % av nedbøren er kombinert med vind fra sør/sørvest.

Inspeksjoner

I perioden 1991 til 1995 ble det utført følgende inspeksjoner:

- Hovedinspeksjon 1991
- Spesialinspeksjon 1992
- Undersøkelser i forbindelse med kystbruprosjektet
- Forhåndskartlegging i forbindelse med prøvereparasjonene
- Inspeksjoner generert av prøvereparasjonene
- Hovedinspeksjon under vann.

Med unntak av hovedinspeksjonen i 1991 og undersøkelser i forbindelse med kystbruprosjektet, inngikk de øvrige inspeksjonene i OFU-prosjektet.

Hovedinntrykket av alle inspeksjonene over vann var at brua jevnt over er i bra stand, men at den har noen svakhetspunkter som relaterer seg til den konstruksjons- og byggepraksis som var vanlig da den ble bygget. På de laveste delene av bruoverbygningen var imidlertid kloridbelastningen så høy at armering med liten overdekning korroderte kraftig. Dette var mest fremtredende på nordre kassevegg og bunnplaten nær søyle i akse 2. De registrerte skadene har utviklet seg fra brua sto ferdig i 1981 og

frem til prosjektstart i 1992. Det var ikke mulig å fastslå at det skjedde noen utvikling av skadene i løpet av prosjektperioden.

Hovedinspeksjonen under vann avdekket at det ikke var nevneverdig forandring av skadeforløp og skadeomfang i forhold til tidligere inspeksjoner. Ut fra dette ble det besluttet at reparasjoner under vann ikke skulle inngå i OFU-prosjektet.

Problemdefinisjoner

Med bakgrunn i hovedinspeksjonen og spesialinspeksjonen ble det laget en oversikt over de forskjellige problemene/skadene som fantes på brua og som måtte repareres. Disse ble delt opp i problemer/skader med begrenset utstrekning og problemer/skader som var fordelt over en hel flate.

Problem med begrenset utstrekning

P1: Lokale svakheter som utmeisles
P2: Riss > 0,2 mm
P3: Konstruktiv armering og annet stål med overdekning nær 0
P7: Hull etter kloridprøver
P8: Hull etter kjerneprøver.

Problemer fordelt over en hel flate (flateproblem)

F1: Flater med armering i fase 1 (Armeringen fortsatt i passiv tilstand)
F2: Flater med armering i fase 2 (Korrosjon kun på monteringsstenger)
F3: Flater med armering i fase 3 og 4 (Korrosjon også på konstruktiv armering).

Kloridbelastning

Resultatet av alle kloridmålingene viste at på Gimsøystraumen bru blir kloridbelastningen bestemt av følgende faktorer:

1. Høyde over sjøen. Det er høyt kloridinnhold opp til 12-15 m over sjø for deretter å avta med høyden.
2. Lo/le-effekten. Kloridbelastningen er ca. 2 ganger høyere på le-flatene enn på lo-flatene. Med le-flater menes ikke bare flater som ligger i le for vind, men også flater som er beskyttet mot nedbør, dvs. nordside og underside av overbygningen og østside og nordside av søyler.
3. Størrelse og form på værpåkjente flater. Kloridbelastningen på overbygningen nær søylene er opptil 3,5 ganger så høy som midt i spennene. Effekten er størst der overbygningen ligger nær sjøen.
4. Mikroklima nederst på søyler. Kloridbelastningen har en tendens til å bli lavere (men er fortsatt høy) helt nederst på søylene. Det kan skyldes lokale geometri-effekter (overgang fundament/søyle) eller avvasking.

Korrosjonstilstand

De utførte potensialmålingene ble kontrollert med opphugning og vurdering av armeringens korrosjonstilstand. Selv om målingene viste en klar tendens til økende korrosjonsaktivitet ved mer negative potensialer, er variasjonene så store at det ikke er mulig å gi noen klare grenser for korrosjon/ikke-korrosjon.

Det var også en klar tendens til økende korrosjonsaktivitet ved økende kloridinnhold. Men også her var variasjonene i kloridinnhold så store at det ikke var mulig å fastsette en klar grense for kritisk kloridinnhold med hensyn på korrosjon.

Disse erfaringene viser at de metodene en i dag har til rådighet for undersøkelse av armeringens korrosjonstilstand alle har en relativt stor usikkerhet. Når flere av metodene (visuell inspeksjon, overdekningsmålinger, kloridmålinger, EKP-målinger og opphugninger) blir brukt samtidig og resultatene peker i samme retning reduseres likevel usikkerheten. I mange tilfeller vil de da være tilstrekkelig nøyaktige for vurdering av behovet for vedlikeholdstiltak eller ikke.

Anbefalinger

Rapporten gir anbefalinger til hvordan inspeksjon og tilstandsvurdering bør utføres på større kystbruer. Dette omfatter hvilke grunnlagsmateriale som er nødvendig, etablering av lokaliseringssystem, tilkomst og hvordan inspeksjonene skal planlegges, gjennomføres og tolkes.

Uavklarte forhold

Avslutningsvis listes det opp en del forhold som fortsatt er uavklart når det gjelder kloridproblematikken i betong. De viktigste av disse er:

- Kritisk kloridinnhold for armeringskorrosjon
- Variasjon av korrosjonsgrad langs armeringsstenger
- Lokalisering av groptæring
- Korrosjon i riss
- Årsaken til redusert kloridinnhold nederst på søylene.

Summary

Introduction

The objectives of the OFU-Gimsøystraumen bridge repair project were:

- Increase of competence in maintenance and repair of concrete bridges
- Obtain new knowledge and understanding of factors governing the durability of bridges in a hash marine environment
- Further development of existing products and development of new products for maintenance and repair of concrete bridges
- Produce guidelines for maintenance and repair of concrete bridges
- Carry out maintenance and repair of Gimsøystraumen bridge in a technically and economically optimal way
- Classification of the companies Rescon and Resconsult in accordance with the ISO-9000 series
- Increase the competitive power of Rescon in the home market and to increase the export of their products and services.

The project started in 1993 for an initial period of four years. The research has come forward with many interesting and important results. The need for a follow up period of 10 years has been highlighted.

The three main parties involved in the project were the Norwegian Public Roads Administration (NPRA), the Norwegian Industrial and Regional Development Fund (SND) and Rescon AS. Rescon is the only wholly Norwegian owned company which develops and produces products for maintenance and repair of concrete structures.

Many of the results of the project were presented at an international conference in May 1997 to mark the end of the project. The papers are published in the Proceedings from this conference /39/ and the Additional papers to the proceedings /40/.

This report summarises the climatic measurements, inspections and condition surveys carried out on Gimsøystraumen bridge just before and during the project period. A summary of the work carried out in connection with the definition of different types of damages found on the bridge is also included.

Service life evaluations

Models for evaluating remaining service life of reinforced concrete constructions, with and without maintenance, are described. It is important to note that ordinary mechanical repair and surface treatment of concrete will not improve the condition of the reinforcement that has started to corrode. The repair and surface treatment will conserve the condition of the reinforcement and hopefully reduce the corrosion rate. This is described in greater detail in /35/.

Description of climate

Temperature measurements carried out on Gimsøystraumen bridge from July 95 to June 96 showed minimum, maximum and average temperatures of -8 °C, +21 °C og + 4,4 °C respectively. The frost action on the concrete is low because there is only a small number of periods with temperatures below 0 °C.

The dominating wind directions for the highest wind speeds are from north and south. The average wind speed varies from 14-19 m/s with gusts as high as 40 m/s. Approximately 80 % of the precipitation is combined with wind from the south-southwest.

Inspections

From 1991 to 1995 the following inspections were carried out:

1. Principal inspection 1991
2. Special inspection 1992
3. Examinations in connection with the coastal bridge project
4. Conditional surveys before trial repairs
5. Inspections generated by the trial repairs
6. Underwater inspection.

Except for 1 and 3, all the inspections were part of the OFU project.

The main impression from the inspections above water was that the condition of the bridge was relatively good, but there were weak zones related to the design and construction practice at the time of construction. On the lower parts of the super-structure, however, the chloride content was high and heavy corrosion of the reinforce-ment with small concrete cover had developed. The corrosion was heaviest on the bottom flange and the northern wall of the box-girder close to the column at axis 2. The observed damages had developed from the time of construction in 1981 to the start of the OFU-project in 1992. These damages were kept under observation during the project period but did not develop during that time.

The underwater inspection did not detect any change of condition compared to earlier inspections. Due to this it was decided that underwater repairs should not be included in the OFU-project.

Definition of problems/damages

The results from the principal and special inspections produced an overview of the different problems/damages that had to be repaired. These problems/damages were divided into two groups: Problems/damages of limited extent and problems/damages that covered a large area.

Problems/damages of limed extent

P1: Local weakness that have to be chiselled out
P2: Cracks > 0.2 mm
P3: Structural reinforcement and other steel constructions with concrete cover close to 0
P7: Holes from chloride tests
P8: Holes from concrete cores.

Problems/damages that cover a large area (surface problem)

F1: Surface with reinforcement in stage 1 (Reinforcement is in a passive condition)
F2: Surface with reinforcement in stage 2 (Corrosion only on fixing bars)
F3: Surface with reinforcement in stages 3 and 4 (Corrosion on structural reinforcement).

Chloride ingress

The chloride analyses carried out on Gimsøystraumen bridge showed that the chloride ingress is determined by the following factors:

1. Height above sea level. There is a high chloride content (> 1,0 % of cement weight) up to 15 m above sea level.
2. Windward/leeward effect. The chloride ingress is approximately twice as high on the leeward surfaces compared with the windward surfaces. In this case, leeward surfaces are not only defined as surfaces sheltered from wind but also from precipitation, i.e. bottom flange and northern wall of box-girder and eastern and northern side of columns.
3. Size and shape of exposed surfaces. The chloride ingress on the superstructure close to the columns are 3.5 times the mid-span value. The effect is largest close to the sea level.
4. Micro climate at the bottom of the columns. The chloride loads are lower (but still high) at the bottom of the columns.

Corrosion condition

The electrochemical potential measurements were occasionally controlled by removing the concrete and carrying out a visual evaluation of the reinforcement corrosion. Even though measurements showed that increasing negative potentials corresponded to increasing corrosion, the variations were so large that it was not possible to determine exact limits for corrosion/no corrosion.

Increasing chloride content also showed increasing corrosion, but also in this case the variations were so large that it was not possible to determine an exact limit of chloride content with respect to corrosion initiation.

These experiences show that the present methods of analysis for reinforcement corrosion are not reliable. However, when several of these methods (visual inspection, measurement of concrete cover, chloride measurements, electrochemical measurements, removal of concrete for visual inspection of reinforcement) are used at the same time and the results are pointing in the same direction, the uncertainty will be reduced. In most cases these methods will then be accurate enough to decide if maintenance is needed or not.

Recommendations

Recommendations are given on how to carry out an inspection and an assessment of the condition of coastal bridges. This includes the specification of necessary basic documents, establishing a system for localisation of damages, equipment for carrying out the inspection, and how the inspection should be planned, carried out and interpreted.

Questions that have not been answered

The following list shows which problems concerning reinforcement corrosion that have still not been answered:

- Critical chloride content with respect to reinforcement corrosion
- Variation of corrosion along reinforcement bars
- How to detect pitting corrosion
- Corrosion in cracks
- The reason for reduced chloride content in the lower part of the columns.

Innhold

1. Innledning **1**

2. Beskrivelse av brua **3**
2.1 Generelt 3
2.2 Brutype 3
2.3 Beregningsgrunnlag - statisk system 4
2.4 Geometri 5
2.5 Overbygning 5
2.6 Underbygning 7
2.7 Materialkvaliteter 9
2.7.1 Betong 9
2.7.2 Armering og overdekning. 9
2.8 Utførelse 10
2.8.1 Overbygning 10
2.8.2 Underbygning 10
2.8.3 Forskaling 10
2.8.4 Betong 10
2.9 Utstyr, slitelag og høgspentkabler 12
2.9.1 Rekkverk 12
2.9.2 Fuger 12
2.9.3 Lager 12
2.9.4 Slitelag 12
2.9.5 Høgspentkabler 13

3. Levetidsbetraktninger, nedbrytning, armeringskorrosjon **14**
3.1 Levetidsmodell for armeringskorrosjon 14
3.2 Levetidsbetraktninger for armert betong 16
3.3 Levetidsbetraktninger - tiltak for å forhindre armeringskorrosjon 17
3.4 Korrosjonsgrad 22

4. Klimabeskrivelse **23**
4.1 Generelt 23
4.2 Værdata 23
4.2.1 Temperatur 23
4.2.2 Vindstyrke 24
4.2.3 Vindretning 25
4.2.4 Relativ fuktighet 25
4.2.5 Soltimer 26
4.2.6 Nedbør 26
4.3 Saltinnhold i sjøvannet 26

5. Inspeksjoner utført på Gimsøystraumen bru 33
5.1 Generelt 33
5.1.1 Utførte inspeksjoner 33
5.1.2 Lokaliseringssystem 33
5.2 Hovedinspeksjon 1991 35
5.2.1 Generelt 35
5.2.2 Visuell kontroll 35
5.2.3 Overdekningsmålinger 38
5.2.4 Måling av kloridinnhold 38
5.2.5 EKP-målinger 41
5.2.6 Opphugninger 42
5.3 Spesialinspeksjon 1992 44
5.3.1 Generelt 44
5.3.2 Visuell kontroll 44
5.3.3 Lokalisering av materialundersøkelsene 44
5.3.4 Overdekningsmålinger 46
5.3.5 Kloridmålinger 53
5.3.6 EKP-målinger 73
5.3.7 Opphugninger 85
5.4 Undersøkelser i forbindelse med Kystbruprosjektet 93
5.4.1 Generelt 93
5.4.2 Trykkfasthet 94
5.4.3 Kapillær absorpsjon 95
5.4.4 PF-måling 95
5.4.5 Vanninntrengning 95
5.4.6 Sementinnhold 95
5.4.7 Tynnslip/planslip 97
5.4.8 Kloridinnhold 97
5.5 Forhåndskartlegging prøvereparasjon 1993 98
5.5.1 Generelt 98
5.5.2 Visuell kontroll 98
5.5.3 Registrering av armeringsmønster 100
5.5.4 Potensial- og motstandsmålinger 101
5.5.5 Måling av kloridinnhold 103
5.5.6 Måling av karbonatiseringsdybde 103
5.5.7 Opphugninger 104
5.5.8 Utboring og analyse av kjerneprøver 105
5.6 Forhåndskartlegging prøvereparasjon 1994 108
5.6.1 Generelt 108
5.6.2 Visuelle kontroller 108
5.6.3 Armeringslokalisering m/opphugning 110
5.6.4 Måling av karbonatiseringsdybde 111
5.6.5 Måling av kloridinnhold 111
5.6.6 Korrosjonsundersøkelse (EKP) 113

5.6.7 Korrosjonsundersøkelse (LPR) 113
5.6.8 Andre undersøkelser 114
5.7 Forhåndskartlegging prøvereparasjon 1995 118
5.7.1 Generelt 118
5.7.2 Visuell kontroll 118
5.7.3 Materialundersøkelser 124
5.7.4 Kontroll av korrosjon i riss 125
5.7.5 Måling av bevegelser i riss 126
5.8 Inspeksjoner generert av prøvereparasjonene 131
5.8.1 Fuktinnhold i betongen 131
5.8.2 Vanndampdiffusjonsmotstand 133
5.8.3 Elektrisk motstand i betong 133
5.9 Hovedinspeksjon under vann 136

6. Diskusjon og vurdering av inspeksjonsresultatene 137
6.1 Generelt 137
6.2 Initiell kvalitet av brua 137
6.2.1 Valg av brutype 137
6.2.2 Konstruksjonspraksis 138
6.2.3 Utførelse 138
6.2.4 Oppnådd kvalitet 139
6.3 Vurdering av klimapåkjenning 141
6.4 Konstruksjonens respons 142
6.4.1 Faktorer som bestemmer kloridbelastning 142
6.4.2 Korrosjonstilstand 144
6.4.3 Bestemmelse av flateskader 157
6.5 Kritisk kloridnivå med hensyn på korrosjon 171
6.6 Skadeutvikling 173
6.6.1 Generelt 173
6.6.2 Kloridinnhold 174
6.6.3 EKP-verdier 174
6.7 Registrerte skaders betydning for bruas bæreevne 181
6.7.1 Statiske beregninger 181
6.7.2 Overbygningen 181
6.7.3 Restkapasitet søyle akse 4 183
6.8 Nødvendig overdekning med bakgrunn i registrert kloridbelastning 184

7. Problemdefinisjoner basert på tilstandsvurdering 186
7.1 Generelt 186
7.2 Overordnede hensyn uavhengig av inndelingen av problemdefinisjonene 187
7.3 Problemdefinisjoner, hovedinndeling 187
7.3.1 P1: Lokale svakheter som utmeisles 188
7.3.2 P2: Riss > 0,2 mm 190
7.3.3 P3: Konstruktiv armering med overdekning nær 0 192
7.3.4 P7: Hull etter kloridprøver 193
7.3.5 P8: Hull etter kjerneprøver 194

7.3.6 F1: Flater med armering i fase 1 195
7.3.7 F2: Flater med armering i fase 2 198
7.3.8 F3: Flater med armering i fase 3 og 4 199
7.4 Bruk av problemdefinisjonene 200

8. Vedlikeholdsstrategier inklusiv statiske vurderinger 201
8.1 Generelt 201
8.2 Vedlikeholdsmetoder prøvereparasjon 1994 203
8.3 Vedlikeholdsmetoder prøvereparasjon 1995 206

9. Erfaringer om klima-påkjenning og tilstandsvurdering på ei stor kystbru 211
9.1 Klimapåkjenning 211
9.2 Eksponering for klorider 211
9.3 Materialundersøkelsenes pålitelighet 212
9.4 Sammenheng mellom undersøkelses-resultater 214
9.5 Mulighet for videre analysering av resultater 215

10. Oppsummering og anbefalinger 217
10.1 Data fra byggetiden 217
10.2 Lokaliseringssystem 217
10.3 Tilkomst på brua 218
10.4 Planlegging og gjennomføring av inspeksjoner 219
10.5 Kombinasjon av resultater fra materialundersøkelser 220
10.6 Inspeksjon - reparasjon 221
10.7 Tilstandsovervåkning 221

11. Uavklarte forhold 222

12. Referanser 223

13. Terminologi 227
13.1 Definisjoner for forvaltning, drift og vedlikehold av bruer 227
13.2 Definisjoner ved fornyelse av bruer 228
13.3 Andre begreper som benyttes 229

1. Innledning

For ikke så veldig mange år siden sto betong fortsatt i en særstilling blant byggematerialene i ingeniørers bevissthet. Mens treverk råtnet og stål rustet, hadde armert betong ord på seg for å være et vedlikeholdsfritt og nærmest evigvarende materiale. Dersom det oppsto skader av noen art ble dette, nesten uansett, tilskrevet ukyndig eller slurvete utførelse. Betongbransjen var derfor også ensidig byggeorientert. Byggherren så det slik at når byggingen og utførelsen var i samsvar med gjeldende standard, var byggverket «ferdig» i all overskuelig framtid uten at det ville oppstå behov for vedlikehold. Dersom det oppsto skader på byggverket, så en det slik at skadene skyldtes «dårlig betong», dvs. kvalitet under det standarden forutsatte. Hvis en reparerte skaden på en fagmessig måte, dvs. erstattet den «dårlige betongen» med «god betong», ville en ha et vedlikeholdsfritt og nærmest evigvarende byggverk. Reparasjoner ble altså ansett som engangsforeteelser, slik som byggingen.

I dag har både betongbransjen og byggherrene erkjent at «tidens tann» også virker på betong, og at betong brytes ned i større eller mindre grad. Det er også en større erkjennelse av at klimapåvirkningene varierer både i art og styrke avhengig av konstruksjonens beliggenhet og utforming, og at det er sammenheng mellom klima-påvirkning og skadetype.

Dreiningen i holdning til konstruksjoner i armert betong, fra å være vedlikeholdsfrie og til å være konstruksjoner hvor det er behov for vedlikehold, med de konsekvensene det har både for bygging og forvaltning av byggverk, er neppe fullført ennå. Omstillingen er av mental karakter og tar derfor sin tid.

Fortsatt omtales ofte skader på betongbruer generelt som «betongskader». I virkeligheten har selve betongmaterialet i bruer som oftest tålt klimapåkjenningene meget godt. Vi har riktignok forekomst av betongskader som f.eks. frostforvitring, alkalireaksjoner og utluting, men omfanget av slike skader over vann har hittil vært på et så beskjedent nivå at det har hatt liten økonomisk betydning. Den skadetypen som har vist seg å være både den hyppigste og alvorligste på bru- og kaikonstruksjoner er kloridinitiert armeringskorrosjon. Denne skadetypen er til gjengjeld av så betydelig omfang at den vil medføre kostnader på flere 100 millioner kroner for kystfylkene i årene som kommer.

Fortsatt finner en ofte beskrivelser av armeringskorrosjonsskader som omtaler oppsprekking av betongen og avskalling av overdekningen som det «farlige». Implisitt antyder dette at hvis en tetter rissene og erstatter den avsprengte overdekningen med en ny mørtel, så er betongen «god». Byggematerialet til bruer er ikke betong, men *armert betong*. De to materialene betong og armeringsstål er avhengig av hverandre, og konstruksjonen vil ikke kunne fungere sikkert uten at begge materialenes tilstand og samvirket mellom dem er i orden.

Den betongegenskapen som har vært sterkt feilvurdert er betongens evne til å beskytte armeringen mot å korrodere. Dette innebærer at inspeksjoner må konsentreres mer om armeringens tilstand enn betongens. Undersøkelser av selve betongen har hensikt i den grad resultatene kan si noe om armeringens beskyttelse mot å korrodere.

Den tilstanden en kan fastslå for armering og betong ved et visst tidspunkt er resultatet av ytre påvirkninger og konstruksjonens motstandsevne i tiden som har gått. Denne tilstandsvurderingen kan en i prinsippet benytte både til å beslutte vedlikeholdstiltak, og til å prognosere en videre tilstandsutvikling. Vedlikehold har til hensikt å endre enten tilstanden eller tilstandsutviklingen, gjerne begge deler. Verifikasjon av effekten av gjennomførte vedlikeholdstiltak må inngå som en del av de fremtidige inspeksjonene.

Såvel inspeksjoner som vedlikeholdstiltak er ledd i å sikre konstruksjoner en økonomisk optimal levetid. Jo flere tidspunkter en kjenner tilstanden på, desto sikrere kan den videre tilstandsutviklingen prognoseres og desto sikrere kan en fastslå effekten av vedlikeholdstiltak. Inspeksjoner gir derfor verdifulle opplysninger, ikke bare når opplysningene er ferske, men også senere i konstruksjonens levetid. For å sikre at inspeksjonsdata er maksimalt anvendbare i framtiden, er det derfor av stor betydning at materialundersøkelser og eksakt posisjon av de punktene og/eller områdene hvor disse er utført blir nøye beskrevet. Det må også utføres en kvalitetssikring av inspeksjonsdataene.

Statens vegvesen har et stort antall bruer i ytre værharde strøk, og et enda større antall bruer i kystklima som ikke er fullt så aggressivt. Kunnskap om tilstand og nedbrytning er av største betydning for vedlikeholdet av alle disse bruene. OFU-prosjektet har ikke vært et ordinært vedlikeholdsprosjekt, men et prosjekt hvor en har tilstrebet å fremskaffe en grundigere dokumentasjon av nedbrytingsprosessen for kystbruer, og av effekten til ulike vedlikeholdsmetoder. Gimsøystraumen bru ble valgt ut til objekt for prosjektet fordi den ble vurdert å være representativ for de nedbrytningsforhold en står overfor ved kystbruer. Den dokumentasjon av tilstand og klimapåkjenning som er gitt i denne rapporten er langt mer omfattende enn det som er vanlig for andre bruer som repareres. Hensikten med en så omfattende dokumentasjon er å påvise sammenhenger som kan være gyldige for flere bruer enn Gimsøystraumen bru.

Filosofien omkring armerte betongkonstruksjoners livsløp og om hvilke hensikter som skal ivaretas ved inspeksjoner og vedlikehold, har endret seg i løpet av den perioden FOU-prosjektet OFU Gimsøystraumen bru har pågått, i stor grad som følge av OFU-prosjektet. De tanker en har om inspeksjoner ved avslutningen av prosjektet er ikke de samme som en hadde ved planlegging og forberedelse av inspeksjonene. Dette gjelder flere forhold, bl.a. både nøyaktighet i registreringen av hvor undersøkelser er foretatt og synet på nytteverdi/troverdighet av forskjellige typer instrumentert overvåkning. Rapportene med dokumentasjon av hva som er utført i prosjektet bør leses med disse fakta i minnet. De erfaringene en har høstet i løpet av prosjektet er derfor også forsøkt beskrevet spesifikt og tydelig.

Beskrivelse av brua

2.1 Generelt

Gimsøystraumen bru, bru nr. 1837, ligger på riksveg 19 i Nordland fylke og forbinder Austvågøya med Gimsøya. Brustedet ligger ved Kleppstad 24 km vest for Svolvær i Lofoten. Brua går mellom Kleppstad på Austvågøya og Barstrand på Gimsøya.

Gimsøystraumen bru ble prosjektert av Dr.ing. Aas-Jakobsen. Den ble bygget av Ing. Thor Furuholmen AS i perioden 1979 til 1981. Brua ble åpnet for trafikk 15. november 1981.

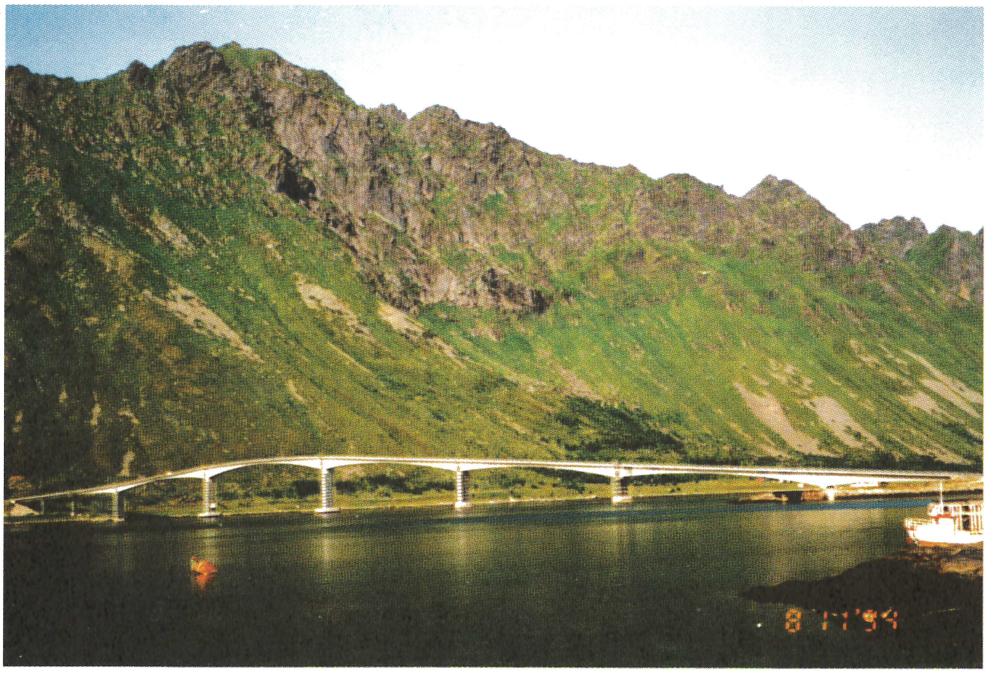


Foto 2.1-1: Oversikt.

2.2 Brutype

Bruoverbygningen har i alt 9 spenn hvorav de første 7 spennene er ei betongkasse med variabel høyde og de siste 2 spennene ei betongkasse med konstant høyde. Betongkassen er utført i etterspent betong.

2.3 Beregningsgrunnlag - statisk system

Brua er dimensjonert etter «Preliminære internordiske lastforskrifter av 1971».

Brua har bevegelsesfuger ved landkar i akse 1, akse 3 + 63 m, akse 6 + 74 m og ved landkar i akse 10. Mellom disse fugene er overbygningen kontinuerlig. Overbygningen er støpt monolittisk med søylene som er fast innspent i fundamentene. Overbygningen er fritt opplagt på landkarene i akse 1 og 10.

Fundamentene i aksene 2 - 6 er dimensjonert for skipspåkjørsel.

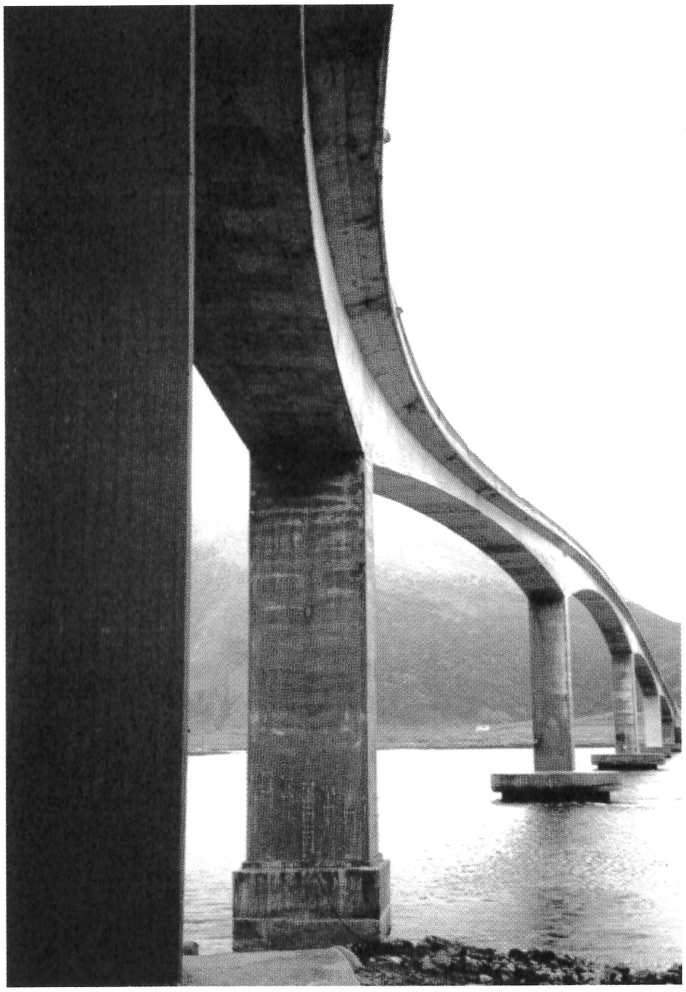


Foto 2.3-1: Brua sett fra vest.

2.4 Geometri

Gimsøystraumen bru har en samlet lengde på 839,5 m. Regnet fra akse 1 er spennviddene 65 m, 126 m, 126 m, 137,5 m, 148 m, 130 m, 52 m, 30 m og 25 m.

I horisontalplanet er brua rettlinjet fra akse 1 til 35 m forbi akse 6. Videre ligger brua i en overgangskurve fram til akse 8 og deretter i en sirkelkurve med radius 200 m. Brua har tosidig tverrfall på 2,0 % på rettlinjen og ensidig tverrfall på 7,0 % i kurven.

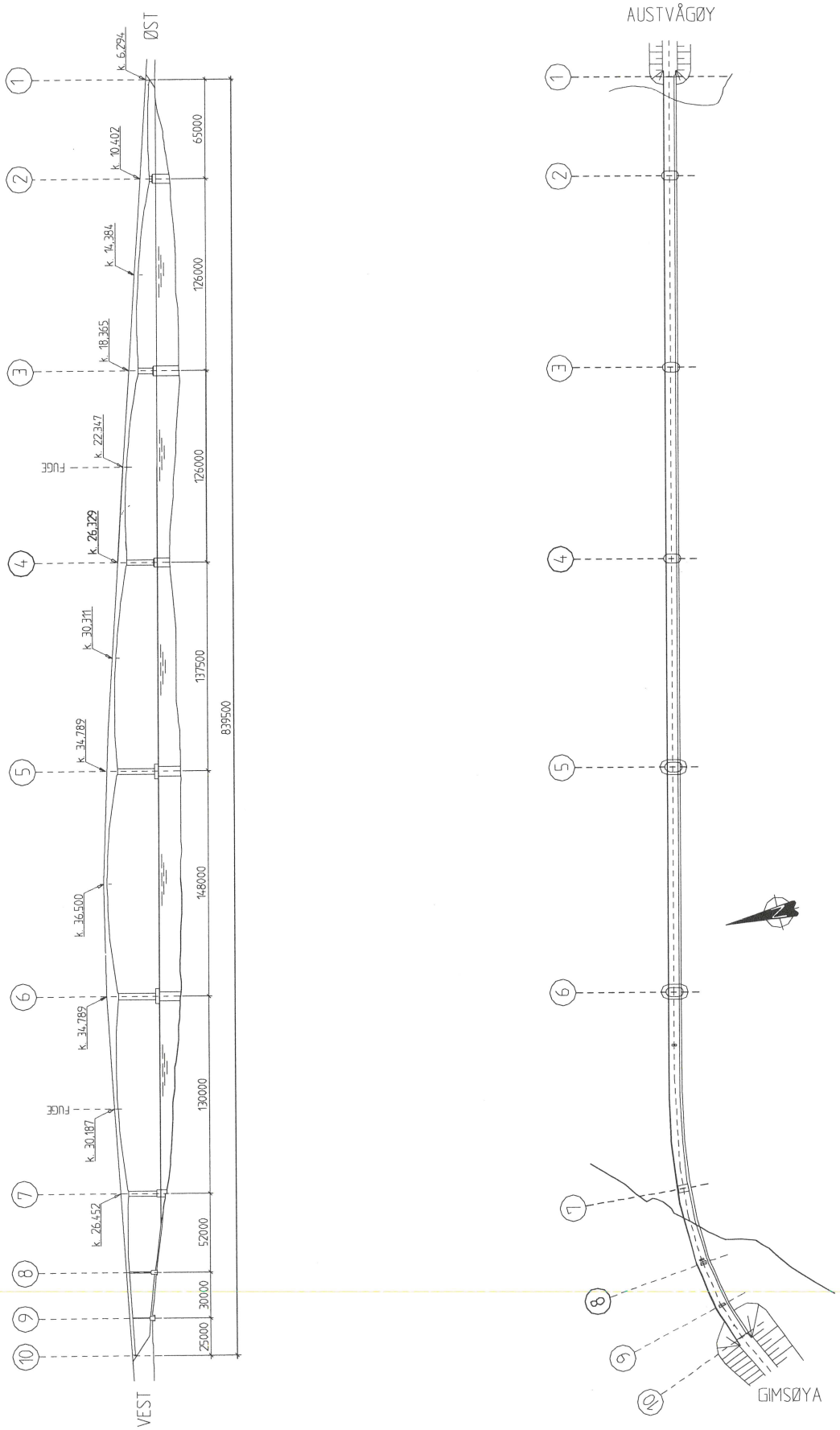
I vertikalplanet har brua en jevn stigning på 6,32 % fra landkar i akse 1 og fram til 33 m før akse 5. Mellom akse 5 -33 m og akse 6 + 33 m har brua en vertikalradius på 1600 m og deretter et jevnt fall på 6,67 % fram til landkar i akse 10. Det vises for øvrig til figur 2.5-1.

Brua har en total bredde på 8,70 m og en føringsavstand på 6,75 m. Kjørebanen har breddeutvidelse i kurven. På sydsiden er det fortau med bredde 1,55 m, se figur 2.5-2.

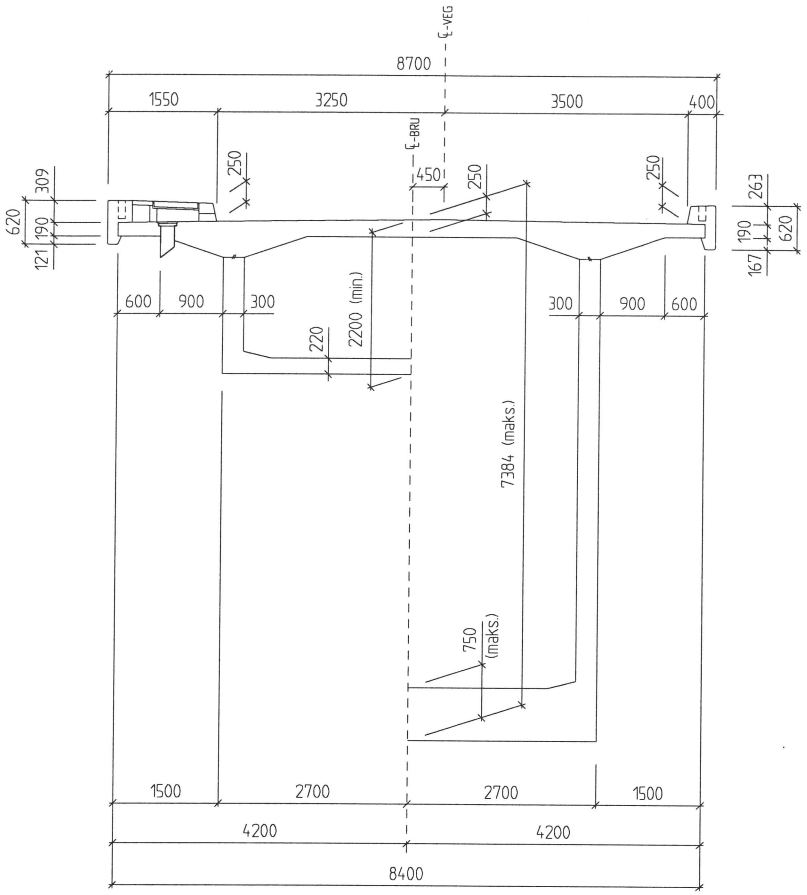
2.5 Overbygning

I de første 7 spennene fra akse 1 varierer kassehøyden fra 2,20 m til 7,38 m, målt i senterlinje bru. I de siste to spennene er kassehøyden konstant og lik 2,0 m.
Kassen har konstant bredde i bunnen på 5,40 m i hele bruas lengde, se figur 2.5-2.

Hele bruoverbygningen er utført i etterspent betong. Alle kablene er av typen BBRV type 656 St. 160/180. Over søylene i hovedspennene varierer antall kabler mellom 50 og 54 stk. og i feltene mellom 14 og 20 stk. Kabelkraften ved forankringene etter låsing er de fleste stedene 1990 kN. I sidespennet er det i hvert steg 4 kabler.



Figur 2.5-1: Oppriss og grunnriss.



Figur 2.5-2: Tverrsnitt.

2.6 Underbygning

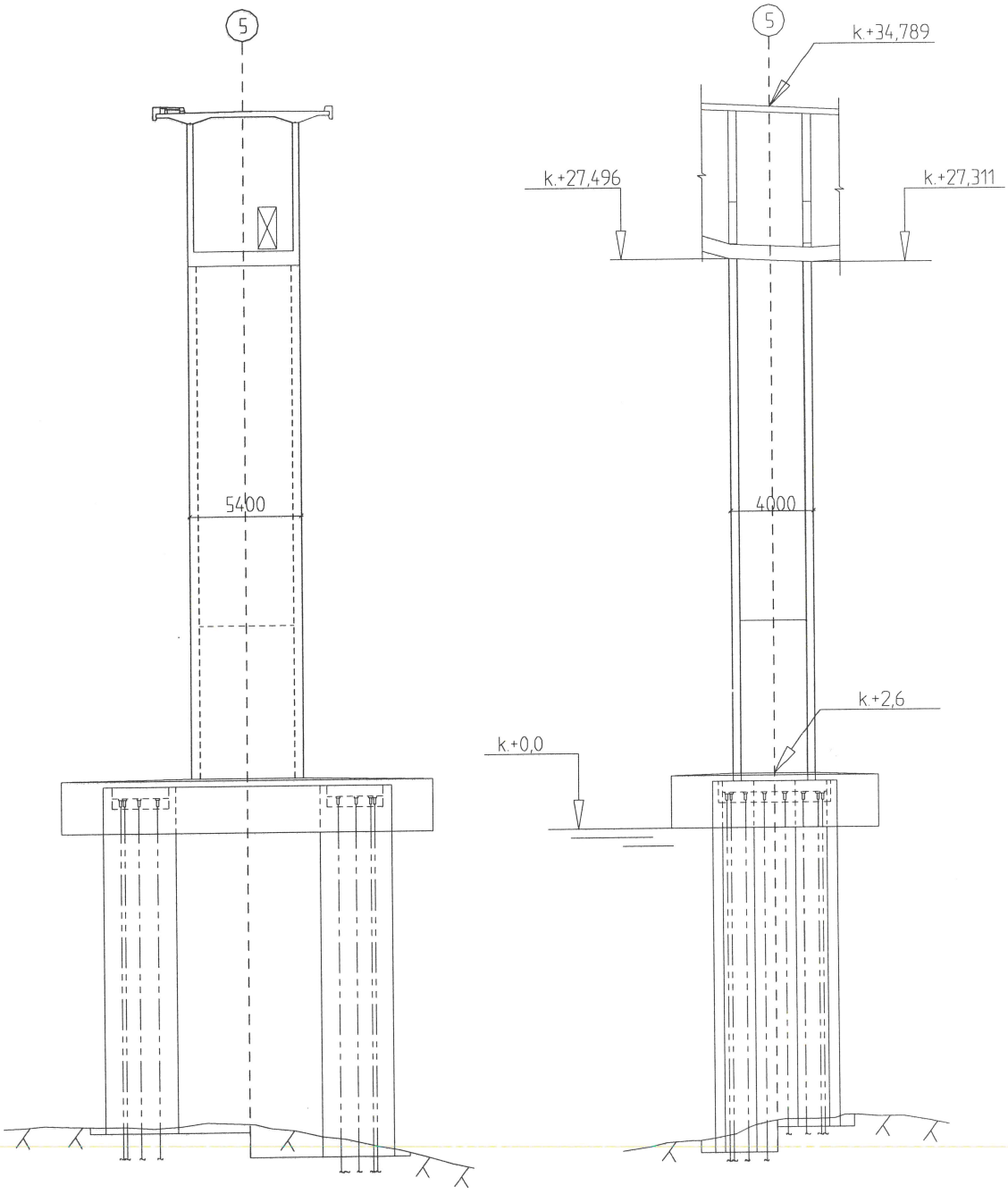
Både landkarene og pilarene er fundamentert på fjell. Fundament 2 - 6 er ovale 12-kantede, fundament 7 - 9 er firkantet. Dimensjonene på fundamentene er som følger:

akse 2 - 4	b/l = 6,00/11,00 m
akse 5 - 6	b/l = 6,10/14,00 m
akse 7	b/l = 4,50/ 6,40 m
akse 8	b/l = 2,50/ 5,30 m
akse 9	b/l = 2,00/ 4,00 m

Fundamentene er av massiv slakkarmert betong. I akse 2 - 6, som er dimensjonert for skipspåkjørsel, er fundamentene oppspent med spennkabler som er forankret i fjell. Kablene er ført minimum 15 m ned i fast fjell, det vises til figur 2.6-1. Det er benyttet spennkabler av type BBRV RF_1 x 672. Oppspenningskraft pr kabel er 2450 kN. I aksene 5 og 6 har fundamentene en tverrsnittsutvidelse (fenderkrage) i topp. Denne er oval med ytre mål 10 m x 18 m.

Søylene i akse 3 - 7, er hule og utført i slakkarmert betong. I aksene 3, 4 og 7 er søyledimensjonene 3,5 m x 5,4 m og i aksene 5 og 6 er dimensjonene 4,0 m x 5,4 m. Veggtykkelsen er 0,40 m.

I akse 2, 8 og 9 er søylene massive. Søyledimensjonen i akse 2 er 3,5 m x 5,4 m og i aksene 8 og 9: 0,5 m x 3,0 m.



Figur 2.6-1: Pilar i akse 5.

2.7 Materialkvaliteter

2.7.1 Betong

Det var forutsatt brukt Standard Portlandsement, men det var gitt anledning til å benytte Rapidsement.

Prosjektert tilsiktet betongkvalitet er C40 for hele overbygningen, mens det ble brukt C30 for kantbjelke og kantstein. I landkar og søyler ble det forutsatt brukt betongkvalitet C35. Til utstøping innvendig i søylene (ballast) var det krav om C15. Det er stilt krav til maksimalt sementinnhold på 400 kg/m³. Eventuelle krav til minimum sementmengde fremgår ikke av tilgjengelig materiale.

Det fremgår ikke om det ble stilt krav til maksimum v/c forhold. Dette var ikke vanlig den gangen brua ble bygd. Det ble imidlertid stilt krav til betongens konsistens. Denne varierte fra konstruksjonsdel til konstruksjonsdel. Krav til konsistens var som følger:

Søyler, landkar	100 mm	± 10 mm
Overbygning, bruplate	60 mm	± 10 mm
Overbygning, for øvrig	80 mm	± 10 mm.

Minimum luftporevolum var satt til 4 %.

2.7.2 Armering og overdekning.

Det er benyttet kamstål kvalitet Ks 50, Ks 40 og Ks 40S i overbygningen. Ks 50 er benyttet til lengdearmering og Ks 40 S er benyttet til bøyler. Beskrevet armerings-overdekning var:

Fundamenter under vann	:	70 mm
Fundamenter på land	:	50 mm
Landkar mot fjell	:	50 mm
Landkar for øvrig	:	25 mm
Søyler	:	50 mm
Overbygning	:	30 mm.

I beskrivelsen ble det forlangt at armeringsoverdekningen skulle sikres ved bruk av underlagsklosser av betong eller eventuelt andre armeringsstoler godkjent av byggherren. I overbygningen ble det tillatt at statisk virkende armering ble lagt mot et Ø10 mm monteringsjern. Monteringsjernet skulle ligge med minimum 20 mm overdekning.

2.8 Utførelse

2.8.1 Overbygning

Brua er i hovedspennene bygget som dobbeltsidig fritt frembygg fra henholdsvis søylene i akse 2, 3, 4, 5, 6 og 7, og den er støpt kontinuerlig sammen midt i spennene unntatt ved bevegelsesfugene. Mellom aksene 8 og 10 er overbygningen støpt på fast stillas.

2.8.2 Underbygning

Fundamentene som står i vann er utført ved undervannsstøp fra sjøbunn til ca middelvannstanden (kote 0). Etter forutgående avslamming er fundamentene støpt opp til full høyde på kote +2,50 .

Ifølge byggerapport nr. 3 for siste halvår 1980 ble det vedtatt å støpe ei kappe på fundament 5 og 6 grunnet dårlig støp, slamutskilling og støpesår.

2.8.3 Forskaling

Søylene i akse 4, 5, 6 og 7 er glideforskalet. Alle glideforskalte flater er filset.
Søylene i akse 3, 8 og 9 er tradisjonelt forskalet med 100 mm brede bord. Søyle i akse 2 er utført med glatt forskaling av finer. Utvendige hjørner er avfaset med 50 mm trekantlist, innvendige hjørner er avfaset 200 mm.

Det meste av overbygningen er utført med glatt forskaling bestående av finerplater. Dekkeutkragingene er forskalet med 100 mm brede bord.

Kassens hjørner er avfaset med 1" trekantlekter. Med unntak av kantdragerens utforming er det ikke laget dryppneser noen steder på brua.

2.8.4 Betong

Tilslagsmaterialet pukk/singel kom fra Godfjord på Hinnøy, sanden fra Skjomen i Narvik kommune. Dette betyr at det er benyttet sjøgrabbet sand. Det var stilt krav til D_{100} = 38 mm.

Det var en del variasjoner av siktekurvene for begge tilslagene fra forsendelse til forsendelse.

Det ble benyttet luftinnførende og plastiserende/vannreduserende tilsetningsstoffer. I fundamentene ble det benyttet Betokem LP(K) og LP(L). For øvrig ble det benyttet Rescon L (0,15 - 0,3 l/m³) og Rescon P (2,5 l/m³). Ved dekkestøp ble det benyttet Rescon HP.

Med bakgrunn i byggerapportene ser en at blandereseptene som ble benyttet varierte noe, men de var i hovedsak som følger:

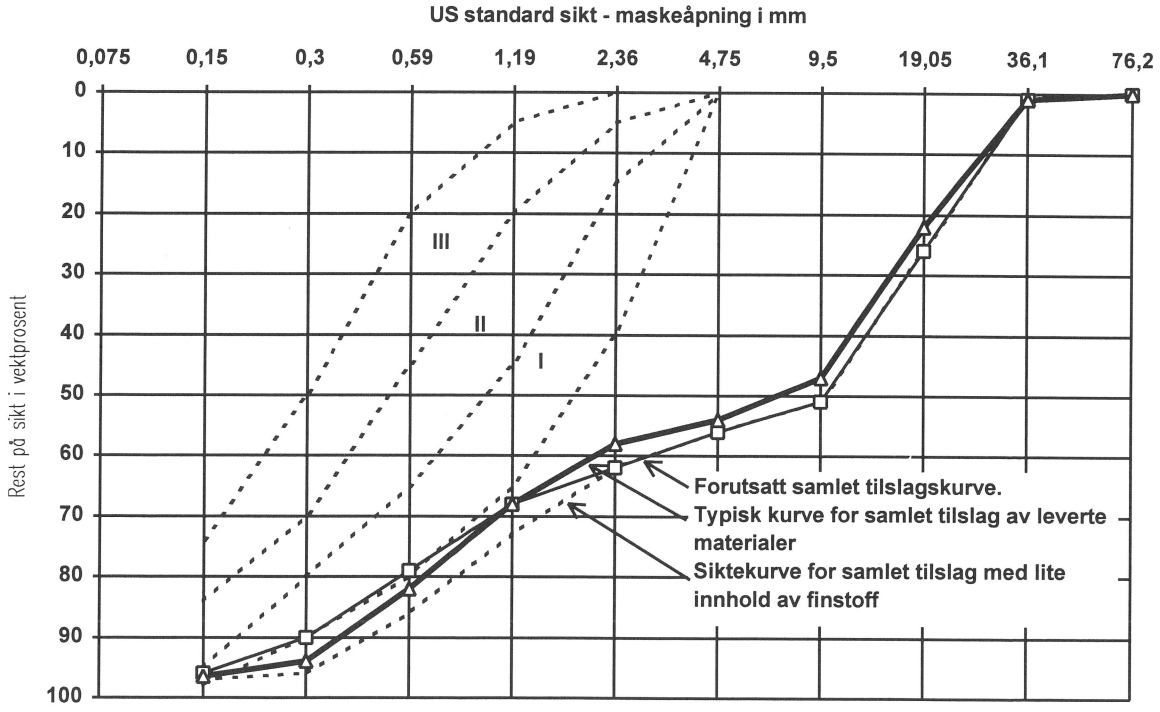
For støping av søyler:

Sand	950 - 1000	kg
Pukk	900 - 950	kg
Sement	370 - 375	kg
Tilsetningsstoffer:	2,5 l LP og 0,3 l L.	

For søylene varierte luftinnhold i prøvene mellom 3,2 % og 6,6 %, og var gjennomsnittlig 4,2 %. Romvekten varierte mellom 2,36 og 2,41, og var gjennomsnittlig 2,38.

For overbygning:

Sand	950 - 960	kg
Pukk	900 - 960	kg
Sement	355 - 385	kg
Tilsetningsstoffer:	2,5 l P og 0,3 l L.	



Figur 2.8-1: Siktekurve for samlet tilslag.

For overbygningen varierte porevolumet mellom 3,3 % og 6,5 %, og konsistensen varierte mellom 50 mm og 120 mm synk. Romvekten på denne blanderesepten varierte mellom 2,37 og 2,44.

I første del av byggefasen var det problemer med å oppnå tilsiktet porevolum på 4,0 %. Disse problemene ble forklart med at sandens innhold av filler og materialer mindre enn 0,3 var for lavt. Siktekurvene for samlet tilslag er vist på figur 2.8-1.

Som tidligere angitt var det forutsatt C35 i søylene. Trykkprøvene viste en gjennomsnittlig fasthet på 42,0 MPa med variasjon fra 34,6 til 53,0 MPa. Kravet til fasthet må derfor sies å være tilfredsstilt.

For overbygningen var det problemer med å oppnå kravet på C40. Gjennomsnittlig fasthet var riktignok 43,2 MPa, men det var variasjoner fra 36,5 til 54,0 MPa for overbygningen i området fra akse 1 til midt mellom aksene 4 og 5.

2.9 Utstyr, slitelag og høgspentkabler

2.9.1 Rekkverk

Brua har stålrekkverk og rekkverkstolpene er innstøpt i kantbjelken.

2.9.2 Fuger

Brua ble bygd med fuger av typen Delastiflex DL, men disse er senere skiftet ut med Cipec-fuger.

2.9.3 Lager

Lagrene er av type Lastoflon block glidelager, hvorav ett er ensidig bevegelig og tre er allsidig bevegelig type KG. Lagrene ved landkarene er av type Lastofon block glidelager, hvorav ett er ensidig bevegelig og ett er allsidig bevegelig type KG.

2.9.4 Slitelag

I kjørebanene er brudekket påført en min. 50 mm tykk vakuumbehandlet betongpåstøp som slitelag.

2.9.5 Høgspentkabler

Det ligger 3 høgspentkabler på gulvet inne i brukassen. Kablene forsyner hele Lofoten vest for brua med elektrisk kraft. Typisk leveranse gjennom kablene i sommerhalvåret er:

Kabel nr. 1: 132 kV, 15 MW
Kabel nr. 2: 62 kV, 4A
Kabel nr. 3: 21 kV, 7 A.

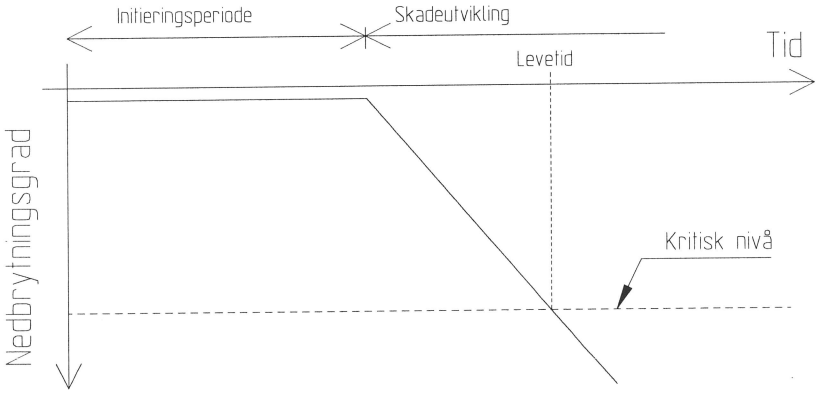
Det opplyses fra kraftselskapet at effektleveransen fra hovedkabelen kan være typisk 25 MW i vinterhalvåret.

3. Levetidsbetraktninger, nedbrytning, armeringskorrosjon

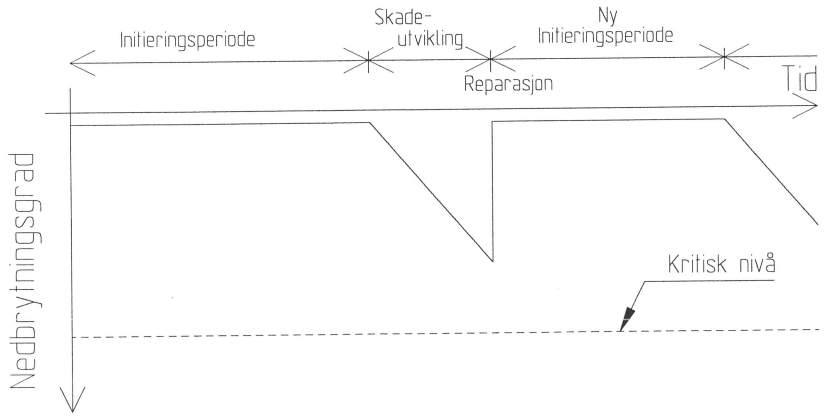
3.1 Levetidsmodell for armeringskorrosjon

Det har ofte vært benyttet en meget enkel figur for å illustrere en betongkonstruksjons nedbrytning, se figur 3.1-1 /41/. Denne figuren skal ikke oppfattes «bokstavelig», men som en illustrasjon av en betongkonstruksjons faser ved nedbrytning.

Det har videre vært ansett mer eller mindre underforstått at betongreparasjoner vil gjenetablere den opprinnelige, fullgode tilstanden slik som vist på figur 3.1-2. Å gjenetablere en fullgod tilstand ved skader på armeringen, som er hovedproblemet som behandles i dette prosjektet, er *ikke* mulig uten at konstruktive tiltak for å gjenopprette bæreevnen utføres.



Figur 3.1-1: Forenklet levetidsmodell for armeringskorrosjon /41/.

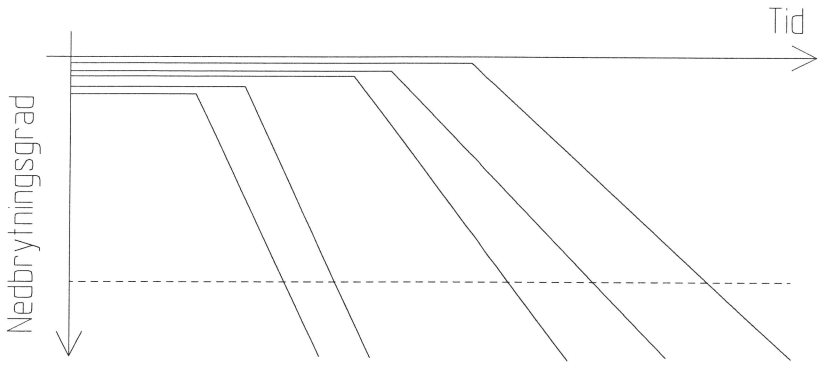


Figur 3.1-2: Forenklet og feilaktig levetidsmodell ved skader på armeringen.

Vi *vet* at for en betongkonstruksjon er det til dels betydelige variasjoner i:

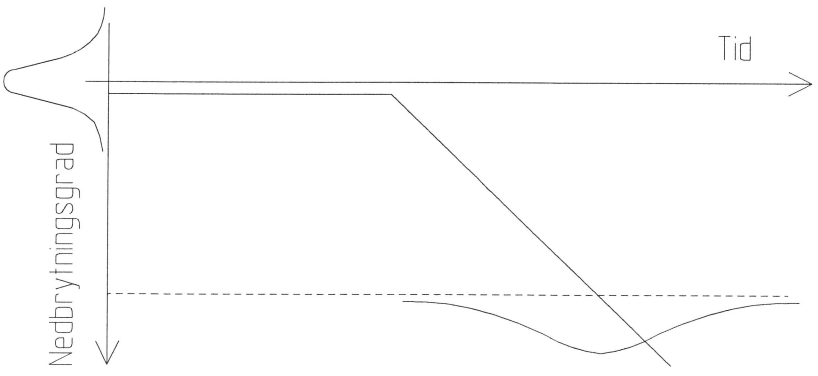
1. Betongens initialkvalitet
2. Klimabelastning
3. Konstruksjonens motstand mot klimabelastningen.

Ulike deler av konstruksjonen, også små arealer med liten innbyrdes avstand, vil derfor kunne ha svært ulik initieringsperiode og skadeutviklingshastighet, se figur 3.1-3.



Figur 3.1-3: Riktigere levetidsmodell.

Den «filosofiske betraktningen for betongnedbrytning» skal derfor baseres på en statistisk tankegang. Såvel initialkvalitet som levetid skal betraktes som statistisk fordelte størrelser etter en Gauss kurve. Kloridinntrengningen i tidligere faser kan være høy. Det betyr at nedbrytningsforløpet i initieringsfasen ikke er rettlinjet. En statistisk levetidsmodell er vist i figur 3.1-4.



Figur 3.1-4: Statistisk levetidsmodell.

3.2 Levetidsbetraktninger for armert betong

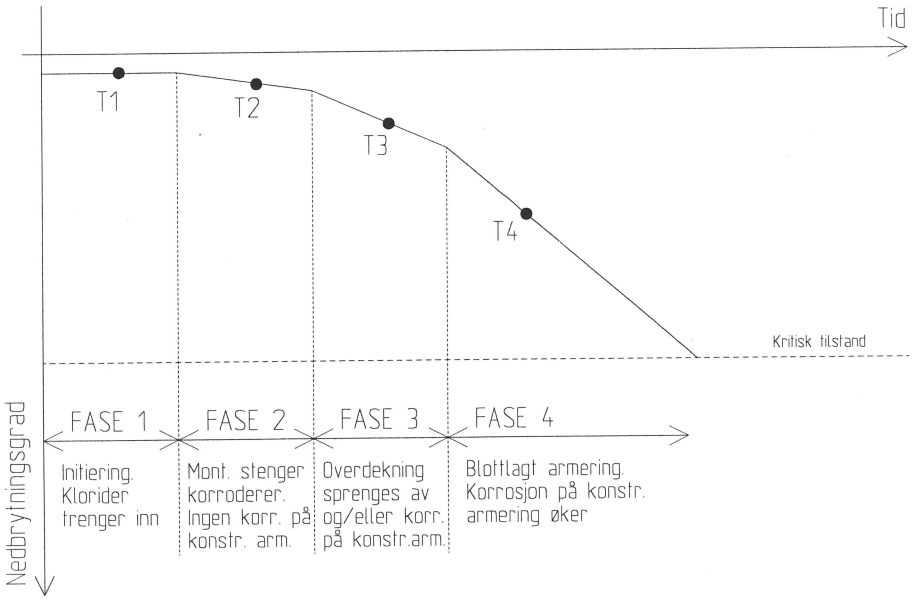
Dersom en går videre og ser på hva som skjer med en konstruksjon i virkeligheten, så er det sjelden at nedbrytningskurven er en rett linje. Spesielt når det gjelder armeringskorrosjon, vil nedbrytningshastigheten kunne være akselererende og gjennomgå forskjellige faser. Nedenfor er det definert 4 nedbrytningsfaser. Disse fasene er illustrert i figur 3.2-1.

Fase 1: Initiering. Klorider trenger inn i betongen.

Fase 2: Monteringsstenger begynner å korrodere, men det er ingen korrosjon på konstruktiv armering.

Fase 3: Overdekningen for de ytterste monteringsstengene begynner å sprenges av og/eller den konstruktive armeringen begynner å korrodere.

Fase 4: Armeringen er delvis blottlagt og korrosjonen på konstruktiv armering øker.



Figur 3.2-1: Nedbrytningsfaser for armert betong.

Ved inspeksjoner må det tilsiktes å bestemme hvilken av de fire fasene armeringen befinner seg i. Inspeksjonene tolkes både med henblikk på hvilken reparasjons- og vedlikeholdbehov som finnes, og hvilken hastighet nedbrytningen har. *Alderen* konstruksjonen har når en viss nedbrytning konstateres og endringen i tilstanden siden tidligere inspeksjoner er begge forhold som er av avgjørende for *om* og *hvilke* tiltak

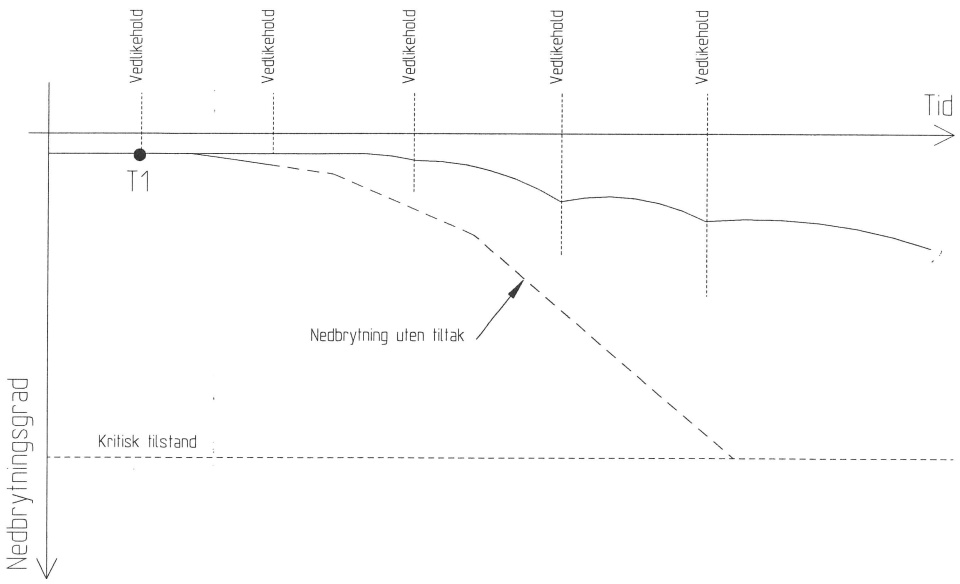
som skal utføres. Det er ingen automatikk i at reparasjon skal utføres selv om armeringen har kommet langt i nedbrytningen.

Dersom det forventes at korrosjonen på armeringen vil komme til å nå kritisk nivå før konstruksjonen har nådd den ønskede levetid, må det iverksettes tiltak for å redusere armeringskorrosjonen. Hvis derimot klimapåvirkningen er så liten at det ikke forventes at det vil oppstå armeringskorrosjon eller at armeringen ikke er statisk virksom, vil det ikke være behov for å utføre tiltak.

Tiltakene kan iverksettes så tidlig som i fase 1 (T1) eller utsettes til fase 4 (T4). Tidspunktet som velges vil kunne avhenge av hva som er mest økonomisk sett i sammenheng med ønsket levetid.

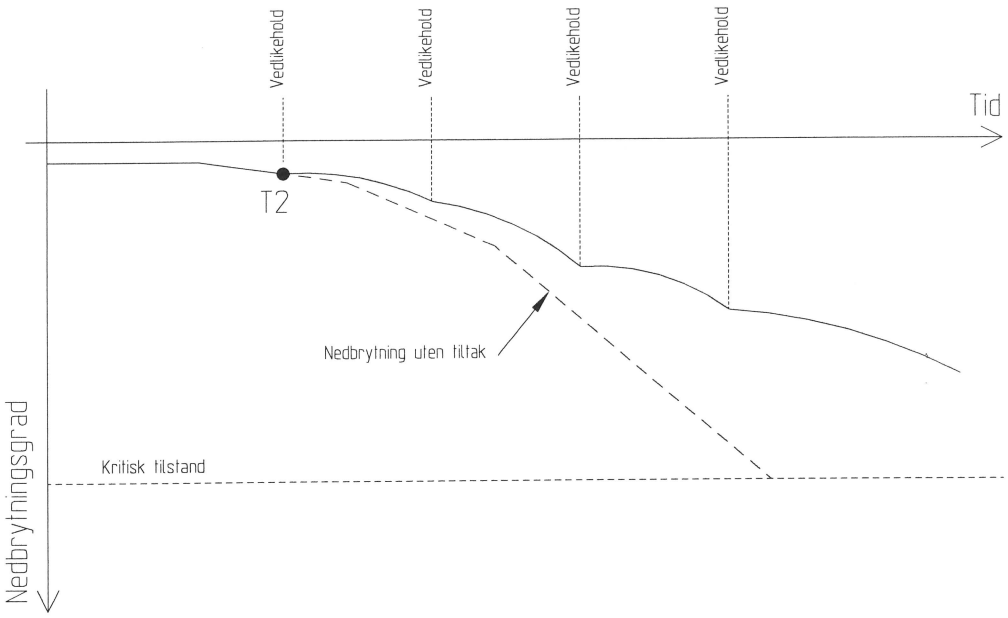
3.3 Levetidsbetraktninger - tiltak for å forhindre armeringskorrosjon

Tiltak som iverksettes i fase 1, initieringsfasen, har som primær hensikt å forlenge denne fasen ved å hindre eller bremse videre kloridinntrengning. For å opprettholde tilstanden i størst mulig grad må tiltaket gjentas med jevne mellomrom, se figur 3.3-1.



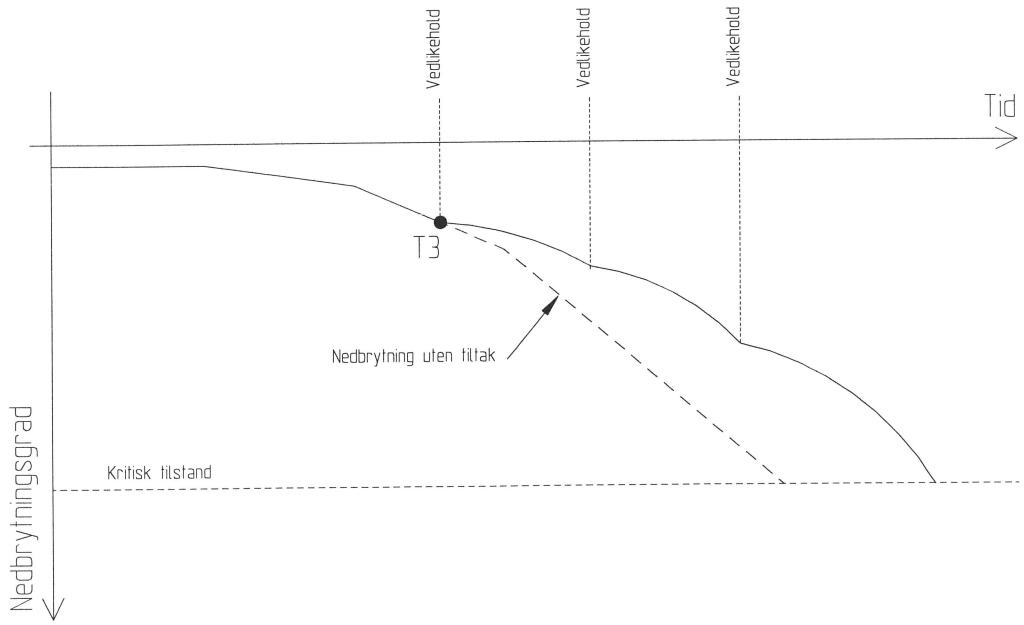
Figur 3.3-1: Antatt nedbrytning ved første tiltak i fase 1.

Dersom tiltak iverksettes i fase 2, vil hensikten med disse være å stoppe videre kloridinntrengning i størst mulig grad, for å hindre at også konstruktiv armering kommer over i korroderende tilstand. Dessuten vil hensikten være å bremse korrosjonshastigheten på monteringsstengene og/eller hindre at korrosjonsproduktene sprenger av overdekningen. Vedlikeholdstiltakene må repeteres, se figur 3.3-2.



Figur 3.3-2: Antatt nedbrytning ved første tiltak i fase 2.

Tiltak som iverksettes først i fase 3 vil ha som hensikt å stoppe videre kloridinntrengning i størst mulig grad, og redusere korrosjonshastigheten på konstruktiv armering. Indirekte vil dette redusere faren for avsprengning av overdekning og dermed redusere faren for økt korrosjon. Vedlikeholdstiltakene må repeteres, se figur 3.3-3.



Figur 3.3-3: Antatt nedbrytning ved første tiltak i fase 3.

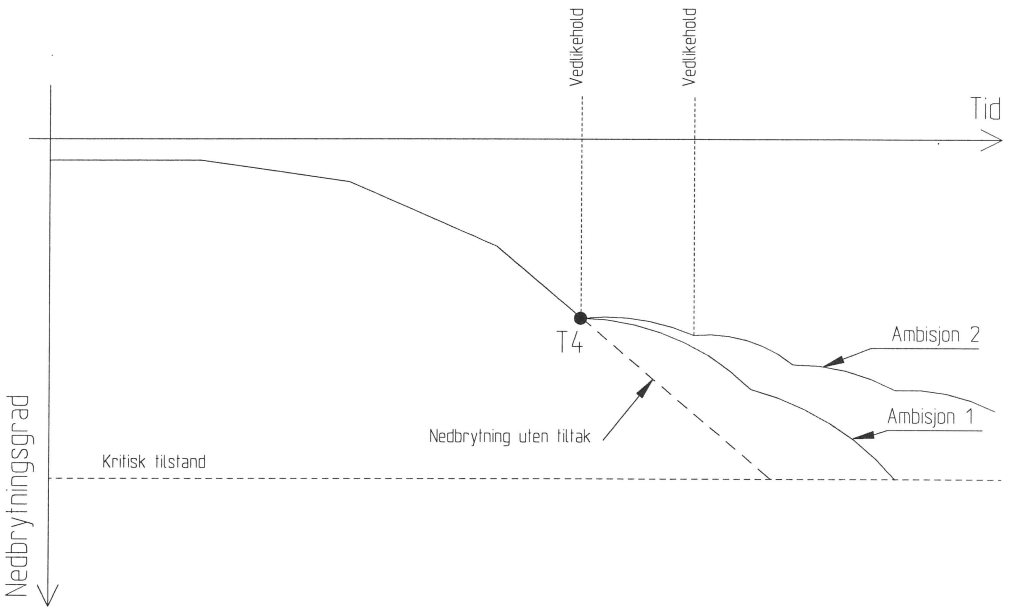
Tiltak som utføres i fase 4 vil ha som hensikt å «konservere tilstanden» og bremse korrosjonshastigheten mest mulig. Tiltakets omfang vil være avhengig av hvilke ambisjonsnivå en ønsker å legge seg på for den aktuelle konstruksjonen. For eldre

konstruksjoner kan det velges forholdsvis «enkle» tiltak dersom formålet kun er en liten økning av levetiden, se figur 3.3-4 ambisjon 1.

For nyere konstruksjoner som har kommet i fase 4 vil det i de fleste tilfeller være ønskelig med en betydelig økning av levetiden. Dette vil kreve omfattende tiltak og/eller hyppige tiltak, se figur 3.3-4 ambisjon 2.

Det vil ofte være slik at det på en og samme konstruksjon eller element kan være flere av fasene eller alle fasene samtidig. Dette er tilfelle for overbygningen på Gimsøystraumen bru.

Når det utføres tiltak på konstruksjoner/elementer som befinner seg i flere av nedbrytningsfasene er det viktig at tiltakene er tilpasset de forskjellige fasene. Målet med tiltak på slike konstruksjoner/elementer er at *alle deler skal ha samme levetid*, se figur 3.3-5.

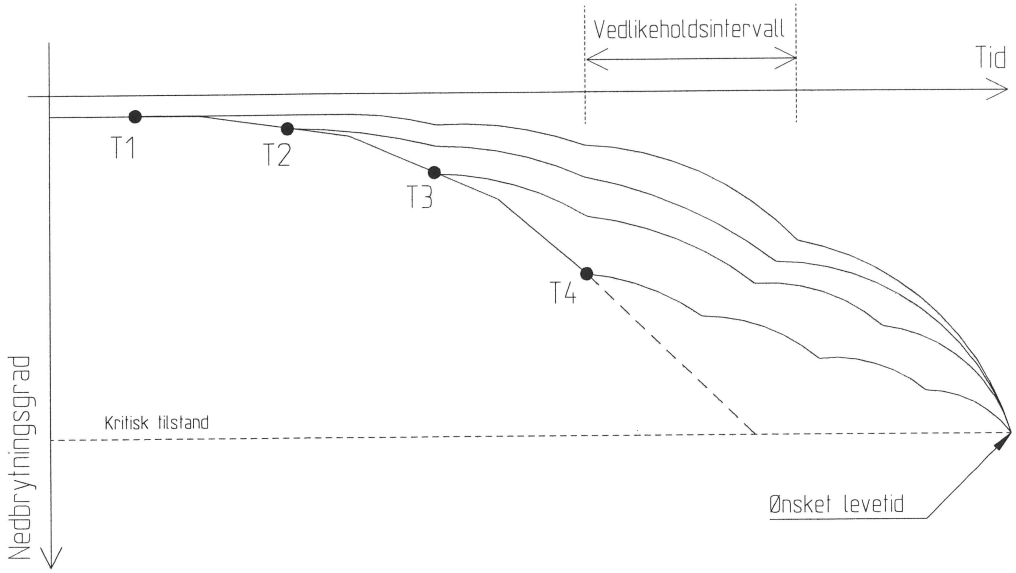


Figur 3.3-4: Antatt nedbrytning ved første tiltak i fase 4.

Hvilke type tiltak som skal utføres vil avhenge av hvilken fase en befinner seg i, og hva som er formålet med tiltaket.

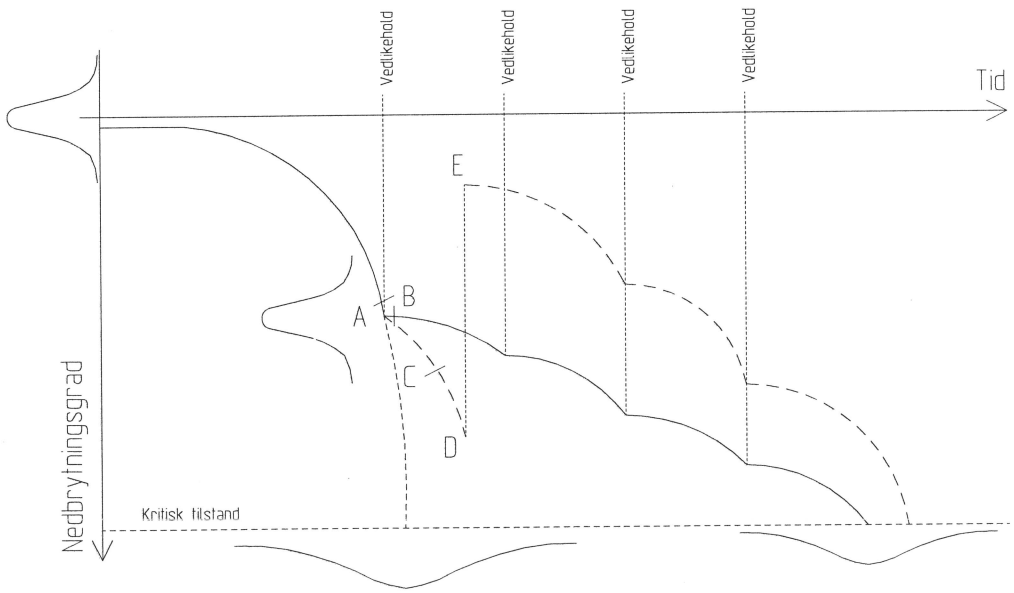
Vanlige mekaniske betongreparasjoner og overflatebehandling vil ikke forbedre tilstanden for armering som korroderer. De vil kun, i beste fall, konservere den tilstanden armeringen har og forhåpentligvis forsinke utviklingen.

Dersom armeringens tilstand er nær den kritiske grenseverdien, er det i mange tilfeller behov for å forbedre armeringens tilstand. Dette vil normalt kreve at det legges inn ekstra armering eller at konstruksjonen forsterkes på annen måte. I mange tilfeller vil det være nødvendig med spesielle tiltak for å sikre at ekstraarmeringen blir virksom.



Figur 3.3-5: Ønsket levetid for element i alle faser.

Hvorvidt det er tilstrekkelig med konservering av den tilstand som eksisterer eller om det er nødvendig med forsterkning, må vurderes i forbindelse med en inspeksjon og statisk analyse før fremtidig vedlikeholdsstrategi velges, dvs. ved punkt A i figur 3.3-6.



Figur 3.3-6: Levetidsbetraktninger med forskjellige typer vedlikeholdstiltak.

Dersom en finner det tilstrekkelig med en konservering av tilstanden for å oppnå ønsket levetid kan en f.eks. tenke seg at nedbrytningen vil fortsette langs den heltrukne linjen. Dette forutsetter imidlertid at det utføres periodisk vedlikehold.

Etter at det er utført et vedlikehold (f.eks. ved punkt B i figur 3.3-6) bør det normalt gjennomføres en kartlegging av korrosjonstilstanden for armeringen, både for å dokumentere effekten av vedlikeholdet og for å få en sammenligningstilstand for senere inspeksjoner.

I tiden etter at vedlikehold er utført, normalt i forbindelse med rutinemessige inspeksjoner, må det vurderes om nedbrytningen av armeringen går som antatt, dvs. langs den heltrukne linjen.

Dersom det oppdages at nedbrytningshastigheten har økt i forhold til det som var antatt (punkt C i figur 3.3-6) kan det være behov for å utføre ekstra tiltak som hever armeringens tilstand fra f.eks. D til E for å oppnå ønsket levetid. Videre nedbrytning av armeringen forutsettes da å følge den stiplede linjen fra punkt E.

Kvaliteten av vedlikeholdet kan betraktes som statistisk fordelte størrelser. Dette er illustrert med Gauss-kurven ved punkt A.

Usikkerheten i dette vedlikeholdet, klimapåvirkningen og det videre vedlikeholdet tilsier at en også får en usikkerhet i forventet levetid. Det er imidlertid viktig at en velger vedlikeholdsmetoder som gir minst mulig usikkerhet for levetiden.

Målet må være at usikkerheten i levetid for en konstruksjon som vedlikeholdes er mindre enn for en konstruksjon som ikke vedlikeholdes.

Levetidsbetraktningen har således en betydelig innvirkning på målsettingen i prosjektet: Produktene som skal utvikles skal ikke nødvendigvis ha som siktemål å **stoppe nedbrytning**, men å **redusere nedbrytningshastighet**. Hovedmålsettingen vil være å forlenge levetiden til alle hovedelementene (gjelder ikke utskiftbare elementer) slik at levetiden for hele konstruksjonen blir slik som ønsket.

Tilsiktet levetid kan være forskjellig avhengig av bruenes størrelse, trafikkbelastning, beliggenhet og også avhengig av de enkelte elementenes strukturelle, funksjonelle eller estetiske viktighet.

Levetiden er som regel relatert til strukturell levetid, dvs. hvor lenge brua kan bære de lastene den er dimensjonert for. Levetiden kan også være relatert til bruas geometri og bredder og i noen tilfeller utseendet, dvs. hvor lenge kan en akseptere et stygt utseende.

Det er naturlig at en på et tidlig tidspunkt går inn på de svake og mest utsatte punktene på en konstruksjon og reparere disse. Det kan ha stor betydning for levetiden til byggverket som helhet.

Eksempler på slike punkter kan være:

- støpeskjøter
- gjenstøpte utsparinger
- kappestøp over spennkabelforankringer
- injeksjonsslanger og områder rundt spennkabelforankringer
- bunn søyle og bunn vegg, overgang til fundament
- områder hvor det ble utført flikking ved nybyggingen
- drensrør.

3.4 Korrosjonsgrad

Armeringens korrosjonsgrad klassifiseres etter skalaen angitt nedenfor. Denne er hentet fra «Prosesskoden».

Korrosjonsgrad	Beskrivelse
A	Helt uskadet armering med matt grå hinne
B	En kan se de første små spor av rust (må vurderes om dette er fra byggetiden)
C	Jevn fordelt overflaterust
D	Kraftig, avskallende overflaterust og en tydelig tverrsnittsreduksjon
E	Groptæring

En måte å kontrollere om korrosjonen i grad B stammer fra byggetiden er f.eks. å hugge opp på steder hvor det ikke er klimabelastning som skulle kunne medføre korrosjon, f.eks. inne i brukassen.

Armeringen ble klassifisert til korrosjonsgrad C når armeringen hadde jevnt fordelt overflaterust og begynnende tverrsnittsreduksjon.

4. Klimabeskrivelse

4.1 Generelt

Automatisk registrering av værdata er utført siden oktober 1993, da det ble montert en værstasjon på brua som registrerer følgende data:

- vindhastighet (middelverdi)
- vindkast (maksimalverdi)
- vindretning
- temperatur (luft, kassevegg nord og sør)
- relativ fuktighet
- soltimer
- nedbør.

Værstasjonen er levert av Aanderaa Instruments i Bergen. Den er plassert utvendig på rekkverket sørside midt mellom akse 5 og 6.

Fra oktober 1993 til september 1994 ble data registrert kontinuerlig hele døgnet i 3 timers intervall. Data ble lagret i en lagringsenhet (DSU). Ved hjelp av PC og software program fra Aanderaa ble data overført fra DSU-enhet til PC og skrevet ut. Dette ble gjort ca. hver 3. måned.

Fra september 1994 har data blitt automatisk overført til overvåkningssystemet. Data registreres hver 6. time og blir behandlet sammen med andre loggede data. Presentasjon skjer ca hver 3. måned. Det er ukentlig kontroll av overvåkningssystemet for å sjekke at dataene er riktige og blir lagret, samt at systemet fungerer.

For mer utførlige opplysninger om værdata henvises det til egen værdatarapport /31/.

4.2 Værdata

4.2.1 Temperatur

Temperaturen viser svingninger som er naturlig for kystklima, se tabell 4.2-1 og figur 4.3-1. Sommertemperaturen er relativ lav og i vintermånedene er det få perioder under 0 °C. Middeltemperaturen for perioden juli 1995 til juli 1996 er 4,4 °C. Laveste målte temperatur er -8 °C i desember 1995. Høyeste målte temperatur er 21 °C i august 95. I løpet av vinteren 1995/1996 er det registrert 36 perioder med lufttemperatur under

0 °C, tilsammen 1275 timer. Temperaturen på kasseveggene varierer som funksjon av lufttemperaturen og solstrålingen. Temperatursensorene som er installert i forbindelse med værstasjonen ligger i dybde 50 mm fra overflaten.

Tabell 4.2-1: Temperatur og vindmålinger, minimums-, middel- og maksimumsverdier.

	Vindhastighet (kanal 353)			Temperatur værstasjon (kanal 356)			Temperatur betong/sørvegg (kanal 360)			Temperatur betong/nordvegg (kanal 361)		
Måned	**Min.**	**Mid.**	**Maks.**	**Min.**	**Mid.**	**Maks.**	**Min.**	**Mid.**	**Maks.**	**Min.**	**Mid.**	**Maks.**
Jul-95	0	5,4	17	6	9,9	20	7	11,4	23	7	10,9	16
Aug-95	0	6,5	17	0	9,8	21	0	11,2	26	0	10,4	15
Sep-95	0	4,5	17	2	8,9	17	4	13,1	27	4	9,4	15
Okt-95	0	6,1	18	-1	6,4	12	2	7,8	22	1	6,3	10
Nov-95	1	6,3	15	-3*)	3,4	7	-4	2,3	6	-4	2,2	5
Des-95	1	6,8	22	-8	-0,4	8	-6	-0,6	6	-6	-0,6	6
Jan-96	1	7,4	20	-5	2,9	10	-2	2,3	7	-2	2,2	6
Feb-96	1	6,8	20	-8	-2,6	5	-7	-1,6	12	-7	-2,9	3
Mar-96	1	5,9	16	-5	1,0	7	-1	5,0	20	-2	1,3	5
Apr-96	0	5,2	20	-4	1,3	7	-1	4,5	16	-1	2,3	5
Mai-96	0	5,5	16	-1	3,6	13	3	8,4	18	2	5,5	12
Jun-96	0	6,5	19	5	8,3	19	6	10,5	23	7	9,7	20
1/7-95 til 30/6-96	0	6,1	22	-8	4,4	21	-7	6,4	27	-7	4,9	20

*) Høyere temperatur i luft enn i betongvegger skyldes brudd i målingene.

Vintermånedene viser liten eller ikke variasjoner på nord og sørside. I månedene april og mai når sola varmer opp sørveggen registreres det en hurtig temperaturøkning her, typisk 5-10 °C høyere enn lufttemperaturen. Kassevegg nordside viser ingen økning i temperaturen og følger lufttemperaturen.

På sommerstid følger også temperaturen på kasseveggene lufttemperaturen og solstrålingen. Ved solstråling øker temperaturen på sørveggen raskt, mens det på nordveggen er en beskjeden økning og ofte ingen økning i det hele.

4.2.2 Vindstyrke

Middelverdien for vindhastighet er ca. 6,1 m/s, se tabell 4.2-1. Her er ikke vindkastene medregnet. Det er en liten økning av vindhastighet i høstmånedene fra oktober ut i februar. Tabell 4.2-2 viser en oversikt over vindhastigheter og betegnelser for vindstyrke.

Tabell 4.2-2: Oversikt over vindstyrker.

Baufort skala	Norsk betegnelse	Vindhastighet		Engelsk betegnelse
		m/s	knop	
0	Stille	-	0-1	Calm
1	Flau vind	-	1-3	Light air
2	Svak vind	2	4-6	Light breeze
3	Lett bris	5	7-10	Gentle breeze
4	Laber bris	7	11-16	Moderate breeze
5	Frisk bris	10	17-21	Fresh breeze
6	Liten kuling	12	22-27	Strong breeze
7	Stiv kuling	15	28-33	Near gale
8	Sterk kuling	20	34-40	Gale
9	Liten storm	22	41-47	Strong gale
10	Full storm	25	48-55	Storm
11	Sterk storm	30	56-62	Violent storm
12	Orkan	> 33	63 >	Hurricane

Figur 4.3-2 viser gjennomsnittlig vindhastighet for en 3-timers periode. Hver av de små sirklene representerer en observasjon (gjennomsnittlig vindhastighet for 3-timers perioden). Vindhastighet 0 m/s er i skjæringspunktet mellom aksene. De store sirklene angir vindhastigheter på henholdsvis 10 m/s og 20 m/s.

Maksimumsverdien i kastene ligger gjerne på det dobbelte. Vindkast blir målt ved maksimumsverdien over en 2 sekunders periode i løpet av 3 timers intervallet, se figur 4.3-3. Sterkeste vindkast er målt til 46 m/s 14. oktober 1994 med vindretning fra nord.

4.2.3 Vindretning

Måling av vindretning blir utført som momentan registrering. Fremtredende vindretninger er nord/sør med dominerende vind fra sør, se vindrosser i figurene 4.3-2 og 4.3-3. Dette vil si at vinden treffer tilnærmet vinkelrett på sørflaten av brua. Det er ved disse retningene at de sterkeste vindhastigheter opptrer. Brua ligger orientert tilnærmet øst-vest, og det er en markert le/lo effekt på brua. Nordsiden er le-side.

4.2.4 Relativ fuktighet

Det er utført måling av relativ fuktighet som momentane registreringer hver 6. time. Gjennomsnittlig relativ fuktighet for perioden 1. juli 1995 til 30. juni 1996 var 72 %, se figur 4.3-4. Målingene viste variasjoner innenfor området 45-90 % relativ fuktighet.

Variasjonsområdet fremkommer ved å kutte ut 5 % av både de høyeste og laveste registrerte verdiene i figur 4.3-4.

4.2.5 Soltimer

Værstasjonen registrerer antall minutter med sol innenfor hvert måleintervall. Ved mye solstråling blir sørflatene raskere oppvarmet enn nordside. Registrerte soltimer i perioden 1. juli 95 til 30. juni 96 var 1158 timer, se figur 4.3-5. Årsnormalen for Bodø er 1292 timer.

4.2.6 Nedbør

Våren, fra mars til mai, skiller seg ut som mest nedbørfattig, se figur 4.3-5. Gjennomsnittlig nedbørsmengde på Gimsøystraumen bru er 2,2 mm pr. dag. Dette er identisk med årsnormalen fra Skrova fyr utenfor Svolvær.

Når en sammenligner nedbør og vindretning, ser en helt klart at vind fra sør-sør/vest gir mest nedbør, det vises til figurene 4.3-6a og 4.3-6b.

4.3 Saltinnhold i sjøvannet

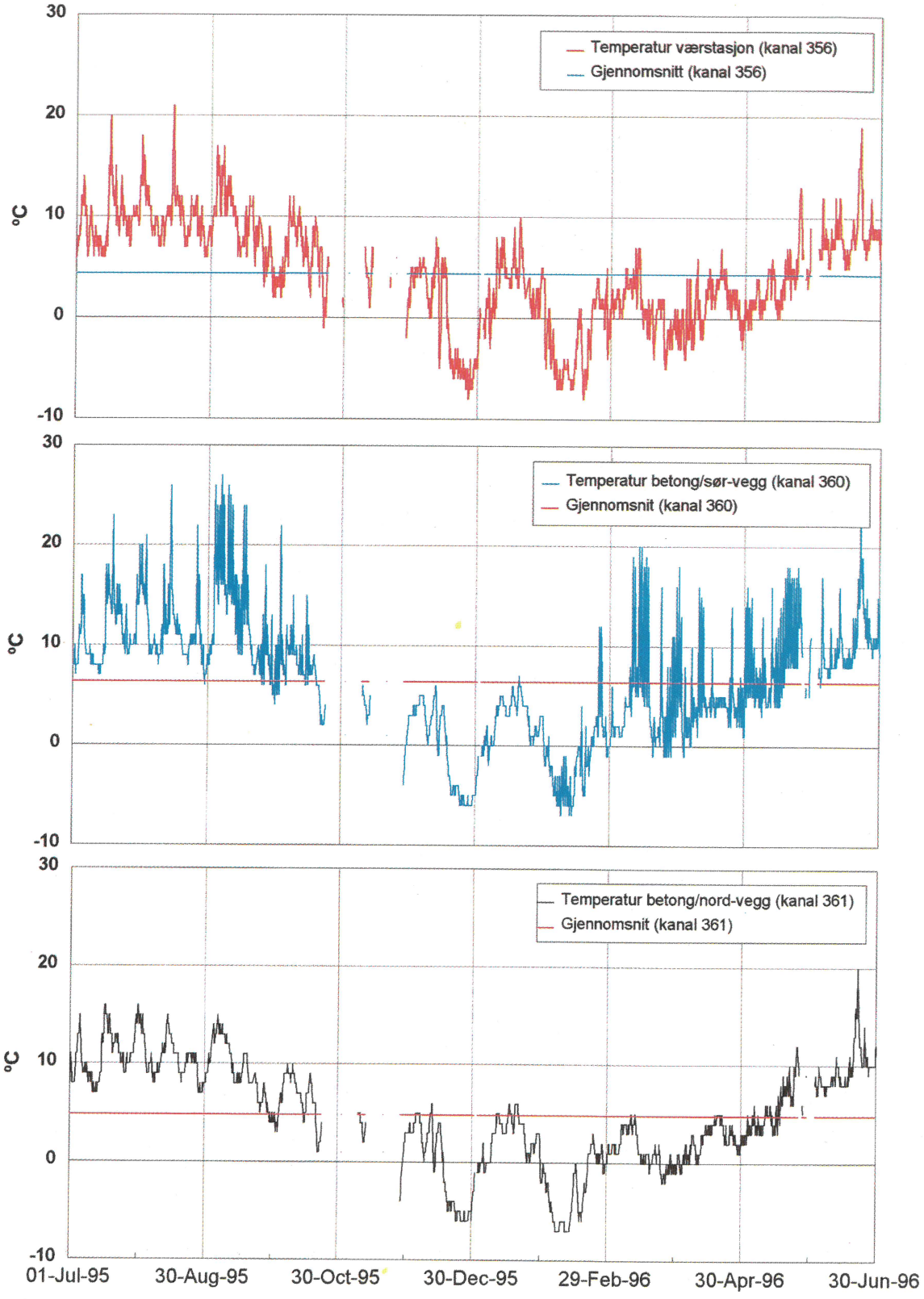
I følge Havforskningsinstituttet i Bergen /27/ er saltinnholdet ved Gimsøystraumen bru i området fra 32-34,5 ‰. Dette er oppløst salt pr. liter oppløsning målt på overflatevann.

Fordelingen av klorider i sjøvann ved saltinnhold på 35 ‰ er som følger:

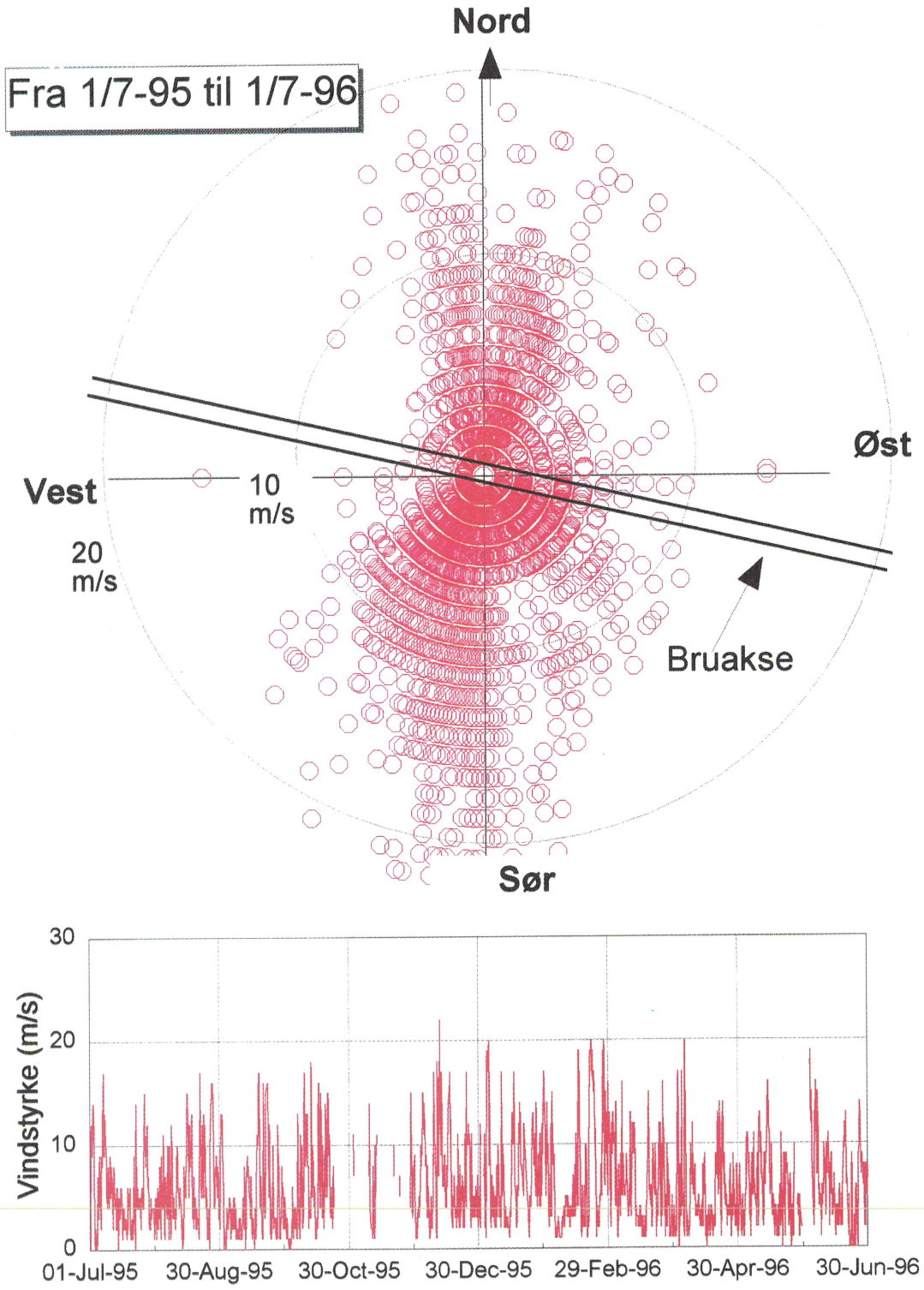
NaCl: 28,0 ‰
$MgCl_2$: 3,8 ‰.

Resten er andre ulike salter.

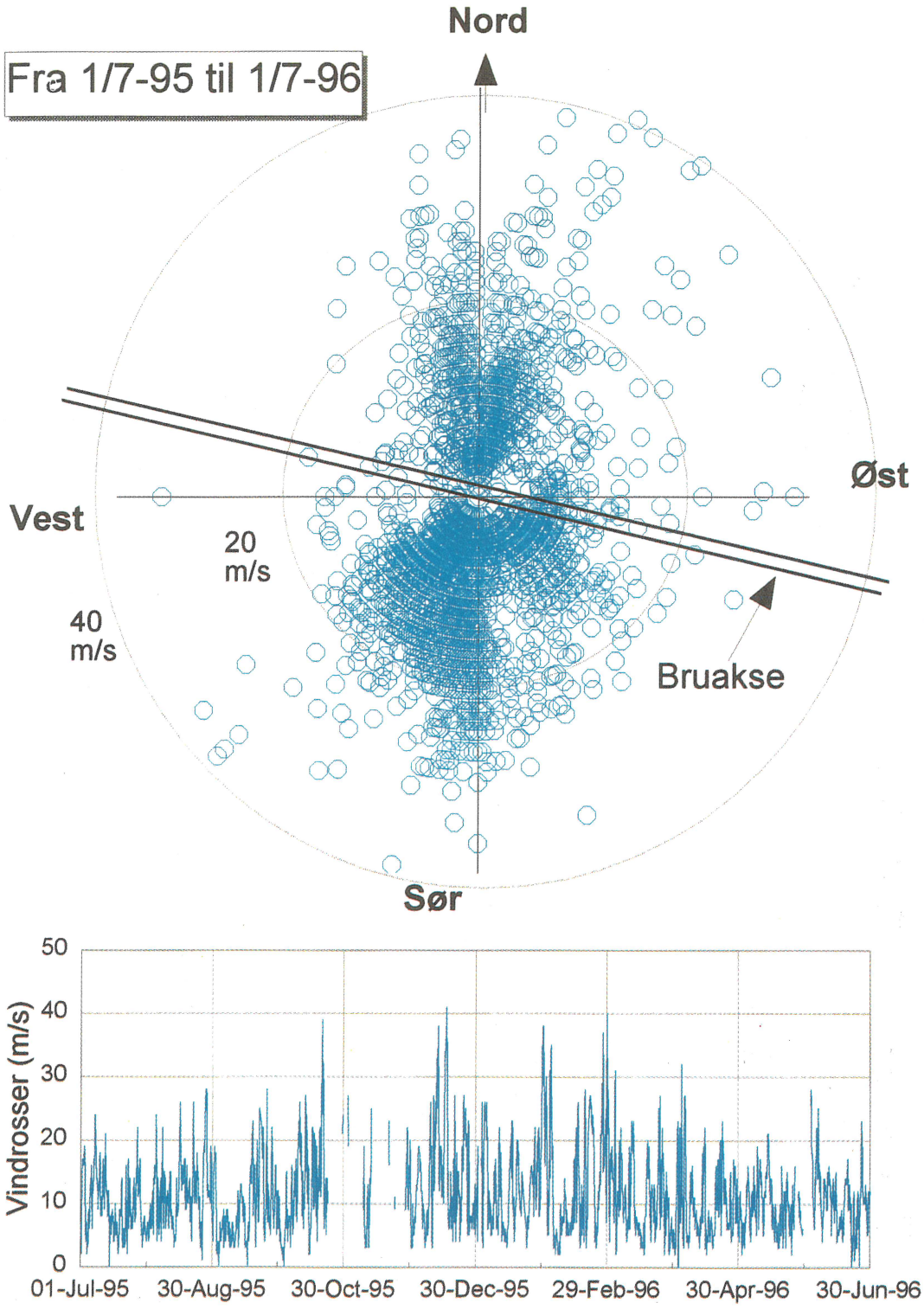
Sjøvannet ved Gimsøystraumen er klassifisert som kyststrømvann.



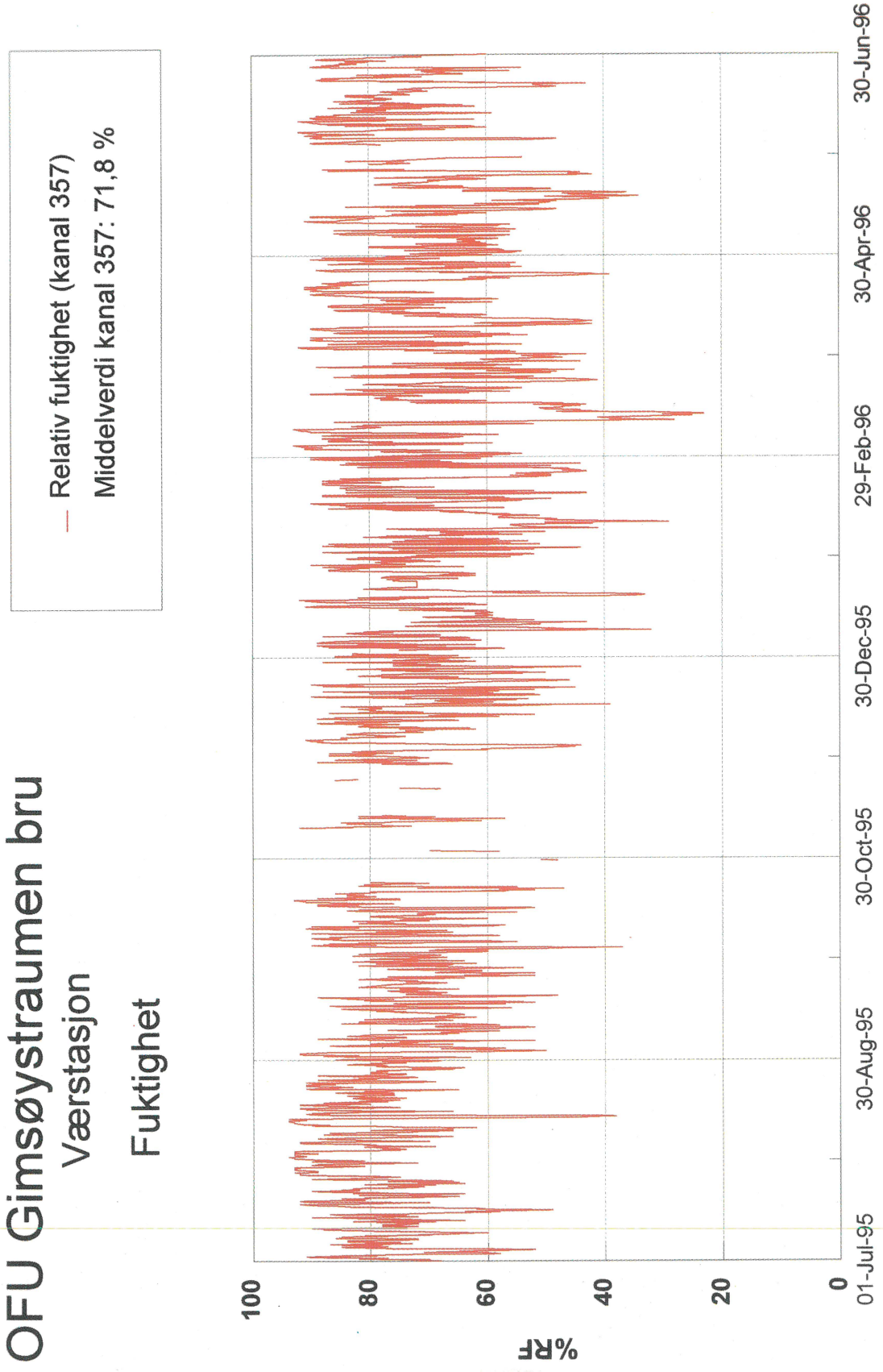
Figur 4.3-1: Temperaturvariasjoner.



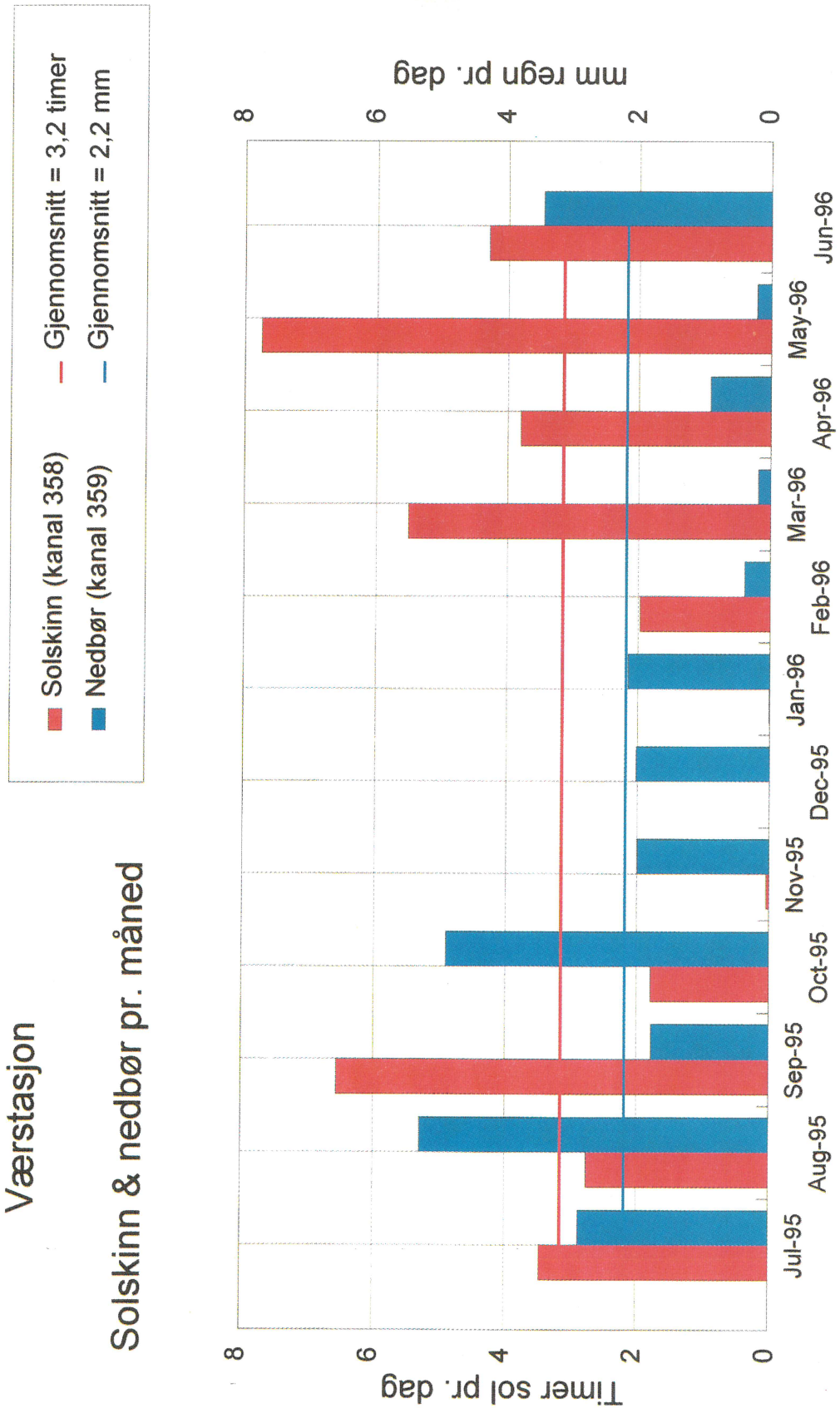
Figur 4.3-2: Vindrosser, gjennomsnitt for 3-timers perioder.



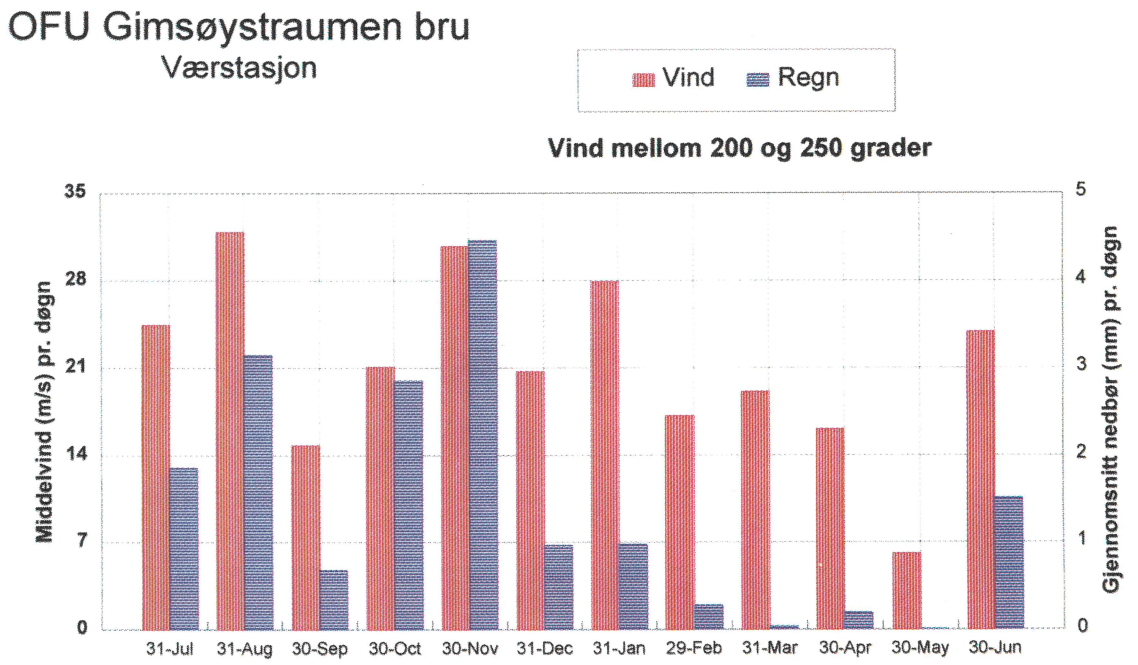
Figur 4.3-3: Vindrosser, maksimumsverdi kastevind.



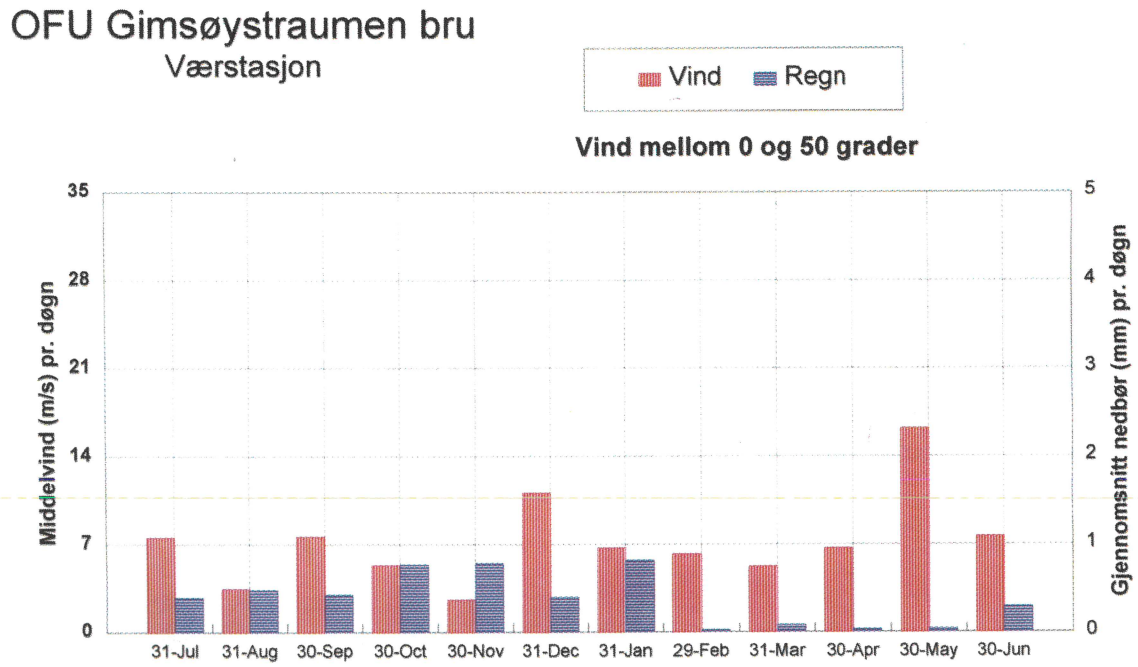
Figur 4.3-4: Fuktighet.



Figur 4.3-5: Solskinn og nedbør.



Figur 4.3-6a: Vind og regn fra sør-sør/vest.



Figur 4.3-6b: Vind og regn fra nord - nordøst.

5. Inspeksjoner utført på Gimsøystraumen bru

5.1 Generelt

5.1.1 Utførte inspeksjoner

I perioden 1991 til 1995 ble det utført følgende inspeksjoner og undersøkelser på Gimsøystraumen bru:

- hovedinspeksjon 1991
- spesialinspeksjon 1992
- undersøkelser i forbindelse med Kystbruprosjektet
- forhåndskartlegging i forbindelse med prøvereparasjoner
- inspeksjoner generert av prøvereparasjoner
- hovedinspeksjon under vann.

Med unntak av hovedinspeksjon 1991 og undersøkelser i forbindelse med Kystbru-prosjektet, inngikk de øvrige inspeksjonene i OFU-prosjektet. Alle inspeksjonene ble gjort før reparasjon og vedlikehold. Endringer av tilstand som følge av reparasjoner og vedlikehold er ikke tatt med i denne rapporten.

I det etterfølgende er det laget et sammendrag av hva som ble utført i hver av disse samt resultater av undersøkelsene som ble utført.

5.1.2 Lokaliseringssystem

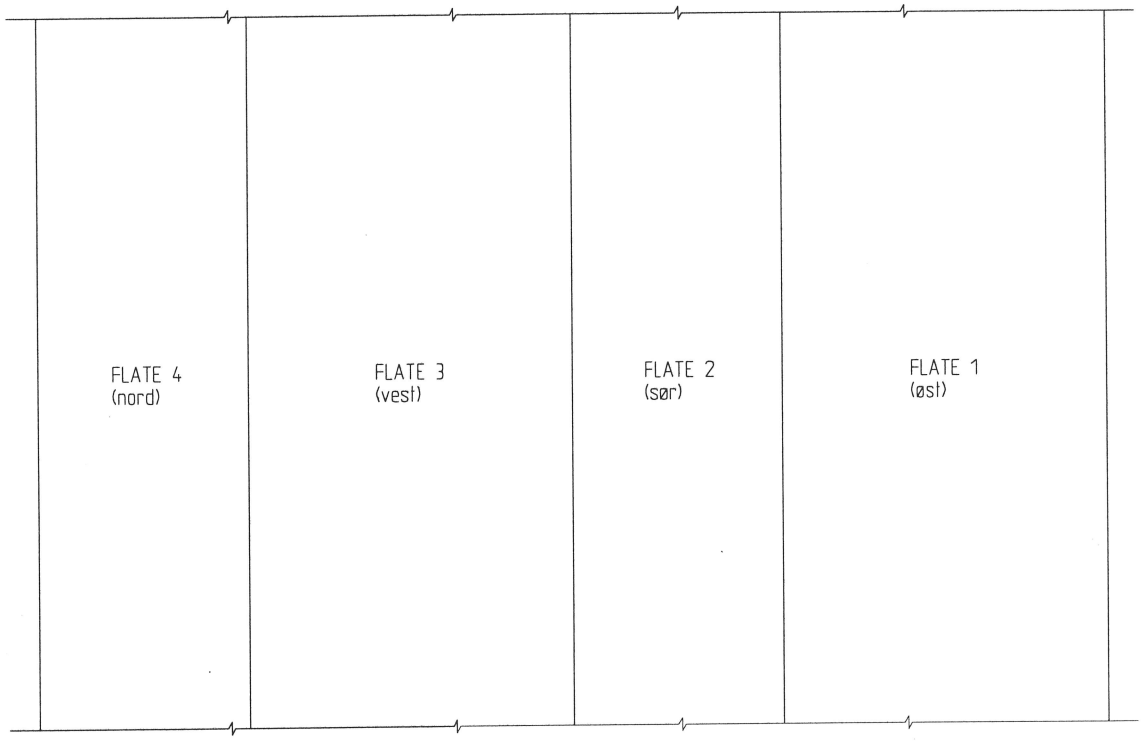
Bruas orientering er nesten øst-vest og er for enkelhets skyld regnet å gå øst-vest. Lokaliseringssystemet er i hovedsak bygget opp i samsvar med /29/. Landkaret på østsiden er gitt akse nr. 1 og landkaret på vestsiden akse nr. 10. Søylene nummereres fra akse 2-9, det vises til figur 2.5-1. Når en ser i retning av stigende aksenummer er nord til høyre. Opptegning av brua med akse 1 på høyre side av tegningen avviker fra det som er angitt i /29/, men er benyttet da alle konstruksjonstegningene er laget slik.

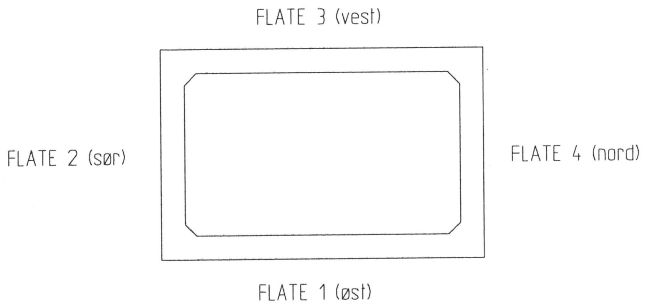
For overbygningen er det referert til de forskjellige feltene som brua har. Felt 1 ligger mellom akse 1 og 2, felt 2 mellom akse 2 og 3 osv.

I de enkelte feltene er det benyttet X- og Y-koordinater og i noen tilfeller Z-koordinater for å angi eksakt lokalisering. X er i hvert felt satt til 0 ved vestre vegg av søyle med laveste aksenummer, dvs. vestsiden av søyle 2 i felt 2 og øker med stigende akse.

Y og Z er benyttet for å angi lokalisering i tverrsnittet og har variert noe fra undersøkelse til undersøkelse, det vises også til kapittel 5.3.3.

For søylene er det benyttet metoden med å brette ut de forskjellige flatene. Det gjøres oppmerksom på at de utbrettede flatene ved noen av inspeksjonene er nummerert i samsvar med /29/, dvs. at en ser søyleflatene fra innside. Ved andre inspeksjoner er de nummerert i samsvar med figur 5.1-1.





Figur 5.1-1: Utbretting av søyler.

5.2 Hovedinspeksjon 1991

5.2.1 Generelt

Sommeren 1991 ble det utført hovedinspeksjon av Gimsøystraumen bru. Resultatene av denne inspeksjonen er beskrevet i /1/. Selv om denne inspeksjonen ikke var en del av OFU-prosjektet, har en valgt å ta med hovedpunktene også fra denne.

Hovedinspeksjonen omfattet følgende undersøkelser:

- visuell kontroll
- overdekningsmålinger
- måling av kloridinnhold
- EKP-målinger
- opphugninger.

Den visuelle kontrollen omfattet hele brua over vann, mens materialundersøkelsene i hovedsak ble utført som stikkprøvekontroller.

5.2.2 Visuell kontroll

Det generelle inntrykket fra den visuelle inspeksjonen er at brua har normal god kvalitet, men den har noen svakhetspunkter som relaterer seg til den konstruksjons- og byggepraksis som var vanlig da den ble bygd.

Overbygning
Mesteparten av spikrene gjennom armeringsstolene, som er av plast, står igjen. Det er for det meste benyttet vanlig svart spiker til feste av armeringsstolene på kassebunnen og disse korroderer kraftig. Det er også mye spiker, bindtråd og treflis i overflaten spesielt i underkant av kassen.

Det ble registrert mindre områder med skader som steinreir, flikkede områder og dårlig utførte støpeskjøter og utilsiktede forskalingsdeformasjoner.

I felt 1 og 2 var det til dels omfattende armeringskorrosjon på kassens underside og på nordre side, se foto 5.2-1 og 5.2-2. Korrosjonsskadene på undersiden var konsentrert symmetrisk rundt søyle i akse 2. Monteringsstengene, som hadde minst overdekning, var sterkest angrepet av korrosjon. Korrosjonen var størst i nærheten av armeringsstolene. Det var også i nærheten av disse at de største avskallingene ble observert. Innenforliggende statisk armering viste også klare tegn på korrosjon. På veggene var det mange og store luftporer i betongoverflaten.

På nordre side av kassen ble det registrert betydelige mengder korrosjonsprodukter på betongoverflaten, spesielt i felt 1, se foto 5.2-1. Betongoverflaten var mørk av farge,

noe som tyder på et høyt fuktinnhold. I 1989 ble det utført en undervannskontroll. Ved denne kontrollen ble det bemerket at det var rustutslag på overbygningen og det ble tatt foto av skadene. Ved inspeksjonen i 1991 ble det påvist en økning i omfanget av rustutslag på nordre kassevegg i forhold til inspeksjonen som ble utført i 1989.

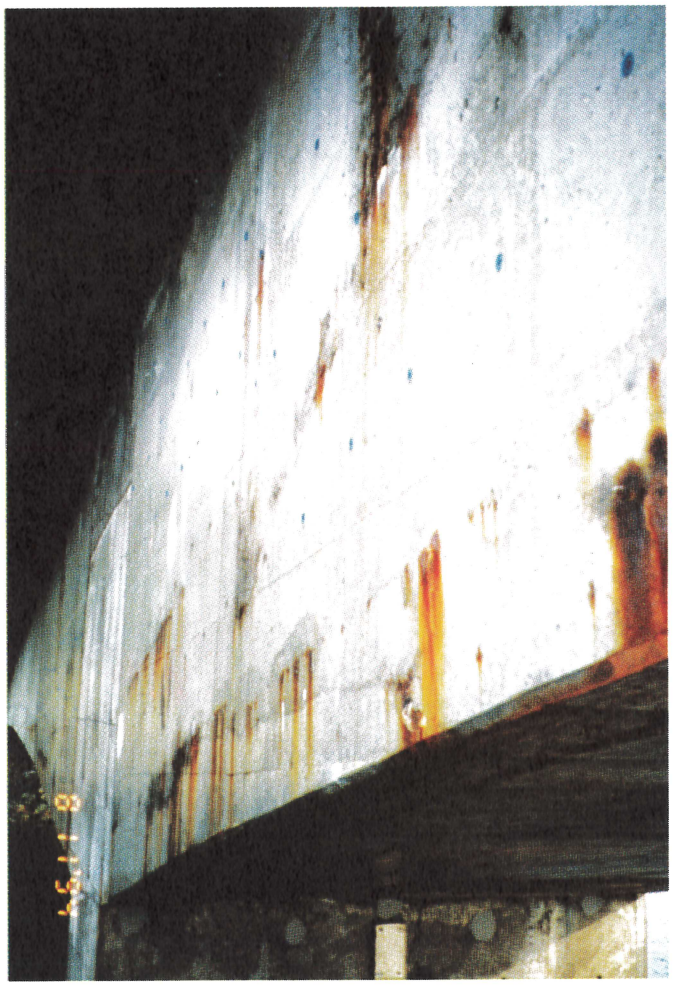


Foto 5.2-1: Skader på kassevegg nord ved pilar 2.

På søndre kassevegg i felt 1 og 2 ble det ikke påvist skader av betydning mht. armeringskorrosjon. Betongoverflaten så lys og tørr ut.

Fra akse 3 og fram til landkar i akse 10 viste overbygningens tilstand seg å være generelt meget god da det ikke ble registrert skader av betydning. De samme feil og mangler fra byggetiden, som tidligere nevnt, går imidlertid også igjen her.

Foto 5.2-2: Skader på undersiden av kassen ved pilar 2.

Søyler

På søylene ble det kun påvist mindre skader i form av små rustutslag på overflaten. Det ble videre påvist noen områder med avskallinger i tilknytning til områdene med korrosjonsprodukter på overflaten.

På søyle 3 var det utfellingsprodukter som kunne tyde på at det står vann over magerbetongen inne i søylen.

På søyle 4 ble det observert skråriss som ble vurdert å være torsjonsriss fra byggetiden. Frembygget sto da med frie kragarmer og var dermed sterkt utsatt for vridning pga. vindlaster.

I østre vegg på søyle 5 ble det registrert en vertikal sprekk. Sprekken starter ved overkant fundament, 3,7 m fra søndre hjørne, og går 6,0 m oppover søylen.

Deler av vestre vegg på søyle 6 er vesentlig mørkere enn resten. Dette skyldes vann fra et av nedløpene fra kjørebanen. Vannet blir tatt av vinden og ført inn mot søylen.

5.2.3 Overdekningsmålinger

Det ble utført overdekningsmålinger med digitalt covermeter av type Microcovermeter med standard sonde, men de konkrete måleverdiene er ikke gjengitt i rapporten.

På overbygningen er det benyttet plast armeringsstoler. Ved opphugging ble det fastslått at størrelsen på stolen er 20 mm. På denne ligger det 10 mm monteringsstenger.

Armeringsoverdekningen på overbygningen varierer en del. Laveste målte verdi for statisk armering er 20 mm mellom monteringsjernene. Dette kan skyldes nedtråkking under jernbindingen og/eller utstøpingen.

På søylene i akse 2 og 7 ble det påvist armeringsstoler av betong, mens det på de glidde søylene ikke ble benyttet armeringsstoler. Overdekningen ble sikret ved bruk av armeringsavvisere på formen. Armeringsoverdekningen på glidde søyler er i hovedsak som beskrevet 45-65 mm. Dette ble bekreftet ved opphugging og ved påtreff av armering ved støvboringen.

5.2.4 Måling av kloridinnhold

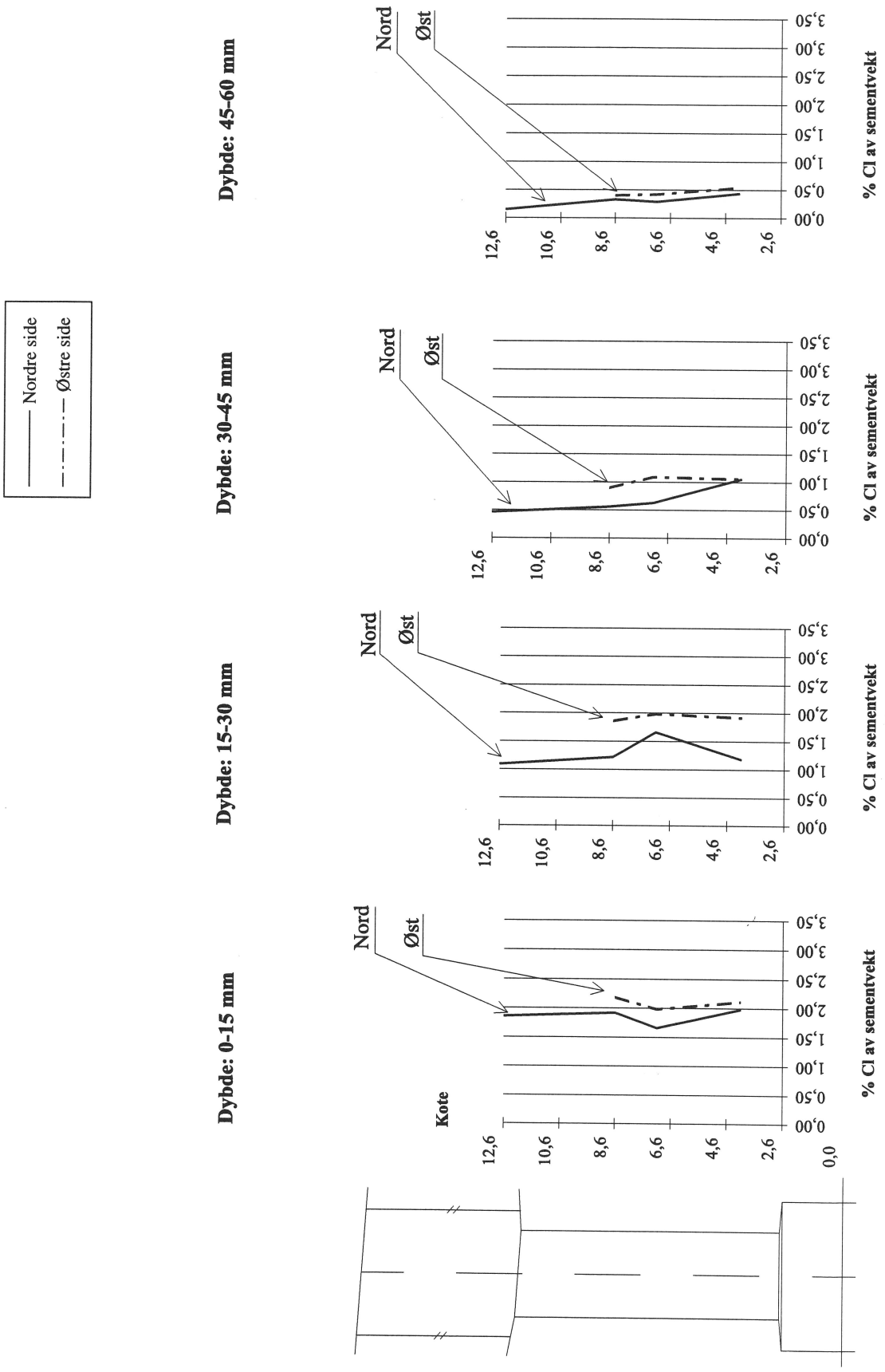
Det ble tatt prøver for å kontrollere betongens kloridinnhold i alle konstruksjonsdelene med unntak av landkarene og søyle i akse 9. Det ble boret ut støv i følgende 5 nivåer:

0-15 mm, 15-30 mm, 30-45 mm, 45-60 mm og 60-75 mm.

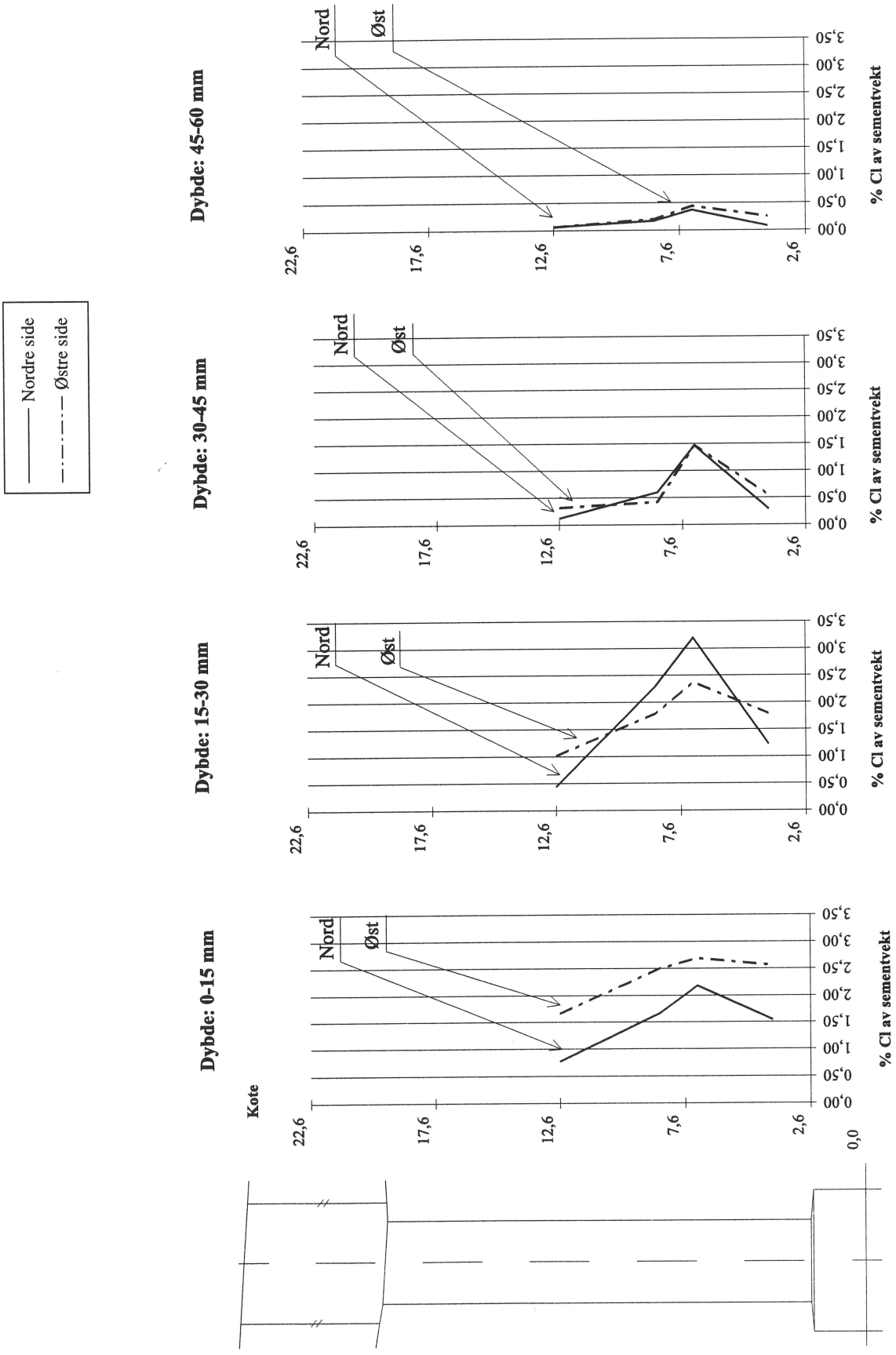
Det ble også tatt ut noen prøver i 1990. Disse ble tatt i 4 nivåer inn til 60 mm. Det ble til sammen tatt ut 63 kloridprofiler i søylene og 3 kloridprofiler i overbygningen. Alle prøvene ble analysert med RCT-metoden. Det er ikke angitt noe om hvordan prøvene ble kontrollert. Resultatene av analysene er presentert i % av sementvekt. Det ble benyttet en omregningsfaktor (betongvekt : sementvekt) på 6,4.

Resultatet av målingene viste at kloridinnholdet i søylene varierer fra veggside til veggside og med høyde over havet. Østre og nordre vegger er de mest belastede. I det ytre sjiktet ble det registrert kloridinnhold på opptil 4,4 % av sementvekt, mens det i dybde 45-60 mm generelt er under 0,4 % av sementmengden, se figurene 5.2-1 og 5.2-2. Det ble registrert en merkbar topp i kloridinnhold ved kote 7,6, se figur 5.2-2.

For overbygningen var prøvegrunnlaget lite, men viste at kloridinnholdet på nordre side ved søyle 2 var over 2 % av sementvekt i dybde 15-30 mm.



Figur 5.2-1: Søyle 3. Kloridinnhold 1991.



Figur 5.2-2: Søyle 4. Kloridinnhold 1991.

5.2.5 EKP-målinger

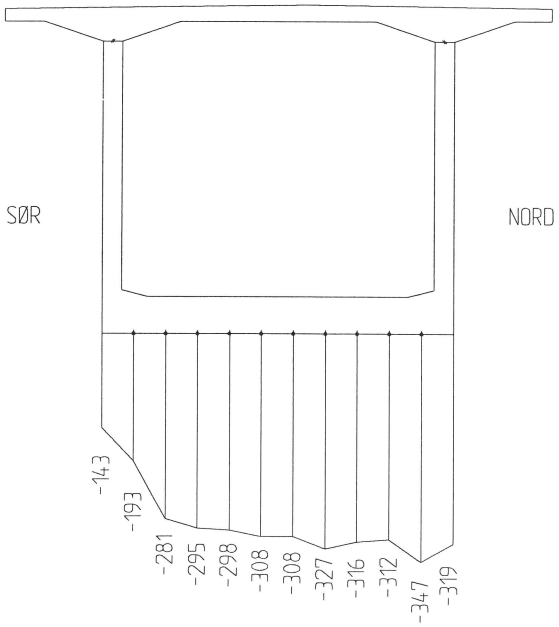
EKP-målingene ble utført med Bloodhound i et rutenett på 0,5x0,5 m. Det elektrokjemiske potensialet er angitt i mV i forhold til $Cu/CuSO_4$ og den elektriske motstanden mellom armering og betongoverflate er angitt i kohm. Følgende konstruksjonsdeler og flater ble målt:

Overbygning:
- Felt 1, uk kasse 8-20 m fra akse 2
- Felt 2, nordre side 0-5 m fra akse 2.

Søyler: (tallene i parentes angir høyder fra topp av fundamentet)
- Søyle 2: øst (h=0-1,5 m) nord (h=0-5 m)
- Søyle 3: øst (h=0-6,5 m) nord (h=0-8 m)
- Søyle 4: øst (h=0-13 m) nord (h=0-10 m) vest (h=0-4 m) sør (h=0-4 m)
- Søyle 5: øst (h=0-14 m) nord (h=0-12 m) vest (h=0-5,5 m) sør (h=0-4 m)
- Søyle 6: øst (h=0-16 m) nord (h=0-13,5 m) vest (h=0-20 m) sør (h=0-4 m)
- Søyle 7: nord (h=0-8 m)
- Søyle 8: øst (h=0-3,5 m).

Måleresultatene er i sin helhet gjengitt i /1/.

På overbygningen viser EKP-målingene potensialer mellom -250 og -350 mV på store deler av kassens underside. Motstandsverdiene er typisk 2-4 kohm. På figur 5.2-3 er det gjengitt hvordan gjennomsnittlige potensialer varierer på tvers av kassens underside. Variasjonene i lengderetning er forholdsvis små.



Figur 5.2-3: Variasjon av potensialer, uk. kasse, 8-20 m før søyle 2.

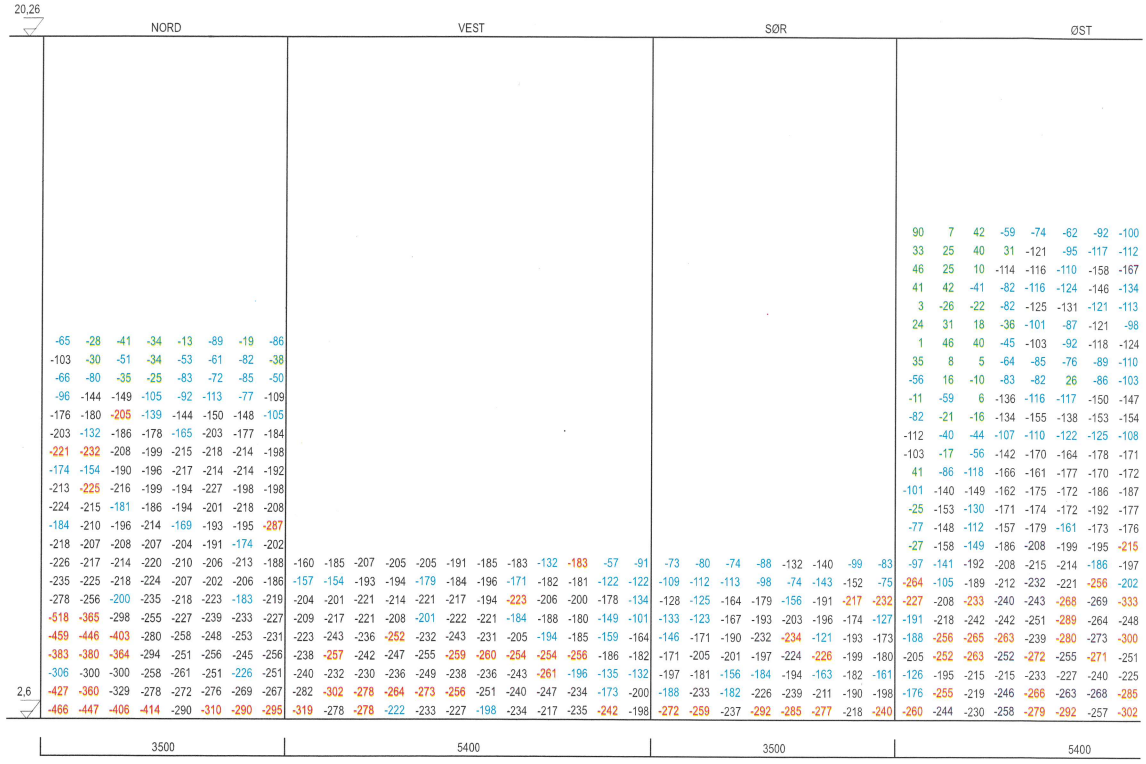
EKP-målingene på søylene har mest negative verdier på de nedre delene. Videre er det lavere verdier på nordre og østre vegger enn på de øvrige.

På figur 5.2-4 er det illustrert hvordan potensialer og motstander varierer på de ulike flatene for søyle 4. Figuren er typisk for de glidestøpte søylene i akse 4, 5 og 6.

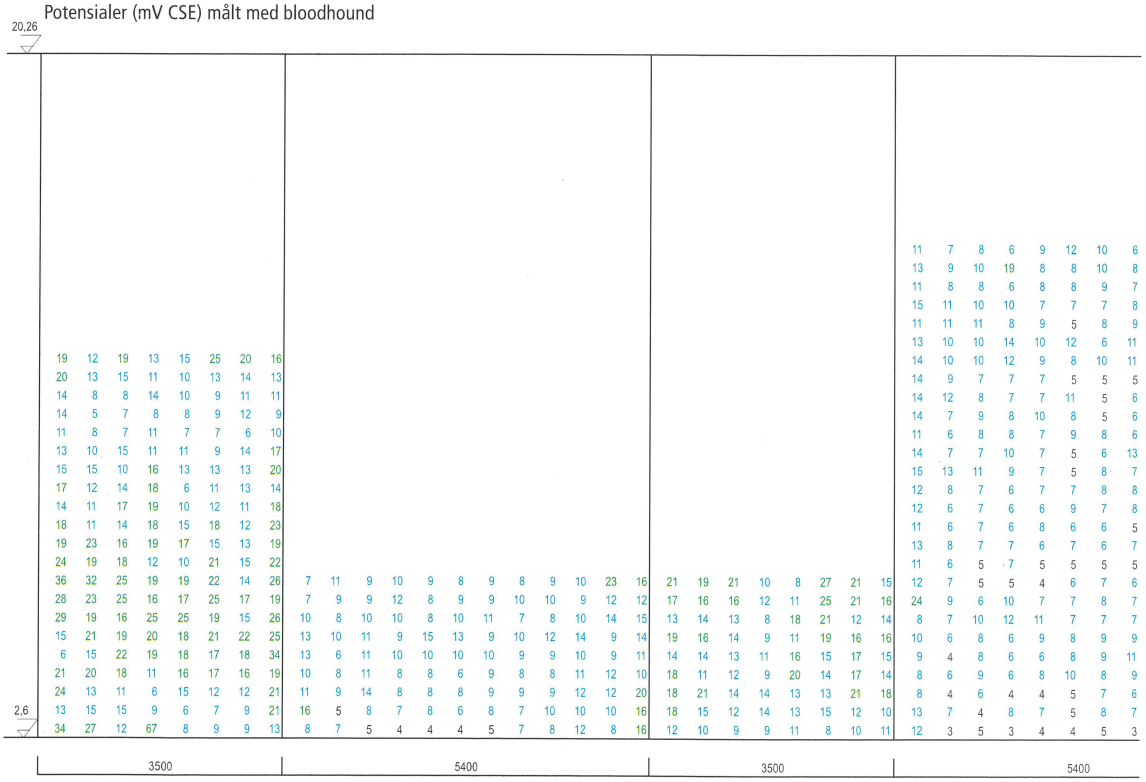
Fargekodingen benyttet på figur 5.2-4 er standard i henhold til Bloodhound.

5.2.6 Opphugninger

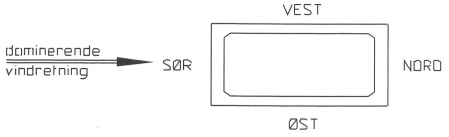
Det ble foretatt en opphugning på søyle i akse 6, vestre vegg. På dette stedet var potensialet -339 mV. Opphugningen viste at det var korrosjon på kammene på armeringsstålet tilsvarende korrosjonsgrad B.



Potensialer (mV CSE) målt med bloodhound



Motstandsmålinger (kOhm)



Figur 5.2.4: Søyle 4: Potensial- og motstandsmålinger 1991.

5.3 Spesialinspeksjon 1992

5.3.1 Generelt

I 1992 ble det bestemt at Gimsøystraumen bru skulle inngå i OFU-prosjektet. I den forbindelse ble det besluttet å utføre en spesialinspeksjon av den østre halvdelen av brua, dvs. feltene 1, 2, 3 og 4 samt landkar akse 1 og søyler i aksene 2, 3, 4 og 5.

Spesialinspeksjonen ble utført i 1992 og omfattet visuell kontroll av betongoverflatene samt detaljerte materialundersøkelser som angitt i tabell 5.3-1.

Tabell 5.3-1: Visuell kontroll og materialundersøkelser.

Type kontroll/undersøkelser	Overbygning	Søyler
Visuell kontroll	ca. 8000 m^2	980 m^2
Overdekningsmålinger	752 stk. (1)	168 stk. (1)
Kloridmålinger (profiler)	752 stk.	168 stk.
EKP-målinger	2400 m^2	564 m^2
Opphugninger	79 stk.	31 stk.

(1) Hver måling består av 16-20 enkeltmålinger.

Materialundersøkelsene ble lokalisert med tanke på å frembringe informasjon om tilstanden i alle områder av brua som ble inspisert og ikke ensidig knyttet til dårlige områder. Dette ble gjort for at det etterpå skulle være mulig å behandle dataene statistisk.

Resultatene fra spesialinspeksjonen er i sin helhet gjengitt i /2/.

5.3.2 Visuell kontroll

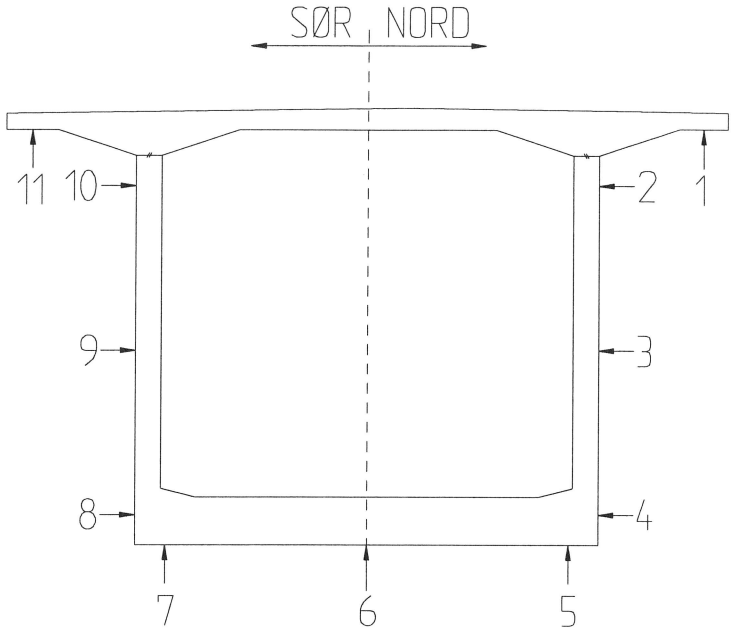
I forhold til den visuelle kontrollen som ble utført i 1991 var denne visuelle kontrollen vesentlig mer detaljert når det gjaldt de enkelte skadenes plassering og dokumentasjon med fotografier. Skadebildet var imidlertid som beskrevet i kapittel 5.2.2.

5.3.3 Lokalisering av materialundersøkelsene

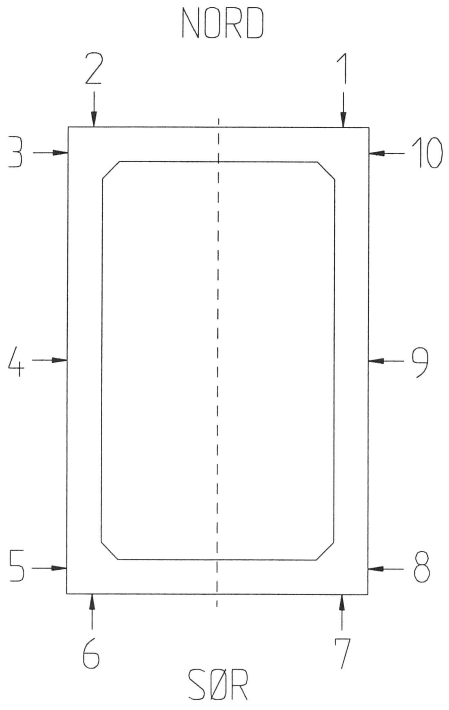
Alle materialundersøkelsene på overbygningen ble utført i prøverekker på tvers av brua med innbyrdes avstand på 6 m. Prøverekkene ble nummerert i hvert felt. Prøverekke 2 ble alltid plassert 6 m fra søyleveggene. I hver prøverekke ble det tatt inntil 11 prøver avhengig av kassehøyden, se figur 5.3-1. På de områdene hvor

kassehøyden er lav ble punktene 3 og 9 sløyfet. Oversikt over prøverekkene er vist på figurene 5.3-23, 5.3-24 og 5.3-25.

På søylene ble prøvene på de forskjellige veggene tatt ut i henhold til angivelsene på figur 5.3-2.



Figur 5.3-1: Overbygning - plassering av enkeltprøver i en prøverekke.



Figur 5.3-2: Søyler - plassering av enkeltprøver.

5.3.4 Overdekningsmålinger

Overdekningsmålingene er utført med 2 covermetre av type Micro Covermeter som er levert av Geonor. Målenøyaktigheten er, av leverandøren, oppgitt til ±2 mm eller ±5 % for 75 % av måleområdet. Målingene foretas til selve overflaten av armeringen uten hensyn til kammene. Målenøyaktigheten påvirkes sterkt av mengden armering som søkerhodet registrerer. Måling med covermeter på dobbeltjern viser opp til 10 mm lavere overdekning enn det som måles ved opphugning. Det er særlig mye dobbeltjern øverst og nederst på kasseveggene. Målingene ble ikke korrigert for usikkerheter/feil.

Målingene som er utført gjelder den armeringen som ligger nærmest overflaten uansett om dette er monteringsstenger eller statisk armering.

Til sammen er det utført i alt 752 målinger av overdekning på overbygningen og 168 målinger av overdekning på søylene. For hvert målepunkt er det foretatt 16-20 målinger innenfor 1 m^2 og det er angitt maksimal- og minimalverdier sammen med gjennomsnittlig verdi.

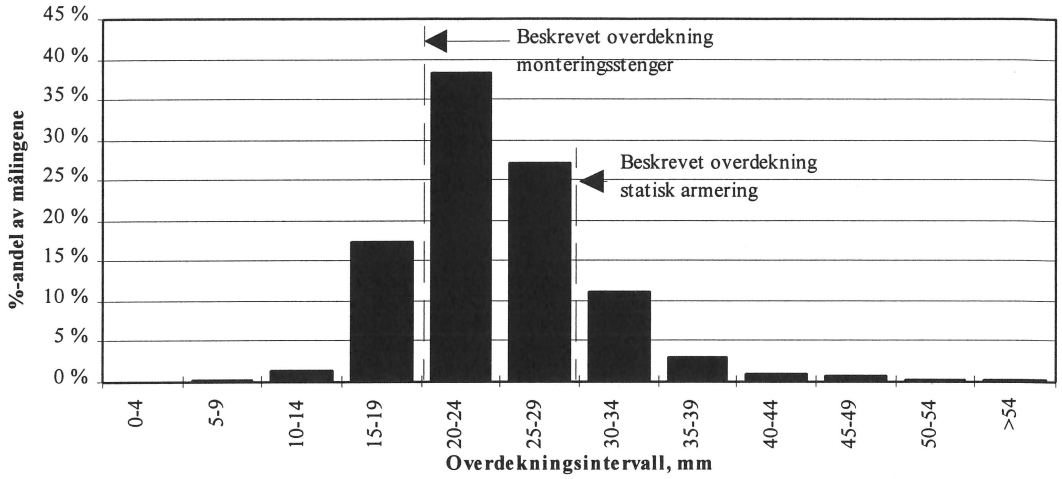
Fordelingen av armeringsoverdekningen for overbygningen i feltene 1 og felt 2 er vist på figurene 5.3-3 og 5.3-4. Fordelingen ble først beregnet med intervaller gjengitt på figurene 5.3-3b og 5.3-4b. Da kravene til overdekning var 20 og 30 mm for henholdsvis monteringsstenger og statisk armering ble intervallene endret litt slik de er vist i figurene 5.3-3a og 5.3-4a. En ser at denne beskjedne endringen gir forholdsvis stort utslag på diagrammene.

Tabell 5.3-2 gjengir akkumulerte overdekninger i % for disse figurene 5.3-3a/5.3-3b og 5.3-4a/5.3-4b. Forskjellen i de akkumulerte overdekningene er størst for overdekninger mindre enn 20 mm.

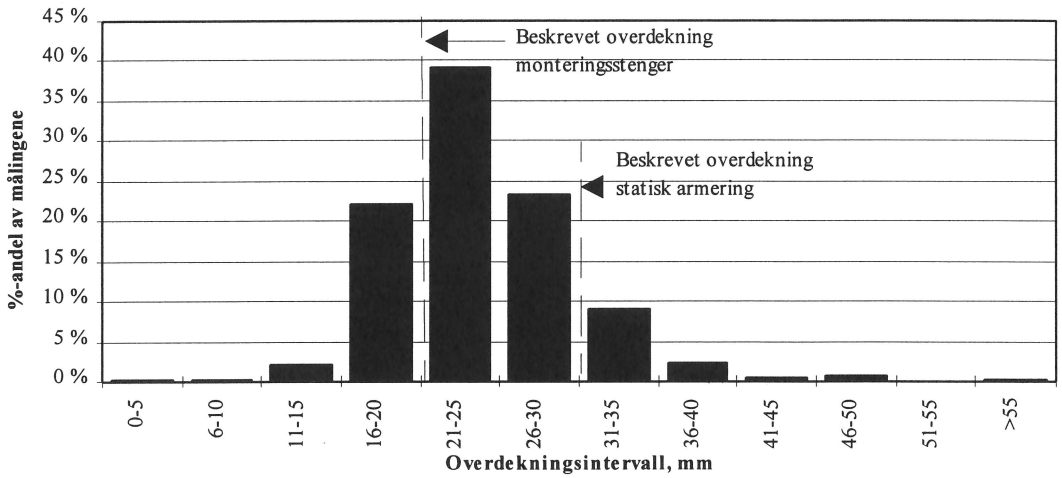
Tabell 5.3-2: Akkumulert armeringsoverdekning i %.

Intervaller figur 5.3-3a/5.3-4a			**Intervaller figur 5.3-3b/5.3-4b**		
Intervaller	**Felt 1**	**Felt 2**	**Intervaller**	**Felt 1**	**Felt 2**
0-4	0,1	0,1	0-5	0,1	0,1
5-9	0,3	0,2	6-10	0,4	0,3
10-14	1,7	2,1	11-15	2,6	4,2
15-19	**19,0**	**18,4**	16-20	**24,7**	**24,6**
20-24	57,2	56,0	21-25	63,8	65,1
25-29	**84,4**	**88,1**	26-30	**87,2**	**90,9**
30-34	95,4	96,1	31-35	96,3	96,7
35-39	98,3	98,1	36-40	98,6	98,4
40-44	99,1	99,1	41-45	99,1	99,2
45-49	99,7	99,5	46-50	99,7	99,6
50-54	99,9	99,7	51-55	99,9	99,8
> 54	100,0	100,0	> 55	100,0	100,0

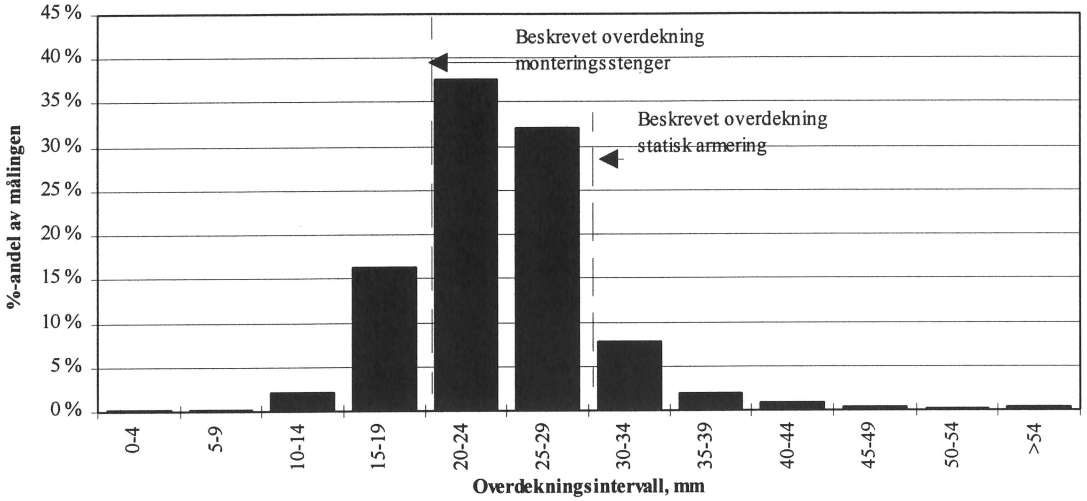
Figurene 5.3-3a/5.3-3b og 5.3-4a/5.3-4b og tabell 5.3-2 viser at det er svært bra samsvar mellom overdekningene i felt 1 og 2. Andel av overdekninger mindre enn 20 mm er 18,4-19 % og andel overdekninger mindre enn 30 mm er 84,4 - 88,1 %.



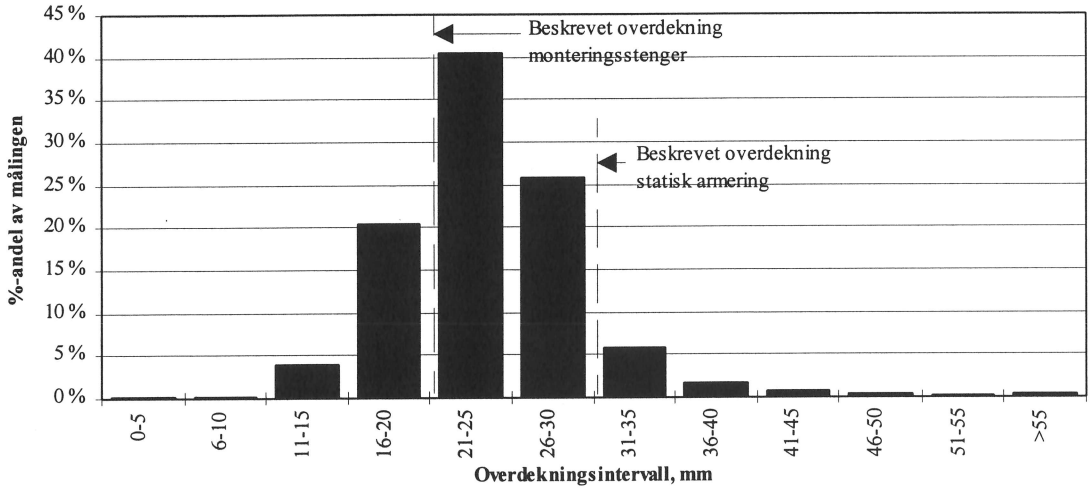
Figur 5.3-3a: Fordeling av armeringsoverdekning i felt 1, 2029 enkeltmålinger.



Figur 5.3-3b: Fordeling av armeringsoverdekning i felt 1, 2029 enkeltmålinger.



Figur 5.3-4a: Fordeling av armeringsoverdekning i felt 2, 3612 enkeltmålinger.



Figur 5.3-4b: Fordeling av armeringsoverdekning i felt 2, 3612 enkeltmålinger.

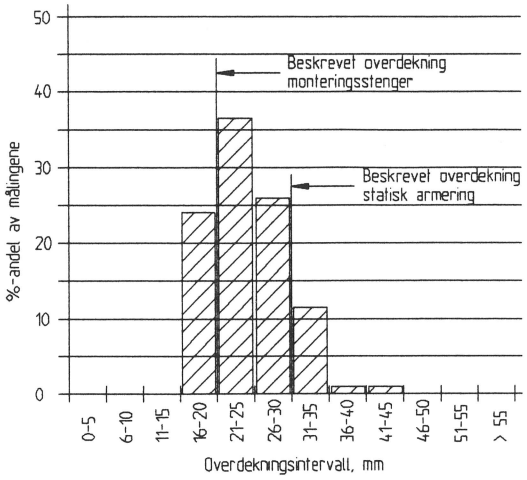
På figur 5.3-5 er det vist hvordan fordelingen av overdekningen er på de ulike flatene av overbygningen. Figuren er basert på de samme intervallene som i figurene 5.3-3b og 5.3-4b. Det gjøres oppmerksom på at figurene bare er basert på 5 av de i alt 21 prøverekkene i felt 2 og således ikke kan sies å være representative for hverken dette feltet eller for brua, men figurene kan likevel gi en liten indikasjon på hvordan fordelingen er.

Formen på de forskjellige stolpediagrammene i figur 5.3-5 varierer en del, men andelen av armering med overdekning mindre enn 20 mm er 20-30 % for alle flatene med unntak av kassens underside. Her var andelen bare ca. 4 % og her kunne en ha

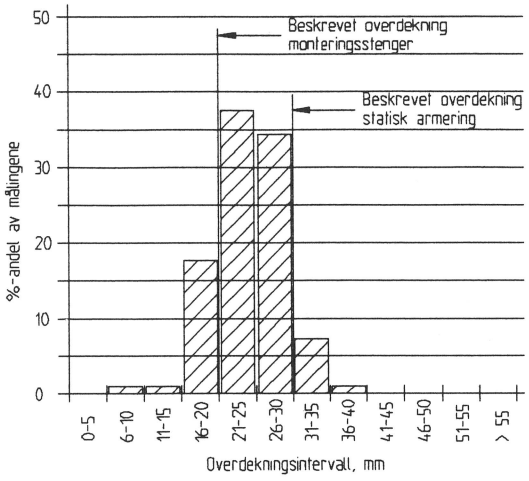
forventet at den hadde vært større. Andel av overdekning mindre enn 30 mm er imidlertid svært likt for alle flatene og ligger i området 85 til 91 %.

Figur 5.3-6 viser fordelingen av armeringsoverdekning for søyle 3 som ble støpt med tradisjonell forskaling og figur 5.3-7 viser fordelingen for søyle 5 som ble støpt med glideforskaling.

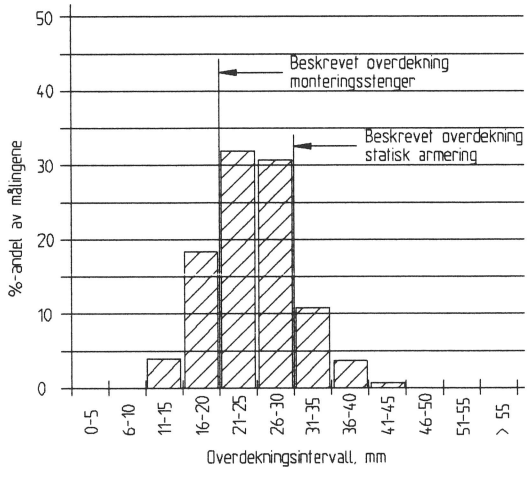
Formen på stolpediagrammene varierer svært mye fra flate til flate på de to søylene, men ikke så mye på søyleflatene sett under ett. På søyle 3 varierer andelen av overdekning som er mindre enn kravet på 50 mm fra 58,2 % på østsiden til 92,6 % på sørsiden. Gjennomsnittet for alle flatene er 72,4 %. På søyle 5 varierer denne andelen fra 69,0 % på sørsiden til 96,6 % på østsiden. Gjennomsnittet for alle flatene er 83,6 % altså ca. 11 % høyere enn for søyle 3.



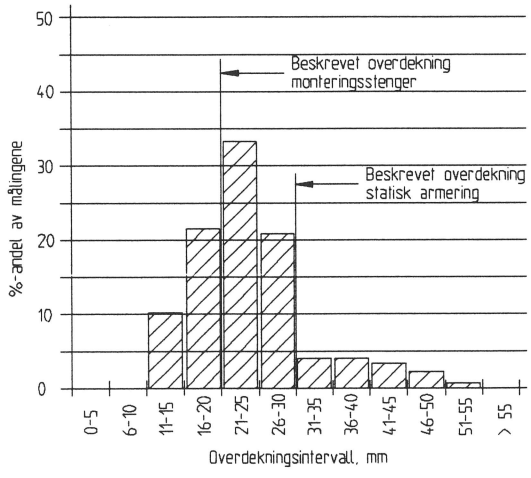
u.k. Søndre vinge



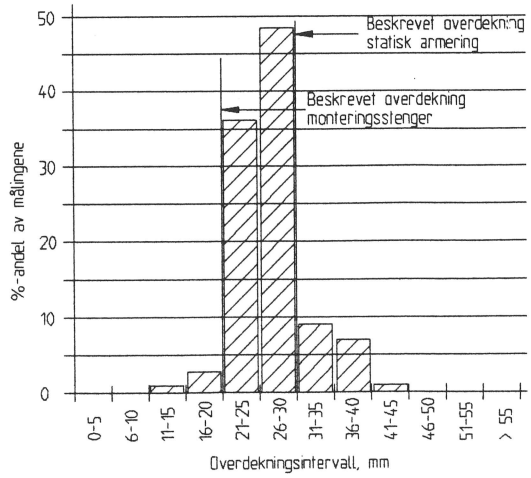
u.k. Nordre vinge



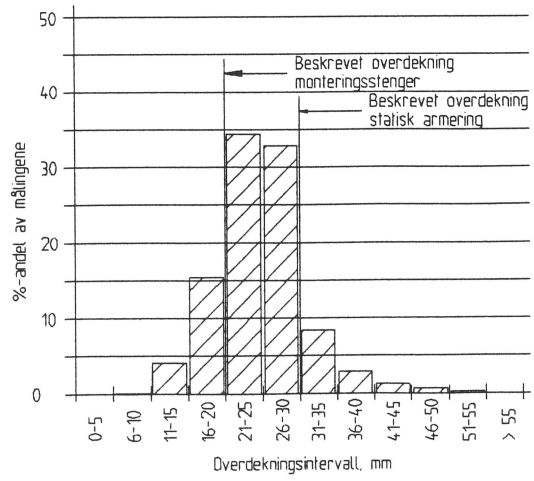
Søndre kassevegg



Nordre kassevegg

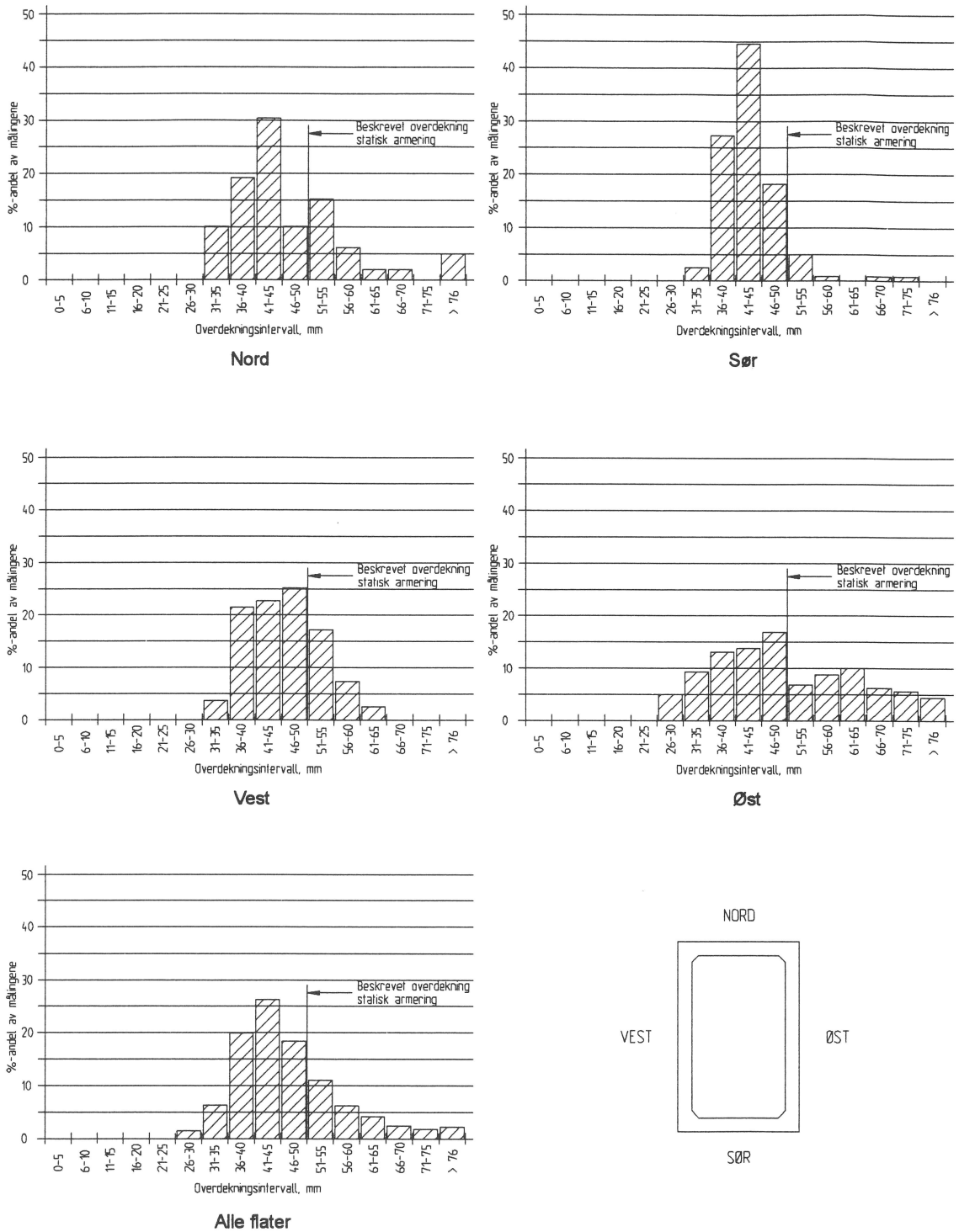


Underside kasse

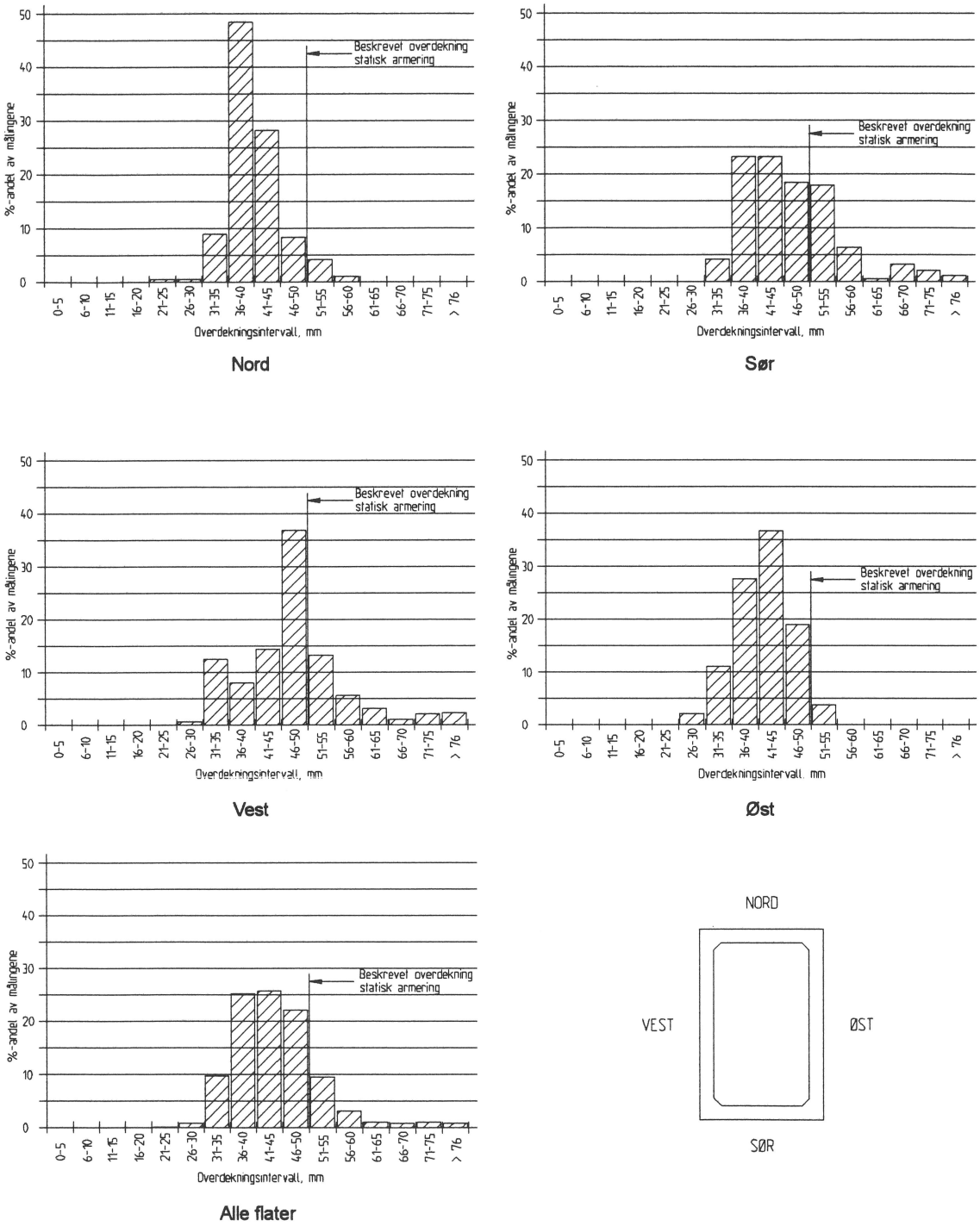


Sum alle flater

Figur 5.3-5: Overbygning felt 2. Prøverekke 1-5. Fordeling av armeringsoverdekning på ulike flater.



Figur 5.3-6: Søyle 3 (bordforskalet). Fordeling av armeringsoverdekning.



Figur 5.3-7: Søyle 5 (glideforskalet). Fordeling av armeringsoverdekning.

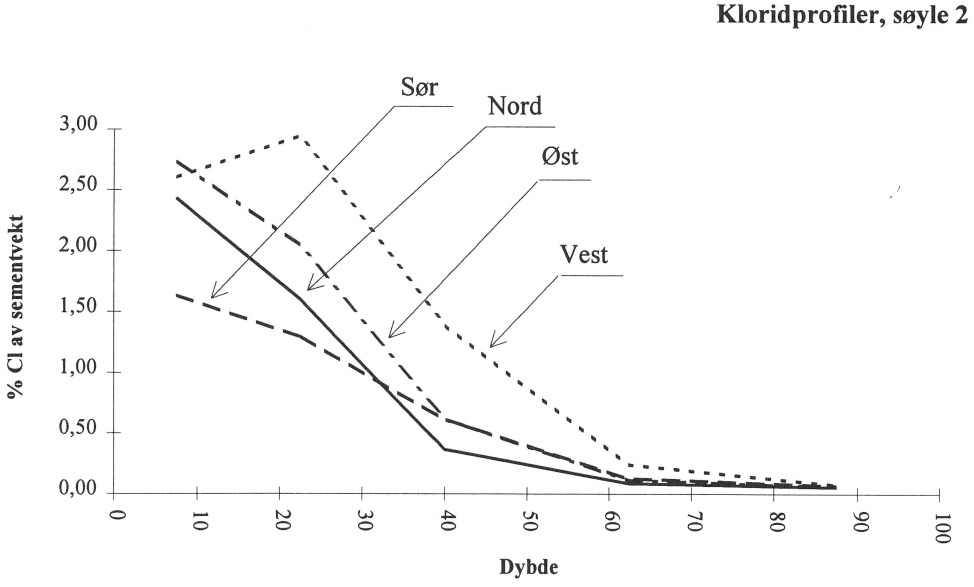
5.3.5 Kloridmålinger

Kloridmålingene ble utført ved utboring av betongstøv fra 4 hull med 16 mm bor i hver prøvelokalitet. Prøvene ble tatt ut i følgende dybder:

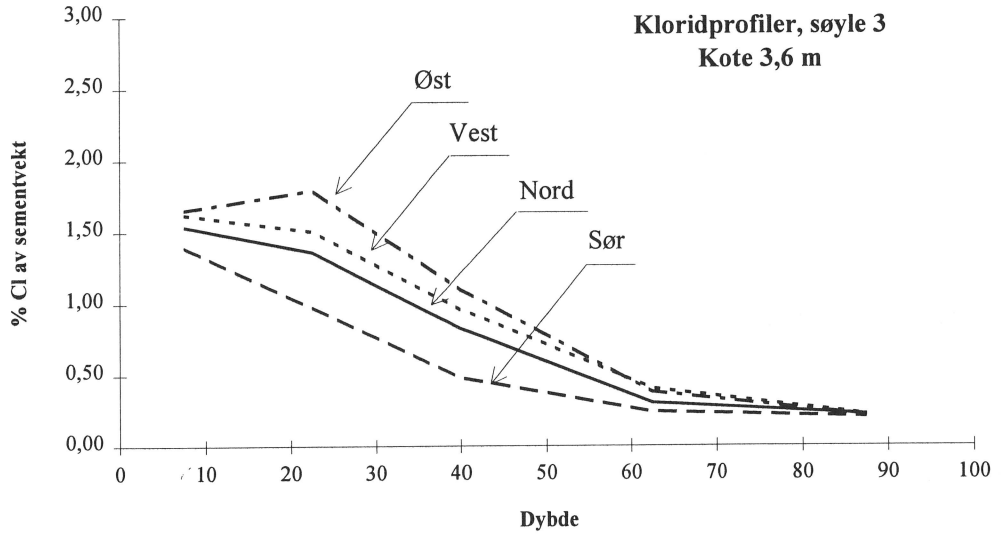
Pilarer: 0-15, 15-30, 30-50, 50-75 og 75-100 mm
Overbygning: 0-10, 10-20, 20-30, 30-50 og 50-75 mm.

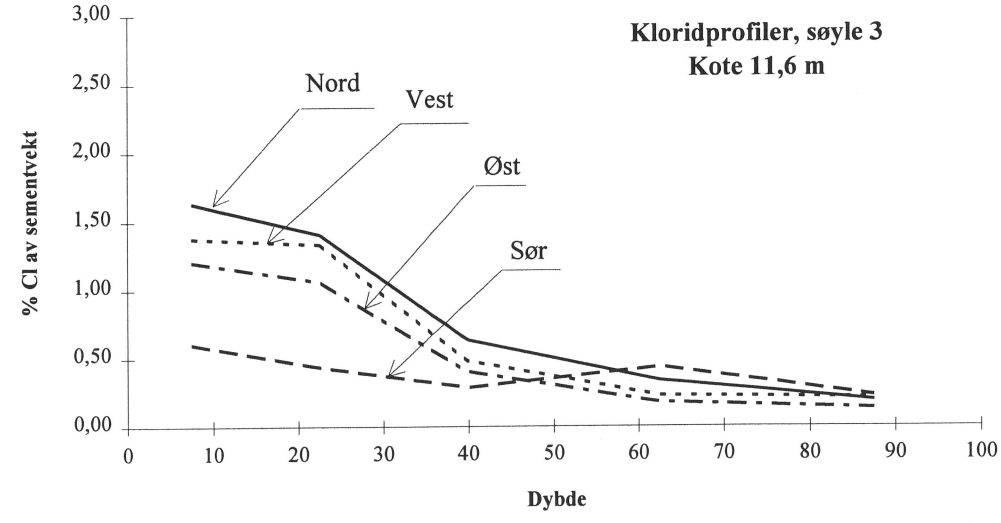
Kloridinnholdet ble målt med RCT-metoden. Kloridverdiene er gjengitt i % av sementvekt. Omregningene er basert på en sementvekt på 375 kg/m^3 og en omregningsfaktor (betongvekt/sementvekt) på 6,4. 40 av prøvene ble i tillegg analysert hos Rescon med potensiometrisk titrering. Avvikene var ± 15 %.

Søylene
Alle kloridprofilene for søylene viser avtagende kloridinnhold med dybde i betongen. Dette indikerer at kloridene kommer fra klimaet brua står i. Søndre sideflate (lo-flate) har jevnt over lavere kloridinnhold enn de øvrige flatene. Figurene 5.3-8 og 5.3-9 viser kloridprofiler for søylene 2 og 3. Kloridprofilene er for hver himmelretning basert på 3 prøvelokaliteter (à 4 hull) for øst- og vestsiden og 2 prøvelokaliteter (à 4 hull) for nord- og sørsiden, se figur 5.3-2. For søyle 2 har vestsiden høyest kloridinnhold og det ytre sjiktet har litt lavere kloridinnhold enn sjikt nr. 2.



Figur 5.3-8: Spesialinspeksjon 1992. Kloridprofiler søyle 2, kote 3,1.





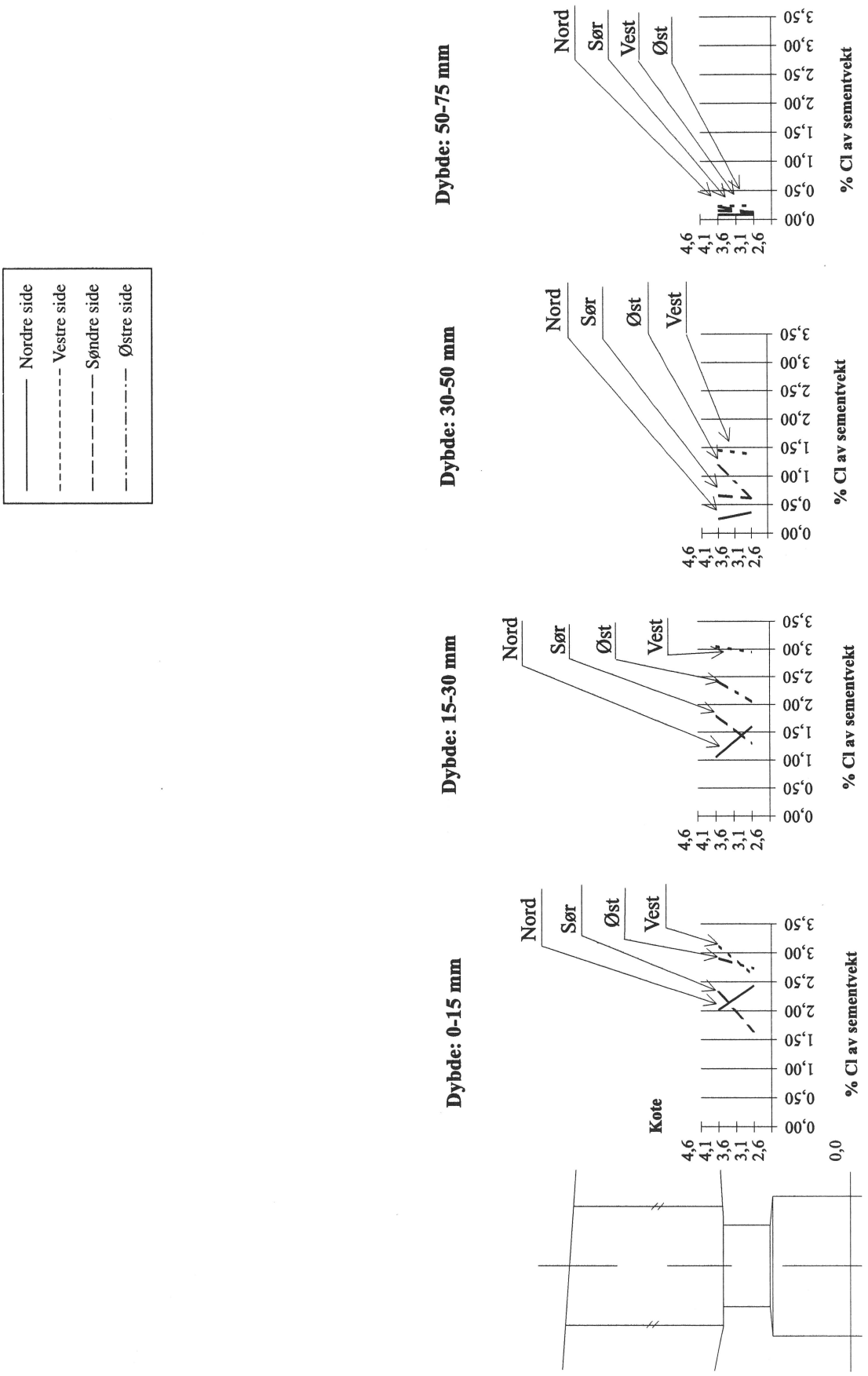
Figur 5.3-9: Spesialinspeksjon 1992. Kloridprofiler søyle 3.

For søyle 3 er det høyeste kloridinnhold i østre flate ca. 1 m over fundamentet (kote 3,6 m). Ved kote 11,6 endrer dette bildet seg slik at det er nordre flate som har høyest kloridinnhold.

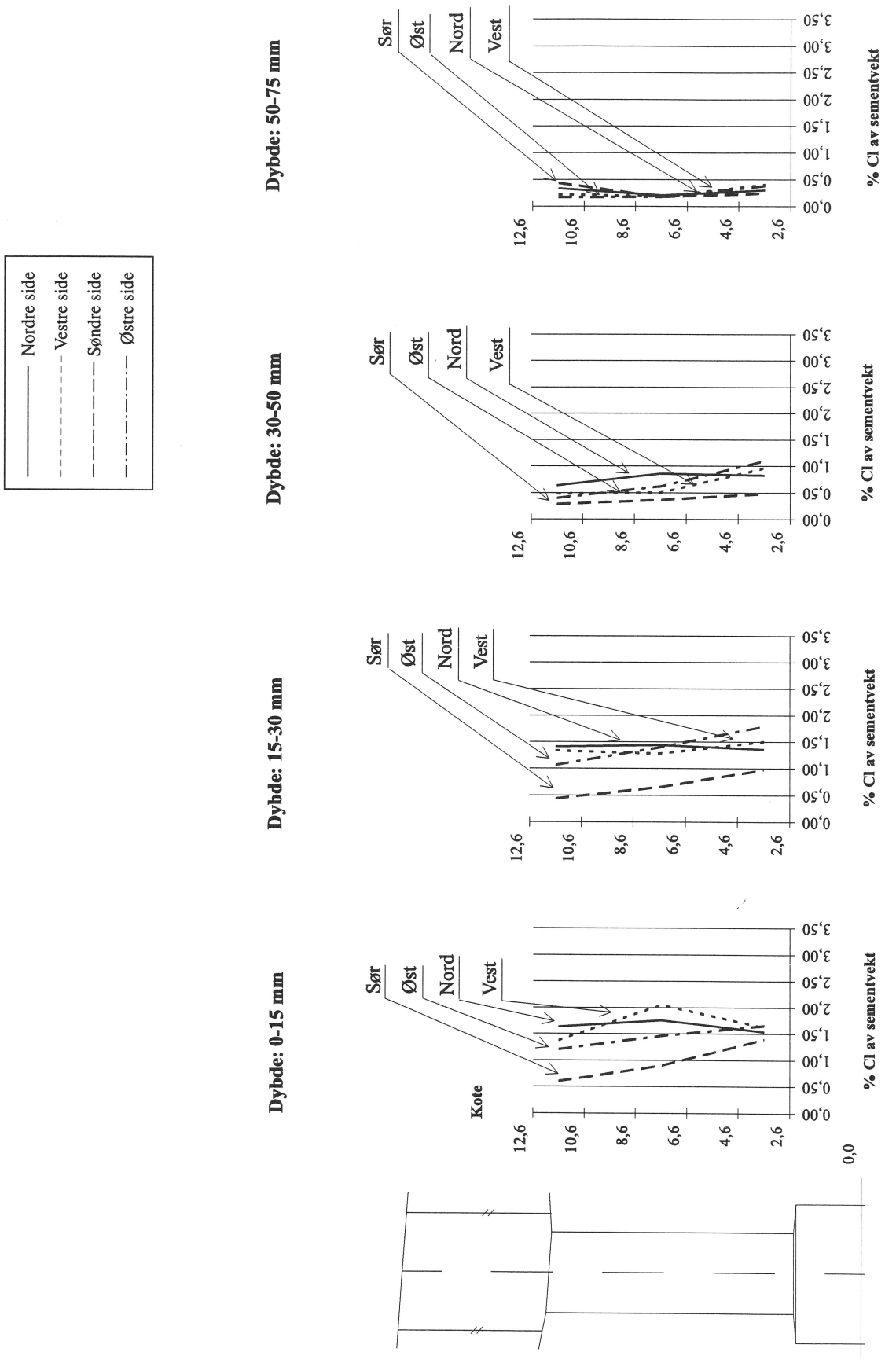
Figurene 5.3-10 - 5.3-13 viser hvordan kloridinnholdet i søylene varierer med høyde over havet, flate og dybde i betongen. Kloridprofilene er basert på 3 prøvelokaliteter for øst- og vestsiden og 2 prøvelokaliteter på nord- og sørsiden, se figur 5.3-2. På alle søylene reduseres kloridinnholdet med høyde over havet, men på samme måte som ved hovedinspeksjonen (se figur 5.2-2) kan det for de lengste søylene observeres en merkbar topp i kloridinnhold ved kote 7,6. I nivå med armeringen (dybde 50-75 mm) er kloridinnholdet stort sett under 0,5 % av sementvekt.

Figurene 5.3-14 - 5.3-17 viser hvordan kloridinnholdet i dybde 0-15 mm varierer rundt søylene og i høyden. Dominerende vindretning er omtrent vinkelrett inn på søndre sideflate og en ser at kloridinnholdet på denne flaten jevnt over er mindre enn på de øvrige flatene.

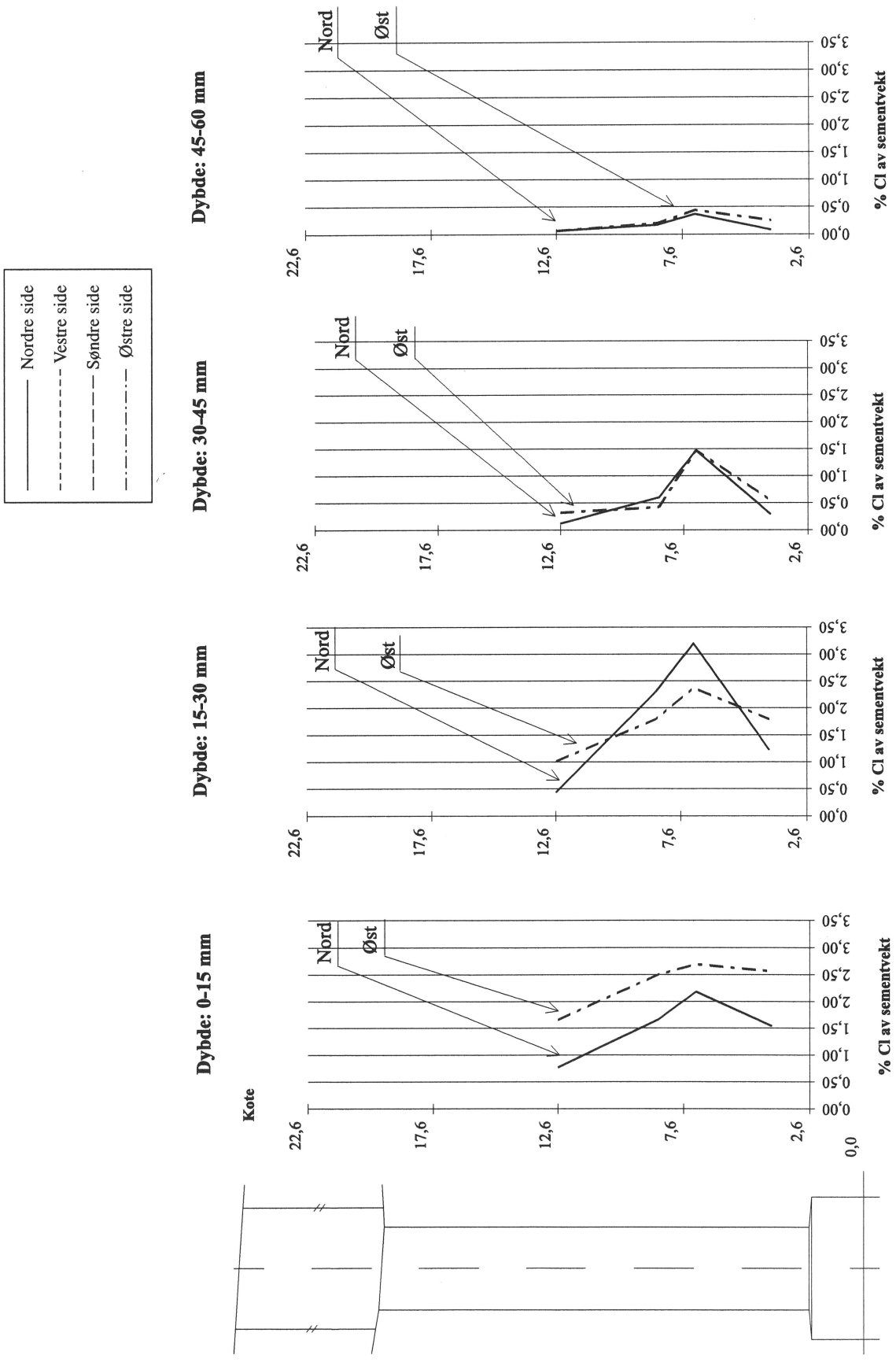
De øvrige flatene (øst, vest, nord) har omtrent likt kloridinnhold i de ulike snittene.



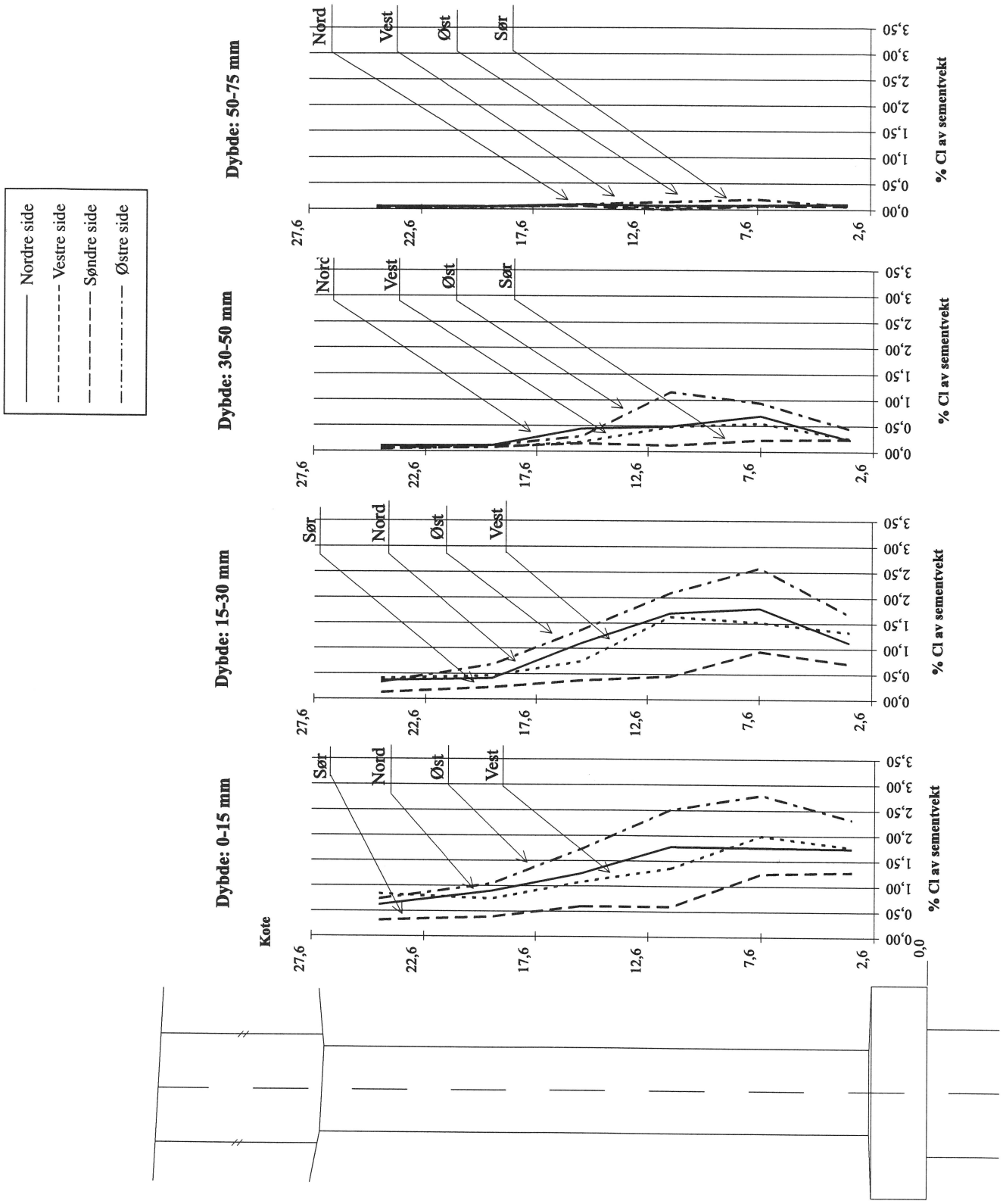
Figur 5.3-10: Spesialinspeksjon 1992. Kloridinnhold i søyle 2 (dybde/kote/flate).



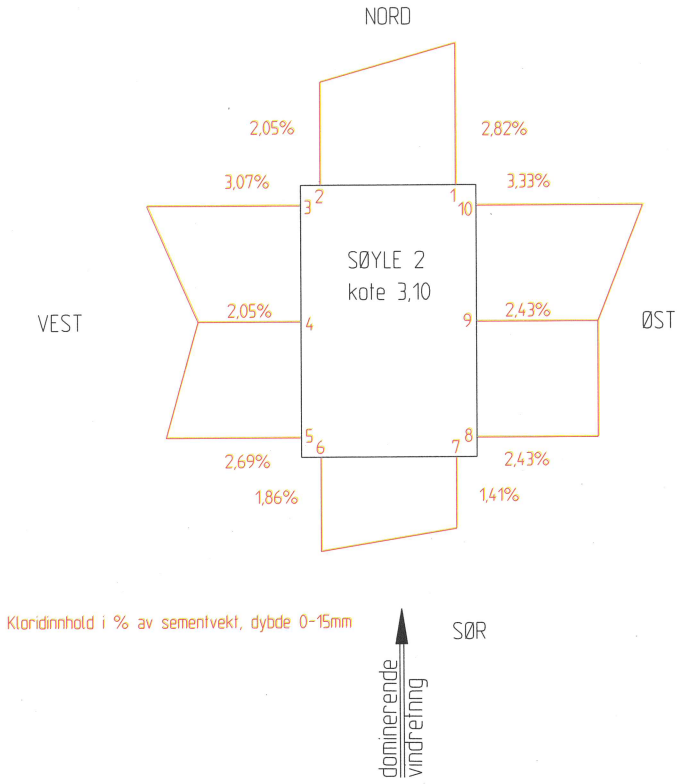
Figur 5.3-11: Spesialinspeksjon 1992. Kloridinnhold i søyle 3 (dybde/kote/flate).



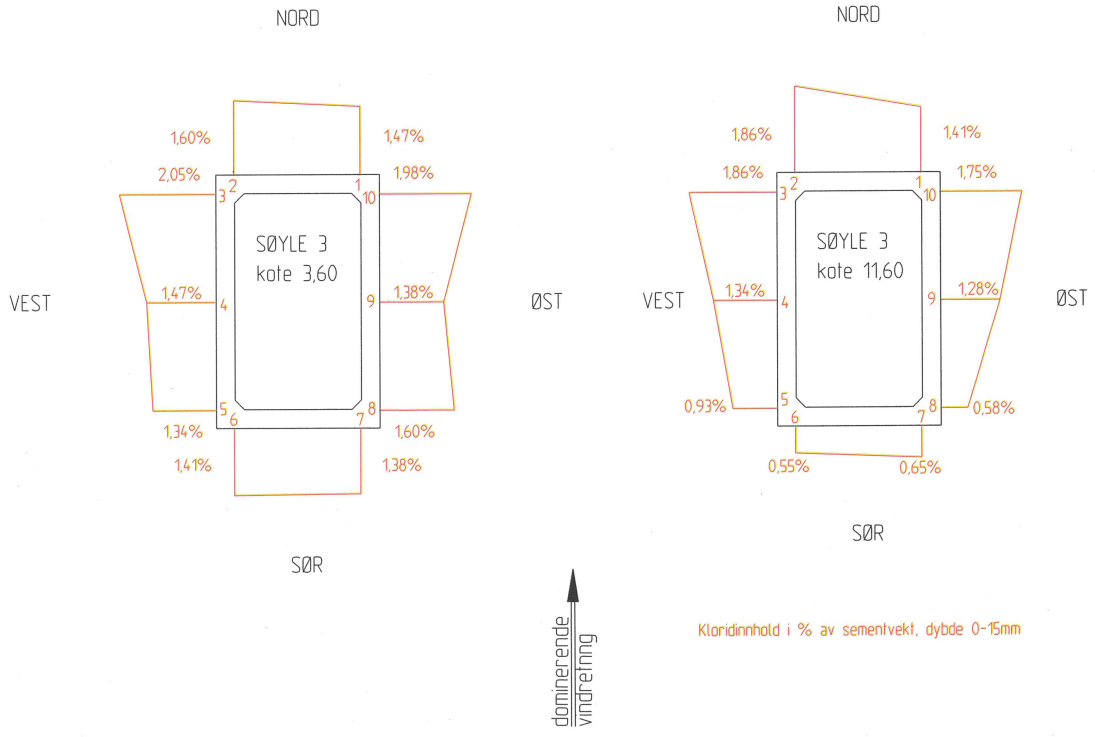
Figur 5.3-12: Spesialinspeksjon 1992. Kloridinnhold i søyle 4 (dybde/kote/flate).



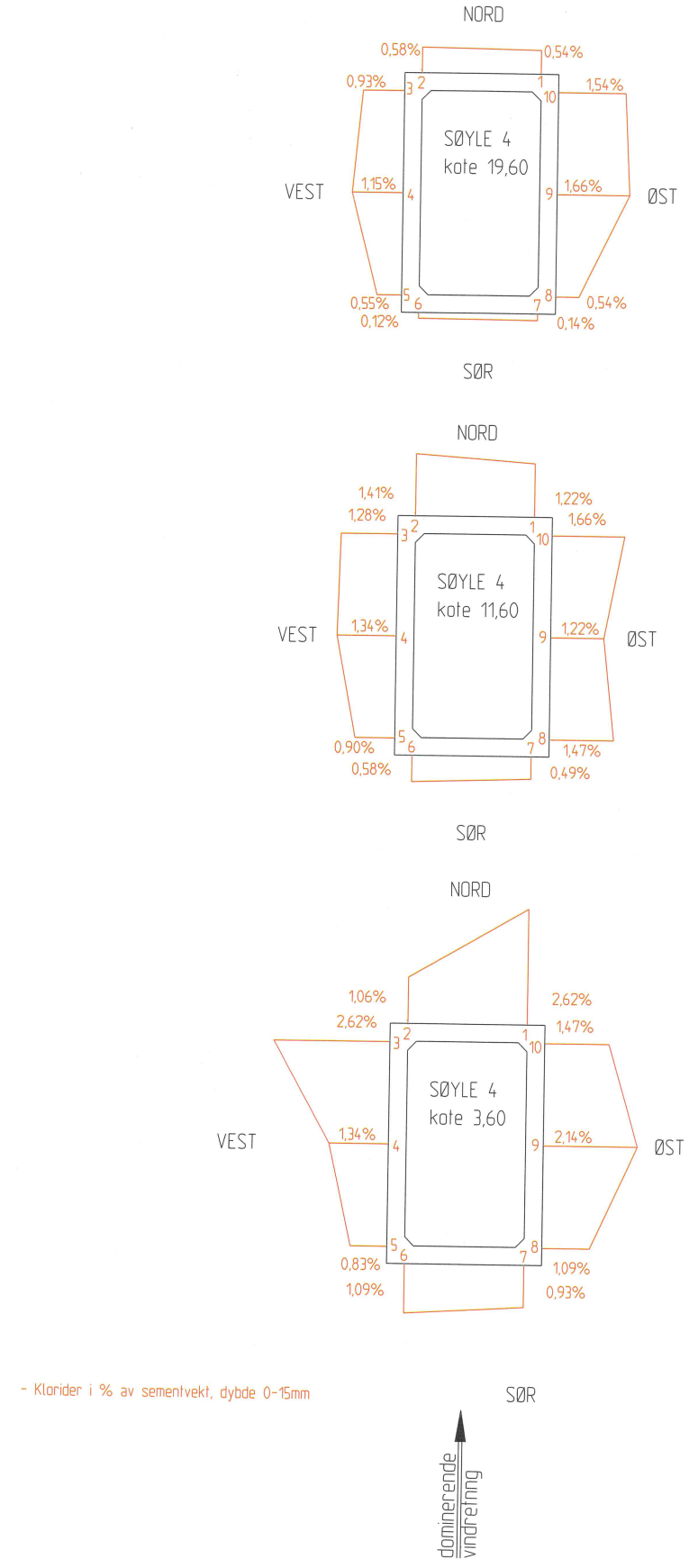
Figur 5.3-13: Spesialinspeksjon 1992. Kloridinnhold i søyle 5 (dybde/kote/flate).



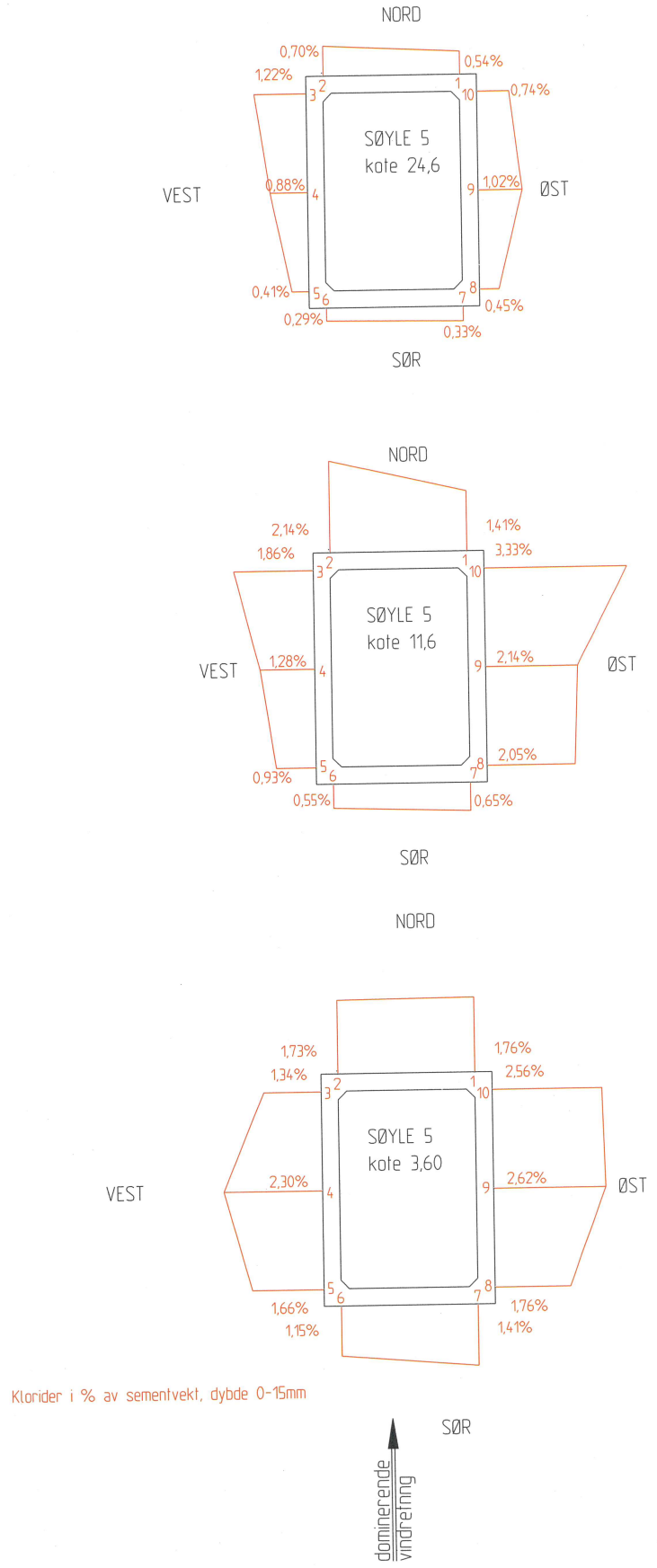
Figur 5.3.14: Spesialinspeksjon 1992. Kloridinnhold i søyle 2 (flate/kote).



Figur 5.3.15: Spesialinspeksjon 1992. Kloridinnhold i søyle 3 (flate/kote).



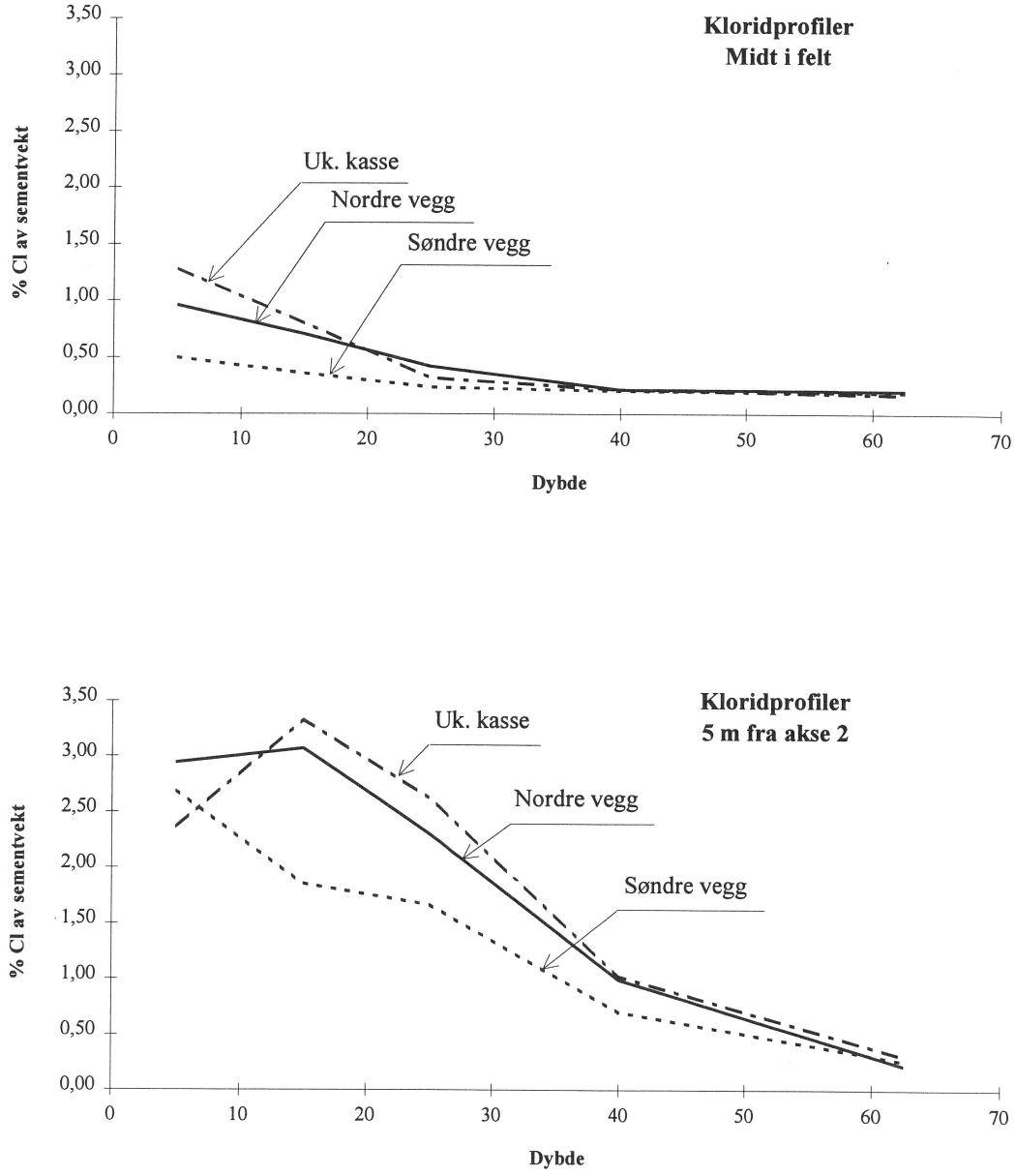
Figur 5.3-16: Spesialinspeksjon 1992. Kloridinnhold i søyle 4 (flate/kote).



Figur 5.3-17: Spesialinspeksjon 1992. Kloridinnhold i søyle 5 (flate/kote).

Overbygning

Eksempler på kloridprofiler for overbygningen er gjengitt i figur 5.3-18. Figuren viser profiler i kassevegger og underkant kasse i felt 1. Profilene er tatt midt i feltet og 5 m før akse 2. Kloridprofilet midt i felt er basert på 2 prøvelokaliteter (à 4 hull), mens profilet nær akse 2 er basert på 3 prøvelokaliteter (à 4 hull), se figur 5.3-1. Midt i feltet er kloridinnholdet forholdsvis lavt og jevnt avtagende innover i betongen. Uk kasse og nordre vegg har høyest kloridinnhold. Kloridinnholdet 5 m fra akse 2 er 2-3 ganger høyere enn midt i feltet. Det spesielle i dette området er at kloridinnholdet på nordre vegg og uk. kasse er vesentlig høyere innover i betongen enn på søndre side.



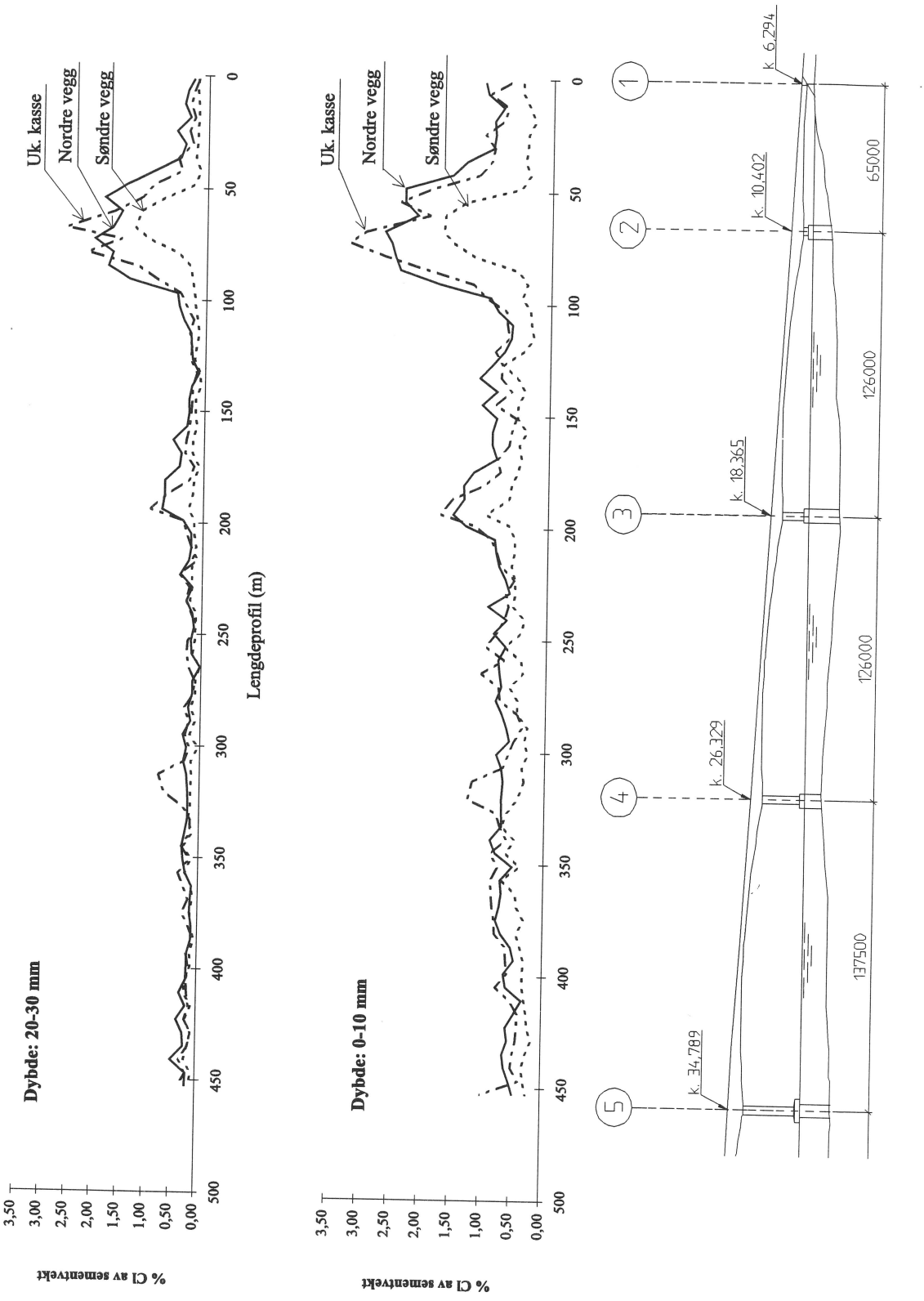
Figur 5.3-18: Spesialinspeksjon 1992. Kloridprofiler for overbygning i felt 1.

For overbygningen i felt 1 - 4 er gjennomsnittlig kloridinnholdet i dybde 0-10 mm og 20-30 mm vist på figur 5.3-19. Denne figuren viser samtidig hvordan kloridinnholdet varierer på de forskjellige flatene. Da bruas overside varierer fra kote 6,29 ved landkar akse 1 til kote 34,79 ved søyle 5 gir figur 5.3-19 også en indikasjon på variasjonen av klorider med høyde over havet.

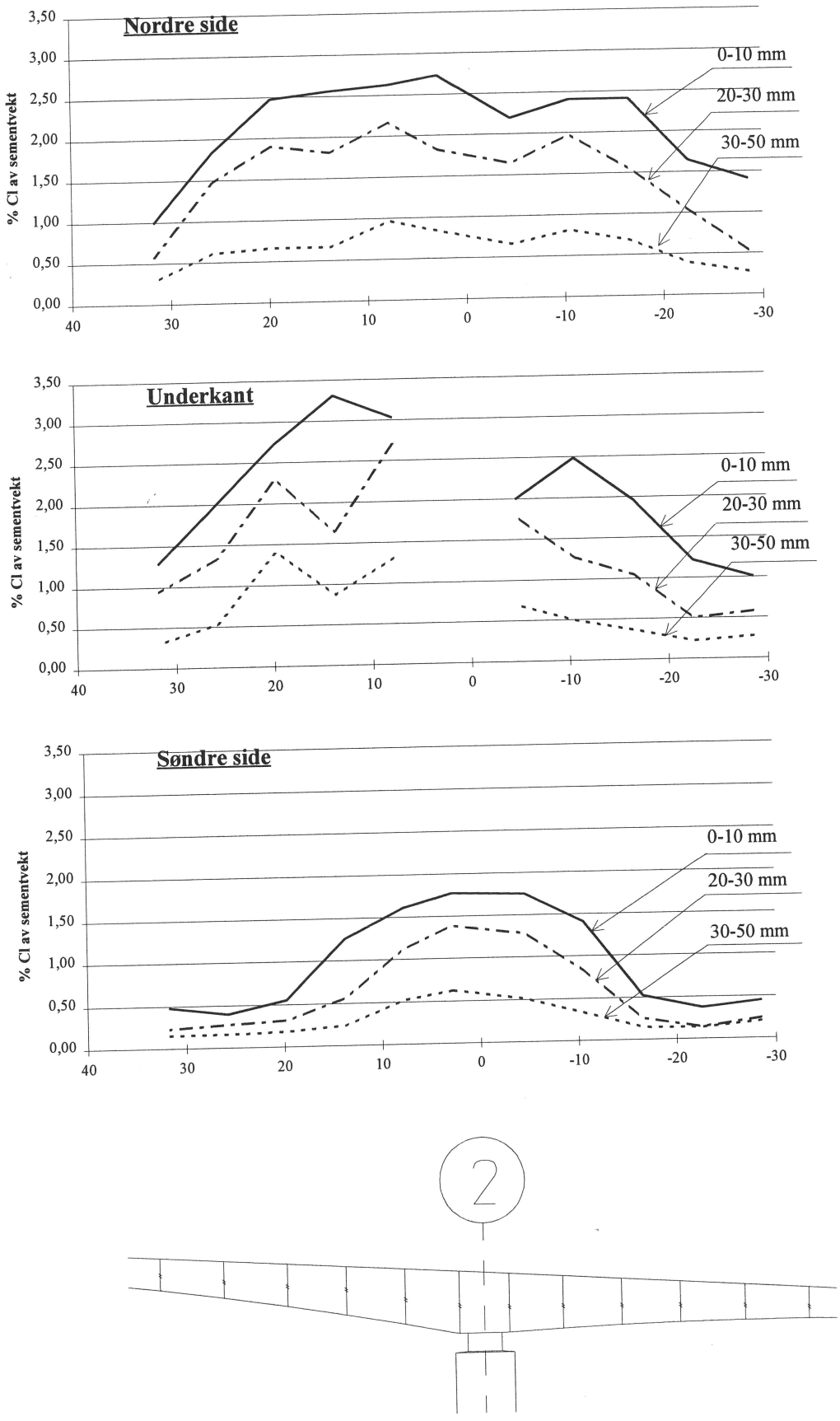
Detaljert illustrasjon av kloridinnholdet i overbygningen rundt søylene 2, 3 og 4 er vist i figurene 5.3-20 - 5.3-22. En ser at det er en svært markant økning av kloridinnholdet ved den laveste søylen (søyle 2). Ved de øvrige søylene er det også økt kloridinnhold, men forskjellen er betydelig mindre.

Figur 5.3-23 viser hvordan kloridinnholdet varierer på kassens vegger og underside. Kloridinnholdet på nordsiden og undersiden er vesentlig høyere enn på sørsiden. Figuren viser samtidig variasjoner ved tre forskjellige høyder over havet. Kloridinnholdet avtar med økende høyde.

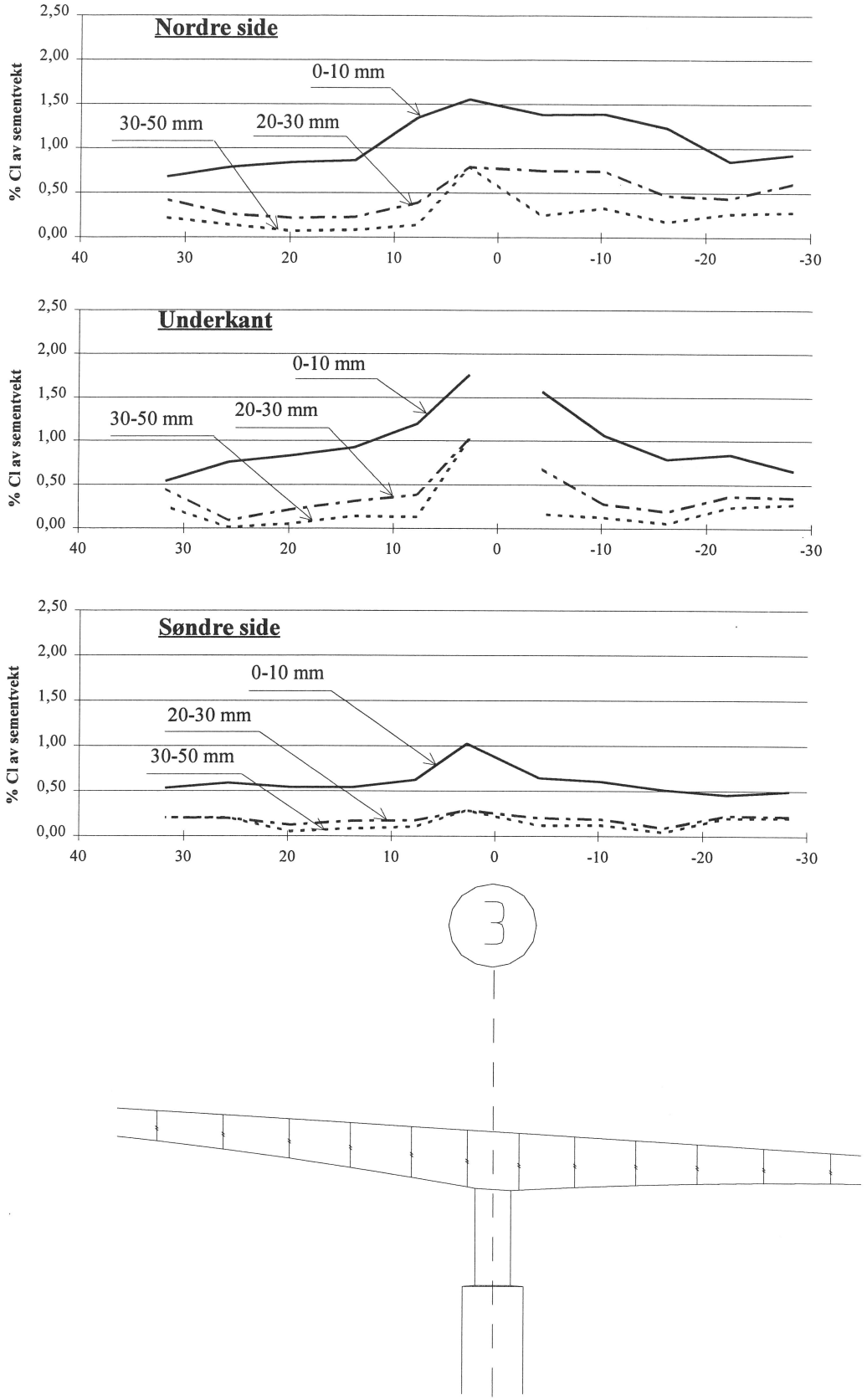
For å få et inntrykk av variasjonene i kloridinnhold på de ulike flatene er verdiene plottet inn i farger på en utbrettede tegninger av overbygningen, se figurene 5.3-24 - 5.3-26. Verdiene viser kloridinnhold i dybde 20-30 mm, dvs. i områder der 65-70 % av armeringen ligger. Figurene gir et inntrykk av hvor store deler av flatene som ligger innenfor de ulike kloridnivåene.



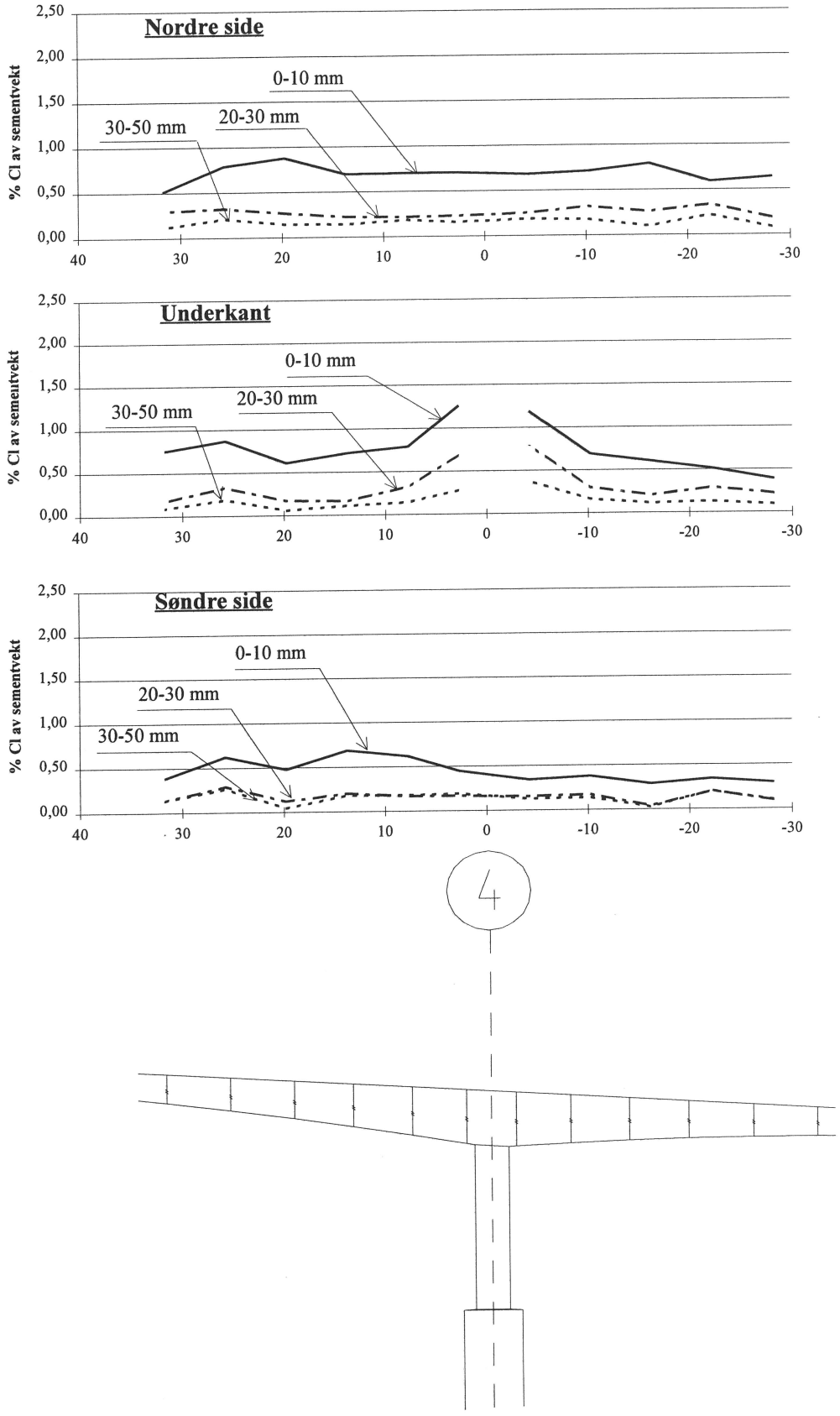
Figur 5.3-19: Overbygning. Gjennomsnittlig kloridinnhold dybde 0-10 og 20-30 mm.



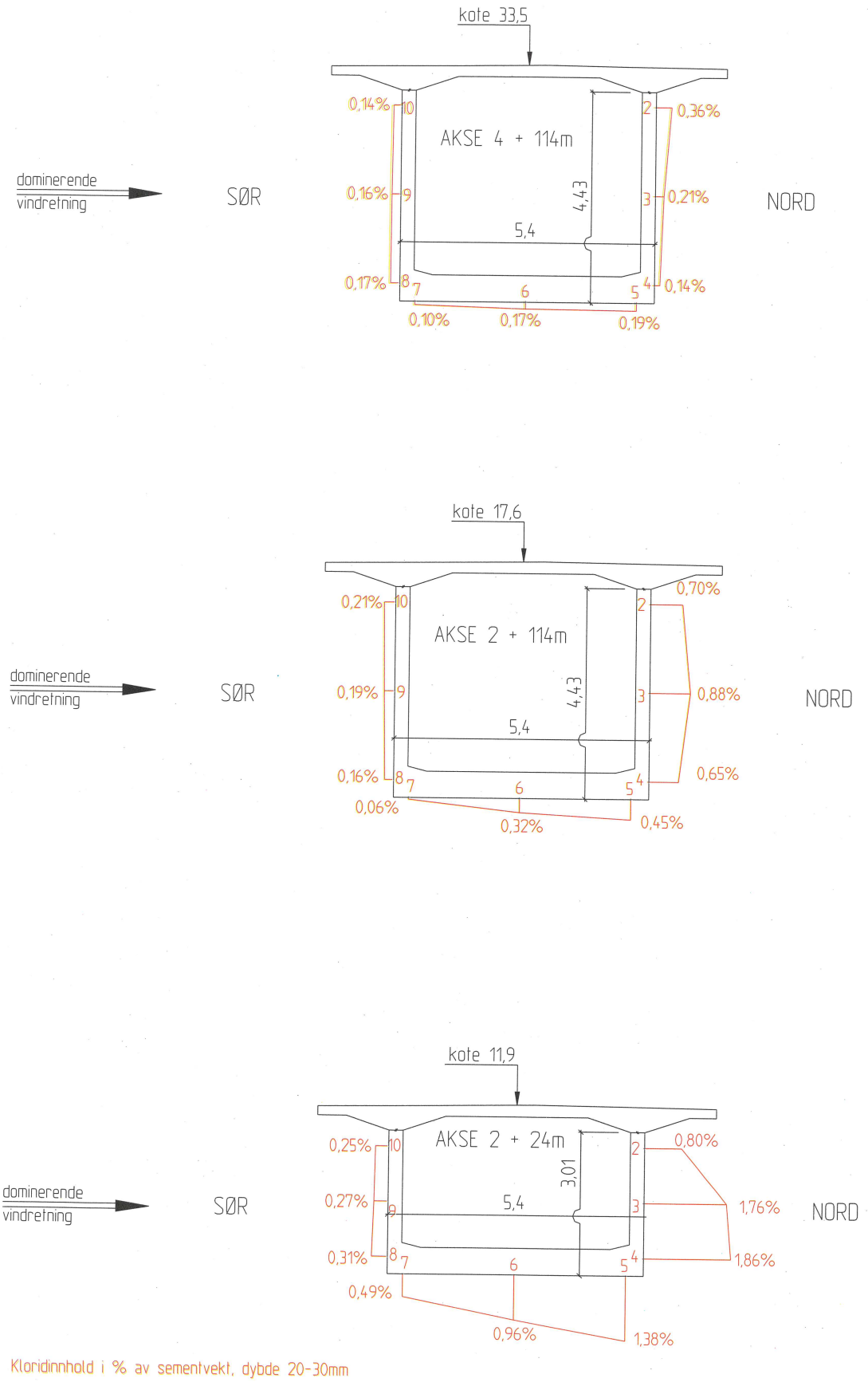
Figur 5.3-20: Overbygning. Kloridinnhold ved søyle 2.



Figur 5.3-21: Overbygning. Kloridinnhold ved søyle 3.



Figur 5.3-22: Overbygning. Kloridinnhold ved søyle 4.



Figur 5.3-23: Overbygning. Kloridbelastning på tverrsnittet ved ulike høyder.

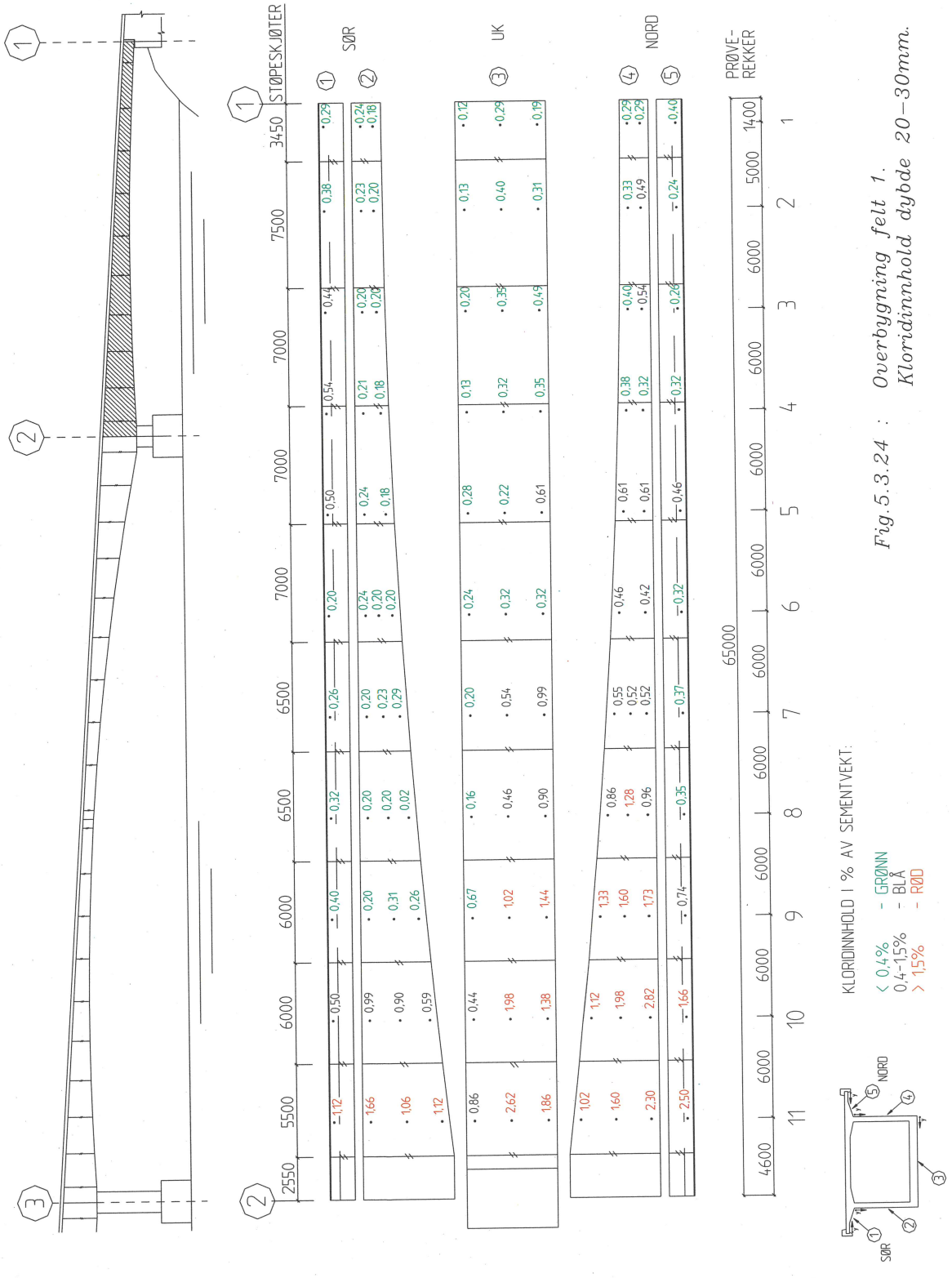


Fig. 5.3.24 : Overbygning felt 1. Kloridinnhold dybde 20–30mm.

Figur 5.3-24: Overbygning felt 1. Kloridinnhold dybde 20-30 mm.

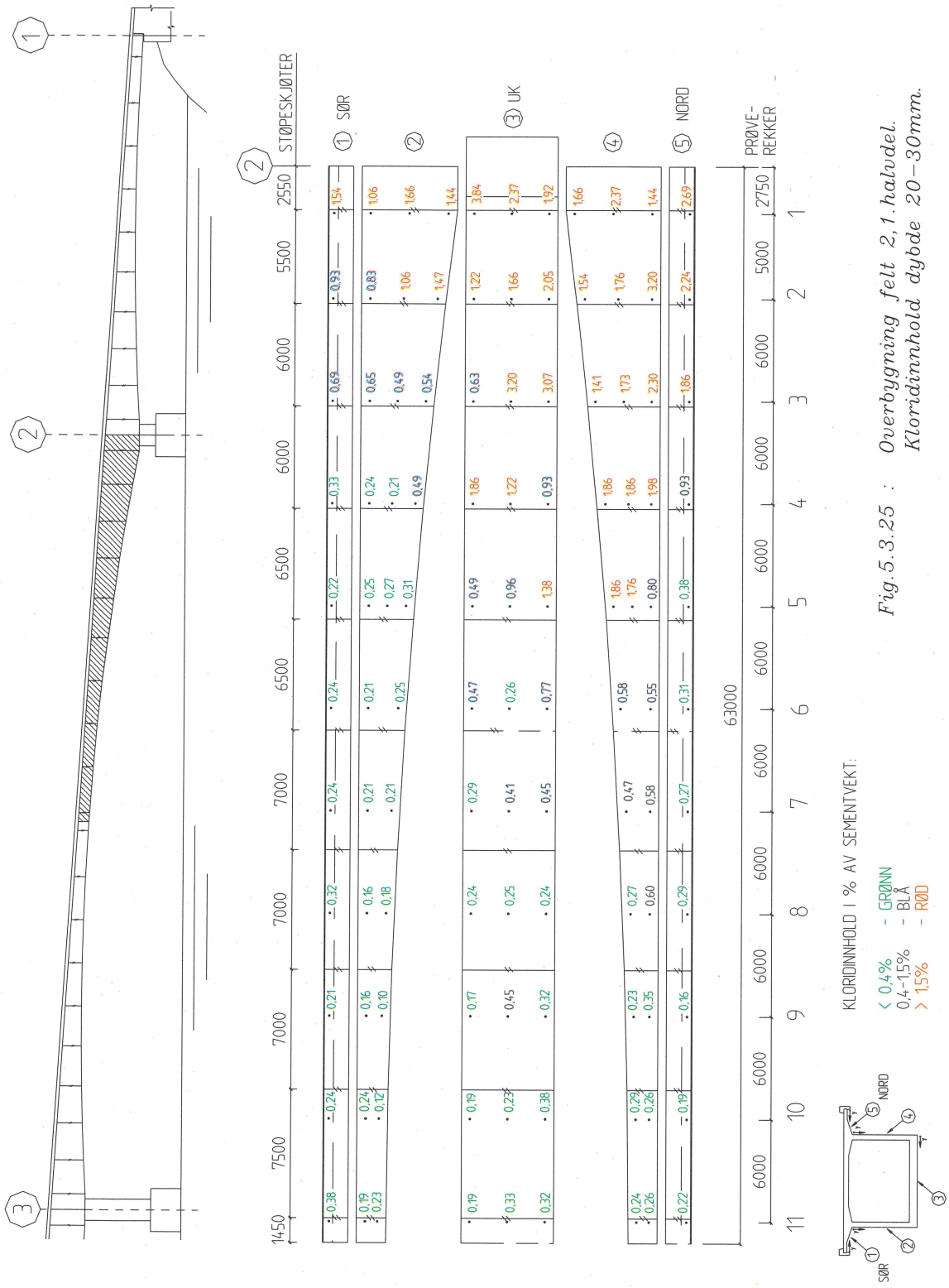


Fig.5.3.25 : Overbygning felt 2,1.halvdel. Kloridinnhold dybde 20–30mm.

Figur 5.3-25: Overbygning felt 2, 1. halvdel. Kloridinnhold dybde 20-30 mm.

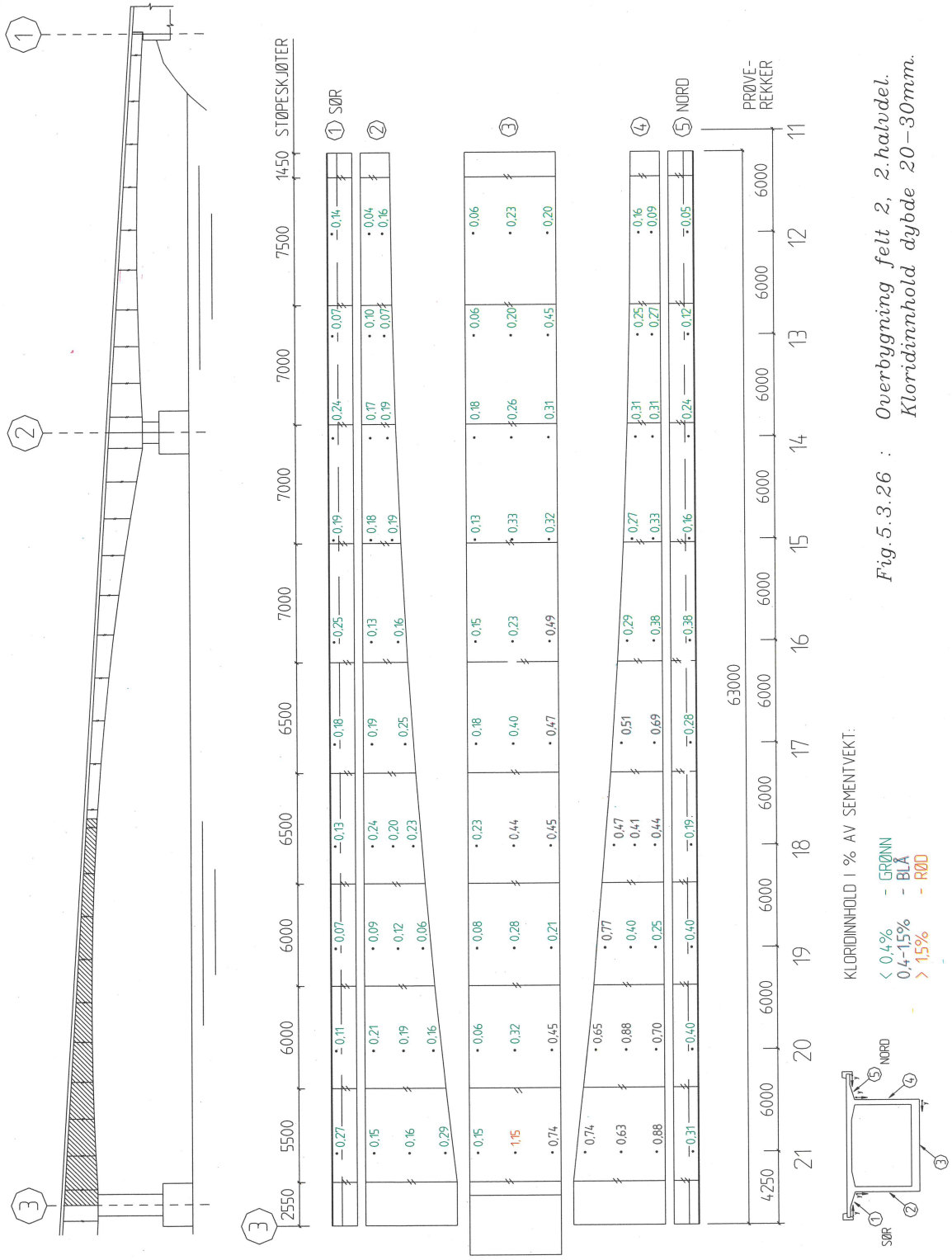


Fig.5.3.26 : Overbygning felt 2, 2.halvdel. Kloridinnhold dybde 20–30mm.

Figur 5.3-26: Overbygning felt 2, 2. halvdel. Kloridinnhold dybde 20-30 mm.

5.3.6 EKP-målinger

Det ble utført EKP-målinger med Bloodhound i et rutenett på 0,5x0,5 m. Det elektrokjemiske potensialet er angitt i mV i forhold til $Cu/CuSO_4$ og den elektriske motstanden mellom armering og betongoverflate er angitt i kohm. Følgende konstruksjonsdeler og flater ble målt:

Overbygning:

- Felt 1: 2 m bredde ved 11 prøverekker
- Felt 2: 2 m bredde ved 21 prøverekker
- Felt 3: 2 m bredde ved 21 prøverekker
- Felt 4: 2 m bredde ved 23 prøverekker.

Landkar:

- Landkar 1: nord (h=0-2 m), sør (h=0-2 m).

Søyler: (tallene i parentes angir høyder fra topp av fundamentene)

- Søyle 2: øst (h = 0-1,5 m) nord (h = 0-2,5 m) vest (h = 0-1,5 m) sør (h = 0-2,5 m)
- Søyle 3: øst (h = 0-10 m) nord (h = 0-10 m) vest (h = 0-10 m) sør (h = 0-10 m)
- Søyle 4: øst (h = 0-18 m) nord (h = 0-18 m) vest (h = 0-18 m) sør (h = 0-18 m)
- Søyle 5: øst (h = 0-23 m) nord (h = 0-23 m) vest (h = 0-23 m) sør (h = 0-23 m).

Alle måleresultatene er gjengitt i /2/.

Figur 5.3-27 viser eksempel på potensial- og motstandsmålinger i en prøverekke (felt 1 prøverekke 11). Figur 5.3-28 viser hvordan potensialene varierer rundt kassen i tre forskjellige høydenivåer.

Potensialene i den midtre raden av hver prøverekke og med plassering tilnærmet det samme som kloridprofilene (se innringede verdier i figur 5.3-27) er plottet inn på figurene 5.3-29 - 5.3-31. Fargekodingen er slik den er gjengitt på utskrift fra Bloodhound, se figur 5.3-27.

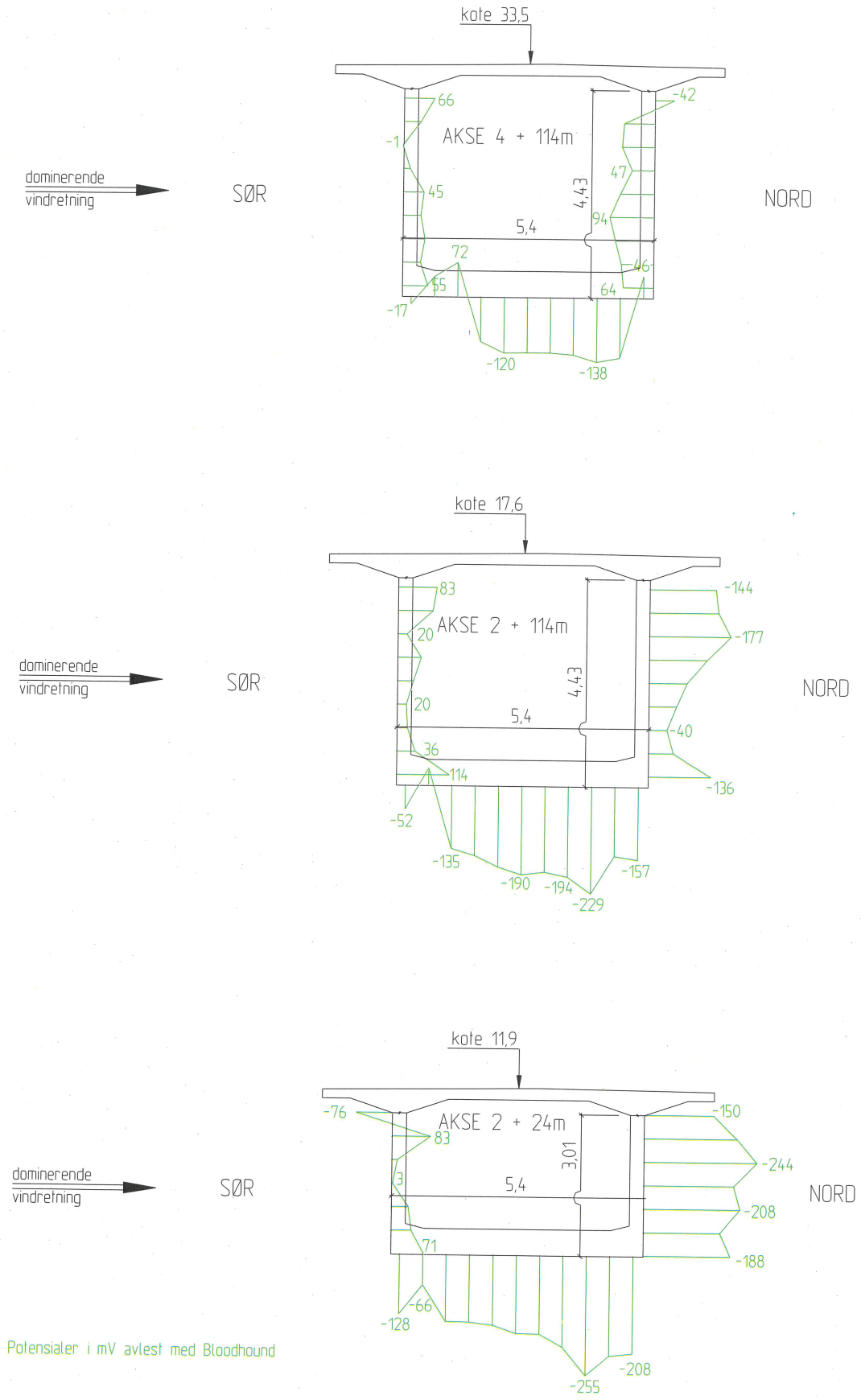
Figurene 5.3-32 - 5.3-35 viser hvordan potensialene varierer på de ulike flatene og i forskjellige høyder for søylene 2-5.

På figurene 5.3-36 - 5.3-38 er potensialer og motstander vist på utbrettede flater for søyle 3, 4 og 5. Dette gir et inntrykk av hvor korrosjonsaktiviteten er størst.

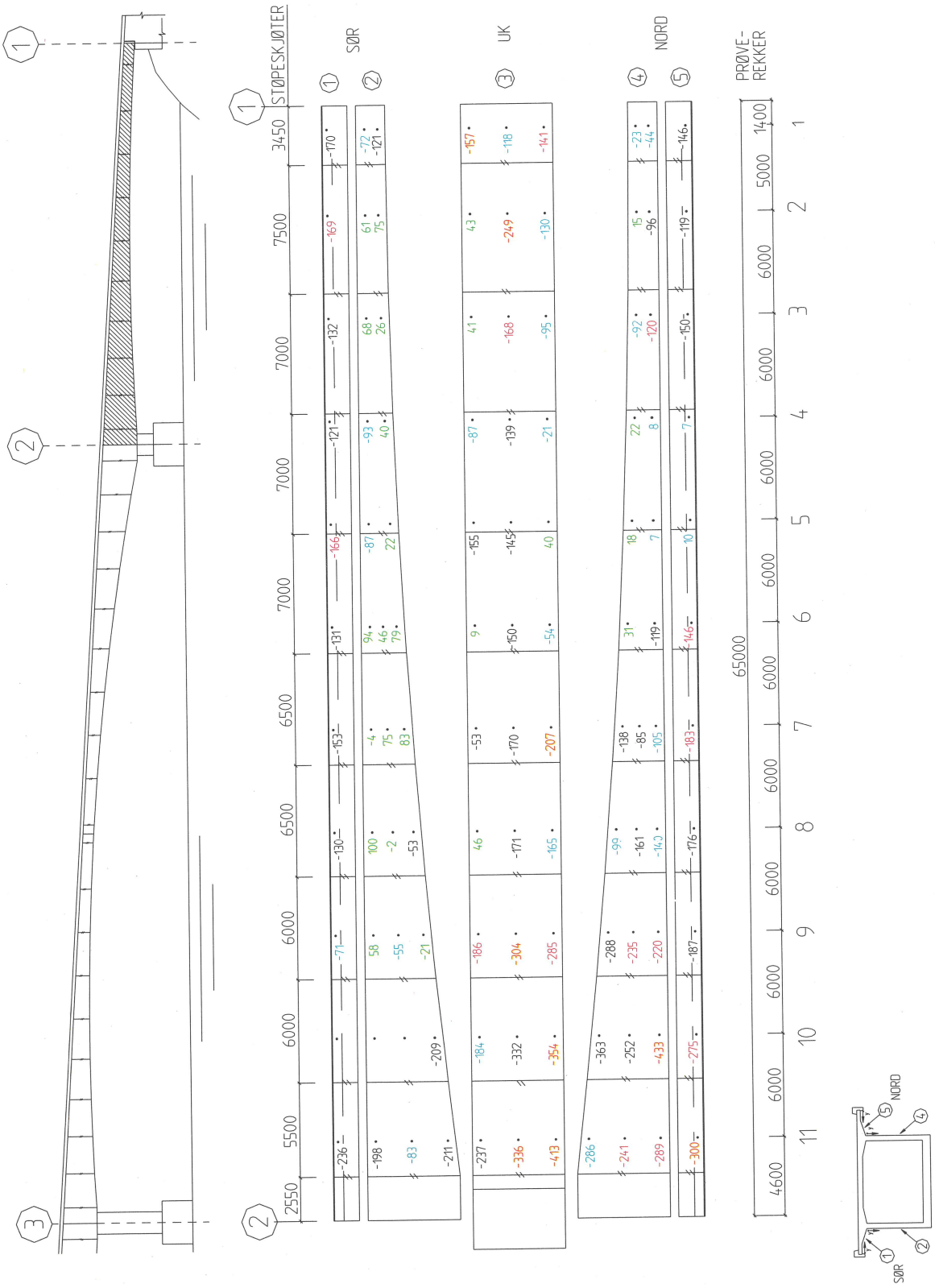
mV	5900	5950	6000	6050	6100	kOhm	5900	5950	6000	6050	6100	
2000	-236	-242	-253	-269	-272		11	11	6	7	9	UK. dekke Sør
1950	-223	-230	(-236)	-231	-234		11	10	7	4	4	
1900	-196	-205	-220	-240	-185		8	7	7	5	5	
1850	-220	-213	(-198)	-216	-185		13	10	8	8	10	
1800	-173	-190	-166	-200	-142		9	8	9	8	7	Søndre kasseside
1750	-135	-187	-120	-137	-96		6	11	9	7	7	
1700	-144	-128	-149	-200	-204		6	10	8	10	7	
1650	-152	-158	-154	-168	-76		6	11	10	7	6	
1600	-175	-132	(-83)	-105	-167		11	9	14	11	13	
1550	-112	-149	-129	-115	-122		4	9	9	12	15	
1500	-102	-125	-74	-142	-132		24	15	12	25	15	
1450	-156	-154	-168	-152	-168		15	11	9	10	11	
1400	-165	-182	-179	-185	-162		13	13	12	9	13	
1350	-175	-200	(-211)	-309	-221		18	20	10	8	15	
1300	-206	-191	(-237)	-224	-189		12	16	10	18	9	Underkant kasse
1250	-246	-277	-247	-251	-204		22	11	12	13	13	
1200	-254	-301	-284	-280	-248		30	10	15	17	18	
1150	-325	-331	-325	-269	-290		10	10	6	33	8	
1100	-330	-316	-328	-307	-288		10	7	7	6	7	
1050	-348	-331	(-336)	-305	-301		11	10	6	7	7	
1000	-408	-344	-309	-400	-371		9	6	6	7	6	
950	-358	-328	-314	-318	-297		6	9	8	5	6	
900	-377	-352	-322	-318	-338		7	6	6	6	6	
850	-358	-351	-362	-345	-409		8	9	5	6	3	
800	-356	-320	-340	-300	-272		10	10	7	5	4	
750	-445	-454	(-413)	-448	-355		17	10	9	4	8	
700	-306	-315	(-286)	-306	-261		11	15	15	12	30	Nordre kasseside
650	-289	-286	-232	-221	-235		10	13	18	14	22	
600	-267	-254	-227	-226	-222		10	9	10	9	18	
550	-255	-240	-207	-228	-219		13	16	13	11	8	
500	-274	-274	-309	-240	-205		14	14	9	17	8	
450	-212	-216	(-241)	-228	-233		25	24	4	7	21	
400	-235	-205	-213	-213	-221		29	10	10	6	19	
350	-200	-214	-223	-207	-224		21	8	9	5	15	
300	-224	-234	-205	-227	-235		21	20	15	8	13	
250	-226	-214	-229	-204	-227		12	16	13	14	9	
200	-277	-256	(-289)	-270	-262		16	8	8	6	10	
150	-407	-404	-448	-309	-348		7	4	9	12	11	UK. dekke Nord
100	-334	-286	-290	-275	-274		7	6	9	14	9	
50	-333	-291	(-300)	-236	-243		13	16	11	6	12	
0	-324	-384	-314	-301	-277		12	7	10	14	8	

Potensialer (mV CSE) / motstandsmålinger målt med bloodhound.
Felt 1 rekke 11. 1992-09-02

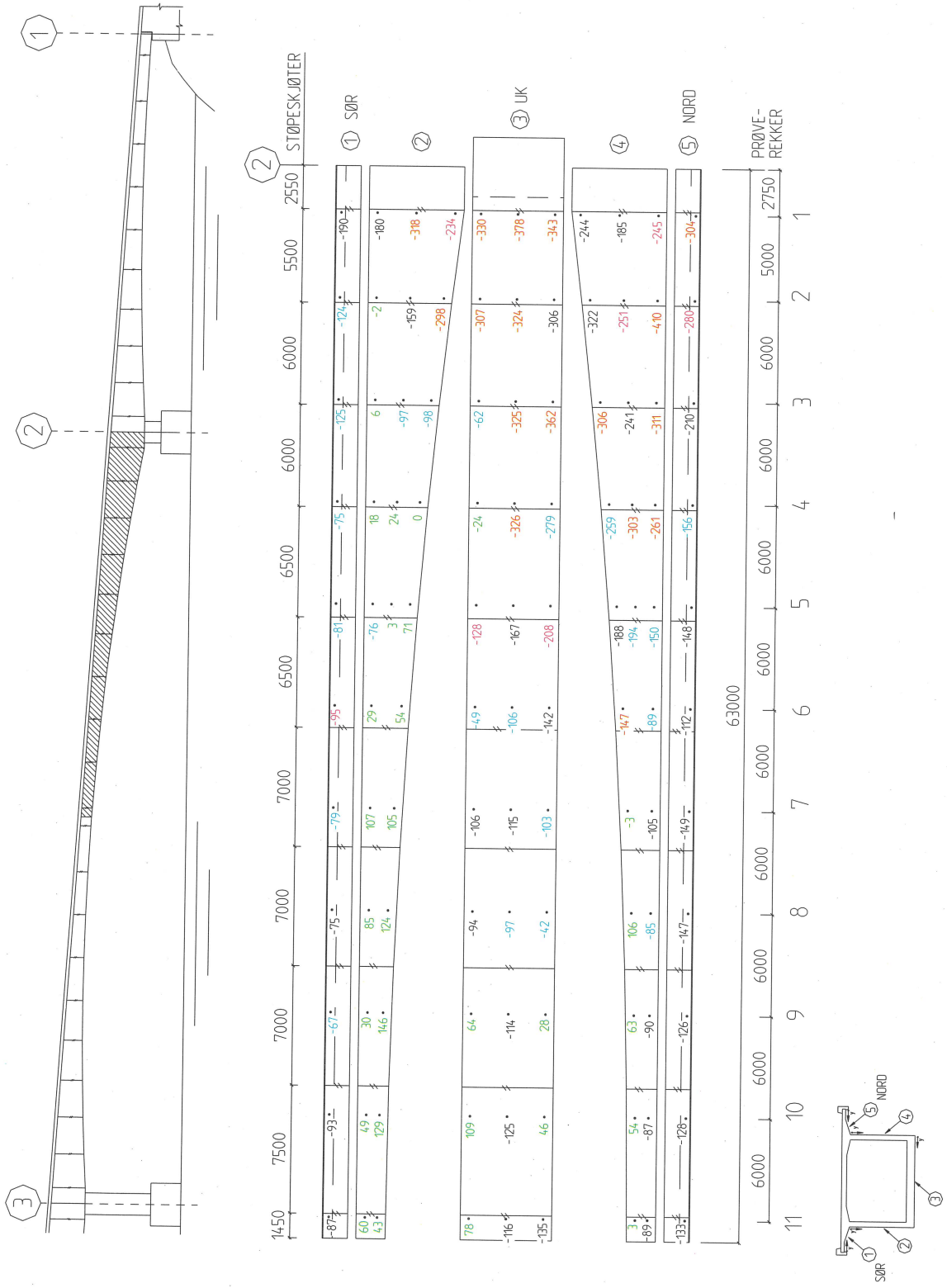
Figur 5.3-27: Overbygning felt 1. Potensial- og motstandsverdier i prøverekke 11.



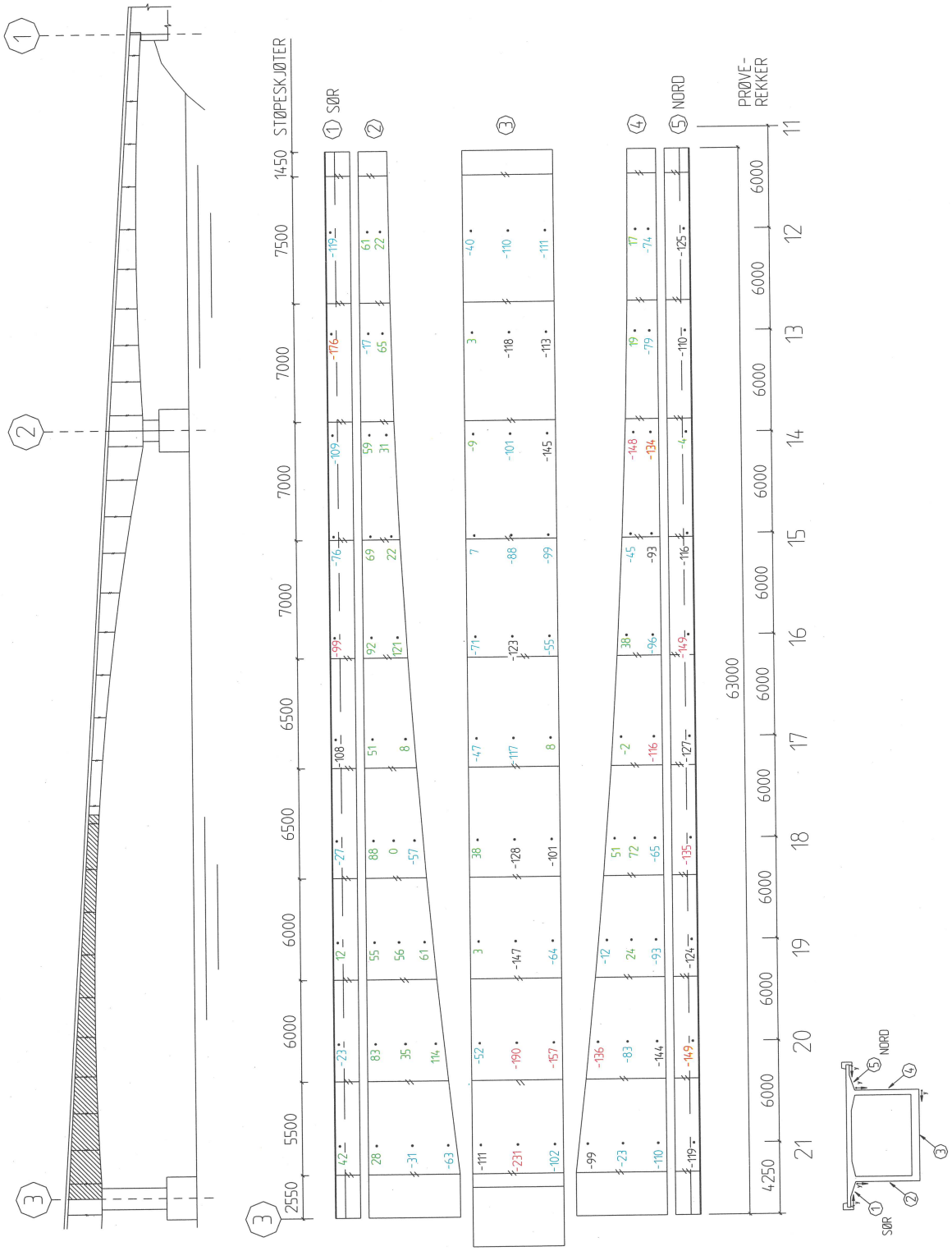
Figur 5.3-28: Overbygning. Potensialer ved varierende høyde.



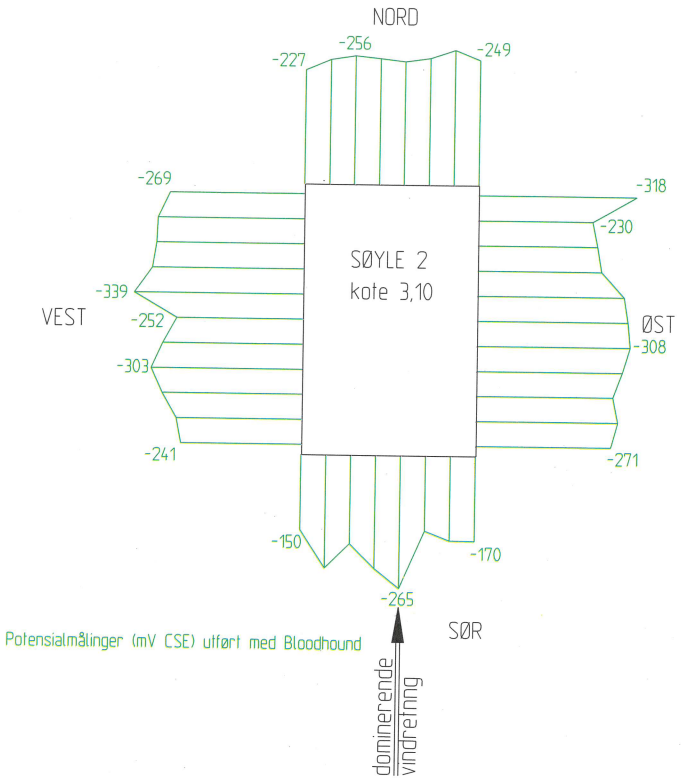
Figur 5.3-29: Overbygning felt 1. Potensialmålinger.



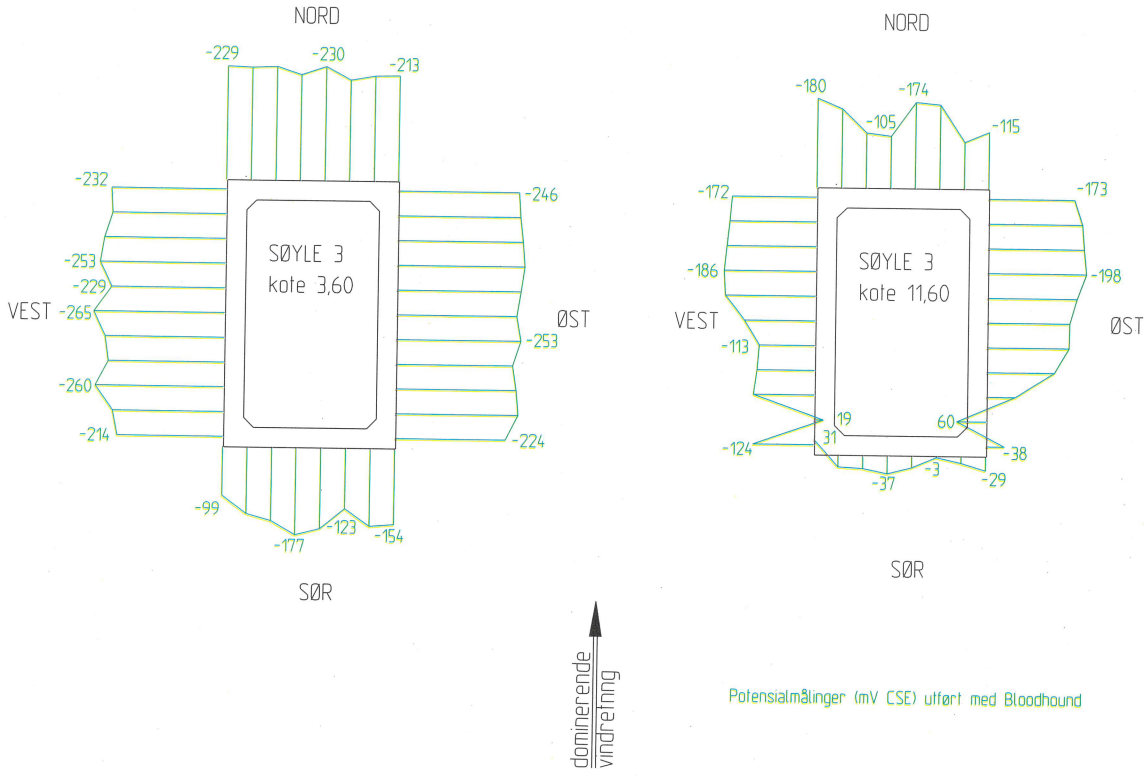
Figur 5.3-30: Overbygning felt 2, 1. halvdel. Potensialmålinger.



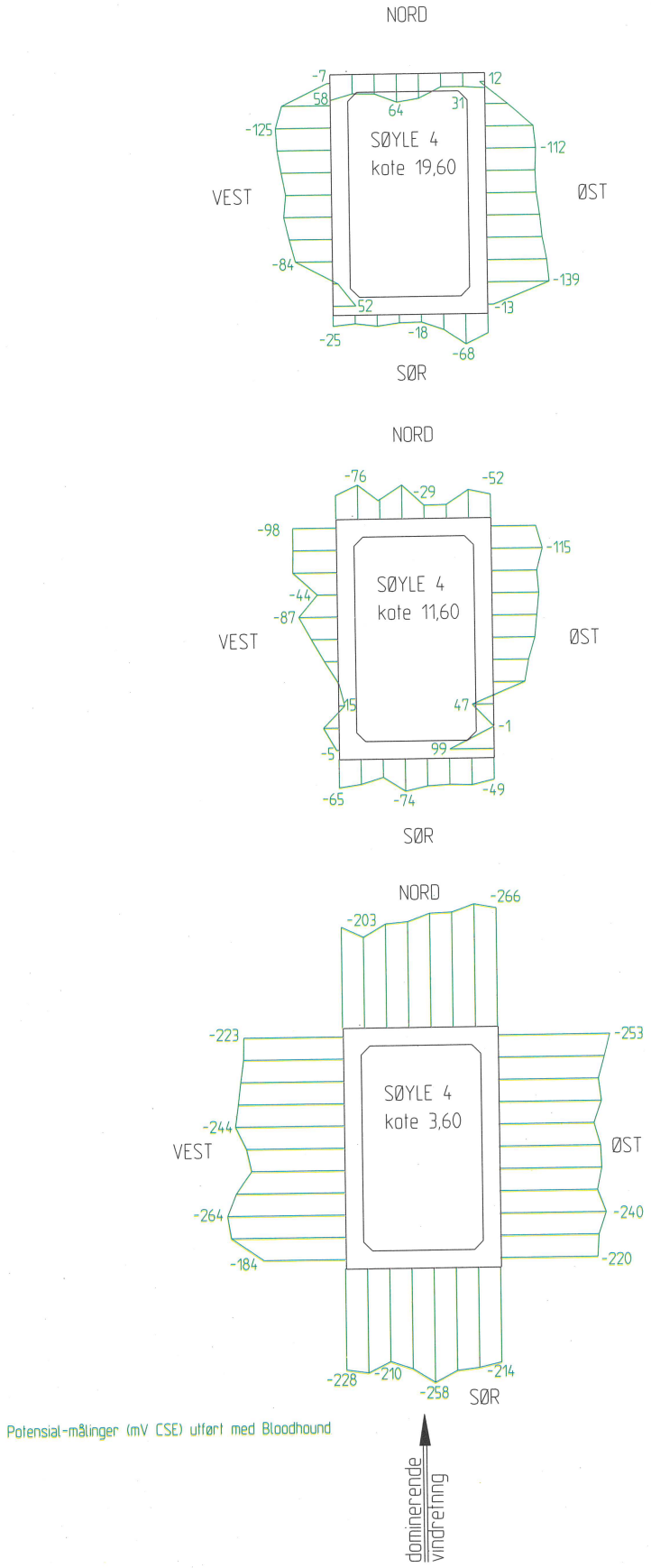
Figur 5.3-31: Overbygning felt 2, 2. halvdel. Potensialmålinger.



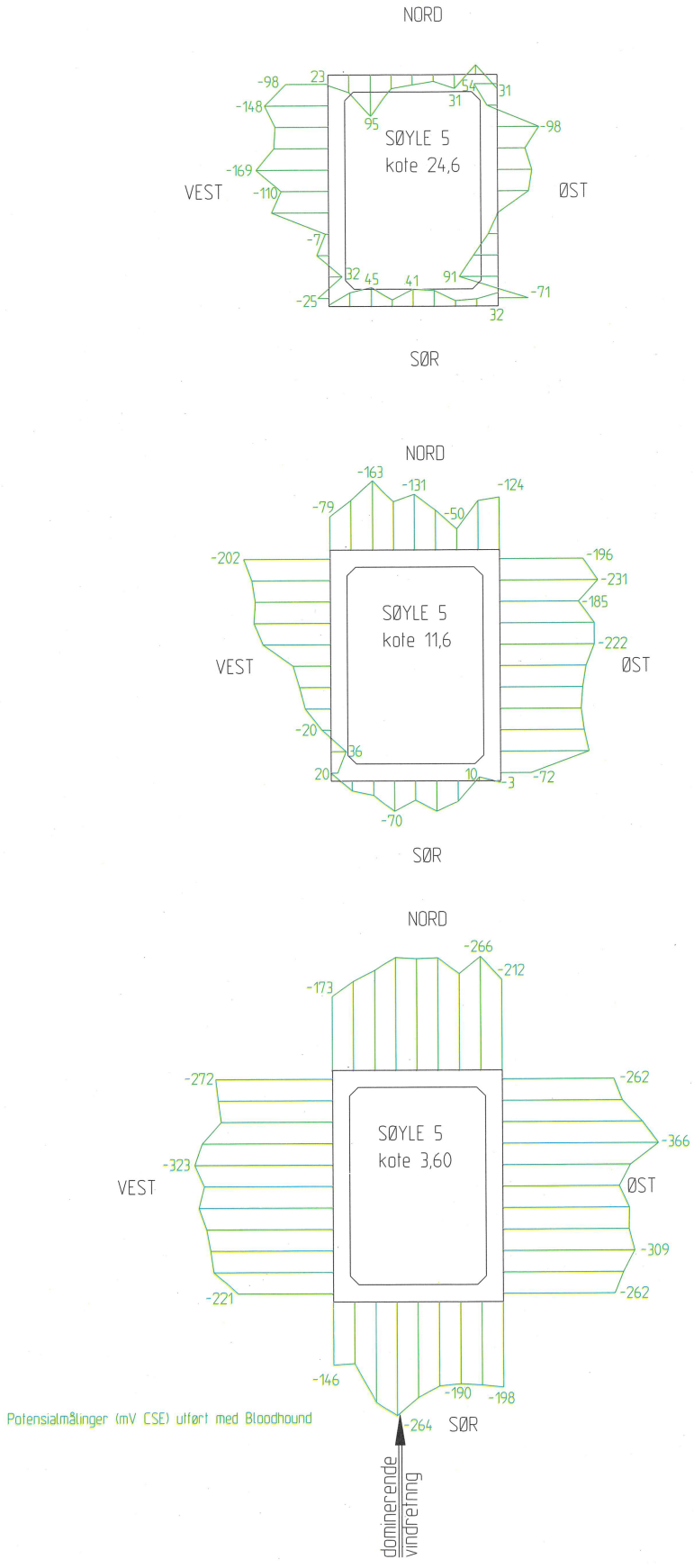
Figur 5.3-32: Søyle 2. Målte EKP-verdier ved kote 3,10 m.



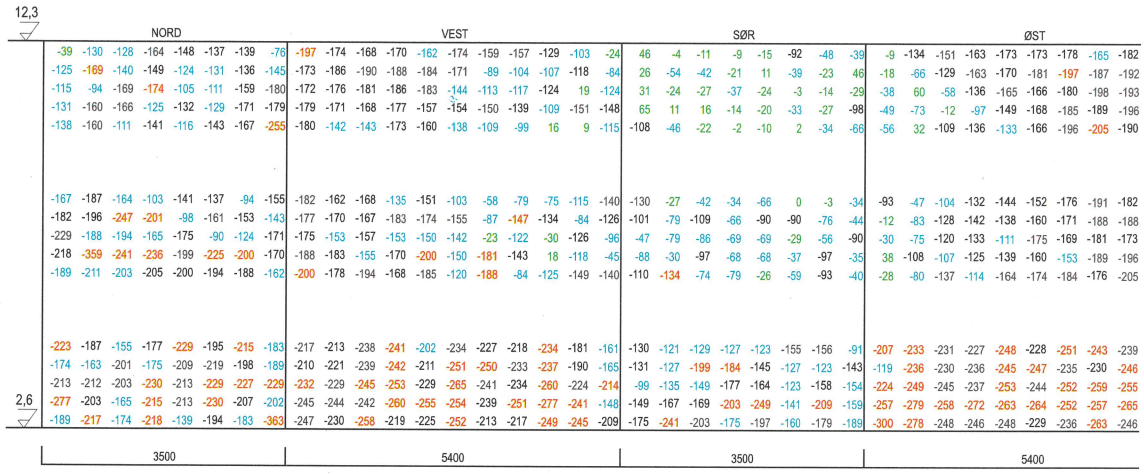
Figur 5.3-33: Søyle 3. Målte EKP-verdier ved kote 3,60 m og kote 11,60 m.



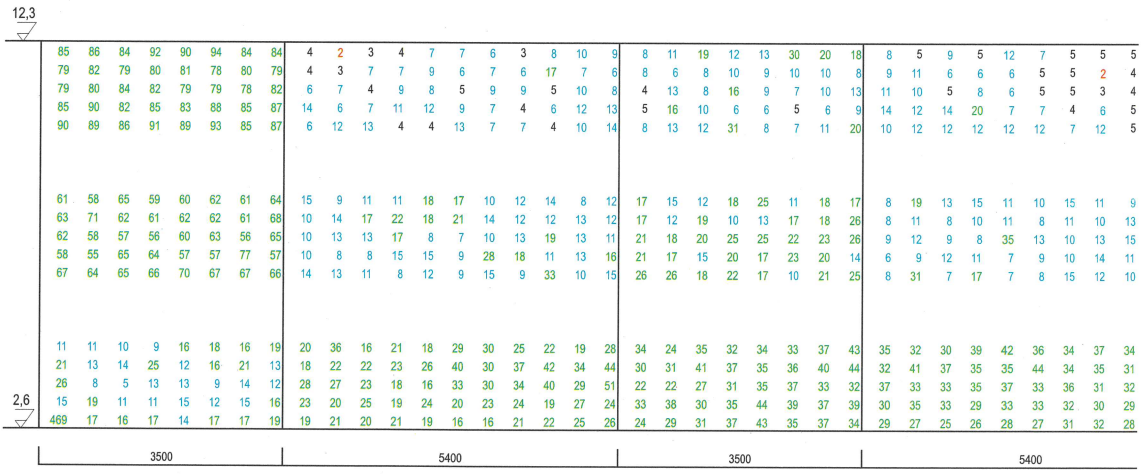
Figur 5.3-34: Søyle 4. Målte EKP-verdier ved kote 3,60 m, kote 11,60 m og 19,60 m.



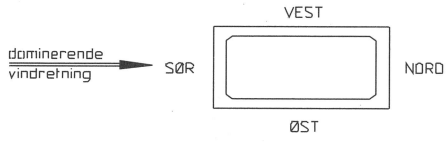
Figur 5.3-35: Søyle 5. Målte EKP-verdier ved kote 3,60 m, kote 11,60 m og 24,60 m.



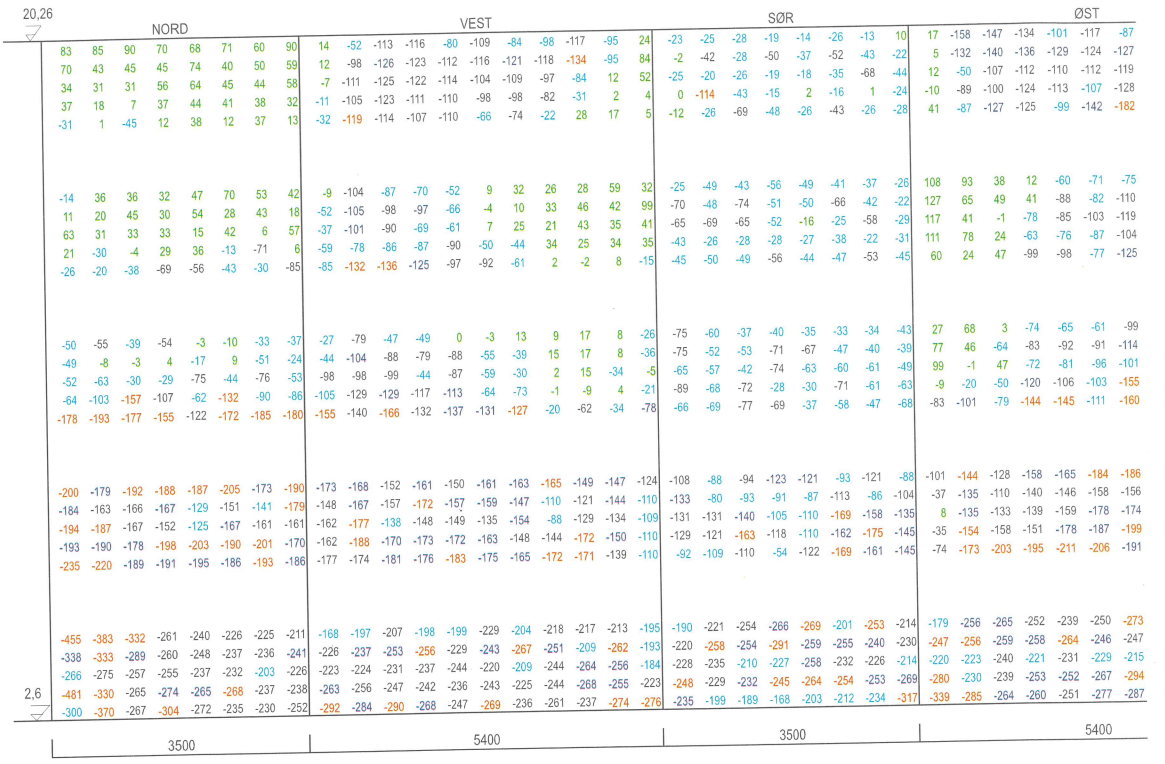
Potensialer (mV CSE) målt med bloodhound



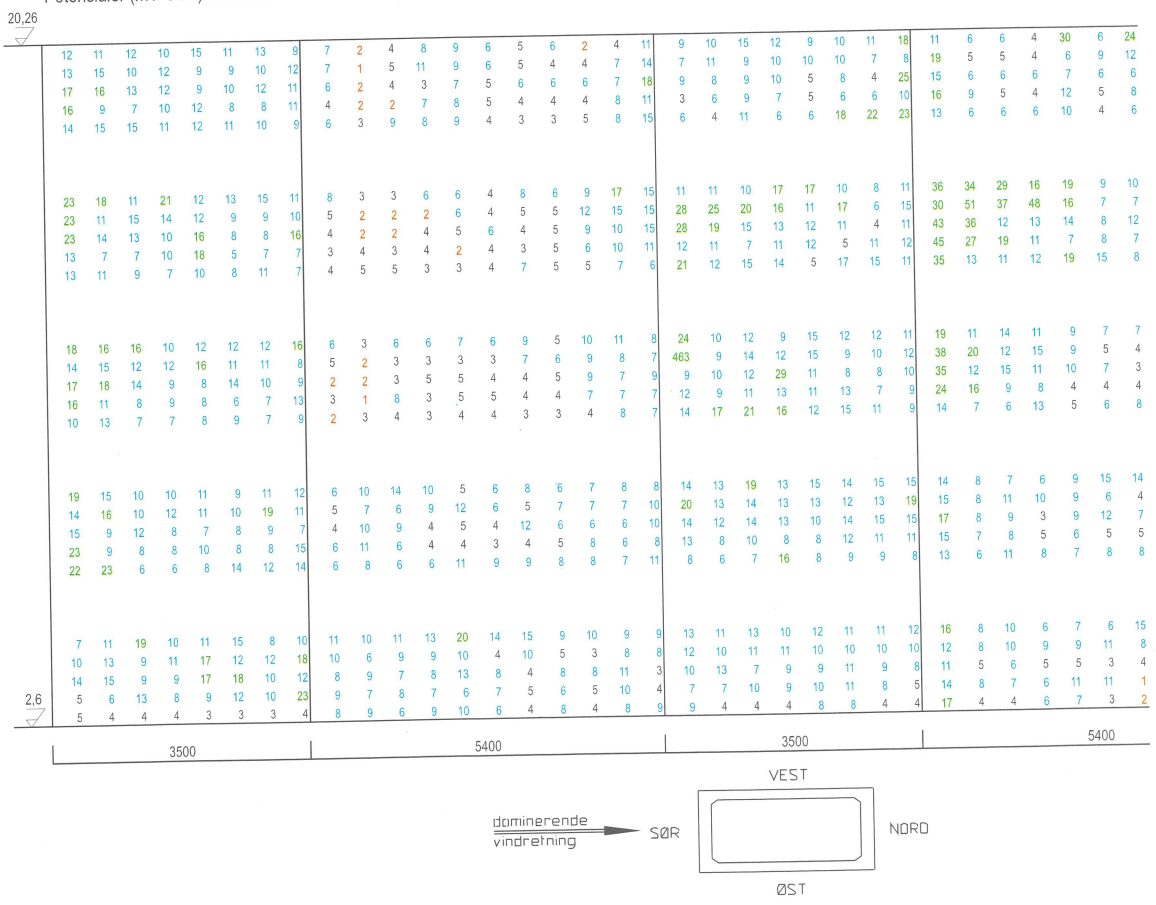
Motstandsmålinger (kOhm)



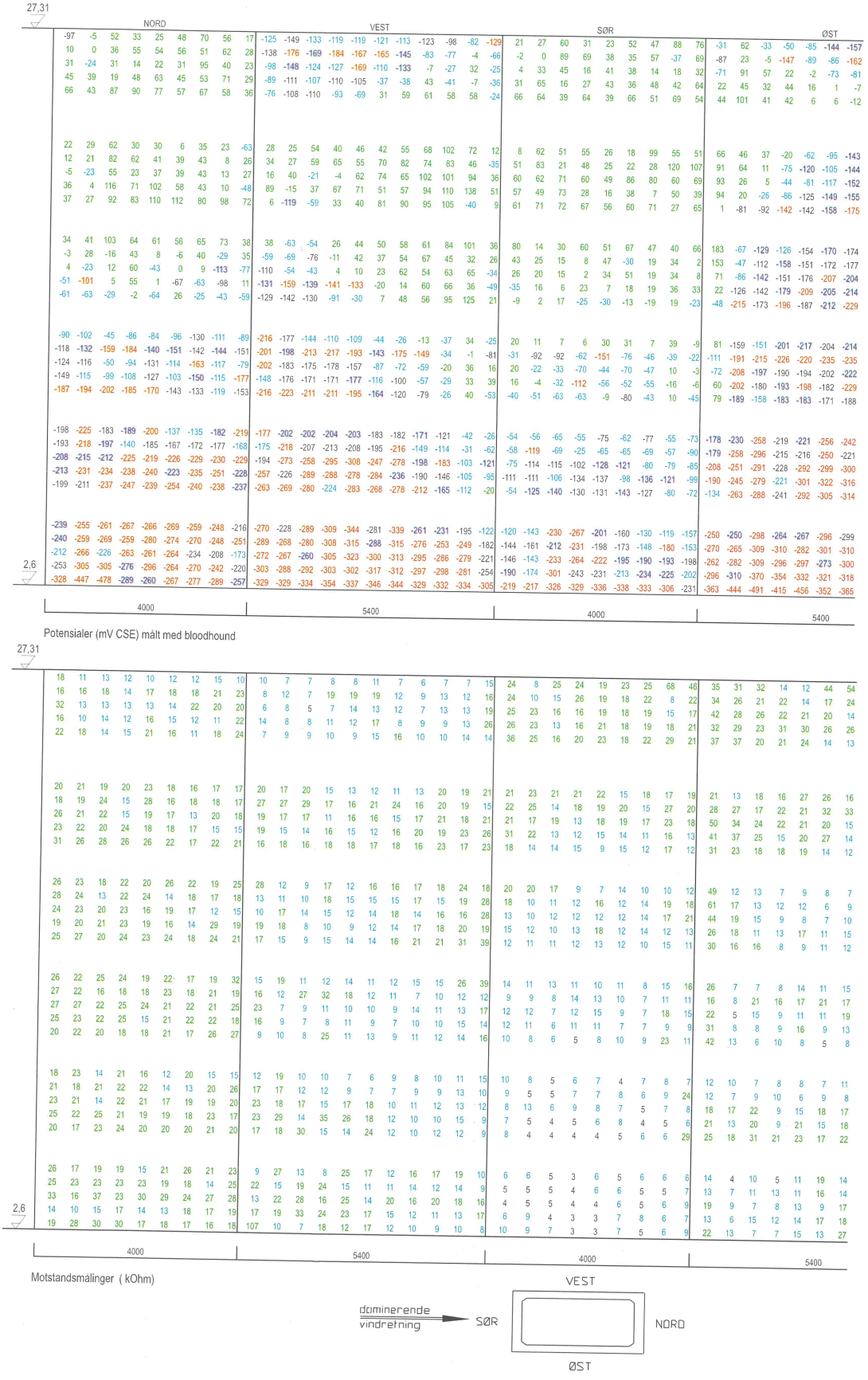
Figur 5.3-36: Søyle 3. EKP- og motstandsmålinger.



Potensialer (mV CSE) målt med bloodhound



Figur 5.3-37: Søyle 4. EKP- og motstandsmålinger.



Figur 5.3-38: Søyle 5. EKP- og motstandsmålinger.

5.3.7 Opphugninger

Det ble i alt foretatt 110 opphugninger for å bedømme armeringens korrosjonstilstand. Plasseringen av opphugningene ble gjort med bakgrunn i EKP-målingene. I tabellene 5.3-3 - 5.3-7 er det laget en sammenstilling for de forskjellige opphugningene når det gjelder lokalisering, overdekning, potensiale (EKP), motstand, kloridinnhold og korrosjonsgrad. Det gjøres oppmerksom på at klorider og potensialer ikke er målt direkte i opphugningene, men tatt ut fra de øvrige måleresultatene. Dette kan medføre at det ikke er fullt samsvar mellom kloridinnhold, potensialer og korrosjonsgrad, men i de fleste tilfeller vil avviket være lite.

Kloridverdien for det dybdeintervallet som ytterkant av ytre armeringsstang ligger i, er benyttet i senere sammenligninger av kloridinnhold og korrosjonsgrad. Disse kloridverdiene er uthevet i tabellene.

Armeringens korrosjonsgrad er vurdert med bakgrunn i beskrivelsene gjengitt i fotografiene i rapport fra inspeksjon. Skala for korrosjonsgrad er i samsvar med kapittel 3.4. Eksempel på de forskjellige korrosjonsgradene er vist på fotografiene 5.3-1 - 5.3-5.

Tabell 5.3-3: Sammenstilling for opphugninger, overbygning felt 1.

Opp-hugning nr.	Flate	Over-dekning mm	EKP mV	Mot-stand kOhm	Cl-innhold i % av sementvekt			Korrosjons-grad
					10-20	20-30	30-50	
1.3.4	vegg nord	29	-92	4	0,58	0,40	0,18	A
1.3.6	uk	28	-168	5	0,70	0,35	0,20	B
1.3.11	vinge sør	34	-132	12	0,96	0,44	0,18	B
1.6.2	vegg nord	24	-119	6	0,70	0,42	0,22	A
1.6.5	uk	21	-54	15	0,67	0,32	0,24	B
1.6.7	uk	17	9	17	0,28	0,24	0,18	B
1.8.6	uk	29	-171	11	1,12	0,46	0,19	B
1.9.2	vegg nord	23	-220	6	1,92	1,73	0,67	B
1.9.3	vegg nord	24	-235	8	1,79	1,60	0,86	B
60 - 1,5	vinge nord	32	-448	9	3,07	2,30	0,99	E
1.11.5	uk	27	-413	9	2,82	1,86	0,80	E
1.11.8	vegg sør	21	-211	10	1,60	1,12	0,37	D
1.11.11	vinge sør	33	-236	7	1,60	1,12	0,40	B

Tabell 5.3-4: Sammenstilling for opphugninger, overbygning felt 2.

Opp-hugning nr.	Flate	Over-dekning mm	EKP mV	Mot-stand kOhm	Cl-innhold i % av sementvekt			Korrosjons-grad
					10-20	20-30	30-50	
2 + 1 m	vegg nord	40	-219	17	2,37	1,66	0,74	B
2.1.6	uk	23	-378	8	3,84	2,37	1,33	B
2.1.9	vegg sør	25	-318	7	1,44	1,66	0,64	E
2 + 12 m	vegg nord	26	-312	6	2,56	2,30	0,74	E
2 + 13 m	vegg nord	27	-460	7	(2,56)	(2,30)	-	E
2.3.6	uk	31	-325	6	4,10	3,20	1,38	C
2.6.4	vegg nord	22	-147	13	0,74	0,58	0,27	B
2.6.6	uk	29	-106	16	0,55	0,26	0,16	B
2.6.8	vegg sør	33	+54	10	0,33	0,25	0,19	A
2 + 47,5 m	vinge nord	23	-121	20	(0,49)	(0,16)	0,13	B
2 + 47,5 m	vegg nord	31	-	-	(0,58)	(0,35)	(0,24)	B
2 + 47,5 m	uk	25	-	-	-	-	-	B
2.12.1	vinge nord	20	-125	10	0,24	0,05	0,02	B
2.12.5	uk	32	-111	12	0,74	0,20	0,06	B
2 + 66,5 m	vinge sør	34	-137	8	-	-	-	B
2.15.4	vegg nord	23	-45	3	0,45	0,27	0,19	A
2.15.5	uk	28	-99	11	0,58	0,32	0,18	B
2.15.8	vegg sør	29	+22	8	0,29	0,19	0,15	A
2.18.4	vegg nord	31	+51	14	0,51	0,47	0,27	C
2.18.5	uk	40	-101	11	0,90	0,45	0,25	B
2.18.8	vegg sør	29	-57	29	0,27	0,23	0,19	E
2.21.4	vegg nord	34	-99	12	0,83	0,74	0,22	B
2.21.6	uk	30	-231	11	2,56	1,15	0,23	B
2.21.8	vegg sør	31	-63	15	0,51	0,29	0,14	B

Tabell 5.3-5: Sammenstilling for opphugninger, overbygning felt 3.

Opp-hugning nr.	Flate	Over-dekning mm	EKP mV	Mot-stand kOhm	Cl-innhold i % av sementvekt			Korrosjons-grad
					10-20	20-30	30-50	
12,5 - 11	uk	28	-164	7	(0,51)	(0,18)	(0,12)	C
3.3.7	uk	30	-139	24	0,51	0,18	0,12	B
3.3.9	vegg sør	32	+57	10	0,29	0,16	0,06	B
3.6.4	vegg nord	34	+100	19	0,55	0,47	0,26	C
3.6.7	uk	24	-111	30	0,63	0,38	0,20	B
36 - 11,5	vegg sør	34	+40	25	0,30	0,20	0,20	B
3.9.2	vegg nord	32	-111	18	0,45	0,20	0,06	B
3.9.5	uk	28	-36	19	0,49	0,19	0,10	B
3.9.11	vinge sør	26	-37	52	0,41	0,16	0,04	A
66,5 - 2,5	vegg nord	39	+75	9	0,33	0,19	0,15	B
3.12.6	uk	48	-103	18	0,45	0,41	0,14	B
66 - 10	vegg sør	41	+30	11	0,31	0,16	0,13	B
84 - 5,5	uk	44	-93	16	0,47	0,16	0,08	A
3.15.4	vegg nord	34	+49	10	0,35	0,12	0,09	A
84 - 10,5	vegg sør	30	+45	4	0,25	0,16	0,08	A
3.18.4	vegg nord	39	-78	7	0,38	0,24	0,20	A
3.18.6	uk	28	-119	27	0,47	0,24	0,20	C
3.18.9	vegg sør	42	+63	22	0,24	0,24	0,22	B
3.21.1	vinge nord	28	-116	11	0,47	0,17	0,12	B
3.21.6	uk	22	-76	14	1,22	0,90	0,32	B
3.21.9	vegg sør	32	-16	12	0,16	0,14	0,11	A

Tabell 5.3-6: Sammenstilling for opphugninger, overbygning felt 4.

Opp-hugning nr.	Flate	Over-dekning mm	EKP mV	Mot-stand kohm	Cl-innhold i % av sementvekt			Korrosjons-grad
					10-20	20-30	30-50	
4.3.4	vegg nord	41	-222	38	0,26	0,08	0,04	B
4.3.6	uk	34	-50	75	0,35	0,20	0,13	B
4.3.8	vegg sør	44	-178	41	0,35	0,13	0,11	A
4.6.4	vegg nord	34	+88	14	0,24	0,18	0,07	B
4.6.6	uk	31	-129	17	0,36	0,13	0,09	B
4.6.8	vegg sør	25	-60	9	0,28	0,18	0,15	B
4.9.4	vegg nord	35	-35	4	0,24	0,13	0,04	A
4.9.6	uk	20	-130	16	0,35	0,08	0,00	A
4.9.8	vegg sør	40	+68	14	0,20	0,09	0,05	A
4.12.4	vegg nord	36	+14	7	0,16	0,02	0,00	A
4.12.6	uk	30	-145	39	0,44	0,16	0,00	A
4.12.8	vegg sør	37	+80	10	0,04	0,00	0,00	A
4.15.4	vegg nord	32	+51	18	0,40	0,13	0,12	A
4.15.6	uk	25	-92	20	0,44	0,27	0,31	B
4.15.8	vegg sør	30	+73	16	0,14	0,11	0,10	A
4.18.4	vegg nord	27	+79	20	0,36	0,25	0,10	A
4.18.6	uk	27	-104	18	0,41	0,25	0,16	B
4.18.8	vegg sør	34	+78	16	0,13	0,14	0,05	A
4.21.2	vegg nord	27	-93	15	0,77	0,60	0,40	B
4.21.3	vegg nord	27	+62	25	0,55	0,45	0,25	A
4.21.6	uk	27	-138	19	0,63	0,41	0,29	A

Tabell 5.3-7: Sammenstilling for opphugninger på søyler.

Søyle	Opphugn. nr.	Flate	Overd. mm	EKP mV	Mots. kohm	Cl av sementvekt			Korr.-grad
						15-30	30-50	50-75	
1	1.2	nord	33	-		-	-	-	B
	1.6	sør	30	-		-	-	-	A
2	2.2	vest	45	-252	5	3,33	1,54	0,29	B
	2.12	øst	54	-303	4	2,43	0,99	0,16	B
	2.18	nord	34	-248	12	1,60	0,40	0,10	B
3	Nv-0-3,5	nord/vest	25	-247	19	-	-	-	E
	3.8	vest	45	-254	20	1,54	0,93	0,51	B
	3.14	vest	37	-144	5	1,73	0,70	0,29	B
	3.15	vest	44	-124	8	0,55	0,26	0,15	B
	3.23	øst	60	-244	33	1,15	0,58	0,22	A
	Ø-9-1,7	øst	48	-136	8	0,31	0,23	0,16	B
4	4.1	nord	56	-266	14	1,60	0,47	0,11	B
	4.13	vest	64	-184	3	0,90	0,18	0,08	B
	4.18	vest	48	-59	4	1,86	0,63	0,10	B
	4.24	vest	49	-104	5	0,90	0,16	0,07	A
	S-9-midt	sør	69	-63	11	0,24	0,11	0,08	A
	4.38	øst	63	-253	5	1,60	0,55	0,09	B
	4.43	øst	51	-96	7	1,15	0,47	0,11	A
	4.50	øst	55	-101	2	0,96	0,16	0,08	A
5	5.1	nord	34	-212	33	1,09	0,19	0,13	B
	N-13-2	nord	50	-43	16	0,85	0,31	0,08	B
	N-22-2	nord	53	+22	13	0,25	0,08	0,06	A
	5.14	vest	55	-300	14	1,73	0,19	0,06	B
	5.23	vest	60	+23	14	0,69	0,22	0,07	B
	5.29	vest	61	-110	13	0,31	0,10	0,03	B
	5.32	sør	67	-198	9	0,96	0,26	0,08	B
	5.38	sør	69	+8	21	0,31	0,14	0,07	B
	5.42	sør	69	+32	17	0,13	0,04	0,03	A
	5.44	øst	50	-273	9	1,86	0,44	0,10	B
	5.53	øst	53	-207	7	1,41	0,00	0,08	A
	5.59	øst	55	-73	20	0,32	0,03	0,03	B

Foto 5.3-1: Eksempel på korrosjonsgrad A.

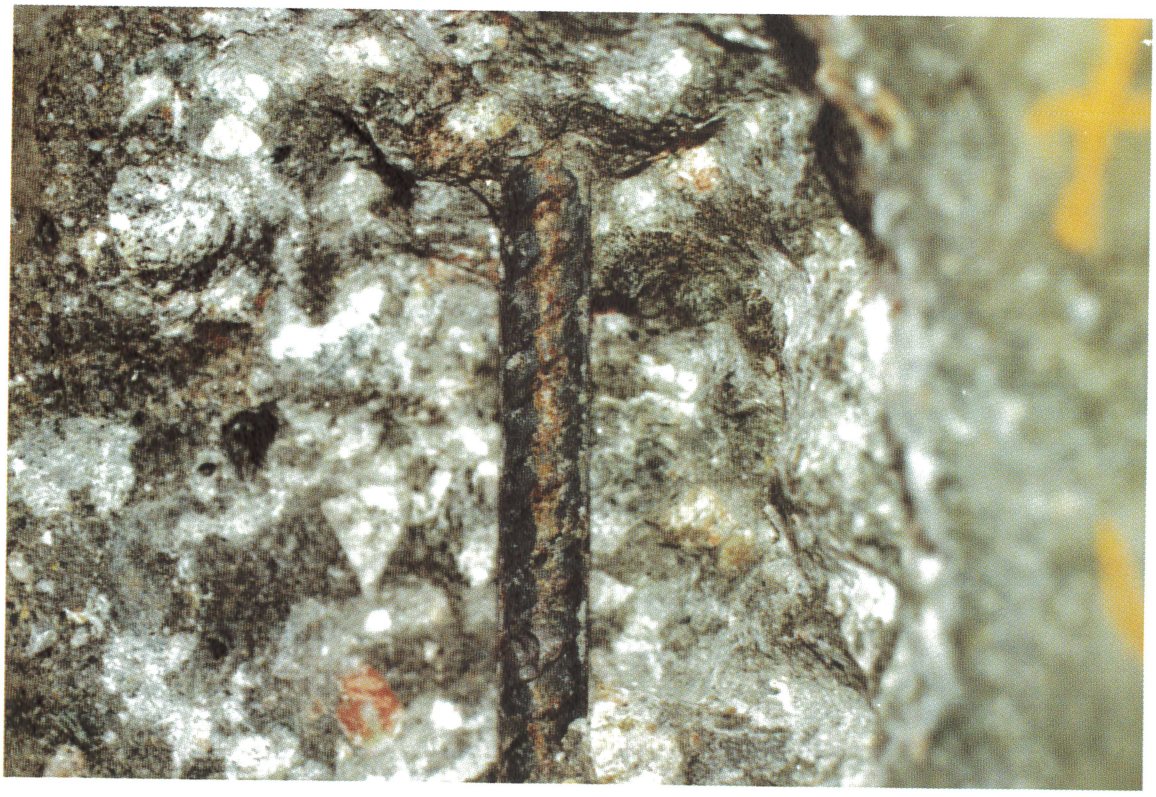


Foto 5.3-2: Eksempel på korrosjonsgrad B.

Foto 5.3-3: Eksempel på korrosjonsgrad C.

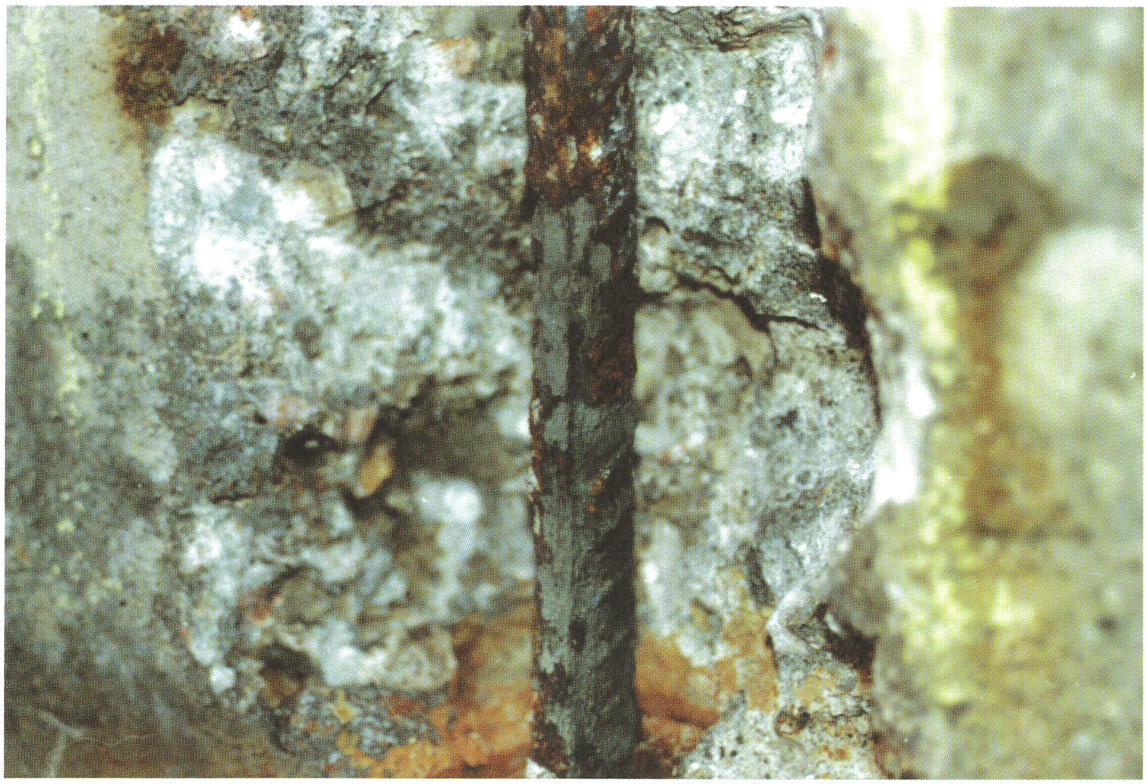


Foto 5.3-4: Eksempel på korrosjonsgrad D.

Foto 5.3-5: Eksempel på korrosjonsgrad E.

5.4 Undersøkelser i forbindelse med Kystbruprosjektet

5.4.1 Generelt

Gimsøystraumen bru var en av åtte bruer som inngikk i kystbruprosjektet som ble gjennomført i perioden 1991-1993. Vegdirektoratets bruavdeling var ansvarlig for prosjektet.

I denne forbindelse ble tilgjengelig arkivmateriale/bakgrunnsdata for brua gjennomgått og det ble utført materialundersøkelser på utborede kjerner fra søyle akse 2 og akse 4 samt noen få kjerner fra nordre vegg på overbygningen ved akse 2.

Detaljerte resultater fremgår av /4/. Av arkivmateriale/bakgrunnsdata fremkommer det at tilslaget til betongproduksjonen var av svært varierende kvalitet og at flere båtlaster med sand ble avvist pga. mye leire og innhold av organiske materialer, det vises ellers til kapittel 2.

Materialundersøkelser - resultater
Følgende materialundersøkelser ble gjennomført:

- trykkfasthet/densitet
- fasthetsklassen
- kapillær absorpsjon
- PF-faktor
- vanninntrengning
- kjemisk analyse
- tynnslip/planslip
- kloridinnhold
- kloridprofiler - bulkdiffusjon.

Middelverdier for laboratorieresultater fra hele brua er samlet i tabell 5.4-1.

Laboratorieresultater:

Tabell 5.4-1: Laboratorieundersøkelser.

Laboratorie-metode	Para-meter	Enhet	Variasjon		Middel	VK (%)	n
			Min.	Maks.	X	SD/X	
Trykkfasthet	fc	N/mm^2	54,8	71,1	63,1	10	9
Densitet	D	g/cm^3	2,39	2,43	2,41	1	9
Fasthetsklasse		2N C	85				2
		2S C	85				2
		4Ø C	75				3
		4V C	70				2
Kapillær absorpsjon	M_O	10^7 s/m^2	4,8	19,0	10,7	52	13
	M_S	10^7 s/m^2	3,3	8,0	5,3	28	13
	K_O	10^{-2} kg/m^2 $\sqrt{S}$	0,6	1,7	1,1	40	13
	K_S	10^{-2} kg/m^2 $\sqrt{S}$	1,2	1,9	1,5	20	13
PF	ε_{sug}	volum-%	9,5	13,0	11,4	11	13
	ε_{luft}	volum-%	1,5	3,2	2,3	25	13
	$D_{tørr}$	g/cm^3	2,26	2,35	2,30	1	13
Vanninn-trengning	V_O	mm	15	65	32	49	12
	V_S	mm	0	25	11	117	4
Kjemisk analyse	Sement-mengde	kg/m^3	420	440	430	5	4
Karbonatisering		mm	0	4	1,8	55	14
Tynnslip	CO_2	mm	5	10			4
	v/c		0,35	0,40	0,36	5	8
	Pasta[1)]	volum-%	28,8	40,3	33,8	13	4
	Tilslag[1)]	volum-%	57,7	69,9	63,6	7	4
	Luft[1)]	volum-%	1,2	3,8	2,6	40	4
	Sement	kg/m^3					

[1)] Målt på planslip.

5.4.2 Trykkfasthet

Middel trykkfasthet for de to søylene er 63 MPa (variasjon 55-71 MPa). Trykkfastheten for søyle i akse 2 er noe høyere enn i akse 4, tilsvarende fasthetsklasse hhv. C85 og C70-C75. I tabell 5.4-2 er fasthet, luftinnhold (PF-metoden) og v/c fra tynnslip satt opp.

Tabell 5.4-2: Fasthet, v/c og luftinnhold.

	2N	2S	4Ø	4V
f_c (MPa)	68	68	61	57
v/c (tynnslip)	0,35	0,35	0,35	0,35-0,40
luft (PF vol-%)	1,7	2,0	3,0	2,4

Fra tabell 5.4-2 ser en at fasthetsforskjellene kan forklares ut fra luftinnhold og v/c ved at akse 4 som har noe lavere fasthet har høyere luftinnhold og noe høyere v/c i akse 4V.

5.4.3 Kapillær absorpsjon

Kapillær absorpsjon gir motstandstall for støpe- og sagflater på henholdsvis 10,7 og 5,3 x 10^7 s/m^2, dvs. dobbelt så høyt motstandstall i overflaten. Spredningen er relativt høy, henholdsvis 4,8-19 og 3,3-8 x 10^7 s/m^2. Akse 2 har lavere motstandstall enn akse 4 både for støpe- og sagflate og innen hver akse/side er spredningen lav.

5.4.4 PF-måling

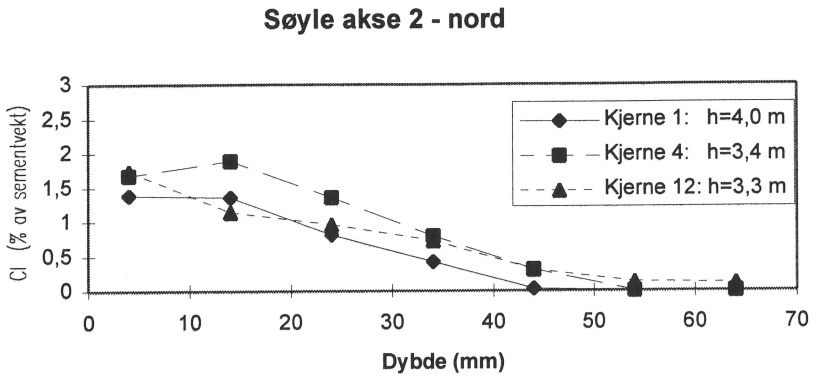
Sugporøsitet fra PF-målingene er 11,4 % (middel for hele brua) og middel sementmengde målt med kjemisk analyse er 430 kg/m^3. Med pastavolum 34 % gir dette pastaporøsitet 33 % og dermed v/c = 0,37-0,39 fra Powers modell. Det stemmer bra med observasjoner på tynnslip. I Vegdirektoratets beskrivelse for brua heter det at porevolum skal være ca. 4 %. Luftinnholdet målt ved PF var 2,3 % (middel for hele brua).

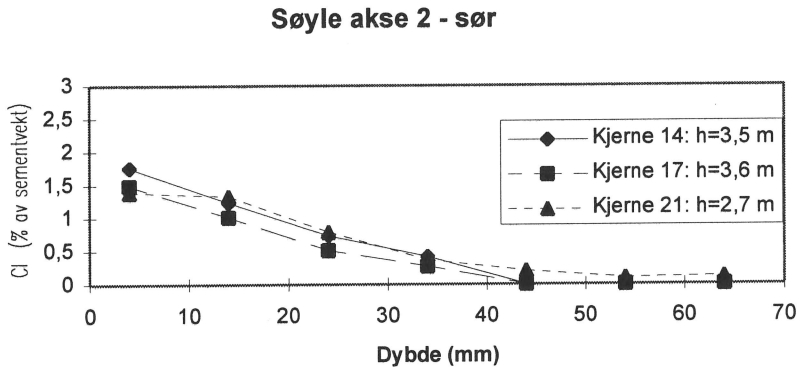
5.4.5 Vanninntrengning

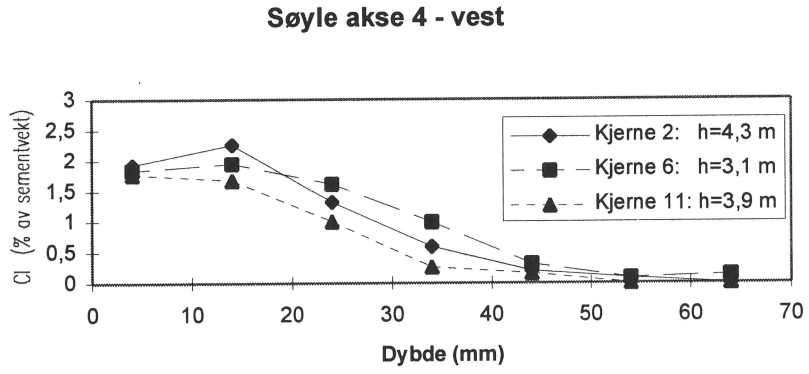
Vanninntrengningsmålinger består av 12 prøver fra støpeflate og fire fra sagflater. Middel vanninntrengning er henholdsvis 32 og 11 mm, med høyest spredning for støpeflater. Sammenlignes støpe- og sagflater, tilfredsstiller kun sagflater krav i NS 3420 til vanntett betong, samt støpeflater fra en akse/side; nemlig nordre side på søyle i akse 2.

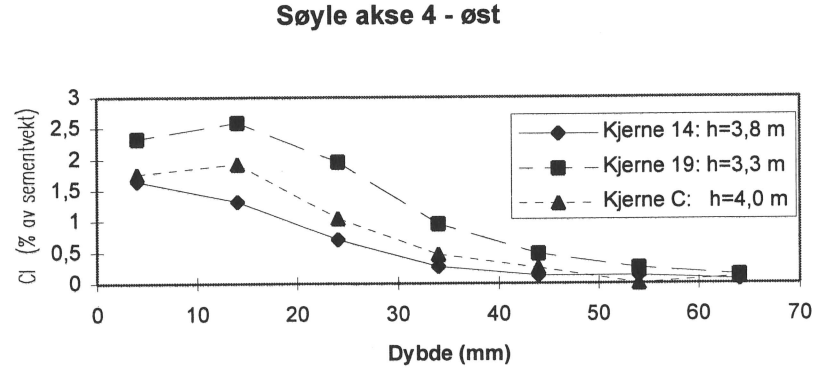
5.4.6 Sementinnhold

Sementmengden ble målt til 420-440 kg/m^3 (fire analyser). Dette er lav spredning og er i overensstemmelse med målt trykkfasthet, men vesentlig mer enn det blanderesepten i kapittel 2.8.4 angir.









Figur 5.4-1: Kloridprofiler i søyler på Gimsøystraumen bru.

5.4.7 Tynnslip/planslip

Tynnslipene viser ingen grove (> 1 mm) eller fine (0,1-1 mm) riss, men en god del mikroriss (0-50 μm). Karbonatiseringsdybden er målt til 0-4 mm med fenolftalein og 5-10 mm med tynnslip (opptil 20 mm langs riss). Det er ikke observert porefylling av noe slag (ettringitt, utfelte $Ca(OH)_2$-krystaller eller gel fra alkalireaksjoner). Homogeniteten i sementpastaen er noe ujevn i overflateslipene fra akse 2, men ellers god i alle slip. Tilslaget består av granodiorittisk gneis (90 %) og metasandstein og skifer (10 %). Av dette er noen få % tektonisert metasandstein og < 1 % mørk, fyllittisk skifer. Bortsett fra karbonatisering og noe inhomogen betong i overflaten av akse 2, er det ingen forskjell mellom overflaten og inne i betongen.

5.4.8 Kloridinnhold

Borkjernene i søyle akse 2 er tatt normalt på bruas lengderetning og i søyle akse 4 parallelt med bruas lengderetning. Eventuell effekt av lo- og le-side skulle komme klarest frem i søyle akse 2, men figur 5.4-1 viser at det ikke er noen systematiske forskjeller mellom sidene på hver av de to aksene. Det må bemerkes at søyle akse 2 ligger nær landkaret. Strøm- og vindforhold i Gimsøystraumen vil trolig også innvirke på dette. Maksimum kloridinnhold for sideflatene til de to søylene ligger 0-15 mm fra overflaten og er som følger:

2N: 0,25-0,34 % av betongvekt = 1,3-1,9 % av sementvekt (4-14 mm)
2S: 0,25-0,32 % av betongvekt = 1,4-1,8 % av sementvekt (4 mm)
4V: 0,30-0,40 % av betongvekt = 1,7-2,2 % av sementvekt (4-14 mm)
4Ø: 0,30-0,46 % av betongvekt = 1,7-2,6 % av sementvekt (4-14 mm).

Overbygg v/akse 2: 0,39 % av betongvekt = 2,2 % av sementvekt (4 mm).

I nivå med armering (50 mm) er det observert følgende kloridkonsentrasjoner:

2N: 0,002-0,036 % av betongvekt = 0,0-0,2 % av sementvekt (50 mm)
2S: 0,000-0,027 % av betongvekt = 0,0-0,2 % av sementvekt (50 mm)
4V: 0,011-0,032 % av betongvekt = 0,1-0,2 % av sementvekt (50 mm)
4Ø: 0,023-0,060 % av betongvekt = 0,1-0,3 % av sementvekt (50 mm).

Overbygg v/akse 2: 0,035 % av betong = 0,2 % av sementvekt (50 mm).

Kloriddiffusjonskoeffisienter er vist i tabell 5.4-3.

Tabell 5.4-3: Kloriddiffusjonskoeffisienter (middel ± spredning).

Lokalisering	**Alder** [år]	**In situ (D) x 10^{-12}** [m^2/s]	**Bulk diffusjon (D_e) x 10^{-12}** [m^2/s]
Søyle akse 2	12	1,0 ± 0,4	11,3 ± 2,1
Søyle akse 4	12	0,8 ± 0,3	7,5 ± 0,6

5.5 Forhåndskartlegging prøvereparasjon 1993

5.5.1 Generelt

I forbindelse med prøvereparasjon 1993 ble det utført feltundersøkelser og laboratorieanalyser. Feltundersøkelsene ble utført på utvalgte prøvefelt på overbygningen mellom akse 2 og 3, se figur 5.5-1. Det ble utført følgende undersøkelser:

- visuell kontroll
- registrering av armeringsmønster
- potensial- og motstandsmålinger
- måling av kloridinnhold
- måling av karbonatiseringsdybde
- opphugninger
- utboring og analyse av kjerneprøver.

Det ble også foretatt en kontroll av hvilken innvirkning høyspentkablene i kassen har på instrumenteringen.

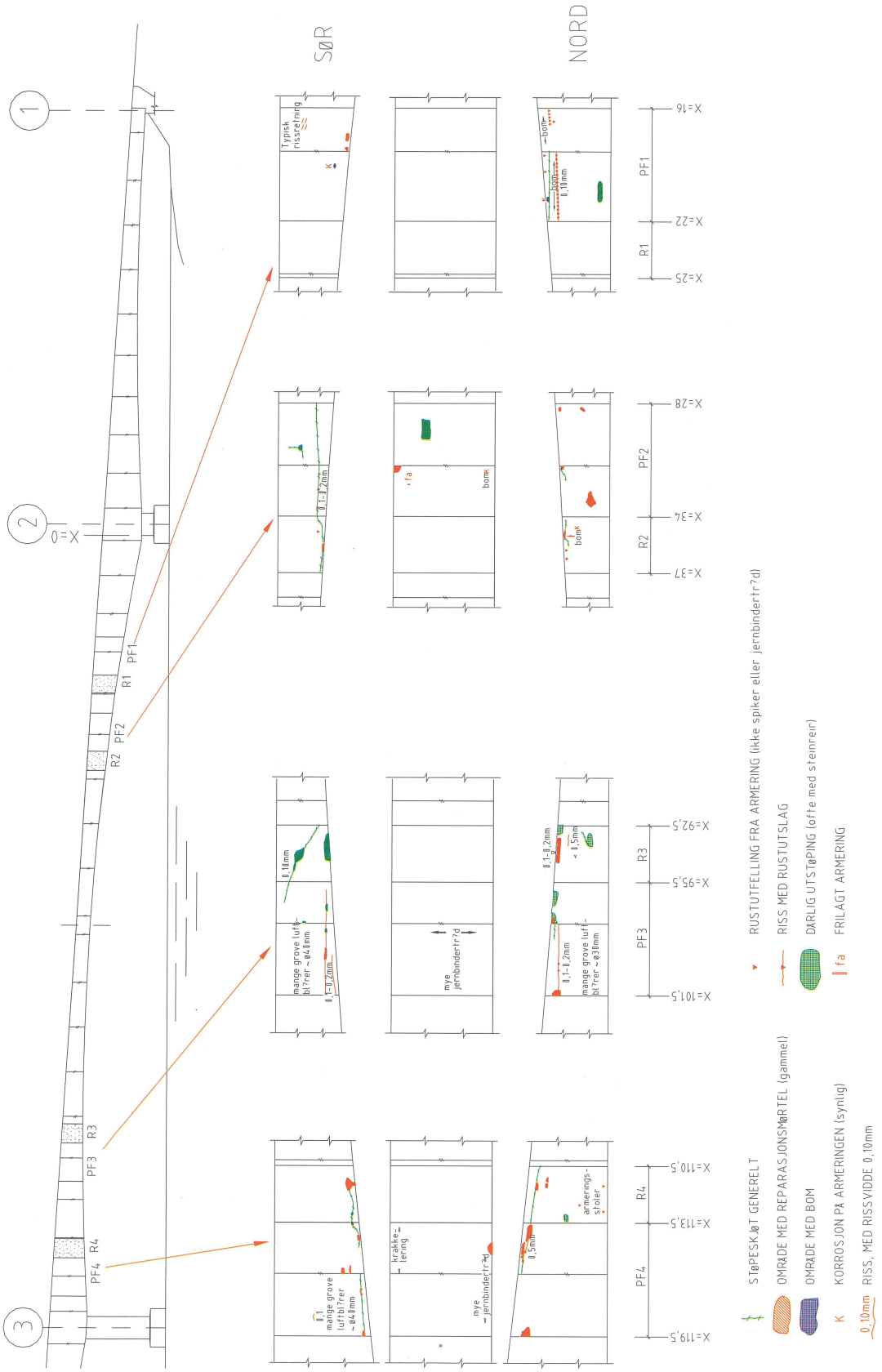
Resultatene er gjengitt i /9/ og /10/.

5.5.2 Visuell kontroll

Det ble foretatt en visuell kontroll og detaljert registrering av skader på de fire prøve- og referansefeltene. Det ble benyttet følgende betegnelser på disse feltene:

PF 1: Prøvefelt 1
R 1: Referansefelt 1
PF 2: Prøvefelt 2
R 2: Referansefelt 2
osv.

Skader som ble registrert i forbindelse med den visuelle kontrollen av prøvefeltene er tegnet inn på figur 5.5-1.

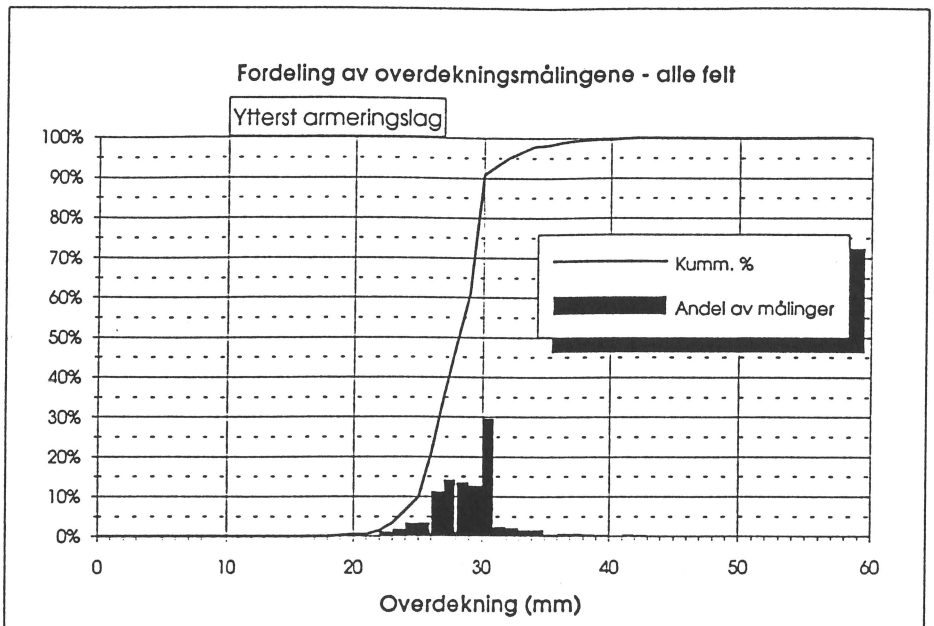


Figur 5.5-1: Prøvereparasjon 1993. Skaderegistrering på prøvefelter akse 2-3.

5.5.3 Registrering av armeringsmønster

Innenfor hvert prøve- og referansefelt ble det montert 4 stålbolter som dannet hjørnene for områder hvor armeringsmønsteret ble registrert. På hver flate (nordre vegg, underkant og søndre vegg) ble det laget et slikt felt. Plassering av statisk armering og monteringsstenger ble registrert sammen med avstanden mellom jernene. Alle feltene ble fotografert. Overdekningen for de forskjellige typene armering ble målt med covermeter av typen Profometer 3 innstilt med armeringsdiameter 16 mm. Figur 5.5-2 viser hvordan fordelingen av armeringsoverdekningen er for ytterste og innerste lag med statisk armering.

For ytterste lag statisk armering viser målingene at 61 % har mindre overdekning enn 30 mm. Til sammenligning viste målingene gjengitt i figurene 5.3-3a og 5.3-4a at 84-88 % av armeringen hadde overdekning mindre enn 30 mm. Årsaken til denne forskjellen er at målingene i figurene 5.3-3a og 5.3-4a inkluderer monteringsstengene.



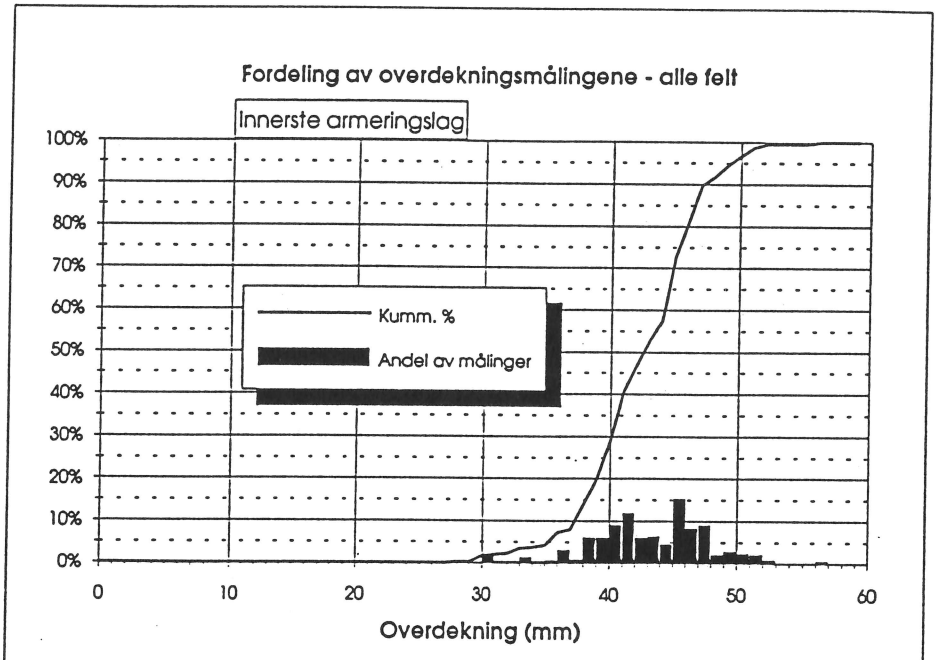
Antall målepunkt	Min	Max	Gj.snitt	Andel Od < 30mm
841	19	42	28,4	61%

Figur 5.5-2: Fordeling av overdekningsmålinger i prøve- og referansefeltene, ytterste armeringslag.

De målte overdekningene ble kontrollert med fysiske målinger i opphugningspunktene. Følgende forskjeller mellom covermetermålinger og fysiske målinger ble registrert:

- For små overdekninger (ca. 20 mm) måler «Profometer 3» oftest for stor overdekning, opptil 4 mm for stor.

- For mellomstore overdekninger (rundt 30 mm) måler «Profometer 3» med en variasjon på ± 4 mm, men som oftest 1-3 mm for lite.

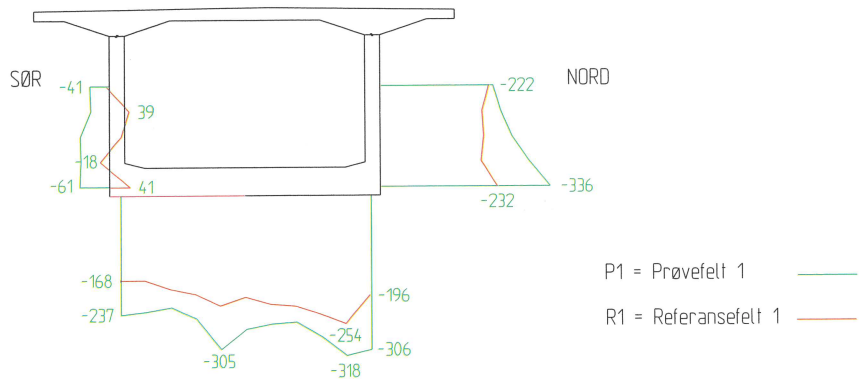


Antall målepunkt	Min	Max	Gj.snitt	Andel Od < 46mm
401	28	56	42,8	73%

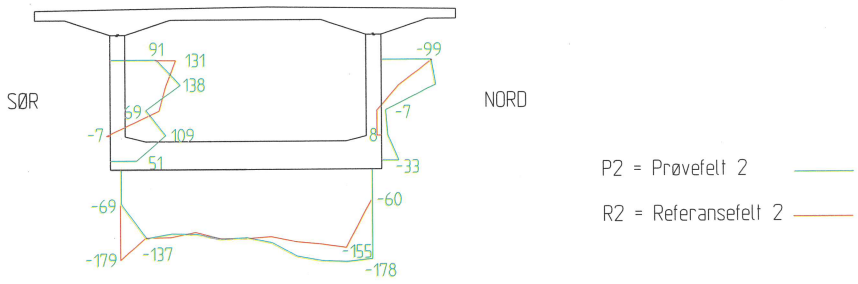
Figur 5.5-3: Fordeling av overdekningsmålinger i prøve-og referansefeltene, innerste armeringslag.

5.5.4 Potensial- og motstandsmålinger

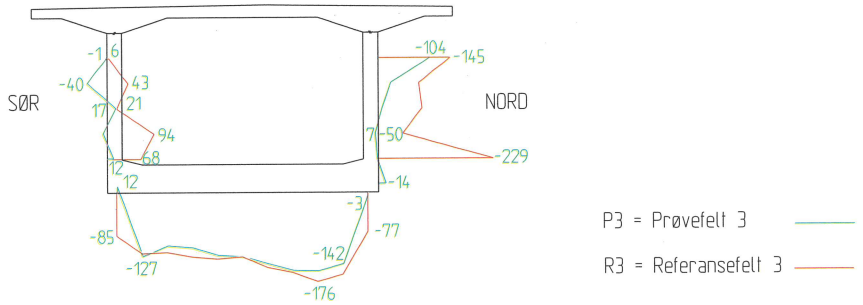
Det ble foretatt systematiske potensial- og motstandsmålinger i samtlige prøve- og referansefelt. Målingene ble utført med Bloodhound i rutenett 0,5 x 0,5 m. Målingene viser gjennomgående mer negative potensialer på bruas nordvegg og underside i forhold til sørvegg. På underside og nordvegg i prøve- og referansefelt 1 viser målingene stor sannsynlighet for armeringskorrosjon, det vises til /9/. På figurene 5.5-4a-d er EKP-målingene midt i prøve- og referansefeltene gjengitt.



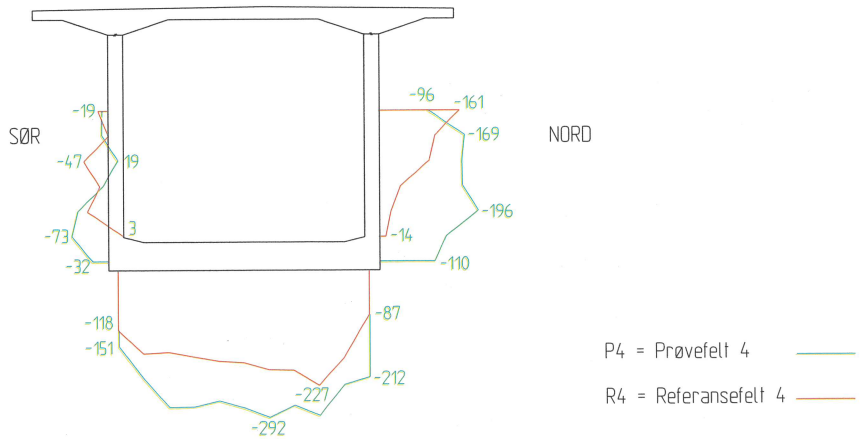
Figur 5.5-4a: Potensialer i P1 og R1.



Figur 5.5-4b: Potensialer i P2 og R2.



Figur 5.5-4c: Potensialer i P3 og R3.



Figur 5.5-4d: Potensialer i P4 og R4.

5.5.5 Måling av kloridinnhold

Prøve- og referansefeltene utgjorde til sammen 24 forskjellige flater. For 14 av disse flatene ble det tatt ut ett kloridprofil. Støvet ble analysert med RCT-metoden hos Statens vegvesen Nordland. 8 av prøvene ble etter RCT-analyse sendt til NORUT AS i Narvik for kontroll med potensiometrisk titrering.

Resultatene er gjengitt i tabell 5.5-1. For analysene utført med RCT varierte kloridinnholdet fra 54 % til 79 % (gjennomsnitt 67 %) av verdiene som ble oppnådd med potensiometrisk titrering. Høyre kolonne i tabellen viser forholdet mellom RCT-analyser og potensiometrisk titrering. Forskjellen mellom RCT og potensiometrisk titrering er større i dette tilfellet enn ved tidligere analyser. Dette skyldes høyst sannsynlig at RCT-analysene ble utført av en annen operatør enn de øvrige analysene. RCT-analyser i forbindelse med spesialinspeksjonen i 1992 hadde en nøyaktighet på ± 15 %, se kapittel 5.3.5.

Tabell 5.5-1: Kloridmålinger.

Prøve-/referanse-felt	% Cl av sementvekt i dybde 20-30 mm		
	SV Nordland	NORUT	SVN/NORUT
P1UK	1,41	1,79	0,79
R1UK	1,41	2,18	0,65
P2UK	0,58	-	-
P2N	0,83	1,28	0,65
R2UK	0,38	-	-
R2N	0,38	0,70	0,54
P3N	0,45	-	-
R3N	0,64	-	-
P4S	0,19	0,26	0,73
P4UK	0,45	-	-
P4N	0,83	-	-
R4S	0,19	0,26	0,73
R4UK	0,38	0,64	0,59
R4N	0,64	0,90	0,71

5.5.6 Måling av karbonatiseringsdybde

Karbonatisering ble målt ved å dusje på fenolftaleinløsning på en fersk snittflate i forbindelse med opphugning. Alle målingene viste at karbonatiseringsdybden var rundt 2 mm for rissfri betong. For partier med bom og oppsprukket betong, var betongen karbonatisert langs sprekkene og ofte helt inn til armeringen.

5.5.7 Opphugninger

Det ble i alt uført 26 opphugninger, dvs. en i hvert prøve- og referansefelt pluss en ekstra i 2 av feltene. Alle opphugningene er fotografert og gjengitt i /10/.

I rapport /10/ er det laget en sammenstilling over karbonatisering, kloridinnhold, overdekning, EKP-målinger og observert korrosjonsaktivitet i de forskjellige opphugningspunktene. Denne sammenstillingen er gjengitt i tabell 5.5-2.

Tabell 5.5-2: Sammenstilling av opphugninger.

Felt	Flate	Overd. mm	EKP	Cl av sementvekt			Korr. grad
				10-20	20-30	30-50	
P1	SØR	35	-81	-	-	-	B
«	UK	23	-290	3,08	1,53	-	C
«	NORD	32	-270	-	-	-	D
R1	SØR	29	-10	-	-	-	A/B
«	UK	21	-268	1,26	4,56	-	E
«	NORD	28	-278	-	-	-	C
P2	SØR	29	-14	-	-	-	B
«	NORD	33	-134	-	0,93	-	B
R2	SØR	30	+39	-	-	-	B
«	UK	21	-133	0,92	-	-	B
«	NORD	28	-103	-	0,43	-	B
P3	SØR	31	+15	-	-	-	B
«	UK	17	-217	-	-	-	C
«	NORD	31	-121	-	0,47	-	B
R3	SØR	28	+5	-	-	-	B
«	UK	19	-157	-	-	-	C
«	NORD	30	-130	-	0,68	-	B
P4	SØR	30	-33	-	-	-	A/B
«	UK	19	-240	2,24	0,53	-	C
«	NORD	28	-168	-	0,92	-	B
R4	SØR	32	+2	-	0,20	-	A/B
«	UK	20	-227	1,18	0,41	-	D
«	NORD	25	-175	-	0,70	-	C

På kasseveggene ble vertikalarmeringen (Od ca. 30 mm) undersøkt, mens for underkant av kassen ble langsgående monteringsstenger (Od ca. 20 mm) og tverrarmering (Od ca. 30 mm) undersøkt. Resultatet av opphugningene kan enkelt sammenstilles på følgende måte:

- Vertikalarmeringen på alle kasseveggene er generelt lite angrepet av korrosjon. Angrepet karakteriseres av å være fra nesten rent stål til lyst korrosjonsprodukt i en 5-6 mm bred stripe langs armeringen.

- Armeringen på nordsiden er like mye eller litt mer angrepet enn på sørsiden.

- Monteringsstenger i underkant er generelt angrepet av korrosjon. Angrepet karakteriseres av å være fra lyst korrosjonsprodukt på 50 % av armeringsoverflaten til tverrsnittsreduksjon og mørkt korrosjonsprodukt.

- Angrepet på tverrarmeringen i underkant karakteriseres av fra litt lyst korrosjonsprodukt på kammene til lokal groptæring.

5.5.8 Utboring og analyse av kjerneprøver

Det ble boret ut 25 stk. Ø 95 mm og 11 stk. Ø 60 mm borkjerner. Kjernene ble boret fra innsiden av kassen og gjennom veggen. Det ble utført følgende analyser:

- kapillærabsorpsjon
- vanninntrengning
- fasthet og densitet
- kloridinnhold og diffusjonskoeffisient
- kloriddiffusjon ved Bulk Diffusion Test (APM 302)
- porevannsanalyse
- strukturanalyse
- relativ fuktighet - vannmetningsgrad.

Resultatet av disse analysene er gjengitt i /10/. Et kort resymé er gitt nedenfor.

Kapillærabsorpsjon
Undersøkelsen ble utført ved Veglaboratoriet på Ø 95 mm og 20 mm tykke skiver. Resultatene viste følgende verdier:

	Gjennomsnitt	Minimum - maksimum
k	$1{,}32 \times 10^{-2}$ kg/m^2 $\sqrt{s}$	$1{,}11 - 1{,}52 \times 10^{-2}$
m	$7{,}29 \times 10^{7}$ s/m^2	$5{,}70 - 8{,}69 \times 10^{7}$

Vanninntrengning
Undersøkelsen ble utført av Veglaboratoriet, i prinsippet etter ISO/DIS 7031 og NS 3420. Prøvestykkene var Ø 95 mm og ca. 70 mm høye og ble vannlagret i 3 døgn før prøving. Gjennomsnittlig inntrengningsdybde for 8 prøver var 17 mm (minimum/maksimum: 0-45 mm).

Fasthet og densitet
Trykkprøvingen ble utført ved Veglaboratoriet. Resultatene viste en gjennomsnittlig densitet på 2,38 kg/m^3 (variasjon 2,30-2,44 kg/m^3) og en gjennomsnittlig sylinderfasthet på 49,14 MPa (variasjon 40,0-54,4MPa).

Kloridinnhold og diffusjonskoeffisient

NORUT Teknologi AS utførte analyser av klorid- og sementinnhold samt regnet ut en effektiv kloriddiffusjonskoeffisient. Prøvestykkene var Ø60 mm kjerner.

Kloridinnhold for 3 prøver i dybde 20-30 mm var henholdsvis 1,83, 0,25 og 0,70 % av funnet sementvekt i det aktuelle snittet. Med en densitet på 2,38 kg/m^3 gir det sementinnhold på 325, 381 og 442 kg/m^3.

Kloriddiffusjonskoeffisienten ble beregnet til D_e = 0,64-1,0 x 10^{-12} m^2/s. Det er ca. 1/10 av det som ble oppnådd ved Bulk Diffusjon Test.

Kloriddiffusjon ved Bulk Diffusion Test (APM 302)

Prøvingen ble utført ved SINTEF Konstruksjoner og betong på Ø 95 mm kjerner. Resultatene er vist i tabell 5.5-3 og er i tråd med det som ble oppnådd i forbindelse med Kystbruprosjektet, se kapittel 5.4.8.

Tabell 5.5-3: Kloriddiffusjon.

Felt	Koordinat	D_e (m^2/s)	C_0 (%)
R4S	(112,77-2,43)	4,90x10^{-12}	1,58
R4S	(111,46-3,24)	9,06x10^{-12}	1,00
	(112,14-3,26)	7,04x10^{-12}	0,82

Porevannsanalyse

Prøvingen ble foretatt av SINTEF Konstruksjoner og betong på Ø 60 mm kjerner. Resultatene er oppsummert i tabell 5.5-4.

Tabell 5.5-4: Porevannsanalyser.

Felt	Koordinat	Na^+-innhold g/l	K^+-innhold g/l	OH^--konsentrasjon *) mol/l	Cl^--innhold g/l
R1N	(23,84-1,95)	8,44	5,36	0,354 (13,55)	2,79
	(23,80-1,90)	7,52	4,36	0,329 (13,52)	3,45
R3N	(93,49-0,40)	8,38	5,06	0,359 (13,56)	2,29
	(93,15-1,19)	7,70	4,78	0,352 (13,55)	2,24
R4N	113,28-2,50)	7,76	5,95	0,426 (13,63)	1,22
	113,32-3,24)	8,25	5,60	0,425 (13,63)	1,24

*) Tallene i parentes er pH utregnet på basis av OH^--konsentrasjonen.

Strukturanalyse

Undersøkelsene er utført av Norges Byggforskningsinstitutt. Fra rapportens sammendrag gjengis følgende:

«Tynnslipanalysen viser en normal og velhydratisert betong med jevn fordeling av tilslaget og stort sett homogent bindemiddel. Det målte v/c-tallet ligger mellom 0,34 og

0,48. Prøvene har høyt bindemiddelinnhold. Der observeres riss fra overflaten og innover i tre av prøvene. Karbonatiseringsdybden ligger på fra 1,5 mm til 6 mm.

Planslipanalysen gir et luftinnhold som varierer mellom 2,8 % og 9,3 %. I relasjon til bindemiddelinnholdet er dette relativt normalt. Avstandsfaktoren ligger mellom 0,38 mm og 0,59 mm og er representativt for betong med redusert frostbestandighet (bør ikke være over 0,2 mm).

Det observeres ikke tegn til delaminering i noen av betongprøvene. Imidlertid sees sprekker og riss i tre prøver. Disse er lokalisert fra overflaten og 15 mm til 30 mm innover. Årsaken til sprekkdannelsen er vanskelig å anslå, men sprekkene ligner mest på vanlige svinnriss.»

Relativ fuktighet - vannmetningsgrad

Undersøkelsen ble utført på Veglaboratoriet, og hadde som målsetning å etablere en sammenheng mellom relativ fuktighet og vannmetningsgrad, det vises til kapittel 5.8.

5.6 Forhåndskartlegging prøvereparasjon 1994

5.6.1 Generelt

Beskrivelse av forhåndskartleggingen er gjort i kontrakten /11/ og resultatene er presentert i entreprenørens sluttrapport /15/ og byggherrens sluttrapport /17/.

Forhåndskartleggingen omfattet:

- Detaljert visuell kontroll og materialundersøkelser på søylene i akse 3, 4 og 5 i høyde 0-2 m.
- Visuell kontroll av alle flatene på søylene i akse 3, 4 og 5 i høyde 2 m og til toppen av søylene.

Materialundersøkelsene ble utført på utvalgte prøvefelter på disse søylene. Det ble etablert et prøvefelt på hver av søylenes langsider (vest og øst), totalt 6 stk., i høyde ca. 1-2 m over fundamentene. Prøvefeltene hadde en størrelse på 2x1 m (bxh). I alle prøvefeltene ble det utført følgende materialundersøkelser:

- armeringslokalisering m/opphugning
- måling av karbonatiseringsdybde
- måling av kloridinnhold
- korrosjonsundersøkelse (EKP)
- korrosjonsundersøkelse (LPR)
- andre undersøkelser.

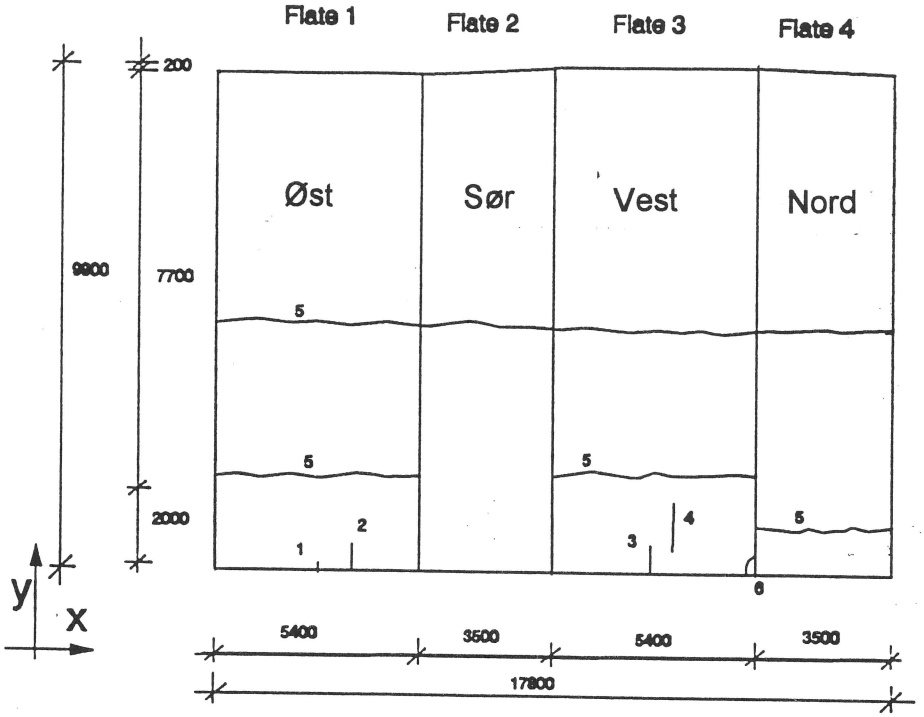
Alle materialundersøkelsene ble utført i de samme punktene for å kunne sammenholde målingene.

5.6.2 Visuelle kontroller

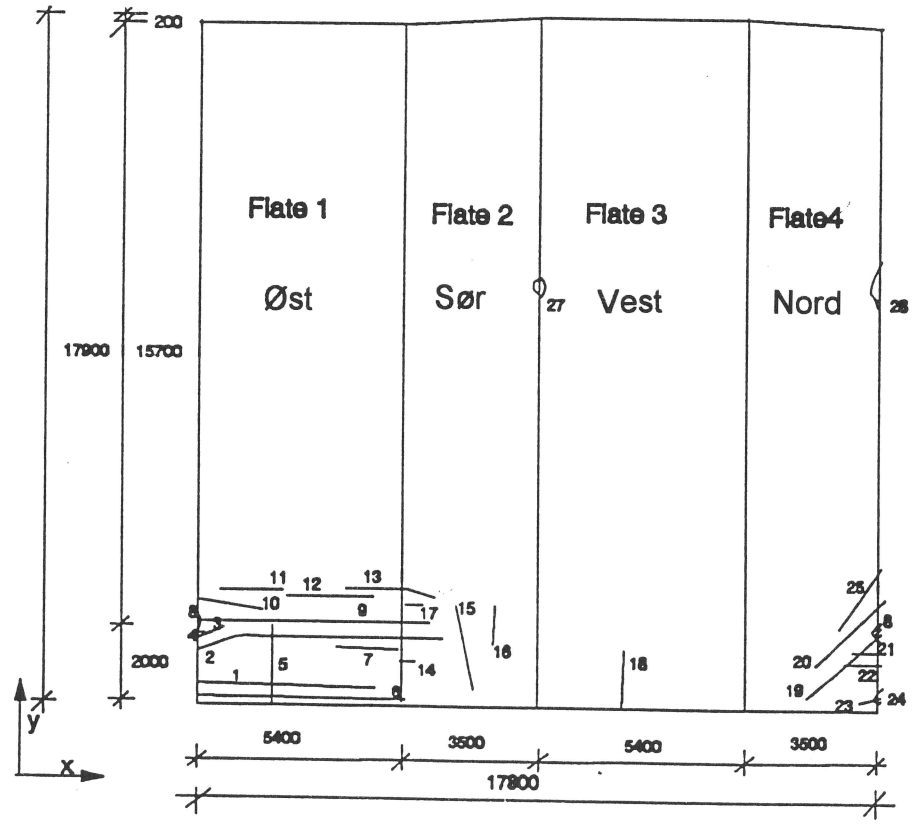
Den visuelle kontrollen hadde som hovedformål å registrere skader, riss og sprekker i overflaten. Det viser seg at søylene generelt har få skader, men det ble registrert en del riss og sprekker. Disse er gjengitt på figurene 5.7-1 - 5.7-3. Det gjøres oppmerksom på at på disse figurene er flatene sett innenfra.

Som det fremgår av figurene har søyle 3 noen horisontale riss i forbindelse med støpeskjøter og noen få vertikale riss nede ved fundamentet. Rissvidden for de horisontale rissene varierer mellom 0,05 og 0,3 mm, mens de vertikale rissene har rissvidder < 0,1 mm.

Søyle 4 har forholdsvis mange horisontale bøyeriss på flate 1 (østre flate) som følge av tvangskrefter fra temperatur. Rissene må derfor betraktes som levende riss. Rissvidden ligger i hovedsak mellom 0,1 og 0,3 mm.

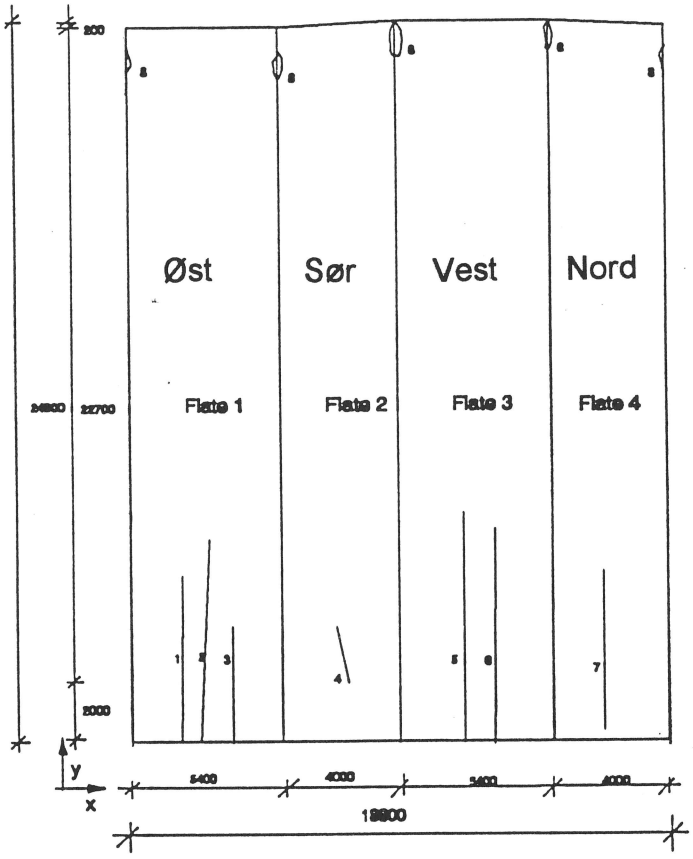


Figur 5.6-1: Registrerte riss på søyle 3.



Figur 5.6-2: Registrerte riss på søyle 4.

Søyle 5 har en del vertikale riss forholdsvis høyt opp på flatene. Det ble antatt at disse rissene stammer fra byggingen. Rissvidden ligger mellom 0,1 og 0,4 mm.



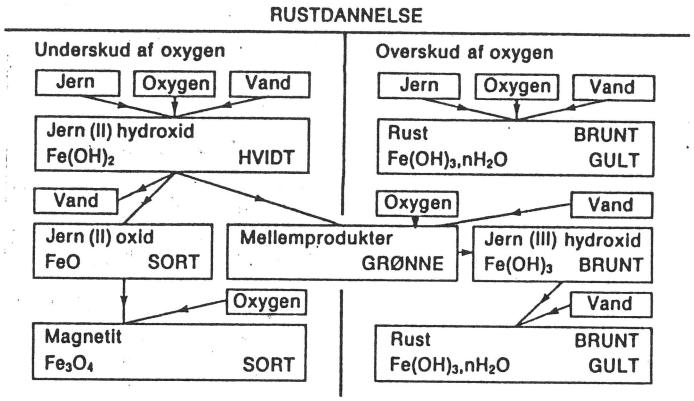
Figur 5.6-3: Registrerte riss på søyle 5.

5.6.3 Armeringslokalisering m/opphugning

Armeringens plassering og overdekning ble bestemt med covermeter og kontrollert ved opphugning i noen punkter. I opphugningspunktene ble betongens tilstand vurdert sammen med armeringens dimensjon og korrosjonstilstand.

Overdekningen i de 12 opphugningspunktene varierte mellom 41 mm og 60 mm med et gjennomsnitt på 52 mm. For søylene i akse 3 og 4 ble korrosjonsgraden for horisontal-armeringen vurdert å være B, dvs. at en kunne se de første små spor av rust. For søyle 5 ble korrosjonsgraden vurdert til C, dvs. jevn overflaterust med begynnende tverrsnitts-reduksjon. Reduksjonen av armeringens diameter lå i området 1-4 mm.

I ett av opphugningspunktene på søyle 5 var det groptæring og korrosjonsproduktene var sorte i det opphugningen ble foretatt. Etter et par minutter skiftet fargen til gul og etter ytterligere noen minutter til grønn. Etter ca. 10-15 minutter ble korrosjonsprodukt-tene igjen sorte. De gule og grønne korrosjonsproduktene kan være henholdsvis to-verdi og tre-verdi jern. I figur 5.6-4, hentet fra /30/, er det gjengitt en oversikt over jernets korrosjonsprodukter og farge.



Figur 5.6-4: Oversikt over jernets korrosjonsprodukter og farge.

5.6.4 Måling av karbonatiseringsdybde

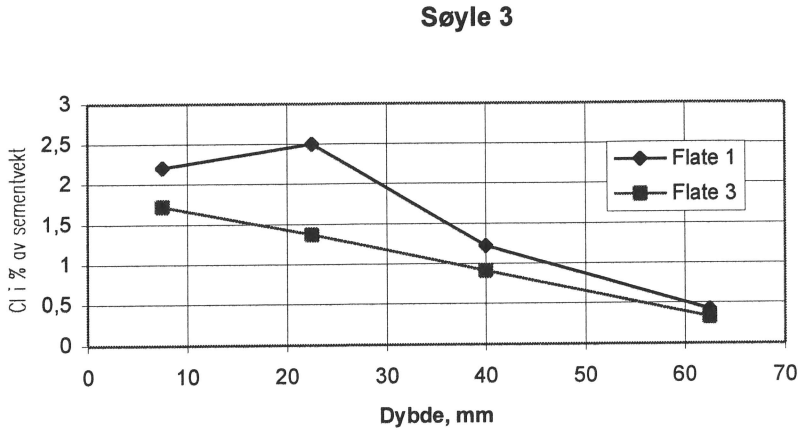
Karbonatiseringsdybden ble målt i alle opphugningspunktene og varierte fra 1 til 3 mm. Årsaken til at karbonatiseringsdybden er såpass liten er at CO_2-belastningen er lav, betongen er tett og av god kvalitet samt har et høyt fuktinnhold.

5.6.5 Måling av kloridinnhold

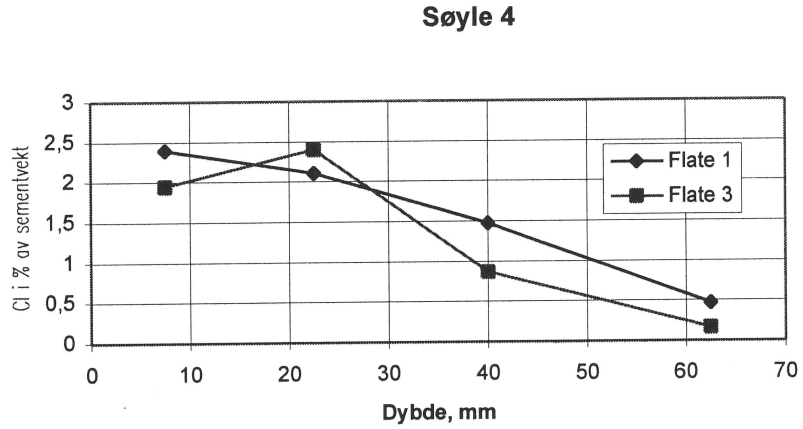
Det ble tatt ut støvprøver i hvert av prøvefeltene. Disse ble analysert ved NBI med potensiometrisk titrering. Resultatene fra kloridmålingene er gjengitt i figurene 5.6-5 - 5.6-7. Hver av punktene er et gjennomsnitt av to prøver.

For å kontrollere metoden analyserte NBI 5 prøver med kjent kloridinnhold. Disse viser at metoden har god nøyaktighet ved høye kloridinnhold, mens den ved lave kloridinnhold gir for høye verdier. Kontrollmålingene ga følgende verdier:

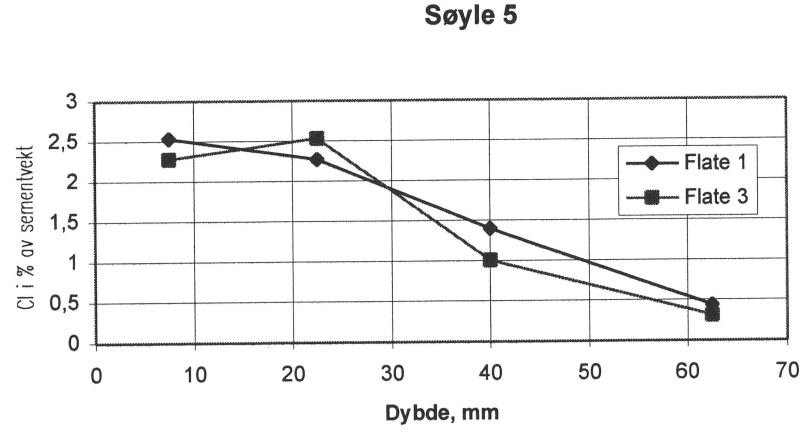
Kloridinnhold i % av sementvekt	Avvik
0,16	+36 % til +56 %
3,20	-2 % til -5 %



Figur 5.6-5: Kloridprofiler i søyle 3.

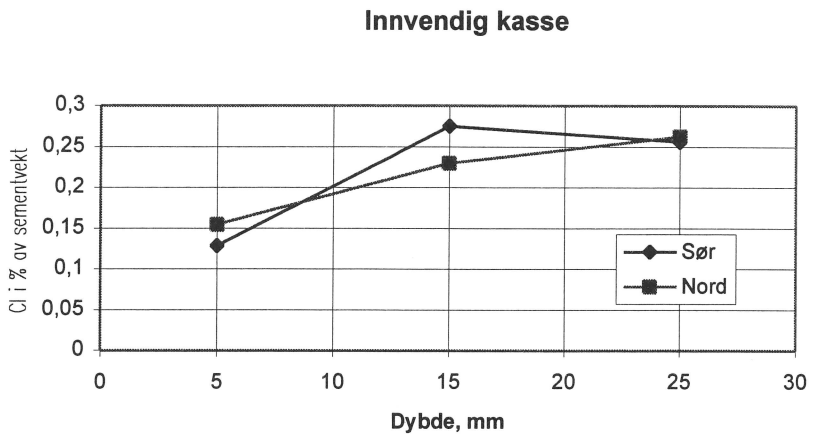


Figur 5.6-6: Kloridprofiler i søyle 4.



Figur 5.6-7: Kloridprofiler i søyle 5.

Det ble også tatt ut 2 kloridprofiler innvendig i kassen for å vurdere initialnivået av klorider i betongen som er brukt i brua. Resultatet av dette er vist på figur 5.6-8. og sannsynliggjør at det er benyttet tilslag med noe kloridinnhold ved støping.



Figur 5.6-8: Kloridprofiler innvendig i kassen.

5.6.6 Korrosjonsundersøkelse (EKP)

Det ble utført EKP-målinger med Bloodhound i rutenett 0,25 x 0,25 m innenfor hvert av de tidligere nevnte prøvefeltene. Disse skulle samtidig benyttes for å utpeke områder for instrumentering.

Potensialer og motstander for søylene 3, 4 og 5 er gjengitt i figurene 5.6-9 - 5.6-11.

For alle søylene ble det registrert lavere EKP-verdier på østre vegg (flate 1) enn på vestre vegg (flate 3). Forskjellen var mest markant på søylene 4 og 5. Negative potensialer indikerer korrosjonsutsatte områder.

5.6.7 Korrosjonsundersøkelse (LPR)

LPR-målinger (Lineær Polarisasjons Resistans) ble utført som et supplement til EKP-målingene for kartlegging av korrosjonstilstanden. Metoden benyttes for å bestemme korrosjonshastighet og korrosjonsstrøm. Målingene ble utført med instrumentet Gecor 6.

Det ble foretatt 6 målinger innenfor hvert instrumenteringsfelt. Det ble målt på både vertikal- og horisontalarmering i 3 ulike områder som ble plukket ut på følgende måte:

1. Område nær laveste EKP-verdi
2. Område nær høyeste EKP-verdi
3. (Vilkårlig) område uavhengig av EKP-verdi.

Resultatene viste følgende tendenser når det gjaldt korrosjonstilstand:

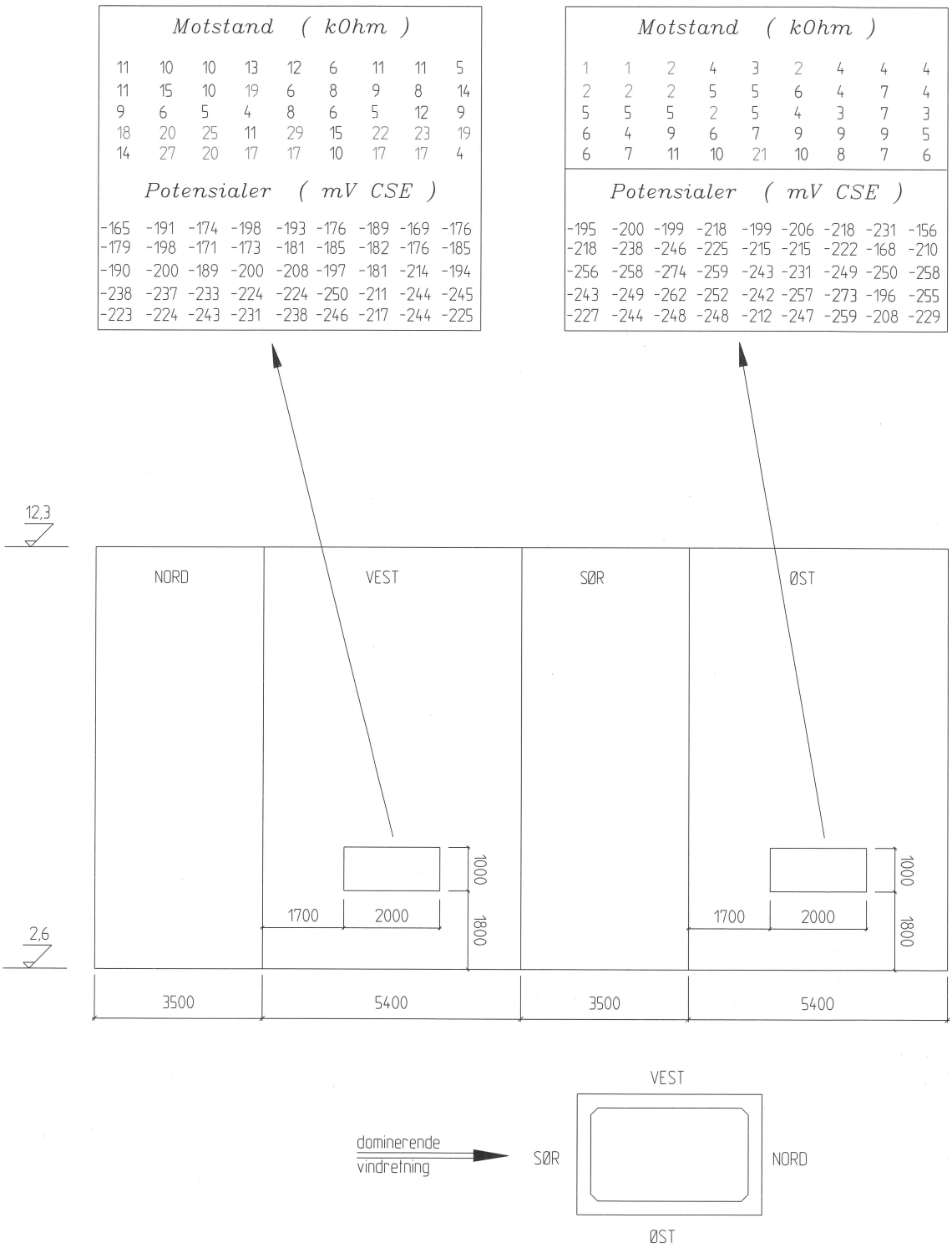
- Det er bra samsvar mellom EKP-verdiene til Bloodhound og Gecor 6.
- Det er generelt noe høyere korrosjonshastighet på horisontalarmeringen (ytterste armering) enn vertikalarmeringen.
- På søyle 3 og 4 er det en svak tendens til noe høyere korrosjonshastighet på østre (flate 1) enn på vestre vegg (flate 3).
- I et lokalt område på flate 1, søyle 5, hvor både Bloodhound og Gecor 6 viste svært lave EKP-verdier, indikerer Gecor 6 at korrosjonen primært foregår på horisontalarmeringen (omkring 5-6 ganger høyere enn på vertikalarmering).
- Det er ingen entydig sammenheng mellom målt korrosjonspotensiale og korrosjonshastighet i ett og samme punkt.
- Målingene viste hastigheter som utstyrsleverandøren angir som lav til moderat korrosjon. Ingen av målingene viste høy korrosjonshastighet.
- Den spesifikke elektriske betongmotstanden (resistiviteten) er gjennomgående lavere på de østre veggene (flate 1) enn på de vestre veggene (flate 3).

5.6.8 Andre undersøkelser

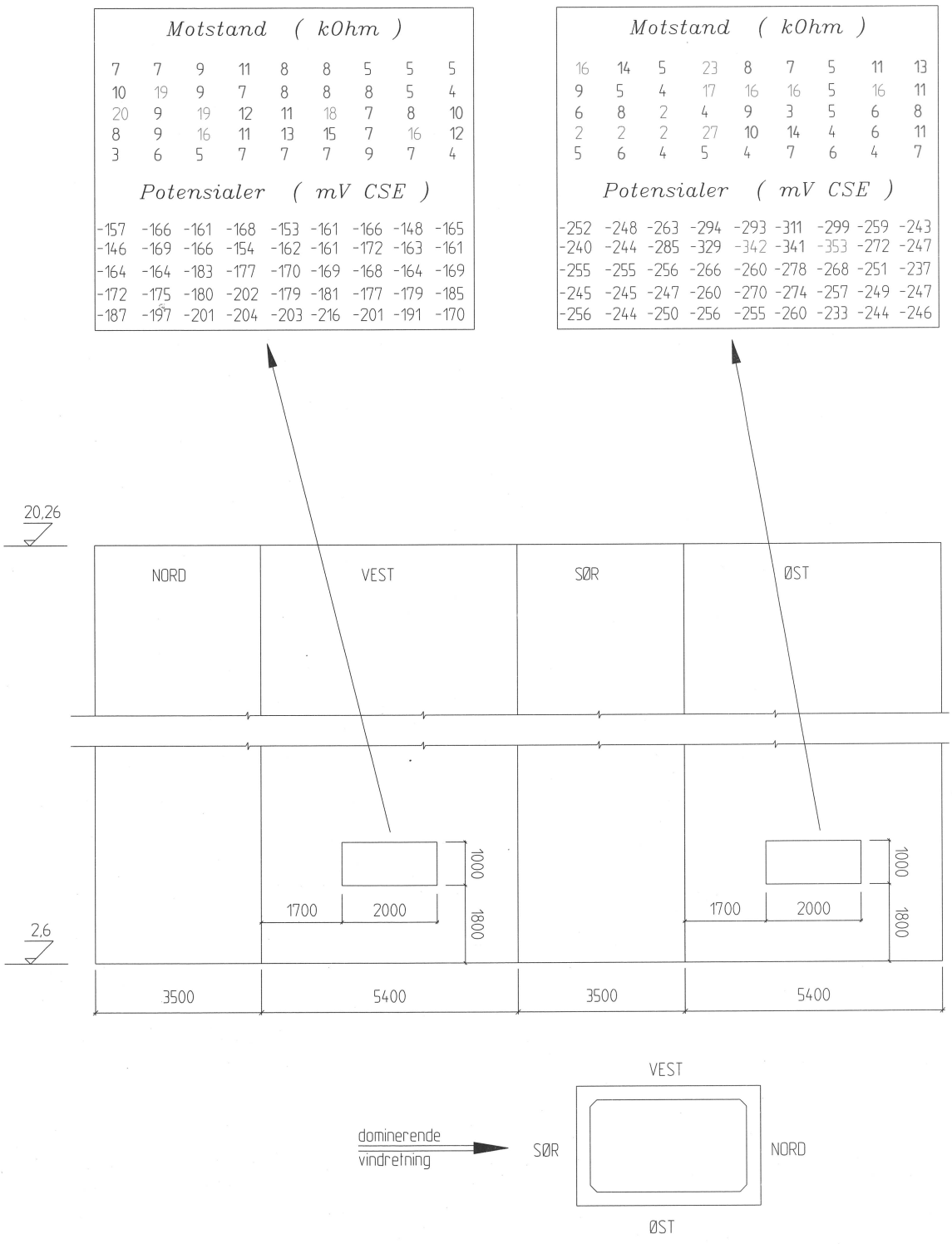
I forbindelse med denne prøvereparasjonen ble det også utført en del andre undersøkelser enn de som er beskrevet ovenfor. Disse undersøkelsene omfattet måling av:

- relativ fuktighet og absolutt fuktighet på prøver fra søyle 3 og 5
- relativ fuktighet og absolutt fuktinnhold på prøver fra overbygning
- kloridmålinger på utborede kjerner.

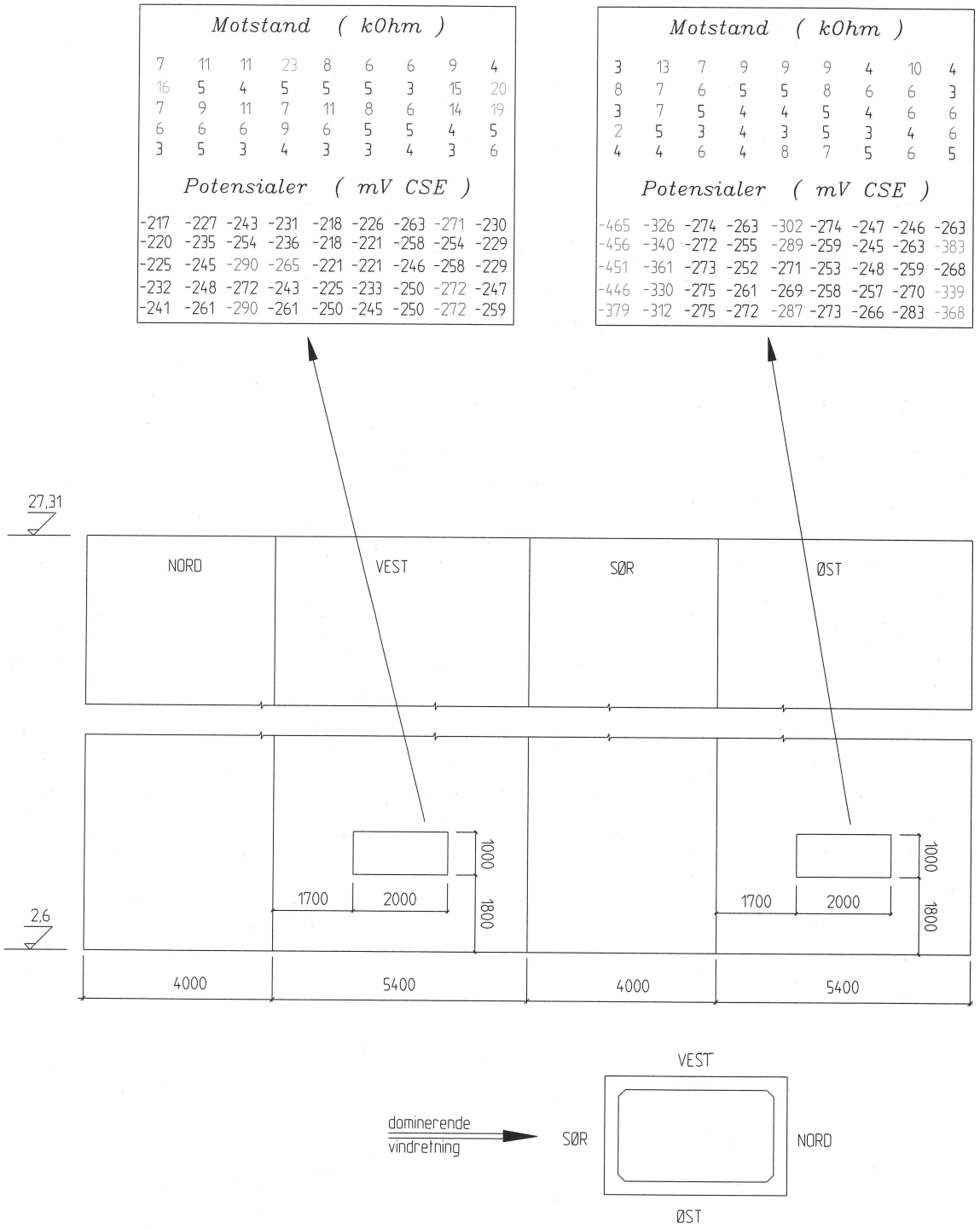
Det vises til egen rapport om dette /28/.



Figur 5.6-9: Søyle 3. EKP- og motstandsmålinger i prøvefelt.



Figur 5.6-10: Søyle 4. EKP- og motstandsmålinger i prøvefelt.



Figur 5.6-11: Søyle 5. EKP- og motstandsmålinger i prøvefelt.

5.7 Forhåndskartlegging prøvereparasjon 1995

5.7.1 Generelt

Prøvereparasjon 1995 ble utført på overbygningen i spenn 1 og 2. Forhåndskartleggingen ble beskrevet i kontrakt /19/ og resultatene er gjengitt i entreprenørens sluttrapport /20/ og byggherrens sluttrapport /21/. Forhåndskartleggingen ble delt i 4 hoveddeler:

1. Visuell kontroll
2. Materialundersøkelser
3. Kontroll av korrosjon i riss
4. Måling av bevegelser i riss.

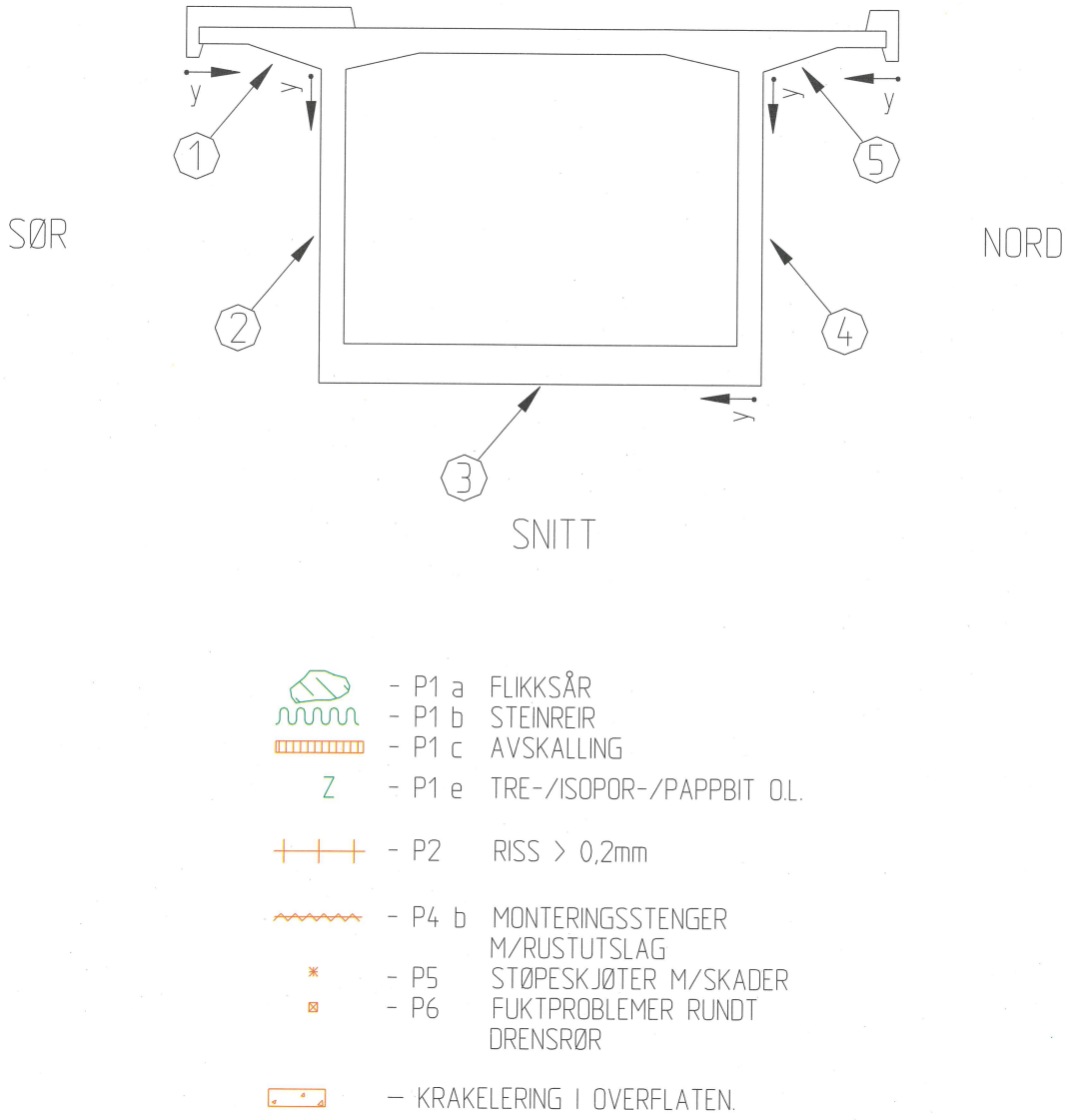
Nedenfor er det gitt en kort oppsummering for hver av disse punktene.

5.7.2 Visuell kontroll

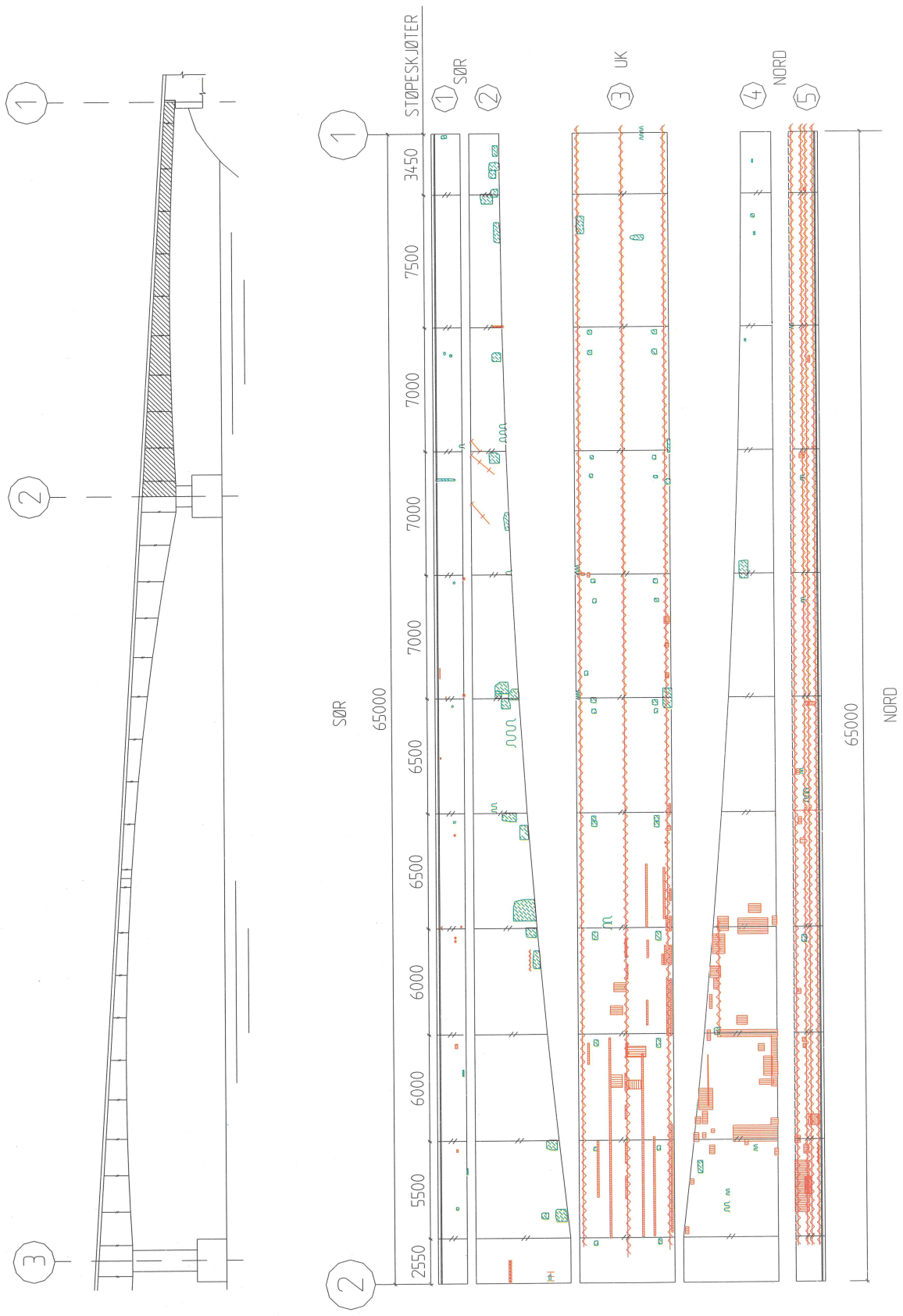
Den visuelle kontrollen ble uført på alle flater på undersiden av overbygningen i spenn 1 og 2. Kontrollen omfattet registrering av skader som armeringskorrosjon, bomsoner, steinreir, sår, dårlig utstøpte støpeskjøter og andre skader. Skadene ble delt opp på samme måte som i problemdefinisjonen i kapittel 7.2. Symbolene som ble benyttet for de forskjellige skadene er gjengitt i figur 5.7-1. Alle skadene ble tegnet inn på utbrettede tegninger av kassens underside, se figurene 5.7-2, 5.7-3 og 5.7-4.

Som det fremgår av figurene er skadene konsentrert til områdene rundt søyle akse 2 og er spesielt utbredt på undersiden og nordsiden av kassen.

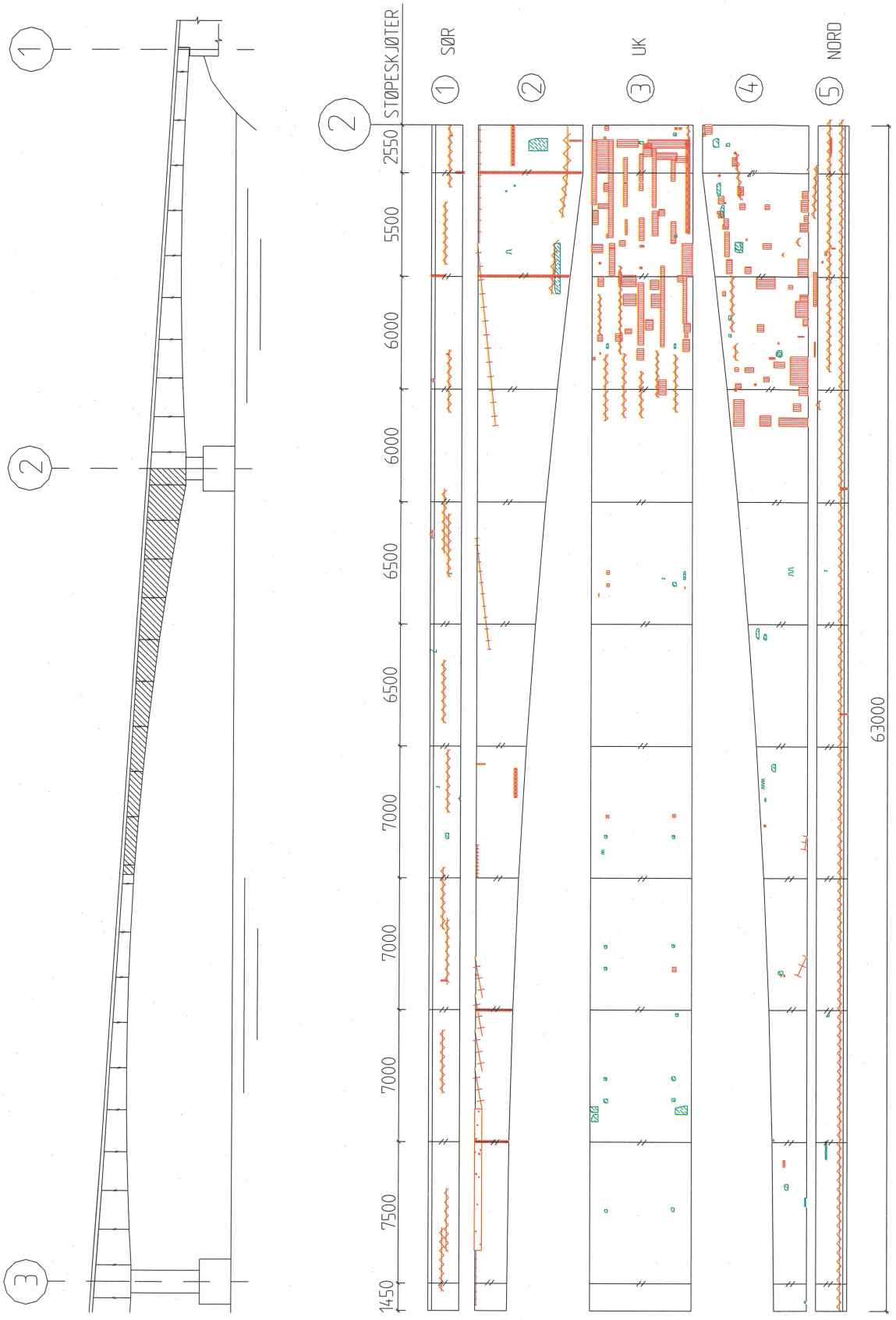
Med bakgrunn i den visuelle kontrollen og materialundersøkelsene ble det laget en tegning som viser armeringens tilstand på de ulike flatene, se figur 5.7-5. Grunnlaget for bedømmelse av armeringens tilstand er beskrevet i kapittel 3 og 7.



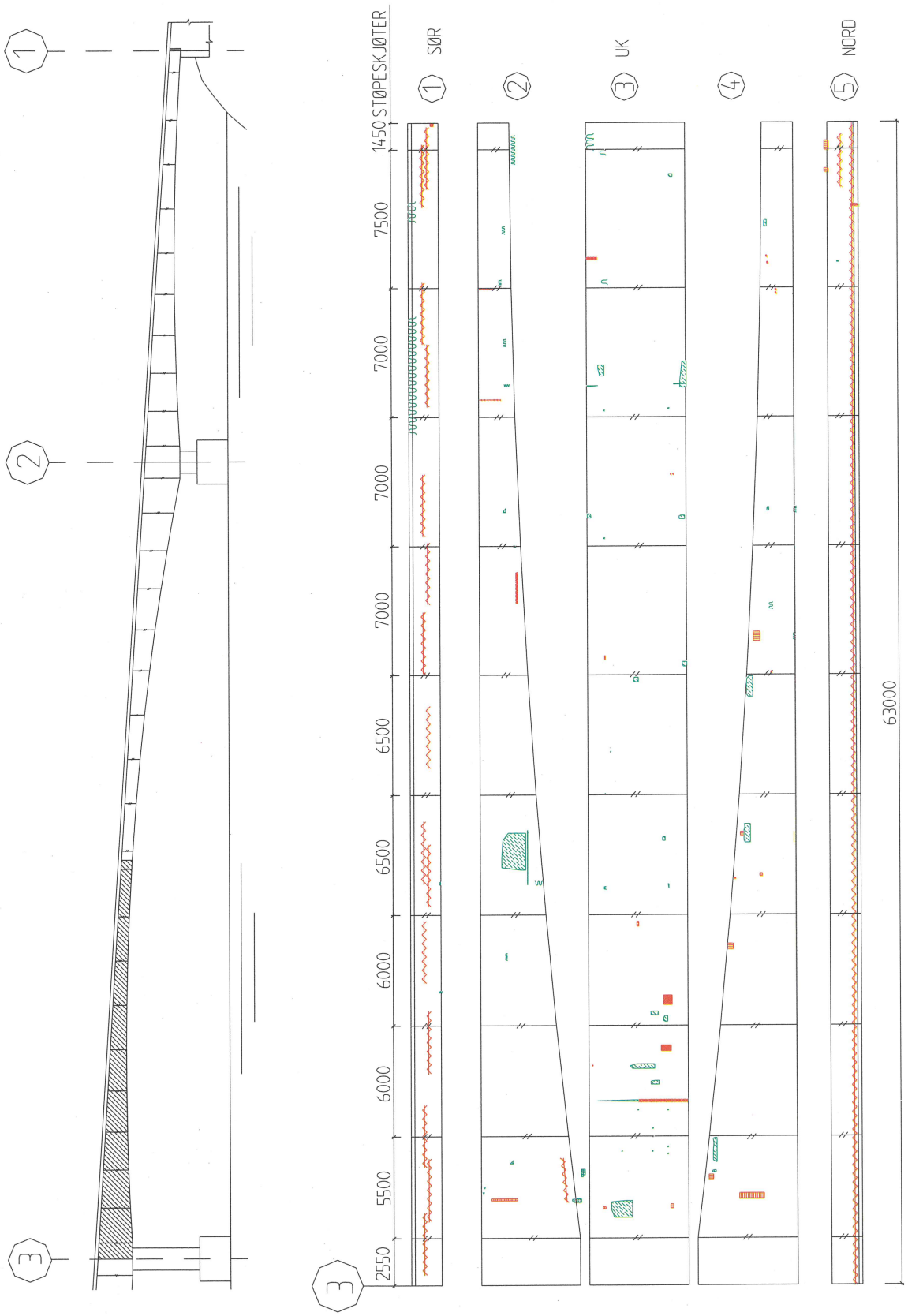
Figur 5.7-1: Forhåndskartlegging 1995. Skadesymboler.



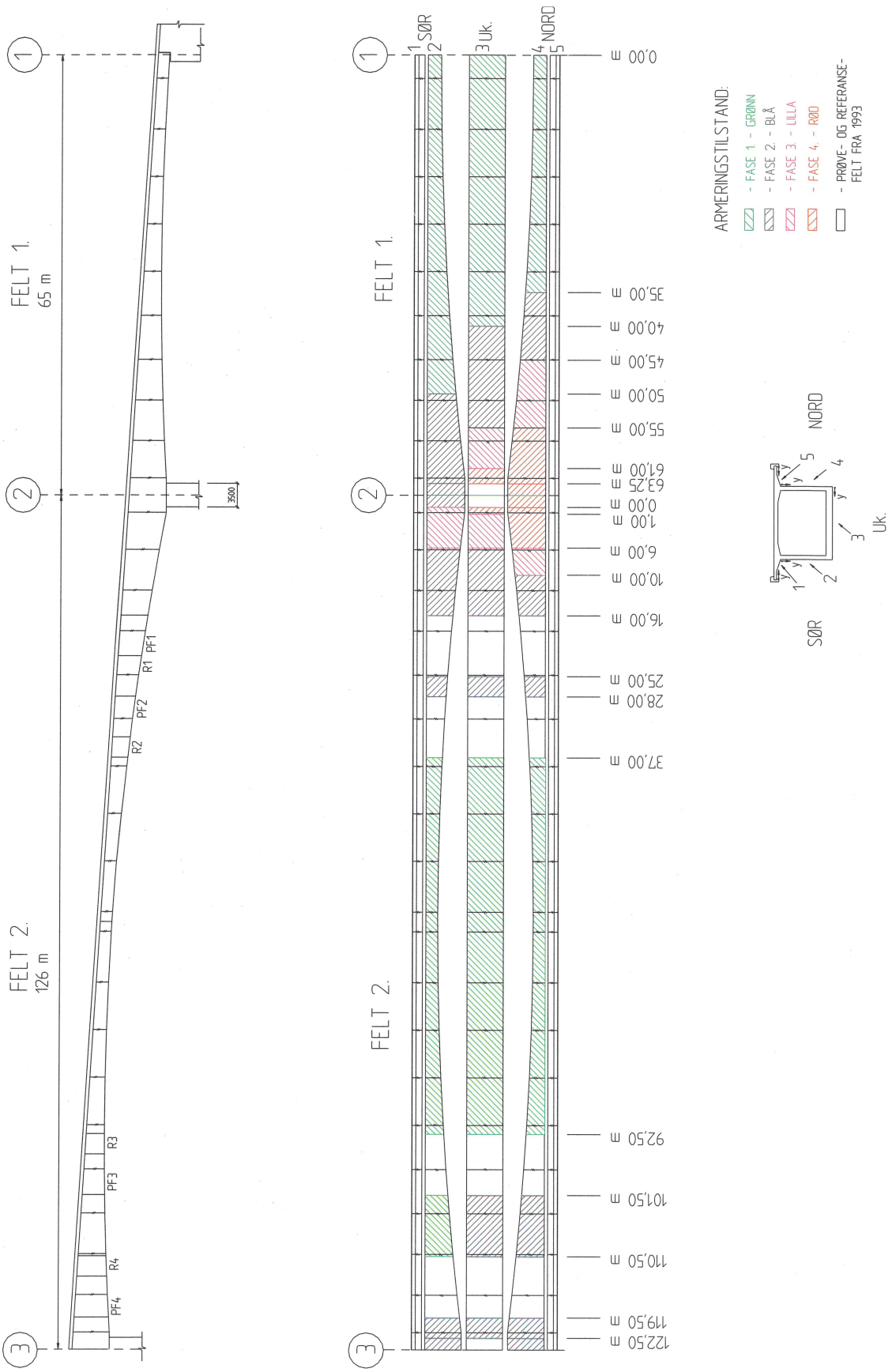
Figur 5.7-2: Forhåndskartlegging 1995. Skaderegistrering i felt 1.



Figur 5.7-3: Forhåndskartlegging 1995. Skaderegistrering i felt 2 (1. halvdel).



Figur 5.7-4: Forhåndskartlegging 1995. Skaderegistrering i felt 2 (2. halvdel).



Figur 5.7-5: Forhåndskartlegging 1995. Armeringens tilstand i felt 1 og 2.

5.7.3 Materialundersøkelser

Det ble utført materialundersøkelser på utvalgte prøvepunkter på overbygningen. Følgende undersøkelser ble utført:

- armeringslokalisering verifisert med opphugning
- karbonatisering
- kloridinnhold
- korrosjonsundersøkelse (EKP)
- korrosjonsundersøkelse (LPR)
- fuktinnhold
- sementinnhold.

Materialundersøkelsene ble utført i de samme punktene slik at det var mulig å sammenholde verdiene. Formålet med disse undersøkelsene var først og fremst å danne grunnlag for målinger etter reparasjon. Dernest skulle målingene forsøke å bestemme hva som kan være kritisk grense for kloridkonsentrasjon med tanke på armeringskorrosjon avhengig av:

- kloridinnhold
- overdekning
- potensiale
- korrosjonshastighet
- fukt.

Det vises til kapittel 6 for nærmere diskusjon av dette.

Flere detaljer om materialundersøkelsene er gjengitt i det etterfølgende.

Armeringslokalisering verifisert m/opphugning
Bestemmelse av armeringens plassering og overdekning ble gjort med covermeter og kontrollert med opphugninger.

I opphugningspunktene ble armeringens korrosjonsgrad vurdert etter skala angitt i kapittel 3.4. Resultatene fra disse målingene er gjengitt i tabellene 5.7-1 og 5.7-2.

Karbonatisering
Karbonatiseringsdybde ble målt i opphugningspunktene med fenolftalein-indikator. Karbonatiseringsdybden var 1-6 mm, det vises til tabellene 5.7-1 og 5.7-2. De laveste verdiene finner en der vannmetningsgraden er høyest og de høyeste verdiene der vannmetningsgraden er lavest.

Kloridinnhold
I prøvepunktene ble det tatt ut støvprøver med 18 mm bor. Det ble boret 4 hull i hver av de følgende nivåene:

0-10 mm, 10-20 mm, 20-30 mm, 30-50 mm, 50-75 mm.

I prøvefelt for hydrofobering (område 1-11 m fra landkar i akse 1) ble det tatt ut 10 kloridprofiler. Støvprøvene tatt ut med 24 mm bor. Det ble boret 6 hull pr. prøve i følgende dybdenivåer:

0-5 mm, 5-10 mm, 10-15 mm, 15-20 mm, 20-30 mm, 30-50 mm.

Alle støvprøvene ble analysert ved NORUT Teknologi ved metoden potensiometrisk titrering. Resultatene for prøvepunktene er gjengitt i tabellene 5.7-1 og 5.7-2.

I prøvefelt for hydrofobering varierte kloridinnholdet i det ytre nivået mellom 1,45 og 2,31 % av sementvekt (snitt 1,84 %). I nivået 20-30 mm varierte kloridinnholdet mellom 0,36 og 0,91 % av sementvekt (snitt 0,62 %).

Korrosjonsundersøkelse (EKP)
EKP-målingene ble utført med Bloodhound i rutenett på 0,25 x 0,25 m i instrumenteringsfeltene på nordsiden og sørsiden av kassen i felt 1 nær søyle 2.

EKP-målingene i prøvepunktene ble utført med Gecor 6 og er gjengitt i tabellene 5.7-1 og 5.7-2.

Korrosjonsundersøkelse (LPR)
LPR-målinger i prøvepunktene ble utført med Gecor 6 og resultatene er gjengitt i $\mu A/cm^2$ i tabellene 5.7-1 og 5.7-2. Gecor 6 ble også benyttet til måling av resistivitet ($k\Omega cm$) og resultatene er gjengitt i de tidligere nevnte tabellene.

Fuktinnhold
Det ble tatt ut betongbiter som ble sendt til NORUT Teknologi for bestemmelse av betongens vannmetningsgrad. Resultatet av disse målingene er gjengitt i tabellene 5.7-1 og 5.7-2.

Sementinnhold
Bestemmelse av sementinnhold ble utført av NORUT Teknologi ved metoden fotometrisk titrering. Gjennomsnittlig sementmengde ble bestemt til 388,2 kg/m^3 for 10 prøver som ble tatt av overbygningen. Variasjonen var fra 246,1 til 469,3 kg/m^3.

5.7.4 Kontroll av korrosjon i riss

Formålet var å forsøke å finne hvordan følgende faktorer påvirker eventuell armeringskorrosjon i riss:

- rissvidder
- overdekning
- karbonatisering
- kloridinnhold
- variabel værbelastning.

Det var svært lite riss i bruas overbygning. Omfanget av opphugninger ble derfor redusert til kun 2 riss i felt 1. Det ble ikke påvist korrosjon på armeringen som krysser noen av disse rissene.

5.7.5 Måling av bevegelser i riss

Formålet med denne målingen var å kartlegge hvilke bevegelser det er i rissene samt å prøve ut forskjellig utstyr for måling av riss.

På grunn av lite riss ble kontroll av bevegelse i riss ikke så omfattende som først antatt. Det ble kun funnet 6 riss med størrelse over 0,2 mm som ble undersøkt. Det ble montert gipslapper over disse for måling av bevegelse. Gipslappene sto påfestet i ca. 1,5 måned og det ble ikke registrert bevegelse som førte til at disse sprakk opp. Det ble derfor ikke gjort videre undersøkelser med tanke på bevegelse i riss.

Forklaring til tabellene 5.7-1 og 5.7-2 (kolonnene fra venstre mot høyre):

Kolonne 1: N = nordside, UK = underside, S = sørside
Kolonne 2: Lokalisering
Kolonne 3: 10/M = 10 mm monteringsjern, 16/B = 16 mm bøyler
Kolonne 4: I_{korr} = korrosjonshastighet, målt med Gecor 6
Kolonne 5: E_{korr} = EKP-målinger, målt med Gecor 6
Kolonne 6: Resistivitet
Kolonne 7: Vm.-grad = vannmetningsgrad
Kolonne 8: Kloridinnhold
Kolonne 9: Karbonatiseringsdybde
Kolonne 10: Overdekning
Kolonne 11: Visuelt vurdert korrosjonsgrad.

Fullstendige resultater med bl.a. fullstendige kloridprofiler er rapportert i vedlegg til entreprenørens sluttrapport /20/.

Tabell 5.7-1: Forhåndskartlegging 1995. Prøveresultater fra felt 1 /20/.

Nr.:	Lokalisering		Armering	I_{korr}	E_{korr}	Resistivitet	Vm.-grad	Kloridinnhold	Karbonatiseringsdybde	Overdekning	Korrosjonsgrad
	X:	Y:	D/type	µA/cm²	mV	kΩcm	%	% av sem.	mm	mm	
43 UK	12,0	2,7	10/M	0,058	-227,7	84			3-6	20	B
43 UK	12,0	2,7	16/B	0,162	-167,1	81			3-6	30	A
42 UK	19,0	2,7	10/M	0,294	-136,8	52			3-5	19	C
42 UK	19,0	2,7	16/B	0,061	-134,4	56			3-5	30	B
41 UK	24,3	2,7	10/M	0,552	-137,7	73			3-4	17	C
41 UK	24,3	2,7	16/B	0,255	-133,0	71			3-4	27	C
40 UK	30,5	2,7	10/M	0,157	-159,6	56			3-4	17	B
40 UK	30,5	2,7	16/B	0,077	-137,7	92			3-4	29	B
4 S	36,5	2,8	10/M	0,247	54,7	177	88,6	0,241	2-3	30	B
4 S	36,5	2,8	16/B			207	88,6	0,209	2-3	40	A
3 UK	35,6	2,7	10/M	0,266	-153,6	90	79,7	0,667		25	B
3 UK	35,9	2,5	16/B	0,163	-159,1	49	79,7	0,306		34	A
9 N	36,8	2,8	10/M	0,261	-76,5	72	87,9	0,595	1-3	25	B
9 N	36,8	2,8	16/B			94	87,9	0,324	1-3	35	A
24 UK	37,8	2,7	10/M	0,184	-171,8	211				18	C
24 UK	37,9	2,8	16/B	0,247	-163,1	100				28	A
5 S	42,3	3,3	10/M	0,282	55,6	246	88,2	0,302	2-3	20	C
5 S	42,3	3,3	16/B	0,282	55,6	246	88,2	0,193	2-3		A
23 UK	41,3	2,7	10/M	0,128	-177,9	149				20	C
23 UK	41,2	2,8	16/B	0,196	-172,3	50				30	B
8 N	42,4	3,3	10/M	0,387	-202,5	77	87,6	0,926	1-2	22	B
8 N	42,4	3,3	16/B			82		0,583			A
2 UK	43,3	2,7	10/M	0,341	-191,8	70	82,2	0,96	4-6	19	A
2 UK	43,3	2,9	16/B	0,197	-200,8	50	82,2	0,771	4-6	30	C
22 UK	44,7	2,7	10/M	0,322	-201,0	44		0,960		20	D
22 UK	44,6	2,8	16/B	0,129	-199,4	84		0,770		30	B
21 UK	47,2	2,7	10/M	0,339	-309,8	28				16	D
21 UK	47,1	2,8	16/B	0,244	-267,8	32				26	B
6 S	49,4	2,8	10/M	0,310	20,0	239	82,6	0,308	2-3	21	C
6 S	49,4	2,8	10/M	0,310	20,0	239	82,6	0,212	2-3		A
1 UK	49,1	2,7	10/M	0,948	-338,0	52	86,7	1,532		18	C
1 UK	49,1	2,9	16/B	0,291	-284,9	29	86,7	0,702		28	B

Tabell 5.7-1: Fortsetter.

Nr.:	Lokalisering		Armering	I_{korr}	E_{korr}	Resistivitet	Vm. grad	Kloridinnhold	Karbonatiseringsdybde	Overdekning	Korrosjonsgrad
	X:	Y:	D/type	µA/cm²	mV	kΩcm	%	% av sem.	mm	mm	
7 N	49,6	3,6	10/M	0,537	-314,6	102	88,1	1,422	1-2	18	D
7 N	50,1	3,6	10/M	0,139	-258,6		88,1	1,422	1-2	18	C
7 N	50,1	3,6	16/B			112	88,1	0,708	1-2	18	B
20 UK	50,7	2,7	10/M	0,095	-361,0	42			1-3	20	C
20 UK	50,6	2,8	16/B	0,262	-287,5	36			1-3	30	B
19 UK	52,7	2,7	10/M	0,860	-422,3	26			1-3	19	D
19 UK	52,6	2,8	16/B	0,150	-358,9	35				29	B
18 UK	54,9	2,7	10/M	0,137	-384,5	49				19	C
18 UK	54,8	2,8	16/B	0,129	-338,8	47				29	B
17 UK	56,9	2,7	10/M	0,439	-343,2	47				19	C
17 UK	56,8	2,8	16/B	0,04	-339,9	67				29	B
16 UK	58,8	2,7	10/M	0,201	-306,6	72				19	C
16 UK	58,7	2,8	16/B	0,04	-320,9	52				29	B
13 UK	60,9	2,7	10/M	0,226	-302,7	42		2,090		21	C
13 UK	61,2	2,8	16/B	0,081	-297	59		1,283		30	B
14 UK	60,9	3,5	10/M	0,175	-432,7	30		2,511	BOM	19	D
15 UK	61	3,6	16/B	0,096	-381,0	53		1,368	BOM		
10 UK	61,8	1,1	10/M	0,157	-363,3	34		2,092	BOM	21	D
11 UK	61,6	1,1	10/M	0,123	-349,5	31		2,092	BOM		
12 UK	61,7	1,2	16/B	0,385	-295,9	49		1,151	BOM		

Tabell 5.7-2: Forhåndskartlegging 1995. Prøveresultater fra felt 2 /20/.

Nr.:	Lokalisering		Armering	I_{korr}	E_{korr}	Resistivitet	Vm.-grad	Kloridinnhold	Karbonatiseringsdybde	Overdekning	Korrosjonsgrad
	X:	Y:	D/type	µA/cm²	mV	kΩcm	%	% av sem.	mm	mm	
53 S	6,0	0,6	10/M	0,174	-172,4	71		1,108	1-2	20	B
53 S	6,0	0,6	16/B	0,070	-329,2	101		0,608	1-2	30	B
25 UK	3,9	2,7	10/M	0,204	-293,6	18	90,5	2,165	1	20	C
25 UK	3,9	2,7	16/B	0,090	-299,2	21	90,5	0,863	1	29	B
34 N	4,4	4,5	10/M	-	-352,8	52	89,2	1,543	1	19	C
34 N	4,4	4,5	16/B	0,035	-298,3	119	89,2	0,870	1	30	B
26 UK	6,0	2,7	10/M	0,044	-313,0	42	87,1	1,400	1-3	20	D
26 UK	6,0	2,7	16/B	0,042	-305,2	48	87,1	0,929	1-3	31	B
54 S	11,9	0,6	10/M	0,028	-41,4	130		0,922	1-2	20	C
54 S	11,7	0,5	16/B	0,099 [a]	66,4	73		0,564	1-2	30	C
27 UK	11,8	2,7	10/M	0,144	-408,1	13	90,6	1,784		19	
27 UK	11,8	2,7	16/B	0,171	-349,7	44	90,6	1,679		30	
35 N	11,7	3,8	10/M	0,200	-239,3	44	88,3	1,579	1	21	B
35 N	11,7	3,8	16/B	0,056 [a]	-285,6	55	88,3	0,835	1	33	B
44 UK	24,0	2,7	10/M	0,149	-162,4	59					
44 UK	24,0	2,7	16/B	0,105	-170,2	50					
51 UK	30,2	2,7	10/M	0,034	-112,9	424					
51 UK	30,2	2,7	16/B	0,083	-116,4	535					
50 UK	33,4	2,7	10/M	0,053	-113,4	648					
50 UK	33,4	2,7	16/B	0,017	-113,0	850					
49 UK	36,0	2,7	10/M	0,136	-127,6	387					
49 UK	36,0	2,7	16/B	0,115	-118,3	69					
45 UK	42,1	2,7	10/M	0,39	-112,6	100			3-4	20	A
45 UK	42,1	2,7	16/B	0,102	-110,4	72			3-4	30	A
46 UK	54,3	2,7	10/M	0,152	-114,9	55			4-5	20	B
46 UK	54,3	2,7	16/B	0,109	-117,5	54			4-5	30	A
47 UK	65,9	2,7	10/M	0,209	-116,7	46			4-5	19	A
47 UK	65,9	2,7	16/B	0,130	-113,5	80			4-5	29	A
48 UK	77,8	2,7	10/M	0,120	-97,5	86			4-5	19	B
48 UK	77,8	2,7	16/B	0,075	-89,8	878			4-5	29	A
52 UK	90,0	2,7	10/M	0,228	-100,7	191			4-5	20	B
52 UK	90,0	2,7	16/B	0,026	-101,5	160			4-5	30	B

Tabell 5.7-2: Fortsetter.

Nr.:	Lokalisering		Armering	I_{korr}	E_{korr}	Resistivitet	Vm.-grad	Kloridinnhold	Karbonatiseringsdybde	Overdekning	Korrosjonsgrad
	X:	Y:	D/type	$\mu A/cm^2$	mV	kΩcm	%	% av sem.	mm	mm	
39 UK	94,0	2,7	10/M	0,180	-118,5	452,4					
39 UK	94,0	2,7	16/B	0,119	-131,9	109					
36 UK [b)]	100,9	2,7	10/M	0,066	-141,8	776			4-5	16	C
36 UK [b)]	100,9	2,7	16/B	0,049	-132,9	542			4-5	26	B
36 UK [c)]	100,9	2,7	10/M	0,082	-122,7	21				16	C
36 UK [c)]	100,9	2,7	16/B	0,138	-131,5	17				26	B
38 UK	101,4	2,7	10/M	0,109	-123,3	107	77,0		5-6	20	C
38 UK	101,4	2,7	16/B	0,192	-123,6	47	77,0		5-6	33	B
55 S	102,0	0,2	10/M	0,109	95,8	183		0,342	1-2	21	C
55 S	101,7	0,3	16/B	0,122	34,3	-		0,320	1-2	32	B
28 UK	101,8	2,7	10/M	0,569	-121,7	66	74,3	0,442	4-5	23	C
28 UK	101,8	2,7	16/B	0,037	-250,1	49	74,3	0,434	4-5	34	B
31 N	101,7	3,0	10/M	0,072	42,0	58	85,1	0,418	1-2	22	C
31 N	101,7	3,0	16/B	0,109 [a)]	32,1	41	85,1	0,215	1-2	31	B
56 S	108,0	0,2	10/M	0,162	77,3	-		1,108	1-2	23	C
56 S	107,0	0,2	16/B	0,050	63,6	-		0,608	1-2	34	B
29 UK	107,5	2,7	10/M	0,240	-134,8	82	79,7	0,236	4-5	21	C
29 UK	107,5	2,7	16/B	0,057	-131,7	45	79,7	0,140	4-5	30	B
32 N	107,0	3,6	10/M	0,235	26,9	86	85,9	0,356	1-2	21	C
32 N	107,0	3,6	16/B	0,028	63,1	106	85,9	0,161	1-2	32	A
37 UK [d)]	113,4	2,7	10/M	0,070	-165,6	46					
37 UK [d)]	113,4	2,7	16/B	0,027	-187,0	60					
57 S	120,0	0,7	10/M	0,020	14,3	169		0,294	1-2	24	B
57 S	120,2	0,5	16/B	0,055	-11,0	108		0,230	1-2	35	A
30 UK	119,6	2,7	10/M	0,246	-245,7	51	84,8	1,180	3-4	20	B
30 UK	119,6	2,7	16/B	0,102	-126,3	52	84,8	0,362	3-4	30	B
33 N	120,2	0,5	10/M	0,135	-61,4	77	90,2	0,551	1-2	21	B
33 N	120,2	0,5	16/B	0,016	-60,9	84	90,2	0,215	1-2	32	A

a) Målt på to jern.
b) Punkt 36 UK målt på Cem-Elastic.
c) Punkt 36 UK målt når Cem-Elastic er skrapt vekk.
d) Punkt 37 UK målt på Cl-brems.

5.8 Inspeksjoner generert av prøvereparasjonene

5.8.1 Fuktinnhold i betongen

Dette emnet er behandlet i en egen rapport /28/. I det etterfølgende er et sammendrag av rapportens innhold gjengitt.

Formålet med undersøkelsene var å kartlegge betongens fukttilstand i overflate-behandlede felt og referansefelt over tid for prøvereparasjonene i 1993 og 1994. Undersøkelsene besto av både instrumentert overvåking og laboratoriemålinger på uttatte prøver. I tillegg ble likevektsforholdet mellom relativ fuktighet og betongens fuktinnhold bestemt under adsorpsjon og desorpsjon på tynne betongskiver med og uten klorider.

- RF-instrumenteringen (Prøvereparasjon 1993) var montert i prøve-/referansefelt 2 (Rescon Cem-Elastic) og prøve-/referansefelt 4 (Rescon Cl-brems), begge 40 mm dypt. P/R-2 er i felt 2 nær akse 2, mens P/R-4 er i felt 2 nær akse 3. RF-sondene i prøverep. 1994 var montert 2,6 m over fundamentet i søyle 3, 4 stk på vestflaten (referansefelt) og 4 stk på østflaten (Rescon Cl-brems). Sondene var i 15 og 30 mm dybde fra overflaten.

- Prøveuttakene (10 stk i perioden juni 1994 - september 1996) besto av 11-30 prøve-stykker tatt fra P/R-2 og P/R-4 i brukassa, fra søyle 3 og i mindre omfang søyler 4, 5, 6, 8 og 9. Prøvene var utsagde prismer i dybder 0 til 30-50 mm fra overflaten.

De undersøkte områdene er altså konsentrert om enkelte posisjoner:

- På brukassa underkant (UK) og nordsiden (N) i felt 2 nær henholdsvis akse 2 og 3
- På søylene nær fundamentet, samtlige flater.

Noen enkeltresultater foreligger også for andre posisjoner:

- Innsiden av brukassa og høyere opp på søylene (denne rapport)
- Brukassa N, UK og S i felt 1 og UK, N felt 2 (5).

Laboratorieforsøkene på de uttatte prøvene ga følgende informasjon: In situ fukt-innhold (% av tørr betongvekt), vannmetningsgrad (DS %, dvs. in situ fuktinnhold som % av fuktinnholdet etter 1 ukes neddykking i vann) og RF. I tillegg ble det utført forsøk for å karakterisere betongens homogenitet i form av vannsugporøsitet, luftporøsitet og densitet (PF-metoden).

Resultater

Hovedresultatet er at fukttilstanden i brubetongen varierer lite over tid og posisjon, og at overflatebehandlingen ikke har noen registrerbar innflytelse. Det bør igjen poengteres at samtlige målinger enten er foretatt minst 15 mm inn fra overflaten eller representerer gjennomsnittsverdier for dybder fra 0 til 30-50 mm fra overflaten. Fukttilstanden i de ytterste få mm varierer selvfølgelig med værforholdene, men de brukte metodene er ikke i stand til å registrere denne variasjonen. At variasjonen faktisk bare finner sted i et tynt overflatesjikt bekreftes av karbonatiseringsmålingene som viser generelt mindre enn 5 mm dybder. Fuktvariasjonene i det tynne sjiktet er imidlertid av stor praktisk betydning, særlig med hensyn til kloridakkumulering ved oppfukting/tørke sykler.

RF-nivået ligger i området 65-80 % RF. Korttidsvariasjonene er større under raske temperaturendringer, men dette skyldes måletekniske forhold. Laboratoriemålingene gir også stabile RF-verdier i området 70-80 % RF. RF-nivået i betongen tilsvarer godt gjennomsnittsverdien i luften, som naturlig nok er den «styrende» parameter.

Fuktinnholdet i betongen er tilsvarende stabilt innenfor området 4,4-5 % av tørr betong, tilsvarende vannmetningsgrader i området 80-90 % DS. Dette er middelverdier for de enkelte prøvesettene, variasjonen mellom enkeltprøver er selvfølgelig større. DS-verdien anbefales som den beste måte å uttrykke fuktinnholdet på fordi hver enkelt prøves fuktinnhold da er satt i forhold til prøvens vannsugporøsitet, dvs. variasjoner i tilslag / bindemiddelmengden elimineres. Dette bekreftes ved at variasjonskoeffisienten for DS i et prøvesett alltid er mindre enn for fuktinnholdet i vektprosent.

Vannmetningsgraden (DS) i betongen betraktes også som en mer relevant fukttilstandsparameter enn RF med hensyn til bestandighetsegenskaper. Dette bl.a. fordi RF også er influert av porevannskjemien (klorider, alkalier osv.) ved en gitt DS-verdi.

Enkeltobservasjoner

- Betongen inne i brukassa er klart tørrere (ca. DS = 70 %) enn ute. Til tross for fukttilstandens stabilitet er det altså fuktgradienter gjennom betongveggen.

- UK av brukassa er tørrere enn nordveggen nær søylene 2 og 3 (henholdsvis DS = 80 og 86 %). Resultatene i /20/ indikerer større variasjon i fuktinnholdet i UK, med lavere verdier mot midtspenn.

- Økt høyde over havet reduserer ikke DS. Nordveggen nær søyle 3 er våtere (DS = 87 %) enn nær søyle 2 (DS = 81 %).

- Fuktinnholdet i søyle 3 var ikke signifikant forskjellig i høydene 1 m, 6,6 m og 24,4 m over fundamentet.

- Det var ingen signifikant forskjell i fuktinnholdet på de fire sideflatene av søylene.

PF-resultatene viste god homogenitet i betongen. Vannsugporøsiteten hadde en middelverdi noe over 12 volum-%, hvilket gir et estimat av effektivt masseforhold på ca. 0,45. Dette er rimelig for så gammel betong. Det var ingen signifikant forskjell på prøver fra brukassa og søylene. Luftporeinnholdet var ca. 3 volum-%.

Følgende praktiske erfaringer er trukket

- Kontinuerlige in situ RF-målinger krever periodevis fjerning av sondene og kalibrering i laboratoriet. I startfasen anbefales 2 måneders intervaller. Intervaller kan økes etterhvert som stabilitet bedres. Det er selvfølgelig en forutsetning at loggesystemet er stabilt over tid. Dette må sjekkes ved in situ «håndmålinger».

- Prøveuttak til fuktbestemmelser i laboratoriet bør baseres på 3 parallelle prøver pr. posisjon. Hver prøve bør være minst 200 gram. Detaljert prosedyre er angitt i rapporten.

5.8.2 Vanndampdiffusjonsmotstand

Undersøkelser er utført. Resultatene inngår i eget notat /42/.

5.8.3 Elektrisk motstand i betong

Dette emnet er behandlet i en egen rapport /38/. I det etterfølgende er et sammendrag av rapportens innhold gjengitt.

Formålet med undersøkelsene var å kartlegge endringer i brubetongens elektriske motstand over tid og posisjon i overflatebehandlede felt og referansefelt. Elektrisk motstand er en sentral parameter med hensyn til armeringskorrosjon. Elektrisk motstand i betong er meget følsom overfor variasjon i betongens fuktinnhold. En viktig målsetting var derfor å konstatere om kontinuerlig registrering av elektrisk motstand var egnet som metode til overvåking av betongens fuktinnhold over tid.

Undersøkelsene besto av to deler:

1) In situ måling av elektrisk motstand over tid og posisjon i brua. 1993-, 1994- og 1995-reparasjonene.

2) Laboratoriemålinger på betongprøver fra brua og laboratoriestøpte prøver. Hensikten var å bestemme spesifikk motstand i betongen, og dennes avhengighet av betongens fukttilstand, kloridinnhold og temperatur. I tillegg ble det utført en serie forsøk i laboratoriet for å undersøke relasjonen mellom spesifikk motstand og motstand mellom innstøpte boltpar, eller boltpar innmørtlet i hull i betongblokker som simulering av brumålingene.

For prøvereparasjonene i 1993 og 1994 ble målingene utført mellom boltpar innmørtlet i borehull. For 1995 reparasjonen ble Wenner-prinsippet benyttet, hvor 4 innmørtlede bolter i linje med lik avstand benyttes. En konstant strømstyrke påføres mellom de to ytterste boltene, og spenningsfallet mellom de to innerste registreres kontinuerlig. Forholdet mellom de to gir motstanden. Fordelen med Wenner-prinsippet er at overgangsmotstanden stål-mørtel-betong elimineres.

1993-reparasjonen: Boltpar ble innmørtlet i brukassa i følgende Prøve/Referansefelt (P/R felt) i Felt 2 mellom Søyle 2 og 3: P/R-1 (Cem-Elastic), P/R-2 (Cem-Elastic), P/R-3 (Cem-Elastic) og P/R-4 (Cl-brems).

1994-reparasjonen: Boltpar ble innmørtlet i følgende søyler: S3-Øst (Cl-brems), S3-Vest (Ref.), S4-Øst (Cl-brems + Cem-Elastic), S4-Vest (Cem-S + Epoflex), S5-Øst (Cl-brems + Protect Lasur), S5-Vest (Ref.). Samtlige boltpar var montert 2-2,5 m over fundament.

1995-reparasjonen: Wenner-elektroder ble innmørtlet i brukassa i Felt 1, mellom Søyler 1 og 2. To sett à 4 Wenner-elektroder: 1 sett fordelt på Nord og Syd sidene (Cem-Elastic); 1 sett på Nordsiden fordelt på Innsiden av brukassa og Utsiden som var belagt med epoxy.

Resultater:

Laboratoriemålinger:

- Innstøpte bolter gir mer konsekvente motstandsverdier enn innmørtlede bolter. Overgangsmotstanden stål-mørtel-betong kan være stor og varierende. Wenner-prinsippet anbefales for å eliminere problemet.

- Vannmetningsgraden (DS) har stor innflytelse på motstanden. Ved DS = 85 % (ca. brubetongens fukttilstand) er følsomheten ca. 6 % endring pr. 1 % endring i DS.

- Kloridinnholdet har en signifikant innflytelse på motstanden.

- Ved 5 °C øker motstanden med ca. 3 % pr. °C senking av temperaturen (temperaturen følger Arhenius' ligning med en aktiveringsenergi i området 20 000-25 000 J/mol).

- En vekselstrøm på minimum 1000 Hz anbefales ved feltmålinger. Ved lavere frekvenser (108 Hz ble brukt ved in situ målingene) spiller den kapasitive komponenten av impedansen en større rolle ved avtagende vannmetningsgrad.

In situ målinger:
I perioden før oktober 1995 var det mange problemer med motstandsregistreringen. Avbrudd i logging, nivåskift og diskontinuiteter i kurvene gjør tolkning umulig. Etter

gjennomgangen av systemet i oktober 1995 ser det ut til at de måletekniske problemene er løst, dvs. pr. i dag er det troverdige data over ca. 1 år.

- 1993- og 1994-reparasjonene viser meget varierende absoluttnivå i motstand. Det antas å skyldes innmørtlingen som gir meget variabel motstand i overgangssonen stål-mørtel-betong.

- 1995-reparasjonen (Wenner-målinger) viser langt mindre variasjoner i motstand. Wenner-prinsippet anbefales derfor i feltmålinger.

Relative endringer i motstand over tid for samtlige fungerende sonder skulle imidlertid indikere endringer i fukttilstand, under forutsetning av at temperaturkompensering kan foretas. Erfaringene har vist at dette ikke er mulig ved bruk av Arhenius ligning og en fast aktiveringsenergi. Dette impliserer at flere forskjellige prosesser er tilstede i variabel grad for forskjellige sonder. Vår kunnskap på dette område er klart mangelfull, og begrenser muligheten for å tolke motstandsdata på en meningsfylt måte.

Muligheten av å tolke langtidstendenser fra relative endringer i rå motstandsdata direkte begrenses av nivåendringene i perioder på grunn av instrumenterings-problemer. Tiden vil vise hva som kan oppnås nå som instrumenteringsproblemene ser ut til å være løst. Fra et «fugleperspektiv» over den totale datamengde er det imidlertid ingen indikasjon på at fukttilstanden endrer seg signifikant over tid. Dette er i tråd med konklusjonen av rapporten /28/, og ser ut til å gjelde uansett posisjon på brua og eventuell overflatebehandling.

Fukttilstanden i betongens overflatesjikt varierer utvilsomt i takt med været helt lokalt. Overflatebehandlingen er påvist å ha en markant effekt på denne variasjonen ved andre undersøkelser. Effekten kan ha stor praktisk betydning både med hensyn til klorid-akkumulering og oksygentilgang til armering /44/. Måling av overflatemotstand mellom påmalte striper av ledende belegg er derfor potensielt nyttig for å etablere en slik langtidseffekt på feltbetong. Det er forsøkt her i begrenset omfang. Resultatene er imidlertid noe inkonsekvente, men bør følges opp.

Arbeidet på dette «delprosjektet» som helhet viser at det er mulig å løse de tekniske problemer med instrumentert overvåkning av elektrisk motstand i feltbetong. Måle-prinsippet er sannsynligvis enklere og stabilere enn andre metoder til fuktovervåkning, for eksempel RF-sonder. Nytteverdien i dag begrenses først og fremst av de to faktorene diskutert ovenfor:

1) Problemet med å etablere stabil elektrisk kontakt i overgangssonen stål-mørtel-betong. Av denne grunn anbefales Wenner-prinsippet.

2) Vår manglende kunnskap om prosessene som gjør temperaturinnflytelsen på motstand så varierende i feltbetong. Arbeid bør settes igang på begge områder.

5.9 Hovedinspeksjon under vann

Alle fundamentene i sjøen, dvs. fundamentene i aksene 2, 3, 4, 5, 6 og 7 er utført som undervannsstøp fra sjøbunnen og opp til middelvannstanden (ca. kote 0). Fra dette nivået og opp til kote + 2,50 er fundamentene støpt tørt. Alle fundamentene er i massiv betong og er fundamentert på fjell.

I 1994 ble det foretatt en visuell inspeksjon av synlige betongflater på disse fundamentene. Det vises til rapport «Visuell inspeksjon av neddykket sone» utarbeidet av Ringtek AS og datert 14.09.1994. Det ble også utført en undervannsinspeksjon av fundamentene i 1984. Det ble foretatt en vurdering av tilstandsutviklingen fra 1984 til 1994.

Marin begroing ble ikke fjernet før inspeksjonen i 1994. I et område 3-5 m over sjøbunnen hadde begroingen økt betydelig siden forrige inspeksjon. Dette medførte at lite av betongoverflatene var synlige. Det ble likevel oppdaget skader på fundamentene i akse 5 og 6. Skadene var å betrakte som små og betydningsløse i sin nåværende form og størrelse selv om det ble påvist frilagt armering og pågående korrosjon.

Det var heller ikke mulig å påvise nevneverdig forandring av skadeforløpet og skadeomfanget i forhold til tidligere registrerte skader.

Utfra dette ble det besluttet at inspeksjoner og reparasjoner under vann ikke skulle inngå i OFU-prosjektet.

6. Diskusjon og vurdering av inspeksjonsresultatene

6.1 Generelt

Hovedinspeksjonen som ble utført i 1991 besto av en visuell kontroll av hele brua samt en stikkprøvekontroll når det gjaldt materialundersøkelser. Denne type inspeksjon vil avdekke om det er et problem eller ikke med brua, men vil sjelden være grundig nok til å kunne foreta en endelig bedømmelse av bruas tilstand.

Ved spesialinspeksjonen i 1992 var derimot materialundersøkelsene lagt opp på en annen måte. De ble utført i stort omfang og på en systematisk måte. De danner dermed et bedre grunnlag for bedømmelse av klimapåkjenning samtidig som en får en måling/ registrering av konstruksjonens respons.

Undersøkelsene i forkant av prøvereparasjonene var svært detaljert på de begrensede områdene hvor prøvereparasjonene skulle utføres.

6.2 Initiell kvalitet av brua

6.2.1 Valg av brutype

For kryssing over grunne, brede sund/fjorder med bruer utført i spennarmert betong kan de ulike løsningene deles inn i tre generasjoner.

Generasjon 1
Korte sidespenn i slakkarmert betong med plate- eller bjelketverrsnitt og med hovedspenn over seilløpet utført etter fritt-frembygg prinsippet. Eksempel: Tromsøbrua.

Generasjon 2
Lengre sidespenn i spennarmert betong med kasse- eller bjelketverrsnitt og med hovedspenn over seilløpet utført etter fritt-frembygg prinsippet. Eksempel: Sortlandsbrua, Hadselbrua.

Generasjon 3
Flere fritt-frembygg-spenn etter hverandre. Eksempel: Gimsøystraumen bru.

Denne løsningen er det ikke bygd mange av, dette fordi undersjøiske tunneler er et alternativ som konkurrerer med bruløsning ved kryssing av brede, grunne fjorder og sund.

Denne utviklingen er styrt av kostnader og teknisk utvikling først og fremst for undervannsarbeider, som reduseres med lengre spenn og dermed mindre antall fundamenter. En bieffekt ved at det er færre søyler og undervannsfundamenter i sjøen er at det blir færre «problemelementer» som vil medføre vedlikeholdsutgifter.

Gimsøystraumen bru er ei bru som er mindre vedlikeholdskrevende med hensyn til underbygningen enn f.eks. Sortlandsbrua eller Hadsel bru. Samtidig er imidlertid en større del av overbygningen nær sjø og dette drar den andre veien. De laveste delene av overbygningen i akse 1-akse 3 befinner seg nærmere sjøen enn store deler av søylene. Dette forhold samt de store betongoverflatene fritt-frembygg-spennene gir, betyr at overbygningen på Gimsøystraumen er langt mer vedlikeholdskrevende enn Sortland og Hadsel. Det beste totalt sett hadde nok vært å øke brulengden slik at høyde over vann for bruoverbygningen samtidig kunne økes, og bruke kortere sidespenn med konstant tverrsnittshøyde istedenfor den første fritt-frembygg-delen fra akse 2.

6.2.2 Konstruksjonspraksis

Brua ble bygd etter den konstruksjonspraksis som var vanlig på 1970-tallet, dvs. med C35 betong i søylene og C40 betong i overbygningen. På dette tidspunktet var kloridproblematikken på kystbruer i betong på det nærmeste ukjent, i alle fall i det omfanget den senere har fått. Det ble derfor ikke gjort spesielle tiltak for å lage en betong som var motstandsdyktig mot inntrengning av klorider.

Vanlig praksis var å bruke en armeringsoverdekning for konstruktiv armering i overbygningen på 30 mm. NS 3473 krevde på det tidspunktet 25 mm. Dette ble også brukt på Gimsøystraumen bru. I søylene ble det valgt en overdekning på 50 mm, og dette var godt over minimumskravet.

Bruk av monteringsstenger var et mer omdiskutert punkt, men ble i de fleste tilfeller godtatt og monteringsstengene ble da lagt i overdekningssonen.

6.2.3 Utførelse

Utførelsen av brua var også i samsvar med den praksis og med de metoder som var vanlige på det aktuelle tidspunktet, men en del forhold som i forbindelse med utførelsen synes som detaljer kan samlet ha større konsekvenser for tilstanden til ei bru i kloridutsatt klima enn ei som står i innlandet. Av slike forhold kan nevnes:

- Initiell kloridinnhold i betongen. Det ble benyttet sjøgrabbet sand som gjør at en allerede på dette tidspunktet tilfører betongen klorider. I dette tilfellet er mengden av slike klorider så lave at de ikke synes å ha hatt avgjørende konsekvenser for bruas tilstand, men en kan ikke utelukke at det lokalt kan være anrikning av klorider pga dette.

- Monteringsstenger. Det ble tillatt å bruke monteringsstenger med Ø 10 mm og overdekning 20 mm. Det viser seg imidlertid at ca. 25 % av armeringen har overdekning mindre enn 20 mm. Mye av dette kan være monteringsstenger. På de laveste delene av brua er det kraftig korrosjon på de fleste monteringsstengene.

- Armeringsstoler av plast. Armeringsstolene ble festet med svart spiker. Spikrene ble ikke fjernet etter riving av forskalingen. Dette har gitt tydelige svakhetspunkter med korrosjon på spiker og monteringsstenger.

- Bindtråd og spiker. På undersiden av overbygningen er det svært mye bindtråd og spiker i betongen. Dette kommer av dårlig rengjøring av formen før støping. I dag ser en dette som kraftig misfarging (rust) på disse områdene. Disse forurensningene i overflaten er vanskelige å fjerne og vil være et potensielt problem for overflatebehandlingen da det lett vil bli punktering av denne.

- Overflateporer. På vertikale flater av overbygningen er det svært mange store porer (dybde opp til 10-15 mm). Dette fører til at den effektive armeringsoverdekningen blir redusert. Samtidig representerer disse et problem i forbindelse med overflatebehandling.

- Støpeskjøter. Siden brua er støpt etter fritt-frembygg metoden er det svært mange støpeskjøter både vertikalt og horisontalt. Utførelsen av disse er på mange steder dårlig, dvs. at betongen er dårlig komprimert. Dette har ført til raskere utvikling av armeringskorrosjon lokalt.

- Sårflikk. Skader som har oppstått under byggingen har blitt flikket med en reparasjonsmørtel. Utførelsen av disse sårreparasjonene er av variabel kvalitet og flere steder er det tydelige tegn på raskere utvikling av armeringskorrosjon enn ellers.

6.2.4 Oppnådd kvalitet

Som angitt i kapittel 2.7.1 var kravet til betongkvalitet i overbygningen C40 og i søylene og landkarene C35. Luftporevolumet skulle være 4 %, og sementinnholdet skulle ikke overskride 400 kg/m^3.

Resultater som ble rapportert fra byggetiden er gjengitt i tabellene 6.2-1 og 6.2-2 for henholdsvis overbygning og søyler.

Tabell 6.2-1: Overbygning akse 1-4.

Egenskap	Gjennomsnittsverdi	Variasjon
Trykkfasthet	43,2 MPa	36,5 - 54,0 MPa
Luftporevolum	-	3,3 - 6,5 %
Sementmengde	-	370 - 375 kg/m^3

Tabell 6.2-2: Søyler.

Egenskap	Gjennomsnittsverdi	Variasjon
Trykkfasthet	42,0 MPa	34,6 - 53,0 MPa
Luftporevolum	4,2 %	3,2 - 6,6 %
Sementmengde	-	355 - 385 kg/m^3

For overbygningen var det problemer med å oppnå kravet på C40. Gjennomsnittlig fasthet var riktignok 43,2 MPa, men de laveste prøvene var 36,5 MPa. For søylene var kravet til fasthet tilfredsstilt.

Etterprøving av betongkvaliteten ble utført i forbindelse med Kystbruprosjektet og forhåndskartleggingen i 1993. Resultatene fra disse undersøkelsene er sammenstilt i tabell 6.2-3.

Tabell 6.2-3: Resultater fra kystbruprosjektet og forhåndskartleggingen 1993.

	Kystbruprosjektet Søyler akse 2 og 4		Forhåndskartlegging 1993 Overbygning akse 2-3	
Egenskaper	**Middelverdi**	**Variasjon**	**Middelverdi**	**Variasjon**
Trykkfasthet	63,11 MPa	54,8-71,1 MPa	49,1 MPa	40,0 - 54,4 MPa
Fasthetsklasse	C75	C70 - C85	-	-
Densitet	2,41 kg/m^3	2,39 - 2,43 kg/m^3	2,38 kg/m^3	2,0 - 2,44 kg/m^3
Sementmengde	430 kg/m^3	420 - 440 kg/m^3	383 kg/m^3	325 - 442 kg/m^3
Luftporevolum	2,6 %	1,2 - 3,8 %	-	2,8 - 9,3 %
v/c-tall	0,36	0,35 - 0,40	-	0,34 - 0,48
Vanninntrengning	32 mm	15 - 65 mm	17 mm	0 - 45 mm
Kloriddiffusjonsk. (in situ)	0,9 x 10^{-12} m^2/s	0,8 - 1,0 x 10^{-12} m^2/s	-	0,64 - 1,0 x 10^{-12} m^2/s
Kloriddiffusjonsk. (Bulk Diff. Test)	9,4 x 10^{-12} m^2/s	7,5 - 11,3 x 10^{-12} m^2/s	-	4,9 - 9,0 x 10^{-12} m^2/s

Tabell 6.2-3 viser at trykkfastheten i disse undersøkelsene er vesentlig høyere enn det som ble oppnådd ved bygging. Trykkfastheten er høyere i søylene enn i overbygningen. Luftporevolumet i overbygningen varierer også mye og de høye verdiene kan være årsaken til at trykkfastheten i overbygningen er lavere enn i søylene.

Det er liten forskjell i gjennomsnittlig densitet, men variasjonen er størst for overbygningen.

Sementmengde er vesentlig høyere i søylene enn i overbygningen og over det maksimumskravet som ble satt. For overbygningen ble det også ved forhåndskartleggingen i 1995 foretatt analyser av sementmengde. Denne analysen ga en gjennomsnittsverdi på 388 kg/m^3 og variasjon på 246-469 kg/m^3. Gjennomsnittsverdiene for de to forhåndsundersøkelsene er svært like, men den store variasjonen kan indikere at betongkvaliteten i overbygningen er ujevn.

Det er liten forskjell på vanninntrengning og kloriddiffusjonskoeffisientene for overbygning og søyler.

Prøvingen viser at betongkvaliteten generelt synes å være bedre i søylene enn i overbygningen, men det er ingen markant forskjell i kloridinnhold. Hovedårsaken til at skadeomfanget er større på overbygningen skyldes nok likevel at overdekningen her er vesentlig mindre enn på søylene.

6.3 Vurdering av klimapåkjenning

Klimaet på brustedet er behandlet i kapittel 4 og i egen rapport /31/. Det gjøres oppmerksom på at klimadataene gjelder for ett år (juli 95 til og med juni 96).

Noe som temperaturdataene angir og som kan være verd å merke seg, er at det er forholdsvis små variasjoner over året. I perioden juli 95 til juni 96 var riktignok minimum og maksimum temperaturene henholdsvis -8 °C og +21 °C, men gjennomsnittlig månedsmiddel varierte bare fra -2,6 °C til +9,9 °C, dvs. i underkant av 13 °C.

I vintermånedene er det liten eller ingen variasjon av temperatur mellom nord- og sørside. I sommerhalvåret og spesielt på våren og høsten registreres det temperaturøkninger på sørsiden som kan være 5-15 °C høyere enn lufttemperaturen. Kasseveggen på nordsiden følger lufttemperaturen.

Det er også verd å merke seg at frostpåkjenningen på betongen er liten. Det forekommer ikke spesielt lave vintertemperaturer, og antall perioder med temperatur under 0 °C er få. I måleperioden var det 36 perioder med temperatur under 0 °C.

Midlere vindhastighet for den nevnte måleperioden var 5,3 m/s. Denne verdien sier imidlertid lite om vindforholdene på stedet. Maksimum middelvindhastigheter over 3 timer på 14-19 m/s gjennom hele året og registrerte kastevinder på opptil 40 m/s gir et riktigere bilde av brustedet.

Den klart dominerende vindretningen for de høyeste vindhastighetene er fra sør og nord, mens brua går ca. øst-vest.

Det er mest nedbør ved sør/sør-vestlig vind. Dette er sannsynlig årsaken til den karakteristiske «sandblåste» sørflaten.

Det synes som kloridbelastningen bestemmes av følgende faktorer:

1. **Høyde over sjø.** Kloridbelastningen er svært høy til en viss høyde over sjøen (på denne brua ca. 15 m), og avtar så med høyden over dette nivået.

2. **Lo/le-effekten.** Kloridbelastningen er tydelig større på le-flater enn på lo-flater. Med le-flater menes ikke bare flater som ligger i le for vinden, men også flater som er beskyttet mot nedbør, dvs. nordsiden og undersiden av overbygningen og østsiden og nordsiden på søylene. Klorider fra sjøvannet blir transportert med vinden og legger seg direkte på lo-sidene, men turbulens og undertrykk fører også til at kloridene legger seg på le-flatene. På lo-flatene blir kloridene vasket ut av regnvannet, men ikke på le-flatene. Ca. 80 % av nedbøren kommer i dette tilfellet med vind fra sør/sør-vest. Det vil også være sjeldnere og mindre grad av opptørking på le-flatene.

3. **Størrelse og form på værpåkjente flater.** Påkjenningen er større på store tverrsnitt og tverrsnitt med uheldig geometrisk utforming (spesielt på le-siden av disse) i nærheten av søyler.

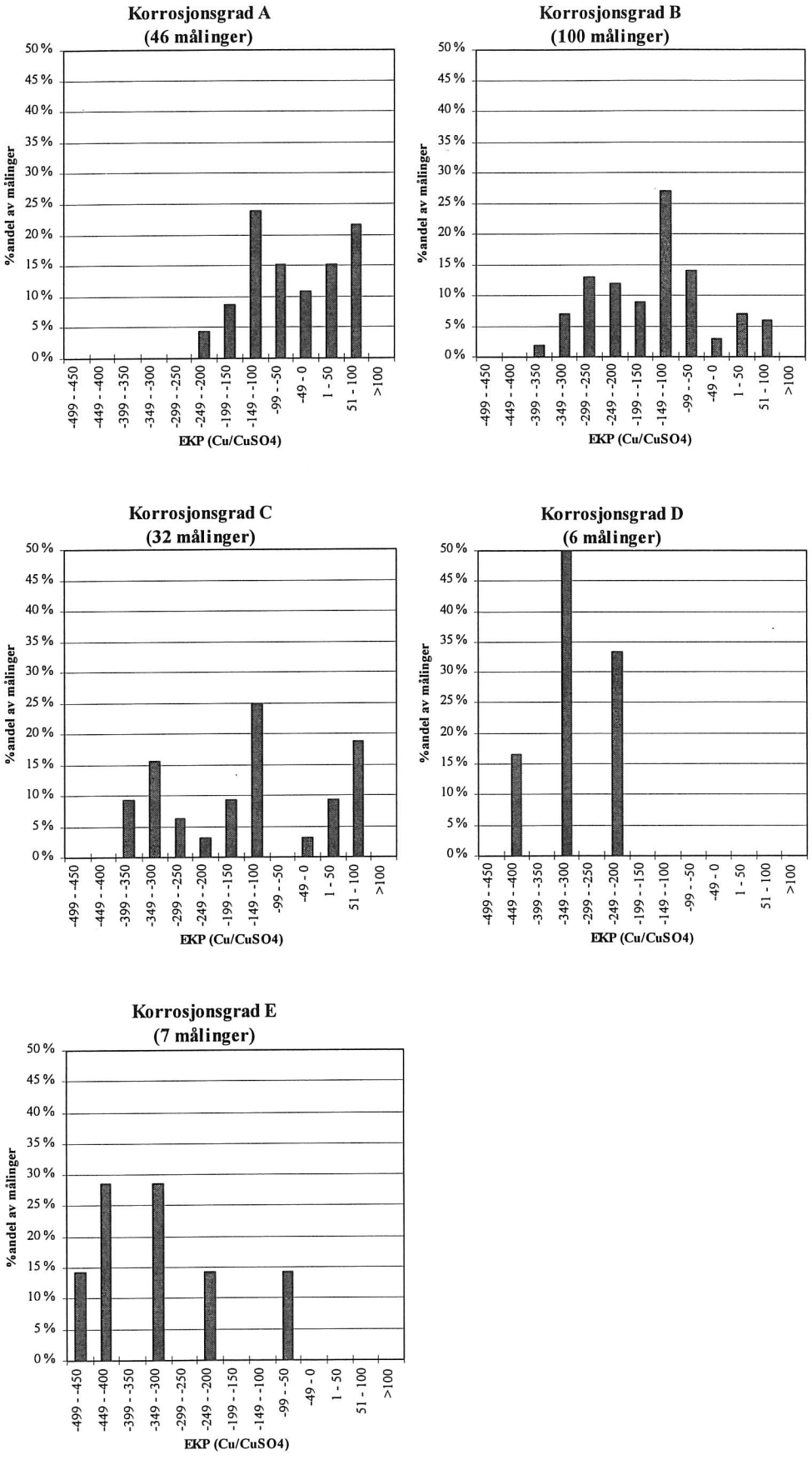
4. **Mikroklima nederst på søyler**. Kloridinnholdet avtar (men er fortsatt høyt) på de nedre delene av søylene. Kan skyldes lokale geometrieffekter (overgang fundament/ søyle) eller avvasking fra regnvann og sjøvann.

På en virkelig konstruksjon virker alle disse faktorene i kombinasjon, og eventuelt forsterker hverandre.

Med bakgrunn i de kloridanalysene som er utført er det gjort forsøk på å kvantifisere hvor stor effekt hver av de ovennevnte faktorene har. Det er usikkert hva som bør legges til grunn for en slik kvantifisering. Det kan f.eks. være kloridinnholdet i ytre nivå, volumet under kloridprofilene eller kloridbelastningen (C_s). I dette tilfellet har en valgt å bruke kloridinnholdet i det ytre nivået til denne kvantifiseringen. Resultatene av dette er gjengitt i tabell 6.4-1. De angitte faktorene er beregnet på følgende måte:

- Høydeeffekten på søylene. Forholdet mellom kloridinnholdet på alle flater nær fundamentet (kote 3,6) og ved ca. kote 22,0. Beregningene ble utført for søylene i akse 4 og 5.
- Høydeeffekten på overbygningen. Forholdet mellom gjennomsnittlig kloridinnhold ved høyde 7 m og ved høyde 29 m.
- Lo/le-effekten. Forholdet mellom kloridinnholdet i le-flatene og lo-flatene ved forskjellige høyder.
- Størrelse/form-effekten. Kun relevant for overbygningen. Beregnet ved å ta forholdet mellom kloridverdiene ved aksene og midt i nabofeltene.
- Mikroklima nederst på søyler. Beregnet ved å ta forholdet mellom målt kloridinnhold ved fundamentnivå og målt maksimalverdi i søyler.

Om ønskelig kan en senere analysere dette videre.



Figur 6.4-1: Fordeling av potensialer for forskjellige korrosjonsgrader.

tilsier. For korrosjonsgrad D og E er samsvaret bedre, men korrosjon synes også her å kunne oppstå ved noe høyere EKP-verdier enn det den enkle skalaen angir.

EKP-målingene som er utført på Gimsøystraumen bru viser tydelig at det ikke er noen klare grenser for korrosjon/ikke-korrosjon. Det er viktig at en er klar over dette ved tolking av resultater fra EKP-målinger. På undersiden av kassen er det mye spiker og bindtråd i overflaten. Det kan ikke utelukkes at dette kan påvirke EKP-målingene.

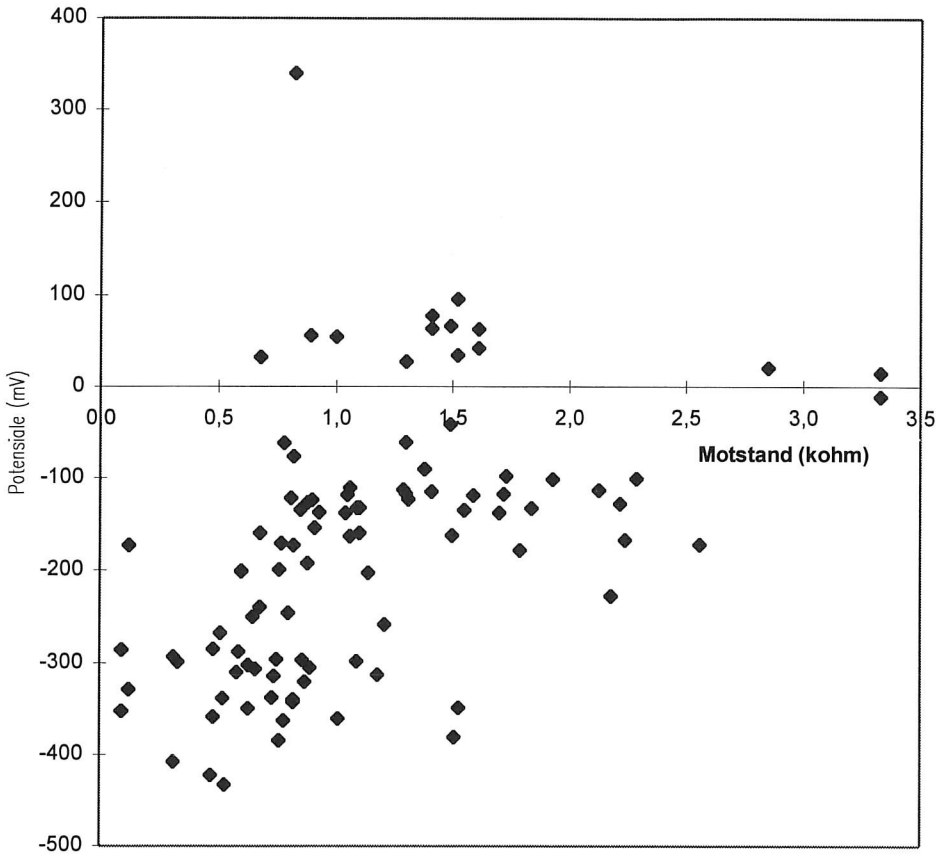
Den elektriske motstanden i betongen kan også ha betydning for korrosjonstilstanden. I tabell 6.4-3 er det beregnet gjennomsnittlig motstand for forskjellige korrosjonsgrader.

Tabell 6.4-3: Illustrasjon av motstandsverdier/korrosjonsgrad.

Korrosjonsgrad	**A**	**B**	**C**	**D**	**E**
Antall målinger	32	59	5	1	7
Gjennomsnittlig motstand	15	15	15	10	12
Maksimum motstand	52	75	27	10	29
Minimum motstand	2	3	6	10	6
Standard avvik	12	11	9	-	9
Variasjonskoeffisient (%)	80	73	60	-	75

Det viser seg imidlertid vanskelig å trekke noen annen konklusjon ut fra denne tabellen enn at det ikke er noen variasjon av motstand med korrosjonsgrad. Situasjonen kan imidlertid være noe annerledes da potensialer og motstander bør sees under ett, dvs. sammenholdes i samme punkt. I figur 6.4-2 er derfor potensialer plottet mot motstander for forskjellige korrosjonsgrader. Grunnlaget for disse verdiene er målinger utført med Bloodhound ved spesialinspeksjonen i 1992. Det viser seg også her å være stor spredning når det gjelder både potensialer og motstander for den enkelte korrosjonsgrad. For korrosjonsgrad B varierer f.eks. potensialet fra -378 til +88 mV og motstanden fra 3 til 75 kohm. Selv om spredningen er noe mindre for de andre korrosjonsgradene, er det vanskelig å finne noen klar sammenheng med hensyn til hvilke EKP-verdier og motstander som med sikkerhet vil gi korrosjon.

En mulig årsak til dette kan være at motstanden generelt er lav (< 20 kohm) for de fleste målingene. Variasjonene i motstand med korrosjonsgrad er ofte større ved høyere motstander.



Figur 6.4-3: EKP - motstand (målinger med Gecor 6 i 1995).

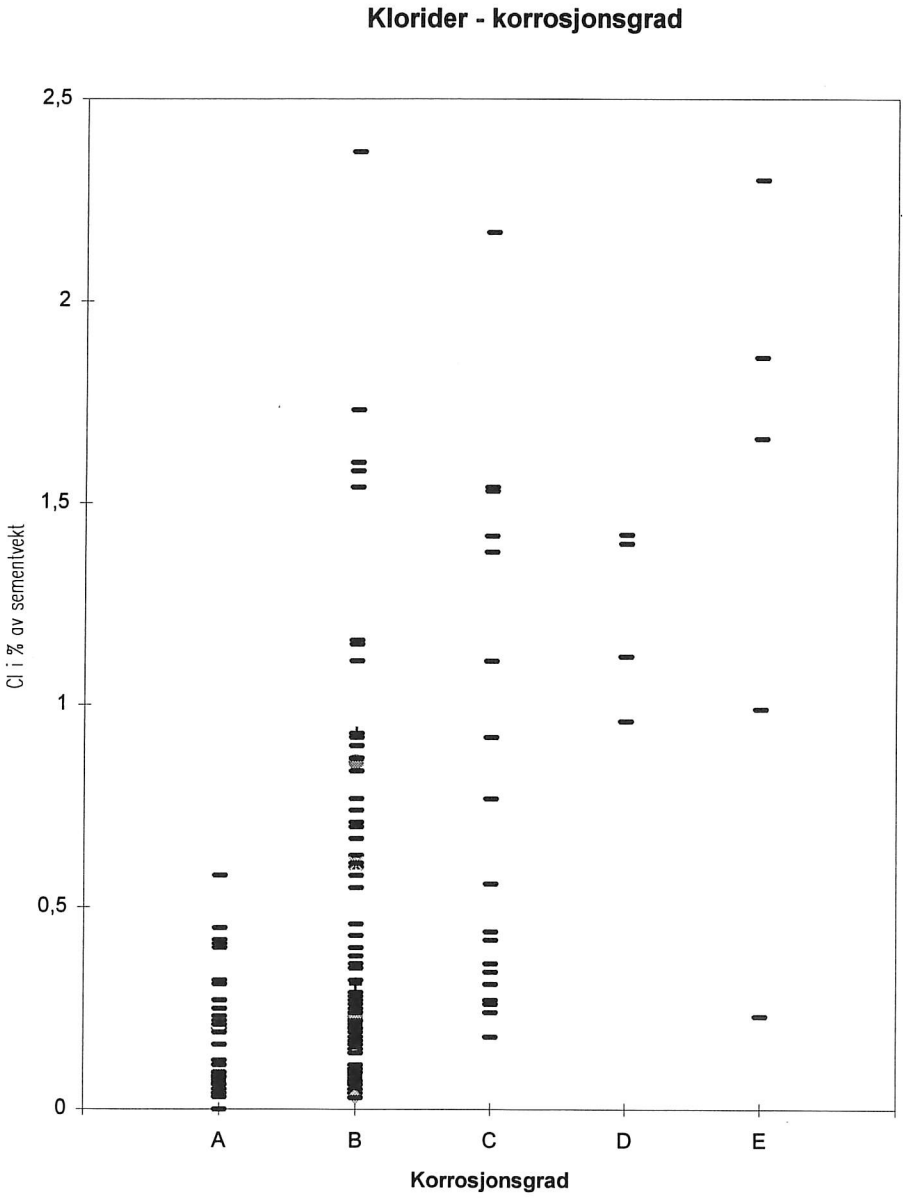
I figur 6.4-4 er potensialer og resistivitet plottet mot hverandre. Også disse resultatene har mye til felles med de som er gjengitt på figurene 6.4-2 og 6.4-3.

Årsakene til de store spredningene i EKP-verdier og motstander for forskjellige korrosjonsgrader kan være flere. En mulig forklaring på svært negative potensialer og lave korrosjonsgrader kan være at opphugningen er gjort i et katodeområde og at angrepspunktet ligger nær ved, men utenfor opphugningen. Det ble ikke utført undersøkelser i prosjektet for å kartlegge dette nærmere, men observasjoner under utmeisling av betong viste at korrosjonsaktiviteten langs armeringsjern varierte mye.

En mulig forklaring på høye (positive) EKP-verdier og høye korrosjonsgrader kan være at opphugningen ikke er gjort akkurat i målepunktet.

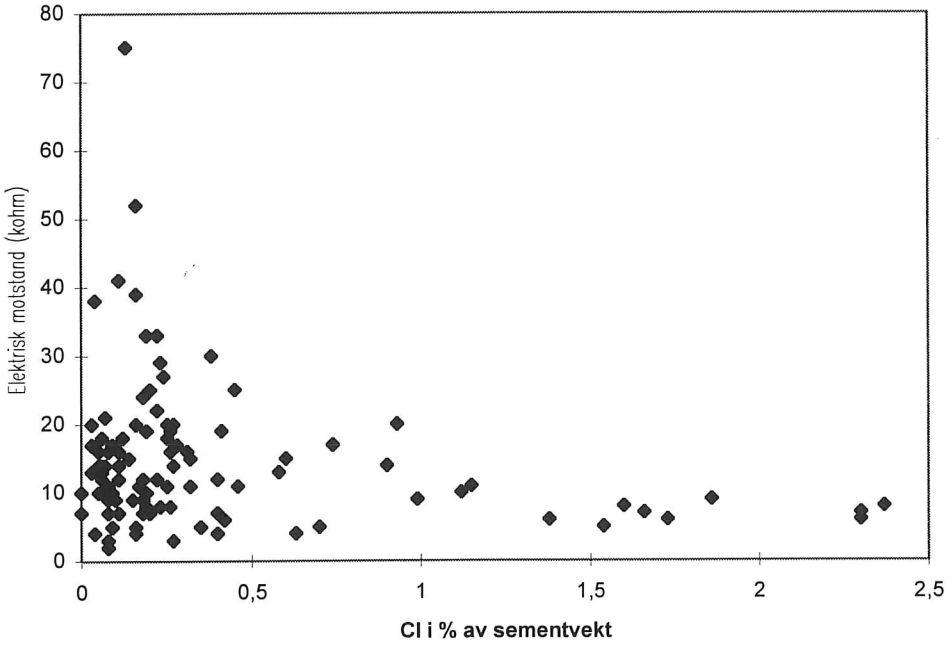
Tabell 6.4-4: Illustrasjon av kloridinnhold/korrosjonsgrad.

Korrosjonsgrad	A	B	C	D	E
Antall målinger	41	83	19	4	6
Gjennomsnittlig kloridinnhold (% av sementvekt)	0,13	0,46	0,76	1,23	1,56
Maksimum kloridinnhold	0,58	2,37	2,17	1,42	2,30
Minimum kloridinnhold	0,00	0,03	0,18	0,96	0,23
Standard avvik	0,13	0,45	0,59	0,22	0,81
Variasjonskoeffisient (%)	100	98	78	18	52



Figur 6.4-5: Fordeling av klorider for ulike korrosjonsgrader.

Klorider i betongen vil normalt virke inn på den elektriske motstanden ved at økt kloridinnhold gir redusert motstand. På figur 6.4-7 er kloridinnholdet plottet mot elektrisk motstand. De elektriske motstandene er hentet fra Bloodhoundmålingene i 1992. Selv om figuren kan indikere at det er en liten reduksjon i motstand med økende kloridinnhold, så er forskjellen i spredning mer iøynefallende. Ved lave kloridinnhold (< 0,5 %) ser en at det er svært stor spredning i motstand. Denne spredningen reduseres for høyere kloridinnhold.

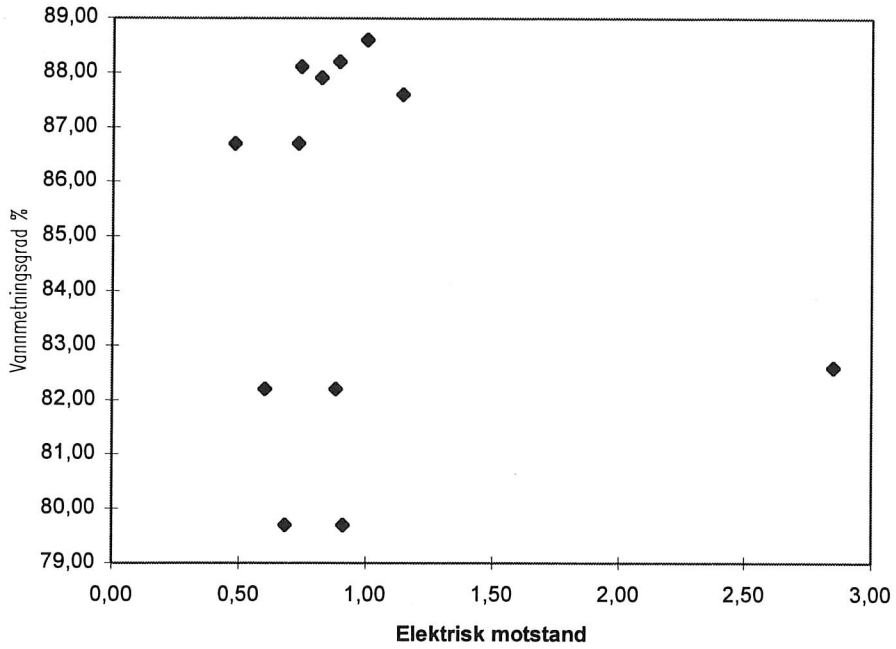


Figur 6.4-7: Elektrisk motstand - kloridinnhold (Bloodhound 1992).

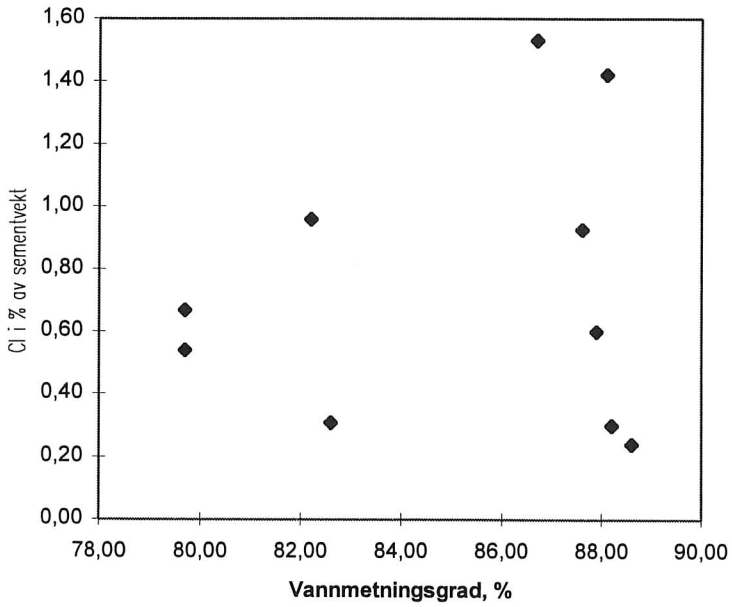
EKP-verdier og klorider

De utførte målingene viser at både EKP-verdier og kloridmålinger kun gir indikasjoner på korrosjonstilstanden. Metodene for disse målingene er i utgangspunktet uavhengig av hverandre, men i figur 6.4-8 er de plottet mot hverandre for forskjellige korrosjonsgrader for å undersøke om det er noen sammenheng. Også på denne figuren er det stor spredning, men tendensen er likevel at høyt kloridinnhold gir lave EKP-verdier og videre at lave (negative) EKP-verdier og høye kloridinnhold gir økt korrosjon.

Medvirkende årsak til disse variasjonene kan være forhold som en ser på kassen. Det viser seg at EKP-verdiene varierer svært mye rundt kassen selv om kloridinnholdet er omtrent likt, se figur 6.4-14b. Dette er mest fremtredende på de delene av kassen som ligger høyt over sjøen (kote 33,5) og har lavt kloridinnhold (0,10-0,36 % av sementvekt). Både nordre og søndre kassevegg har positive potensialer, mens to tredeler av den nordre delen av bunnplaten har forholdsvis lave potensialer (-120 til -138 mV). Det er usikkert hva som kan være årsaken til denne variasjonen i potensialer, men det er mulig at den kan skyldes forskjeller i fukt i overdekningen og rundt armeringen.



Figur 6.4-9: Elektrisk motstand (Gecor 6) - vannmetningsgrad (1995).



Figur 6.4-10: Klorider - vannmetningsgrad (1995).

Dette kan illustreres ved å sammenholde figurene 5.7-2 - 5.7-4 fra skaderegistrering ved visuell inspeksjon av flatene i felt 1 og 2 med figurene 6.4-11 - 6.4-13 som gjengir klorider og potensialer i de samme områdene. De røde fargekodene for disse materialundersøkelsene stemmer svært bra med de observerte skadene. Riktignok er områdene med røde tall noe større enn områdene med visuelle skader, men dette kan skyldes grensene som er brukt i fargekodingen eller at det faktisk er korrosjon som ennå ikke har blitt synliggjort i form av avskalling.

Figurene 5.7-2 - 5.7-4 som viser de visuelle skaderegistreringene kan også sammenlignes med det som ble utmeislet i forbindelse med prøvereparasjon 3. Disse utmeislingene er tegnet inn på figurene i 5.3-1 - 5.3-3 i sluttrapport 2 /35/. Utmeislinger og visuelle skaderegistreringer stemmer svært bra overens.

6.4.3 Bestemmelse av flateskader

Et av målene med inspeksjonene var å få klassifisert de forskjellige flatene etter flateproblem-definisjonene som er angitt i kapittel 7. Disse definisjonene ble først satt opp halvveis ut i prosjektperioden og ble derfor bare brukt i prosjektets sluttfase.

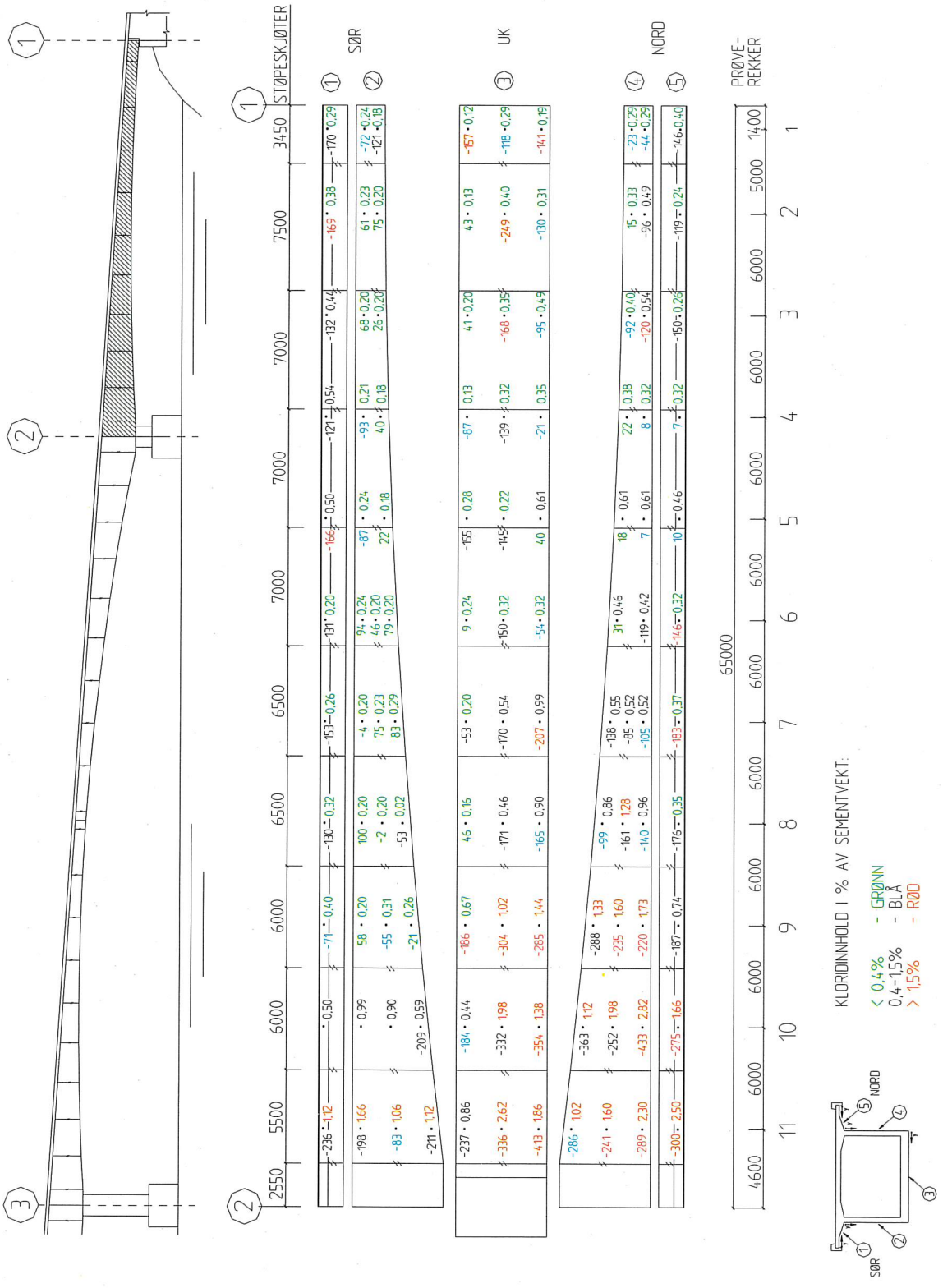
Flateproblem-definisjonene er satt opp med bakgrunn i hvilken nedbrytningsfase armeringen befinner seg i, det vises til kapittel 3.2. For å kunne bestemme disse fasene er en avhengig av resultater fra overdekningsmålinger, kloridmålinger, potensialmålinger og opphugninger.

Det er spesielt viktig at de korrosjonsgradene, se kapittel 3.4, som observeres i opphugningene kan knyttes opp mot disse fasene, da opphugningene er den sikreste kontrollen på hvor langt korrosjonen har kommet. I tabell 6.4-5 er det laget et forslag til sammenheng mellom flateskader og korrosjonsgrader.

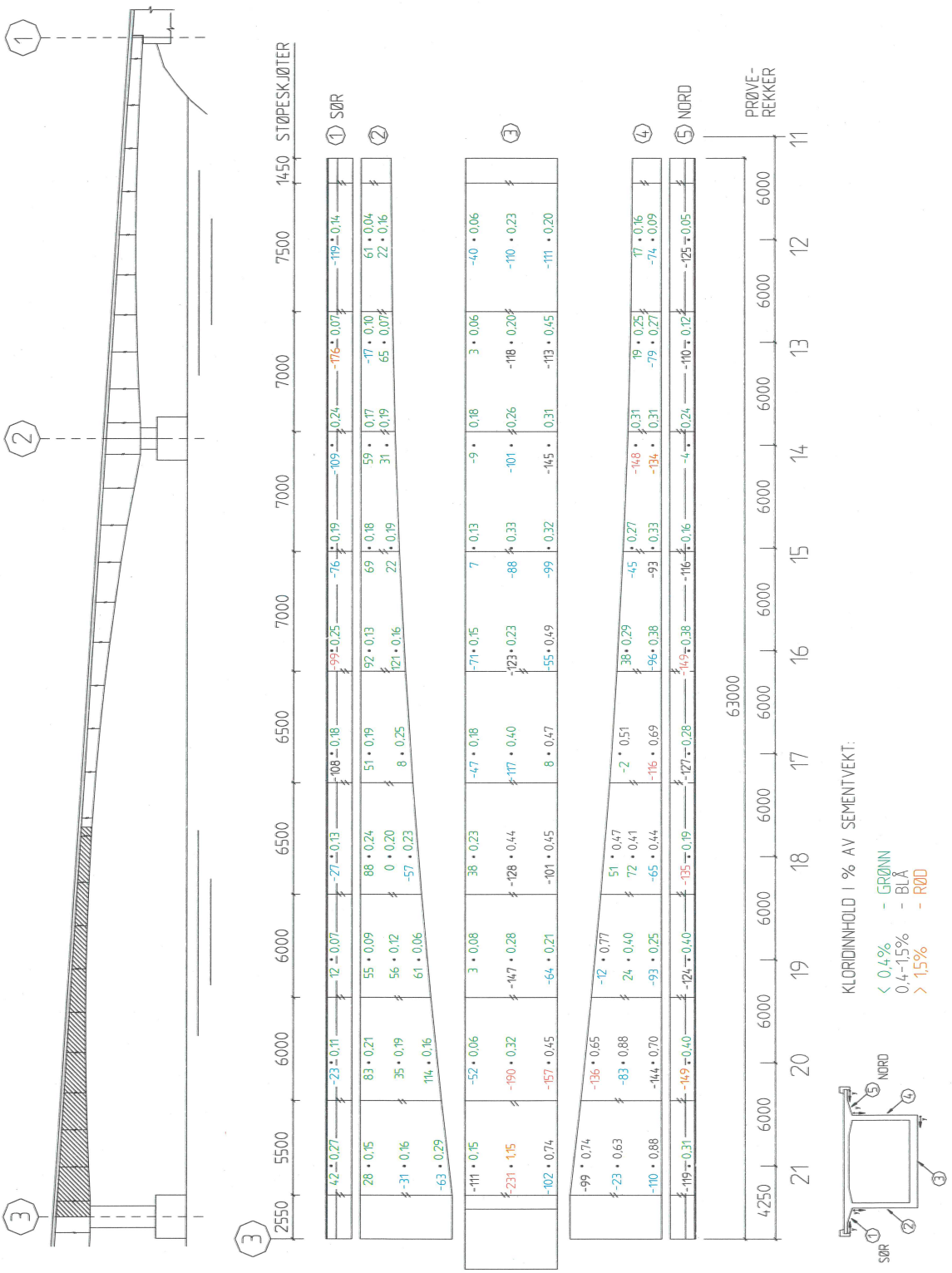
Tabell 6.4-5: Flateproblem - korrosjonsgrad.

Flateproblem	Fase	Korrosjonsgrad	
		Monteringsstenger	Statisk armering
F1	1	A	A
F2	2	B	A
F3	3	C, D	B
	4	D,E	C, D, E

I forbindelse med klassifisering av flatene er det viktig at en i tillegg til tilstanden kjenner til hvilke deler av konstruksjonen som er hardt utnyttet statisk og hvilke som har reserver. I hardt utnyttede områder bør en være mer konservativ i klassifisering av flatene da vedlikehold som eventuelt blir mislykket kan få bæreevnemessige



Figur 6.4-11: Overbygning felt 1. EKP-verdier og kloridinnhold, dybde 20-30 mm.



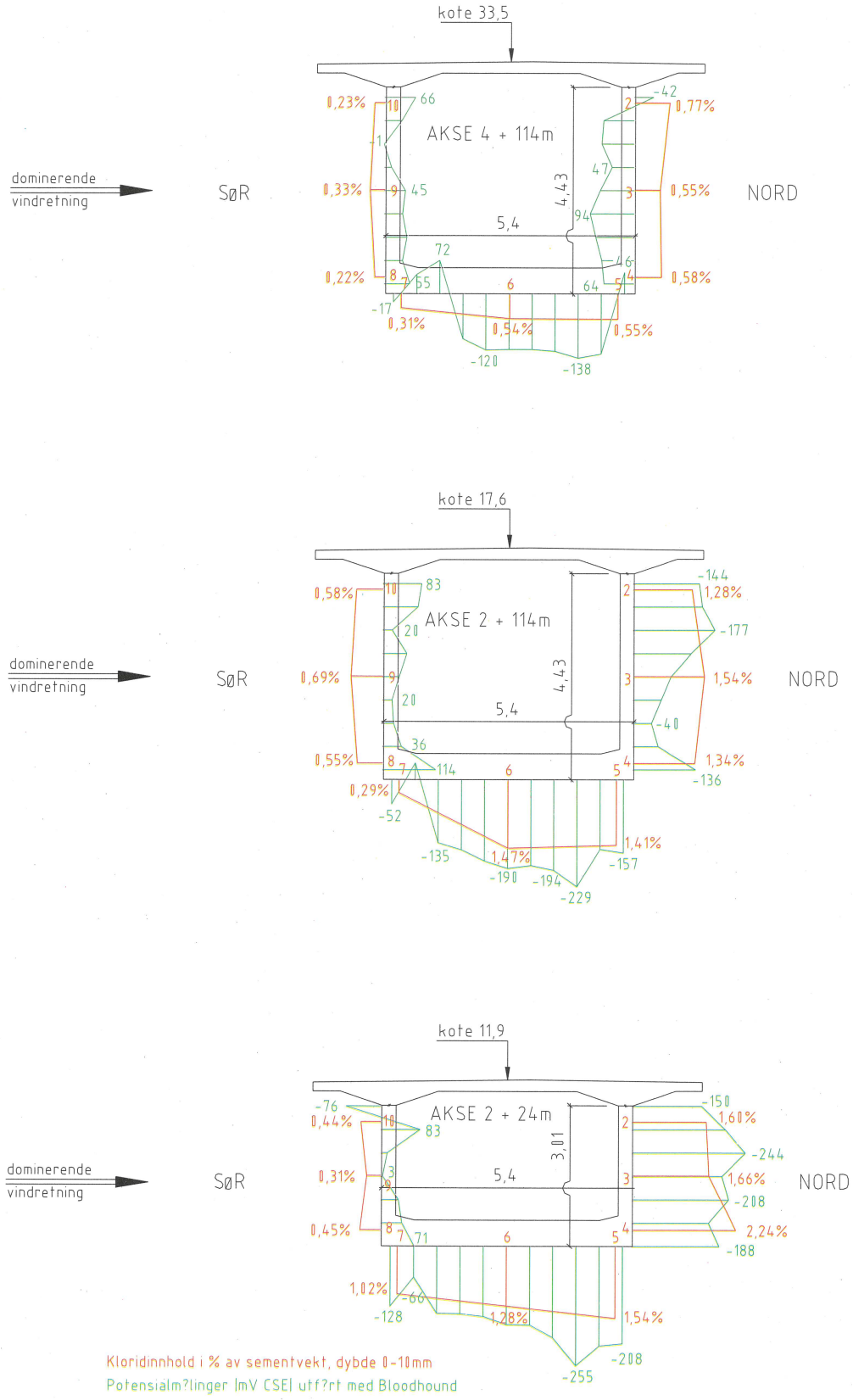
Figur 6.4-13: Overbygning felt 2 (2. halvdel). EKP-verdier og kloridinnhold, dybde 20-30 mm.

2. Flateproblem-definisjon med forenklet opptegning

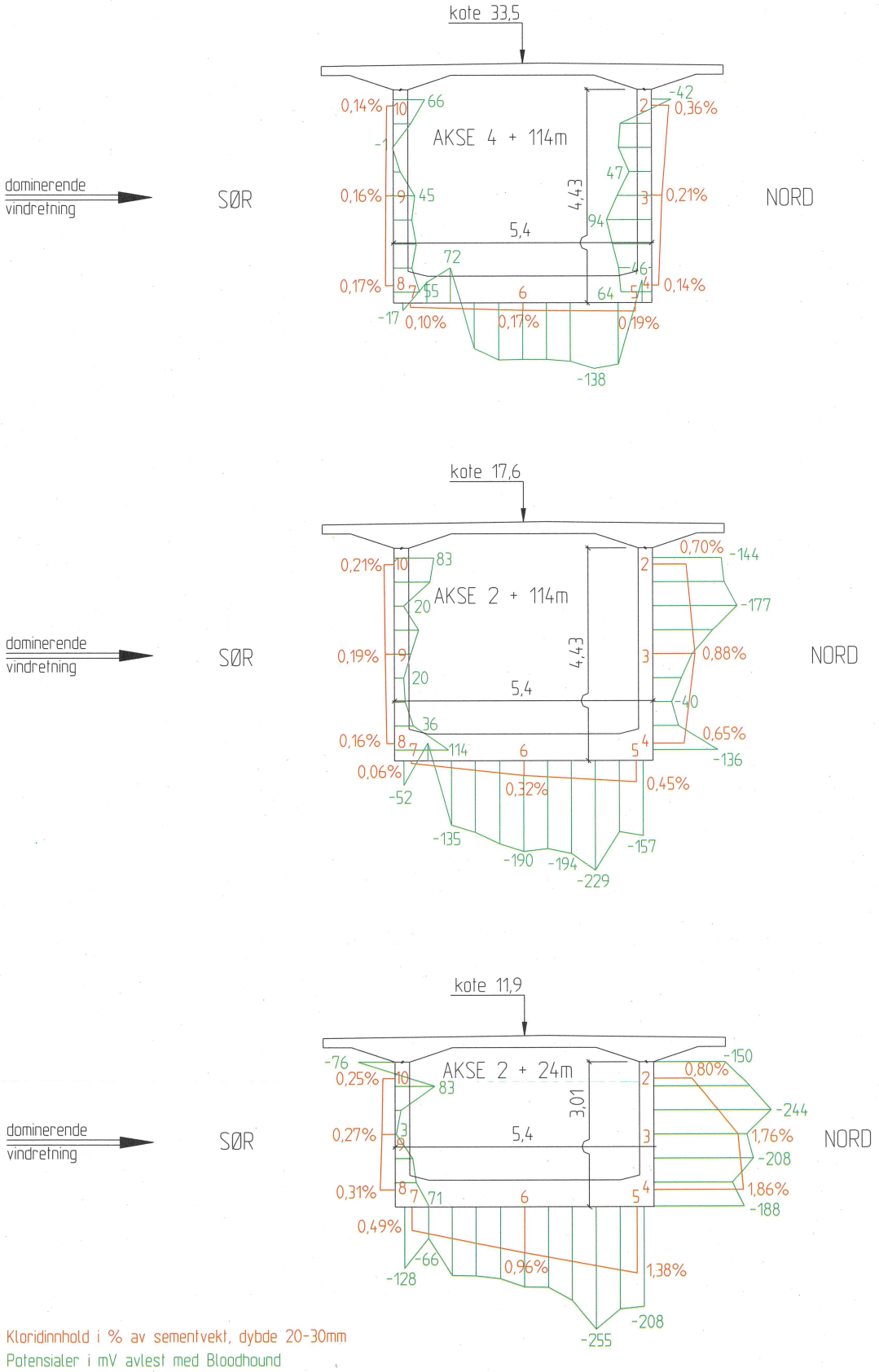
En kan også tenke seg enklere former for opptegning av resultatene fra de forskjellige materialundersøkelsene som grunnlag for klassifisering av flateproblemene. Eksempel på dette kan være tverrsnittene vist på figur 6.4-14a og b for overbygningen hvor kloridinnholdet i to dybdenivåer er gjengitt sammen med potensialene. Dersom en i tillegg hadde tegnet inn observert korrosjonsgrad på de samme tverrsnittene, ville det gitt et godt bilde av tilstanden i de aktuelle snittene.

Det er imidlertid vanskeligere å sammenligne disse figurene med de visuelle undersøkelsene, og de gir heller ikke den samme oversikt som de tidligere beskrevne figurene.

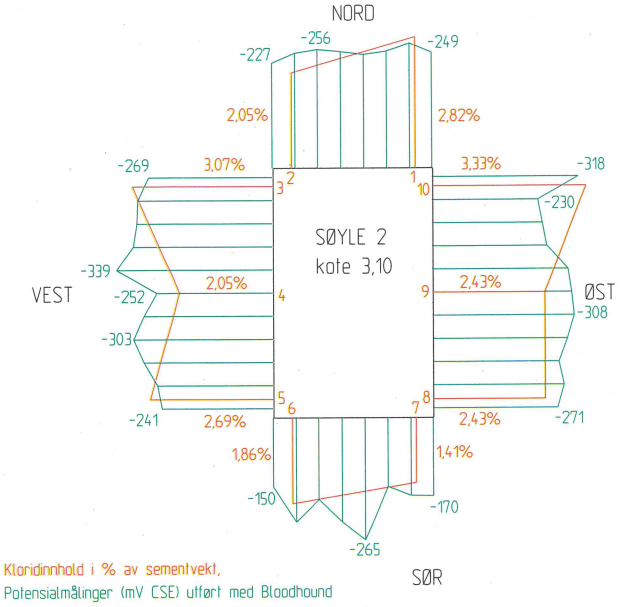
For søylene ble det ikke laget utbrett-tegninger og det ble heller ikke foretatt en klassifisering av flatene i henhold til flateproblem-definisjonene. Det ble imidlertid tegnet inn potensialer og kloridinnhold på snitt ved forskjellig høyder, se figurene 6.4-15 - 6.4-18. På samme måte som for overbygningen kunne en også her tegnet inn observerte korrosjonsgrader for å gi et bedre grunnlag for klassifisering av flatene.



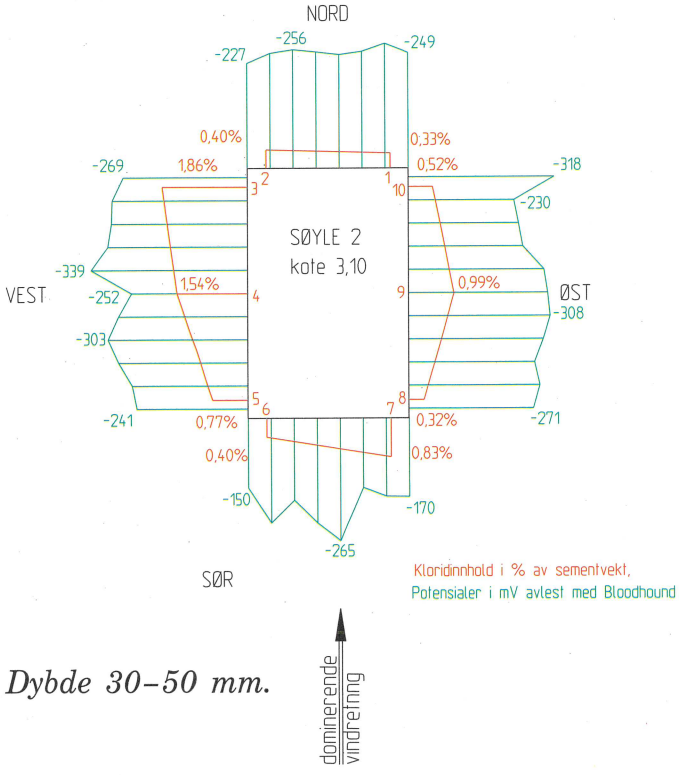
Figur 6.4-14a: Overbygning. Variasjon av klorider (0-10 mm) og EKP-verdier med høyde over havet.



Figur 6.4-14b: Overbygning. Variasjon av klorider (20-30 mm) og potensialer med høyde over havet.

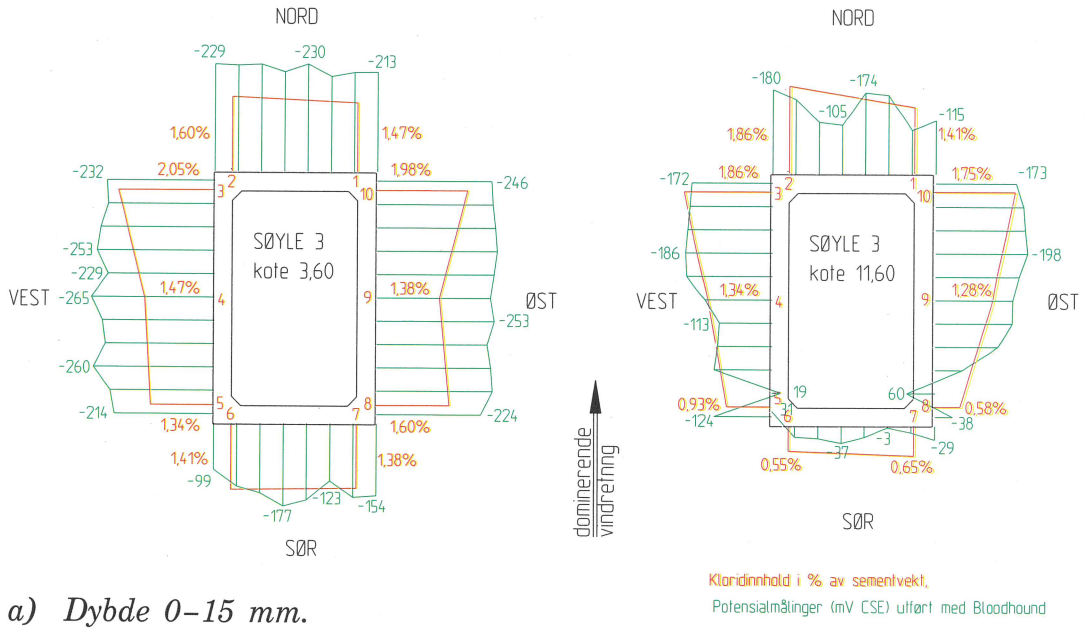


a) Dybde 0–15 mm.

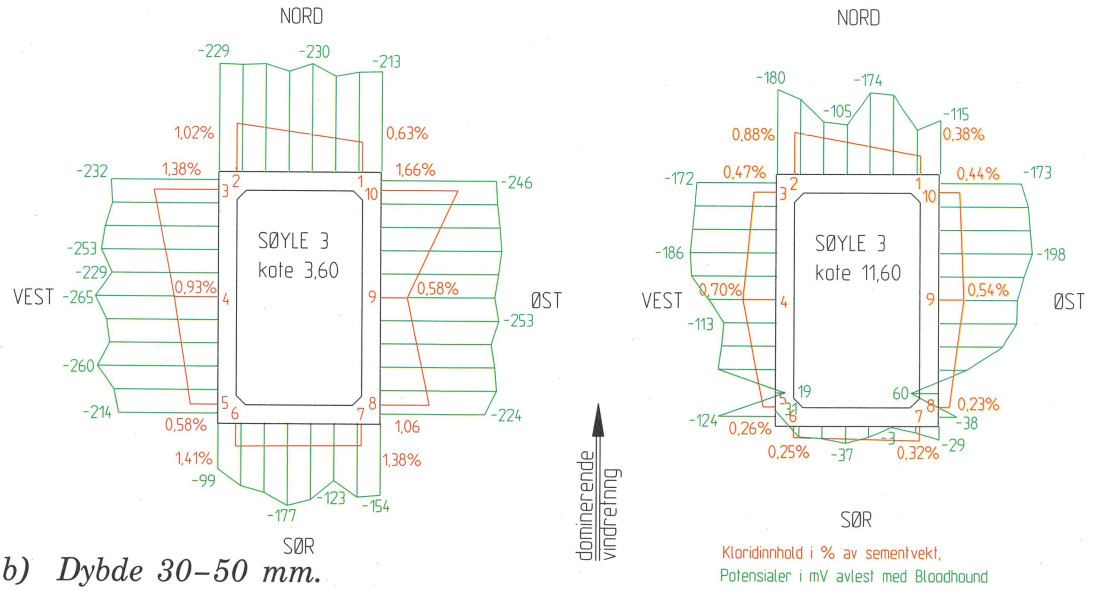


b) Dybde 30–50 mm.

Figur 6.4-15: Søyle akse 2. Variasjon av klorider og EKP-verdier.

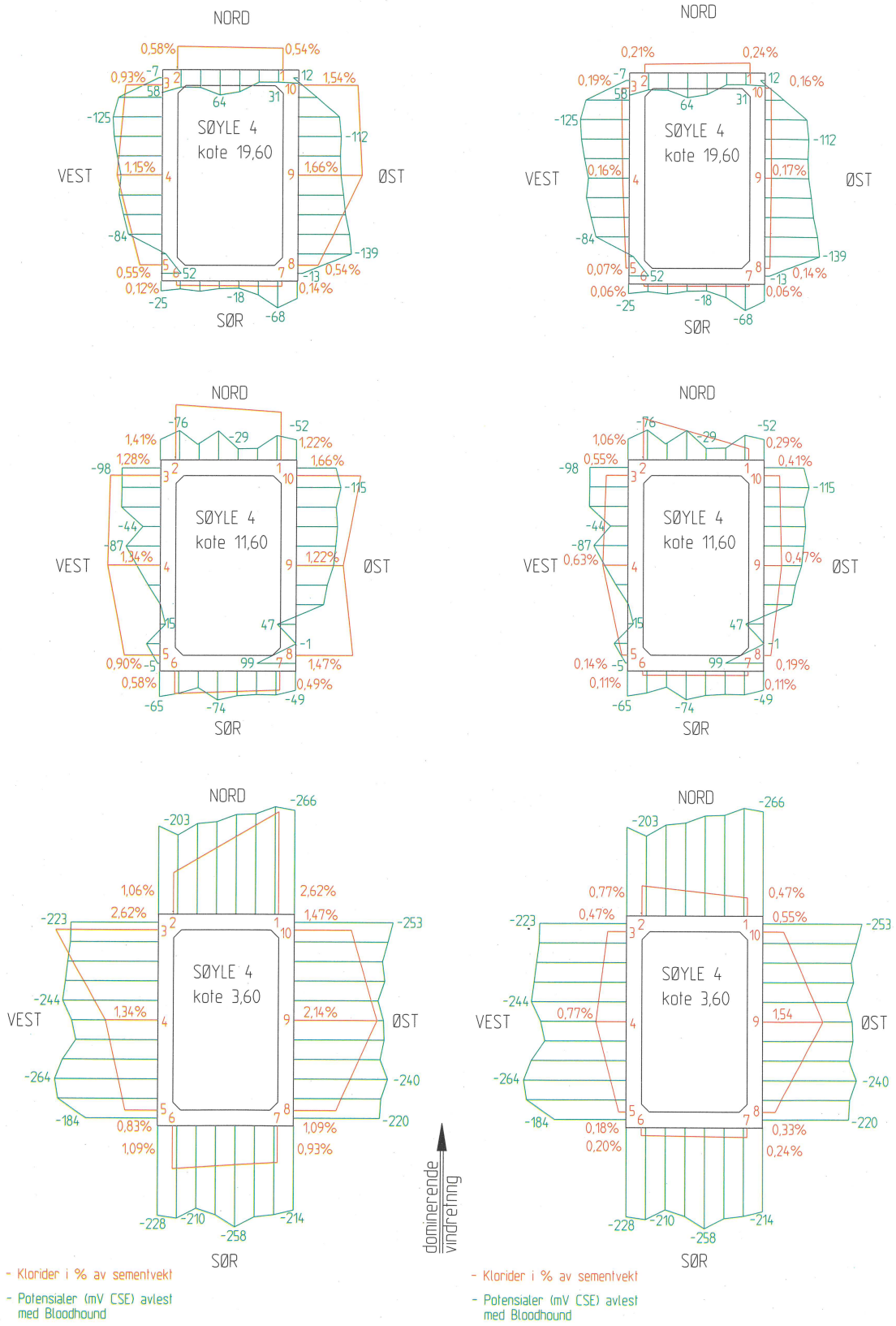


a) Dybde 0–15 mm.



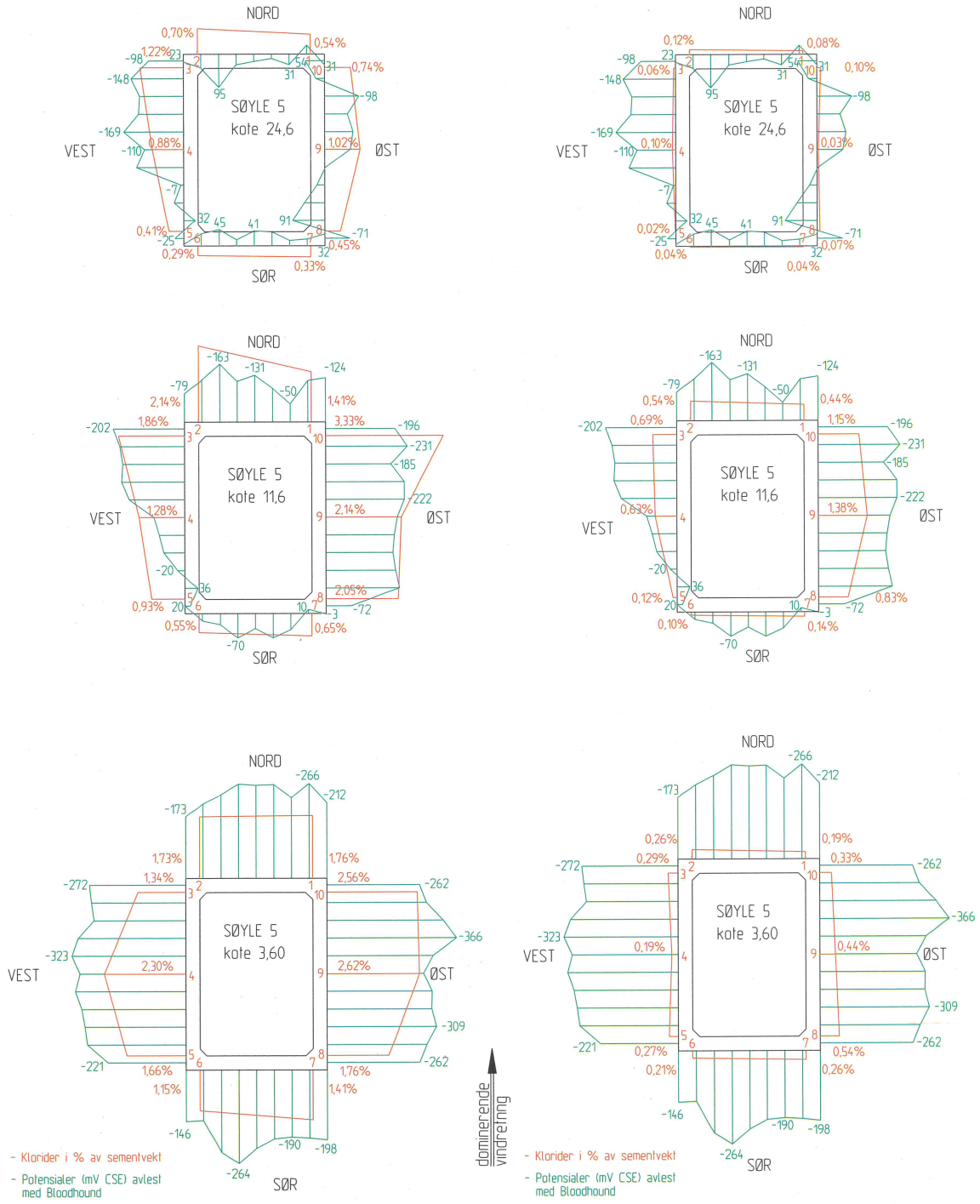
b) Dybde 30–50 mm.

Figur 6.4-16: Søyle akse 3. Variasjon av klorider og EKP-verdier.



a) Dybde 0–15 mm. *b) Dybde 30–50 mm.*

Figur 6.4-17: Søyle akse 4. Variasjon av klorider og EKP-verdier.



a) Dybde 0–15 mm. *b) Dybde 30–50 mm.*

Figur 6.4-18: Søyle akse 5. Variasjon av klorider og EKP-verdier.

3. Beregning av arealandeler

Som et tredje alternativ for å klassifisere flater etter de forskjellige flateproblem-definisjonene kan en tenke seg at en beregner arealandeler for sannsynlig korrosjon/ ikke-korrosjon på armeringen. Grunnlaget for dette kan være overdekningsmålinger, kloridmålinger, potensialmålinger og opphugninger.

Denne metoden ble ikke benyttet i prosjektet da den gir et svært grovt bilde av de ulike flatene, men i noen tilfeller kan dette være tilstrekkelig. I det etterfølgende er det vist et eksempel på hvordan dette er tenkt gjort. Det kan brukes både kloridinnhold og potensialer, men i dette tilfellet er det valgt å bruke kloridinnhold.

Dette forutsetter at en ved hjelp av opphugninger og eventuelt potensialer forsøker å fastlegge et omtrentlig nivå for kloridinnhold hvor korrosjon kan oppstå. Aktuelle kloridgrenser for korrosjon kan være 0,4 % eller 0,6 % av sementvekt. Som beskrevet i kapittel 6.5 er det vanskelig å bestemme dette, så en må være klar over usikkerhetene.

Det tas utgangspunkt i figur 6.4-19 som viser det akkumulerte antallet overdekningsmålinger og kloridmålinger for spenn 1. Figur 6.4-19 viser at 19 % av armeringen (inklusiv monteringsstenger) har overdekning < 20 mm og 84,4 % av armeringen har overdekning < 30 mm (ca. 57 % av overdekningsmålingene er mindre enn 25 mm).

I dybdeintervallet 20-30 mm er 53,6 % av kloridmålingene under 0,4 % av sementvekt og 69,1 % av kloridmålingene under 0,6 % av sementvekt. Det betyr at 100-53,6 = 46,4 % av kloridmålingene er > 0,4 % av sementvekt og 100-69,1 = 30,9 % av kloridmålingene er > 0,6 % av sementvekt.

Både overdekningsmålinger og kloridmålinger er jevnt fordelt i hele felt 1. Det betyr at ved å bruke opplysningene ovenfor vil det være mulig å få en oversikt over hvor store andeler av overflatene som har kloridinnhold over henholdsvis 0,4 og 0,6 % av sementvekt ved armeringen.

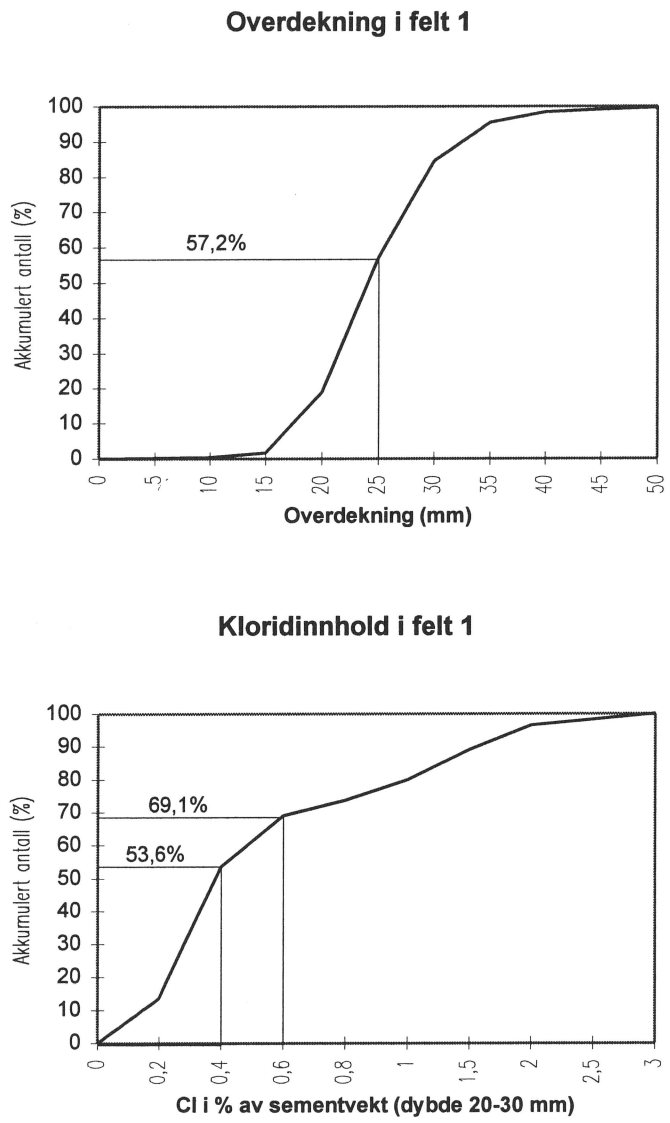
Med utgangspunkt i andel armering < 25 mm (midt i det aktuelle dybdeintervallet) vil en få følgende arealandeler for kloridnivåene større enn 0,4 % og 0,6 % av sementvekt.

Kloridinnhold > 0,4 %: Arealandel 57 x 0,464 = 26,4 %

Kloridinnhold > 0,6 %: Arealandel 57 x 0,309 = 17,6 %.

Dersom «kritisk kloridinnhold» for denne konstruksjonen er 0,4 % av sementvekt, kan en forvente at ca. 26 % av armeringen kan være i korrosiv tilstand. Dersom «kritisk kloridinnhold» er 0,6 % av sementvekt, kan en forvente at ca. 17 % av armeringen kan være i korrosiv tilstand.

Som tidligere nevnt er dette en grov metode med mange usikkerheter, men den kan være aktuell for å få en grov oversikt over forventet reparasjonsbehov.



Figur 6.4-19: Overdekning og kloridinnhold i felt 1.

6.5 Kritisk kloridnivå med hensyn på korrosjon

Betongens kloridinnhold har vært ansett som en av hovedparameterne for klassifisering av betongoverflatens tilstand og når det gjelder faren for armeringskorrosjon. Hva som er kritisk kloridinnhold for at armeringskorrosjon skal starte er imidlertid usikkert. Denne «terskelverdien» avhenger av flere andre forhold. Dette kan være konstruksjonsparametre som f.eks. overdekning og klimaparametre som f.eks. fuktbelastning.

Hvordan utjevning av kloridkonsentrasjoner vil skje etter f.eks. en overflatebehandling, og hvilken «terskelverdi» for korrosjon som vil gjelde etter en slik behandling, er også usikkert. Dette er spørsmål som en kanskje får svar på i oppfølgingsperioden.

I denne omgang vil en først se på hva som kan være kritisk kloridinnhold uten noen form for reparasjon og vedlikehold. Ifølge rapport fra Sintef: STF70 A93010: «Reparasjonshåndbok» kan det antas at sammenhengen mellom kloridinnhold og korrosjon er som vist i tabell 6.5-1.

Tabell 6.5-1: Kloridinnhold og korrosjonsfare (Sintef).

Cl i % av sementvekt	Korrosjonsfare
< 0,4	Liten
0,4 - 1,0	Mulig
1,0 - 2,0	Sannsynlig
> 2,0	Sikker

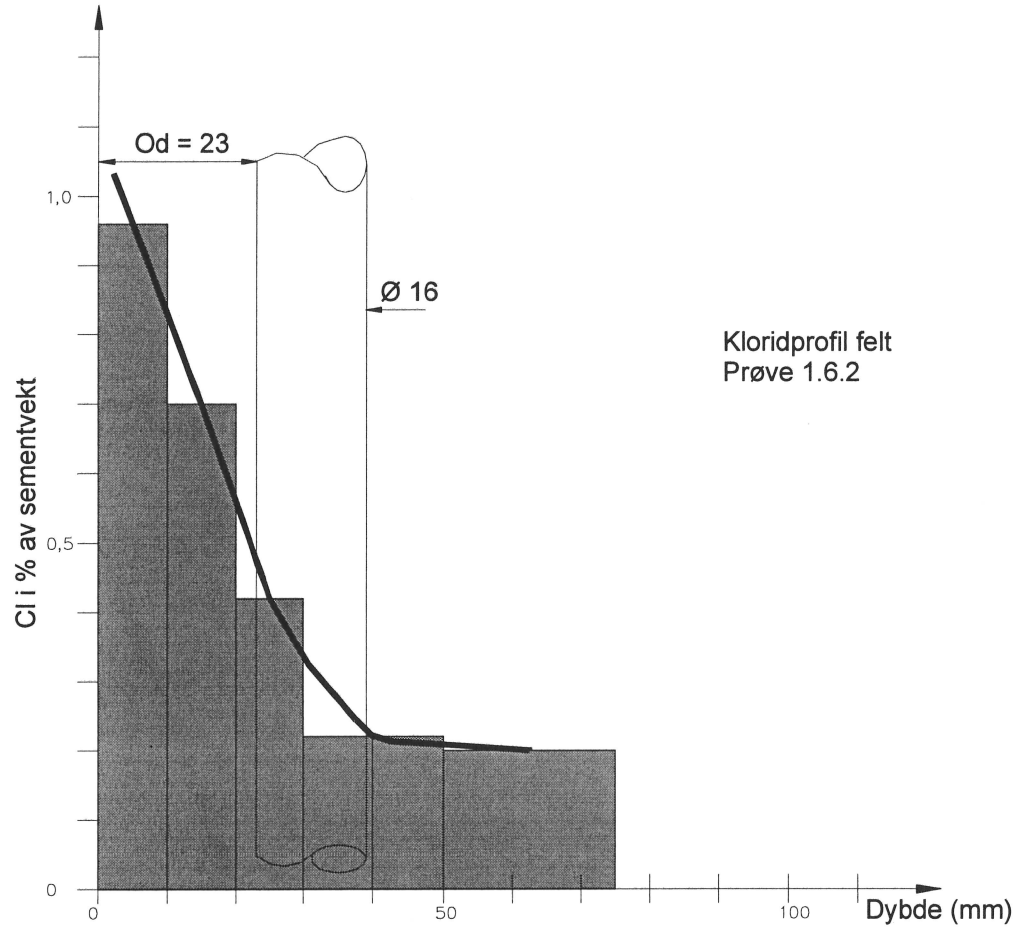
Dersom vi tar utgangspunkt i tallene i tabell 6.4-2 vil en med bakgrunn i målingene som er utført på Gimsøystraumen bru kunne sette opp sammenhengen gjengitt i tabell 6.5-2.

Tabell 6.5-2: Kloridinnhold - korrosjonsgrad.

Cl i % av sementvekt		Korrosjonsgrad	
Gjennomsnitt	Gj. snitt ± standardavvik		
0,13	0 - 0,26	A	Ingen korrosjon
0,46	0,01 - 0,91	B	Små punkter med korrosjon
0,76	0,17 - 1,35	C	Overflatekorrosjon
1,23	1,01 - 1,45	D	Kraftig korrosjon
1,56	0,75 - 2,37	E	Groptæring

Kloridinnhold for korrosjonsgrad A ligger alle under det en tidligere har brukt som grense for kritisk kloridinnhold (0,4 %). Korrosjonsgrad B må også sies å være en svært beskjeden grad av korrosjon. Den kan også stamme fra byggetiden. Det vil si at en kan forvente kloridinnhold opp til 0,9 % av sementvekt uten at det er særlig korrosjon.

På den annen side viser korrosjonsgrad C, som er overflatekorrosjon med begynnende tverrsnittsreduksjon, at kloridinnhold helt ned til ca. 0,2 % av sementvekt kan gi korrosjon.



Figur 6.5-1: Bestemmelse av opphugningens kloridverdi.

Tabell 6.5-2 viser altså at det er atskillig større variasjon av kloridinnhold for korrosjon/ ikke-korrosjon enn det som fremkommer av tabell 6.5-1. Det er ikke noen stor overraskelse, men likevel en nyttig dokumentasjon.

De store variasjonene av korrosjonsgrad for de ulike kloridinnholdene kan som tidligere nevnt skyldes at andre parametere enn klorider påvirker armeringskorrosjonen, men de kan også skyldes feilkilder i bestemmelse av kloridinnhold og vurdering av korrosjonsgrad. En mulig feilkilde ved bestemmelse av kloridinnhold er, som beskrevet i kapittel 5.3.7, at kloridverdien for opphugningene er satt lik det intervallet som ytterkant av ytre armeringsstang ligger i. Avhengig av hvor i det aktuelle intervallet armeringen ligger, vil kloridverdien kunne være noe høyere eller lavere enn det som er angitt.

Det ble videre antatt at kloridinnholdet i kanten av armeringsstangen er avgjørende for korrosjonen. Dersom korrosjon først inntreffer når større deler av armeringsstangen ligger i kloridinfisert betong kan bildet endre seg. Det er ikke foretatt nærmere undersøkelser for å klarlegge disse forholdene og det antas at de totalt sett vil ha forholdsvis liten betydning på resultatene.

Konklusjon
Med bakgrunn i kloridanalysene og opphugningene som er utført på Gimsøystraumen bru er det *ikke* mulig å fastsette en klar grense for kritisk kloridinnhold med hensyn på korrosjon.

Det er likevel en klar trend at kloridinnholdet øker med økende korrosjonsgrad, men variasjonene er så store at en ikke bare med bakgrunn i kloridinnholdet kan si noe sikkert om armeringens korrosjonstilstanden.

6.6 Skadeutvikling

6.6.1 Generelt

Oppfølging av generell skadeutvikling på brua har ikke vært en egen målsetning i prosjektet. Det har vært lagt vekt på prøvereparasjoner og oppfølging av disse over tid i form av jevnlige inspeksjoner og oppfølging av installert instrumentering. Det er derfor få referanseområder som er ubehandlet og disse skulle ikke si noe om skadeutviklingen, men effekten av prøvereparasjonene.

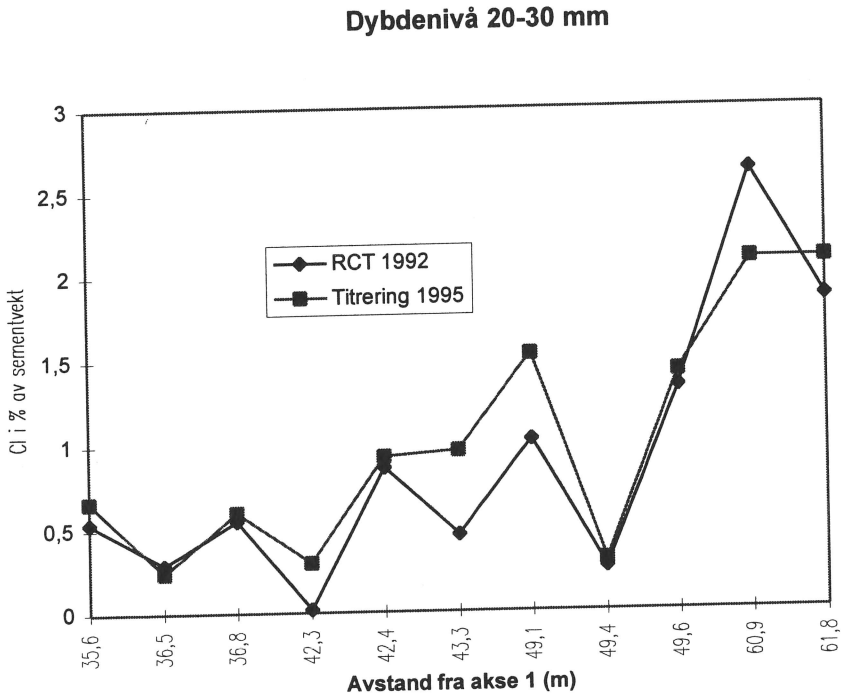
Visuelle inspeksjoner og materialundersøkelser ble utført i forbindelse med hovedinspeksjonen i 1993 og spesialinspeksjonen i 1992. I tillegg ble det foretatt en forhåndskartlegging av de delene av brua som inngikk i prøvereparasjonene. Det vil si at det ble utført visuelle inspeksjoner og materialundersøkelser for disse delene av brua i 1993, 1994 og 1995.

Selv om det ikke var noe mål å følge opp den generelle skadeutviklingen på brua har en pga. at det foreligger undersøkelser fra 1991 til 1995 gjort et forsøk på å sammenligne materialundersøkelser som er utført i samme områder for å se om det har vært en utvikling. Dette er gjort i det etterfølgende for kloridinnhold og potensialer.

For eventuelle endringer av tilstanden som følge av prøvereparasjonene vises det til /33/ og /34/.

6.6.2 Kloridinnhold

Det er foretatt en mengde kloridmålinger i løpet av de årene prosjektet har gått, men det er ikke tatt så mange som gjør det mulig å utføre en direkte sammenligning av verdiene. I fig 6.6.1 er det likevel laget en enkel oversikt over punkter som ble målt både i 1992 og i 1995. Kloridinnholdet ble i 1992 analysert med RCT-metoden, mens det i 1995 ble analysert med potensiometrisk titrering. Selv om de fleste kloridverdiene fra 1995 ligger noe over verdiene fra 1992 er det vanskelig å si med sikkerhet at det er skjedd en endring av kloridinnholdet da unøyaktigheten i målemetodene er like stor som forskjellene som kommer fram.



Figur 6.6-1: Utvikling av klorider 1992-95.

6.6.3 EKP-verdier

I perioden 1991 til 1995 ble det utført en rekke potensialmålinger både på bruoverbygningen og på søylene. På figurene 6.6-2 - 6.6-5 er det vist en oversikt over potensialmålinger som er utført på overbygningen i felt 1 og 2.

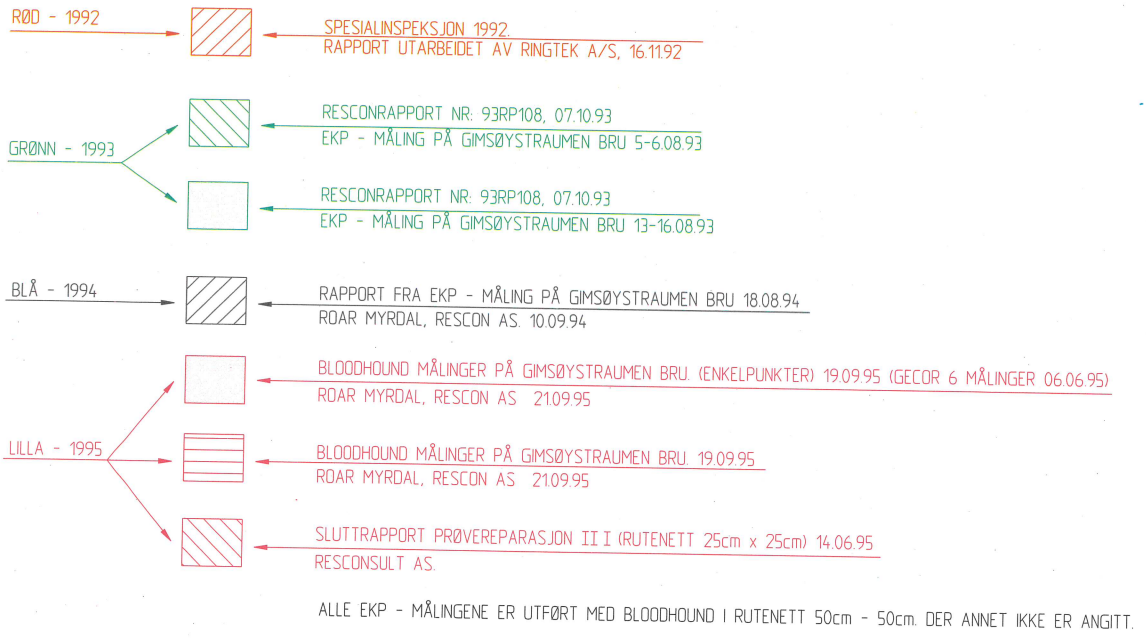
På samme måte som for kloridanalysene er det, på tross av de store datamengdene, forholdsvis få steder hvor målingene er utført slik at de er direkte sammenlignbare.

De få punktene som er sammenlignbare for bunnplaten i felt 1 er plottet inn på figurene 6.6-6 og 6.6-7. Målingene i 1992 ble utført med Bloodhound og i 1995 med Gecor 6.

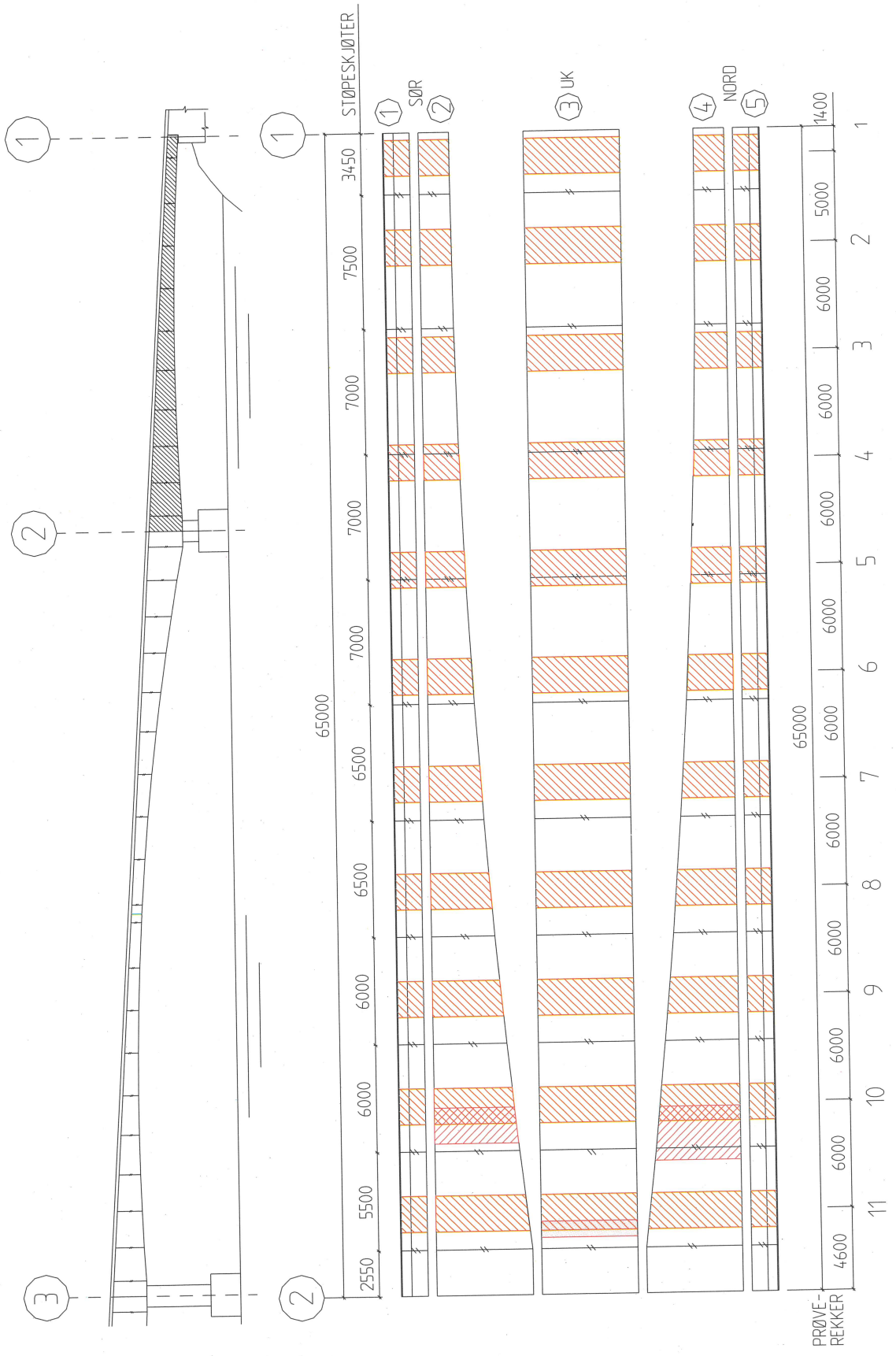
For figur 6.6-6 som viser potensialer på monteringsjern, er endringene så små mellom målingene i 1992 og 1995 at en i praksis ikke kan si at det er noen forskjell.

På figur 6.6-7 som viser potensialer på bøyler, dvs. tverrgående statisk armering, er det liten endring i potensialet fra akse 1 og til midt i feltet (X = 12-44 m). Inn mot akse 2 er forskjellene større, men indikerer større korrosjonsaktivitet i 1992 enn i 1995.

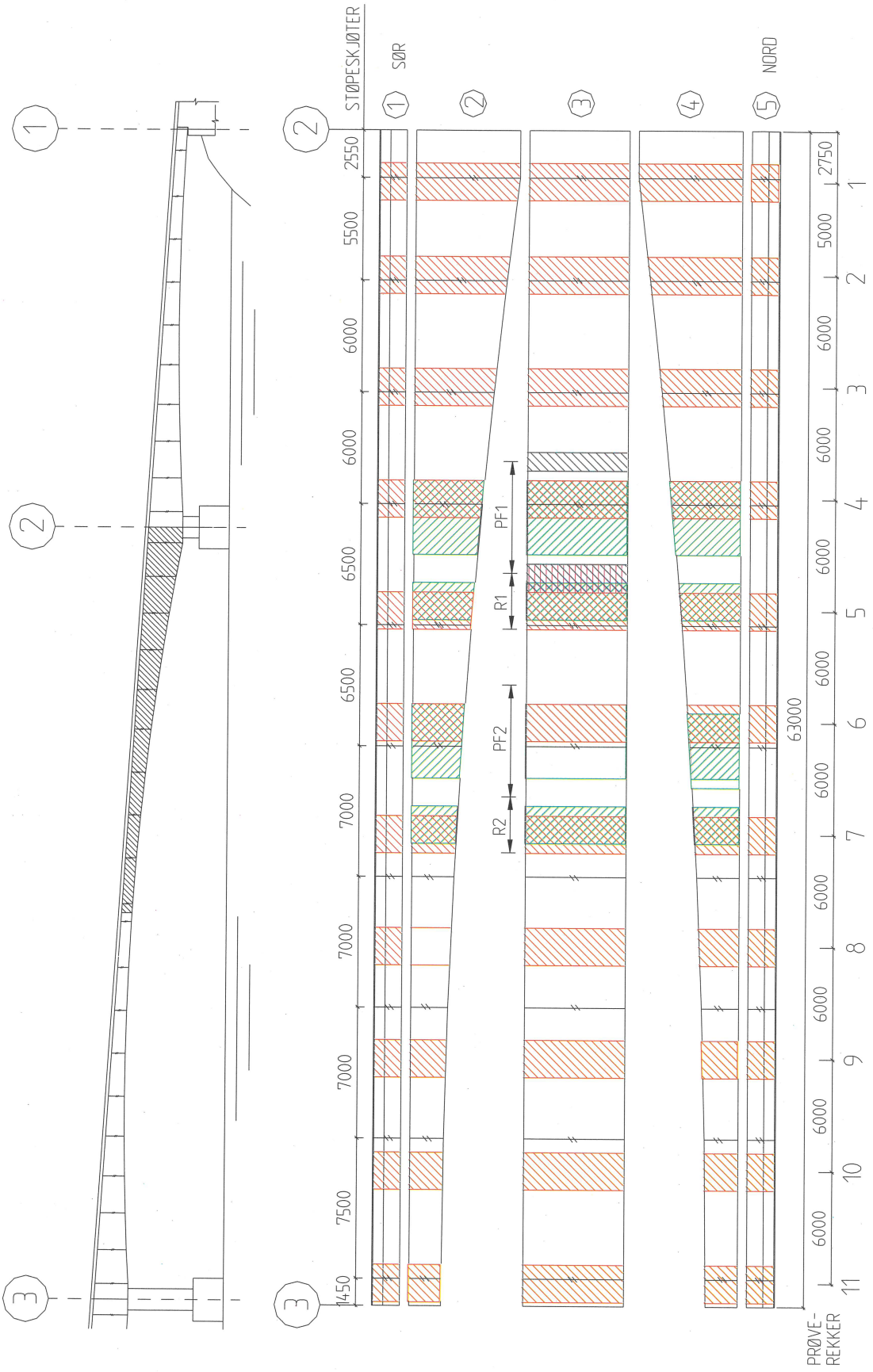
Forskjellige måleinstrumenter og klimatiske forhold kan forårsake de forskjellene som er observert og en mener derfor at det ikke er mulig å trekke noen klar konklusjon om at det er skjedd en endring av potensialer i prosjektperioden.



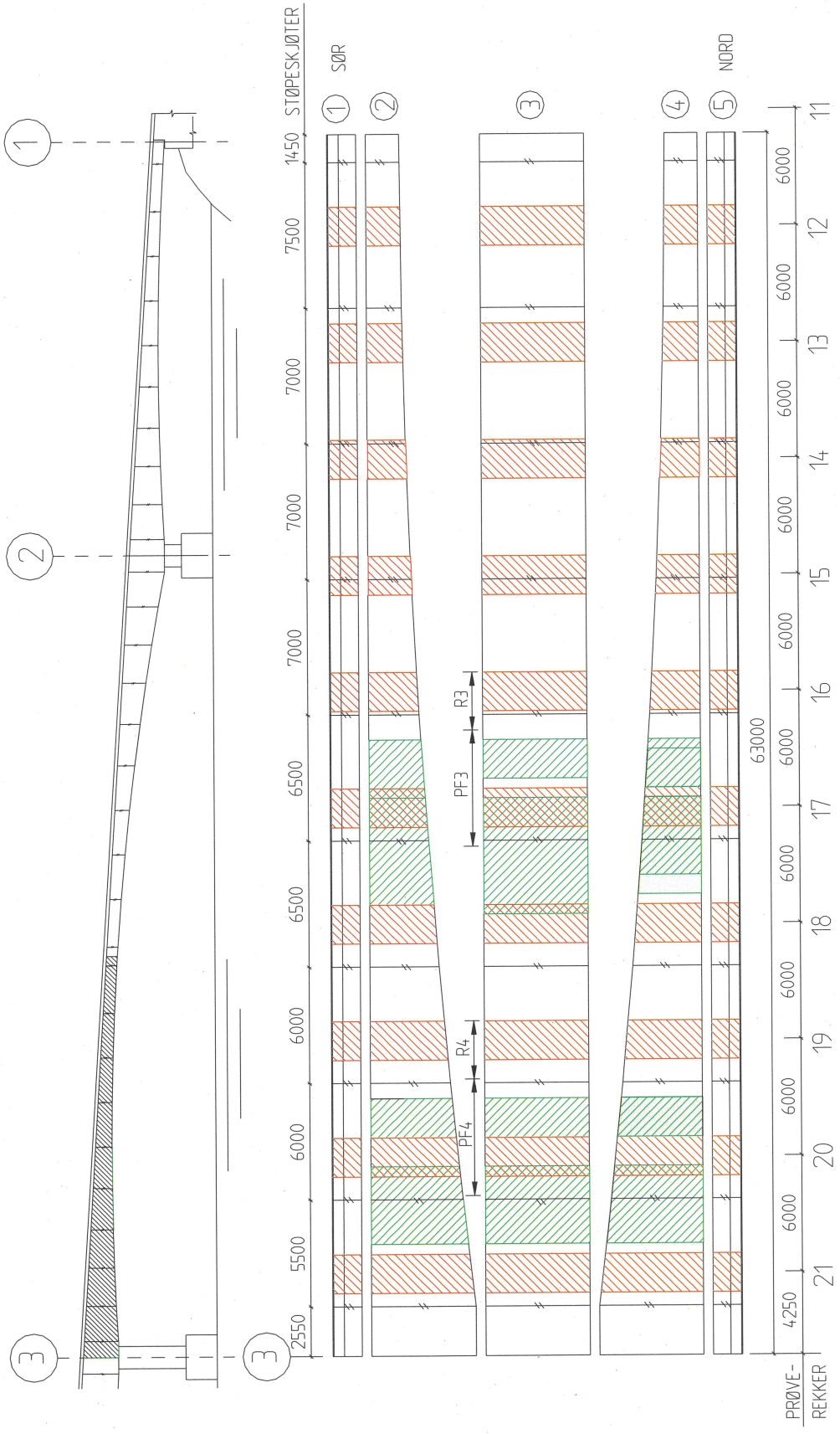
Figur 6.6-2: EKP-målinger. Symboler.



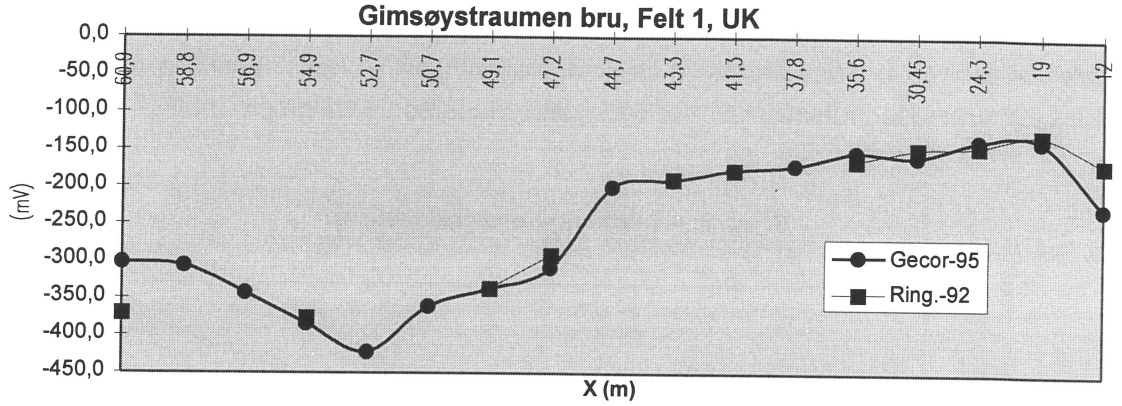
Figur 6.6-3: Overbygning felt 1. Oversikt EKP-målinger.



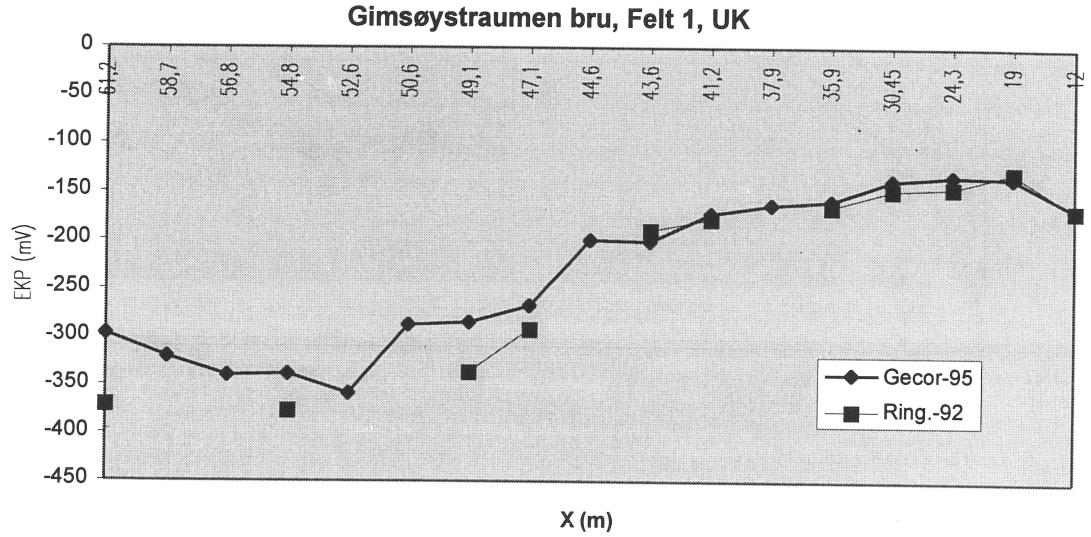
Figur 6.6-4: Overbygning felt 2 (1. halvdel). Oversikt EKP-målinger.



Figur 6.6-5: Overbygning felt 2 (2. halvdel). Oversikt EKP-målinger.



Figur 6.6-6: Utvikling av potensialer på monteringsstenger, underkant felt 1.



Figur 6.6-7: Utvikling av potensialer på bøyler, underkant felt 1.

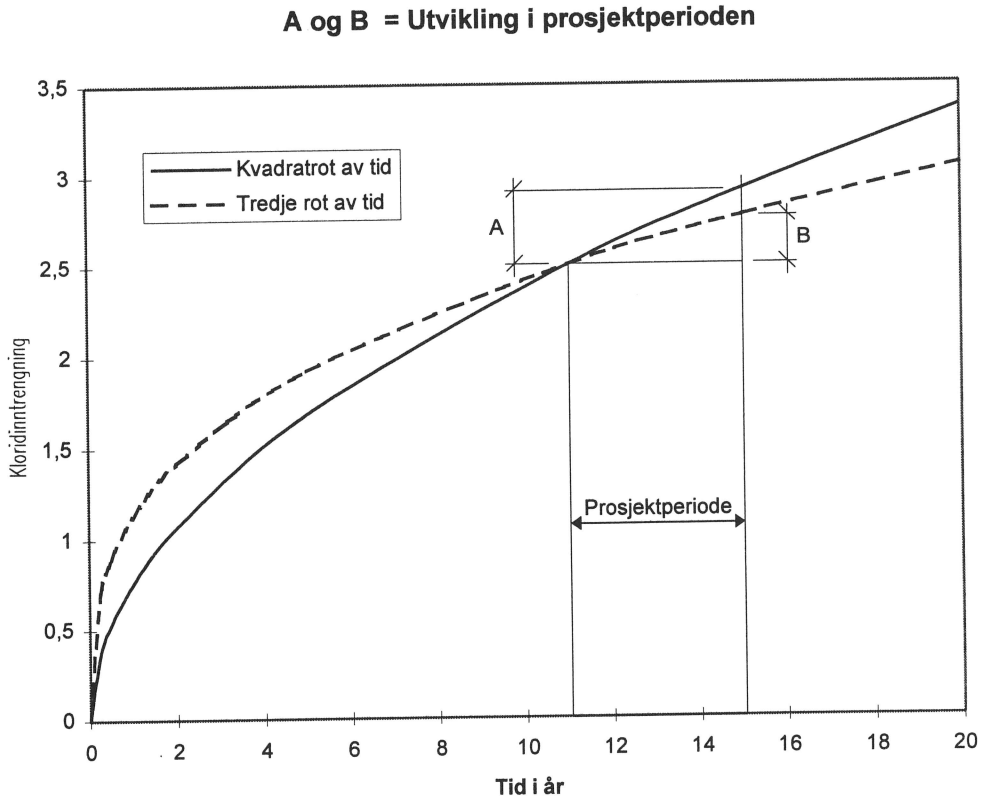
Oppsummering av skadeutvikling

Når det i dette tilfellet ikke var mulig å registrere noen endring av tilstanden i løpet av prosjektperioden, dvs. 3-4 år, så kan dette kanskje skyldes at skadeutviklingen er annerledes enn det en har tenkt seg. Skadene som ble observert ved hovedinspeksjonen i 1991 var utviklet i løpet av de 11 årene som var gått siden brua sto ferdig bygget. Det finnes imidlertid ingen dokumentasjon på i hvilke tidspunkt skadene oppsto. Dersom kloridinntrengningen var rask i den første delen av perioden og senere avtagende kan dette være en mulig forklaring på at det ikke ble registrert noen utvikling i prosjektperioden. Laboratorieundersøkelser hos Rescon AS viser at kloridinntrengning i ung betong går svært raskt.

Det kan for eksempel tenkes at kloridinntrengningen i initieringsfasen er proporsjonal med $t^{1/2}$ eller $t^{1/3}$ (t = tiden), se figur 6.6-8. Dette vil gi en utvikling av kloridinnholdet på

10-17 % i prosjektperioden. Det er vanskelig å dokumentere en så liten endring da den omtrent tilsvarer nøyaktigheten av de analysemetodene som er brukt.

Dersom det kan dokumenteres at kloridinntrengningen er rask i en tidlig fase, er det viktig at bruer i kloridutsatte klimaer overflatebehandles så tidlig som mulig.



Figur 6.6-8: Hastighet for kloridinntrengning.

6.7 Registrerte skaders betydning for bruas bæreevne

6.7.1 Statiske beregninger

Betydningen skader har på bæreevnen til ei bru vil være avhengig av hvilke utnyttelsesgrad eller reserve den aktuelle brua har. Dersom det ikke foreligger beregninger som kan dokumentere dette, må nye beregninger utføres. I dette prosjektet ble det gjort.

Gimsøystraumen bru ble modellert i bruavdelingens program COBE som er spesialutviklet for bruer bygd etter fritt-frembygg-prinsippet, det vises til /14/. Systemanalysen tok hensyn til byggeprosessen og koblingsforløpet slik at kryp/svinn og temperatur ved koblingstidspunkt inngikk i analysen. Som trafikklast ble benyttet «Foreløpige lastforskrifter for vegbruer, 1986».

Med utgangspunkt i dimensjonerende laster i ulike snitt fra COBE-kjøringen ble overbygningens armering dimensjonert på nytt i bruddgrensetilstand. Til dette ble det brukt regnearkprogrammet BRUDDIM som er utviklet av Bruavdelingen i Vegdirektoratet.

Brua ble dimensjonert for en betongtrykkfasthet på C40 i overbygningen og C35 underbygningen.

Ved å sammenligne nødvendig bøyle-/tverrarmering med det som er innlagt, får en så en oversikt over hvor mye slakkarmering som kan være uvirksom uten at kapasiteten blir for lav.

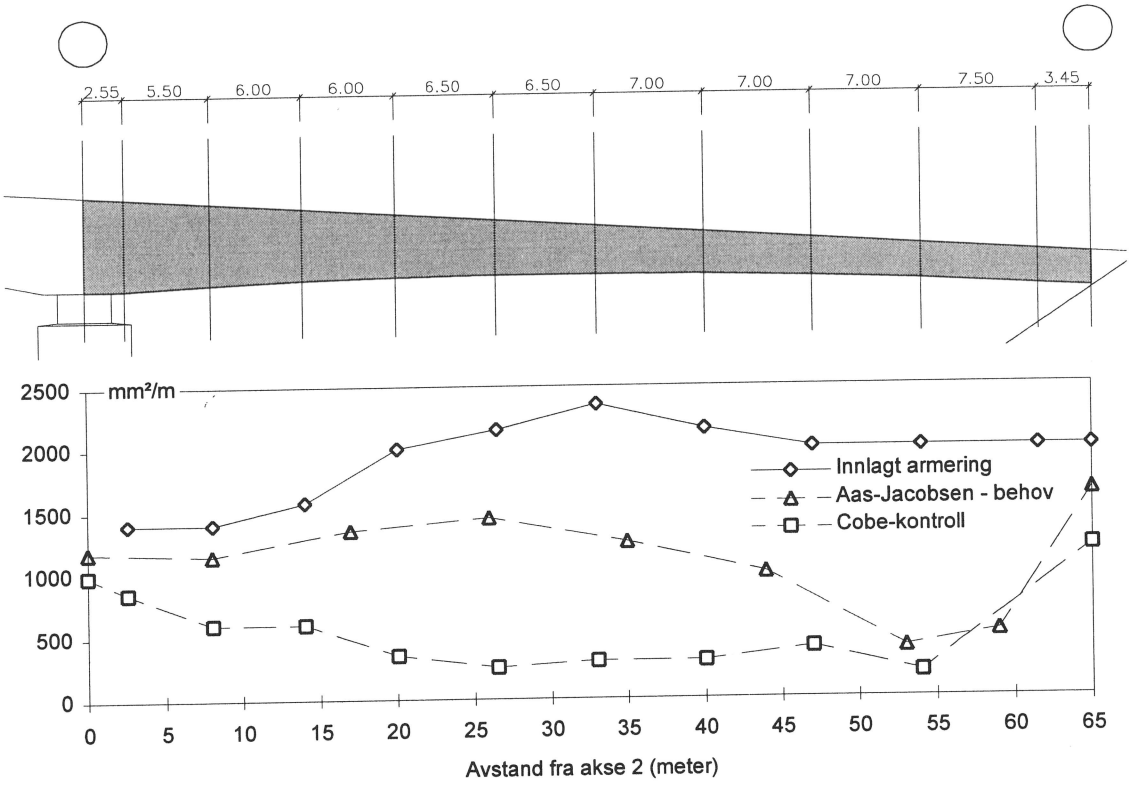
6.7.2 Overbygningen

Resultatet av beregningen for overbygningen viste at:

- For stegene i de betraktede områdene (felt 1, 2 og 3) er det god overkapasitet med hensyn til innlagt armeringsmengde, se figur 6.7-1. Stort sett kan rundt 50 % av bøyletverrsnittet i *ytterflaten* ruste bort, dette under forutsetning av at bøylearmeringen på innsiden er intakt.

- For bunnplaten i de betraktede områdene (feltene 1, 2 og 3) er det god overkapasitet med hensyn til innlagt armeringsmengde når en ser bort i fra de områdene der det også ligger spennkabler i bunnplaten. Med unntak av sistnevnte områder kan her ca. 40 % av tverrsnittet til tverrarmeringen i uk. bunnplate ruste bort. Det er imidlertid under forutsetning av at tverrarmeringen i ok. bunnplate er intakt.

- Tverrarmeringen i uk. bunnplate i felt 2 (mellom akse 2 og 3) er høyt utnyttet (i enkelte snitt over 100 %) i det området hvor det ligger kabler i bunnplaten. Det er all grunn til å tro at det samme er tilfellet i alle hovedspenn der det ligger spennkabler i bunnplaten, dvs. mellom akse 4-5 og akse 5-6. Det anbefales derfor at alle disse områdene blir spesielt godt beskyttet mot inntrengning av klorider.



Figur 6.7-1: Bøylearmering i steg, akse 1-2. Sammenligning av behovskurve fra kontrollberegning i 1994, behovskurve fra dimensjonering av brua og virkelig innlagt armeringsmengde.

Spennarmering

Det ble gjennomført en analyse av spennarmeringen i spenn 2 (akse 2-3). Resultatene viste at 20 % tap i spennkraft kan aksepteres i bruddgrensetilstand og 40 % tap før progressivt brudd. Risikoanalysen angir en viss, men veldig lav sannsynlighet for kollaps, men det mest sannsynlige er en akseptabel situasjon.

Registrerte skader

De registrerte skadene på overbygningen representerer ikke noe problem for bruas bæreevne i dag. Det ble ikke registrert skader på spennarmeringen ved de inspeksjonene som ble utført.

Konklusjoner, overbygning
Med bakgrunn i de beregningene som ble utført og de registrerte skadene kan en si følgende om aktuelle vedlikeholdsmetoder for overbygningen:

- Tradisjonell reparasjon som å fjerne betong bak armeringen er lite aktuelt da meislingsarbeidet blir svært oppdelt. Det vil i så fall kreve en mer nøyaktig og omfattende beregningsprosedyre for å kunne kontrollere om det er mulig å oppta de krefter som vil oppstå ved de forskjellige antatte kraftomlagringer. Skjøteområder for lengdearmeringen vil også by på store problemer i denne sammenheng.

- Tradisjonell reparasjon basert på fjerning av f.eks. de ytterste 20 mm av betongen i overdekningslaget for deretter å støpe ut et tykkere overdekningslag med sprøytebetong, kan være aktuelt, men

  - ingen vektøkning på grunn av økt overdekning fra 30 mm til f.eks. 50 mm kan tillates uten at det gjøres en ny statisk analyse, grunnet en høy utnyttelsesgrad av både spennkabler og bunnplate.

  - usikkerhet i hvilken grad den nye betongen vil inngå i det statiske tverrsnittet ved dimensjonering for de *permanente* lastene. Mest sannsynlig vil ny betong bli å betrakte hovedsakelig som en beskyttelse av armeringen.

- Reparasjonsmetode med først fjerning av de ytterste 20 mm for deretter å støpe ut med en reparasjonsmørtel uten å øke overdekningen bør vurderes i kombinasjon med periodisk vedlikehold.

Den mest aktuelle vedlikeholdsmetode er periodisk vedlikehold for å bremse skadeutviklingen mest mulig. Dette kan aksepteres pga. overkapasiteten i slakkarmeringen. Spennarmeringen befinner seg i områder av brua som er mindre skadd, og har dessuten bedre overdekning slik at det ikke er noen grunn til å tro at det er spesielle problemer med denne forårsaket av kloridinntrengning.

I tilfelle at mangelfull kapasitet kan bli resultatet på et senere tidspunkt bør tekniske løsninger som ekstern forspenning, påliming av stålplater osv. vurderes nærmere. Dette betyr også at tilstandsutviklingen i områder hvor det er problemer og utført periodisk vedlikehold må følges nøye opp i forbindelse med fremtidige inspeksjoner.

6.7.3 Restkapasitet søyle akse 4

Beregningene viste at søylen har en betydelig overskridelse i bruksgrensetilstanden og utnyttelsesgraden i bruddgrensetilstanden er høy. Det var imidlertid ikke registrert skader som påvirker bæreevnen. Når det gjelder vedlikeholdsmetoder kunne en derfor konkludere med:

- Mekanisk reparasjon som å fjerne betong bak armeringen er ikke aktuelt. Det til tross for at det i de midlertidige faser under reparasjonen vil være mulig å bare regne med lastklasse BK 10/50 og dessuten bare bruke bruddgrensetilstanden. Problemet er at det er så lite å gå på i bunnen av søylen der tilstanden er mest kritisk.

- Mekanisk reparasjon som fjerning av f.eks. de ytterste 20 mm av betongen i overdekningslaget for deretter å støpe ut en armert kappe, kan være mulig. Det krever imidlertid at det gjøres en ny statisk analyse for å se om den økte søylestivheten pga. kappen er akseptabel.

- Vedlikeholdsmetoder basert på periodisk vedlikehold i tillegg til nøye oppfølging av tilstand i forbindelse med fremtidige inspeksjoner er mulig.

6.8 Nødvendig overdekning med bakgrunn i registrert kloridbelastning

Inspeksjoner på Gimsøystraumen bru har dokumentert at armeringskorrosjon startet opp før brua var 10 år gammel. Med andre ord for deler av brua har overdekningen vært for lav i forhold til påkjenning av klorider utenfra. Med grunnlag i den kjennskap som er fremskaffet i prosjektet om kloridpåkjenning på eksisterende bru og betongens tetthet mot klorider er det mulig å beregne nødvendig overdekning med hensyn på 100 års levetid for ulike deler av brua.

Med grunnlag i den kjennskap som er fremskaffet i prosjektet om kloridpåkjenning på brua, armeringens overdekning og betongens tetthet mot klorider er det mulig å beregne tidspunkt for at en kloridfront med en gitt grenseverdi når inn til armeringen.

Nødvendig overdekning er beregnet i henhold til Poulsen /36/ for to tverrsnitt av overbygningen i felt 2 der topp kjørebane ligger henholdsvis 11,9 og 17,6 m over havet. Kloridbelastning for disse tverrsnittene er vist i figur 5.3-23.

Inngangsdata er for det første alder ved prøvetaking, kloridprofiler i tverrsnittene ved bestemmelse av in-situ diffusjonskoeffisient (D), ytre kloridbelastning (C_s) og indre klorider (C_i). For det andre benyttes diffusjonskoeffisient (D_p) bestemt ut fra bulk diffusjonstest (APM 302) i laboratoriet. Beregninger av D og C_s er basert på Fick's andre diffusjonslov.

Som inngangsdata benyttes i tillegg antakelser om kritisk kloridnivå C_{cr}, v/c-tall, tidspunkt for når betongen utsettes for klorider, diffusjonskoeffisient ved dette tidspunkt og koeffisienter som prøver å ta hensyn til endring i diffusjonskoeffisienten over tid.

Tabell 6.8-1 viser nødvendig overdekning for de to lokalitetene avhengig av variasjon i antakelsene om kritisk kloridnivå og v/c-tall.

Modellen som beskriver kloridinntrengning og formelverket som er benyttet i beregningene av nødvendig overdekning er beskrevet i Poulsen /36/. Denne modellen tar ikke hensyn til at ytre kloridbelastning, dvs verdien for C_s endrer seg over tid. Poulsen har videreutviklet modellen for bedre å ivareta dette. Den nye modellen tar utgangspunkt i en komplett løsning av Fick's andre lov og er beskrevet i /37/. Det er ikke foretatt beregninger etter den nye modellen i dette prosjektet.

Tabell 6.8-1: Nødvendig overdekning avhengig av høyde over havet, kritisk klorid innhold og v/c-tall.

Lokalitet	**Akse 2 + 24 m Kote 11,9 C_s = 3,99 % av sementvekt (maksimalverdi)**		**Akse 2 + 114 m Kote 17,6 C_s = 2,50 % av sementvekt (maksimalverdi)**	
Kritisk kloridnivå, C_{cr}	**C_{cr} = 0,4 % av sementvekt**	**C_{cr} = 0,6 % av sementvekt**	**C_{cr} =0,4 % av sementvek**	**C_{cr} = 0,6 % av sementvekt**
Nødvendig overdekning ved v/c-tall = 0,48	75 mm	65 mm	54 mm	45 mm
Nødvendig overdekning ved v/c-tall = 0,45	67 mm	58 mm	48 mm	40 mm

For å ta hensyn til de forskjellige kloridbelastningene på brua kan en tenke seg å variere overdekningen.

Det vil være mulig å spesifisere forskjellige overdekninger i lengderetningen av brua, men å endre overdekningen i kassens tverretning anses lite praktisk. Å øke overdekningen til 75 mm vil i mange tilfeller være lite ønskelig utfra andre prosjekteringskriterier som vekt, rissvidder osv. I slike tilfeller bør det vurderes å overflatebehandle betongen for å gi den bedre motstand mot kloridinntrengning.

Forbedring av betongkvaliteten vil også være en mulighet, men endringen av betongkvaliteten må da være større enn i regneeksemplet i tabell 6.8-1 før det får betydning.

En annen mulighet er å endre bruas linjeføring. Skadene på Gimsøystraumen bru er i all vesentlighet konsentrert til de laveste områdene. Dersom bruoverbygningen hadde blitt løftet inn mot landkaret i akse 1 ville kloridbelastningen vært redusert betydelig.

For Gimsøystraumen bru er overdekningen til monteringsstenger i overbygningen beskrevet til 20 mm og til statisk armering 30 mm. Overdekningsmålinger viser at store deler av armeringen har mindre overdekning enn dette. En må derfor forvente at kloridbelastningen etterhvert vil føre til armeringskorrosjon også i andre områder enn i dag. I dette tilfellet vil overflatebehandling være et alternativ for å sikre levetiden for brua.

7. Problemdefinisjoner basert på tilstandsvurdering

7.1 Generelt

OFU-prosjektet er begrenset til å omfatte klimabetinget nedbrytning i marint klima, nærmere bestemt kloridinitiert armeringskorrosjon over vann.

Problemdefinisjonene er beskrivelser av hvilke problemer vedlikeholdstiltakene skal løse, dvs. problemdefinisjonene beskriver de tekniske funksjonskravene til løsningene.

De problemdefinisjonene som er beskrevet for Gimsøystraumen bru, og som vurderes å ha en mer generell relevans, har utgangspunkt i de opptredende skadene og tilstanden til de ulike delene av brua. Tilstanden og skadene sees i sammenheng med levetidsmodellen (se kapittel 2) for å beskrive hvilket videre nedbrytningsforløp vedlikeholdstiltaket skal hindre eller forsinke.

Tilstanden beskrives i hovedsak av følgende skader eller problemer:

- betongens kloridinnhold
- armeringens overdekning
- armeringens korrosjonstilstand
- forekomst av riss og sprekker
- fuktpåvirkning/fukttilstand/lekkasjer.

Løsningen på de enkelte problemene må dessuten ta hensyn til «forstyrrende detaljer» som er ordinære for feltbetong, men som er mindre vanlige i laboratorieskala. Blant slike forhold kan nevnes:

- overflateporer
- bindtråd og løse spiker i betongoverflaten
- monteringsstenger i overdekningssjiktet
- armeringsstoler med innstøpte spiker
- liten overdekning for ender av armeringsjern og stag
- støpeskjøter
- gammel sårflikk
- værslitt overflate.

7.2 Overordnede hensyn uavhengig av inndelingen av problemdefinisjonene

Problemdefinisjonene er primært teknisk orienterte beskrivelser. Uavhengig av inndelingen av problemdefinisjonene bør vedlikeholdstiltak utvikles og velges ut fra en del overordnede hensyn, bl.a. :

1. Effekt: løsninger som har klar og uomtvistet effekt bør prioriteres
2. Økonomi: kostnadsoptimale løsninger bør prioriteres
3. Levetid, intervall mellom vedlikeholdstiltak: i første rekke inngår dette momentet i økonomivurderingen, men det bør også betraktes som et selvstendig moment.

Vedlikehold og rehabilitering skal som hovedregel være i industriell skala, selv reparasjonsarbeider bør kun unntaksvis være «teskje-arbeid». Fortrinnsvis bør vedlikeholdsarbeider kunne robotiseres. I metodene som benyttes bør det ligge innebygget en «100 %-prøving» av underlaget. Metodene bør også ha en evne til å redusere variasjonen i underlagets kvalitet. Vedlikeholdsarbeid bør være lett kontrollerbart, det bør være bortimot umulig å lage «helligdager».

Disse forholdene har i stor grad med de overordnede hensynene effekt, økonomi og levetid å gjøre. Problemdefinisjonene må derfor være et kompromiss når det gjelder detaljeringsgrad. Problemdefinisjonene må på den ene siden være så grove og unyanserte at de fremmer vedlikeholdsutførelse i industriell skala, på den annen side så nyanserte at løsningene differensieres ut fra hvilket behov som foreligger.

7.3 Problemdefinisjoner, hovedinndeling

Med utgangspunkt i de skadetyper, de tilstandsvarianter og det vedlikeholds- og reparasjonsbehovet som er fastslått for overbygningen av Gimsøystraumen bru, er følgende problemer definert og beskrevet:

Problemer med begrenset utstrekning

P1: Lokale svakheter som utmeisles
P2: Riss > 0,2 mm
P3: Konstruktiv armering og annet stål med overdekning nær 0
P7: Hull etter kloridprøver
P8: Hull etter kjerneprøver.

Problemer fordelt over en hel flate (flateproblemer)

F1: Flate med armering i fase 1 (armeringen fortsatt i passiv tilstand, ingen korrosjon)
F2: Flate med armering i fase 2 (korrosjon pågår på monteringsstenger, men ikke på konstruktiv armering)
F3: Flater med armering i fase 3 og 4 (korrosjon pågår også på konstruktiv armering).

Siktemålet med arbeidet har *ikke* vært å gi allmenngyldige problembeskrivelser og løsninger for alle mulig forekommende skadetyper og tilstander på kystbruer. Gimsøystraumen bru ble riktignok valgt ut fordi den ble ansett å være representativ for de bestandighetsproblemene kystbruene har. Problemdefinisjonene er begrenset til klimabetinget nedbrytning i marint klima, nærmere bestemt kloridinitiert armeringskorrosjon.

Ved utførelse av reparasjons- og vedlikeholdsarbeider **forutsettes det at problemer med begrenset utstrekning («P-problemer») blir reparert før flateproblemer («F-problemer») repareres.**

For hvert av de angitte problemene er det i det etterfølgende satt opp en detaljert beskrivelse.

7.3.1 P1: Lokale svakheter som utmeisles

1 Beskrivelse

De lokale svakhetene kan ha sin årsak i opprinnelige støpesår, gammel flikking som har vist holdbarhetssvikt, innstøpte trebiter, isopor osv., utmeislinger i forbindelse med inspeksjoner, porøse partier i forbindelse med armeringsstoler, større arealer med avskallinger pga. armeringskorrosjon (avskallinger over enkeltjern er dekket av P3).

Det må forventes at det i de lokale svakhetene har vært en raskere inntrengning av aggressiver enn forøvrig på konstruksjonen. Frilagt armering må forventes å være i korrosiv tilstand.

Det forutsettes *ikke* å være riss/sprekker etter at utmeislingen er foretatt. (I tilfelle skal disse betraktes som et separat problem P2.) Det forutsettes heller ikke å være vannlekkasje i forbindelse med de lokale svakhetene.

2 Rammebetingelser

2.1 Geometriske

De lokale svakhetene finnes både på vertikale og under-opp flater og har forskjellig utbredelse og dybde.

Løsningen kan i den grad det anses nødvendig nyanseres avhengig av:
- om flaten er vertikal eller under-opp
- meislingsdybde f.eks. < 30 mm, 30-60 mm og > 60 mm eller inntil armeringen, til bakkant armering og bakom armeringen
- utmeislingens største utstrekning, f.eks. < 100 mm, 100-300 mm og > 300 mm.

Oppfyllingen av de utmeislede svakhetene skal som hovedregel gå til opprinnelig overflatenivå, men kan i noen tilfeller gå inntil 20 mm utover dette nivået for å oppnå ønsket overdekning for armeringen. I de sistnevnte tilfeller skal oppfyllingen utformes med mest mulig jevne overganger for å gi et bra utseende.

Utmeislingsdybden må forutsettes å variere, men vil i hovedsak være innenfor ett av intervallene angitt ovenfor. Minste utstrekning vil være lik eller større enn utmeislet dybde.

Løsningene må være gjennomførbare selv om byggherren må legge begrensninger på utmeislingens størrelse, og utbedringen må utføres f.eks. etter «sjakkbrettmønster». Dette kan være aktuelt ved trykkpåkjente områder som f.eks. underkant av kassen inn mot søylene.

2.2 Klimatiske

Løsningene bør fortrinnsvis være anvendbare ved:
- temperaturer i luft og underlag fra + 5 til + 25 °C
- ved stigende og synkende temperatur (se RF og kondensasjon i luft og betong)
- ved vindhastighet opp til 10 m/s
- i oppholdsvær og duskregn
- i sol, overskyet og tåket vær.

Produktleverandøren må angi løsningenes begrensninger uavhengig av disse ønskemål.

2.3 Produksjonstekniske

Produktleverandørens løsninger skal inkludere beskrivelse av:
- krav til utmeisling og sårenes utforming
- rengjøringsmetoder og -grad for armeringsstenger og sårflater
- krav til fuktnivå i betongen
- eventuell forbehandling av sårflate og armering (f.eks. heftbru)
- reparasjonsutførelse (oppmørtling)
- etterbehandling/herding.

Løsningene bør i størst mulig utstrekning være egnet for serie-arbeid, eventuelt også robotisering.

Løsningene skal egne seg for håndmørtling og sprøyting, og det skal angis hvilke begrensninger som gjelder for disse metodene.

Løsningene skal oppfylle alle vanlige krav til arbeidsmiljø for de utførende, samt brann- og miljøvern for omgivelsene.

3 Krav til løsning

Reparasjonsmassen som benyttes til oppfylling av de utmeislede svakhetene skal være av homogen kvalitet. Det kreves kun unntaksvis at reparasjonen skal være konstruktivt bærende.

Reparasjonsmassen skal beskytte armeringsstålet den er i kontakt med mot videre korrosjon.

Det skal ikke oppstå riss i overgangen mellom sårfylling og omkringliggende betong, og det skal heller ikke oppstå riss i reparasjonsmassen. Dette kravet kan medføre behov for en 2-trinns løsning.

Løsningene må ta hensyn til bruas oppførsel når det gjelder temperaturbevegelser, deformasjoner og rystelser som følge av belastning.

4 Hva kan utføres senere

Løsningene på flateproblemene F1 til F3 må kunne utføres med fullgod kvalitet på flater hvor løsninger av problem P1 utgjør deler av flaten.

Løsningene skal ikke være til hinder for at det i ettertid kan utføres kloriduttrekk eller katodisk beskyttelse.

7.3.2 P2: Riss > 0,2 mm

1 Beskrivelse

Rissene finnes stort sett i kasseveggene. Riss av denne størrelse kan også forekomme bak forankringsvouter.

Rissene kan ha sin årsak i høye belastninger under bygging eller under bruk. For overbygningens vedkommende forutsettes det at bruksbelastningen er forholdsvis beskjeden slik at bevegelsene i rissene kan regnes å være små. Det skal forutsettes at det kan oppstå bevegelser på ± 0,1 mm.

Rissene kan også være forårsaket av høye herdetemperaturer under bygging. Rissene kan være både fuktige og tørre, men det forutsettes at det ikke renner vann gjennom dem.

Rissene representerer svakhetssoner hvor aggressiver trenger raskere inn til armeringen enn der det ikke er riss. Det må forventes at armeringen kan være i korrosiv tilstand i rissene.

2 Rammebetingelser

2.1 Geometriske

Rissene finnes på både vertikale flater og under-opp flater. Rissene kan være gjennomgående eller ikke gjennomgående.

Produktleverandøren skal i sin løsningsbeskrivelse nyansere mellom disse plasseringene og typene dersom det anses nødvendig.

Reparasjonene av rissene skal i størst mulig grad utføres slik at de ikke går utover det opprinnelige overflatenivået.

2.2 Klimatiske

Som for P1.

2.3 Produksjonstekniske

Produktleverandørens løsninger skal inkludere beskrivelse av:

- eventuelle krav til utmeisling før reparasjon
- rengjøringsmetoder og -grad før reparasjon
- eventuelt midlertidig forsegling mens reparasjon utføres
- krav til fuktnivå i betongen
- reparasjonsutførelse (tetting av riss)
- etterbehandling/herding.

Løsningene skal oppfylle alle vanlige krav til arbeidsmiljø for de utførende, samt brann- og miljøvern for omgivelsene.

3 Krav til løsning

Produktene som benyttes skal være av homogen kvalitet.

Det stilles ikke krav til fylling av rissene for å oppnå konstruktiv styrke, men fylling/ forsegling for tetting mot inntrengning av aggressiver.

Produktene skal beskytte armeringsstålet de er i kontakt med mot videre korrosjon.

4 Hva kan utføres senere

Løsningene på flateproblemene F1 til F3 må kunne utføres med fullgod kvalitet på flater hvor løsninger av problem P2 utgjør deler av flaten.

Løsningene skal ikke være til hinder for at det i ettertid kan utføres kloriduttrekk eller katodisk beskyttelse.

7.3.3 P3: Konstruktiv armering med overdekning nær 0

1 Beskrivelse

Enkeltstenger av konstruktiv armering har lokalt mindre overdekning enn forutsatt (30 mm) og er noen steder nær null.

Den reduserte overdekningen representerer svakhetssoner. Det må derfor forutsettes at disse stengene er i korrosiv tilstand. Noen steder er dette synliggjort ved avsprengt overdekning eller riss langs stengene, mens det andre steder ikke er synlige tegn på overflaten.

2 Rammebetingelser

2.1 Geometriske

Enkeltstenger med mindre overdekning enn forutsatt finnes på vertikale og under-opp flater.

Produktleverandøren kan i sin løsningsbeskrivelse nyansere i den grad det er nødvendig mellom:

- flatetype, vertikal eller under-opp
- armeringsoverdekning, f.eks. < 10 mm og 10-30 mm.

Løsningen skal som hovedregel ikke gå utover opprinnelig overflatenivå. Dersom det må benyttes mørtel for å bygge opp ekstra overdekning (overflatebehandling ikke er tilstrekkelig), skal mørtelen utformes slik at overganger blir jevne og minst mulig skjemmende.

2.2 Klimatiske

Som for P1.

2.3 Produksjonstekniske

Produktleverandørens løsning skal inkludere beskrivelse av:

a) krav til utmeisling
b) rengjøringsmetoder og -grad for armeringsstenger og sårflater
c) krav til fuktnivå i betongen
d) eventuell forbehandling (f.eks. heftbru)
e) påføring av mørtel
f) etterbehandling/herding av mørtel
g) rengjøringsmetode og -grad før påføring av belegg (f.eks. sandblåsing, sand vasking, høytrykkspyling)
h) krav til fuktnivå i mørtelreparasjonen
i) eventuell forbehandling (priming)
j) påføring av belegg
k) etterbehandling/beskyttelse.

a-f) kan være aktuelt eventuelt bare ved utsprengninger og riss over enkeltstengene.

Løsningene skal oppfylle alle vanlige krav til arbeidsmiljø for de utførende og brann- og miljøvern for omgivelsene.

3 Krav til løsning

Den komplette løsningen skal gi enkeltstengene en beskyttelse som minst er likeverdig med 40 mm overdekning. Dette gjelder både områder med avsprengt overdekning og områder hvor det ennå ikke er synlige tegn på korrosjon. I områder med spennarmering i underkant av kassen kreves det beskyttelse som minst er likeverdig med 60 mm overdekning.

Det skal ikke oppstå riss i overgangen mellom sårfylling og omkringliggende betong, og det skal heller ikke oppstå riss i reparasjonsmassen. Dette kravet kan medføre behov for en to-trinns løsning.

Løsningene må ta hensyn til bruas oppførsel når det gjelder temperaturbevegelser, deformasjoner og rystelser som følge av belastning.

4 Hva kan utføres senere

Løsningen på flateproblemene F1 til F3 må kunne utføres med fullgod kvalitet på flater hvor løsningen av problem P3 utgjør deler av flaten.

Løsningene skal ikke være til hinder for at det i ettertid kan utføres kloriduttrekk eller installeres katodisk beskyttelse.

7.3.4 P7: Hull etter kloridprøver

1 Beskrivelse

I forbindelse med inspeksjoner er det boret ut støv for å foreta kloridprøver. Hullene er boret med slagbor.

2 Rammebetingelser

2.1 Geometriske

Hullene kan ha en diameter på 16-24 mm, og en dybde inntil ca. 75 mm. De finnes både på vertikale og under-opp flater.

Produktleverandøren skal i sin løsningsbeskrivelse nyansere, i den grad det anses nødvendig, mellom disse flatetypene.

Hullene kan ha glatte sider. Hullene skal fylles opp til opprinnelig overflatenivå.

2.2 Klimatiske
Som for P1.

2.3 Produksjonstekniske
Produktleverandørens løsning skal inkludere beskrivelse av:

- metode for rengjøring av hullene
- eventuell forbehandling av hull (heftbru/priming)
- krav til fuktnivå i betongen
- reparasjonsutførelse (hullfylling)
- etterbehandling/herding.

Siden det er et stort antall av slike hull bør det legges vekt på enkle utførelsesmetoder og enkelt utstyr. Det er også en fordel med produkter som ikke tørker ut raskt eller er beskyttet mot rask uttørking slik at de kan brukes over lengre tidsperioder.

Løsningene skal oppfylle alle vanlige krav til arbeidsmiljø for de utførende, samt brann- og miljøvern for omgivelsene.

3 Krav til løsning
Det skal ikke oppstå riss i overgangen mellom hullfylling og omkringliggende betong, det skal heller ikke oppstå riss i reparasjonsmassen.

4 Hva kan utføres senere
Løsningen på flateproblemene F1 til F3 må kunne utføres med fullgod kvalitet på flater hvor løsningen av problem P7 utgjør deler av flaten.

Løsningene skal ikke være til hinder for at det i ettertid kan utføres kloriduttrekk eller katodisk beskyttelse.

7.3.5 P8: Hull etter kjerneprøver

1 Beskrivelse
I forbindelse med inspeksjoner er det boret ut kjerneprøver. Det må påregnes at det i hullene er kappet armering.

Hullene etter kjerneprøvene representerer svakhetspunkter og skal fylles.

2 Rammebetingelser
2.1 Geometriske
Hullene har typisk en diameter på 100 mm, og en dybde på inntil ca. 200 mm. De finnes både på vertikale og under-opp flater.

Produktleverandøren skal i sin løsningsbeskrivelse nyansere, i den grad det anses nødvendig, mellom disse flatetypene.

Hullene kan ha glatte sider. Hullene skal fylles opp til opprinnelig overflatenivå.

2.2 Klimatiske
Som for P1.

2.3 Produksjonstekniske
Produktleverandørens løsning skal inkludere beskrivelse av:

- metode for rengjøring av hullene
- eventuell forbehandling av hull (heftbru/priming)
- krav til fuktnivå i betongen
- reparasjonsutførelse (hullfylling)
- etterbehandling/herding.

Løsningene skal oppfylle alle vanlige krav til arbeidsmiljø for de utførende, samt brann- og miljøvern for omgivelsene.

3 Krav til løsning
Det skal ikke oppstå riss i overgangen mellom hullfylling og omkringliggende betong, det skal heller ikke oppstå riss i reparasjonsmassen.

Reparasjonsmassen skal videre beskytte armeringsstålet den er i kontakt med mot korrosjon.

Løsningene må ta hensyn til bruas oppførsel når det gjelder temperaturbevegelser, deformasjoner og rystelser som følge av belastning.

4 Hva kan utføres senere
Løsningen på flateproblemene F1 til F3 må kunne utføres med fullgod kvalitet på flater hvor løsningen av problem P8 utgjør deler av flaten.

Løsningene skal ikke være til hinder for at det i ettertid kan utføres kloriduttrekk eller katodisk beskyttelse.

7.3.6 F1: Flater med armering i fase 1

1 Flatens tilstand
1.1 Korrosjonstilstand
Hovedproblemet på disse flatene er den pågående kloridinntrengningen fra marin atmosfære, og risikoen for framtidig armeringskorrosjon som følge av det.

Ut fra en samlet vurdering av EKP-målinger, kloridprofiler, overdekningsmålinger og oppmeislinger er armeringen vurdert til fortsatt å være i fase 1, dvs. kloridinnholdet er ennå ikke så høyt at armeringen har begynt å ruste. Hvor stor marginen er for at korrosjon skal starte er imidlertid ukjent, og kan være varierende.

Flater med denne tilstanden finnes på alle deler av bruoverbygningen. Problemløsninger skal være tilpasset de spesielle forhold som gjelder for hver type av flate:

F1.a under-opp, slakkarmert
F1.b under-opp, spennarmert
F1.c vertikal, le-side
F1.d vertikal, lo-side.

1.2 Forhold som løsningene må ta hensyn til
Generelt må løsningene ta hensyn til følgende forhold:

- Det er svært høyt fuktinnhold i betongen, opp mot 95 % vannmetningsgrad
- Flatene må påregnes å ha reparasjoner type P1-P8 samt gamle reparasjoner i varierende omfang
- Det må påregnes riss ≤ 0,2 mm på undersiden av vingene og i kasseveggene. Disse rissene kan ha bevegelser som skyldes fukting/uttørking og oppvarming/ avkjøling
- Løsningene må ta hensyn til bruas oppførsel når det gjelder temperaturbevegelser, deformasjoner og rystelser som følge av belastning
- Siden det er brukt sjøgrabbet sand kan det være risiko for at det lokalt kan være høyere kloridinnhold og variasjoner i kloridkonsentrasjonen. Varierende tetthet av betongen lokalt kan også være årsak til slike variasjoner.

Spesielt for de enkelte flatene gjelder:
F1.a og F1.b uk. kasse og uk. vinger. På under-opp flatene er det rester av bindtråd (nest) og løs spiker på det meste av flatene. Det tillates ikke at det blir gjennomhulling av overflatebehandling p.g.a. rust i underliggende spiker, bindtråd osv. Flatene kan forventes å ha lite porer, og de porene som finnes kan forutsettes å være < 5 mm.

F1.b uk. kasse og uk. vinger, spennarmert. I områder med spennarmering i underkant kasse (midt i felt) er slakkarmeringen fullt utnyttet statisk, slik at det er minimal margin for å kunne tåle korrosjon på armeringen.

F1.c Kassevegg nord. Flaten har større områder hvor porer > 5 mm utgjør en del av flatens karakter. En god del porer kan dessuten finnes bakom en tynn sementhud.

F1.d Kassevegg syd. Flaten har store områder hvor porer > 5 mm utgjør en del av flatens karakter. Flaten er imidlertid betydelig værslitt (tilsvarende sandvasking) slik at den opprinnelige sementhuden er fjernet og porer er neppe skjult.

2 Rammebetingelser

2.1 Geometriske

Problemet finnes både på vertikale og under-opp flater. Under-opp flatene kan være horisontale eller hellende i lengderetning.

Det forutsettes at dette flateproblemet skal løses med en eller annen form for overflatebehandling som vil bygge minimalt utover eksisterende overflate.

2.2 Klimatiske

Som for P1.

2.3 Produksjonstekniske

Produktleverandørens løsning skal inkludere beskrivelse av:

- rengjøringsmetode og -grad (f.eks. sandblåsing/sandvasking/ høytrykksspyling)
- krav til fuktinnhold ved overflatebehandling
- forbehandling (priming e.l.)
- påføring av overflatebehandling
- etterbehandling/beskyttelse.

Løsningene skal i størst mulig grad være egnet for robotisering, og være lett kontrollerbare med hensyn til eventuelle helligdager.

Løsningene skal oppfylle alle vanlige krav til arbeidsmiljø for de utførende, samt brann- og miljøvern for omgivelsene.

3 Krav til løsning

Løsningen skal være en form for overflatebehandling (f.eks. hydrofobering) som reduserer videre kloridinntrengning, og dermed forlenger varigheten av armeringens fase 1 (initieringsfasen).

For F1.d kassevegg sør skal løsningen dessuten gi en forsterkning mot utvasking/ utluting pga. vær og vind.

4 Hva kan utføres senere

Det skal beskrives hvilke regelmessige tiltak som må utføres for å tilfredsstille kravene til løsning. Dette kan være gjentatt F1 som en vedlikeholdsoperasjon eller løsning angitt av produktleverandøren.

Løsningen skal ikke være til hinder for senere installering av katodisk beskyttelse.

7.3.7 F2: Flater med armering i fase 2

1 Flatens tilstand

1.1 Korrosjonstilstand
Hovedproblemet på disse flatene er den pågående kloridinntrengningen fra marin atmosfære, og et så høyt kloridinnhold i dybde med monteringsstengene at disse allerede er i korrosiv tilstand.

Ut fra en samlet vurdering av EKP-målinger, kloridprofiler, overdekningsmålinger og oppmeislinger har monteringsstengene startet å korrodere, mens den konstruktive armeringen fortsatt befinner seg i initieringsfasen. Hvor stor marginen er for at også den konstruktive armeringen skal starte å ruste er imidlertid ukjent, og kan være varierende.

Flater med denne tilstanden finnes på alle deler av bruoverbygningen. Problemløsninger skal utarbeides ut fra spesielle forhold som gjelder for hver type av flate:

F2.a Under-opp, slakkarmering
F2.b Under-opp, spennarmert
F2.c Vertikal, le-side
F2.d Vertikal, lo-side.

1.2 Forhold som løsningene må ta hensyn til
Som flateproblem F1.

2 Rammebetingelser
Som flateproblem F1.

3 Krav til løsning

3.1 Funksjonskrav
Løsningen skal være en form for behandling som reduserer videre kloridinntrengning i størst mulig grad, for å utsette i tid at også konstruktiv armering kommer over i korroderende tilstand. Løsningene skal *dessuten* bremse korrosjonshastigheten på monteringsstengene og/eller hindre at korrosjonsproduktene fra disse sprenger av overdekningen.

For F2.d: Vertikal lo-side skal løsningen dessuten gi en forsterkning mot utvasking/ utluting pga. vær og vind.

3.2 Materialkrav
Tilsvarende flateproblem F1.

4 Hva kan utføres senere
Tilsvarende flateproblem F1.

7.3.8 F3: Flater med armering i fase 3 og 4

1 Flatens tilstand

1.1 Korrosjonstilstand
Hovedproblemet på disse flatene er den pågående kloridinntrengningen fra marin atmosfære, og et kloridinnhold i dybde med konstruktiv armering som er så høyt at denne allerede er i korrosiv tilstand.

Denne konklusjonen er basert på en samlet vurdering av EKP-målinger, kloridprofiler, overdekningsmålinger og oppmeislinger.

Flater med denne tilstanden finnes på alle deler av bruoverbygningen. Problemløsninger skal utarbeides ut fra de spesielle forhold som gjelder for hver type av flate:

F3.a Under-opp, slakkarmert
F3.b Under-opp, spennarmert
F3.c Vertikal, le-side
F3.d Vertikal, lo-side.

1.2 Forhold som løsningene må ta hensyn til
Som flateproblem F1.

2 Rammebetingelser
Som flateproblem F1.

3 Krav til løsning

3.1 Funksjonskrav
Løsningen skal være en form for behandling som reduserer videre kloridinntrengning i størst mulig grad, for å utsette i tid at også konstruktiv armering som ennå ikke korroderer kommer over i korroderende tilstand. Løsningene skal *dessuten* bremse korrosjonshastigheten på den konstruktive armeringen og monteringsstengene som allerede korroderer og/eller hindre at korrosjonsproduktene fra disse sprenger av overdekningen.

For F3.d: Vertikal lo-side skal løsningen dessuten gi en forsterkning mot utvasking/ utluting pga. vær og vind.

3.2 Materialkrav
Tilsvarende flateproblem F1.

4 Hva kan utføres senere
Tilsvarende flateproblem F1.

7.4 Bruk av problemdefinisjonene

Problemdefinisjonene er et system for klassifisering av tilstand. Tilstanden er utgangspunkt for vurdering av hvilke vedlikehold eller reparasjoner konstruksjonen har behov for. I OFU-prosjektet har problemdefinisjonene også vært utgangspunktet for utvikling av løsninger på de forhold som er beskrevet i problemdefinisjonene.

I praksis vil det som regel være problematisk å fastslå hvilken tilstand en brukonstruksjon er i. Vanskelighetene ved å bestemme hvilken av problemdefinisjonene som best beskriver en betongoverflate vil ikke være mindre. Problemdefinisjonene i seg selv vil neppe fjerne mye av tvilen det måtte være om fastsettelse av en flates tilstand.

Som hovedregel vil ulike deler av en flate ha ulike tilstander. Det kan være arealer med problem F1, F2 og F3 på samme flate. For en flate med en del rustflekker kan det også være spørsmål om problemet er F3, eller om det er F2 med enkelte P1 og P3 felter. Det er usikkerhet ved om en har kunnet lokalisere alle P1-P3 problemene på en flate. Det vil også være usikkerhet ved hvilken form for korrosjon som måtte pågå, groptæring eller jevn overflatekorrosjon. Det er neppe til å unngå at tolkningen av inspeksjoner vil måtte ha et betydelig element av subjektivt skjønn basert på erfaring i seg.

Forutsetningen for at et produkt (materiale/metode-kombinasjon) kan sies å være dokumentert løsning, er at problemet, dvs. forutsetningene for produktets funksjon, er klart definert. Jo mer diffust en flates tilstand og reparasjonsbehov er definert, desto større er risikoen for at de valgte reparasjonsløsningene blir mislykkede. Benyttelse av dette prosjektets problemløsninger og produktdokumentasjoner medfører derfor at det må hvile *et stort ansvar på tolkningene av inspeksjonen.*

Tilstandsbeskrivelse av en betongoverflate som f.eks. F3 eller F2 + (P1-P3) vil kunne være en faglig vanskelig vurdering. Slike tolkningsdilemmaer kan med fordel omtales i tolkningen av inspeksjonen. Ved en senere vurdering av reparasjonsstrategien kan eventuelt slike dilemmaer finne en praktisk løsning ved at den valgte strategi både vil være teknisk og kostnadsmessig betinget. Dersom kostnadene ved reparasjon av F2 + (P1-P3) overstiger kostnadene ved reparasjon av F3, vil det være riktig å klassifisere flaten som F3. Omfanget av (P1-P3)-reparasjoner vil normalt være langt mindre dersom flaten klassifiseres som F3 enn om den klassifiseres som F2.

Generelt bør tilstandsbeskrivelsen holdes adskilt fra spørsmål om reparasjonsstrategier. Om disse blandes sammen, «tildekkes» de enkelte strategiene, eller en risikerer å bli svært skuffet over reparasjonsresultatene.

8. Vedlikeholdsstrategier inklusiv statiske vurderinger

8.1 Generelt

Målet er at bruer skal ha en total levetid på 100 år med lavest mulige vedlikeholds-kostnader uten at bæreevnen eller trafikksikkerheten reduseres. Det kan gjøres på forskjellige måter:

- Gjøre minimalt de første årene og ta det tunge vedlikeholdet når det dukker opp.
- Starte med periodisk vedlikehold tidlig for om mulig å unngå eller utsette det tunge vedlikeholdet.

Spørsmålet vil være hva som er mest lønnsomt i det lange løp. Det er mulig å gjøre grove beregninger av dette ved å utrede alternative vedlikeholdsstrategier hvor det antas hvilke tiltak som må utføres i løpet av bruas levetid og hvor ofte de må utføres. De vanligste strategiene som benyttes ved slike beregninger er:

1. Ingen tiltak
2. Midlertidige tiltak
3. Omfattende tiltak.

Nedenfor er det gitt en kort forklaring av hva en legger i disse strategiene:

Strategi 1. Ingen tiltak: Denne kan være aktuell på bruer med liten skade og/eller skadeutvikling som går svært langsomt. Denne strategien kan også være aktuell for større og alvorligere skader hvor en ønsker å ta ut restlevetiden for så å skifte ut skadde elementer eller bygge ny bru.

Strategi 2. Midlertidige tiltak: Denne strategien kan være aktuell å benytte der en f.eks. ønsker å utsette tidspunktet for et større vedlikehold. Strategien kan også brukes der det er aktuelt å reparere de mest skadede elementene for å utnytte restlevetiden for de øvrige elementene.

Strategi 3. Omfattende tiltak: Denne strategien benyttes der en ønsker en full istandsetting av brua for å gi lengst mulig total levetid. Dette kan omfatte både tiltak for å forebygge at skader utvikler seg og reparasjon og vedlikehold av skader som har utviklet seg.

Gimsøystraumen bru er bare 15 år gammel og målet er at den skal repareres og vedlikeholdes slik at den oppnår den forutsatte levetiden. Dette betyr at strategi 3 er den mest aktuelle. Innen denne strategien finnes det mange mulige metoder med

variable kostnader. Disse kan variere fra enkle metoder for hydrofobering til forskjellige typer overflatebehandling, kloriduttrekk og katodisk beskyttelse.

Valg av vedlikeholdsstrategi/-metode er i mange tilfeller knyttet opp mot hvilke utnyttelsesgrader eller reserver den aktuelle brua har. Det kan derfor være nødvendig å foreta en statisk analyse av brua før disse endelig fastlegges. I dette tilfellet ble dette gjort, se kapittel 6.7.

Kostnadene for hver metode beregnes med prisnivå i det året beregningene utføres.

For å kunne sammenligne de ulike metodene må det utføres en beregning av nåverdier for hver av disse. Nåverdiene utføres med en realrente på 7 % som er i tråd med det Statens vegvesen vanligvis benytter.

Denne type beregninger er delvis sammenfallende med det som benyttes ved beregning av levetidskostnader for byggverk. NS 3454 angir at levetidskostnader for et byggverk er:

$K = K_0 + FDV_n - R_n$

K_0 = byggekostnad
FDV_n = nåverdi av alle FDV-kostnader i løpet av levetiden
R_n = nåverdi av byggverkets restverdi ved brukstidens utløp.

I dette tilfellet er formålet er å finne frem til hvilke vedlikeholdsmetode som er mest lønnsom. I slike tilfeller er det ikke nødvendig å ta med byggekostnaden.

Det er vanlig at en tar for seg vedlikeholdstiltak innenfor en tidsperiode på 30-40 år, da nåverdien av tiltak som utføres etter dette vil være neglisjerbare. I dette tilfellet ble det valgt å bruke 30 år.

Restverdien av et byggverk er den verdi dette har ved brukstidens utløp. Det vil ofte være vanskelig å stipulere dette da det ligger langt frem i tid, men i hovedprinsipp kan en tenke seg følgende tre alternativer når det gjelder fastsettelse av restverdier:

- **Restverdien kan være positiv:** Dette kan være aktuelt dersom brua har en nytteverdi når brukstiden utløper, f.eks. at den kan brukes for lavere trafikklaster eller som g/s-bru.

- **Restverdien kan være negativ:** Dette er aktuelt når brua ikke kan brukes til noe når brukstiden utløper, men må fjernes. Den negative restverdien vil da være kostnadene med å rive brua.

- **Restverdien antas å være 0:** Der den fremtidige situasjonen er usikker kan det være aktuelt å sette restverdien til null.

Hva som bør brukes som restverdi i dette prosjektet, er vanskelig å vite. Dersom *en* av strategiene/metodene fører til at standarden på brua generelt er lavere etter den betraktede perioden enn ved bruk av andre strategier/metoder kan det være aktuelt å benytte en positiv eller negativ restverdi. På dette tidspunktet har en imidlertid ikke data som sier noe om dette. Det ble derfor forutsatt at alle vedlikeholdsstrategiene/-metodene ikke endrer standarden på brua. Det betyr at restverdi i dette tilfeller ble satt til null.

For dette prosjektet er det bare sett på kostnadene for større vedlikeholdstiltak. Kostnader til driftstiltak som rengjøring, inspeksjon, brøyting, strøing osv. er ikke tatt med, da de vil bli like for alle strategiene. Unntaket er kostnader til løpende kontroll av katodiske anlegg.

Med bakgrunn i ovennevnte blir formel for utregning av nåverdier:

$$N = V_{t1}(1+r)^{-t1} + V_{t2}(1+r)^{-t2} + V_{t3}(1+r)^{-t3} + \ldots\ldots V_{tn}(1+r)^{-tn}$$

N = nåverdi
V_{t1} = kostnad vedlikeholdstiltak ved tid t1
V_{t2} = kostnad vedlikeholdstiltak ved tid t2
r = realrente (7 %).

De utførte levetidsvurderingene er *ikke* basert på målte verdier eller matematiske modeller, men er basert på skjønn og erfaring. Dette skjønnet er benyttet for å anslå hvor raskt en skade vil utvikle seg uten vedlikehold og hvor effektive de valgte tiltak vil være. Videre hvor lang levetid de forskjellige vedlikeholdstiltak vil ha.

Det er selvsagt mange usikkerheter forbundet med slike skjønnsmessige vurderinger, men det viktige er at det benyttes like prinsipper for alle strategiene/metodene og at en etterpå vurderes hva konsekvensen av endrede forutsetninger vil få for resultatet.

For prøvereparasjonene i 1994 og 1995 ble det foretatt en vurdering av forskjellige vedlikeholdsmetoder.

8.2 Vedlikeholdsmetoder prøvereparasjon 1994

Prøvereparasjon 1994 ble utført på søylene. Grunnlaget var hovedinspeksjon og spesialinspeksjon hvor det var angitt at skadeomfanget var lite. Det var ikke satt opp enhetspriser i forbindelse med prøvereparasjon 1993.

Vurdering av vedlikeholdsmetoder ble derfor utført på et mer generelt grunnlag for kloridinfisert betong og med erfaringspriser fra andre prosjekter.

Det ble tatt utgangspunkt i betong med følgende gjennomsnittlige kloridnivåer i overdekningssonen:

- lavt kloridinnhold (< 0,4 % av sementvekt)
- middels kloridinnhold (0,4-1,2 % av sementvekt)
- høyt kloridinnhold (> 1,2 % av sementvekt).

Det ble videre forutsatt at det ikke var korrosjon på statisk armering for lavt og middels kloridinnhold og at det for høyt kloridinnhold var begynnende korrosjon på statisk armering og behov for mekanisk reparasjon på ca. 15 % av arealet.

I forhold til den terminologi som ble benyttet senere i prosjektet, se kapittel 3, tilsvarer det:

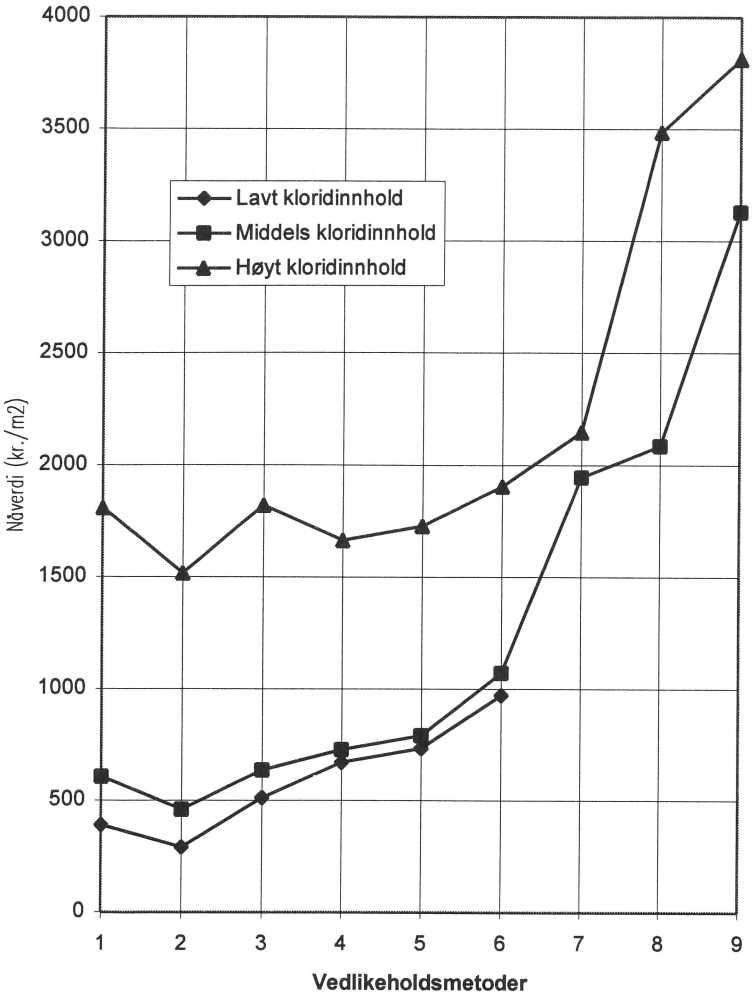
- lavt kloridinnhold = Fase 1
- middels kloridinnhold = Fase 2
- høyt kloridinnhold = Fase 3.

Følgende vedlikeholdsmetoder ble vurdert:

1. Ingen periodisk tiltak
2. Impregnering
3. Slemming + impregnering
4. Diffusjonsåpent belegg
5. Diffusjonstett belegg
6. Ekstra overdekning + overflatebehandling
7. Kloriduttrekk + overflatebehandling
8. Fjerne kloridholdig betong - oppmørtling - overflatebehandling
9. Katodisk beskyttelse.

Metode 1 innebærer at det ikke utføres noe tiltak nå, men kun i fremtiden når statiske behov tilsier det.

For hver av de ovennevnte metodene ble det beskrevet hvilke tiltak som ville være nødvendig i løpet av de neste 30 årene. Resultatet av de kostnadsmessige sammenligningene av disse metodene er gjengitt i figur 8.2.-1.



Figur 8.2-1: Sammenligning av kostnader for ulike vedlikeholdsmetoder.

Figur 8.2-1 viser at for alle kloridnivåene har metode 2 de laveste nåverdiene. Det må imidlertid bemerkes at det i praksis er forholdsvis liten forskjell i kostnader mellom metodene 1-5. Det er først når en går over til metodene 6-9 at kostnadene øker vesentlig.

En ser også at metode 1 Ingen tiltak også er et alternativ, men likevel ugunstigere enn metode 2.

Selv om det er visse usikkerheter med denne type vurderinger vil det, med de klorid-innholdene og skadeomfangene som er forutsatt, være økonomisk gunstig å utføre impregnering/overflatebehandling framfor tyngre vedlikeholdstiltak som første tiltak. For større skadeomfang og mer alvorlig korrosjon kan dette bildet endre seg.

De statiske beregningene, se kapittel 6.7, tilsier også at periodisk vedlikehold er et aktuelt alternativ for søylene.

8.3 Vedlikeholdsmetoder prøvereparasjon 1995

Prøvereparasjon 1995 omfattet undersiden av overbygningen i spenn 1 og 2. Dette er det området som har mest skader.

Spennene 1 og 2 har lengder på henholdsvis 65 m og 126 m og har et totalt areal på ca. 2500 m^2 (vegger og underside av vinger og kasse).

I tabell 8.3-1 er det angitt %-andeler av arealene som har kloridinnhold over 0,4 % og 0,6 % av sementvekten ved forskjellige dybder.

Tabell 8.3-1: Arealandeler.

Andel Cl-innhold	10-20 mm	20-30 mm	30-50 mm
> 0,4 % av sementvekten	**69 %**	41 %	17 %
> 0,6 % av sementvekten	54 %	**28 %**	12 %

Det ble antatt at dybdenivå 10-20 eller 20-30 var mest aktuelle å vurdere i forbindelse med fjerning av kloridholdig betong. Det var imidlertid usikkert hvilke av disse intervallene som var det riktige samtidig som en heller ikke visste hvilke av kloridnivåene som burde brukes. Det ble derfor valgt å se på følgende 2 ytterpunkter for å dekke opp disse usikkerhetene:

a) ~70 % av arealet over kritisk verdi
b) ~30 % av arealet over kritisk verdi.

Ovennevnte ble lagt til grunn for tyngre tiltak som fjerning av kloridholdig betong og kloriduttrekk.

I felt 1 og 2 ble det registrert følgende typer problemer/skader:

- lm med monteringsstenger med armeringsstoler og utstikkende spiker
- lm monteringsstenger med bom (bør regne ca. 200 lm)
- ca. 300 lm monteringsstenger med korrosjon (bør regne ca 400 lm)
- armeringsstoler som må hugges ut (antar ca. 400 stk.)
- m^2 med bomsoner (regner ca. 10 m^2)
- flateskader (antar ca. 20 m^2)
- antar ca. 300 punktskader pga. spiker
- hull etter kloridprofiler (Ø 16 mm og dybde 75 mm)
- områder med kloridinnhold over kritisk verdi, se nedenfor
- det er biter av bindtråd på hele undersiden av bunnplaten
- riss med rissvidde inntil 0,2 mm i veggene
- områder med porer i overflaten
- støpeskjøter med riss/dårlig utstøping.

For denne prøvereparasjonen ble følgende vedlikeholdsmetoder vurdert:

1. Ingen periodisk tiltak
2. Lokale reparasjoner av synlige skader og overflatebehandling
3. Meisling av kloridholdig betong, ny overdekning, lokale reparasjoner og overflatebehandling.
4. Lokale reparasjoner, kloriduttrekk og overflatebehandling
5. Lokale reparasjoner og katodisk beskyttelse.

Det kunne også være aktuelt med en kombinasjon av flere av disse metodene på de aktuelle spennene, f.eks. metode 2 kombinert med metode 4 eller 5 der det var mest skader. Dette ble imidlertid ikke tatt med i denne vurderingen.

Ved prøvereparasjonen 2 i 1994 hvor det ble benyttet svært mange produkter. Ved denne prøvereparasjonen ble disse begrenset til:

- Hydrofobering
- Protect Lasur
- Cem-Elastic.

Grunnlaget for kostnadene for de forskjellige prosessene var prisene fra prøvereparasjonen i 1994. I de etterfølgende tabellene er det beskrevet hvilke tiltak som kan være aktuelle for de forskjellige vedlikeholdsmetodene de neste 30 årene. Usikkerhetene for de enkleste vedlikeholdsmetodene, som f.eks. hydrofobering, er forsøkt ivaretatt ved hyppigere tiltak.

Tabell 8.3-2: Tiltak for metode 1.

Tiltak år	Tiltak
1995	Ingen
2005	Lokale reparasjoner Katodisk beskyttelse
2015	Fornying av 20 % av katodisk anlegg

Tabell 8.3-3: Tiltak for metode 2.

Tiltak år	2a) Hydrofobering + Lasur	2b) Hydrofobering + Slemming
1995	Reparasjon Overflatebehandling	Reparasjon Overflatebehandling
2005	Reparasjon Overflatebehandling	Ingen tiltak
2010	Ingen tiltak	Reparasjon Overflatebehandling
2015	Reparasjon Overflatebehandling	Ingen tiltak

Tabell 8.3-4: Tiltak for metode 3.

Tiltak år	3a) Fjerne 70 %	3b) Fjerne 30 %
1995	Fjerne 70 % av Cl-betong Overflatebehandling	Fjerne 30 % av Cl- betong Overflatebehandling
2005	Ingen tiltak	Fornye overflatebehandling
2010	Fornye overflatebehandling	Ingen tiltak
2015	Ingen tiltak	Fornye overflatebehandling

Tabell 8.3-5: Tiltak for metode 4.

Tiltak år	4a) Uttrekk på 70 %	4b) Uttrekk på 30 %
1995	Kloriduttrekk på 70 % Overflatebehandling	Kloriduttrekk på 30 % Overflatebehandling
2005	Ingen tiltak	Fornye overflatebehandling
2010	Fornye overflatebehandling	Ingen tiltak
2015	Ingen tiltak	Fornye overflatebehandling

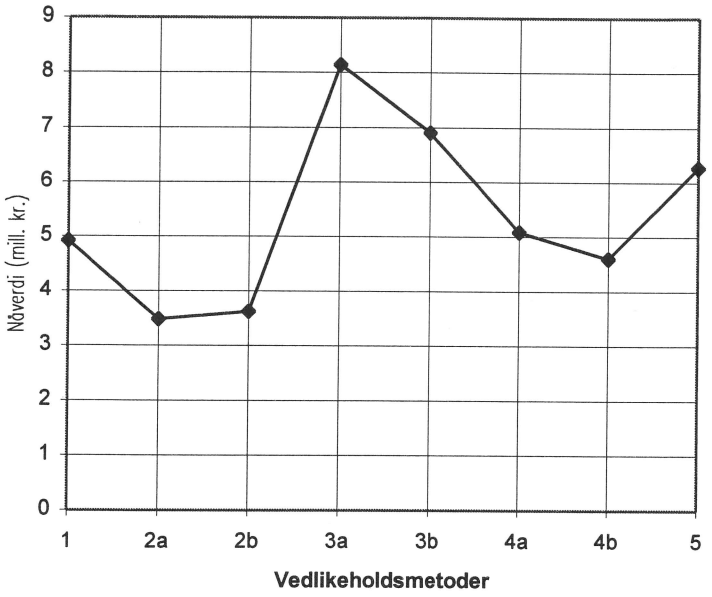
Tabell 8.3-6: Tiltak for metode 5.

Tiltak år	Tiltak
1995	Reparasjon Katodisk beskyttelse
2010	Fornyet 25 % av katodisk beskyttelse

Det gjøres oppmerksom på at kostnader for kontroll og oppfølging av det katodiske anlegget ikke er tatt med.

Oppsummering

I figur 8.3-2 er det foretatt en sammenstilling av nåverdiene for de enkelte metodene.



Figur 8.3-2: Sammenstilling av nåverdier for forskjellige vedlikeholdsmetoder.

Vedlikeholdsmetodene i økende kostnadsrekkefølge er:

1. 2a: Hydrofobering og lasur
2. 2b: Hydrofobering og slemming
3. 4b: 30 % kloriduttrekk og overflatebehandling
4. 1: Ingen periodisk tiltak
5. 4a: 70 % kloriduttrekk og overflatebehandling
6. 5: Katodisk beskyttelse
7. 3b: Fjerne 30 % Cl-betong og overflatebehandling
8. 3a: Fjerne 70 % Cl-betong og overflatebehandling.

Metode 2a er altså den kostnadsmessig mest gunstige selv om forskjellen til metode 2b er ubetydelig. Levetiden for de 2 metodene vil imidlertid være svært utslagsgivende og kan raskt endre dette bildet.

Sammenligningen viser også at det kan være lønnsomt med metode 4 dersom omfanget ikke er for stort.

I denne sammenligningen er det ikke tatt hensyn til at 1995 ikke nødvendigvis var mest optimal tidspunkt for utførelsen av første tiltak. Dette vil spesielt gjøre at metode 3-5 vil kunne bli noe gunstigere.

Det er heller ikke tatt hensyn til at noen av vedlikeholdsmetodene kan endre bruas standard i forhold til andre metoder.

På samme måte som for prøvereparasjon 1994 ser en at det vil være visse usikkerheter med denne type vurderinger. Men det viser seg likevel å være økonomisk forsvarlig å utføre hydrofobering/overflatebehandling framfor tyngre vedlikeholdstiltak.

Selv om overflatebehandling er høyst usikker mht. muligheten for å redusere videre skadeutvikling når armeringskorrosjon har startet opp, var risikoen forbundet med å prøve overflatebehandling på Gimsøystraumen bru liten. Kostnadene var lave og det er mulighet for å korrigere med mer omfattende reparasjoner og vedlikehold på et senere tidspunkt dersom dette slår feil. Med unntak av områdene med spennkabler bidrar overkapasiteten statisk til at det ikke er noen fare for at feilslått overflate-behandling kan føre til for lav bæreevne på kort sikt.

9. Erfaringer om klima-påkjenning og tilstands-vurdering på ei stor kystbru

9.1 Klimapåkjenning

Kystklimaet ved Gimsøystraumen bru er karakterisert av følgende:

Klimaet varierer relativt lite over året, det er milde vintrer og kjølige somrer. Vind og nedbør er karakteristisk året rundt. På brustedet er det en klart dominerende vindretning fra sør-sørvest. Det er også den vindretning som gir mest nedbør. Det er få perioder med minusgrader.

For betongen resulterer dette i høyt fuktinnhold, liten frostpåvirkning og lite karbonatisering. Fuktinnholdet i betongen er bemerkelsesverdig høyt og konstant, uavhengig av årstid, tørkeperioder og sted på konstruksjonen.

9.2 Eksponering for klorider

Eksponeringsforholdene er svært varierende for ulike deler av konstruksjonen. I første rekke er det lokalklimatiske forhold på konstruksjonen som avgjør eksponeringen og kloridinntrengningen. Følgende hovedfaktorer er dokumentert i prosjektet å være dominerende med hensyn til kloridinntrengning:

1. Høyde over sjø. Påkjenningen er stor opp til 12-15 m over sjø for deretter å avta med høyden.

2. Lo/le-effekten. Kloridbelastningen er mye større på le-flatene enn på lo-flatene. Med le-flater menes ikke bare flater som ligger i le for vind, men også flater som er beskyttet mot nedbør, dvs. nordside og underside av overbygningen og østside og nordside av søyler.

3. Størrelse og form på værpåkjente flater. Påkjenningen er større på store tverrsnitt og tverrsnitt med uheldig geometrisk utforming (og spesielt på le-siden av disse) i nærheten av søyler.

4. Mikroklima nederst på søyler. Kloridinnholdet avtar (men er fortsatt høyt) på de nedre delene av søylene.

Disse hovedfaktorene virker sammen, og avgjør til sammen bildet av kloridinntrengningen.

Størst kloridinntrengning på overbygningen har en på le-siden av store flater i liten høyde over sjøen. Underkant bruoverbygning hører definitivt med blant le-flatene. De nevnte hovedfaktorenes betydning er illustrert i figurene 5.3-10-11 og 5.3-19-23.

Det må nevnes at kloridinntrengning i undervannsfundamenter og overkant brudekke ikke ble undersøkt i prosjektet. En kan derfor ikke si noe om eksponeringsforholdene for disse flatene.

Kloridinntrengning er å betrakte som den viktigste årsaken til skadeutvikling, og den en bør ha størst oppmerksomhet rettet mot. Det må likevel nevnes at lo-flater, som er relativt mindre utsatt for kloridinntrengning, har en tydelig påvirkning som gir utluting av sementlimet. Dette ser en tydelig ved at flatene har tapt den opprinnelige sementhuden og blitt «sandige», som om de skulle vært sandblåst. I et lengre tidsperspektiv vil en sannsynligvis bli nødt til å ta hensyn også til denne påkjenningen, i alle fall der hvor overdekningen er liten fra starten av.

9.3 Materialundersøkelsenes pålitelighet

I prinsippet er det usikkerhet om nøyaktigheten av alle undersøkelsesmetoder. «Feilen» i resultater kan være tilfeldige, dvs. både «pluss» og «minus», eller de kan være systematiske, dvs. systematisk på «plussiden» eller på «minussiden» i forhold til det korrekte.

Det mediet en måler på, eller den egenskapen en måler, har også normalt variasjoner både over tid og sted. Et inhomogent materiale som betong vet vi har relativt store variasjoner som, avhengig av prøvestørrelsen, innvirker på resultatene. For målinger på betong må en derfor alltid være forsiktig med ikke å tillegge resultatene større sikkerhet enn det de i virkeligheten har.

Hvor stor andel av variasjonen i resultater som skyldes målemetodens usikkerhet (egenspredning) og hvor stor andel som skyldes reelle variasjoner i mediet som måles, er det ofte vanskelig å ha noen formening om. Generelt bør en vise forsiktighet med hensyn til å stole på enkeltresultater, men der flere enkeltresultater underbygger og støtter hverandre, kan en vise større tillit til at de er riktige.

Nedenfor gis en vurdering av noen av materialundersøkelsenes pålitelighet i dette prosjektet.

Armeringsoverdekning
Fra tidligere er erfaringen at overdekningsmålere gir relativt pålitelige resultater ved måling mot enkeltjern med overdekning innenfor sondens måleområde, men at målinger

mot dobbeltjern og mer kompliserte armerings-konfigurasjoner er mer upålitelige. Generelt gir overdekningsmålere for lave verdier når en måler mot flere jern.

Overdekningsmålingene i dette prosjektet var systematiske og meget omfattende (se kapittel 5.3.4). For at tilfeldigheter ikke skulle få utslag, ble det foretatt flere målinger systematisk på hvert lite område. Med jevne mellomrom ble det meislet inn til armeringen for kontroll av verdiene.

Til tross for dette er det i den videre behandlingen av resultatene avdekket enkelte svakheter i måleopplegget på bruoverbygningen:

- Det instrumentet som ble brukt (Micro Covermeter med standard sonde) er neppe blant de mest nøyaktige og pålitelige på markedet. Det viser ofte for lave verdier.

- I målingene er det ikke gjort klar forskjell på monteringsstenger og konstruktiv armering, som hadde tilsiktet overdekning på henholdsvis 20 og 30 mm. De samlede målingene er derfor en blanding av begge, med ukjent blandingsforhold.

- Ut fra armeringstegningene vet en at det er svært mye omfaringsskjøter. Måleopplegget har muligens ikke tatt tilstrekkelig hensyn til denne feilkilden.

Resultatet av disse svakhetene kan være at det har oppstått en systematisk feil ved at det generelt er angitt for lave overdekningsverdier. I forbindelse med prøvereparasjonen i 1993 ble det utført nye og mer detaljerte overdekningsmålinger i de aktuelle prøve- og referansefeltene. Disse viste omtrent samme variasjon i overdekning som spesialinspeksjonen i 1992, men systematisk noe større overdekning. Forskjellen kunne dreie seg om ca. 5 mm, ca. 27 mm gjennomsnitt i stedet for ca. 22 mm. Det antas at årsaken til denne forskjellen skyldes at monteringsstengene er med i målingene fra 1992.

Kloridmålinger

Kloridinnholdet i betongen er i hovedsak analysert med RCT-metoden på betongstøv utboret direkte fra konstruksjonen. Noen av prøvene er i tillegg analysert med potensiometrisk titrering som en kontroll. Ved spesialinspeksjonen i 1992 var det avvik på $\pm$ 15 % mellom disse metodene.

Tilsvarende kontrollmålinger ble utført ved forhåndskartleggingen i 1993. Analyseverdiene med RCT varierte fra 54-79 % (gjennomsnitt 67 %) av analyseverdiene med potensiometrisk titrering.

Potensiometrisk titrering ble i 1994 kontrollert mot referansestøv med kjent kloridinnhold. Kontrollen viste at for lave kloridinnhold (ca. 0,2 % av sementvekt) viste titreringen 36-56 % for høye verdier. Ved høye kloridinnhold (ca. 3 % av sementvekt) viste titrering 2-5 % for lave verdier.

Som en ser er det svært store variasjoner i verdiene de ulike målemetodene gir. Det er derfor viktig at det utføres kontrollmålinger på f.eks. referansestøv for å dokumentere riktigheten av de verdiene som oppgis. Hovedmengden av målingene i prosjektet ble utført i 1992 og disse målingene synes å ligge innenfor akseptable grenser.

EKP-målinger
EKP-målinger er utført med «Bloodhound». Hvilken målenøyaktighet selve apparatet har er ukjent. Imidlertid synes det ganske klart at det mediet en måler på, kombinasjonen betong/armering i elektrokjemisk sammenheng, kan være en variabel materie. Dette kan vise seg ved motstandsverdier som en ikke finner en fornuftig forklaring på.

I prinsippet angir potensialmålinger et øyeblikksbilde. Det er velkjent at potensial- og motstandsverdiene varierer betydelig over tid, bl.a. avhengig av temperatur og fuktforhold i betongen. I denne rapporten omhandles kun potensialverdiene over en flate på måletidspunktet. Variasjonen i potensialer osv. over tid omhandles i /33/.

På bakgrunn av vurderinger og tanker som ble gjort i en tidlig fase av prosjektet, kan det bemerkes at det kan være tendens til å tolke absoluttverdiene for potensiale, dvs. de fargekodingene Bloodhound gir og de fargelagte potensialkartene Bloodhound dermed produserer, mer bokstavelig enn de fortjener. Programmeringen av Bloodhound fortoner seg som en «black box». Dette er ikke nevnt som en kritikk av Bloodhound eller bruken av denne, men som en påminnelse om at det en ikke forstår fullt ut, bør en også være forsiktig med å stole blindt på.

Et par momenter med hensyn til utførelse og tolkning av potensialmålinger skal nevnes:

- Det er kun selve målepunktet for hver enkelt potensialmåling som skal fuktes for å få kontakt mot betongoverflaten. Fukting av hele konstruksjonsdelen gir mer upålitelige, i verste fall ubrukelige resultater.

- Potensialdifferansene har trolig større betydning enn potensialenes absoluttverdier mht. tolkningen av korrosjonsrisiko. Dette er noe Bloodhound tar hensyn til, riktignok i sin «black box».

For denne delen av prosjektet fortoner det seg forsatt å være en god del uklarhet om bruk og tolkning av EKP-målinger. Temaet er nærmere behandlet av prosjektets elektrokjemisk ekspertise i /33/.

9.4 Sammenheng mellom undersøkelsesresultater

I prosjektet er der gjort betydelige anstrengelser for å forbedre forståelsen av hvor armeringskorrosjon pågår, og hvilke tilstander som utløser armeringskorrosjon. Det er

også utført et meget stort antall oppmeislinger inn til armeringen for å lese direkte det en har antatt som «fasit-svaret», armeringens korrosjonsgrad.

Resultatene viser at det er klare tendenser til sammenheng mellom:

- kloridinnhold og korrosjonsgrad
- potensiale og korrosjonsgrad.

Disse sammenhengene viser imidlertid meget stor spredning. Dette kan tenkes at andre forhold enn kloridinnhold og potensiale kan være vel så utslagsgivende med hensyn til korrosjonsresultatet. Fuktinnhold i betongen og tilgang på oksygen kan begge være slike forhold.

Egne målinger for å verifisere/kalibrere fuktmålerne installert i brua har vist at fuktinnholdet i betongen ved armeringen er jevnt høyt og nærmest konstant over tid og sted. Det er ikke dermed sagt at fuktinnholdet i betongen ikke er en utslagsgivende faktor mht. armeringskorrosjon i Gimsøystraumen bru, men mistanken er svekket.

Fra andre prosjekter har en sett at stor overdekning i seg selv har hindret/forsinket korrosjon selv om kloridinnholdet har vært høyt. Dette kan være en indikasjon på at oksygentilgangen til armeringen kan være den praktisk utslagsgivende faktoren i tillegg til kloridinnhold. Ved oppmeisling (se kapittel 5.6.3) ble det observert korrosjonsprodukter med vekslende farge, noe som kan tyde på at korrosjon har pågått ved lav oksygentilgang. Sluttrapport /33/ drøfter dette nærmere.

Med hensyn til å etablere sammenhenger mellom korrosjonsgrad og bestemmende faktorer, må det også nevnes at selve «fasiten», korrosjonsgraden, kan være variabel/ upålitelig. I selve oppmeislingspunktet er nok observert korrosjonsgrad riktig, men hvis korrosjonen varierer i vesentlig grad langs armeringen (noe som er høyst trolig), ligger det betydelig tilfeldighet i hvilken korrosjonsgrad som er knyttet til de ulike kloridinnholdene og potensialene.

9.5 Mulighet for videre analysering av resultater

I prosjektet er det utført omfattende materialundersøkelser som har gitt et stort datamateriale. Ved avslutningen av prosjektet har en følelse av at dette materialet kunne vært analysert dypere enn hva tiden har gitt anledning til.

Dette materialet som har sammenhørende verdier for:

- korrosjonsgrad for armeringen
- kloridinnhold
- EKP-nivå

- elektrisk motstand
- overdekning og
- fuktinnhold.

kunne muligens behandles ved hjelp av statistiske metoder for å finne en bedre nøkkel for vurdering av sannsynlighet for armeringskorrosjon enn det som er gjort i dette prosjektet.

For søylene, som nesten alltid er sterkt utsatte konstruksjonsdeler på ei kystbru, har en i dette tilfellet meget omfattende data for fordeling i kloridinnhold i varierende høyde. Disse dataene kunne kanskje benyttes til å utarbeide en fenomenologisk regnemodell for kloridbelastning på søyler.

Ut fra fordelinger i kloridinnhold, potensialer og observerte skader synes det relativt klart at eksponeringen av betongoverflatene er styrt av aerodynamiske forhold. Dette aktualiserer sterkt utviklingen av en aerodynamisk regnemodell. Innen dette prosjektet burde det være tilstrekkelige data for å kalibrere regnemodellen. En slik regnemodell kunne benyttes ved vurderingen av ulike brukonsepter i planleggingsfasen for nye bruer. Det er også mulig at en slik regnemodell kunne være et hjelpemiddel for vurdering av inspeksjonsomfang og vedlikeholdsomfang på kystbruer generelt.

10. Oppsummering og anbefalinger

Anbefalingene i det etterfølgende gjelder for store kystbruer i armert betong.

10.1 Data fra byggetiden

Ved vurdering av inspeksjonsresultater og laboratorieundersøkelser av prøvestykker fra ei bru, er det selvfølgelig av stor betydning å ha pålitelige data om betong og utførelse fra den gangen brua ble bygget, herunder også hvilke reparasjoner som ble utført i byggefasen. Dette er ingen nyhet, men likevel av så stor betydning at det må påpekes.

Om dokumentene fra byggingen er tilgjengelige i et arkiv, er det likevel ofte to problemer:

1. Stor dokumentmengde
2. Usikker pålitelighet av data som f.eks. betongresepter.

Under bygging skjer det også ofte utilsiktede hendelser som kan ha betydning for senere vedlikehold, eller som kan ha betydning for tolkning av inspeksjonsresultater. Slike forhold kan være manglende dokumentert, eller gjemt bort i en stor dokumentmengde.

Sett ut fra behovet for raskt tilgjengelig, pålitelig dokumentasjon fra byggetida, burde en byggverksforvalter som Statens vegvesen lagt betydelig større vekt på oversiktlig presentasjon av kontrollerte opplysninger. Kanskje er det tilstrekkelig med sterkere fokusering på dette forholdet, muligens kan det være ønskelig med tydeligere retningslinjer. Trolig er noe av problemet at fordi det ikke er tid til å lage den komplette og perfekte oversikten, lages det ingen oversikt i det hele tatt.

10.2 Lokaliseringssystem

Inspeksjon og tilstandsvurdering skal forutsetningsvis utføres om og om igjen i bruas levetid. Hver enkelt inspeksjon bør ses i sammenheng med de foregående for å kunne fastslå i hvilken grad og eventuelt hvor raskt tilstanden endrer seg.

For å kunne vurdere hastigheten av f.eks. kloridinntrengning eller armeringskorrosjon, er det en nødvendighet at lokaliseringen av materialundersøkelser er bestemt, slik at målinger kan utføres på samme sted neste gang.

Det bør etableres et lokaliseringssystem for brua før noen inspeksjoner eller materialundersøkelser utføres. Fortrinnsvis burde dette lokaliseringssystemet fastlegges allerede ved byggingen, slik at eventuelle reparasjoner og hendelser i byggetida også kunne lokaliseres i det samme systemet.

Lokaliseringssystemet forutsettes brukt ved alle inspeksjoner og materialundersøkelser i hele bruas levetid. Eventuelle reparasjoner osv. må også beskrives i dette lokaliseringssystemet.

For å sikre lettvint bruk og pålitelig stedsangivelse innenfor lokaliseringssystemet, kan det være aktuelt å plassere faste lokaliseringspunkter (bolter) på brua med jevne mellomrom. I dette må også inngå lokaliseringspunkter for aksene. Det bør slås inn et identifiseringsmerke i boltene. 10 m kan være en hensiktsmessig avstand mellom boltene. Noen av punktene bør være tilgjengelige fra bruas overside for å lette plassering av tilkomstutstyr/stillas ved inspeksjoner/reparasjoner.

Ved elektrokjemiske målinger er det behov for armeringskontakt. For å slippe å etablere ny armeringskontakt ved hver inspeksjon, og for å ha relativt kort avstand til en armeringskontakt, kan det være aktuelt at lokaliseringspunktene utføres med armeringskontakt.

10.3 Tilkomst på brua

Tilkomst på ei bru er som regel vanskelig og krever spesialutstyr. Forsvarlige arbeidsforhold er en forutsetning for å utføre godt arbeid, enten det gjelder inspeksjon eller reparasjon.

Det må velges tilkomstutstyr som gjør det mulig å komme til på de områdene hvor det er forventet at vedlikeholdstiltak kan være nødvendig. Ved inspeksjon på vanskelig tilgjengelige flater bør en ha med alt av utstyr som kan vise seg nødvendig å benytte, deriblant flikkemateriale etter prøvetaking, slik at en slipper å ordne tilkomsten der mer enn én gang.

Under utførelse av reparasjonsarbeider bør det benyttes tilkomstutstyr som også tilgodeser entreprenørens KS-tiltak og byggherrens kontroll av alle faser av arbeidene.

10.4 Planlegging og gjennomføring av inspeksjoner

Erkjennelsen av at inspeksjoner skal gjennomføres om og om igjen, og at vedlikeholdstiltak også er hendelser i en lang kjede, bør ha innvirkning både på forberedelser, gjennomføring og etterbehandling av inspeksjonsresultater. Observasjoner og data fra inspeksjoner bør presenteres så oversiktlig at det er lett å ta det fram igjen - og benytte dataene sammen med nye data.

Erfaringer fra Gimsøystraumen bru og andre bruer har gitt grunnlag for å planlegge inspeksjoner mer målrettet enn da kystbruprosjektet startet opp. Vi vet nå en del mer om klimapåkjenninger og hvor skader først utvikles, og kan benytte dette ved lokalisering av materialundersøkelser.

Vi snakker ikke lenger om «betongens tilstand» eller «konstruksjonens tilstand» generelt, men om hvilke faser enkelte konstruksjonsdeler eller enkeltflater på visse konstruksjonsdeler befinner seg i. Spørsmålene er om noen flater trenger en eller annen form for reparasjon, og om nedbrytingsprosessen på andre flater eventuelt går med så stor hastighet at vedlikehold er nødvendig.

Det er dokumentert at kloridbelastningen på Gimsøystraumen bru bestemmes av faktorene beskrevet i kapittel 9.2, og en mener at dette også kan gjelde andre kystbruer.

Siden flere av disse faktorene er avhengig av vind og nedbør vil dominerende vindretning på brustedet og hvilken vindretning nedbøren kommer med si mye om hvilke flater som vil være mest påkjent med hensyn på kloridinntrengning. Topografiske forhold på brustedet kan være avgjørende for hva som er dominerende vindretninger.

I tillegg vil utseendet av betongoverflatene også kunne fortelle mye:

- Flater som beholder en mørkere farge (er fuktigere) har gjerne høyere kloridinnhold, fordi klorider binder fukt. Mørk flate kan også skyldes forskalingshud og herdeforløp.

- Flater som ser ut som om de er mer eller mindre sandblåst/sandvasket, er lo-flater som sannsynligvis har lavere kloridinnhold enn på motsatt side.

Ved rutinemessige inspeksjoner, som f.eks. hovedinspeksjon, bør det legges vekt på slike visuelle observasjoner når det gjelder lokalisering av materialundersøkelser.

Lokaliseringen av undersøkelsene bør velges ut fra hvilke spørsmål en søker svar på, f.eks.:

1. Er det nødvendig å utføre vedlikeholdstiltak
2. Hva må omfanget av vedlikeholdstiltak være.

Ved hovedinspeksjon utføres materialundersøkelser normalt på stikkprøvebasis. Dersom dette ikke er tilstrekkelig for å gi en oversikt over konstruksjonens tilstand, bør det utføres en spesialinspeksjon med økt prøveomfang.

Kloridanalyser som inngår som en del av en inspeksjon (ikke forskning) trenger ikke utføres med de mest nøyaktige metodene. Tilfeldigheter ved valg av utboringssted vil uansett kunne gi betydelig variasjon i resultatene. Det er heller ikke nødvendig å analysere 1 eller 2 mm sjikt separat, sjikttykkelser på 10-25 mm kan i mange tilfeller være tilstrekkelig.

10.5 Kombinasjon av resultater fra materialundersøkelser

De metodene en i dag har til rådighet for undersøkelse av armeringens korrosjonstilstand, har alle en relativt stor usikkerhet. Metodene kan grovt sett *indikere,* men ikke *dokumentere* en tilstand.

For å få en sikrest mulig tolkning av inspeksjonsresultatene, må derfor metodene kombineres. Undersøkelsesmetodene er:

- Visuell inspeksjon av betongens beskaffenhet (gråtone pga. fuktbinding, porøsitet, steinreir, gamle reparasjoner, opprissing, kalkutslag osv.) og eventuelle korrosjonsutfellinger (skille mellom korrosjonsprodukter som kommer innenfra og korrosjon som skyldes biter av bindtråd og løse spiker som har ligget mot forskalingen).

- Kloridinnhold. Absolutt nivå og formen på kloridprofilene.

- EKP-målinger. Ved bruk av Bloodhound eller tilsvarende utstyr kombineres EKP-målingene med elektriske motstandmålinger.

- Overdekning. Ved slike målinger må en hele tiden sjekke instrumentets nøyaktighet og vite hva slags armering en måler på. En egen undersøkelse (Veglaboratoriets Intern Rapport nr. 1784) indikerer at en kan få tilstrekkelig pålitelige og nøyaktige målinger ved å kombinere armeringstegninger (som en må ha med ved målingene) og overdekningsmålingene.

- Oppmeislinger, observasjoner av armeringens korrosjonsgrad, kontrollmåling av overdekning.

- Eventuelle andre undersøkelser som karbonatisering.

Det anbefales å vise lokaliseringen av materialundersøkelser på tegninger hvor konstruksjonens overflater er tegnet utbrettet. Ulike typer undersøkelser kan, om nødvendig, tegnes på flere transparenter, som kan legges oppå hverandre for å gi det totale bildet.

Resultatene skal rapporteres samlet for hvert konstruksjonselement eller deler av konstruksjonselement slik at det blir lett å få oversikt over tilstanden. Ved opptegning av skader bør det benyttes en standard symbolliste.

Foruten lokalisering av lokale punktskader, bør de enkelte flatene klassifiseres etter fase i nedbrytningsforløpet (problemdefinisjon F1-F3, se kapittel 7).

10.6 Inspeksjon - reparasjon

Selv om et av hovedmålene med inspeksjoner er å vurdere om det er behov for vedlikeholdstiltak, bør selve inspeksjonsresultatene rapporteres i egen rapport. Fokus bør holdes på å beskrive tilstanden og tilstandsutviklingen så objektivt som mulig før en ser på ulike strategier og metoder for vedlikehold. Tilstandsrapporten vil ha stor verdi som sammenligningsgrunnlag ved senere inspeksjoner, mens strategivurderingene vil ha mer tidsbegrenset verdi.

10.7 Tilstandsovervåkning

Tilstandsovervåkning ved hjelp av instrumentering er en fascinerende tanke. Med hensyn til hvorvidt det tekniske grunnlaget er tilstrekkelig utviklet, og hvilke typer instrumentering som kan være aktuelle å benytte, vises det til egen sluttrapport om instrumentering /33/.

Erfaringene fra materialundersøkelsene indikerer at en instrumentell overvåking uansett må suppleres med konvensjonelle metoder. Instrumentert overvåking kan synes mest aktuell ved langtkommen skadeutvikling hvor en bør ha en relativt høy beredskap i tilfelle tilstandsendringer. Ved instrumentell overvåkning må det utarbeides sikre rutiner for oppfølging, resultatvurdering og kalibrering.

11. Uavklarte forhold

Et stort prosjekt som OFU Gimsøystraumen bru gir forhåpninger om å avklare og løse en rekke usikre forhold. Prosjektet har gitt økt innsikt bl.a. i hvordan nedbrytnings- og aldringsprosessen for kystbruer foregår, men fortsatt finnes det en rekke spørsmål som gjenstår uavklarte. Muligheten av at spørsmålene er uavklarte fordi spørsmålsstillingen kan være feil, skal en holde åpen.

Blant de spørsmål en fortsatt ønsker svar på nevnes:

1. Kritisk kloridinnhold for armeringskorrosjon. Både prosjektets resultater og erfaring fra andre prosjekter indikerer at det ikke eksisterer absolutte, kritiske kloridgrenser for armeringskorrosjon. Muligens kan det fastlegges grenseverdier for klart definerte øvrige betingelser (overdekning, fukttilstand osv.), men slike grenser har allmen verdi kun dersom disse øvrige betingelsene kan benevnes og kvantifiseres. Hvilke øvrige forhold er det som influerer, og hvor betydelig er denne innflytelsen?

2. Om korrosjon oppstår, er det naturlig at denne starter først der overdekningen er minst, f.eks. på monteringsstengene, eller der det er lokale svakheter. Vil dette kunne utnyttes praktisk til beskyttelse av den konstruktive armeringen?

3. Pålitelighet av korrosjonsgrad-observasjoner. Om en hadde tenkt tanken tidligere ville det vært enkelt å skaffe oversikt over variasjonen i korrosjonsgrad langs en armeringsstang. Slike opplysninger ønskes.

4. Lokalisering av groptæring. Det farligste ved kloridkorrosjonen er groptæringen. Ofte oppstår denne uten avskalling og kan da bare oppdages ved oppmeisling. Måling av potensialgradienter for å lokalisere groptæring er i praksis en umulighet for en hel konstruksjonsdel. En trenger en «makro-metode» for å lokalisere et «mikro-fenomen».

5. Tendensen til lavere kloridinnhold nederst på søylen. Er dette en tilfeldighet som skyldes f.eks. vasking av regnvann/sjøvann, utformingen av fundamentet, eller er det et mer generelt fenomen? Har det i tilfelle noen praktisk betydning?

6. Korrosjon i riss. I prosjektet var det planlagt å undersøke hvorvidt korrosjon i riss var mer hyppig enn ellers på armeringsstangen. På grunn av få riss i konstruksjonen måtte problemstillingen utgå, og gjenstår derfor uavklart.

7. Prosjektet har ikke beskjeftiget seg med og har dermed heller ingen svar mht. tilstandsundersøkelser for spennarmering.

8. Kloridbelastningen og korrosjonstilstanden for konstruksjonsdeler under vann og overkant av brudekke ble ikke medtatt i prosjektet fordi andre problemstillinger ble vurdert som viktigere.

12. Referanser

Fortrolige rapporter og notater er merket med *.

/1/ * Ringtek AS: *Hovedinspeksjon 1991*. Rapport 9202. 02/1992.

/2/ * Ringtek AS: *Spesialinspeksjon 1992*. Rapport nr. 9220. 11/1992.

/3/ * Statens Vegvesen Nordland: *Kontrakt; prøvereparasjon 1993*. OFU Gimsøystraumen bru. 07/1993.

/4/ Vegdirektoratet, Bruavdelingen: *Kloridbestandighet av kystbruer i betong*. 08/1993.

/5/ * Knut A. Grefstad, Vegdirektoratet, Bruavdelingen: *Gjennomgang av rapporter fra inspeksjoner 1991-92*. OFU Gimsøystraumen bru. 10/1993.

/6/ * Claus K. Larsen, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet: *Program for gjennomføring av forhåndskartlegging; prøvereparasjon 1993*. Arbeidsrapport A-93-001. OFU Gimsøystraumen bru. 12/1993.

/7/ Jon Erik Ingebrigtsen og Bjørn Tore Winther: *Reparasjoner på Gimsøystraumen bru*. Hovedoppgave NTH. 12/1993.

/8/ * Roar Myrdal, Rescon AS: *Armeringskorrosjon i søyler, akse 2-3 på Gimsøystraumen bru*. Arbeidsrapport A-94-010. OFU Gimsøystraumen bru. 04/1994.

/9/ * T. Helgedagsrud, Resconsult AS: *Sluttrapport; prøvereparasjon 1993, Gimsøystraumen bru*. Arbeidsrapport A-94-011. OFU Gimsøystraumen bru. 06/1994.

/10/ * Claus K. Larsen, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet: *Resultater fra forhåndskartlegging og laboratorieanalyser; prøvereparasjon 1993*. Arbeidsrapport A-94-015. OFU Gimsøystraumen bru. 05/1994.

/11/ * Statens vegvesen Nordland: *Kontrakt; prøvereparasjon 1994*. OFU Gimsøystraumen bru. 06/1994.

/12/ * Ringtek AS: *Visuell inspeksjon av neddykket sone*. Rapport nr. 9411. 09/1994.

/13/ * Knut A. Grefstad, Vegdirektoratet, Bruavdelingen: *Sammenstilling - Tilstand i felt 1, felt 2, felt 3*. OFU Gimsøystraumen bru. 09/1994.

/14/ * Steinar Fjeldheim, Vegdirektoratet, Bruavdelingen: *Oppsummering av analyser/ beregninger på Gimsøystraumen bru*. Arbeidsrapport A-94-016. OFU Gimsøystraumen bru. 04/1995.

/15/ * S. Hognestad, Resconsult AS, B. Kristiansen og R. Myrdal, Rescon AS: *Sluttrapport; prøvereparasjon 1994.* Arbeidsrapport A-94-017. OFU Gimsøystraumen bru. 03/1995.

/16/ * Problemdefinisjonsgruppen: *Problemdefinisjon og produktdokumentasjon: Rapport 2: Aktivitetsplan for utvikling.* Arbeidsrapport A-94-019. OFU Gimsøystraumen bru. 02/1995.

/17/ * Tor Berg, Statens vegvesen Nordland: *Byggherrens sluttrapport; prøvereparasjon 2.* Arbeidsrapport A-95-023. OFU Gimsøystraumen bru. 02/1995.

/18/ * Problemdefinisjonsgruppen: *Problemdefinisjon og produktdokumentasjon: Rapport 1: Problemdefinisjon.* Arbeidsrapport A-95-026. OFU Gimsøystraumen bru. 01/1995.

/19/ * Statens vegvesen Nordland: *Kontrakt; prøvereparasjon 1995.* OFU Gimsøystraumen bru. 05/1995.

/20/ * S. Hognestad, Resconsult AS, B. Kristiansen og R. Myrdal Rescon AS: *Sluttrapport; prøvereparasjon 1995.* Arbeidsrapport A-95-032. OFU Gimsøystraumen bru. 01/1996.

/21/ * Tor Berg, Statens vegvesen Nordland: *Byggherrens sluttrapport; prøvereparasjon 1995.* Arbeidsrapport A-95-033. OFU Gimsøystraumen bru. 12/1995.

/22/ * Erik J. Sellevold og Aage Blankvoll: *Fuktinnhold i brubetong.* NIF-kurs: Betongrehabilitering i praksis. 08/1995.

/23/ * Finn Fluge og Aage Blankvoll: *Miljøpåkjenning.* NIF-kurs: Betongrehabilitering i praksis. 08/1995.

/24/ Steinar Fjeldheim, Knut A. Grefstad og Erik Åldstedt: *Deterioration of a prestressed concrete box girder bridge - assessment of residual strength.* In: FIP Symposium Post-tensioned Concrete Structures, London 25-27 September 1996. The Concrete Society.

/25/ Finn Fluge og Aage Blankvoll: *The consequences of environmental loading on design criteria for concrete bridges.* In: FIP Symposium Post-tensioned Concrete Structures, London 25-27 September 1996. The Concrete Society.

/26/ Erik J. Sellevold, Claus K. Larsen og Aage Blankvoll: *Moisture state of concrete in a coastal bridge.* In: Durability of Concrete, Sidney 17-22 August 1997. ACI.

/27/ Lars Midttun, Havforskningsinstituttet: *Observasjonsserier av overflatetemperatur og saltinnhold i norsk kystfarvann i perioden 1936-1970.* 1975.

/28/ * Erik J. Sellevold: *Betongens fukttilstand.* Prosjektrapport P-96-043. OFU Gimsøystraumen bru. 01/1997.

/29/ Vegdirektoratet, Bruavdelingen: *Inspeksjon og tilstandsvurdering av kystbruer i betong.* Rapport 17. 1991.

/30/ Aalborg Portland: *Beton-Bogen.* 1979.

/31/ * Tor Berg, Staten vegvesen Nordland: *Værdata for Gimsøystraumen bru.* Prosjektrapport P-96-036. OFU Gimsøystraumen bru. 10/1996.

/32/ Bård Michael Lie Baltzersen: *Elektrisk motstand i betong.* Hovedoppgave NTH. 01/1996.

/33/ OFU Gimsøystraumen bru: *Instrumentering, dokumentasjon og verifikasjon.* Sluttrapport S-97-045. OFU Gimsøystraumen bru. (Under utarbeidelse). Gis også ut som Publikasjon nr. 86 ved Veglaboratoriet.

/34/ * Bernt Kristiansen, Rescon AS: *Tilstandsundersøkelser av prøvereparasjonene utført i 1996.* Notat. OFU Gimsøystraumen bru. 09/1996.

/35/ OFU Gimsøystraumen bru: *Prøvereparasjoner og produktdokumentasjon.* Sluttrapport S-96-041. OFU Gimsøystraumen bru. 10/1997. Gis også ut som Publikasjon nr. 84 ved Veglaboratoriet.

/36/ Ervin Poulsen: *Design of Rebar Concrete Covers in Marine Concrete Structures; Deterministic Approach.* In: RILEM Workshop 1995.

/37/ Ervin Poulsen: *Estimation of chloride ingress into concrete and prediction of service lifetime with reference to marine RC structures.* In: Durability of Concrete in Saline Environment, Danderyd 1996. Cementa.

/38/ * Erik J. Sellevold / Geir Ivar Sletten: *Elektrisk motstand i betongen.* Prosjektrapport P-96-038. OFU Gimsøystraumen bru. 10/1996.

/39/ *International Conference Repair of Concrete Structures - From Theory to Practice in a Marine Environment, Svolvær, Norway 28-30 May 1997; Proceedings.* Norwegian Road Research Laboratory.

/40/ *International Conference Repair of Concrete Structures - From Theory to Practice in a Marine Environment, Svolvær, Norway 28-30 May 1997; Proceedings; Additional Papers.* Norwegian Road Research Laboratory.

/41/ K. Tuutti: *Corrosion of steel in concrete.* CBI 4:82. Cement och betonginstitutet. Stockholm 1982.

/42/ Bernt Kristiansen, Rescon AS: *Resultater fra tilstandsundersøkelser av prøve-reparasjonene utført i 1996.* Notat. OFU Gimsøystraumen bru. 03/1997.

/43/ *Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete.* ASTM C876-91. In: Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02.

/44/ Øystein Vennesland: *Elektrokjemiske metoder.* Prosjektrapport P-96-039. OFU Gimsøystraumen bru. 11/1996.

Henvendelser vedrørende rapporter og notater fra OFU Gimsøystraumen bru kan rettes til prosjektleder Aage Blankvoll, Statens vegvesen Nordland, Nordstrandsveien 41, 8002 Bodø.

13. Terminologi

Reparasjon og vedlikehold av betongkonstruksjoner er et forholdsvis nytt fagfelt med lite innarbeidet terminologi. I denne rapporten er det etterstrebet å bruke den etterfølgende terminologien. Bakgrunnen for terminologien som er benyttet er NS 3422 og Statens vegvesen håndbok 147: «Forvaltning, drift og vedlikehold av bruer».

13.1 Definisjoner for forvaltning, drift og vedlikehold av bruer

Forvaltning: Omfatter de administrative byggherreoppgavene som Vegvesenet må utføre for bruer i driftsfasen. Dette for å ivareta de verdiene bruene representerer samt for å opprettholde sikkerhet og funksjonalitet. Med dette menes planlegging, iverksetting og oppfølging av inspeksjoner, drift og vedlikehold. I tillegg inngår generell saksbehandling, klassifisering, ajourhold av bruarkiv, reservebruberedskap osv.

Drift: Gjennomføring av oppgaver som er nødvendige for at bruene skal fungere som forutsatt, dvs.:

- inspeksjon
- driftstiltak.

Inspeksjon: Visuell kontroll kombinert med oppmålinger og materialundersøkelser som utføres for å bedømme bruenes tilstand og sikkerhetsnivå. Inspeksjonen skal avdekke behovet for driftstiltak og/eller vedlikehold samt eventuelt behov for forsterkning eller ombygning.

Driftstiltak: Oppgaver som må utføres regelmessig, f.eks. rengjøring, opprensk av gjennomløp, kontinuerlig bemanning på og service på maskiner for bevegelige bruer osv.

Vedlikehold: Tiltak som er nødvendige for å opprettholde bruene på et fastsatt kvalitetsnivå (standard), og som dermed gjør det mulig å bruke dem til sitt tiltenkte formål innenfor en gitt levetid. Vedlikehold er i NS3422 angitt som:

- Løpende vedlikehold
- *Tilstandsbasert vedlikehold*
- Periodisk vedlikehold
- Reparasjon.

Tilstandsbasert vedlikehold benyttes ikke i forbindelse med bruer.

Løpende vedlikehold: Tiltak for å rette på tilfeldige skader. Dvs. aktiviteter eller tiltak som ikke kan planlegges på lang sikt. Dette kan være utskifting av skadet rekkverk eller fugekonstruksjon, oppfylling etter undergraving osv.

Periodisk vedlikehold: Planlagte tiltak for å opprettholde bruenes standard. Tiltakene utføres før det oppstår skader og ofte med regelmessige intervaller. Dette kan f.eks. være impregnering av betong ved regelmessige intervaller. Det kan også være tiltak som utføres etter forutgående vurdering av tilstanden; f.eks. overflatebehandling av betongbruer for å forebygge skader pga. karbonatisering og kloridinntrengning, overflatebehandling av stål eller asfaltering når spordybden har nådd nivået som vedlikeholdsstandarden beskriver.

Reparasjon: Tiltak som må utføres for å gjenopprette et skadet element eller produkts funksjonsdyktighet uten hel utskifting; f.eks. mekanisk reparasjon av betongskader, oppretting av rekkverk, osv.

Vedlikeholds-strategier: Planlagte tiltak for å opprettholde en bestemt standard i en definert periode.

13.2 Definisjoner ved fornyelse av bruer

Fornyelse: Fornyelse er et samlebegrep som i NS 3422 benyttes for følgende aktiviteter:

- Forsterkning
- Ombygging
- *Rehabilitering*
- *Utbedring*
- *Modernisering.*

Begrepene rehabilitering, utbedring og modernisering benyttes ikke i forbindelse med fornyelse av bruer slik de er definert i NS 3422.

Forsterkning: Tiltak som øker bæreevnen for ei bru eller et element, skadet eller ikke skadet, i forhold til opprinnelig bæreevne.

Ombygning: Arbeider for å endre ei bru eller et bruelements funksjon, arealbruk eller standard. Kan omfatte øking av bredder eller frihøyde, utskifting av brudekket eller hele overbygningen, påhengning av gangbaner osv.

13.3 Andre begreper som benyttes

Tiltak: Fellesbetegnelse på inspeksjon og vedlikehold som planlegges utført.

Bæreevne-påvirket tiltak: Tiltak som har som formål å opprettholde eller gjenopprette bæreevnen på et skadet element eller en skadet konstruksjon; f.eks. innlegging av ekstra armering der den opprinnelige armeringen er svekket av korrosjon.

Ikke-bæreevne-påvirket tiltak: Tiltak som ikke påvirker et elements eller en konstruksjons bæreevne; f.eks. reparasjon av mindre avskallingsskader pga. armeringskorrosjon.

Rehabilitering: Godt innarbeidet begrep innenfor brusektoren, men benyttes ikke slik det er definert i NS 3422. Det brukes her som et samlebegrep når det skal utføres forskjellige typer vedlikehold og/eller forsterkning/ombygning.

Nybygging: I denne sammenheng omfatter dette bygging av ny bru som erstatning for gammel bru på eksisterende brusted eller på nytt brusted.

Publikasjoner fra Veglaboratoriet

33. R. E. OLSEN, K. FLAATE. Pile-Driving Formulas for Fricton Piles in Sand. 18 p. 1968.

34. H. BRUDAL. Vegforskning i Norge (Road Research in Norway). 30 p. 1968.

35. A. SKOGSEID. Telesikring ved isoleringsmaterialer (Prevention of frost heave in roads with insulating materials). 15 p. 1968.

36. T. THURMANN-MOE. Slitasje på forskjellige vegdekketyper forårsaket av piggdekk og kjettinger (Pavement wear caused by the use of studded tyres and snow chains). 10 p. 1970.

37. A. SKOGSEID. Frostsikring av veger ved isolering. Litt om det fysiske grunnlaget (Prevention of frost heave in roads. An outline of the theory for the use of insulating materials).
R. SÆTERSDAL. Varmeisolasjonsmaterialer i vegoverbygningen (Insulation materials in road construction).
Å. KNUTSON. Frostsikre veger med bark. Orientering om pågående undersøkelser (Frost protection of highways by a subbase of bark).
H. RUISTUEN. Kostnader ved frostsikring av veger (Costs for frost protection of roads). 34 p. 1971.

38. Ø. JOHANSEN. Varmeledningsevne av forskjellige vegbyggingsmaterialer (The thermal conductivity of various road aggregates). 18 p. 1971.

39. R. S. NORDAL, E. HANSEN. Vormsund Forsøksveg, Del 1: Planlegging og bygging (Vormsund Test Road, Part 1: Design and Construction). 48 p. 1971.

40. R. S. NORDAL. Vormsund Forsøksveg. Del 2: Instrumentering (Vormsund Test Road. Part 2: Instrumentation). 38 p. 1972.

41. K. FLAATE and R. B. PECK. Braced Cuts in Sand and Clay. 29 p. 1972.

42. T. THURMANN-MOE, S. DØRUM. Komprimering av asfaltdekker (Compaction of Asphalt Pavements). Hurtige metoder for komprimeringskontroll av asfaltdekker (Rapid Methods for Compaction Control of Asphalt Pavements). 39 p. 1972.

43. Å. KNUTSON. Dimensjonering av veger med frostakkumulerende underlag (Design of Roads with a Frost accumulating Bark Layer).
K. SOLBRAA. Barkens bestandighet i vegfundamenter (The Durability of Bark in Road Constructions).
G. S. KLEM. Bark i Norge (Bark in Norway). 32 p. 1972.

44. J. HODE KEYSER, T. THURMANN-MOE. Slitesterke bituminøse vegdekker (Characteristics of wear resistant bituminious pavement surfaces).
T. THURMANN-MOE, O. E. RUUD. Rustdannelse på biler (Vehicle corrosion due to the use of chemicals in winter maintenance and the effect of corrosion inhibitors).
T. THURMANN-MOE, O. E. RUUD. Kjemikalier i vintervedlikeholdet (Norwegian saltpeter and urea as alternative chemicals for winter maintenance).
O. E. RUUD, B-E. SÆTHER, F. ANGERMO. Understellsbehandling av biler (Undersealing of vehicles with various sealants). 38 p. 1973.

45. Proceedings of the International Research Symposium on Pavement Wear, Oslo 6th-9th June 1972. 227 p. 1973.

46. Frost i veg 1972. Nordisk Vegteknisk Forbunds konferanse i Oslo 18-19 sept. 1972 (Frost Action on Roads 1972. NVF Conference in Oslo 1972). 136 p. 1973.

47. Å. KNUTSON. Praktisk bruk av bark i vegbygging (Specifications for Use of Bark in Highway Engineering).
E. GJESSING, S. HAUGEN. Barkavfall – vannforurensning (Bark Deposits – Water Pollution). 23 p. 1973.

48. Sikring av vegtunneler (Security Measures for Road Tunnels). 124 p. 1975.

49. H. NOREM. Registrering og bruk av klimadata ved planlegging av høgfjellsveger (Collection and Use of Weather Data in Mountain Road Planning).
H. NOREM. Lokalisering og utforming av veger i drivsnøområder (Location and Design of Roads in Snow-drift Areas).
H. NOREM, J. G. ANDERSEN. Utforming og plassering av snøskjermer (Design and Location of Snow Fences).
K. G. FIXDAL. Snøskredoverbygg (Snowsheds).
H. SOLBERG. Snørydding og snøryddingsutstyr i Troms (Winter Maintenance and Snow Clearing Equipment in Troms County). 59 p. 1975.

50. J. P. G. LOCH. Frost heave mechanism and the role of the thermal regime in heave experiments on Norwegian silty soils.
K. FLAATE, P. SELNES. Side friction of piles in clay.
K. FLAATE, T. PREBER. Stability of road embankments in soft clay.
A. SØRLIE. The effect of fabrics on pavement strength – Plate bearing tests in the laboratory.
S. L. ALFHEIM, A. SØRLIE. Testing and classification of fabrics for application in road constructions. 48 p. 1977.

51. E. HANSEN. Armering av asfaltdekker (Reinforced bituminous pavements).
T. THURMANN-MOE, R. WOLD. Halvsåling av asfaltdekker (Resurfacing of bituminous pavements).
A. GRØNHAUG. Fremtidsperspektiver på fullprofilboring av vegtunneler (Full face boring of road tunnels in crystalline rocks).
E. REINSLETT. Vegers bæreevne vurdert ut fra maksimal nedbøyning og krumming (Allowable axle load (technically) as determined by maximum deflection and curvature). 52 p. 1978.

52. T. THURMANN-MOE, S. DØRUM. Lyse vegdekker (High luminance road surfaces).
A. ARNEVIK, K. LEVIK. Erfaringer med bruk av overflatebehandlinger i Norge (Experiences with surface dressings in Norway).
J. M. JOHANSEN. Vegdekkers jevnhet (Road roughness).
G. REFSDAL. Vegers bæreevne bestemt ved oppgraving (indeksmetoden) og nedbøyningsmåling. Er metodene gode nok? (Road bearing capacity as decided by deflection measurements and the index method). 44 p. 1980.

53. E. HANSEN, G. REFSDAL, T. THURMANN-MOE. Surfacing for low volume roads in semi arid areas.
H. MTANGO. Dry compaction of lateritic gravel.
T. THURMANN-MOE. The Otta-surfacing method. Performance and economi.
G. REFSDAL. Thermal design of frost proof pavements.
R. G. DAHLBERG, G. REFSDAL. Polystyrene foam for lightweight road embankments.
A. SØRLIE. Fabrics in Norwegian road building.
O. E. RUUD. Hot applied thermoplastic road marking materials.
R. SÆTERSDAL, G. REFSDAL. Frost protection in building construction. 58 p. 1981.

54. H. ØSTLID. High clay road embankments.
A. GRØNHAUG. Requirements of geological studies for undersea tunnels.
K. FLAATE, N. JANBU. Soil exploration in a 500 m deep fjord, Western Norway. 52 p. 1981.

55. K. FLAATE. Cold regions engineering in Norway.
H. NOREM. Avalanche hazard, evaluation accuracy and use.
H. NOREM. Increasing traffic safety and regularity in snowstorm periods.
G. REFSDAL. Bearing capacity survey on the Norwegian road network method and results.

S. DØRUM, J. M. JOHANSEN. Assessment of asphalt pavement condition for resurfacing decisions.
T. THURMANN-MOE. The Otta-surfacing method for improved gravel road maintenance.
R. SÆTERSDAL. Prediction of frost heave of roads.
A. GRØNHAUG. Low cost road tunnel developments in Norway. 40 p. 1983.

56. R. S. NORDAL. The bearing capacity, a cronic problem in pavement engineering?
E. REINSLETT. Bearing capacity as a function of pavement deflection and curvature.
C. ØVERBY. A comparison between Benkelman beam, DCP and Clegg-hammer measurements for pavement strength evaluation.
R. S. NORDAL. Detection and prediction of seasonal changes of the bearing capacity at the Vormsund test road.
P. KONOW HANSEN. Norwegian practice with the operation of Dynaflect.
G. REFSDAL, C-R WARNINGHOFF. Statistical considerations concerning the spacing between measuring points for bearing capacity measurements.
G. REFSDAL, T. S. THOMASSEN. The use of a data bank for axle load policy planning and strengthening purpose.
T. S. THOMASSEN, R. EIRUM. Norwegian practices for axle load restrictions in spring thaw. 80 p. 1983.

57. R. S. NORDAL, E. HANSEN (red.). Vormsund forsøksveg. Del 3: Observasjoner og resultater (Vormsund Test Road, Part 3: Observations and Results). 168 p. 1984.

58. R. S. NORDAL, E. HANSEN (red). The Vormsund Test Road. Part 4: Summary Report. 82 p. 1987.

59. E. LYGREN, T. JØRGENSEN, J. M. JOHANSEN. Vannforurensing fra veger. I. Sammendragsrapport. II. Veiledning for å håndtere de problemer som kan oppstå når en veg kommer i nærheten av drikkevannforekomst (Highway pollution). 48 p. 1985.

60. NRRL, ASPHALT SECTION. Surfacings for low volume roads.
T. E. FRYDENLUND. Superlight fill materials.
K. B. PEDERSEN, J. KROKEBORG. Frost insulation in rock tunnels.
H. ØSTLID. Flexible culverts in snow avalanche protection for roads.
K. FLAATE. Norwegian fjord crossings why and how.
H. S. DEIZ. Investigations for subsea tunnels a case history.
H. BEITNES, O. T. BLINDHEIM. Subsea rock tunnels. Preinvestigation and tunnelling processes. 36 p. 1986.

51. Plastic Foam in Road Embankments:
T. E. FRYDENLUND. Soft ground problems.
Ø. MYHRE. EPS – material specifications.
G. REFSDAL. EPS – design considerations.
R. AABØE. 13 years of experience with EPS as a lightweight fill material in road embankments.
G. REFSDAL. Future trends for EPS use.
Appendix: Case histories 1-12. 60 p. 1987.

62. J. M. JOHANSEN, P. K. SENSTAD. Effects of tire pressures on flexible pavement structures – a literature survey. 148 p. 1992.

63. J. A. JUNCA UBIERNA. The amazing Norwegian subsea road tunnels. 24 p. 1992.

64. A. GRØNHAUG. Miljøtiltak ved vegbygging i bratt terreng (Environmental measures for road construction in mountain slopes).
Ø. MYHRE. Skumplast uten skadelige gasser (The phase out of hard CFCs in plastic foam).
T. JØRGENSEN. Vurdering av helsefare ved asfaltstøv (Evaluation of health risks of dust from asphalt wear).
N. RYGG. Miljømessig vegtilpassing (Environmental road adjustment). 52 p. 1992.

65. C. HAUCK. The effect of fines on the stability of base gravel.
A. A. ANDRESEN, N. RYGG. Rotary-pressure sounding 20 years of experience. 24 p. 1992.

66. R. EVENSEN, P. SENSTAD. Distress and damage factors for flexible pavements. 100 p. 1992.

67. STEINMATERIALKOMITEEN. Steinmaterialer (Aggregates). 20 p. 1993.

68. Å. KNUTSON. Frost action in soils. 40 p. 1993.

69. J. VASLESTAD. Stål- og betongelementer i løsmassetunneler (Corrugated steel culvert and precast elements used for cut and cover tunnels).
J. VASLESTAD. Støttekonstruksjoner i armert jord (Reinforced soil walls). 56 p. 1993.

70. SINTEF SAMFERDSELSTEKNIKK. Vegbrukers reduserte transportkostnader ved opphevelse av telerestriksjoner (Redused transportation costs for road user when lifting axle load restrictions during spring thaw period). 144 p. 1993.

71. R. Evensen, E. Wulvik. Beregning av forsterkningsbehov basert på tilstandsvurderinger – analyse av riks- og fylkesvegnettet i Akershus (Estimating the need of strengthening from road performance data). 112 p. 1994.

72. Fjellbolting (Rockbolting). 124 p. 1994.

73. T. BÆKKEN, T. JØRGENSEN. Vannforurensning fra veg – langtidseffekter (Highway pollution – long term effect on water quality). 64 p. 1994.

74. J. VASLESTAD. Load reduction on buried rigid pipes.
J. VASLESTAD, T. H. JOHANSEN, W. HOLM. Load reduction on rigid culverts beneath high fills, long-term behaviour.
J. VASLESTAD. Long-term behaviour of flexible large-span culverts. 68 p. 1994.

75. P. SENSTAD. Sluttrapport for etatsatsingsområdet «Bedre utnyttelse av vegens bæreevne» («Better utilization of the bearing capasity of roads, final report»). 48 p. 1994.

76. F. FREDRIKSEN, G. HASLE, R. AABØE. Miljøtunnel i Borre kommune (Environmental tunnel in Borre Municipality).
F. FREDRIKSEN, F. OSET. GEOPLOT – dak-basert presentasjon av grunnundersøkelser (GEOPLOT – CAD-based presentation of geotechnical data). 48 p. 1994.

77. R. KOMPEN. Bruk av glideforskaling til brusøyler og -tårn (Use of slipform for bridge columns and towers). 16 p. 1995.

78. R. KOMPEN. Nye regler for sikring av overdekning (New practice for ensuring cover).
R KOMPEN, G. LIESTØL. Spesifikasjoner for sikring av armeringens overdekning (Specifications for ensuring cover for reinforcement). 40 p. 1995.

79. The 4th international conference on the «Bearing capasity of roads and airfields» – papers from the Norwegian Road Research Laboratory. 96 p. 1995.

80. W. ELKEY, E. J. SELLEVOLD. Electrical resistivity of concrete. 36 p. 1995.

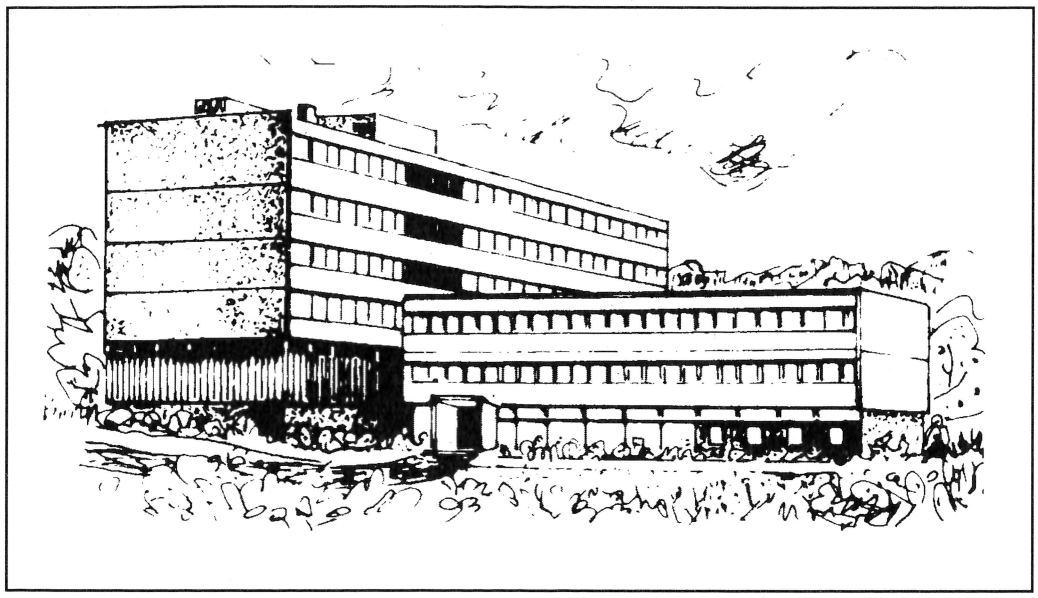
81. Å. KNUTSON. Stability analysis for road construction. 48 p. 1995.

82. A. ARNEVIK, E. WULVIK. Erfaringer med SPS-kontrakter for asfaltering i Akershus (Experiences with wear-guaranteed asphalt contracts on high volume roads in Akershus county). 28 p. 1996.

83. Sluttrapport for etatsatsingsområdet «Teknisk utvikling innen bru- og tunnelbygging» («Technical development – bridge and tunnel construction, final report»). 20 p. 1996.

84. OFU Gimsøystraumen bru. Sluttrapport «Prøvereparasjon og produktutvikling» («Trail repairs and product development, final report»). 156 p. 1997.

85. OFU Gimsøystramen bru. Sluttrapport «Klimapåkjenning og tilstandsvurdering» («Climatic loads and condition assessment, final report»). 248 p. 1998.



Veglaboratoriet

Organisasjon

Statens veglaboratorium ble etablert i 1938 og er en avdeling i Vegdirektoratet. Veglaboratoriet er internt organisert i fire kontorer - **Vegdekkekontoret, Geologi- og Geoteknikkontoret, Betongkontoret** og **Materialprøvingkontoret**, samt et sekretariat.

Oppgaver

Hovedoppgavene er å drive forskning- og utviklingsarbeid på det vegtekniske området samt å virke som rådgiver innenfor de fagområder som laboratoriet dekker. I dette arbeidet inngår kurs- og opplæringsvirksomhet.

Postadresse:	Vegdirektoratet, Veglaboratoriet Postboks 8142 Dep 0033 OSLO
Besøksadresse:	Gaustadalleen 25 (Blindern), Oslo
Telefon:	22 07 39 00
Telefax:	22 07 34 44
Telex:	21542 sreg n

Statens vegvesen
Vegdirektoratet

Returadresse:
Veglaboratoriet
Postboks 8142 Dep
0033 Oslo

Følgende sluttdokumentasjon fra prosjektet OFU Gimsøystraumen bru gis ut som Publikasjoner:

Publikasjon nr. 84
OFU Gimsøystraumen bru -
Sluttrapport:
Prøvereparasjon og produktutvikling

Publikasjon nr. 85
OFU Gimsøystraumen bru -
Sluttrapport:
Klimapåkjenning og tilstandsvurdering

Publikasjon nr. 86
OFU Gimsøystraumen bru -
Sluttrapport:
Instrumentering, dokumentasjon og verifikasjon

Publikasjon nr. 87
OFU Gimsøystraumen bru:
Anbefalinger for inspeksjon, reparasjon og overflatebehandling av kystbruer i betong

Publikasjon nr. 88
OFU Gimsøystraumen bru:
Anbefalinger for instrumentert korrosjonsovervåkning av kystbruer i betong

Publikasjon nr. 89
OFU Gimsøystraumen bru:
Hovedresultater og oversikt over sluttdokumentasjon

ISSN 0803-6950