



**NORSK HAVNEINGENIØRFORENING**

Tilknyttet TEKNA, Postboks 2312 Solli, 0201 Oslo, Telefon: 22 94 75 00, Telefax: 22 94 75 02

## **BESTANDIGE BETONGKAIER**



**Praktiske retningslinjer for levetids-  
prosjektering av nye havnekonstruksjoner i  
betong**

*Høringsutkast*

ISBN 82-997099-0-3  
Norsk Havneingeniørforening  
Norge, 2004 ©

Ved bestilling:  
*Kontakt Norsk Betongforening, TEKNA*  
*Telefon: 22 94 75 64*  
E-mail: [siri.engen@tekna.no](mailto:siri.engen@tekna.no)

## FORORD

Selv om både prosjektering og produksjon av betongkaier har blitt betydelig forbedret i løpet av de seinere år, foregår det fortsatt en lite oversiktlig og kontrollerbar saltinntrengning med etterfølgende armeringskorrosjon på relativt nye betongkonstruksjoner langs norskekysten [1]. Fortsatt er det vanlig praksis bare å spesifisere noen enkle og beskrivende minimumskrav til betongens sammensetning og utførelse for å ivareta betongens bestandighet. Da bestandighetskrav basert på et slikt grunnlag verken kan etterprøves eller kontrolleres i løpet av byggeperioden, blir nye havnekonstruksjoner i betong fortsatt overlevert til byggherren uten noen dokumentasjon av oppnådd bestandighet og byggverkskvalitet. For nye betongkonstruksjoner er det heller ikke vanlig praksis å gi byggherren noen informasjon om hvorledes konstruksjonene seinere bør driftes og vedlikeholdes. Etter en del år blir derfor mange frustrerte byggherrer sittende igjen med til dels alvorlige drifts- og vedlikeholdsproblemer. En langt framskredet armeringskorrosjon representerer ikke bare en stor økonomisk belastning men etter hvert også en stor og vanskelig kontrollerbar sikkerhetsrisiko. Det har vist seg at åpne kaidekker i tradisjonelle havnekonstruksjoner av betong er ekstremt sårbare for utvikling av armeringskorrosjon.

Dette er bakgrunnen for at Norsk Havneingeniørforening har framlagt nye anbefalinger og kravspesifikasjoner for å kunne stille krav til en mer kontrollert bestandighet og økt levealder av nye havnekonstruksjoner i betong [2]. De nye kravspesifikasjonene som er basert på etablerte prinsipper for levetidsprosjektering [3], skal kunne være retningsgivende for både offentlige og private byggherrer ved bestilling av nye havnekonstruksjoner i betong. Spesielt er dette viktig for betongkonstruksjoner hvor sikkerhet, bestandighet og levealder er av stor betydning.

For å kunne tilfredsstille de nye kravspesifikasjonene er det viktig å ha noen praktiske retningslinjer for hvorledes en levetidsprosjektering av nye havnekonstruksjoner i betong skal kunne gjennomføres. Derfor har Norsk Havneingeniørforening fått Institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges teknisk-vitenskapelige universitet, NTNU, til å utarbeide noen retningslinjer for hvorledes de nye kravspesifikasjoner skal kunne tilfredsstilles basert på en slik levetidsprosjektering. Ved NTNU har dette arbeidet vært gjennomført av en intern arbeidsgruppe som har bestått av følgende personer:

- Odd E. Gjørsv, Professor, Dr.techn.
- Miguel Ferreira, Dr.ing.
- Ozkan Sengul, Sivilingeniør
- Vemund Årskog, Sivilingeniør

Oslo, 7. desember, 2004

Tore Lundestad  
Norsk Havneingeniørforening, formann

## SAMMENDRAG

Norsk Havneingeniørforening har tidligere framlagt nye anbefalte kravspesifikasjoner for å kunne oppnå en mer kontrollert bestandighet og økt levealder av nye havnekonstruksjoner i betong. Dette representerer strengere prosjekteringskrav til bestandighet enn det som er angitt i gjeldende norske betongstandarder. For å kunne tilfredsstille de nye kravspesifikasjonene, er det i dette dokument angitt noen praktiske retningslinjer for hvorledes det er mulig å gjennomføre en levetidsprosjektering av nye havnekonstruksjoner i betong.

Basert på etablerte prosedyrer for sannsynlighetsbaserte bestandighetsanalyser, er det vist hvorledes det er mulig for en gitt miljøbelastning å vurdere risikoen for påbegynt armeringskorrosjon i løpet av en viss driftsperiode. Basert på slike analyser vil det for aktuelle betongoverdekninger framkomme krav til betongens motstandsevne mot kloridinntrengning (kloriddiffusivitet). I praksis vil dette munne ut i tilleggskrav til en gitt betongkvalitet, som vil omfatte krav til betongens kloriddiffusivitet. Norsk Betongstandard har gjennom mange år vært åpen for å stille slike tilleggskrav, men da som regel bare krav til betongens motstandsevne mot vanninntrengning.

I praksis er det alltid aktuelt å tilstrebe en kombinasjon av betongkvalitet og betongoverdekning som gir en så høy sikkerhet mot armeringskorrosjon som mulig. Basert på aktuelle forhold viser det seg ofte at det er vanskelig å oppnå en tilstrekkelig sikkerhet mot armeringskorrosjon. Det er derfor også beskrevet en del alternative strategier og beskyttelsestiltak for å sikre konstruksjonens bestandighet. Dette omfatter katodisk forebygging eller tilrettelegging og forberedelse for en slik beskyttelse. Dette omfatter også bruk av rustfri armering eller overflatebeskyttelse av konstruksjonens betongoverflater.

Erfaringsmessig kan mange bestandighetsproblemer tilskrives produksjonsproblemer og mangelfull kontroll av betongarbeidene i løpet av byggeperioden. Da konvensjonelle standardkrav til konstruksjonens bestandighet bare blir spesifisert i form av noen enkle og beskrivende minimumskrav til betongens sammensetning og utførelse, er dette en form for krav som ikke lar seg etterprøve og kontrollere i løpet av byggeperioden. Derfor blir nye havnekonstruksjoner i betong fortsatt overlevert til byggherren uten noen dokumentasjon av oppnådd bestandighet og byggverkskvalitet. Da bestandighetskrav basert på en levetidsprosjektering både lar seg etterprøve og kontrollere, er det vist hvorledes slike krav kan danne grunnlag for en utvidet kvalitetskontroll av alle betongarbeider i løpet av byggeperioden. Dette vil primært framskaffe dokumentasjon på om spesifiserte bestandighetskrav blir oppnådd. Det vil også framskaffe en mer fullstendig dokumentasjon på oppnådd bestandighet og byggverkskvalitet.

Selv om strenge krav til betongkvalitet og betongoverdekning både blir spesifisert og oppnådd i løpet av byggeperioden, viser all erfaring at det i et kloridholdig miljø alltid vil foregå en viss kloridinntrengning i konstruksjonens driftsfase. I praksis er det derfor bare en regelmessig oppfølging og overvåkning av den virkelige kloridinntrengning i konstruksjonens driftsfase kombinert med effektive beskyttelsestiltak som kan gi konstruksjonen en mer kontrollert levealder. For alle nye betongkonstruksjoner hvor sikkerhet, bestandighet og levealder er av spesiell betydning, er det derfor også viktig å få utarbeidet en drifts- og vedlikeholdsplan, som spesielt må omfatte en regelmessig overvåkning av kloridinntrengning og en fortløpende vurdering av framtidig korrosjonsrisiko.

## 1 INNLEDNING

I løpet av de seinere år har det både nasjonalt og internasjonalt vært gjennomført en omfattende forskningsvirksomhet både for bedre å kunne forstå og for bedre å kunne kontrollere de forskjellige nedbrytningsprosesser som til dels skaper store drifts- og vedlikeholdsproblemer for mange av våre betongkonstruksjoner [4]. Spesielt har det vært gjennomført mye forskningsvirksomhet på betongkonstruksjoner i marine miljø [5]. Aldri før har så mye kunnskap om betongkonstruksjoners bestandighet og levealder vært tilgjengelig, og den store utfordring for bygg- og anleggsbransjen er derfor å få utnyttet og anvendt mer av all denne kunnskapen til å oppnå en mer kontrollert bestandighet og økt levealder av våre betongkonstruksjoner. Spesielt for kloridholdige miljøpåkjenninger har det vist seg at eksisterende og tradisjonelle prosedyrer og praksis for prosjektering og utførelse ikke gir noen pålitelig og kontrollert bestandighet og levealder (fig. 1).



Fig. 1. "Turistskipskaia" (1993) i Trondheim fikk saltinntrengning og armeringskorrosjon etter en driftsperiode på ca. 8 år.

Basert på seinere års forskning og utvikling er det nå mulig å prosjektere og produsere nye betongkonstruksjoner i marine miljø med en mer kontrollert bestandighet og økt levealder enn det som hittil har vært teknisk og økonomisk mulig. Den viktigste forutsetningen for å kunne utnytte denne kunnskapen og disse erfaringene er at nye betongkonstruksjoner blir prosjektert og bygget etter etablerte prinsipper for levetidsprosjektering av betongkonstruksjoner [3]. En slik levetidsprosjektering er nødvendig for å kunne tilfredsstille Norsk Havneingeniørforenings nye kravspesifikasjoner for økt bestandighet av nye havnekonstruksjoner i betong [2]. I prinsippet omfatter en levetidsprosjektering av betongkonstruksjoner følgende punkter:

- *Sannsynlighetsbaserte bestandighetsanalyser*
- *Vurdering av alternative strategier og beskyttelsestiltak*
- *Dokumentasjon av oppnådd byggverkskvalitet*
- *Utarbeidelse av en drifts- og vedlikeholdsplan*

I det etterfølgende er det angitt noen praktiske retningslinjer for hvorledes det er mulig å gjennomføre en slik levetidsprosjektering.

## 2 SANNSYNLIGHETSBASERTE BESTANDIGHETSANALYSER

### 2.1 Generelt

For en betongkonstruksjon i et kloridholdig miljø vil det foregå en nedbrytning som i prinsippet er vist på fig. 2. Etter at kloridene har trengt inn til det innstøpte armeringsstålet og satt i gang en armeringskorrosjon, vil det enda kunne ta noen tid, kanskje 3 – 5 år, før det vil oppstå noen synlige skader, og det vil enda kunne ta meget lang tid før konstruksjonens lastkapasitet blir alvorlig svekket [6]. Mens det hittil ikke har vært mulig å utvikle en mer komplett matematisk modell for en slik nedbrytning, finnes det modeller som gjør det relativt enkelt å beregne hvor lang tid det vil ta før kloridene fra en gitt miljøbelastning trenger inn til det innstøpte armeringsstålet og dermed setter i gang en armeringskorrosjon [7,8].

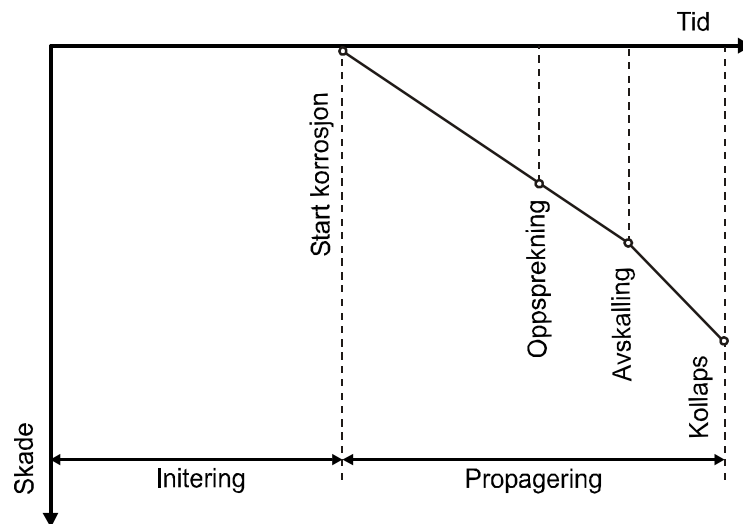


Fig. 2. Nedbrytning av en betongkonstruksjon pga. armeringskorrosjon.

Selv om det er mulig å kunne beregne tiden fram til påbegynt armeringskorrosjon, er det viktig å være klar over at dette ikke gir noe grunnlag for å kunne vurdere levealderen av den aktuelle betongkonstruksjon. Så snart en armeringskorrosjon har startet, har byggherren imidlertid fått et problem, både driftsmessig og økonomisk, og etter hvert også et vanskelig kontrollerbart sikkerhetsproblem. Som et ledd i en levetidsprosjektering er det derfor naturlig å gjennomføre bestandighetsanalyser for å oppnå en best mulig kontroll på kloridinntrengningen fram til påbegynt armeringskorrosjon.

Da alle de inngangsparametere som inngår i beregningen av en kloridinntrengning har en viss usikkerhet, er det naturlig å kombinere en slik beregning med en sannsynlighetsberegning. Derved blir det mulig å kunne beregne sannsynligheten eller risikoen for at kloridene skal trenge inn til armeringsstålet og starte en armeringskorrosjon i løpet av en viss driftsperiode [9].

I en sannsynlighetsbasert bestandighetsanalyse må det defineres en bruksgrensetilstand, og det er da naturlig å definere stadiet for påbegynt armeringskorrosjon som en slik tilstand. Dette er et stadium i nedbrytningsprosessen som både er kritisk og veldefinert, og som det i praksis er lett å påvise enten ved måling av elektrokjemiske overflatepotensialer eller ved måling av kloridinntrengning. Konsekvensene av å gå utover et slikt stadium vil i første omgang være av økonomisk natur, da det ofte blir svært kostbart å reparere en kloridbasert armeringskorrosjon. I neste omgang vil konsekvensen eventuelt være et vanskelig kontrollerbart sikkerhetsproblem.

I det etterfølgende er det gitt en kort beskrivelse av det teoretiske grunnlaget både for å kunne beregne inntrengningshastigheten av klorider og kombinere dette med en sannsynlighetsberegning.

## 2.2 Beregning av kloridinntrengning

I en meget forenklet form kan inntrengningshastigheten av klorider beregnes ved bruk av Fick's 2. lov for diffusjon [7,8] i kombinasjon med en tidsavhengig diffusjonskoeffisient for klorider [10] slik som vist i lign. 1 og 2:

$$C(x,t) = C_s \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \right] \quad (1)$$

hvor  $C(x,t)$  er kloridkonsentrasjon i dybde  $x$  etter tid  $t$ ,  $C_s$  er kloridkonsentrasjon på betongens overflate,  $D$  er betongens kloriddiffusjonskoeffisient og  $\operatorname{erf}$  er en matematisk funksjon.

$$D(t) = D_0 \left( \frac{t_0}{t} \right)^\alpha \quad (2)$$

hvor  $D_0$  er diffusjonskoeffisienten etter tid  $t_0$ , og  $\alpha$  representerer diffusjonskoeffisientens tidsavhengighet.

Ved å kombinere lign. 1 og 2 får vi følgende uttrykk for beregning av kloridinntrengning:

$$C(x) = C_s \left[ 1 - \operatorname{erf} \left( x / 2 \cdot \sqrt{D_0 \cdot t \cdot (t_0 / t)^\alpha} \right) \right] \quad (3)$$

Kriteriet for armeringskorrosjon blir da:

$$C(X) = C_{CR} \quad (4)$$

hvor  $C(X)$  er kloridkonsentrasjon i dybde med armeringen, og  $C_{CR}$  er det kritiske kloridinnholdet i betongen som skal til for å starte en armeringskorrosjon.

### 2.3 Beregning av sannsynlighet

For en tradisjonell dimensjonering av betongkonstruksjoner er oppgaven alltid å fastlegge lastvirkningen  $S$  og lastkapasiteten  $R$  slik at dimensjoneringskriteriet blir:

$$R \geq S \quad \text{eller} \quad R - S \geq 0 \quad (5)$$

Når  $R < S$  vil det oppstå brudd eller en feilsituasjon, og da de størrelser som inngår i  $R$  og  $S$  alltid er beheftet med en viss usikkerhet, er det i de etablerte prinsipper for lastdimensjonering tatt hensyn til dette ved hjelp av material- og lastfaktorer.

På samme måte som for en tradisjonell dimensjonering, må det også for en bestandighetsdimensjonering fastlegges en lastvirkning  $S$ , som i dette tilfelle er kloridbelastningen, og en lastkapasitet  $R$ , som er betongkonstruksjonens motstand mot kloridinntrengning. Selv om verken  $S$  eller  $R$  kan sammenlignes direkte i disse to forskjellige former for dimensjonering, er akseptkriteriet det samme ved at risikoen for "brudd" eller "svikt" skal være mindre enn en gitt verdi. For en bestandighetsdimensjonering vil både  $R$  og  $S$  også være beheftet med en viss usikkerhet, og "svikt" blir derfor definert som påbegynt armeringskorrosjon (bruksgrensetilstand).

Mens det i utgangspunktet ikke er noen overlapping mellom "lastkapasiteten"  $R$ , som er konstruksjonens motstand mot kloridinntrengning, og "lastvirkningen"  $S$  som er konstruksjonens kloridbelastning, vil det over en viss tid foregå en gradvis overlapping som i prinsippet vist på fig. 3. Graden av overlapping vil da til enhver tid gjenspeile "svikt" eller sannsynlighet for påbegynt armeringskorrosjon.

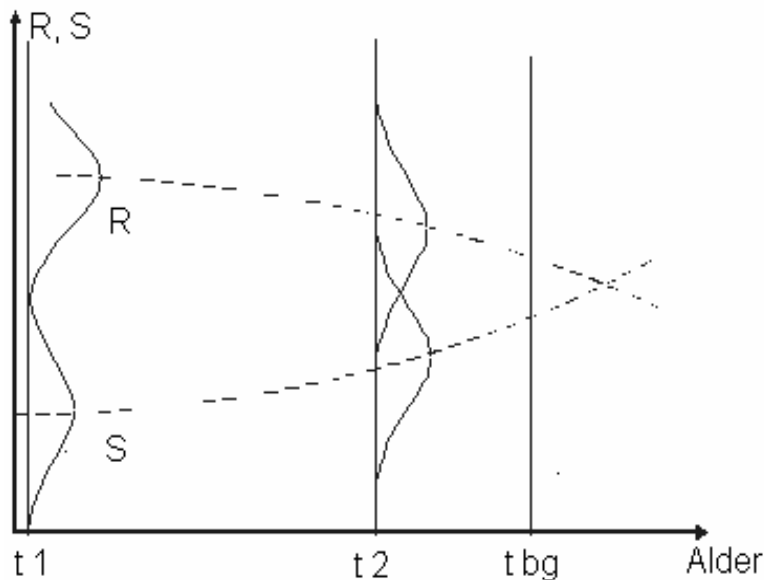


Fig. 3. Skjematisk framstilling av en tidsavhengig pålitelighetsanalyse.

I prinsippet kan sviktsannsynligheten formuleres slik:

$$P(\text{svikt}) = P_f = P(R - S < 0) < P_0 \quad (6)$$

hvor  $P_0$  er en målverdi for sviktsannsynligheten.



I norsk standard for pålitelighet av konstruksjoner NS 3490 [11], er det for en bruksgrensetilstand angitt krav om at sannsynligheten eller risikoen for ”svikt”, som i dette tilfelle er påbegynt armeringskorrosjon, ikke skal være større enn 10 %.

Normalt vil sviktfunksjonen inneholde flere variable som hver har sine statistiske parametere. Derfor vil bruk av en slik sviktfunksjon som regel kreve numeriske løsningsmetoder og bruk av datamaskin.

Eksempler på slike numeriske løsningsmetoder er:

- FORM (First Order Reliability Method)
- SORM (Second Order Reliability Method)
- Monte Carlo Simulering (MCS)

## 2.4 Risiko for armeringskorrosjon

I praksis har det vist seg at en beregning av kloridinntrengning basert på Fick's 2. lov kombinert med en Monte Carlo Simulering gir et enkelt og greit grunnlag for å kunne beregne sviktsannsynligheten eller risikoen for påbegynt armeringskorrosjon i løpet av en viss driftsperiode [12]. For en slik kombinert beregning er det utviklet spesiell programvare som angir hvorledes slike risikoberegninger enkelt kan gjennomføres trinn for trinn [13,14].

I prinsippet kan slike risikoberegninger anvendes på to forskjellige måter. I det ene tilfelle kan risikoberegninger danne grunnlaget for en levetidsprosjektering av nye betongkonstruksjoner i en tidlig prosjekteringsfase. For en gitt miljøbelastning blir det derved mulig å kunne stille relevante bestandighetskrav til betongkvalitet og betongoverdekning. I det andre tilfelle kan slike risikoberegninger brukes til å analysere data på observert kloridinntrengning fra en tilstandskontroll av eksisterende betongkonstruksjoner. Basert på ekstrapolasjon av den videre kloridinntrengning vil det da kunne være mulig å vurdere den framtidige risiko for påbegynt armeringskorrosjon.

For begge kategorier av slike risikoberegninger kreves noen aktuelle inngangsparametere. De inngangsparametere som inngår i et prosjekteringsgrunnlag for nye betongkonstruksjoner er beskrevet i det etterfølgende. De inngangsparametere som er aktuelle for en bestandighetsanalyse av eksisterende betongkonstruksjoner er seinere beskrevet under drift og vedlikehold.

## 2.5 Aktuelle inngangsparametere

I utgangspunktet skal den sannsynlighetsbaserte bestandighetsanalysen være basert på et overordnet funksjonskrav om at sannsynligheten for påbegynt armeringskorrosjon ikke skal overskride et sikkerhetsnivå på 10 % i løpet av en viss driftsperiode. For en gitt miljøbelastning vil bestandighetsanalysen derved gi et grunnlag for å kunne stille bestandighetskrav både til betongkvalitet og betongoverdekning i en tidlig prosjekteringsfase.

For å komme fram til de aktuelle bestandighetskrav, vil det være naturlig å gjennomføre sannsynlighetsbaserte bestandighetsanalyser for flere aktuelle kombinasjoner av betongkvalitet og betongoverdekning. For en gitt miljøbelastning må disse analysene enten være basert på kjente eller erfaringsbaserte verdier for følgende inngangsparametre:

- Miljøbelastning,  $C_s$
- Betongkvalitet
  - Betongens kloriddiffusivitet,  $D_0$
  - Kloriddiffusivitetens tidsavhengighet,  $\alpha$
  - Betongens kritisk kloridinnhold,  $C_{CR}$
- Betongoverdekning,  $X$

Hvis ikke noe annet skulle være kjent, er det rimelig å anta at de aktuelle inngangsparametere har en statistisk normalfordeling, og for samtlige parametere må det derfor foreligge aktuelle data både for middelerverdier og standardavvik.

I det etterfølgende er det gitt noen generelle retningslinjer for bestemmelse eller estimering av de aktuelle inngangsparametere.

### **Miljøbelastning, $C_s$**

Miljøbelastningen på en betongkonstruksjon blir vanligvis definert og vurdert på grunnlag av representative verdier for kloridkonsentrasjonen  $C_s$  på konstruksjonens overflate (fig. 4). Det ligger i sakens natur at denne belastningen primært er bestemt av det lokale miljøet på byggeplassen men delvis også av konstruksjonens geometriske utforming. Selv om  $C_s$  normalt vil ha en stor spredning innenfor samme konstruksjon, vil det i en bestandighetsanalyse være naturlig å velge representative data for de mest utsatte og kritiske deler av konstruksjonen.

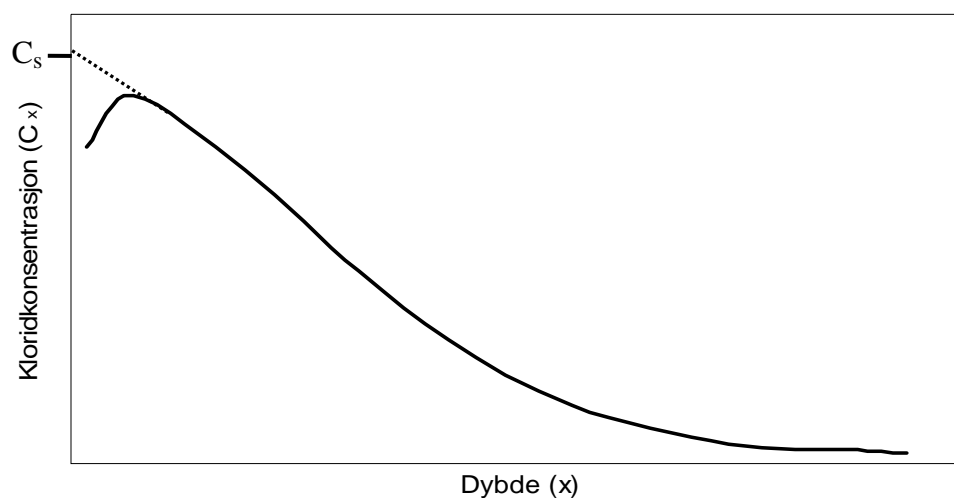


Fig. 4. En typisk kloridinntrengning og definisjon av miljøbelastning  $C_s$  på en betongkonstruksjon i et gitt miljø.

I løpet av de seinere år har det vært gjennomført til dels omfattende tilstandsundersøkelser både av havnekonstruksjoner og brukonstruksjoner av betong langs norskekysten. Da måling av kloridinntrengning alltid er en viktig del av slike undersøkelser, finnes det et omfattende erfaringsmaterial for å kunne estimere aktuelle og representative verdier for  $C_s$ . For de enkelte konstruksjoner er det naturlig at overflatekonsentrasjonen av klorider vil øke gjennom mange år, men for de fleste miljøbelastninger vil overflatekonsentrasjonene etter hvert stabilisere seg for de aktuelle miljøbelastninger.

Basert på gjennomførte tilstandsundersøkelser, er det i fig. 5 og 6 vist noen observerte verdier for  $C_s$  på en del norske havnekonstruksjoner og kystbruer i betong.

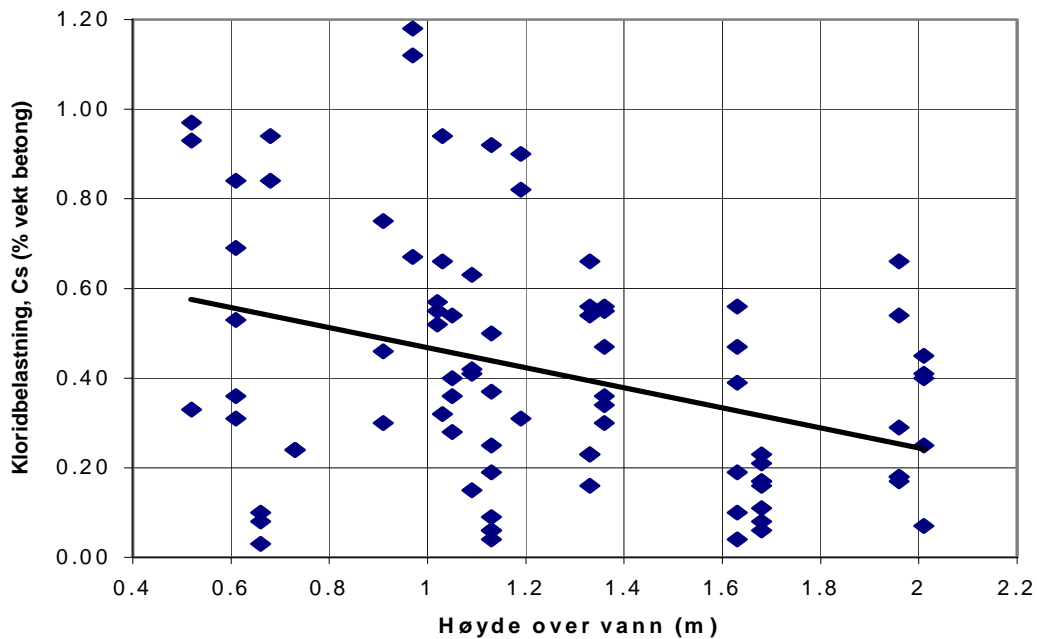


Fig. 5. Observerte verdier for  $C_s$  på norske havnekonstruksjoner i betong [15].

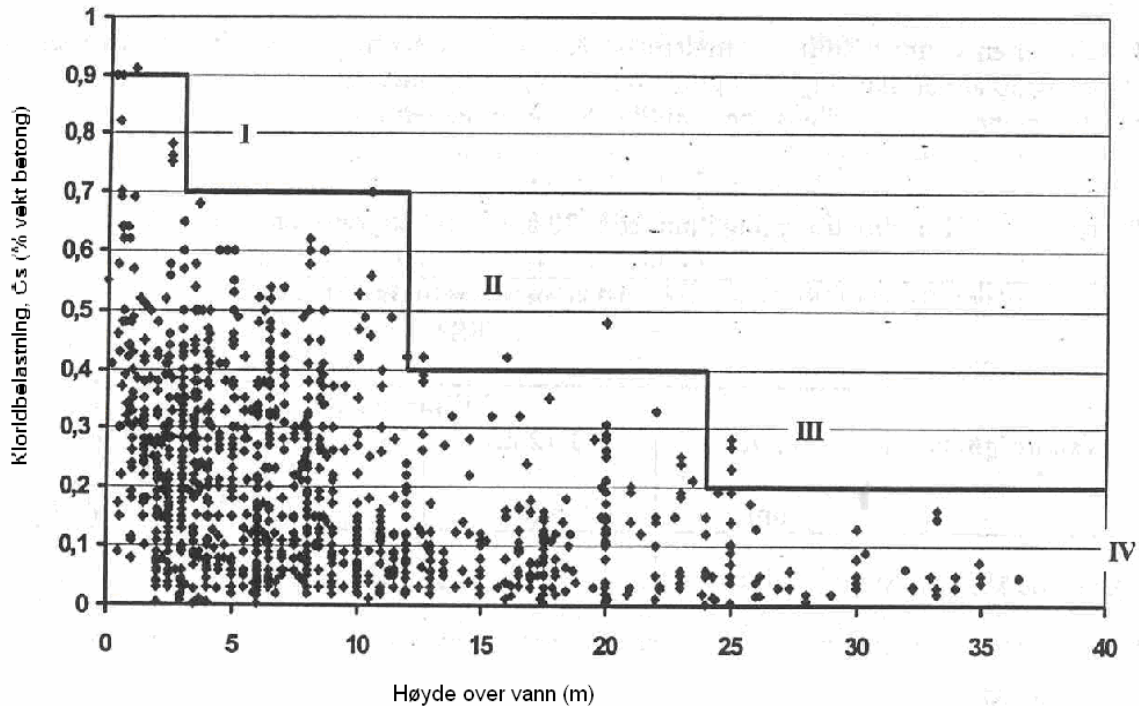


Fig. 6. Observerte verdier for  $C_s$  på norske kystbruer i betong [16].

Som det framgår av de observerte verdier for miljøbelastningen  $C_s$  på fig. 5 og 6, er dette en inngangsparameter i bestandighetsanalysen som kan variere innen meget vide grenser. For havnekonstruksjoner hvor betongdekket ligger like over vannflaten, må miljøbelastningen til dels karakteriseres som meget alvorlig. For bruer vil miljøbelastningen i større grad både være avhengig av bruas lokalisering og avstand over vannflaten. Hvis ikke noe annet skulle være kjent for en aktuell miljøbelastning, kan bestandighetsanalysen baseres på veiledende verdier for  $C_s$  slik som vist i tabell 1. Da kloridkonsentrasjoner noen ganger er angitt i prosent av betongvekt og noen ganger i prosent av sementvekt, er det i fig. 7 også angitt et enkelt omregningsdiagram for lettere å kunne sammenligne slike verdier.

Tabell 1. Veiledende verdier for miljøbelastning  $C_s$  på betongkonstruksjoner i et norsk kystmiljø.

Miljøbelastning	Cs (% av sementvekt)	
	Middelverdi	Standardavvik
Alvorlig	5,5	1,3
Middels	3,5	0,8
Moderat	1,5	0,5

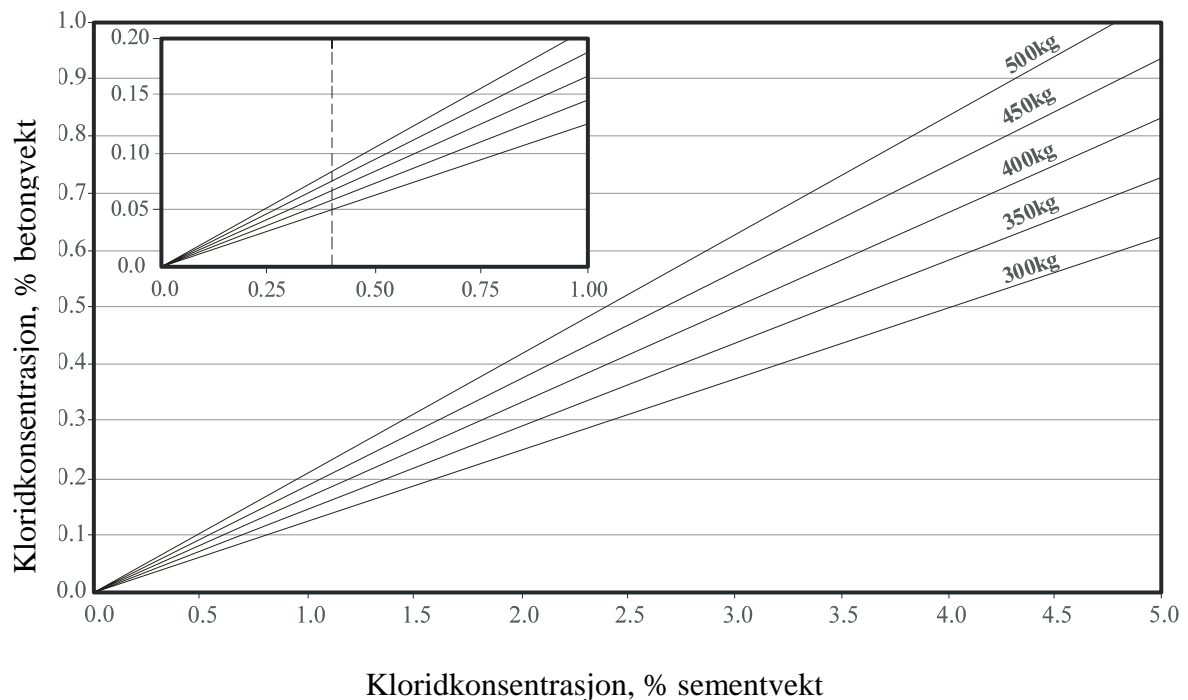


Fig. 7. Sammenheng mellom kloridkonsentrasjoner i betong basert på henholdsvis betongvekt og sementvekt.

## Betongkvalitet

### Betongens kloriddiffusivitet, $D_0$

I prinsippet er betongens kloriddiffusivitet  $D_0$  en meget viktig materialparameter som gjenspeiler betongens motstandsevne mot kloridinntrengning. Da  $D_0$  for en gitt betongkvalitet både kan måles og kontrolleres etter etablerte prøvningsmetoder, er det mulig å kunne stille kvalitetskrav til denne materialparameter.

Generell erfaring viser at en betong med en øvre grense for v/c-tall på 0,40, vil kunne gi en relativt høy motstandsevne mot kloridinntrengning, dvs. lav kloriddiffusivitet  $D_0$ . Generell erfaring viser imidlertid at valg av sementtype eller bindemiddel kan være vel så viktig som valg av v/c-tall. Hvis v/c-tallet f.eks. reduseres fra 0,45 til 0,35 for en betong basert på en ren portlandsement, vil dette bare i liten grad gi en redusert kloriddiffusivitet i forhold til hva som kan oppnås ved å erstatte portlandsementen med en slaggsement [17]. Hvis sementen også blir kombinert med pozzolanske bindemidler så som silikastøv eller flygeaske, vil også dette i vesentlig grad redusere betongens kloriddiffusivitet, dvs. gi en høyere motstandsevne mot kloridinntrengning.

For å kunne bestemme betongens kloriddiffusivitet  $D_0$  finnes flere forskjellige standardiserte prøvningsmetoder [18-20]. I praksis har det imidlertid vist seg å være hensiktsmessig å bruke en akselerert prøvningsmetode slik som beskrevet i Vedlegg A. Dette er en migrasjonsmetode som har vist seg å være godt egnet for en rutinemessig kvalitetskontroll; spesielt når en slik prøvning også kombineres med prøvning av betongens elektriske motstandsevne slik som beskrevet i Vedlegg B. I det etterfølgende er derfor kloriddiffusiviteten  $D_0$  basert på denne prøvningsmetoden.

Når det i en tidlig prosjekteringsfase skal gjennomføres sannsynlighetsbaserte bestandighetsanalyser for flere aktuelle betongkvaliteter, skal det brukes en kloriddiffusivitet basert på 28 døgns standard herdning ( $D_{28}$ ). I løpet av byggeperioden vil den utvidede kvalitetskontrollen også være basert på  $D_{28}$  slik som seinere beskrevet under dokumentasjon av oppnådd byggverkskvalitet.

Etter en fortsatt standard herdning i laboratoriet i løpet av en periode på opptil 180 døgn, vil kloriddiffusiviteten som regel være redusert til en omtrent konstant verdi ( $D_{180}$ ) (fig. 8). En slik verdi vil da gjenspeile den aktuelle betongens potensielle motstandsevne mot kloridinntrengning. Når konstruksjons potensielle bestandighet skal dokumenteres, er det derfor en verdi for  $D_{180}$  som skal benyttes som inngangsparameter for bestandighetsanalysen. Hvis kloriddiffusiviteten ytterligere reduseres utover en slik herdeperiode, vil dette bare gi resultater som ligger på den sikre side av en slik dokumentasjon.

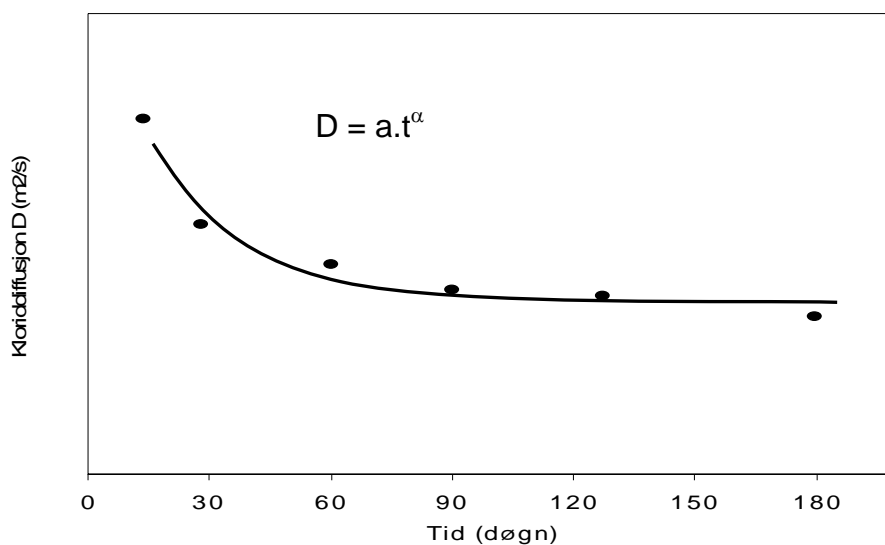


Fig. 8. Utvikling av betongens kloriddiffusivitet basert på standard herdning i laboratoriet [21].

Som et empirisk grunnlag for å kunne vurdere forskjellige betongkvaliteters motstandsevne mot kloridinntrengning basert på kloriddiffusiviteten  $D_{28}$ , er det angitt noen veiledende verdier i tabell 2.

Tabell 2. Empirisk sammenheng mellom betongens kloriddiffusivitet  $D_{28}$  og betongens potensielle motstandsevne mot kloridinntrengning [21].

Kloriddiffusivitet, $D_{28}$ $\text{m}^2/\text{s} \times 10^{-12}$	Motstandsevne mot klorid- inntrengning
>15	Lav
10 – 15	Moderat
5 – 10	Høy
2.5 – 5	Meget høy
< 2.5	Svært høy

Som grunnlag for å kunne vurdere den virkelige kloridinntrengning som seinere foregår i konstruksjonens driftsfase, må det imidlertid brukes en annen type kloriddiffusivitet enn det

som er beskrevet ovenfor. Dette er den såkalte effektive kloriddiffusivitet  $D_E$ , som gjenspeiler den virkelige kloridinntrengning som kan observeres for en gitt kloridbelastning på en aktuell konstruksjon. I praksis blir  $D_E$  bestemt fra kontrollmålinger av den aktuelle kloridinntrengning i konstruksjonens driftsfase. Bestemmelse av en slik kloriddiffusivitet er seinere beskrevet under drift og vedlikehold.

#### *Kloriddiffusivitetens tidsavhengighet, $\alpha$*

Kloriddiffusivitetens tidsavhengighet  $\alpha$  er også en meget viktig materialparameter som gjenspeiler hvorledes betongens kloriddiffusivitet  $D_0$  utvikler seg over tid (fig. 8). Det ligger i sakens natur at denne parameter både er avhengig av sementtype og herdebetingelser. For den virkelige konstruksjon er det en slik  $\alpha$ -faktor som også angir hvorledes den effektive kloriddiffusiviteten  $D_E$  utvikler seg over tid for en gitt miljøbelastning. Som grunnlag for å kunne vurdere den virkelige kloridinntrengning som foregår i konstruksjonens driftsfase, må det derfor brukes en kombinasjon av den effektive kloriddiffusivitet  $D_E$  og den  $\alpha$ -verdi som gjelder for den aktuelle kloridinntrengning i konstruksjonens driftsfase. I praksis blir både  $D_E$  og den aktuelle  $\alpha$ -verdi bestemt fra kontrollmålinger av den aktuelle kloridinntrengning i konstruksjonens driftsfase slik som seinere beskrevet under drift og vedlikehold.

Når det i en tidlig prosjekteringsfase skal gjennomføres sannsynlighetsbaserte bestandighetsanalyser for flere aktuelle betongkvaliteter, skal det brukes en kombinasjon av  $D_{28}$  slik som tidligere definert og en  $\alpha$ -verdi som mest mulig gjenspeiler den virkelige kloridinntrengning som foregår i konstruksjonens driftsfase. Det er dette som gir et grunnlag for å kunne sammenligne flere aktuelle betongkvaliteters motstandsevne mot kloridinntrengning. Det er også dette som gir et grunnlag for å kunne dokumentere oppnådd potensiell bestandighet og byggverkskvalitet når byggeperioden er over.

Selv om det eksisterende datagrunnlag for å kunne velge aktuelle parameterverdier for  $\alpha$  foreløpig er nokså mangelfullt, har det i løpet av de seinere år vært gjennomført mye kloridundersøkelser av betongkonstruksjoner i marine miljø. Hvis ikke noe annet skulle være kjent for en aktuell kombinasjon av betongkvalitet og miljøbelastning, kan bestandighetsanalysen derfor baseres på noen veiledende parameterverdier for  $\alpha$  slik som vist i tabell 3. Dette er observerte gjennomsnittsverdier for aktuelle betongkvaliteter basert på forskjellige sementtyper i tidevanns- og sprutsonen i et marint miljø [9,22-25]. Selv om en kombinasjon med silikastøv vil redusere de aktuelle verdier for kloriddiffusivitet, tyder eksisterende erfaringer på at de veiledende  $\alpha$ -verdier i tabell 3 fortsatt kan benyttes for å gi et vurderingsgrunnlag som gjør det mulig å kunne sammenligne effekten av forskjellige betongkvaliteter.

Tabell 3. Veiledende  $\alpha$ -verdier for betong basert på forskjellige sementtyper i tidevanns- og skvalpesonen.

Betong basert på forskjellig sementtype	$\alpha$ -parameter	
	Middelverdi	Standardavvik
Portlandsement	0,40	0,08
Flygeaskesement	0,60	0,12
Slaggsement	0,60	0,12

### *Kritisk kloridinnhold, $C_{CR}$*

Det kritiske kloridinnhold i betongen ( $C_{CR}$ ) som er nødvendig for å starte en armeringskorrosjon er delvis avhengig av sementtype og delvis av type armeringsstål. Selv om  $C_{CR}$  kan variere en god del [26], blir det for lite korrosjonsømfintlig armeringsstål i en betong basert på rene portlandsementer ofte antatt en øvre grense for  $C_{CR}$  på 0,4 % av sementvekten [27]. For innblanding av pozzolaner så som flygeaske og silikastøv, vil den kritiske grense for kloridinnhold bli noe redusert. Da innblanding pozzolaner samtidig vil øke betongens elektriske motstandsevne, kan  $C_{CR}$  fortsatt antas å være 0,4 % av sementvekten. Hvis derfor ikke noe annet skulle være kjent, kan det i bestandighetsanalysen antas en veiledende middelvei for  $C_{CR}$  på 0,4 % av sementvekten med et standardavvik på 25 % av middelveien. For korrosjonsømfintlig armeringsstål, kan det på tilsvarende måte antas en middelvei for  $C_{CR}$  på 0,1 % av sementvekten [27], også med et standardavvik på 25 % av middelveien.

### **Betongoverdekning, $X$**

Mens det i prosjekteringsstandarden NS 3473 [28] er angitt aktuelle minimumskrav til betongoverdekning  $X_{min}$ , er det i utførelsesstandarden NS 3465 [29] også angitt aktuelle toleransekrav. Den nominelle betongoverdekning  $X_N$  blir derfor alltid angitt med en toleranse  $\Delta X$ . I utførelsesstandarden er  $\Delta X$  angitt å være  $\pm 10$  mm; alternativt +15 mm og – 10 mm for tverrsnittshøyder over 250 mm. Ifølge etablerte standardkrav blir derfor minimumskravet til betongoverdekning:

$$X_{min} = X_N - 10 \text{ mm} \quad (7)$$

Dersom det antas at 5 % av armeringen har en overdekning som er mindre enn  $X_{min}$ , kan bestandighetsanalysen i en tidlig prosjekteringsfase baseres på  $X_N$  som middelvei og  $\Delta X / 1,645$  som standardavvik. Derved blir det for en gitt kombinasjon av miljøbelastning og betongkvalitet mulig å kunne kvantifisere effekten av en økt betongoverdekning utover det som er angitt som minimumskrav i norsk standard. Når byggeperioden er over, må imidlertid bestandighetsanalysen være basert på oppnådde kontrollverdier både for middelvei og standardavvik av betongoverdekning.

## **2.6 Aktuelle bestandighetskrav og dokumentasjon av oppnådd bestandighet**

Basert på gjennomførte bestandighetsanalyser i en tidlig prosjekteringsfase blir det mulig å stille krav både til betongkvalitet og betongoverdekning, hvor betongkvaliteten da blir basert på betongens kloriddiffusivitet etter 28 døgn ( $D_{28}$ ) slik som beskrevet i Vedlegg A.

Når byggeperioden er over, skal oppnådd bestandighet og byggverkskvalitet også dokumenteres. Bestandighetsanalysen skal da gjennomføres basert på oppnådde kontrollverdier for kloriddiffusivitet i laboratorium i løpet av byggeperioden ( $D_{180}$ ) kombinert med oppnådde kontrollverdier for betongoverdekning på byggeplass. Det er dette som gjør det mulig å framskaffe dokumentasjon på konstruksjonens potensielle bestandighet.

Når byggeperioden er over, skal det også gjennomføres en bestandighetsanalyse basert på oppnådde kontrollverdier for kloriddiffusivitet på byggeplass ( $D_{180}$ ) kombinert med oppnådde



kontrollverdier for betongoverdekning på byggeplass. Det er dette som gjør det mulig å framskaffe dokumentasjon på oppnådd byggverkskvalitet i løpet av byggeperioden.

## 2.7 Praktiske anvendelser

### *Generelt*

I løpet av de seinere år har det vært gjennomført levetidsprosjektering basert på sannsynlighetsbaserte bestandighetsanalyser for flere norske havnekonstruksjoner i betong, og i det etterfølgende er det gitt noen typiske resultater fra slike analyser [30].

For en aktuell havnekonstruksjon var kloridbelastningen vurdert som svært alvorlig, mens frostpåkjenninger ikke ble vurdert til å representere noe problem. Prosjekteringen ble derfor konsentrert om å få produsert en betong med best mulig motstandsevne mot kloridinntrengning (kloriddiffusivitet). Først ble effekten av forskjellige sementtyper med og uten tilsetning av silikastøv undersøkt. Deretter var det også aktuelt å få vurdert effekten av en økt betongoverdekning i konstruksjonens dekkedragere utover minimumskravet i norsk betongstandard. For dekkedragerne var det også et ønske om å få vurdert en delvis erstatning av den konvensjonelle armering med rustfri armering.

For den aktuelle konstruksjon var det et overordnet funksjonskrav om å ha en driftsperiode på minst 100 år før det ville oppstå en feilsannsynlighet på 10 % for påbegynt armeringskorrosjon. Det var samtidig en forutsetning at minimumskravene for bestandighet etter norske betongstandarder skulle være oppfylt.

### *Effekt av sementtype*

Basert på tre utvalgte sementtyper med og uten tilsetning av silikastøv ble det laget noen små prøveblandinger for å bestemme effekten av sementtype på betongens kloriddiffusivitet slik som beskrevet i Vedlegg A. De tre sementtypene omfattet Norcem Anleggsement (CEM I 52.5 LA), Norcem Flygeaskesement (CEM IV/A) og en hollandsk slaggsement med ca. 70 % slagg (CEM III/B 42.5 LH HS). Prøveblandingene uten silikastøv hadde en sementmengde på  $420 \text{ kg/m}^3$  og et v/c-tall på 0,45. Prøveblandingene med silikastøv hadde en sementmengde på  $390 \text{ kg/m}^3$  og en tilsetning av silikastøv på  $39 \text{ kg/m}^3$  (10 %), som ga et masseforhold på 0,38 og 0,35 for en k-faktor på henholdsvis 1 og 2.

Med data for alle disse betongtypene ble bestandighetsanalysen gjennomført for samme betongoverdekning og overflatekonsentrasjon av klorider (miljøbelastning). Som nominell betongoverdekning ble det brukt en gjennomsnittsverdi på 50 mm med antatt normalfordeling og standardavvik på 6 mm, mens det for kloridbelastning også ble antatt en normalfordeling med middelvei og standardavvik på henholdsvis 5,5 % og 1,3 % av sementvekt.

Basert på de registrerte kloriddiffusiviter og inngangsparametere som vist i tabell 4, ble bestandighetsanalysen gjennomført med resultater som vist på fig. 9. For den rene portlandsementen (Type 1) ville det bare bli oppnådd en driftsperiode på ca. 5 år, mens en kombinasjon med 10 % silikastøv (Type 2) ville gi en driftsperiode på ca. 10 år før det ble oppnådd en sannsynlighet på 10 % for påbegynt armeringskorrosjon. Basert på slaggsement, ville det for betongkvalitetene uten silikastøv (Type 3) og med silikastøv (Type 4) bli

oppnådd driftsperioder på henholdsvis ca. 20 år og mer enn 100 år, mens flygeaskesementen uten silikastøv (Type 5) og med silikastøv (Type 6) ville gi driftsperioder på henholdsvis ca. 10 år og ca. 20 år. Selv om disse resultatene ikke må oppfattes som absolutte verdier, er de relative forskjeller i oppnådde resultater stort sett i overensstemmelse med praktiske erfaringer [4].

Tabell 4. Inngangsparametre for å analysere effekten av sementtype på sannsynlighet for armeringskorrosjon.

Betongkvalitet	Inngangsparametre		
	$D_{28}$ ( $e-12.m^2/s$ )	$\alpha$	$C_{CR}$ (% Sement- vekt)
Type 1 (CEM I 52.5 LA)	N <sup>1)</sup> (13.3;0.83)	N(0.40;0.08)	N(0.40;0.10)
Type 2 (CEM I 52.5 LA + 10% CSF)	N(6.0;0.64)		
Type 3 (CEM III/B 42.5 LH HS)	N(6.7;0.75)	N(0.60;0.12)	
Type 4 (CEM III/B 42.5 LH HS + 10% CSF)	N(1.8;0.15)		
Type 5 (CEM IV/A)	N(12.8;1.03)	N(0.60;0.12)	
Type 6 (CEM IV/A + 10% CSF)	N(7.0;1.09)		

<sup>1)</sup> Normalfordeling

Basert på de registrerte kloriddiffusiviter og inngangsparametere som vist i tabell 4, ble bestandighetsanalysen gjennomført med resultater som vist på fig. 9. For den rene portlandsementen (Type 1) ville det bare bli oppnådd en driftsperiode på ca. 5 år, mens en kombinasjon med 10 % silikastøv (Type 2) ville gi en driftsperiode på ca. 10 år før det ble oppnådd en sannsynlighet på 10 % for påbegynt armeringskorrosjon. Basert på slaggsement, ville det for betongkvalitetene uten silikastøv (Type 3) og med silikastøv (Type 4) bli oppnådd driftsperioder på henholdsvis ca. 20 år og mer enn 100 år, mens flygeaskesementen uten silikastøv (Type 5) og med silikastøv (Type 6) ville gi driftsperioder på henholdsvis ca. 10 år og ca. 20 år. Selv om disse resultatene ikke må oppfattes som absolutte verdier, er de relative forskjeller i oppnådde resultater stort sett i overensstemmelse med praktiske erfaringer [4].

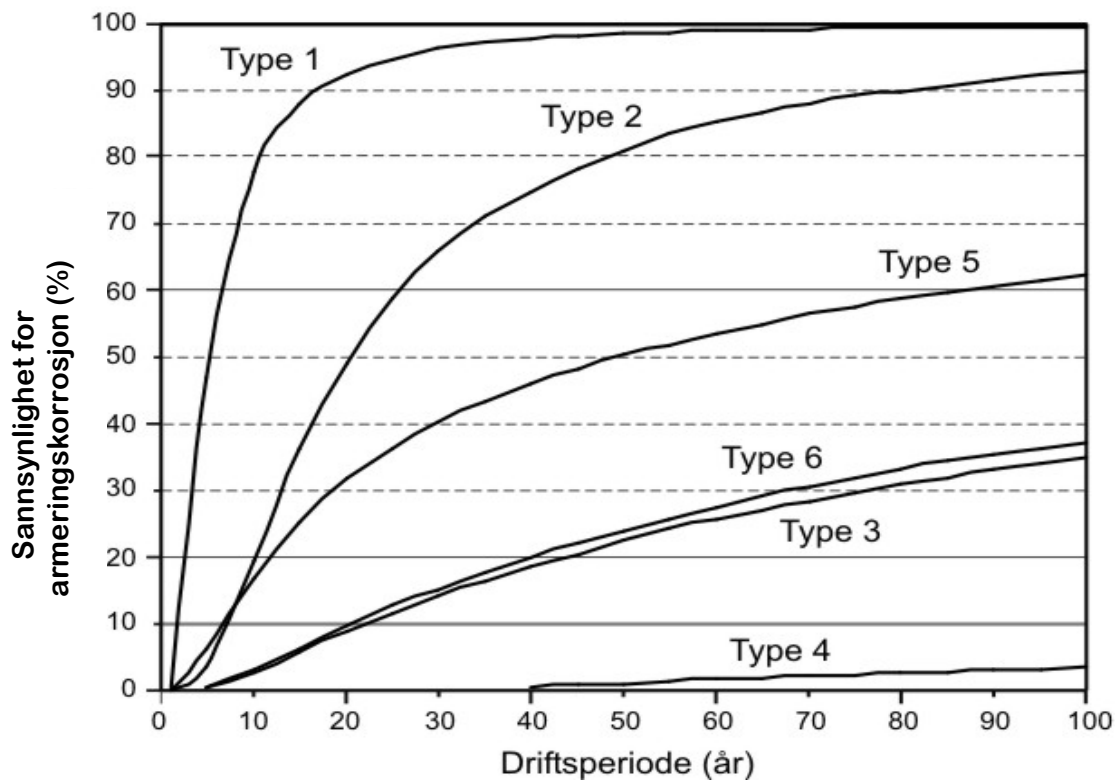


Fig. 9. Effekt av sementtype på sannsynlighet for armeringskorrosjon i en havnekonstruksjon av betong.

Dette eksempelet viser hvor viktig valg av sementtype og bindemiddel er for å oppnå en tilstrekkelig høy motstandsevne mot kloridinntrengning. For det aktuelle eksempelet ville bare slaggsement i kombinasjon med silikastøv kunne gi en tilstrekkelig god bestandighet uten bruk av alternative beskyttelsestiltak.

### *Effekt av betongoverdekning*

Basert på de aktuelle inngangsparametere for betongkvalitet av Type 2 i eksempelet ovenfor (Norcem Anleggsement med 10 % silikastøv) (tabell 5), ble det gjennomført en ny bestandighetsanalyse for å undersøke effekten av en økt betongoverdekning utover det gitte minimumskrav på 50 mm (fig. 10).

Tabell 5. Inngangsparametere for å analysere effekten av økt betongoverdekning på sannsynlighet for armeringskorrosjon.

Inngangsparameter	Middelverdi	Standardavvik	Kommentarer
$D_0$	6.0	0.64	Kloriddiffusivitet ( $10 \text{ E-}12 \text{ m}^2/\text{sec}$ )
$\alpha$	0.40	0.08	Tidsavhengighet
$C_{CR}$	0.40	0.10	Kritisk kloridinnhold (% sementvekt)
$C_S$	5.5	1.3	Kloridbelastning (% sementvekt)
$X_C$	50	6	Betongoverdekning (mm)
	60	6	
	70	6	
	90	6	
	120	6	

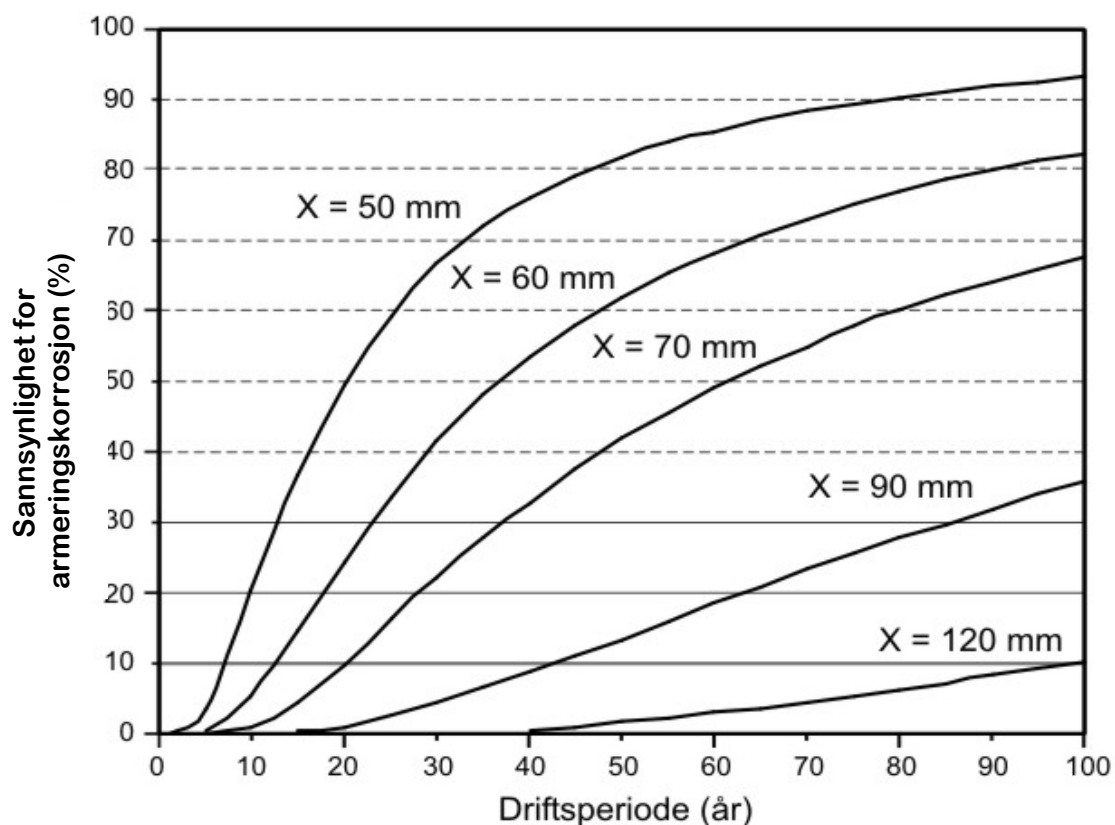


Fig. 10. Effekt av nominell betongoverdekning på sannsynlighet for armeringskorrosjon i en havnekonstruksjon av betong.

Som det framgår av resultatene på fig. 10 er også betongoverdekningen av stor betydning for konstruksjonens motstand mot kloridinntrengning. Mens en nominell betongoverdekning på 50 mm for denne type betongkvalitet bare ville gi en driftsperiode på ca. 5 år, ville en effektiv, nominell overdekning på 120 mm kunne gi en driftsperiode på ca. 100 år før det ville oppstå en 10 % sannsynlighet for armeringskorrosjon. Det kan imidlertid være vanskelig å øke den nominelle betongoverdekningen noe vesentlig utover en grense på ca. 70 mm i underkant av en dekkedrager uten å øke risikoen for rissutvikling. Ved å erstatte den ytterste del av armeringstverrsnittet med rustfri armering, vil det imidlertid være mulig å oppnå en vesentlig økning av den effektive betongoverdekning utover en slik grense.

## 2.8 Vurdering av oppnådde resultater

Når resultatene av de sannsynlighetsbaserte bestandighetsanalysene skal brukes som et prosjekteringsgrunnlag for å oppnå en mer kontrollert bestandighet av nye betongkonstruksjoner, er det viktig å være klar over hvilke forenklinger og antagelser som ligger til grunn for slike analyser. I et kloridholdig miljø kan inntrengningshastigheten av klorider også være kontrollert av andre mekanismer enn bare ren diffusjon. For de tykkelser av betongoverdekning som er aktuelle for et kloridholdig miljø, tyder imidlertid eksisterende erfaringer på at diffusjon er en høyst dominerende transportmekanisme. Når betongens motstandsevne mot kloridinntrengning også bare skal karakteriseres på basis av en akselerert migrasjonsprøvning, er dette basert på en kloridinntrengning som er svært forskjellig fra hva som foregår under mer naturlige forhold i en betongkonstruksjon. Da det i tillegg også må velges en rekke andre inngangsparametere hvor det fortsatt er mangel på pålitelig data og informasjon, må resultatene av bestandighetsanalyser vurderes både på en kritisk og nøktern måte. Spesielt gjelder dette inngangsparametrene både for miljøbelastning ( $C_s$ ) og kloriddiffusivitetens tidsavhengighet ( $\alpha$ ).

Når det som et overordnet funksjonskrav skal kreves at risikoen for påbegynt armeringskorrosjon ikke skal overskride 10 % i løpet av en gitt driftsperiode, må dette bare oppfattes som et kvalitetskrav til konstruksjonens bestandighet. Dette er et kvalitetskrav som i prinsippet er basert på en ingeniørmessig vurdering av alle de parametere som er antatt å påvirke konstruksjonens totale motstand mot kloridinntrengning, og som også omfatter den spredning og usikkerhet som eksisterer for alle disse parametere.

Praktiske erfaringer har vist at de prosedyrer for en bestandighetsanalyse som er beskrevet i det foregående, både gir et praktisk og verdifullt grunnlag for å kunne sammenligne effekten av forskjellige betongkvaliteter og forskjellige betongoverdekninger for en gitt miljøbelastning. Derved blir det mulig å komme fram til relevante bestandighetskrav som både lar seg etterprøve og kontrollere i løpet av byggeperioden. Når byggeperioden er over, er det også mulig å framskaffe dokumentasjon på oppnådd bestandighet og byggverkskvalitet.

Når byggeperioden er over, er det bare en regelmessig oppfølging av den virkelige kloridinntrengning i konstruksjonens driftsfase og en kontroll av denne kloridinntrengning med effektive beskyttelsestiltak som i praksis vil kunne gi konstruksjonen en mer kontrollert levealder. Etter hvert som det framkommer mer data fra en regelmessig oppfølging av kloridinntrengningen i den enkelte konstruksjon, vil det etter hvert også framkomme et bedre datagrunnlag for å kunne gjennomføre bestandighetsanalyser for framtidige betongkonstruksjoner under tilsvarende miljøbelastninger.

### 3 ALTERNATIVE STRATEGIER OG BESKYTTELSESTILTAK

#### 3.1 Generelt

Basert på bestandighetsanalyser, vil det alltid være naturlig å sette krav til betongkvalitet og betongoverdekning som vil gi en så høy sikkerhet mot armeringskorrosjon som praktisk og økonomisk mulig. Svært ofte viser det seg imidlertid at det for gitte, lokale forhold ikke er mulig for å oppnå en tilstrekkelig sikkerhet. I utsatte marine miljøer viser det seg at kloridene også kan trenge inn i betongen allerede i en tidlig fase i byggeperioden allerede før betongen har oppnådd en tilstrekkelig herdning og tetthet (fig. 11). For alle betongkonstruksjoner hvor både sikkerhet, bestandighet og levealder er av spesiell betydning, må derfor også andre alternative strategier og beskyttelsestiltak vurderes både teknisk og økonomisk slik som beskrevet i det etterfølgende.



Fig. 11. "Nye Filipstadkaia" i Oslo (2001) fikk en høy saltinntrengning i betongen allerede under byggeperioden.

#### 3.2 Katodisk forebygging

Etter at en kloridbasert armeringskorrosjon er påbegynt, viser all erfaring at det bare er en eller annen form for katodisk beskyttelse (KB) som på en effektiv måte kan få en slik nedbrytning under kontroll. Uansett hvor god betongkvalitet og stor betongoverdekning som er foreskrevet, bør det derfor som et ekstra beskyttelsestiltak være naturlig å vurdere behovet for en katodisk forebygging (KF). En slik beskyttelse kan enten igangsettes helt ifra begynnelsen av eller bare forberedes i løpet av byggeperioden slik at dette kan igangsettes før

kloridinntrengningen har rukket å starte en armeringskorrosjon [31]. Det siste alternativet krever imidlertid en nøye planlagt overvåkning av kloridinntrengningen.

Både for å gjøre det enklere og billigere å kunne anvende et KF-system, må det allerede i prosjekteringsfasen spesifiseres nødvendige minimumskrav til elektrisk kontinuitet i armeringssystemet slik som seinere beskrevet under dokumentasjon av oppnådd byggverkskvalitet [32]. Å få etablert en slik elektrisk kontinuitet på et seinere stadium er både arbeidskrevende og uforholdsmessig kostbart i forhold til å få etablert dette allerede i byggefasen. For konstruksjoner hvor sikkerhet, bestandighet og levealder er av spesiell betydning, eller hvor sentrale deler av konstruksjonen seinere blir vanskelig tilgjengelig, bør anodesystemet innstøpes allerede i byggefasen og KF-systemet også helst igangsettes helt ifra begynnelsen av. Dette vil i utgangspunktet gi et vesentlig mer robust og driftssikkert KF-system i forhold til å installere et slikt system på et seinere stadium. Ved å igangsette KF-systemet helt ifra begynnelsen av, blir det samtidig mulig å få kontrollert at alle komponenter og deler av KF-systemet fungerer slik som forutsatt. Da et innstøpt anodesystem også vil ha en vesentlig lenger levetid i forhold til ettermonterte anodesystemer, vil dette kunne representere en god investering for byggherren.

Hvis KF-systemet ikke blir igangsatt før betongkonstruksjonen allerede har begynt å korrodere, er det viktig å være klar over at den elektriske kontinuitet i armeringssystemet da kan være brutt. Så snart det dannes korrosjonsprodukter på armeringsstålet, representerer dette en elektrisk isolasjon mellom de enkelte armeringsstenger slik at en opprinnelig god elektriske kontinuitet enten kan bli sterkt redusert eller helt brutt.

Katodisk forebygging for å hindre armeringskorrosjon på betongkonstruksjoner i kloridholdige miljø ble introdusert allerede i slutten av 1980-årene. Da slike beskyttelsessystemer seinere har vært installert på et stort antall nye betongkonstruksjoner i mange land, finnes det mye praktiske erfaringer på området [26].

### 3.3 Rustfri armering

Rustrege eller såkalte rustfrie armeringsstål har vært på markedet i mange år uten at dette hittil har vært vurdert som økonomisk aktuelt for vanlige betongkonstruksjoner. I løpet av de seinere år viser imidlertid nye erfaringer at en selektiv bruk av rustfrie armeringsstål i kombinasjon med vanlig armeringsstål både kan være teknisk og økonomisk interessant for betongkonstruksjoner i kloridholdige miljø [33,34]. Både den europeiske standard EN 10088-1 [35] og den amerikanske standard AISI har klassifisert forskjellige typer rustfrie armeringsstål, hvorav noen av de mest aktuelle variantene er vist i tabell 6.

Tabell 6. Oversikt over aktuelle rustfrie armeringsstål [34].

Betegnelse EN 10088-1	Betegnelse AISI	Diameter (mm)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	PREN	Relativ pris pr kg (2003)
W.1.4301	304	3-40	> 500	600-800	19	4,5 (2,1-2,8)
W.1.4436	316S33	3-16	> 550	600-800	24	5,5 (2,5-3,2)
W.1.4401	316					
W.1.4429	316LN	18-40	> 500	600-800	35	8,5 (3,5-4,8)
W.1.4462	318	3-16	> 650	800-1000		
W.1.4462	318	18-40	> 550	700-850		

hvor:

$f_y$	Flytegrense (0,2-grense)
$f_u$	Bruddfasthet
PREN	Den såkaldte ”pitting resistance equivalent number”, hvor $PREN = \%Cr + 3,3 \cdot \% Mo + 16 \cdot \% N$ , og hvor vanlig armeringsstål har $PREN < 1$
Relativ pris	Det omtrentlige forholdet mellom rene materialpriser pr. kg for det aktuelle rustfrie stål og vanlig armeringsstål. Tallene i parentes er forholdet mellom de totale omkostninger, dvs. inklusive håndteringsomkostninger

For betongkonstruksjoner i kloridholdige miljø er det først og fremst armeringsstål av type W.1.4436 som hittil har vist seg å være mest effektive, men enklere og billigere stål så som W.1.4301 har også vist seg å være effektive. Etter hvert har det også kommet andre typer rustfrie armeringsjern på markedet som både er enklere og billigere enn de tradisjonelle rustfrie armeringsstål. Dette er primært karbonstål som er belagt med et belegg av rustfritt stål [36].

Ved å bruke opptil 40 % tradisjonell, rustfri armering i noen av de mest utsatte delene av en havnekonstruksjon, har beregninger vist at de totale byggekostnadene kanskje ikke øker med mer enn ca. 5 % [37]. Dette kan derfor være en god investering for byggherren.

I løpet av de seinere år har nye armeringssystemer basert på ikke-metalliske komposittmaterialer også blitt kommersielt tilgjengelige [38]. Både teknisk og økonomisk kan en utnyttelse av slike armeringsmaterialer også være høyst aktuelt for betongkonstruksjoner i kloridholdige miljø.

Ved å erstatte den ytterste del av et armeringstverrsnitt med armeringsmaterialer som ikke kan ruste, vil dette kunne gi en vesentlig økning av den effektive betongoverdekning i de mest utsatte deler av en betongkonstruksjon. For å kunne kvantifisere effekten av en slik økt, effektiv betongoverdekning, er det naturlig å benytte bestandighetsanalyser slik som vist i eksemplet på fig. 10.

### 3.4 Overflatebeskyttelse av betong

De betongplattformer i Nordsjøen som fikk påført et beskyttende overflatebelegg av epoxy allerede i byggefasen, har selv etter 15-20 års alvorlig kloridbelastning ikke fått noen kloridinntrengning i betongen [39]. I løpet av de seinere år har det også kommet en rekke andre forskjellige produkter på markedet, enten for å bremse kloridinntrengningen eller for å forhindre en kloridinntrengning i betongen.

For betongkonstruksjoner som utstøpes i utsatte marine miljø og som også kan bli utsatt for en tidlig kloridbelastning før betongen har oppnådd tilstrekkelig herdning og tetthet, bør betongen påføres en overflatebeskyttelse så tidlig som mulig etter at forskallingen er fjernet og deretter vedlikeholdes etter behov.

Erfaringene viser at de beste resultatene med en overflatebeskyttelse på betong har vært oppnådd når beskyttelsen har vært påført i en så tidlig herdefase at betongen enda har en



sugeffekt. Hvis overflatebeskyttelsen påføres på et seinere stadium, er betongoverflatens fuktnivå svært avgjørende for den oppnådde beskyttelseeffekt.

### **3.5 Prefabrikkerte betongelementer**

For prosjektering og produksjon av betongkonstruksjoner i utsatte marine miljø, bør det også være aktuelt å vurdere bruk av prefabrikkerte betongelementer der hvor dette er mulig. Dette vil primært gjøre det enklere å gjennomføre byggeprosessen under mer kontrollerte forhold slik at det blir mulig å unngå en tidlig klorideksponering før betongen har rukket å få en tilstrekkelig herdning og tetthet. Før slike prefabrikkerte elementer blir montert, er det også mulig å få påført alle eksponerte betongoverflater en overflatebeskyttelse under mer optimale forhold enn hva som ellers er mulig.

Da prefabrikkerte betongelementer ofte produseres med en mindre nominell betongoverdekning enn for plasstøpt betong, vil dette under ellers like forhold gi en noe høyere korrosjonsrisiko. Når kloridfronten når inn til armeringen, vil en større andel av armeringsstålet også begynne å korrodere.

## **4. DOKUMENTASJON AV OPPNÅDD BYGGVERKSKVALITET**

### **4.1 Generelt**

Den betongkvalitet som blir oppnådd på en byggeplass vil alltid være dårligere enn det som blir oppnådd på små betongprøver utstøpt og herdet under kontrollerte forhold i et laboratorium. På en byggeplass vil det også være større variasjoner i betongkvalitet som delvis skyldes større variasjoner i en større betongproduksjon, men som delvis også skyldes naturlige variasjoner både i herdeforhold og utførelse av betongarbeidene. Spesielt viser det seg at betongens bestandighetsegenskaper er vesentlig mer følsomme for variasjoner i en betongproduksjon sammenliknet med betongens trykkfasthet. I tillegg til den rutinemessige kvalitetskontroll som alltid må gjennomføres under kontrollerte forhold i et laboratorium, er det derfor også viktig å framskaffe en best mulig dokumentasjon av oppnådd kvalitet i det ferdige konstruksjon [40].

Basert på gjeldende standard og vanlig praksis vil betongens bestandighetsegenskaper normalt bare være spesifisert på basis av noen beskrivende krav til betongens sammensetning og utførelse som verken lar seg etterprøve eller kontrollere i løpet av byggeperioden [27,41]. Nye betongkonstruksjoner blir derfor fortsatt overlevert byggherren uten noen form for dokumentasjon av oppnådde bestandighet og byggverkskvalitet.

Som resultat av en sannsynlighetsbasert bestandighetsanalyse vil det alltid framkomme krav til betongens kloriddiffusivitet og tykkelse av betongoverdekning. En fortløpende kontroll av begge disse bestandighetsparametere må derfor inngå i en utvidet kvalitetskontroll av betongarbeidene i løpet av byggeperioden. Hvis det er satt krav til elektrisk kontinuitet i konstruksjonens armeringssystem, må dette også inngå i den utvidede kvalitetskontrollen. I det etterfølgende er det gitt en kort beskrivelse av hvorledes en slik utvidet kvalitetskontroll i praksis kan gjennomføres.

## 4.2 Betongens kloriddiffusivitet

I utgangspunktet må en dokumentasjon av betongens kloriddiffusivitet  $D_0$  være basert på den prøvningsmetode som er beskrevet i Vedlegg A. Selv om en slik prøvning kan gjennomføres i løpet av en relativt kort tid, er en slik prøvning ikke spesielt godt egnet for en rutinemessig kvalitetskontroll. For alle porøse materialer eksisterer det imidlertid en generell sammenheng mellom materialets diffusivitet og elektrisk motstandsevne på følgende måte [42]:

$$D_i = \frac{R \cdot T}{Z^2 \cdot F^2} \cdot \frac{t_i}{\gamma_i \cdot c_i \cdot \rho} \quad (8)$$

hvor:

$D_i$  = diffusivitet for ione i

R = gasskonstant

T = absolutt temperatur

Z = ionevalens

F = Faradays konstant

$t_i$  = overføringstall for ione i

$\gamma_i$  = aktivitetskoeffisient for ione

$c_i$  = konsentrasjon av ione i i porevannet

$\rho$  = elektrisk motstandsevne

Da de fleste faktorene som inngår i lign. 8 er fysikalske konstanter, kan denne ligningen for en gitt betong med gitte tempertur- og fuktighetsforhold forenkles til:

$$D = k \cdot \frac{1}{\rho} \quad (9)$$

Da betongens elektriske motstandsevne kan måles på en meget hurtig og enkel måte slik som beskrevet i Vedlegg B, vil det primært være betongens elektriske motstandsevne som danner grunnlaget for en rutinemessig, indirekte kontroll av betongens kloriddiffusivitet i løpet av byggeperioden [43]. Forutsetningen for dette er imidlertid at det først blir etablert en sammenheng mellom betongens kloriddiffusivitet og dens elektriske motstandsevne for den aktuelle betong med gitte fukt- og temperaturforhold. I praksis kan dette gjøres ved parallelt å måle utviklingen både av kloriddiffusivitet og elektriske motstandsevne under standard herdebetingelser i laboratoriet, f.eks. etter 7, 14, 28 og 60 døgn og deretter plote dette som vist i fig. 12. For å bestemme den aktuelle betongens potensielle motstandsevne mot kloridinntrengning, må utviklingen av betongens kloriddiffusivitet fortsatt måles med visse mellomrom i laboratoriet i løpet av en periode på opptil 180 døgn (fig. 13). Etter en slik periode vil kloriddiffusiviteten gjenspeile den aktuelle betongens potensielle motstandsevne mot kloridinntrengning ( $D_{180}$ ). Sammen med oppnådde kontrollverdier for betongoverdekning på byggeplass, er det dette som danner grunnlaget for å dokumentere konstruksjonens potensielle bestandighet når byggeperioden er over.

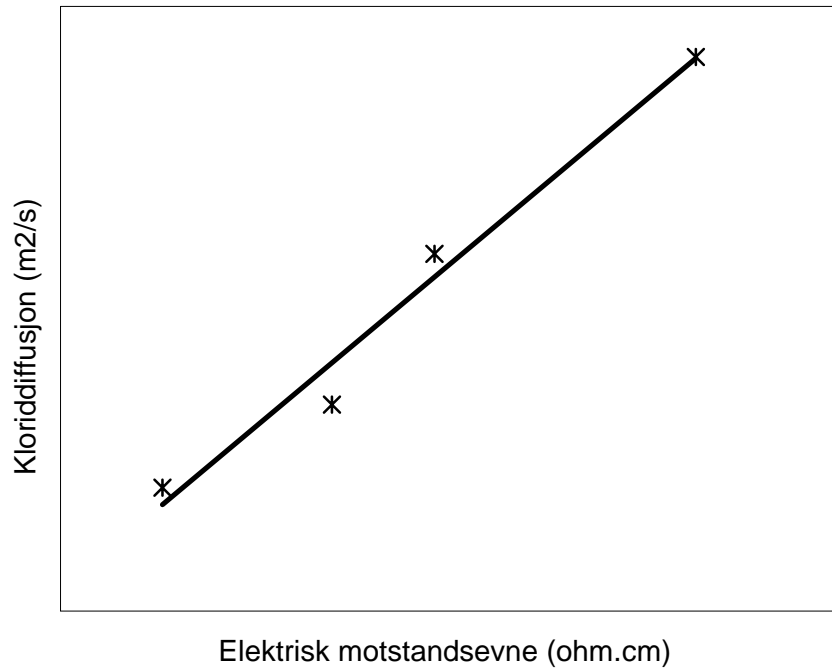


Fig. 12. Sammenheng mellom betongens kloriddiffusivitet og elektriske motstandsevne.

Så snart den nødvendige sammenheng mellom betongens kloriddiffusivitet og elektriske motstandsevne i en tidlig fase er etablert (fig. 12), skal den rutinemessig kvalitetskontrollen av betongens elektriske motstandsevne gjennomføres på samme betongprøver som ellers benyttes for den etablerte kontroll av betongens trykkfasthet. Denne prøvningen av elektrisk motstandsevne skal foretas umiddelbart før trykkfastheten blir bestemt, og dette inngår derved som en utvidet del av kvalitetskontrollen i løpet av byggeperioden.

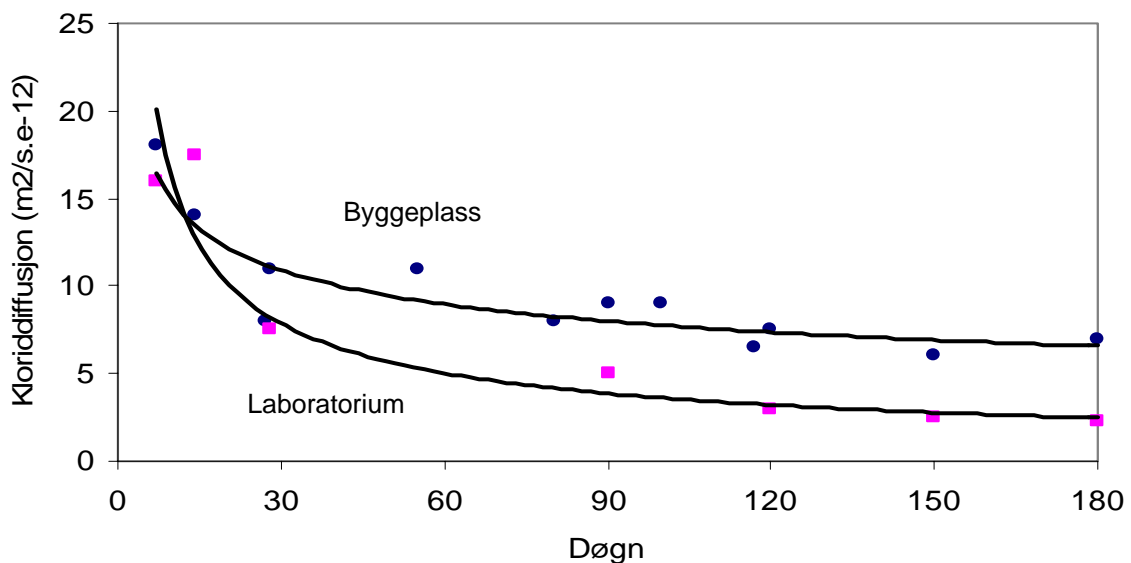


Fig. 13. Oppnådde kontrollverdier for betongens kloriddiffusivitet både fra laboratorium og byggeplass for Nye Filipstadkaia [21].

I tillegg til den laboratoriebaserte kvalitetskontroll av betongens kloriddiffusivitet slik som beskrevet ovenfor, må det også framskaffes et visst omfang av dokumentasjon av oppnådd kloriddiffusivitet på byggeplass [40]. I prinsippet skal en slik kvalitetskontroll baseres på et visst omfang av uttatte borkjerner (Ø100 mm) fra den aktuelle konstruksjon. For å minimalisere et slikt uttak av borkjerner fra til dels tett armerte konstruksjoner, må det i en tidlig fase av betongarbeidene utstøpes et separat, uarmert referanseelement slik som f.eks. vist på fig. 14. Fra et slikt referanseelement som både må utstøpes og etterbehandles mest mulig likt og representativt for den aktuelle konstruksjon, skal det med visse mellomrom taes ut borkjerner for å bestemme utviklingen av betongens kloriddiffusivitet i løpet av byggeperioden. Sammen med den stikkprøvekontroll som er basert på borkjerner fra den aktuelle konstruksjon, er det dette som danner grunnlaget for å dokumentere oppnådd kloriddiffusivitet på byggeplass i løpet av byggeperioden (fig. 13).

På byggeplass har det også vist seg at rutinemessige kontrollmålinger av betongens elektriske motstandsevne både på referanseelement og på den aktuelle konstruksjon kan gi en verdifull tilleggsinformasjon både om kvalitetsnivå og homogenitet på den utstøpte betong. Slike målinger må imidlertid alltid korrigeres for den aktuelle temperatur og justeres til en standard referansetemperatur på 20 °C. Selv om slike korreksjoner for temperatur er nokså kompliserte, har det i praksis vist seg å være tilstrekkelig nøyaktig å korrigere måleresultatene med 4 % for hver °C [44]. Da den elektriske motstandsevnen reduseres med økende temperatur, må måleresultatene derfor enten korrigeres ned eller opp avhengig av om den aktuelle temperatur ligger under eller over + 20 °C.

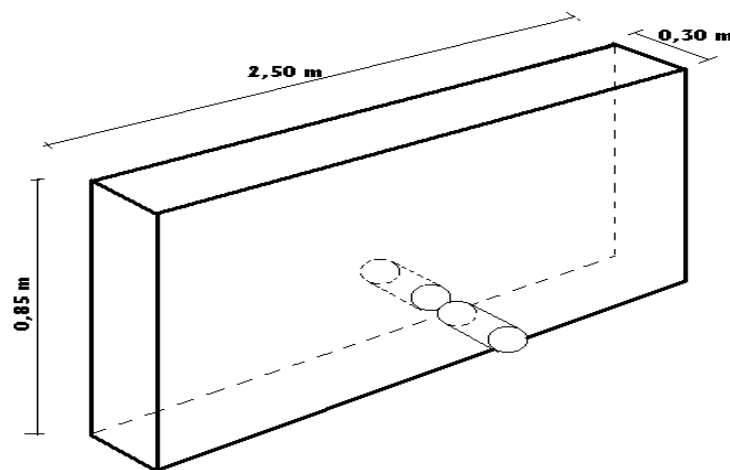


Fig. 14. Referanseelement på byggeplassen under bygging av Nye Filipstadkaia (2001) i Oslo.

Da betongens elektriske motstandsevne i stor grad også er avhengig av betongens fuktnivå, må slike målinger alltid være basert på etablerte prosedyrer for oppfuktning av betongens yttersjikt slik som beskrevet i Vedlegg B. Da det er vanskelig å oppnå en tilstrekkelig god kontroll av betongens fuktforhold på en byggeplass, vil slike målinger alltid være beheftet med en viss usikkerhet. Ved rutinemessig målinger av betongens elektriske motstandsevne på den aktuelle konstruksjon, vil underliggende armeringsstål også kunne påvirke

måleresultatene. Derfor må slike målinger på den aktuelle konstruksjon også baseres på et gjennomsnitt av flere målinger slik som beskrevet i Vedlegg B.

Når byggeperioden er over og oppnådd bestandighet og byggverkskvalitet skal dokumenteres, må bestandighetsanalysene baseres på henholdsvis oppnådde kontrollverdier for kloriddiffusivitet etter en standard herdeperiode på 180 døgn i laboratorium kombinert med oppnådde kontrollverdier for betongoverdekning i løpet av byggeperioden og oppnådde kontrollverdier for kloriddiffusivitet på byggeplass kombinert med oppnådde kontrollverdier for betongoverdekning i løpet av byggeperioden.

Hvis forskjellen mellom oppnådde kontrollverdier for kloriddiffusivitet i laboratorium og på byggeplass blir uforholdsmessig stor, bør dette ha konsekvenser for konstruksjonens drifts- og vedlikeholdsplan.

### **4.3 Betongoverdekning**

På en byggeplass må det alltid være en fortløpende kontroll av betongoverdekning for å sørge for at spesifiserte krav både til minimum betongoverdekning og toleranse er oppfylt. Det er naturlig at dette blir rutinemessig kontrollert og eventuelt justert for hver støpeseksjon før betongen blir utstøpt.

Da armeringssystemet alltid blir utsatt for belastninger og påkjenninger under selve utstøpning av betongen, er det også meget viktig å få kontrollert og dokumentert at spesifiserte krav til betongoverdekning blir oppnådd etter at betongen er utstøpt. Det er disse oppnådde kontrollverdier både for middelerdi og standardavvik etter at betongen er utstøpt som inngår i de endelige analysene for å dokumentere oppnådd bestandighet og byggverkskvalitet.

### **4.4 Elektrisk kontinuitet**

Hvis det er satt krav til elektrisk kontinuitet i armeringssystemet slik som angitt i norsk standard for katodisk beskyttelse av betongkonstruksjoner [32], må også dette fortløpende kontrolleres og dokumenteres i løpet av byggeperioden. Normalt bør en slik kontroll utføres og kvalitetssikres av et spesialfirma i bransjen for katodisk beskyttelse, jfr. Vedlegg C.

## **5. DRIFTS- OG VEDLIKEHOLDSPLAN**

### **5.1 Generelt**

I en driftsfase har den typiske situasjon for de fleste betongkonstruksjoner hittil vært at ingen ting blir gjort før det har utviklet seg et til dels avansert stadium av synlige skader (fig. 15). For kloridbaserte korrosjonsskader vil en reparasjon på et slikt stadium både være teknisk komplisert og uforholdsmessig kostbar i forhold til å gjennomføre en regelmessig tilstandskontroll og et forebyggende vedlikehold i konstruksjonens driftsfase.

For alle nye betongkonstruksjoner hvor sikkerhet og levealder er av spesiell betydning, må det være et krav fra byggherren å få utarbeidet en drifts- og vedlikeholdsplan som viser hvorledes den nye konstruksjonen skal driftes og vedlikeholdes i bruksfasen [2]. Å utarbeide en slik plan er derfor en viktig og naturlig del av levetidsprosjekteringen for nye betongkonstruksjoner. Selv om en slik plan i hovedsak må være basert på generelt etablerte prosedyrer for forvaltning, drift og vedlikehold [4, 45-47], må alle betongkonstruksjoner i et kloridholdig miljø også ha spesielle prosedyrer for oppfølging og kontroll av den aktuelle kloridinntrengning.

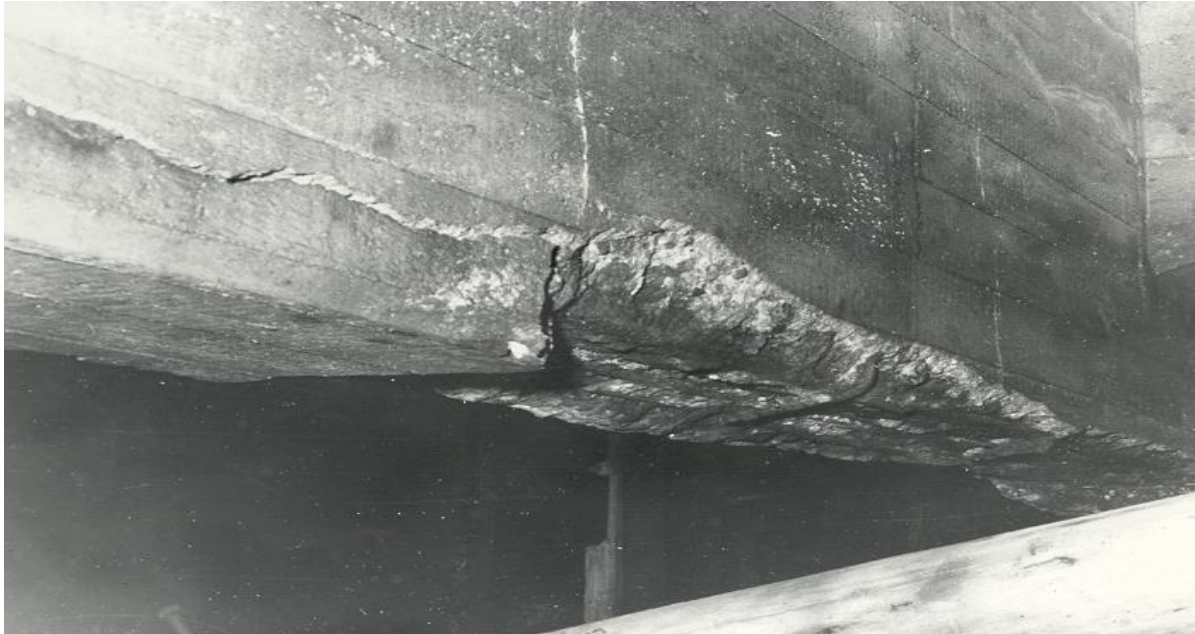


Fig. 15. Dekkedrager i en havnekonstruksjon av betong med et avansert stadium av armeringskorrosjon.

## 5.2 Kontroll av kloridinntrengning

Selv om strengeste krav til betongkonstruksjonens bestandighet både er spesifisert og oppnådd, viser all erfaring at det alltid i et kloridholdig miljø vil foregå en viss kloridinntrengning i konstruksjonens driftsfase. Hastigheten av den aktuelle kloridinntrengning kan imidlertid variere fra konstruksjon til konstruksjon. I praksis er det derfor bare en regelmessig oppfølging av den virkelige kloridinntrengning kombinert med effektive beskyttelsestiltak som kan gi konstruksjonen en mer kontrollert levealder.

I utsatte marine miljø kan kloridene trenge inn i betongen i en tidlig fase under byggeperioden allerede før betongen har oppnådd en tilstrekkelig herdning og tetthet (fig. 16). Under slike forhold er det derfor naturlig å foreta en kontroll av kloridinntrengning allerede umiddelbart etter at byggeperioden er over. Hvis en slik tidlig kloridinntrengning kan påvises, bør dette ha konsekvenser for den videre oppfølging og kontroll av kloridinntrengningen.

For den rutinemessig oppfølging og kontroll av kloridinntrengningen, er det viktig å ha en plan som angir hvor på konstruksjonen en slik kontroll skal gjennomføres. I en slik plan er det

naturlig å velge de mest kritiske og mest kloridbelastede deler av konstruksjonen. Det er også viktig at de enkelte kontrollmålinger hele tiden foregår på samme steder i konstruksjonen, da det er dette som gjør det mulig å kontrollere den aktuelle inntrengningshastigheten av klorider.

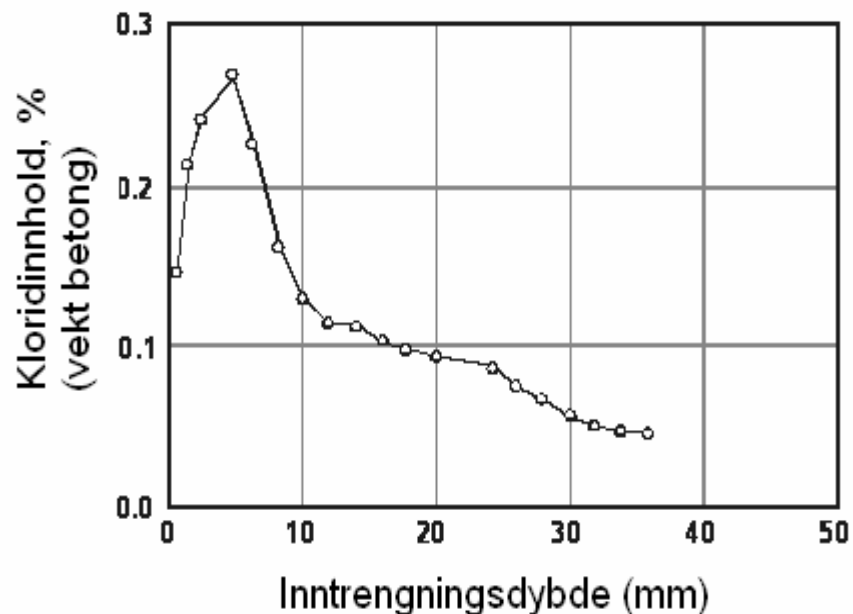


Fig. 16. Observert kloridinntrengning i betongen under bygging av Nye Filipstadkaia (2001) i Oslo [21].

Hvis enkelte kritiske områder av en konstruksjon vil være vanskelig tilgjengelig for seinere kontroll, er det naturlig å bruke innstøpte sonder og instrumentering for den videre overvåkning av kloridinntrengning [48,49]. På markedet har det allerede i mange år eksistert utstyr for en slik instrumentert overvåkning av kloridinntrengning [50,51]. En slik instrumentering som bl.a. er benyttet for overvåkning av Nye Filipstadkaia i Oslo [52]. vil på en enkel måte gjøre det mulig å foreta en mer eller mindre kontinuerlig overvåkning av kloridinntrengningen i konstruksjonens driftsfase. Alternativt må de enkelte kontrollmålinger gjennomføres manuelt etter etablerte prosedyrer for slike målinger [46]. Da kloridinntrengningen foregår hurtigere i en tidlig fase av driftsperioden, bør kontrollen foretas noe hyppigere i en tidlig driftsfase. Praktiske erfaringer har vist at de første kontrollene av kloridinntrengning bør foretas etter perioder på ca. 3, 6 og 10 år og seinere i tidsintervaller på ca. 5 år, noe avhengig av hvor hurtig den observerte kloridinntrengning foregår.

Etter hvert som det foreligger flere kontrollmålinger av den aktuelle kloridinntrengning, blir det mulig å ekstrapolere hastigheten av den videre kloridinntrengning og basert på dette, også vurdere den framtidige risiko for armeringskorrosjon.

### 5.3 Risiko for armeringskorrosjon

I prinsippet kan den framtidige risiko for påbegynt armeringskorrosjon analyseres på samme måte som tidligere beskrevet for sannsynlighetsbaserte bestandighetsanalyser av nye betongkonstruksjoner [12,53,54]. Etter hvert som kloridene trenger inn i betongen, vil det fra hver tilstandskontroll foreligge en karakteristisk kloridprofil som vist i fig. 4. Ved å plote de enkelte data fra en slik profil inn i eksisterende programvare [14], vil det basert på en kurvetilpasning framkomme data både på den effektive kloriddiffusivitet  $D_E$  og miljøbelastningen  $C_S$ . I tillegg til informasjon om den aktuelle betongoverdekning og en antatt verdi for betongens kritiske kloridinnhold  $C_{CR}$ , må risikoanalysen også være basert på informasjon om kloriddiffusivitetens tidsavhengighet,  $\alpha$ .

For de to første kontrollmålinger, må risikoanalysen bare være basert på eksisterende erfaringer om en aktuell  $\alpha$ -verdi fra andre konstruksjoner med tilsvarende miljøbelastning (tabell 3). Fra og med tredje kontrollmåling vil det imidlertid være mulig å beregne en aktuell  $\alpha$ -verdi for den aktuelle konstruksjon basert på en utvikling av  $D_E$  slik som i prinsippet vist på fig. 8. Også dette foregår ved å plote inn de enkelte verdier for  $D_E$  i eksisterende programvare [14], og jo flere verdier for  $D_E$  som kan plottes inn, jo mer pålitelig vil de oppnådde  $\alpha$ -verdier være.

Etter hvert som de enkelte  $\alpha$ -verdier blir mer pålitelige, jo sikrere blir de enkelte risikoanalyser for påbegynt armeringskorrosjon. I praksis kan dette utnyttes til å vurdere hvor lang tid det bør ta før det er nødvendig å gjennomføre noen ny kontrollmåling av den pågående kloridinntrengning.

### 5.4 Aktuelle beskyttelsestiltak

Hvis den observerte kloridinntrengning foregår hurtigere enn opprinnelig antatt, er det naturlig å vurdere aktuelle beskyttelsestiltak som enten kan redusere den videre inntrengningshastighet av klorider eller stoppe den videre kloridinntrengning. Hvis kloridinntrengningen ikke har kommet for langt, vil en effektiv overflatebeskyttelse kunne bremse hastigheten av den videre kloridinntrengning. Hvis kloridinntrengningen nesten har nådd inn til armeringen, er det bare en katodisk forebygging som effektivt kan stoppe den videre kloridinntrengning.

## 6 REFERANSER

1. Gjørsv, O.E., "Erfaringer med dagens standarder og praksis for å sikre betongkonstruksjoners bestandighet og levealder", "Levetidsprosjektering av betongkonstruksjoner", Kompendium No. 1, Norsk Betongforening, Oslo, juni, 2004, 19 s.
2. "Bestandige betongkaier - Anbefalte kravspesifikasjoner for økt bestandighet av nye havnekonstruksjoner i betong", Norsk Havneingeniørforening, Oslo, 2004, 17 s. (også tilgjengelig fra Norsk Betongforening, Oslo)



3. "Levetidsprosjektering av betongkonstruksjoner", Kompendium No. 1, Norsk Betongforening, Oslo, juni, 2004.
4. Gjrv O.E., "Durability and Service Life of Concrete Structures", Proceedings, The First fib Congress 2002, Session 8, Vol. 6, Japan Prestressed Concrete Engineering Association, Tokyo, 2002, pp. 1-16.
5. "Odd E. Gjrv Symposium on Concrete for Marine Structures", Proceedings, ed. by P.K. Mehta, CANMET/ACI, Ottawa, 1996, 279 p.
6. Gjrv, O.E., "Durability of Reinforced Concrete Wharves in Norwegian Harbours", Ingenirforlaget, Oslo, 1968, 208 p.
7. Collepardi, M., Marcialis, A. and Turriziani, R., "Kinetics of Penetration of Chloride Ions in Concrete", l'Industria Italiana del Cemento, Vol. 4, 1970, pp. 157-164.
8. Collepardi, M., Marcialis, A. and Turriziani, R., "Penetration of Chloride Ions into Cement Pastes and Concretes", Journal, American Ceramic Society, Vol. 55, No. 10, 1972, pp. 534-535.
9. "DuraCrete: General Guidelines for Durability Design and Redesign", The European Union – Brite EuRam III, Project No. BE95-1347: "Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures", Document R 15, February 2000, 109 pp.
10. Takewaka, K. and Mastumoto, S., "Quality and Cover Thickness of Concrete based on the Estimation of Chloride Penetration in Marine Environments", ACI SP 109-17, American Concrete Institute, 1988, pp. 381-400.
11. NS 3490 "Prosjektering av konstruksjoner. Krav til plitelighet", Norsk Standardiseringsforbund, Oslo, 1999.
12. Ferreira, M., Årskog, V., Jalali, S. and Gjrv, O.E., "Probability-Based Durability Analysis of Concrete Harbor Structures", Proceedings Vol. 1, Fourth International Conference on Concrete Under Severe Conditions – Environment and Loading, ed. by B.H. Oh, Seoul, Korea Concrete Institute, ISBN 89-89499-02-X 93530, 2004, pp. 999-1006.
13. Ferreira, M., Årskog, V., Jalali, S. and Gjrv, O.E., "Software for Probability-Based Durability Analysis of Concrete Structures", Proceedings Vol. 1, Fourth International Conference on Concrete Under Severe Conditions – Environment and Loading, ed. by B.H. Oh, Seoul, Korea Concrete Institute, ISBN 89-89499-02-X 93530, 2004, pp. 1015-1024.
14. "DURACON: Probability-Based Durability Analysis of Concrete Structures – Software Manual", University do Minho, Department of Civil Engineering, Guimaraes, Portugal, 2004, <http://www.civil.uminho.pt/duracon>
15. Hofsy, A., Srensen, S.I. og Markeset, G., "Erfaringer fra kaier", Rapport No. 2.2 , NFR-prosjektet "Bestandige Betongkonstruksjoner", Vegdirektoratet, Oslo, 1999.
16. Fluge, F., "Bakgrunnen for de nye kravene for kloridutsatte konstruksjoner", Kompendium, Norsk Betongdag 2001, Norsk Betongforening, Oslo, 2001, 11 s.
17. Bijen, J., "Blast Furnace Slag Cement for Durable Marine Structures", VNC/BetonPrisma, The Netherlands, 1998, 62 p.
18. Nordtest method NT Build 355, "Concrete, Repairing Materials and Protective Coating: Diffusion Cell Method, Chloride Permeability", 1989, 4 p.
19. Nordtest method NT Build 443, "Concrete, Hardened: Accelerated Chloride Penetration", 1995, 5 p.
20. Nordtest Method NT Build 492, "Concrete, Mortar and Cement Based Repair Materials: Chloride Migration Coefficient from Non-Steady State Migration Experiments", 1999, 8 pp.
21. Institutt for konstruksjonsteknikk, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, NTNU, Trondheim (upubliserte resultater).

22. Mangat, P.S. and Molloy, B.T., "Prediction of long-term chloride concentration in concrete", *Materials and Structures*, Vol. 27, 1994, pp. 338-346.
23. Thomas M.D.A. and Bamforth, P.B., "Modelling chloride diffusion in concrete – Effect of fly ash and slag", *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, 1999, pp. 487-495.
24. Thomas M.D.A., Shehata, M.H., Shashiprakash, S.G., Hopkins, D.S. and Cail, K., "Use of ternary cementitious systems containing silica fume and fly ash in concrete", *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, 1999, pp. 1207-1214.
25. Bamforth, P.B., "The derivation of input data for modelling chloride ingress from eight-year coastal exposure trials", *Magazine of Concrete Research*, Vol. 51, No. 2, 1999, pp. 87-96.
26. Bertolini, L., Elsener, B., Pediferri, P. and Polder, R., "Corrosion of Steel in Concrete – Prevention, Diagnosis, Repair", Wiley-VCH, ISBN 3-527-30800-8, 2004, 392 p.
27. NS-EN 206-1 "Betong – Del 1: Spesifikasjon, egenskaper, fremstilling og samsvar", Norsk Standardiseringsforbund, Oslo, 2003.
28. NS 3473 "Prosjektering av betongkonstruksjoner. Beregnings- og konstruksjonsregler", Norsk Standardiseringsforbund, Oslo, 2003.
29. NS 3465 "Utførelse av betongkonstruksjoner", Norsk Standardiseringsforbund, Oslo, 2003.
30. GjØrv, O.E., "Durability Design and Construction Quality of Concrete Structures", *Proceedings Vol. 1, Fourth International Conference on Concrete Under Severe Conditions – Environment and Loading*, ed. by B.H. Oh, Seoul, Korea Concrete Institute, ISBN 89-89499-02-X 93530, 2004, pp. 44-55.
31. Vælitalo, S.H., "Katodisk beskyttelse som forebyggende tiltak", "Levetidsprosjektering av betongkonstruksjoner", Kompendium No. 1, Norsk Betongforening, Oslo, juni, 2004, 6 s.
32. NS-EN 12696 "Cathodic protection of steel in concrete", Norsk Standardiseringsforbund, Oslo, 2000.
33. Materen, von, S. og Paulsson-Tralla, J., "VÆgsaltet – Stoppa skadeeffektene på utsatta betongkonstruksjoner med kamjærn av rostfritt stål", *Betong*, No. 2, 2001, s.18-22.
34. Knudsen, A. og Goltermann, P., "Rustfritt stål som armering i betong", "Levetidsprosjektering av betongkonstruksjoner", Kompendium No. 1, Norsk Betongforening, Oslo, juni, 2004, 12 s.
35. NS-EN 10088-1: "Stainless steels – Part 1: List of stainless steels", Norsk Standardiseringsforbund, Oslo, 1995.
36. Clemena, G.G. and Virmani, Y.P., "Comparing the Chloride Resistances of Reinforcing Bars", *Concrete International*, Vol. 26, No.11, 2004, pp. 39-49.
37. Isaksen, T., "Byggherrens gevinst ved å investere i økt bestandighet", "Levetidsprosjektering av betongkonstruksjoner", Kompendium No. 1, Norsk Betongforening, Oslo, juni, 2004, 10 s.
38. Hole, A.R., "Fiberkompositter som armering i betong", "Levetidsprosjektering av betongkonstruksjoner", Kompendium No. 1, Norsk Betongforening, Oslo, juni, 2004, 10 s.
39. Aarstein, R., Rindarøy, O.E., Liødden, O. and Jensen, B.W., "Effect of coatings on chloride penetration into offshore concrete structures", *Proceedings Vol. 2, Second International Conference on Concrete under Severe Conditions – Environment and Loading*, ed. by O.E. GjØrv, K. Sakai and N. Banthia, E & FN Spon, London and New York, ISBN 0-419-23850-6, 1998 pp. 921-929.

40. Gjørsv, O.E., "Betongkonstruksjoners funksjonsdyktighet og dokumentasjon av oppnådd byggverkskvalitet", "Levetidsprosjektering av betongkonstruksjoner", Kompendium No. 1, Norsk Betongforening, Oslo, juni, 2004, 17 s.
41. "Prosesskode – 2, Standard arbeidsbeskrivelse for vegarbeidsdrift, Bruer og kaier. Hovedprosess 8, Håndbok no. 026, Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Oslo, 1996.
42. Atkins, P.W., "Physical Chemistry" 4<sup>th</sup> ed., Oxford University Press, Oxford, 1990.
43. Gjørsv, O.E., "Durability of Concrete Structures and Performance-Based Quality Control", Proceedings, International Conference on Performance of Construction Materials in The New Millenium", ed. by A.S. El-Dieb, M.M.R. Taha and S.L. Lissel, Shams University, Cairo, ISBN 977-237-191, 2003, 10 p.
44. Polder. R., "Test methods for on site measurement of resistivity of concrete – a RILEM TC-154 technical recommendation", Construction and Building Materials, Vol. 15, 2001, pp. 125-131.
45. NS 3424 "Tilstandsanalyse for byggverk – Innhold og gjennomføring", Norsk Standardiseringsforbund, Oslo, 1995. (Veiledning, Publikasjon 378).
46. "Tilstandsanalyse av betongkonstruksjoner", red. J.Lindland, Rådgivende Ingeniørers Forening ANS, Oslo, ISBN 82-91510-01-6, 1995.
47. "Inspeksjonshåndbok for bruer", Håndbok no. 136, Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Oslo, 2000.
48. Eri, J., Vælitalo, S.H., Pruckner. F. and Gjørsv, O.E., "Automatic Monitoring for Control of Steel Corrosion in Concrete Structures", Proceedings Vol. 2, Second International Conference on Concrete under Severe Conditions – Environment and Loading, ed. by O.E. Gjørsv, K. Sakai and N. Banthia, E & FN Spon, London and New York, ISBN 0-419-23850-6, 1998 pp. 1007-1015.
49. Tromposch, E.W., Dunaszegi, L., Gjørsv, O.E. and Langley, W.S., "Northumberland Strait Bridge Project – Strategy for Corrosion Protection", Proceedings Vol. 3, Second International Conference on Concrete under Severe Conditions – Environment and Loading, ed. by O.E. Gjørsv, K. Sakai and N. Banthia, E & FN Spon, London and New York, ISBN 0-419-23850-6, 1998 pp. 1714-1720.
50. Gjørsv, O.E. and Vennesland, Ø., "A new probe for monitoring steel corrosion in offshore concrete platforms", Materials Performance, Vol. 21, pp. 33-35, 1982.
51. Raupach, M. and Schiessl, P., "Monitoring system for the penetration of chlorides, carbonation and the corrosion risk for the reinforcement", Construction and Building Materials, Vol. 11, 1997, pp. 207-214.
52. Mork Olsvik, M., "Overvåker forholdene i Filipstadkaia", ByggAktuelt, Vol. 11, 2002, s. 60-61.
53. Årskog, V., Ferreira, M., and Gjørsv, O.E., "Durability and Performance of Norwegian Concrete Harbor Structures", Proceedings Vol. 1, Fourth International Conference on Concrete Under Severe Conditions – Environment and Loading, ed. by B.H. Oh, Seoul, Korea Concrete Institute, ISBN 89-89499-02-X 93530, 2004, pp. 133-140.
54. Årskog, V., Ferreira, M., and Gjørsv, O.E., "Durability Analysis and Performance of Concrete Barges", Proceedings Vol. 2, Fourth International Conference on Concrete Under Severe Conditions – Environment and Loading, ed. by B.H. Oh, Seoul, Korea Concrete Institute, ISBN 89-89499-02-X 93530, 2004, pp. 1604-1611.
55. Gjørsv, O.E. and Vennesland, Ø., "Electrical Resistivity of Concrete in the Oceans", Proceedings, 9<sup>th</sup> Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1976, Paper No. 17,13 p.
56. Polder, R., Andrade, C, Elsener, B., Vennesland, Ø., Gulikers, J., Weidert, R. and Raupach. M., "RILEM TC 154-EMC: Electrochemical Techniques for Measuring Metallic Corrosion", Materials and Structures, Vol. 33, 2000, pp. 603-611.

57. "Concrete Resistivity Meter RM MKII", CNS Farnell, [www.cnsfarnell.co.uk](http://www.cnsfarnell.co.uk)

58. "CM2 Rebar Continuity Tester", Protector AS, : [www.protector.no/](http://www.protector.no/)

## VEDLEGG A

### **BESTEMMELSE AV BETONGENS KLORIDDIFFUSIVITET**

#### **Generelt**

For å bestemme betongens kloriddiffusivitet  $D_0$  finnes flere forskjellige standardiserte prøvningsmetoder [18-20]. I praksis har det imidlertid vist seg å være mest aktuelt å velge en prøvningsmetode basert på Nordtest metode NT Build 492 [20]. Dette er en akselerert migrasjonsprøvningsmetode som har vist seg å være godt egnet for en rutinemessig kvalitetskontroll, spesielt når en slik prøvning også kombineres med prøvning av betongens elektriske motstandsevne slik som beskrevet i Vedlegg B.

Det er ikke meningen her å beskrive alle detaljer for å kunne bestemme betongens kloriddiffusivitet  $D_0$  basert på den aktuelle prøvningsmetode. Da en slik bestemmelse både krever spesialutstyr og erfaring, er det bare etablerte prøvningslaboratorier som vil kunne gjennomføre en slik prøvning. Både for å kunne bestille en slik prøvning og kunne vurdere resultatene fra en slik prøvning, kan det imidlertid være nyttig å kjenne til metoden i grove trekk.

#### **Betongprøver**

I utgangspunktet er metoden basert på 3 stk. betongskiver med dimensjon  $\varnothing$  100 x 50 mm. Disse skivene kan enten være skåret ut fra en sylindrisk betongprøve  $\varnothing$  100 x 200 mm eller fra uttatte borkjerner med samme diameter.

#### **Måleprosedyre**

Umiddelbart før prøvning vil de aktuelle betongskivene bli kondisjonert med en definert vakuumtning i vann i løpet av en periode på ca. 24 t.

Deretter settes betongskivene inn i en elastisk plastsylinder og plasseres i en beholder med en definert NaCl-løsning som vist på fig. A1. Mens den ene siden av betongprøven blir eksponert mot en NaCl-løsning blir den andre siden av betongprøven eksponert mot en NaOH-løsning.

Med en elektrode plassert på hver side av betongprøven blir prøven utsatt for et elektrisk felt, og betongens elektriske motstand blir registrert. Avhengig av betongens elektriske motstand som også gjenspeiler betongens motstand mot kloridinntrengning, velges en påtrykt spenning som kan variere fra 10 til 60 volt. I dette spenningsfeltet blir kloridene presset inn i betongen i løpet av en viss periode. For vanlige betongkvaliteter vil denne perioden være ca. 24 t, mens det for betongkvaliteter med meget høy motstand mot kloridinntrengning kan ta opptil ca. 100 t. Deretter blir betongprøven splittet og påsprøytet en  $\text{AgNO}_3$ -løsning som gjør det mulig å måle inntrengt dybde av klorider. Basert på denne inntrengningsdybde, foreligger en standardisert framgangsmåte for å beregne betongens kloriddiffusivitet  $D_0$ .

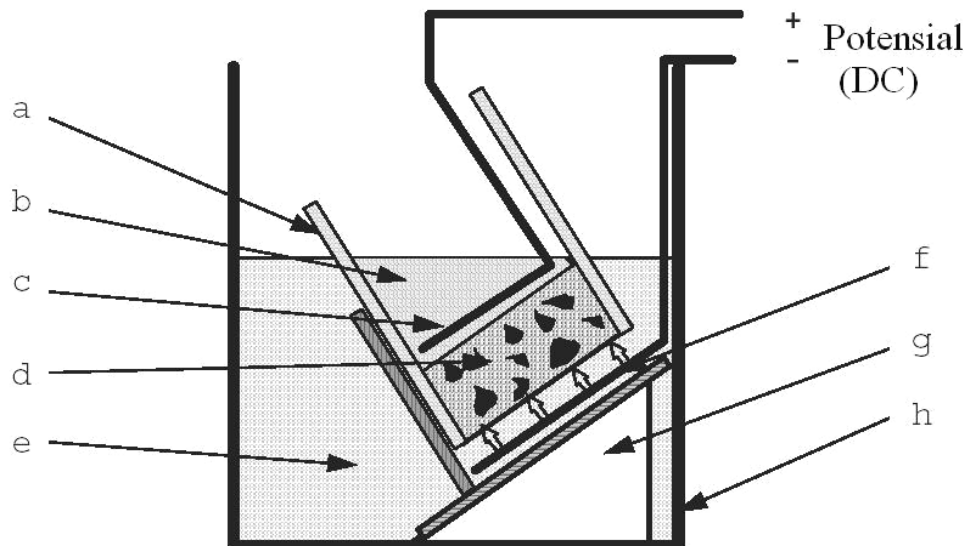


Fig. A1. Eksperimentell oppstilling for bestemmelse av betongens kloriddiffusivitet  $D_0$ . I figuren er (a) gummihylse, (b) NaOH-løsning (c) anode (d) betongprøve (e) NaCl-løsning (f) katode (g) plastunderlag og (h) plastbeholder.

## Vurdering av resultater

Det er viktig å være klar over at en akselerert prøvningsmetode slik som beskrevet ovenfor ikke gir noe absolutt uttrykk for betongens kloriddiffusivitet under naturlige forhold i et kloridholdig miljø. Alle resultater basert på en slik prøvningsmetode må derfor bare oppfattes som relative verdier for å kunne sammenligne forskjellige betongtypers motstandsevne mot kloridinntrengning.

Da denne prøvningsmetoden normalt ikke krever noen lang prøvningsperiode, kan metoden benyttes på betong med varierende alder. Metoden er derfor godt egnet for å registrere utviklingen av betongens kloriddiffusivitet helt ifra ung alder og fram til et tidspunkt hvor kloriddiffusiviteten nærmer seg en redusert, konstant verdi (fig. 13). Som et empirisk grunnlag for å kunne vurdere forskjellige betongtypers motstandsevne mot kloridinntrengning basert på oppnådde 28-døgnsverdier for  $D_0$ , er det angitt noen veiledende verdier i tabell A1.

Tabell A1. Empirisk sammenheng mellom betongens kloriddiffusivitet  $D_{28}$  og betongens motstandsevne mot kloridinntrengning [21].

Kloriddiffusivitet, $D_{28}$ $\text{m}^2/\text{s} \times 10^{-12}$	Motstandsevne mot klorid- inntrengning
>15	Lav
10 – 15	Moderat
5 – 10	Høy
2.5 – 5	Meget høy
< 2.5	Svært høy

## VEDLEGG B

### *BESTEMMELSE AV BETONGENS ELEKTRISKE MOTSTANDSEVNE*

#### Generelt

I prinsippet kan betongens elektriske motstandsevne bestemmes på flere forskjellige måter [43,55,56]. I praksis har det imidlertid vist seg at firepunktselektroden eller den såkalte Wenner-elektroden er svært godt egnet for en rutinemessig kvalitetskontroll (fig. B1). Ved måling sendes en strøm mellom de to ytterste elektrodene, mens spenningsfallet mellom de to innerste elektrodene registreres. Betongens elektriske motstandsevne ( $\rho$ ) avleses deretter på et enkelt instrument for den innstilte elektrodeavstand (a) (fig. B2). Selv om avstanden mellom de fire elektrodene kan varieres, skal avstanden mellom elektrodene hele tiden være den samme. Jo større avstand det er mellom elektrodene, jo større er dybden av betong som inngår i målingen. Måleresultater oppnådd med forskjellig elektrodeavstander kan imidlertid ikke sammenlignes direkte.

Da betongens fuktighetsinnhold også vil påvirke måleresultatet, er det meget viktig å ha kontroll over betongens fuktighetsinnhold når den elektriske motstandsevnen skal bestemmes. For å sikre god elektrisk kontakt når apparatet presses mot betongoverflaten, må de enkelte elektroder stadig holdes fuktig med vann under måling.



Fig. B1. Måling av betongens elektrisk motstandsevne ved bruk av en Wenner-elektrode [57].

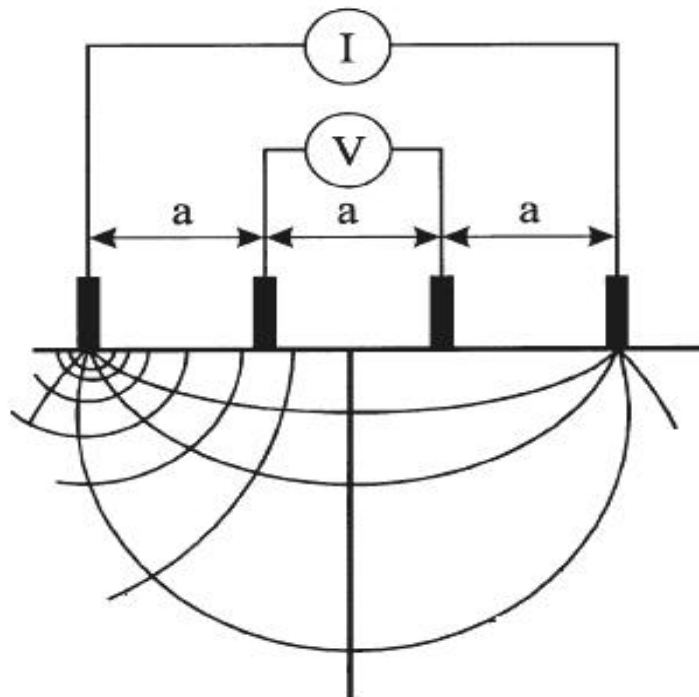


Fig. B2. Prinsippet for måling av betongens elektriske motstandsevne ved bruk av en Wenner-elektrode.

## Måleprosedyrer

Når sammenhengen mellom betongens kloriddiffusivitet og elektriske motstandsevne skal etableres slik som vist på fig 12, skal dette utføres på vannlagrede  $\varnothing 100 \times 200$  mm betongsylindre i laboratorium, f.eks. etter 7, 14, 28 og 60 døgn. Når den elektriske motstandsevnen skal måles på slike betongsylindre, skal det alltid utføres tre målinger slik som vist på fig. B3 og middelverdien registreres. Det er viktig at det ikke er fritt vann på overflaten når målingene foretaes. Det er også viktig at målingene utføres mest mulig midt på sylindrens sideflate. Umiddelbart etter at den elektriske motstandsevnen er målt, blir sylindren kuttet opp i tre betongskiver for videre bestemmelse av betongens kloriddiffusivitet slik som beskrevet i Vedlegg A. For hvert prøvetidspunkt blir målingene normalt utført på 1 stk. betongsylinder.

Så snart den nødvendige sammenheng mellom betongens kloriddiffusivitet og elektriske motstandsevne er etablert, skal den rutinemessig kvalitetskontrollen av betongens elektriske motstandsevne gjennomføres på samme betongprøver som ellers benyttes for den etablerte kvalitetskontroll av betongens trykkfasthet. Normalt skjer dette på 100 mm terninger, hvor motstandsevnen blir målt umiddelbart før trykkfasthetsmåling. For hver terning blir det foretatt to målinger på hver av to motsatte sideflater (fig. B4), slik at middelverdien blir basert på fire enkeltmålinger. Det er også her viktig at det ikke er fritt vann på betongoverflaten når målingene foretaes.



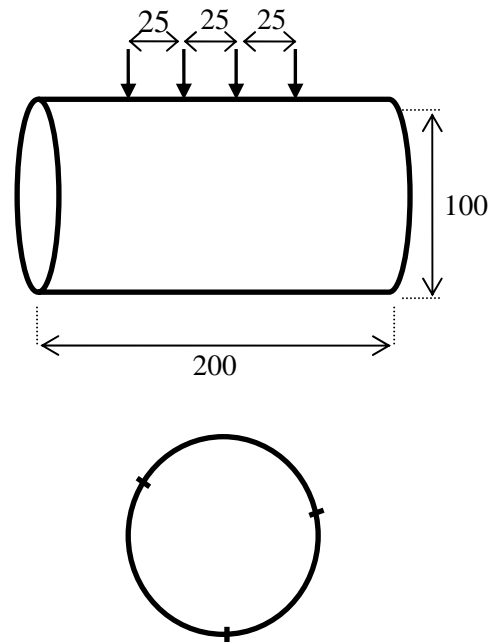
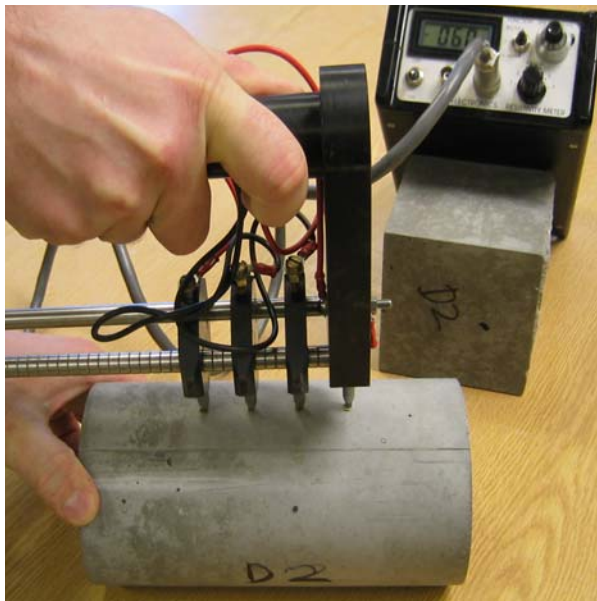


Fig. B3. Måling av betongens elektriske motstandsevne på betongsylinder (alle mål i mm).

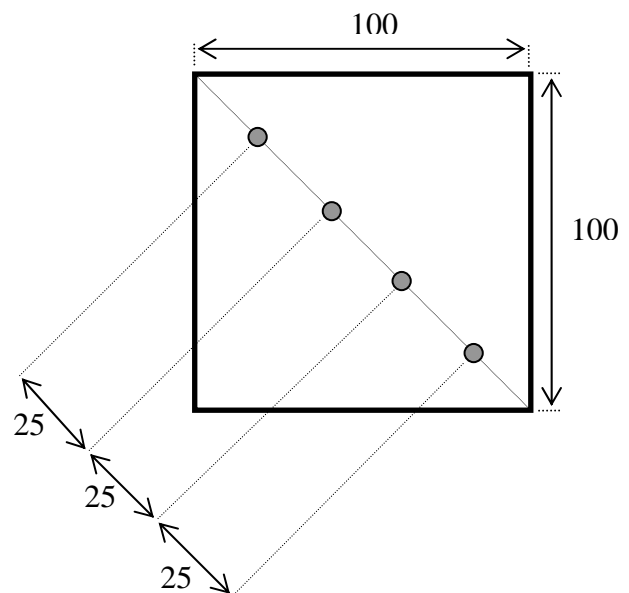
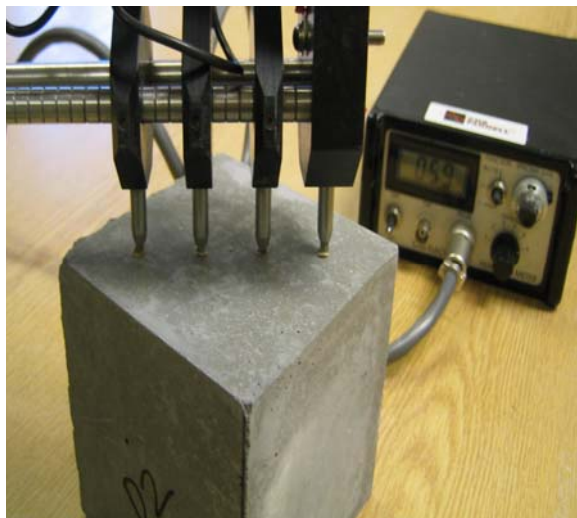


Fig. B4. Måling av betongens elektriske motstandsevne på betongterning (alle mål i mm).

Når sammenhengen mellom betongens kloriddiffusivitet og elektriske motstandsevne skal bestemmes fra referanseelementet på byggeplass, blir den elektriske motstandsevnen bare

registrert på referanseelementets overflate slik som vist på fig. B 1, mens kloriddiffusiviteten blir bestemt på utatte borkjerner med økende alder. Også her blir den elektriske motstandsevnen registrert som gjennomsnitt av tre målinger innenfor et begrenset måleområde.

Da betongens overflate på referanseelementet normalt vil være relativt tørr, er det viktig å ha en etablert rutine for oppfuktning av betongoverflaten før motstandsmålingene blir foretatt. Normalt gjøres denne oppfuktningen ved å dusje betongoverflaten med en sprayflaske med vann inntil betongen ikke lenger suger noe vann. Deretter blir alt fritt vann tørket av før Wenner-elektroden presses mot betongoverflaten. Den samme oppfuktningprosedyren må også gjennomføres for alle kontrollmålinger på den aktuelle betongkonstruksjon.

Når betongens elektriske motstandsevne skal måles med en Wenner-elektrode på byggeplass, må slike målinger alltid korrigeres for den aktuelle temperatur og justeres til en standard referansetemperatur på  $20^{\circ}\text{C}$ . Selv om slike korreksjoner for temperatur er nokså kompliserte, har det i praksis vist seg å være tilstrekkelig nøyaktig å korrigere måleresultatene med 4 % for hver  $^{\circ}\text{C}$  [44]. Da den elektriske motstandsevnen reduseres med økende temperatur, må måleresultatene derfor enten korrigeres ned eller opp avhengig av om den aktuelle temperatur ligger under eller over  $+20^{\circ}\text{C}$ .

Ved Wenner-elektroden skal brukes på den aktuelle betongkonstruksjon, må det også tas hensyn til en mulig innvirkning av underliggende armeringsstål. I prinsippet må den underliggende armering først kartlegges med et Covermeter. Deretter kan motstandsmålingene gjennomføres slik som f. eks. vist på fig. B5.

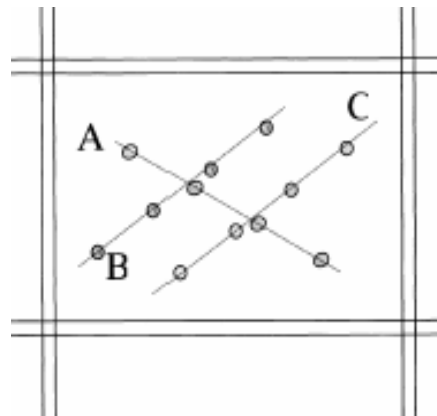


Fig. B5. Måling av betongens elektriske motstandsevne på en aktuell betongkonstruksjon.

## Vurdering av resultater

Når betongens elektriske motstandsevne skal bestemmes som beskrevet ovenfor, er det også her viktig å være klar over at det er en rekke faktorer som påvirker resultatet. For alle målinger som gjennomføres på våte kontrollprøver ved romtemperatur i laboratorium, kan prøveresultatene imidlertid sammenlignes som relative verdier for betongens elektriske motstandsevne. For alle målinger som gjennomføres på byggeplass, må målingene alltid baseres på etablerte prosedyrer for oppfuktning av betongen og korrigerings for varierende

temperatur. Derfor vil slike målinger alltid være beheftet med en viss usikkerhet. Det samme gjelder målinger på den aktuelle konstruksjon, hvor måleresultatene også kan være påvirket av underliggende armeringsstål. Slike målinger må derfor bare brukes som orienterende verdier for vurdering av betongens kvalitetsnivå og homogenitet.

## VEDLEGG C

### *KONTROLL AV ELEKTRISK KONTINUITET I ARMERINGSSYSTEMET*

#### Generelt

Både for å gjøre det enklere og billigere å kunne anvende et system for katodisk beskyttelse av betongkonstruksjoner, må det allerede i prosjekteringsfasen spesifiseres nødvendige minimumskrav til elektrisk kontinuitet i armeringssystemet. Krav til en slik kontinuitet er angitt i norsk standard for katodisk beskyttelse av betongkonstruksjoner NS-EN 12696 [32]. Den nødvendige kontinuitet vil for tungt armerte konstruksjoner normalt kunne etableres ved en grundig binding av jernet, men det kan være nødvendig å supplere både med punktsveising og nødvendige tilleggekoblinger mellom forskjellige deler av armeringssystemet. Den nødvendige kontinuitet må fortløpende kontrolleres og dokumenteres i løpet av byggeperioden. Normalt bør en slik kontroll utføres og kvalitetssikres av et spesialfirma i bransjen for katodisk beskyttelse.

#### Måleprosedyre

I prinsippet skal den elektriske kontinuiteten kontrolleres ved å måle den ohmske motstand mellom forskjellige punkter i. I praksis gjøres dette ved å sende en relativt stor strøm (1 A) mellom de forskjellige kontrollpunktene slik at man unngår den usikkerhet som ellers er tilknyttet måling med et tradisjonelt multimeter. Ved å bruke et instrument slik som f. eks. vist på fig. C.1 måles både ohmsk motstand og restspenning mellom målepunktene 0.1 sekund etter at målestrømmen er avbrutt.



Fig. C.1 Måleutstyr for kontroll av elektrisk kontinuitet i armeringssystemet [58].

ISBN 82-997099-0-3



978099709903