

BETONGKONSTRUKSJONERS LIVSLØP

Et utviklingsprosjekt i samarbeid mellom offentlige byggherrer, industri og forskningsinstitutter



Deltakere:

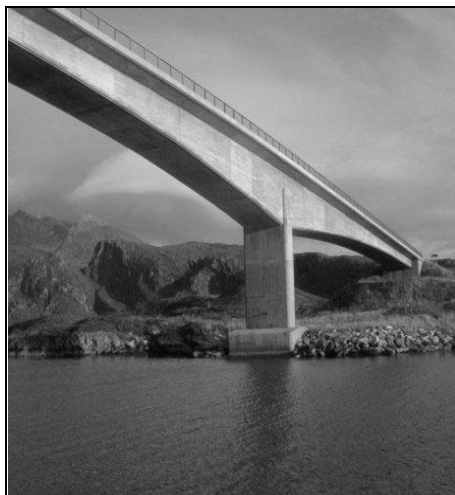
Statens vegvesen (prosjektledelse), Forsvarsbygg, NORCEM A.S, Selmer Skanska AS, Sika Norge AS, Norges byggforskningsinstitutt, NTNU, SINTEF, NORUT Teknologi as

Rapport nr. 16

Styrkeberegning ved korrosjonsskader.

Aktivitet DP2 B3

Prosjektet er støttet av BA-programmet i Norges forskningsråd



BETONGKONSTRUKSJONERS LIVSLØP

Rapport nr. 16

Styrkeberegning ved korrosjonsskader

Aktivitet DP2 B3

Utgiver:

Statens vegvesen, Vegdirektoratet
Postadresse: Teknologidivisjonen
Postboks 8142 Dep
0033 OSLO
Telefon: 02030
Telefaks: 22 07 38 66

FORFATTER(E):

Stemland, H., Sintef

INTERN RAPPORT NR.

GRADERING

Åpen

ANTALL SIDER OG BILAG

14+57

RAPPORTNR./ ISBN.:

82-91228-21-3

DATO

Desember 2007

PROSJEKTLEDERE:

Finn Fluge og Bernt Jakobsen

KORT SAMMENDRAG

Rapporten, som er et litteraturstudium, behandler armeringskorrosjon i betongkonstruksjoner. Arbeidet danner grunnlag for modellering av viktige faser under korrosjonsutviklingen og ser på hvor raskt korrosjonsprosessen utvikler seg avhengig av det ytre miljøet.

Det er lagt særlig vekt på å belyse sider som konstruksjonens virkemåte og dens lastbærende evne. Rapporten beskriver korrosjonsprosessen i armert betong og presenterer forslag til modeller som beregner korrosjonsproduktene sprengvirkning og tiden det tar fra begynnende korrosjon til de første riss er synlige.

Når betongen skaller av, vil normalt bare en mindre del av armeringstverrsnittet være tapt. Beregninger viser at konstruksjonselementer har betydelig restkapasitet selv der overdekningen er borte. Heftspenningene i bjelke/platespenner er vanligvis ikke større enn at armeringen klarer å overføre kreftene. Når et frilagt område utgjør mindre enn 20% av spennet, vil reduksjonen i kapasitet være ubetydelig.

De konstruktive konsekvensene av armeringskorrosjon er drøftet, og det er foreslått overslagsmessige verdier for heft-, bøyemoment- og skjærkapasitet samt hvordan disse endres som følge av korrosjonsutviklingen.

Det er vist forslag til deterministiske og probabilistiske modeller for levetidsberegning. Noen av modellene inkluderer også propageringsfasen, men det gjenstår ennå arbeid før modellene blir så generelle og sikre at de kan benyttes til beregning av levetid allerede på prosjekteringsstadiet. Modellene gir et godt grunnlag for tilstandskontroll og vurdering av reststyrke.

STIKKORD	NORSK	ENGLISH
	Betong	Concrete
	Armeringskorrosjon	Corrosion of reinforcement

Rapport	Nr. 16	Styrkeberegning ved korrosjonsskader.
Prosjekt		Betongkonstruksjoners livsløp Et utviklingsprosjekt i samarbeid mellom offentlige byggherrer, industri og forskningsinstitutter.
Aktivitet	DP2 B3	Vedlikeholds- og oppgraderingsmetoder Oppgraderingsmetoder Styrkeberegning av skadde og reparerte konstruksjoner
Deltagere		Statens vegvesen (prosjektledelse), Forsvarsbygg, NORCEM A.S, Selmer-Skanska AS Sika Norge AS Norges byggforskningsinstitutt, NTNU, SINTEF, NORUT Teknologi as Prosjektet er støttet av BA-programmet i Norges forskningsråd ISSN 1502-2331 ISBN 82-91228-21-3 50 eksemplarer trykt av Statens vegvesen, Teknologidivisjonen © Statens vegvesen 2007
Adresse		Vegdirektoratet, Teknologidivisjonen Postboks 8142 Dep N-0033 Oslo, Norway
Telefon		+ 47 02030
Telefax		+ 47 22 07 38 66
Emneord		Betong Armeringskorrosjon
Key words		Concrete Corrosion of reinforcement

FORORD

Fokus er i løpet av de senere årene flyttet fra bygging av nye konstruksjoner over mot forvaltning hvor det legges større vekt på problemstillinger knyttet til drift, vedlikehold og gjenbruk av eksisterende konstruksjoner.

Prosjektet "Betongkonstruksjoners livsløp" er knyttet opp mot denne typen utfordringer som en samlet bygg- og anleggsbransje står overfor. Kravene til bygg- og anleggskonstruksjoner er at de skal være funksjonelle og kostnadseffektive. Offentlige byggherrer forvalter og vedlikeholder et stort antall konstruksjoner som skal møte samfunnets krav til:

- sikkerhet
- kvalitet/økonomi
- miljø

Det ble de siste årene av 90-tallet lagt ned et betydelig arbeid i prosjektet "Bestandige betongkonstruksjoner". Av resultatene fra dette prosjektet og erfaringene fra prosjektet "OFU Gimsøystraumen" fremgår det klart at beslutningen om å bygge bestandige betongkonstruksjoner må tas tidlig i planleggingsfasen og at det er behov for enkelt å kunne verifisere prosjekteringsforutsetningene.

"Betongkonstruksjoners livsløp" bygger videre på forannevnte prosjekter. Hovedvekten er lagt på klart formulerte forskningsoppgaver som dels konkretiserer eksisterende kunnskap og dels fyller hull i kunnskapsgrunnlaget. Aktivitetene er valgt innenfor en ramme som omfatter alle faser fra planlegging til riving og gjenbruk.

Prosjektets hovedmålsetning har vært:

Kostnadseffektive og miljøgunstige betongkonstruksjoner

med følgende delmål:

- Identifisere hovedparametre i levetidsmodellene og kalibrere dem mot feltefaringer
- System for vurdering av vedlikeholdstiltaks levetid
- System for instrumentell overvåking av betongkonstruksjoners tilstandsutvikling
- Kunnskapsformidling gjennom normarbeid, kurs og internasjonale nettverk

Prosjektets sluttprodukter er:

- Grunnlag for veiledninger og regler for levetidsprosjektering
- Akseptkriterier for bedømmelse av betongkonstruksjoners bestandighet
- Datagrunnlag til bruk i standardiseringsarbeid og som inngangsdata til europeisk nettverksarbeid
- Kunnskap og kompetanse knyttet til sensorteknologi, måleteknikk, "intelligent" instrumentell overvåking, katodisk beskyttelse etc., hvor industripartnerne gis mulighet til å utnytte resultatene kommersielt

Prosjektet har bestått av flere større og mindre aktiviteter gruppert i følgende delprosjekter:

- DP1. Levetidsprosjektering
 - A. Datainnsamling
 - B. Levetidsmodeller
- DP2. Vedlikeholds- og oppgraderingsmetoder
 - A. Vedlikeholdsmetoder
 - B. Oppgraderingsmetoder
 - C. Rustfri armering
- DP3. Måleteknikk

Aktivitetene i prosjektet er basert på enkeltforslag fra prosjektdeltakerne. Hvor aktivitetene hadde fellestrekk, kunne levere resultater til, eller benytte resultater fra andre aktiviteter ble dette identifisert ved oppstarten av prosjektet og nødvendig koordinering foretatt. Ellers er aktivitetene styrt meget selvstendig.

Prosjektet startet høsten 1999 og ble avsluttet høsten 2001. Prosjektet har vært støttet av BA-programmet i Norges forskningsråd med NOK 1 mill i hvert av årene 1999 og 2000.

I tillegg til støtten fra Norges forskningsråd har det vært ytet en betydelig egeninnsats fra deltakerne i form av personalinnsats og kjøp av FoU-tjenester. Prosjektkostnadene per 31-12-00 var NOK 7,25 mill, hvorav NOK 2,7 mill var benyttet til kjøp av FoU-tjenester fra forskningsinstitutter og NOK 0,5 mill fra konsulent. I år 2001 ble det kjøpt tjenester for NOK 1,7 mill som i sin helhet ble finansiert av prosjektdeltagerne. Samlede prosjektkostnader ved avslutningen av prosjektet er ca. NOK 9 mill.

Prosjektet har hatt følgende deltakere:

Statens vegvesen
Forsvarsbygg
NORCEM A.S
Selmer Skanska AS
NTNU
SINTEF
Sika Norge AS
Norges byggforskningsinstitutt
NORUT Teknologi as

I tillegg har prosjektet samarbeidet med Det Norske Veritas og ARMINOX, som alle har bidratt med egeninnsats.

Det er knyttet to dr. gradsstudenter til prosjektet.

Prosjektet mottok i juni 2000 et 3 års dr.grad stipendium. Stipendiat ble tilsatt 01-01-2001.

Prosjektet har vært ledet av Vegdirektoratet. Prosjektledelsen, som har bestått av Finn Fluge Vegteknisk avdeling, Vegdirektoratet og Bernt Jakobsen, Aadnesen a.s, har rapportert til en styringskomite som har bestått av representanter fra prosjektdeltakerne. Styringskomiteen har vært samlet to ganger årlig eller ved behov og har fastlagt mål og hovedstrategier.

SUMMARY

The work reported here is mainly a literature study on international research work performed with relevance to ultimate strength analysis of concrete structures subjected to reinforcement corrosion. In addition to information related to the corrosion process emphasis has been put on aspects which are relevant for how the structure acts and carries the load.

The report gives a description on corrosion of reinforcement embedded in concrete. Proposals to models which compute the bursting effect of the corrosion products and the time from initiation of corrosion until the first cracking was observed are dealt with.

Subsequently, some test series on reinforcement corrosion in beams and slabs are described. An assessment is then given on ultimate load bearing capacity and also the length of the service life time of a structure when emphasis is put on bond properties and the degradation of these caused by reinforcement corrosion. Some formulas are given for estimation of bond, bending moment and shear force capacities and how these change as a function of the state of corrosion.

Some international proposals on rules for computations of structures damaged by corrosion are referenced. Finally, a brief introduction to service life time computations is given based on Fick's 2. law. Also, proposals on rules for computation of the residual bending moment capacity of the structure as a function of the rate of corrosion and the corrosion depth are given.

The corrosion rate due to chloride and acid attacks is much higher than for the corrosion induced by carbonisation. Usual corrosion rates under chloride attack is from 0.01 to 0.1 mm/year, while the corresponding rate due to carbonisation is from 0.0001 to 0.005 mm/year.

Corrosion due to chlorides does also attack the reinforcement bars more locally than corrosion due to carbonisation, and can therefore develop much further before visible signs of deterioration can be seen. The corners of stirrups are in this respect particularly vulnerable. It should therefore be looked into whether it would be beneficial to use stainless steel in the stirrups in concrete structures severely exposed to spray from seawater.

Normally, only a relatively small amount of the cross section of the reinforcement bars has been lost when the concrete cover spalls off. Usually, typically from 1 to 2% of the cross section has been lost when the first crack develops, but it can be as much as from 5 to 20% before the cover spalls off. A corrosion attack thus does not necessarily mean a significant reduction of the load bearing capacity of the structure.

Lately, some work on probabilistic models have been made to assess the safety and the service life of structures. Some of these models do also include the propagation phase of the corrosion process. The latter phase does often give a significant contribution to the service life of reinforced concrete structures subjected to carbonisation, while this contribution is much more uncertain under chloride attacks since it depends to a larger extent on the stress level in the reinforcement.

The models that are available do however give a good basis for the evaluation of the condition and the residual strength of the structures in cases where it is possible to take samples from the structure and make measurements to determine the actual rate of corrosion. It is however still much work to be done before these models are so general and accurate that one can include the propagation phase in an estimation of the service life time in the design process of new structures. This is particularly so for corrosion due to attack by chlorides and aggressive acids.

- Rapport nr.1:** **TITTEL:** Felldata for kloridinitiert armeringskorrosjon. Sammenstilling og kvalitetsvurdering av tilgjengelige data.
Aktivitet: DP1 A1
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. Intern rapport nr. 2197.
Forfattere: Skjølsvold, O., Jacobsen, S., Lahus, O., Lindgård, J., Hynne, T.
ISSN 1502-2331
ISBN 82-91228-04-3
Sider: 12+9+7 vedlegg + CD-ROM
Dato: Desember 2002
- Rapport nr. 2:** **TITTEL:** Laboratoriedata for kloridinitiert armeringskorrosjon.
Aktivitet: DP1 A1
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. SINTEF. Rapport nr. STF22 A00732.
Forfattere: Hynne, T. og Lindgård, J.
ISSN 1502-2331
ISBN 82-91228-07-8
Sider: 13+35+16 vedlegg
Dato: Januar 2003
- Rapport nr. 3:** **TITTEL:** Gimsøystraumen bru. Spesialinspeksjon 1992- kloridprofiler. Vurdering av kloridbelastning og diffusjonskoeffisient
Aktivitet: DP1 A1
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. Intern rapport nr. 2196.
Forfattere: Skjølsvold, O.
ISSN 1502-2331
ISBN 82-91228-08-6
Sider: 14+18+3 vedlegg+CD-ROM
Dato: Januar 2003
- Rapport nr. 4:** **TITTEL:** Kloridinntrengning i ressursvennlig kvalitetsbetong.
Aktivitet: DP1 A2
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. NORCEM rapport
Forfattere: Kjellsen, K.O. og Skjølsvold, O.
ISSN 1502-2331
ISBN 82-91228-09-4
Sider: 14+16+13 vedlegg
Dato: Januar 2003

- Rapport nr. 5:** TITTEL: Statistisk beregning av levetid for betongkonstruksjoner utsatt for kloridinntrengning.
Aktivitet: DP1 B1
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. SINTEF. Rapport nr. STF22 A01613.
Forfattere: Hynne, T., Leira, B.J., Carlsen, J.E. og Lahus, O.
ISSN: 1502-2331
ISBN: 82-91228-10-8
Sider: 14+59+3 vedlegg
Dato: Februar 2003
- Rapport nr. 6:** TITTEL: Dimensjoneringsformat for kloridbestandighet.
Aktivitet: DP1 B1
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. SINTEF. Rapport STF22 A02601.
Forfattere: Leira, B.J.
ISSN: 1502-2331
ISBN: 82-91228-11-6
Sider: 14+36+ 1 vedlegg
Dato: Februar 2003
- Rapport nr. 7:** TITTEL: Pålitelighetsmetodikk ved bruk av FDV og levetidsberegninger.
Aktivitet: DP1 B2
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. Aas-Jakobsen. Rapp 6943-01.
Forfattere: Larsen, R.M.
ISSN: 1502-2331
ISBN: 82-91228-12-4
Sider: 14 + 67
Dato: Februar 2003
- Rapport nr. 8:** TITTEL: Effekt av reparasjon på levetid: Eksempelstudie fra Gimsøystraumen.
Aktivitet: DP1 B3
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. SINTEF. Rapport nr. STF22 A01607.
Forfattere: Hynne, T. og Leira, B.J.
ISSN: 1502-2331
ISBN: 82-91228-13-2
Sider: 12 + 22 + 7 vedlegg
Dato: Oktober 2006

- Rapport nr. 9:** TITTEL: Bestandighet og levetid av reparerte betongkonstruksjoner.
Aktivitet: DP2 A2
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. NORUT Teknologi as rapport NTAS F2001-36.
Forfattere: Arntsen, B.
ISSN: 1502-2331
ISBN: 82-91228-14-0
Sider: 14 + 20
Dato: Oktober 2006
- Rapport nr. 10:** TITTEL: Restlevetid – Kai Sjursøya.
Aktivitet: DP2 A3
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. Selmer Skanska AS, rapport nr. B 01-01.
Forfattere: Carlsen, J.E.
ISSN: 1502-2331
ISBN: 82-91228-15-9
Sider: 12 + 15 + 7 vedlegg
Dato: November 2006
- Rapport nr. 11:** TITTEL: Feltforsøk Sykkylven bru.
Aktivitet: DP2 A4
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. Selmer Skanska AS, rapport nr. B 01-02
Forfattere: Carlsen, J.E.
ISSN: 1502-2331
ISBN: 82-91228-16-7
Sider: 12 + 9 +30
Dato: Desember 2006
- Rapport nr. 12:** TITTEL: Strengthening Prestressed Concrete Beams with Carbon Fiber Polymer Plates.
Aktivitet: DP2 B1
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk.
Forfattere: Takacs, P.F. og Kanstad, T.
ISSN: 1502-2331
ISBN: 82-91228-17-5
Sider: 14 + 46 + 12
Dato: Desember 2006

- Rapport nr. 13:** TITTEL: Forsterking av betongsøyler med karbonfiberrev.
Aktivitet: DP2 B2
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling.
SINTEF. Rapport nr. STF22 A00718.
Forfattere: Thorenfeldt, E.
ISSN 1502-2331
ISBN 82-91228-18-3
Sider: 14 + 22 + 3 vedlegg
Dato: Desember 2006
- Rapport nr. 14:** TITTEL: Forankringskapasitet av CFAP-bånd limt til betong.
Aktivitet: DP2 B2
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling.
SINTEF. Rapport nr. STF22 A01618.
Forfattere: Thorenfeldt, E.
ISSN 1502-2331
ISBN 82-91228-19-1
Sider: 14 + 20 + 2 vedlegg
Dato: November 2007
- Rapport nr. 15:** TITTEL: Nonlinear Finite Element Analysis of Deteriorated and Repaired RC Beams
Aktivitet: DP2 B3
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling.
NORUT Teknologi as rapport NTAS F2001-31.
Forfattere: Sand, B.
ISSN 1502-2331
ISBN 82-91228-20-5
Sider: 15 + 34
Dato: Desember 2007
- Rapport nr. 16:** TITTEL: Styrkeberegning ved korrosjonsskader.
Aktivitet: DP2 B3
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling.
SINTEF. Rapport nr. STF22 A01619.
Forfattere: Stemland, H.
ISSN 1502-2331
ISBN 82-91228-21-3
Sider: 14 + 57
Dato: Desember 2007

- Rapport nr. 17:** TITTEL: Korrosjonsegenskaper for rustfri armering.
Aktivitet: DP2 C1
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling.
NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk.
Rapport R-9-01.
Forfattere: Vennesland, Ø.
ISSN 1502-2331
ISBN 82-91228-22-1
Sider:
Dato:
- Rapport nr. 18:** TITTEL: Heftforhold for rustfritt armeringsstål.
Aktivitet: DP2 C2
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling.
NTNU rapport.
Forfattere: Hofsøy, A., Sørensen, S.I. og Markeset, G.
ISSN 1502-2331
ISBN 82-91228-24-8
Sider:
Dato:
- Rapport nr. 19:** TITTEL: Service Life Design of Concrete Structures
Aktivitet: DP1 B4
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling.
Forfattere: Helland, S., Maage, M., Smeplass, S., Fluge, F.
ISSN 1502-2331
ISBN 82-91228-25-6
Sider:
Dato:
- Rapport nr. 20:** TITTEL: SLUTTRAPPORT
Aktivitet: -
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling.
Forfattere: Fluge, F. og Jakobsen, B.
ISSN 1502-2331
ISBN 82-91228-26-4
Sider:
Dato:

INNHOLDSFORTEGNELSE**FORORD**

iii

SUMMARY

v

RAPPORTOVERSIKT

vii

INNHOLDSFORTEGNELSE

xii

1. SAMMENDRAG

xiii

2. RAPPORT – innhold utgjøres av følgende vedlegg

SINTEF rapport STF22 A01619, November 2001

Stemland, H.

”Styrkeberegning ved korrosjonsskader”.

SAMMENDRAG

De viktigste årsakene til armeringskorrosjon er klorider som trenger inn i betongen, karbonatisering av betongen eller andre syreangrep. Forskningsarbeider knyttet til armeringskorrosjon i betongkonstruksjoner er gjennomgått og vurdert, både som grunnlag for å modellere faser under i korrosjonsutviklingen samt å fastlegge hvor raskt korrosjonsprosessen går, avhengig av det ytre miljøet.

Rapporten er i hovedsak basert på et litteraturstudium av internasjonale forskningsresultater, utført som analyser av bruddstyrken til konstruksjoner utsatt for armeringskorrosjon. Det er i dette arbeidet særlig lagt vekt på å belyse sider som konstruksjonens virkemåte, dens lastbærende evne og gi generell informasjon om korrosjonsprosessen.

Rapporten beskriver korrosjonsprosessen i armert betong. Korrosjon som skyldes klorider og syreangrep utvikler seg raskere enn korrosjon forårsaket av karbonatisering. Vanlig aksepterte verdier for korrosjonshastighet ligger i området fra 0,01 til 0,1 mm/år for kloridkorrosjon, og fra 0,001 til 0,005 mm/år ved karbonatisering. Det presenteres forslag til modeller som beregner korrosjonsproduktene sprengvirkning og tiden det tar fra begynnende korrosjon til de første rissene blir synlig. Kloridkorrosjon kan i tillegg til å være jevnt virkende også angripe armeringsstengene mer konsentrert, da som "pitting" (groptæring). Armeringskorrosjon kan derfor utvikle seg langt før det oppstår synlige tegn på betongoverflaten.

Normalt vil bare en mindre del av armeringstverrsnittet være tapt når betongen skaller av. Typisk vil tverrsnittet være redusert med fra 1% til 2% når det første risset utvikler seg. En korrosjonsskade behøver derfor ikke nødvendigvis føre til en vesentlig reduksjon i konstruksjonens lastkapasitet. Det påpekes imidlertid at tverrsnittsreduksjonen unntaksvis kan bli så stor som fra 5% til 20% når overdekningen sprenges av.

Det er beskrevet forsøksserier som omfatter undersøkelse av armeringskorrosjon i bjelker og plater, og spørsmål stilles om hvor stor skade kan aksepteres før levetiden er brukt opp. Bjelker har en betydelig restkapasitet selv der mye av overdekningen er borte. Forutsetningen er at det er tilstrekkelig forankring ved oppleggene. Når armeringskorrosjonen med nedbrytning av heften simuleres ekstremt med fullt frilagt område som utgjør mindre enn 20% av spennet, vil reduksjonen i kapasitet være ubetydelig. Heftspenningene i bjelke/platespennt er vanligvis ikke større enn at armeringen klarer å overføre kreftene.

Ved slike forhold har forsøk vist at skjærkapasiteten kan øke under gitte betingelser

Beregning av lastkapasitet og levetid, med hovedvekt på den nedbrytningen av heftegenskapene som skyldes armeringskorrosjon er også utført. Det er gitt overslagsmessige verdier for heft-, bøyemoment- og skjærkraftkapasitet samt hvordan disse endres som funksjon av korrosjonstilstanden. Resultatene viser at heftspenningene øker frem til det oppstår riss i overdekningslaget. Deretter reduseres heftspenningene med økende korrosjonsgrad. Ved 5% korrosjon ligger imidlertid heftspenningene på samme nivå som for ukorroderet stang.

Internasjonale regler for beregning av konstruksjoner skadet av korrosjon er også behandlet. Det er gitt en kort introduksjon til levetidsberegninger basert på Fick's 2. lov og forslag til beregning av restkapasitet som funksjon av korrosjonsgrad og korrosjonsdybde. Videre er det vist til modeller for beregning av reststyrken til konstruksjonselement med korrosjonsskader. Modellene er stort sett deterministiske modeller og gir derfor bare svar på hva som er det mest sannsynlige svaret basert på de gitte forutsetningene.

I senere år er konstruksjonens sikkerhet og levetid også vurdert på basis av probabilistiske modeller. Noen modeller inkluderer også propageringsfasen. For betongkonstruksjoner eksponert for karbonatisering vil man beregningsmessig få økt levetid ved å inkludere propageringsfasen. Ved kloridangrep er størrelsen på dette bidraget mer usikkert fordi korrosjonsforløpet i større grad avhenger av spenningsnivået i armeringen. Modellene som er tilgjengelige gir et godt grunnlag for tilstandskontroll og vurdering av konstruksjonenes reststyrke. Særlig gjelder dette for de tilfellene hvor det kan utføres målinger og hvor det er mulig å ta ut prøver for å fastlegge den aktuelle korrosjonsgraden.

Det gjenstår imidlertid mye arbeid før disse modellene blir så generelle og sikre at man under prosjekteringsarbeidet kan inkludere propageringsfasen ved beregning av levetid.



SINTEF Bygg og miljøteknikk
Sement og betong

Postadresse: 7465 Trondheim
Besøksadresse: Richard Birkelands vei 3
Telefon: 73 59 52 24
Telefaks: 73 59 71 36

Foretaksregisteret: NO 948 007 029 MVA

SINTEF RAPPORT

TITTEL

Betongkonstruksjoners livsløp

DP2 - B3 Styrkeberegning ved korrosjonsskader

FORFATTER(E)

Hans Stemland

OPPDRAGSGIVER(E)

Statens vegvesen – Vegteknisk avdeling

RAPPORTNR. STF22 A01619	GRADERING Åpen	OPPDRAGSGIVERS REF. Finn Fluge	
GRADER. DENNE SIDE Åpen	ISBN 82-14-02572-9	PROSJEKTNR. 22M198	ANTALL SIDER OG BILAG 57
ELEKTRONISK ARKIVKODE l:pro/22m198/SVV-RAPPORT.doc	PROSJEKTLEDER (NAVN, SIGN.) Hans Stemland	VERIFISERT AV (NAVN, SIGN.) Erik Thorenfeldt	
ARKIVKODE	DATO 2000-11-20	GODKJENT AV (NAVN, STILLING, SIGN.) Einar Aassved Hansen, Forskningsjef	

SAMMENDRAG

I denne rapporten, som i hovedsak er et litteraturstudium, er det beskrevet hvordan armeringskorrosjon kan oppstå og hvordan den utvikler seg og etter hvert fører til riss og avspalting av betongoverdekningen. Det er også vist forslag til modeller for å beregne sprevirkningen fra korrosjonsproduktene og tiden det tar fra armeringen begynner å ruste til en får det første risset i overdekningen.

Rapporten begrenser seg til korrosjon som er forårsaket av klorider, som enten trenger inn i eller er tilsatt betongen, og av karbonatisering, som skyldes at betongen reagerer med karbondioksyd i lufta. For disse typene er det angitt forslag til korrosjonshastigheter avhengig av miljøet konstruksjonen er eksponert i.

Generelt kan det sies at armeringskorrosjon fra klorider er mye farligere enn armeringskorrosjon fra karbonatisering fordi den utvikler seg mye raskere og fordi den også angriper mer lokalt på stangen.

De konstruktive konsekvensene av armeringskorrosjon er også diskutert og det er foreslått en del uttrykk for hvordan en kan anta at heft, moment og skjærkapasiteten forandrer seg med korrosjonstilstanden.

Videre er det vist forslag til probabilistiske modeller for levetidsberegning av betongkonstruksjoner som inkluderer en del av utviklingsfasen for korrosjonen i levetiden. Det er imidlertid fortsatt mye som må gjøres for å fremskaffe mer nøyaktige materialdata før disse modellene kan benyttes til å inkludere utviklingsfasen i levetiden allerede på prosjekteringsstadiet.

STIKKORD	NORSK	ENGELSK
GRUPPE 1	Byggeteknikk	Building Technology
GRUPPE 2	Betong	Concrete
EGENVALGTE	Armeringskorrosjon	Corrosion of reinforcement

INNHALDSFORTEGNELSE

1	Innledning	3
2	Korrosjon av armering i betong.....	4
2.1	Årsaker til armeringskorrosjon	4
2.2	Selve korrosjonsprosessen	6
2.3	Skademodeller.....	7
2.4	Mål for armeringskorrosjon	16
2.5	Innvirkning av korrosjon på heftegenskaper.....	16
3	UTFØRTE FORSØK MED BJELKER OG PLATER.....	21
3.1	Generell oppsummering	21
3.2	Spesielle forhold ved frilagt armering.....	22
3.2.1	Moment	22
3.2.2	Skjær	29
4	Vurdering av bæreevne og levetid ved vanlige korrosjonsskader	38
4.1	Heft	38
4.2	Moment	39
4.3	Skjær	40
5	Forslag til beregningsregler	44
5.1	Generelt om tverrsnittsreduksjon for armering	44
5.2	Heft	46
5.3	Moment	46
5.4	Skjær	48
6	Levetidsberegninger	49
7	Konklusjoner.....	54
	REFERANSER.....	55

1 Innledning

Korrosjon av armering i betong har i løpet av de siste ti-årene utviklet seg til å bli det største bestandighetsproblemet for betongkonstruksjoner. Dette skyldes delvis at en tidligere visste for lite om dette forholdet, men også at klima og det ytre miljøet er blitt mer aggressivt og at det ble benyttet en del akseleratorer på 60 og 70-tallet som inneholdt klorider.

I tidligere prosjekterings-standarder ble det derfor operert med betydelig mindre overdekning på armeringen enn i dag. En delte heller ikke kravene til konstruksjoner inn i miljøklasser. I tillegg til at det kom en del nye anvendelse av betong, som f.eks. til kjellere for flytende gjødsel i landbruket, uten at det ble tenkt nok på de bestandighetsmessige problemene dette kunne gi.

Det er derfor i dag ganske mange betongkonstruksjoner med betydelige korrosjonsskader. Spesielt gjelder dette i landbruket, men det også mange kaier, bruer, betongelementer og fasader som har betydelige skader.

Som en følge av dette er det nå blitt mer krav om at en må prosjektere betongkonstruksjoner for en gitt levetid, f.eks. 100 år. For korrosjon, så har en tidligere stort sett knyttet levetiden til tidspunktet da armeringen begynner å ruste. I senere tid, er det imidlertid også tatt til orde for at en i en del tilfeller skal kunne inkludere en del av korrosjonsutviklingen (propageringsfasen) i levetiden.

Det meste av det arbeidet som er gjort innenfor dette området i Norge har vært knyttet til initieringsfasen. I løpet av det siste ti-året er det imidlertid blitt gjort en god del arbeid andre steder knyttet til propageringsfasen. Det har også nylig vært gjennomført 2 EU-prosjekt innenfor dette området, hvor det er gjort ganske mye med hensyn på å inkludere forskjellige nedbrytningsmekanismer for betong i "probabilistiske" levetidsmodeller.

I denne rapporten, som stort sett er et litteraturstudium, er hovedtrekkene i det som er gjort så lang forsøkt oppsummert. Det er primært lagt vekt på å få belyst forhold som er av betydning for den konstruktive virkemåten, men det er innledningsvis også sagt litt generelt om selve korrosjonsprosessen.

Innholdet er videre begrenset til korrosjon fra klorider og karbonatisering.

Kapittel 3 gir en oversikt over forsøk utført på bjelker og plater m.h.p. armeringskorrosjon. Mye av dette er imidlertid utført på prøvestykker hvor korrosjonen er simulert ved at armeringen er fullstendig frilagt. Denne tilstanden er ikke særlig representativ for utviklingsfasen som er den tilstanden de fleste konstruksjonene med korrosjonsskade befinner seg i. Dette kapittelet er likevel tatt med for å øke forståelsen for hvordan betongkonstruksjoner kan bære når det ikke er heft mellom betongen og armeringen. Denne tilstanden kan oppstå i forbindelse med en korrosjonsskade, men vanligvis vil det være noe heft mellom betongen og armeringen selv om skaden er ganske langt fremskredet. Dette forholdet er nærmere diskutert i kapittel 4. Tilstanden helt uten heft vil derfor vanligvis bare være aktuell i forbindelse med reparasjoner.

2 Korrosjon av armering i betong

2.1 Årsaker til armeringskorrosjon

Armering som er innstøpt i betong er i utgangspunktet beskyttet mot korrosjon ved at den har et passivsjikt av oksider/hydroksider på overflaten. I realiteten er dette sjiktet et korrosjonsprodukt som ved en viss tykkelse ved høy pH er så stabilt at det blokkerer for videre korrosjon. Porevannet i betong er sterkt alkalisk og har vanligvis pH-verdier mellom 12 og 14. Dette sjiktet kan imidlertid brytes ned ved at det gradvis perforeres av klorider i betongen eller ved at pH-nivået senkes på grunn av karbonatisering.

De vanligste årsakene til at det blir klorider i betongkonstruksjoner er salting av veibanen for å fjerne is eller at konstruksjonen er eksponert mot sjøvann eller sjøsprøyt. I en periode på 60 og 70-tallet ble det imidlertid også benyttet klorider (CaCl) som akselerator i betong.

Kloridinntrenging skjer ofte ved en kombinasjon av diffusjon og kapillærsug. Hvilken transportmekanisme som til enhver tid er dominerende bestemmes av fukttilstanden i betongen. Kapillærsug dominerer når betongen veksler mellom tørr og fuktig, og diffusjon når den veksler mellom fuktig og vannmettet. Hastigheten er størst ved kapillær transport.

Selve mekanismen bak kloridinitiert korrosjon er enda ikke helt forstått, men det er antatt at klorid-ionene reagerer med og perforerer det beskyttende overflate-sjiktet på armeringen. Under denne reaksjonen frigjøres noe av det oksygenet som er bundet, samtidig som både ledningsevnen og løseligheten til sjiktet øker. Det er også fremsatt en teori om at klorid-ionene reagerer med jern-ionene som dannes ved anoden til jernklorid, som så igjen reagerer med (OH)⁻ ioner fra katoden til rustproduktet jernhydroksid Fe(OH)₂. Under denne reaksjonen er det antatt at klorid-ionene blir frigitt og reagerer på nytt med jern-ioner og virker på denne måten som en katalysator for korrosjonsprosessen /1/.

Klorid-ionene opptrer i betongen i både fri og bundet form. I bundet form reagerer de med trikalsium aluminat i sementen og blir til et salt. Det er imidlertid bare de frie ionene i porevannet som har betydning for korrosjonsprosessen. Avhengig av kloridinnholdet vil det innstille seg en likevekt mellom de frie og de bundne kloridene. For at armeringen skal korrodere, må innholdet av frie klorid-ioner være over en viss grenseverdi. Denne verdien avhenger imidlertid av en rekke forhold, som betongkvalitet (v/c-tall, proporsjonering, sementtype), relativ fuktighet, temperatur og pH-verdien til porevannet.

Sammenhengen mellom denne terskelverdien og forskjellige ytre forhold er vist på fig 2.1 /2/. Kritisk verdi for betong som ikke er karbonatisert er her foreslått til å være ca 0.4 % av sementvekten ved RF = 85 %, noe som tilsvarer 0.8 - 1.2 kg klorid-ioner pr m³ for betong med sementinnhold mellom 200 og 300 kg.

I en parameterstudie i DuraCrete prosjektet er imidlertid kritisk kloridinnhold også gjort avhengig av overdekningen. Fig 2.2 viser antatt sammenheng mellom kritisk kloridinnhold, overdekning og v/b-tall i dette tilfellet /26/.

Korrosjon av armering fra klorider som er tilsatt betongen vil ofte være preget av groptæring (pitting). Groptæring oppstår når anodearealet er lite i forhold til katodearealet. Korrosjonen vil da kunne utvikle seg svært lokalt med stor reduksjon av tverrsnittet uten at det synes på overflaten.

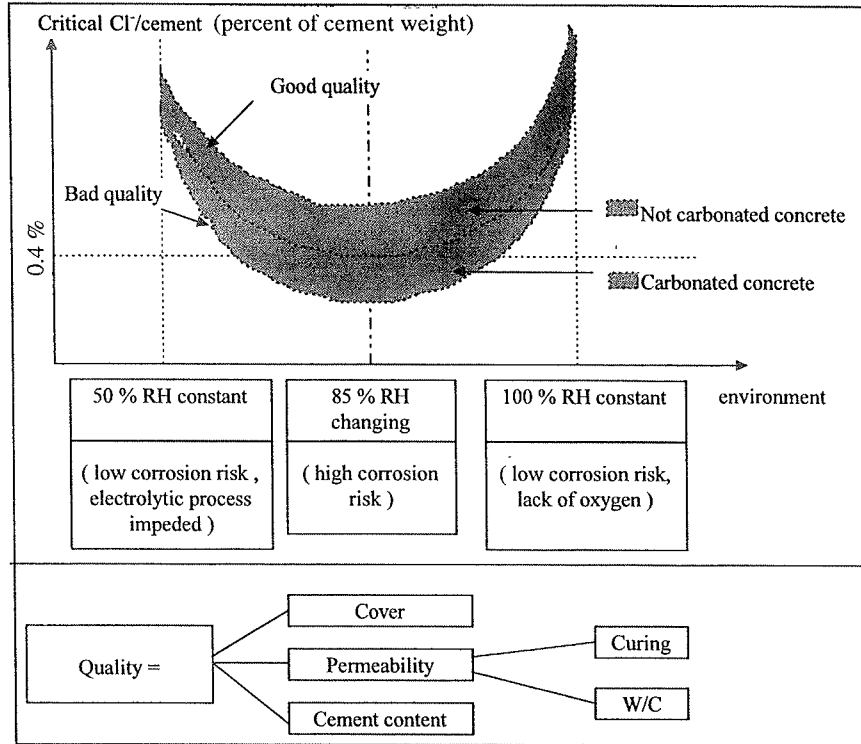


Fig 2.1 Kritisk kloridinnhold avhengig av ytre miljø /2/

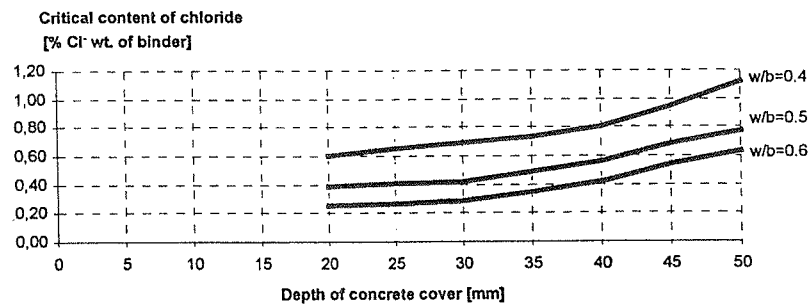


Fig 2.2 Antatt sammenheng mellom kritisk kloridinnhold, v/b-tall og betongoverdekningen

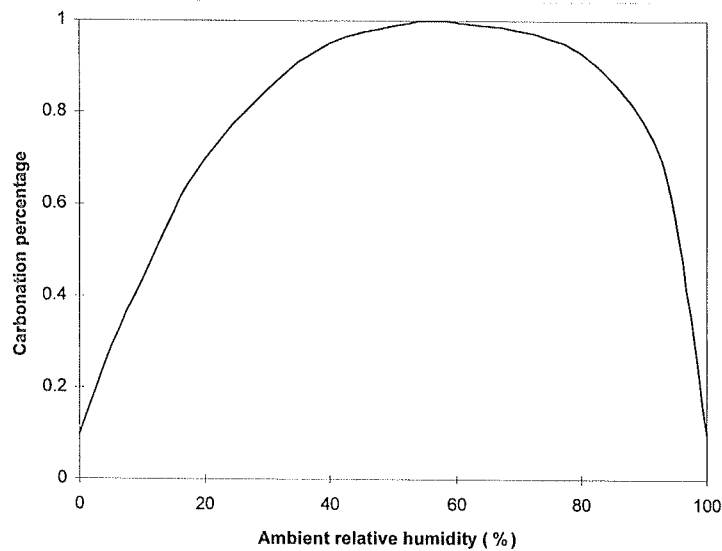


Fig 2.3 Antatt sammenheng mellom karbonatiseringsgrad og relativ fuktighet /1/

Karbonatisering er en naturlig prosess hvor karbondioksid (CO_2) fra atmosfæren trenger inn i betongen. Blandet med vann gir CO_2 en svak syre som forskjellige hydrater i sementpastaen, som f.eks. $\text{Ca}(\text{OH})_2$ og 2NaOH reagerer med og blir (karbonatisert) til CaCO_3 og Na_2CO_3 . Dette reduserer pH-verdien til porevannet og beskyttelsesjiktet på overflaten til armeringen blir etter hvert ødelagt. Kritisk pH-verdi for at dette skal skje er antatt å være ca 9.0.

Hvor fort betong karbonatiserer er først og fremst en funksjon av fukttilstanden, sement type og mengde og v/c-tallet. I tørr og vannmettet betong er hastigheten lav, mens den er størst når porene er fylt med litt vann, nok til å reagere med CO_2 som trenger inn i gassform. Fig 2.3 viser skjematisk hvordan karboniseringsgraden er antatt å variere med fuktighetsnivået i betongen.

2.2 Selve korrosjonsprosessen

Korrosjon av armering i betong er en elektrokjemisk prosess som er kjennetegnet ved en anode (-) og en katode (+) som står i metallisk kontakt med hverandre og som i tillegg er omgitt av en elektrolytt. Hvis disse betingelsene er oppfylt kan det oppstå en galvanisk celle som gjør at armeringen begynner å ruste, og hvor drivkraften er potensialforskjellen mellom anoden og katoden.

Når armering korroderer, vil noe av armeringen fungere som anode og noe som katode. Ved anoden er det en oksidasjon eller frigivelse av elektroner og ved katoden en reduksjon eller et forbruk av elektroner. De frigitte elektronene ved anoden vandrer gjennom armeringen til katoden. En prinsippskisse av armeringskorrosjon er vist på fig 2.4.

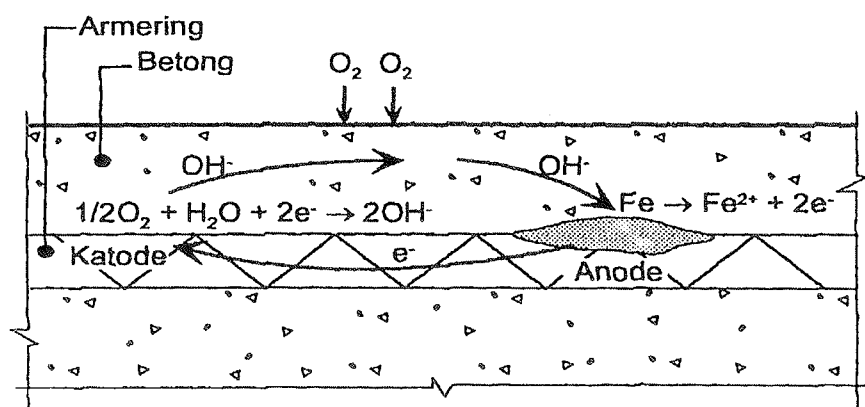
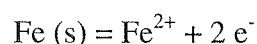
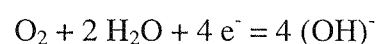


Fig 2.4 Prinsippskisse for armeringskorrosjon /1/

Anodeprosessen styres av pH nivået i betongen. Den mest vanlige reaksjonen er oksidasjon av jern i henhold til ligningen:



Den mest vanlige katodereaksjonen er reduksjon av oksygen i basisk miljø, der hydroksyl-ioner, $(\text{OH})^-$, dannes under forbruk av oksygen og vann:



Hydroksyl-ionene transporteres fra katodeområdet til anodeområdet gjennom elektrolytten, som er porevannet i betongen, hvor de reagerer med jern-ionenene og danner forskjellige rustprodukt.

For å få korrosjon, er det derfor nødvendig med en viss vannmengde. I tillegg trengs det oksygen for at det skal kunne danne seg hydroksyld-ioner (OH^-) ved katoden og for å utvikle forskjellige rustprodukt ved anoden. Oksygen diffunderer mye saktere i vann enn i luft. I uttrykket for luftgjennomgang i betong er det et forhold mellom eksponentene på ca 4 i de 2 tilfellene. Videre er det kjent at luft diffusjonen øker med en faktor på ca 15 når RF reduseres fra 80 til 40 %.

I tørr betong vil derfor ikke armering kunne korrodere p.g.a. mangel på vann (ingen elektrolytt). Ved økende vanninnholdet, vil korrosjonshastigheten vanligvis først øke fordi bedret ledningsevne i betongen betyr mer enn redusert oksygen tilgang til armeringen. Når porene nærmer seg fylling, vil imidlertid hastigheten avta sterkt p.g.a. for liten tilgang på oksygen. Dette forklarer delvis hvorfor "skvalpesonen" til konstruksjoner i vann er mest utsatt for korrosjon.

Når armering korroderer, dannes det, avhengig av pH-verdien, oksygen tilgangen og fukttilstanden, forskjellige rustprodukter. En oversikt over de mest vanlige produktene og hvor mye de ekspanderer er vist på fig 2.5. En ser da at en del jernhydroksid-forbindelser kan gi en volumøkning som er fra 4-6 ganger utgangsvolumet. Det er denne volumøkningen som fører til at overdekningen sprekker og etter hvert sprenge av.

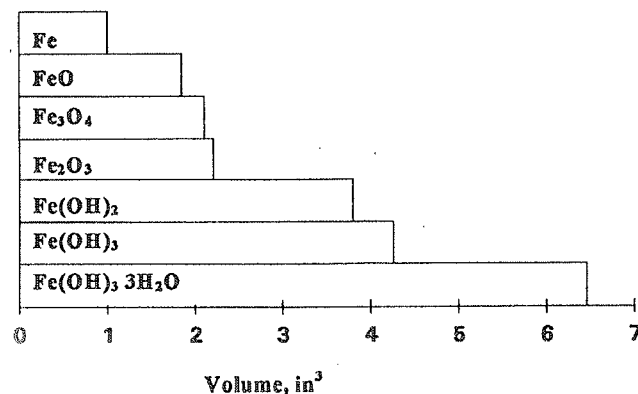


Fig 2.5 Relativt volum av forskjellige rustprodukt i forhold til jern /1/

2.3 Skademodeller

Det er foreslått forskjellige modeller for hvor stor skade som kan tillates før levetiden til en konstruksjon er brukt opp eller konstruksjonen må repareres. Tidligere var det vært vanlig å knytte levetiden til initieringstiden og si at levetiden er brukt opp når korrosjonen starter, mens det nå også er mer snakk om å tillate en propageringsfase og hvilke kriterier som skal gjelde for hvor langt denne skal kunne utvikle seg.

Tuutti /3/ foreslo en modell som vist på fig 2.6, hvor levetiden er knyttet til en bestemt korrosjonsdybde fra overflaten av armeringen. Det er ikke sagt noe eksakt om varigheten av propageringsfasen, annet enn at reparasjon må utføres når denne dybden når en bestemt verdi.

En modell, foreslått av Cady and Wayers /4/, til å beregne forventet levetid av betongbroer hvor det ble benyttet salt til avising, er vist på fig 2.7. Denne modellen er delt inn i 3 faser, initiering (diffusjon), propagering (korrosjon) og nedbrytingsfasen. Initieringstiden er foreslått bestemt ut fra Fick's andre lov /5/, og korrosjonstiden som tiden det går fra det begynner å korrodere til

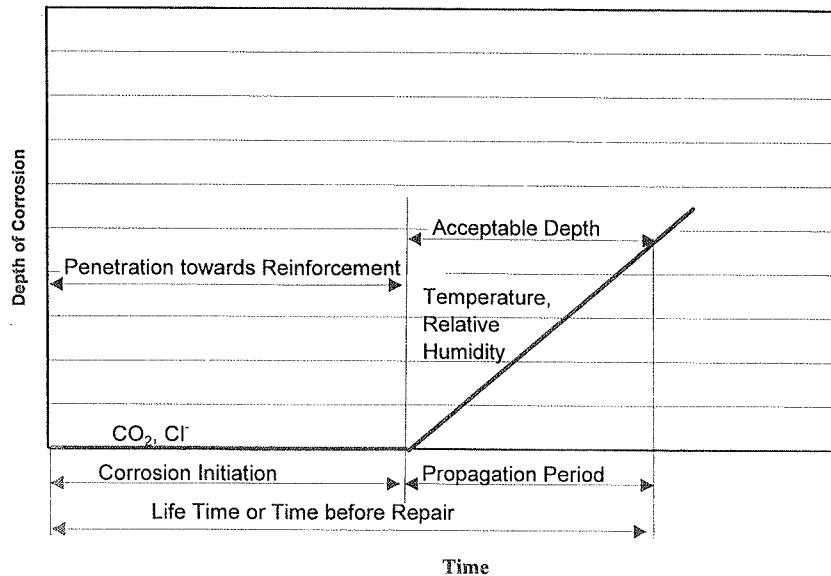


Fig 2.6 Korrosjonsmodell foreslått av Tuutti /3/

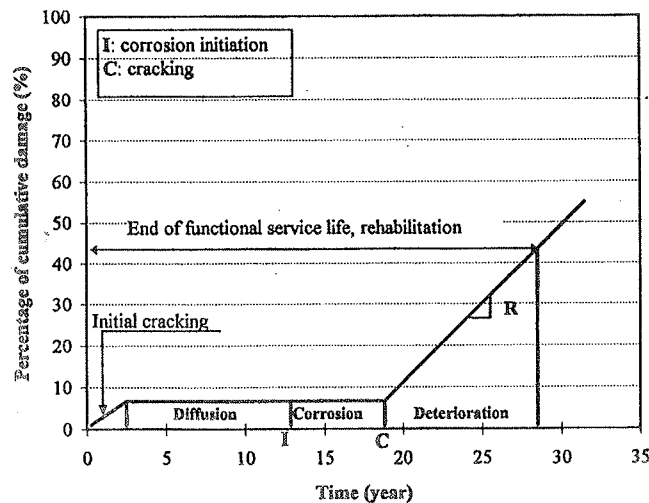


Fig 2.7 Skademodell for korrosjon foreslått av Cady og Wayers /4/

2.5 % av betongoverdekningen er sprukket opp (regnet i forhold til lengden av stengene), og nedbrytningstiden som den tiden det går fra 2.5 % er sprukket til en bestemmer seg for å rehabiliterer konstruksjonen.

Bazant foreslo også en modell for å bestemme tiden det tar fra korrosjonen starter til overdekningen risser ved klorid initiert korrosjon. I denne modellen er det forutsatt jevn korrosjonshastighet og de viktigste parametrene er korrosjonshastigheten, overdekningen, stangdiameteren og avstanden mellom stengene. Dessuten inngår betongens strekkfasthet, E-modulen, tverrkontraksjonen og kryttallet. Ut fra en vurdering foretatt i /1/ er det korrosjonshastigheten som betyr mest for tiden til riss etter denne modellen, men sammenlignet med forsøk gav den generelt for lave verdier.

En større eksperimentell undersøkelse ble derfor nylig gjennomført for å finne frem til en bedre modell for å bestemme denne tiden /1/. Det ble først støpt 56 prøvestykker (1180x1180x216 mm plater) med 6 forskjellige kloridinnhold, henholdsvis 0, 0.36, 0.71, 1.42, 2.85 og 5.69 kg/m³. Platene hadde 16 og 19 mm stenger med senteravstand 152 og 203 mm, og med overdekning 50 og 76 mm. Senere ble det støpt 4 nye prøvestykker med et kloridinnhold på 7.2 kg/m³. Her ble det

benyttet 12 mm stenger med overdekning 25 mm. Sementvekten i disse blandingene var ca 380 kg/m³, og trykkfastheten til betongen etter 28 døgn var mellom 30 og 40 MPa.

De fleste (40) av de første prøvestykkene og de 4 tilleggsprøvene ble plassert utendørs, mens de resterende (16) ble plassert innendørs. Prøvestykkene som var innendørs var dekket med plast og ble fuktet med vann en gang i uken. Temperaturen innendørs varierte mellom ca 10 og ca 25°C, og utendørs mellom ca -20 og 45 °C.

I løpet av 5 år med eksponering for de 56 første prøvestykkene med stor overdekning, var det bare de utendørs med mest klorider (5.69 kg/m³) som fikk riss. Et typisk rissbilde er vist på fig 2.7. De 4 tilleggsprøvene med 25 mm overdekning fikk imidlertid alle riss innen 1 år. Kjerneprøver av de prøvestykkene som fikk riss viste at det var mest korrosjon på den siden som vendte ut mot overflaten.

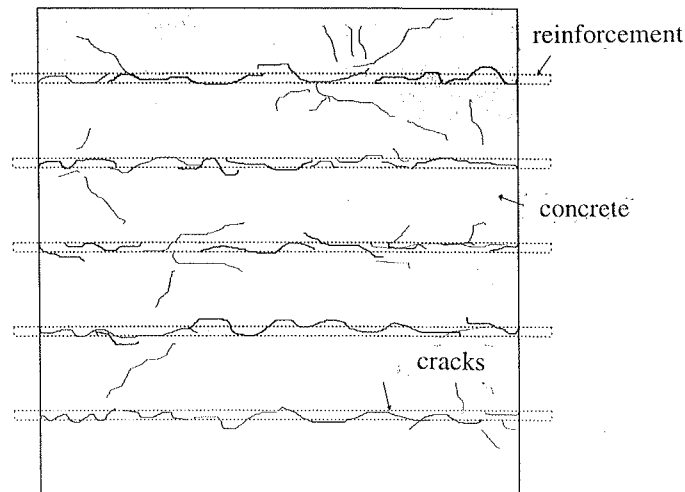


Fig 2.8 Typisk rissmønster for et utendørs eksponert prøvestykke /1/

Med bakgrunn i disse resultatene ble det foreslått en modell for å beregne tiden fra korrosjonen starter til overdekningen spalter, og som skjematisk er skissert på fig 2.9.

Rundt armeringen er det forutsatt å være en porøs sone med porer som må fylles med rust før korrosjonen gir spenninger i overdekningen. Massen til dette rustproduktet er uttrykt som:

$$W_p = \rho_{\text{rust}} V_p$$

hvor ρ_{rust} er densiteten til rustproduktet og V_p volumet.

Det er antatt at denne rusten legger seg som et lag med tykkelse d_o rundt stangen. Stangen får da en diameter på $D + 2d_o$, og dersom $d_o \ll D$ kan massen til denne rusten uttrykkes som:

$$W_p = \pi \rho_{\text{rust}} d_o D$$

Etter hvert som det fortsetter å ruste, vil rusten begynne å sprengte på betongen og det oppstår strekkspenninger i ringretningen i betongen rundt armeringen.

Når så massen av rust når en kritisk verdi, kalt W_{crit} , fører disse strekkspenningene til at overdekningen sprekker (spaltes). $W_{\text{crit}} = W_p + W_s$, hvor W_s er den massen som genererer strekkspenninger i betongen.

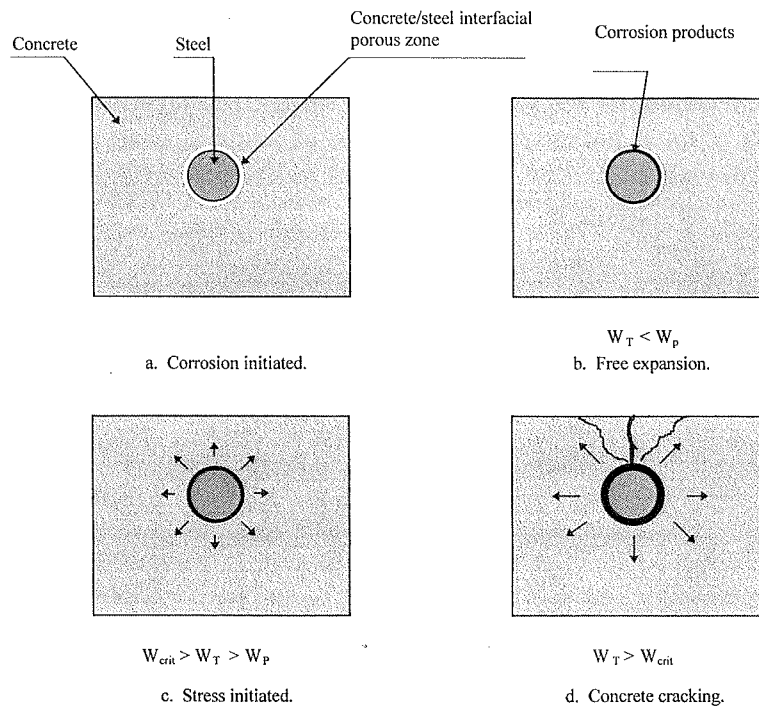


Fig 2.9 Skjematisk modell for hvordan overdekningen sprenses ved armeringskorrosjon /1/

Denne massen er knyttet til en tykkelse d_s rundt stangen, og siden også $d_s \ll D$ kan W_s uttrykkes som:

$$W_s = \rho_{rust}[\pi(D + 2d_o)d_s + W_{st}/\rho_{st}]$$

hvor W_{st} er massen og ρ_{st} densiteten til stålet som er rustet.

Ut fra uttrykkene for W_p og W_s , kan da W_{crit} skrives som:

$$W_{crit} = \rho_{rust}[\pi(d_s + d_o)D + W_{st}/\rho_{st}]$$

W_{st} kan videre uttrykkes som αW_{crit} , hvor α er forholdet mellom molekylvekten til stål og rust. α vil dermed avhenge av rustproduktet, og er antatt å være 0.523 og 0.622 for henholdsvis $Fe(OH)_3$ og $Fe(OH)_2$.

Betongen rundt armeringen er beskrevet som en elastisk ring med indre radius $a = (D+2d_o)/2$ og ytre radius $b = C + (D+2d_o)/2$, hvor C er tykkelsen til betongoverdekningen. En kan da etablere følgende sammenheng mellom det indre trykket (P) og den radiell utvidelsen av hullet (d_s):

$$P = 2 E_{ef} d_s / [(D + 2d_o)((b^2 + a^2)/(b^2 - a^2) + \nu_c)]$$

hvor ν_c er tverrkontraksjontallet og E_{ef} effektiv E-modul for betongen når det tas hensyn til kryp ($E_{ef} = E_c / (1+\phi)$). Den radielle utvidelsen av hullet er satt lik tykkelsen av rustproduktet (d_s) og det er derfor ikke tatt hensyn til elastisk deformasjon av stålet, som antas å være liten.

Basert på teorien for en tynn ring med et indre trykk, er det videre forutsatt at P kan skrives som:

$$P = 2Cf_t / (D + 2d_o)$$

hvor f_t er betongens strekkfasthet.

Ut fra de 2 siste ligningene kan da d_s uttrykkes som:

$$d_s = (Cf_t / E_{ef})[(b^2 + a^2)/(b^2 - a^2) + v_c]$$

og uttrykket for W_{crit} som:

$$W_{crit} = \rho_{rust}[\pi[(Cf_t / E_{ef})((b^2 + a^2) / (b^2 - a^2) + v_c) + d_o]D + W_{st}/\rho_{st}]$$

med benevnelse masse pr lengdeenhet.

Kritisk masse er i henhold til dette først og fremst avhengig av betongens strekkfasthet, overdekningen, E-modulen til betongen og porestrukturen til betongen i overflatesjiktet mellom armeringen og betongen (d_o).

Beregnet kritisk masse av rustprodukt avhengig av overdekningen for 16 mm stenger er vist på fig 2.9. Kritisk masse er her angitt i lb/ft^2 ($1 lb/ft^2 = 4.86 mg/mm^2$), og overdekningen i tommer (1 in = 25.4 mm). Sammenhengen er vist både for rustprodukt av $Fe(OH)_2$ og $Fe(OH)_3$ med α lik henholdsvis 0.622 og 0.523. I tillegg er det vist målte verdier, som ligger mellom de 2 kurvene.

Målinger av hvordan korrosjonshastigheten utviklet seg med tiden for 2 plater med et vann og syre-oppløselig kloridinnhold på $1.8 kg/m^3$ er vist på fig 2.11. Vi ser at det er en betydelig reduksjon av hastigheten i løpet av det første året, og at den etter hvert stabiliserer seg på et nivå som er mellom 10 og 20 % av det den er i starten. Grunnen til dette er at forholdet mellom katode

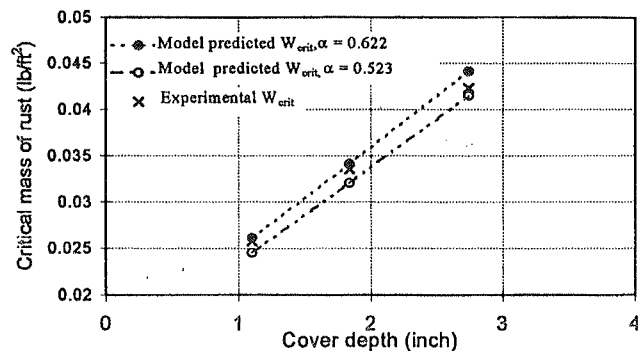


Fig 2.10 Forholdet mellom kritisk masse av rust og tykkelsen på overdekningen ved initiering av spalteriss /1/

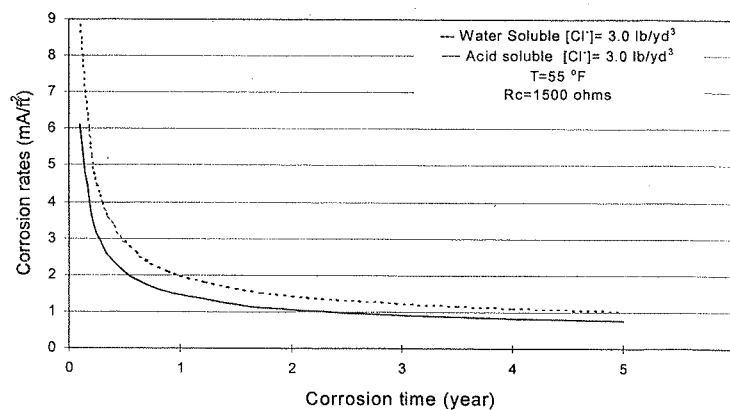


Fig 2.11 Korrosjonstidens innvirkning på korrosjonshastigheten /1/

og anode arealet forandrer seg, og at diffusjonen av jern-ioner fra overflaten går saktere når det har dannet seg et rustbelegg.

Utviklingen av rust med tiden, forutsatt konstant korrosjonshastighet, kan videre uttrykkes som:

$$W_{\text{rust}}^2 = 2k_p t$$

hvor W_{rust} er massen av rust angitt i mg/mm, t er tiden i år og k_p et uttrykk for hastigheten det ruster med. k_p er uttrykt som $0.098(1/\alpha)\pi D i_{\text{cor}}$, hvor D er stangens diameter i mm og i_{cor} midlere årlig korrosjonshastighet basert på potensialmålinger, med benevnelse mA/ft² (milliampere pr kvadratfot).

Ved å sette $W_{\text{rust}} = W_{\text{crit}}$, kan da tiden til første riss bestemmes når k_p er kjent. Fig 2.12 og 2.13 viser hvordan tiden fra det begynner å korrodere til første riss oppstår varierer med strekkfastheten til betongen, korrosjonshastigheten og betongoverdekningen. I begge tilfeller er det forutsatt en 16 mm stang, I fig 2.12 er det videre forutsatt 50 mm overdekning og en korrosjons strøm-densitet på 2 mA/ft², som tilsvarer en hastighet på 0.025 mm pr. år. I fig 2.13 er strekkfastheten til betongen 3.2 MPa og $\alpha = 0.57$.

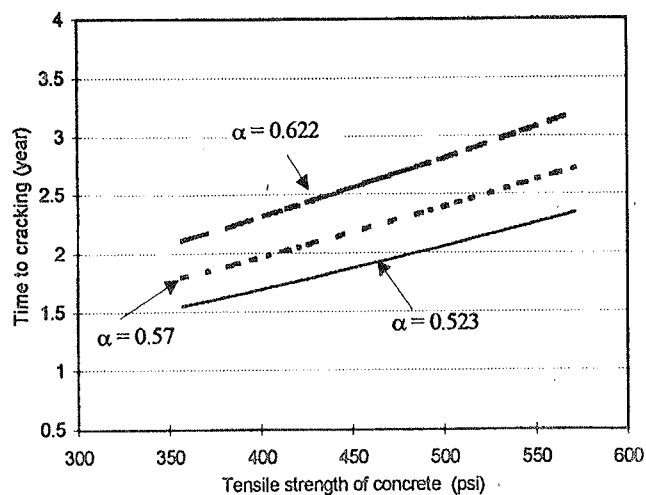


Fig 2.12 Innvirkning av betongens strekkfasthet og type rustprodukt på tiden til rissdannelse /1/

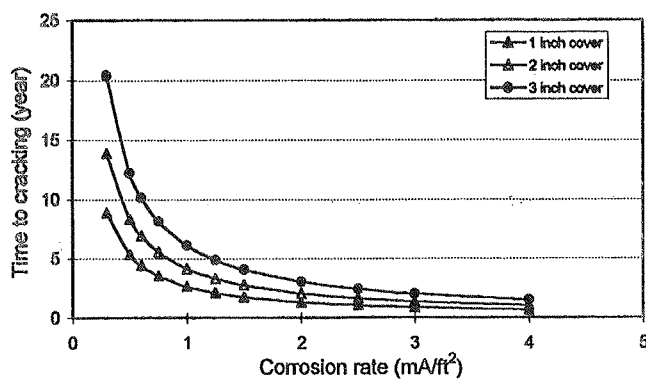


Fig 2.13 Innvirkning av korrosjonshastighet og tykkelsen på overdekningen på tiden til rissdannelse /1/

For en 16 mm stang, med gjennomsnittet av de 2 kurvene på fig 2.10 som uttrykk for kritisk masse, blir tilhørende tykkelse av sjiktet rundt stangen som rustet før første riss etter denne modellen 0.009, 0.012 og 0.016 mm når overdekningen er henholdsvis 25, 50 og 75 mm. Undersøkelser har imidlertid vist at det ofte er en faktor på 10 mellom tykkelsene på rustlaget på forskjellige steder av stangen /1/. Spesielt gjelder dette for betong som er tilsatt klorider.

Andrade et. al /6/ gjorde også undersøkelser av hvor mye rust som må til før overdekningen sprekker. Det ble brukt 150x150x380 mm prizmer, hvor det var støpt inn en 16 mm stang med litt forskjellig plassering, se fig 2.14. Overdekningene som ble benyttet var henholdsvis 20 og 30 mm. Spaltestrekkfastheten til denne betongen var ca 3.5 MPa.

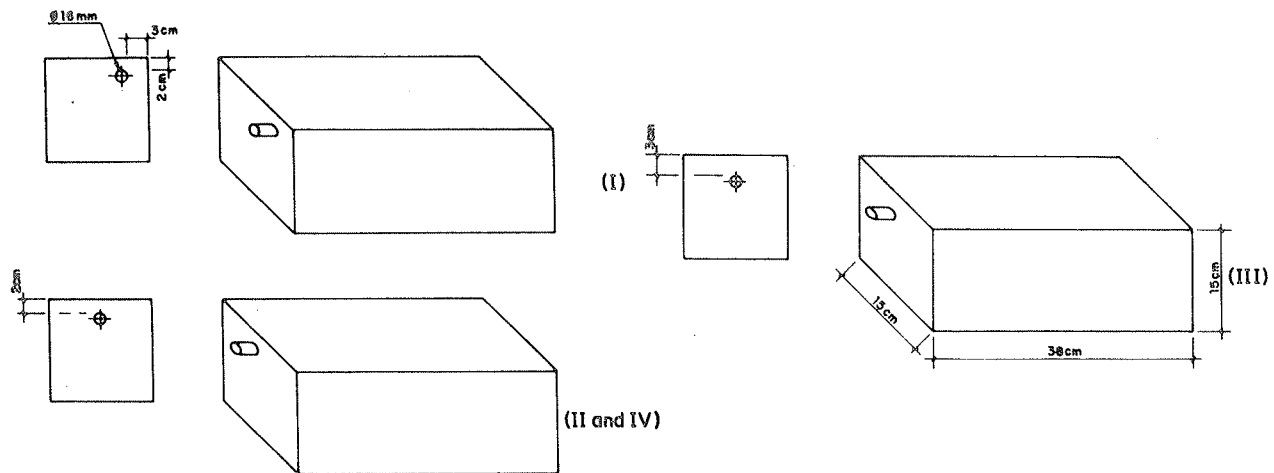


Fig 2.14 Prøvestykker benyttet av Andrade et al. /6/

For å initiere en viss basiskorrosjon, ble det tilsatt 3 % av sementvekten med CaCl_2 . I tillegg ble det benyttet strømkilder på 10 og 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, noe som tilsvarer omtrent den største styrken som er blitt målt ved korrosjon av karbonisert og klorid-infisert betong.

Forutsatt at all strøm gir korrosjon og at det bare er den som bidrar til rustingen, ble følgende uttrykk foreslått for hvor mye stangdiameteren reduseres med tiden:

$$\varnothing(t) = \varnothing(i) - 0.023 I_{\text{corr}} t$$

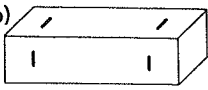





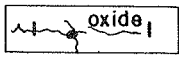
hvor $\varnothing(t)$ er stangdiameteren i mm ved et bestemt tidspunkt t , $\varnothing(i)$ er opprinnelig diameter, I_{corr} er et uttrykk for korrosjonshastigheten basert på målt strømstyrke i $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ og t tiden i år fra korrosjonen starter ($1 \text{ mA}/\text{ft}^2 = 1.07 \mu\text{A}/\text{cm}^2$). Konstanten 0.023 er en overgangsfaktor fra $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ til mm per år. Det er imidlertid sagt at en vil se nærmere på forutsetningen om at all påtrykt strøm omsettes i korrosjon.

Resultatene fra prøvestykke 1 og 2 er vist i Tabell 1 og 2. Tiden er her regnet fra det tidspunktet strømmen ble påsatt. Strømstyrken var i begge disse tilfellene 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Tabellene viser imidlertid noe rust i starten, som skyldes CaCl_2 .


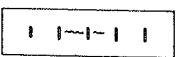
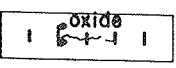
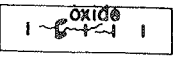

Det første risset kom når radius til stangen var redusert med ca 20 μm (0.02 mm) i alle disse forsøkene. Om overdekningen var 20 eller 30 mm, så derfor ikke ut til å ha noen særlig effekt. Rissvidden til det første risset var i starten ca 0.05 mm. For prøvene med $I_{\text{corr}} = 100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ økte rissvidden til 0.3-0.4 mm når en tykkelse på ca 100 μm (0.1 mm) var rustet bort. Mens en for

Tabell 1: Korrosjon og rissutvikling avhengig av tiden for prøvestykke 1 og 2

Prøvestykke 1:

TIME (days)	STEEL ATTACK PENETRATION (μm)	CRACK PATH a) 4-6 b) 3-5	CRACK WIDTH (mm)
0	1.9	b)  a) 	
5	17.9 First visible crack	a) 	≈ 0.05
14	46.7	a)  b) 	≈ 0.2 ≈ 0.1
33	107.5	a)  b) 	0.25 $0.1-0.2-0.25-0.3-0.4-0.25$ $0.1-0.3$ 0.25

Prøvestykke 2:

TIME (days)	STEEL ATTACK PENETRATION (μm)	CRACK PATH AT GAGES 2-3-4-5-6	CRACK WIDTH (mm) 2-3-4-5-6
0	2.16		
4	14.96 First visible crack		≈ 0.05
6	21.36		$\approx 0.05-0.1$
14	46.96		$0.05-0.1-0.2-0.05$
35	114.16		$0.3-0.3-0.2-0.35-0.3$

prøvene med $I_{\text{corr}} = 10 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ fikk en så stor rissvidde etter at bare ca 50 μm (0.05 mm) var rustet bort. Denne forskjellen ble tilskrevet forskjellige rustprodukt i de 2 tilfellene.

Ut fra dette ble det foreslått følgende generelle uttrykk for tiden til første riss og største tillatte rissvidde (på ca 0.2-0.3 mm):

$$t_p = \text{reduksjon i stangradius } (\mu\text{m}) / \text{korrosjonshastighet pr. år (mm pr. år)}$$

I overensstemmelse med forslaget fra Tuutti /3/ og Müller /7/ ble reduksjonen av radius ved første riss satt lik 20 μm (0.02 mm) og ved største tillatte rissvidde lik 200 μm (0.2 mm). Med en korrosjonshastighet på 10 μm pr. år eller 0.01 mm pr. år vil det da ta 2 år til første riss og 20 år til største tillatte rissvidde har utviklet seg. Denne korrosjonshastigheten er ganske representativ for karbonatisert betong. Ut fra dette kan det derfor være ganske lang restlevetid igjen etter at korrosjonen starter.

Et aktuelt spørsmål knyttet til denne modellen er hvorvidt korrosjonshastigheten påvirkes av at det blir riss i betongen. I henhold til /6/ påvirkes imidlertid ikke korrosjon av armering som skyldes karbonatisering eller klorider i betongen noe særlig av at betongen risser. Dersom årsaken derimot er klorider som kommer utenfra, har en sett at angrepet øker etter at det er blitt riss.

For karbonatisert betong er dette forklart ved at et riss ikke forandrer de kjemiske betingelsene til stålet fordi overdekningen allerede er karbonatisert. Porevannet er da rent vann og stålet vil korrodere ganske likt med det det gjør i vanlig atmosfære i kombinasjon med vann. De elektrokjemiske betingelsene blir imidlertid forandret ved at tilgangen på oksygen blir lettere, men siden overflaten også vil ha lettere for å tørke ut er disse forholdene delvis antatt å oppveie hverandre. Tilsvarende forhold gjelder også for betong som er tilsatt klorider, men det er her mye mer variasjon av korrosjonsgraden langs stangen.

Det er derfor ut fra det en vet i dag størst grunnlag for å kunne ta en del av propageringstiden med i levetiden for karbonatisert betong.

I DuraCrete prosjektet ble det angitt en sammenheng mellom korrosjonshastighet for kloridinitiert korrosjon, v/b-tall og betongoverdekning som vist på fig 2.15 (1 μm = 1/1000 mm) /26/.

Andrade et al. foreslo også en modell for å regne initiering og utvikling av riss og rissvidder fra korrosjon v.h.a. elementmetoden /8/. Denne modellen regner på en virkelig stang omgitt av betong som rustet med tiden i økende dybde fra overflaten avhengig av korrosjonshastigheten. Beregningene er basert på enkle antakelser, da det fortsatt er mye usikkerhet rundt egenskapene til rustproduktene.

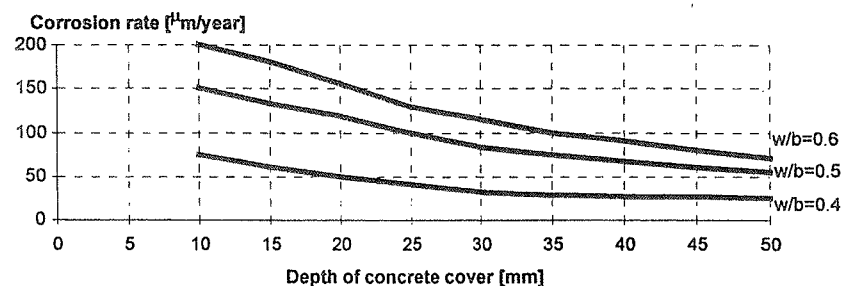


Fig 2.15 Sammenheng mellom korrosjonshastighet, v/b-tall og betongoverdekning /26/

2.4 Mål for armeringskorrosjon

Den mest vanlige måten å angi korrosjonsgrad på har vært vekttap i forhold til opprinnelig vekt i prosent. Dette kan være en grei måte å vurdere reststyrken til stangen ut fra, men forsøk har vist at dybden av rust (reduksjon av radius) er et bedre mål for hvordan heftegenskapene påvirkes. Denne siste metoden er ekvivalent med å angi korrosjonsgraden som vekttap pr. flateenhet.

Al-Sulaimani et al. /9/ sammenlignet korrosjonsgraden til riss oppstod for stenger med forskjellig diameter men med samme overdekning, og fant en sammenheng som vist på fig 2.16 avhengig av om resultatene er relatert til vekttap i % eller reduksjon av radius i mm. En ser da at korrosjonsgraden er ganske lik for de forskjellige stengene når den uttrykkes som reduksjon i radius, men at den øker betydelig med avtagende diameter når den uttrykkes som vekttap i %.

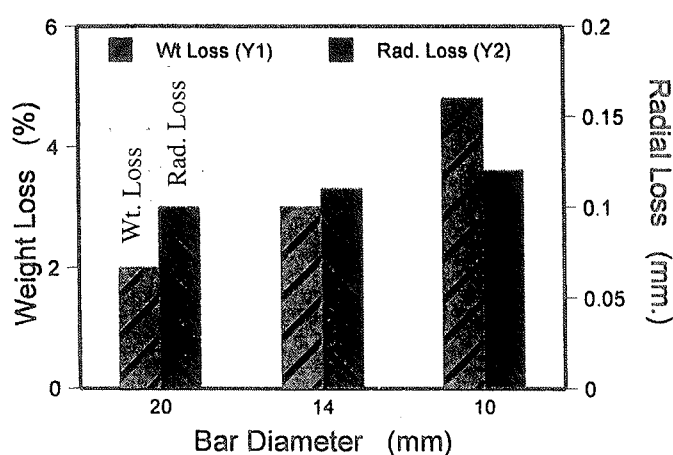


Fig 2.16 Mål for armeringskorrosjon /9/

2.5 Innvirkning av korrosjon på heftegenskaper

I de fleste forsøk som er utført med korrodert armering er korrosjonen akselerert ved at armeringen er anode i en elektrisk krets med en elektrolytt og en påført strømkilde. Det har imidlertid vært en del diskusjon rundt egenskapene til denne typen i forhold til den som dannes i virkeligheten, og hvor representative resultatene fra slike prøver derfor kan antas å være.

Forsøk utført av Clark & Saifullah /10/ viste også at strømstyrken kan ha betydelig innvirkning på resultatene. Mengden korrosjon som skal til for å gi det første spalterisset (uttrykt som vekttap i prosent) for stenger med et overdekning/diameter forhold på 1 varierte fra ca 0.2 % til ca 1.2 % ved en strømstyrke på henholdsvis 4 og 0.04 mA/cm². Tiden det tok til det ble riss i de 2 tilfellene var tilsvarende fra noen få timer til 8-12 dager. Den laveste av disse strømstyrkene er høyere enn det som har vært målt i feltforsøk, hvor typiske verdier er fra 10-25 µA/cm² for klorid-initiert korrosjon.

Denne undersøkelsen viste også at heftegenskapene ble betydelig påvirket av strømstyrken. Heftfastheten til prøvene med høyest og lavest strømstyrke like etter det første risset var dannet var henholdsvis ca 50 og ca 120 % av den for tilsvarende stenger uten korrosjon. Prøvene med høyest strømstyrke fikk et plutselig fall i fasthet når risset kom, mens reduksjonen var mer gradvis for de med lavest strømstyrke. Dette ble forklart med at rustproduktene i de to tilfellene hadde forskjellig evne til å trenge inn i betongen. I tillegg kan også kryp ha spilt en større rolle når utviklingen går saktere.

Det er utført en rekke uttrekksforsøk av sentriske og eksentriske stenger innstøpt i prismer og bjelkeender. Den generelle tendensen fra disse forsøkene er som vist på fig 2.17. Litt korrosjon antas å være gunstig for heftfastheten, mens det antas en gradvis reduksjon etter at det er blitt spalteriss. Det første spalterisset trenger imidlertid ikke å bety så mye for heftfastheten /11/.

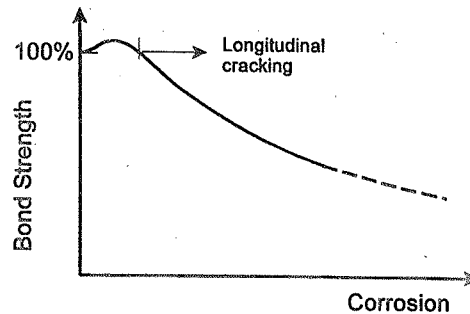


Fig 2.17 Generell oppfatning av hvordan heftfastheten påvirkes av korrosjon /12/

Det er ganske stor spredning på resultatene fra de heftforsøkene som er utført. Rodriguez et al. /13/ fikk de første spalterissene når stangen var rustet 0.015 – 0.040 mm inn fra overflaten, noe som tilsvarer mindre enn 2 % reduksjon av tverrsnittet. Ved ytterligere korrosjon, til 6 – 10 % av tverrsnittet, ble heftfastheten i noen tilfeller redusert med ca 30 %.

I forsøk med bøylere fann Rodriguez et al. en reduksjon av heftfastheten til lengdestenger på mellom 30 og 50 %, mens Berra et al. /14/ fikk en økning av fastheten ved korrosjon helt opp til 8 % reduksjon av stangen (0.3 mm fra overflaten). Det siste resultatet skyldes sannsynligvis en svært gunstig virkning av bøylerne.

Basert på forsøk med hjørnestenger foreslo Rodrigues et al. en reduksjon av heftfastheten for stenger med og uten tverrarmring, avhengig av korrosjonsgrad, som vist på fig 2.18. Det er her forutsatt at tverrarmringen utgjør minst 25 % av tverrsnittet til stangen som skal forankres. Det ble brukt stenger på 10 og 16 mm i denne undersøkelsen. Hverken overdekning/diameterforholdet eller betongkvaliteten så ut til å ha noen særlig innvirkning på resultatene etter at det var blitt spalteriss.

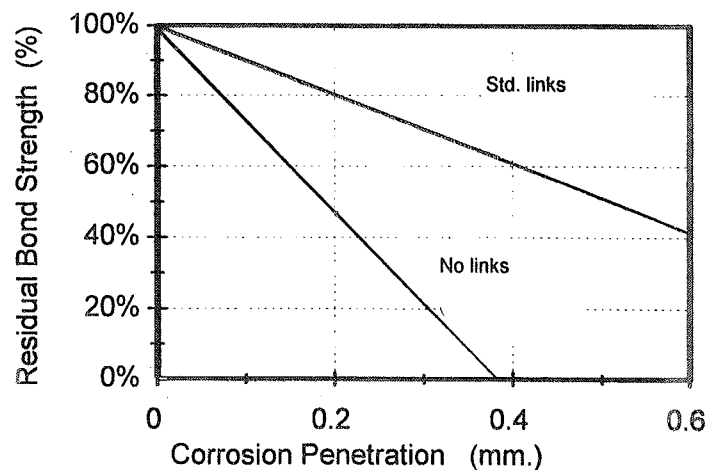


Fig 2.18 Reduksjon av heftfasthet avhengig av korrosjonsgrad med og uten bøylere /13/

Rodrigues et al. etablerte også en sammenheng mellom rissvidde og korrosjonsgrad som vist på fig 2.19. En inntrenging på 0.2 mm gir ut fra dette en rissvidde på ca 1 mm.

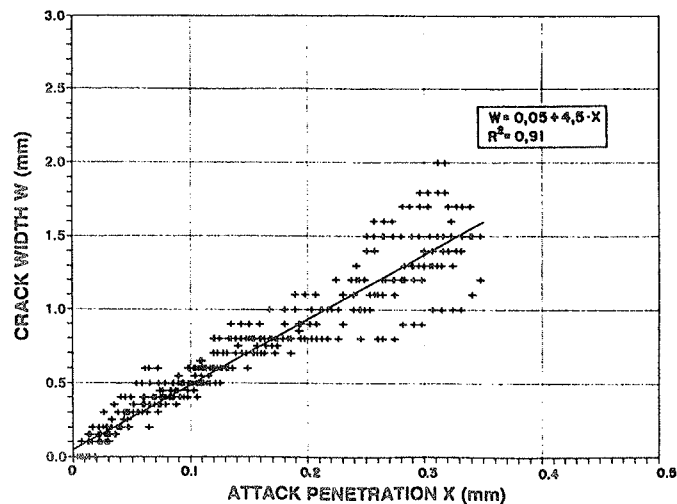


Fig 2.19 Sammenheng mellom rissvidde og rust-inntrenging fra overflaten for 10 og 25 mm stenger /13/

Al-Sulaimani et al /27/ gjorde både uttrekks- og bjelke-forsøk. I uttrekksforsøkene ble det benyttet 10, 14 og 20 mm stenger i 150 mm terninger, noe som gir c/\varnothing -forhold på henholdsvis 7.5, 5.4 og 3.8. Forankringslengden i disse forsøkene var $4\varnothing$ og betongkvaliteten ca 30 MPa.

Resultatene fra uttrekksforsøkene av 10 mm stengene er vist på fig 2.20. Som en ser økte heftfastheten ved økende korrosjonsgrad i starten. Fastheten kom først tilbake til utgangspunktet uten korrosjon når det første spalterisset ble dannet, noe som for 10 mm stengene inntraff ved ca 4.5 % korrosjon (basert på vekt). Ved ytterligere korrosjon ble det imidlertid et betydelig fall i heftfastheten, ved ca 8 % korrosjon var den redusert til ca 25 % av utgangsverdien. Topp-punktet til kurvene ble nådd ved en glidning i passiv ende på ca 0.25 mm, men med en tendens til noe økning av denne verdien med økende korrosjonsgrad. Heftspenningen er imidlertid ganske konstant opp til en glidning på ca 1 mm for prøvene med 0 og 4.5 % korrosjon, mens den faller noe raskere i de andre tilfellene.

Forholdet mellom heftfasthet og korrosjonsgrad i prosent av opprinnelig vekt er vist for de 3 stangdimensjonene på fig 2.21. Etter en viss økning i starten, avtar heften med økende korrosjonsgrad, og ut fra denne fremstillingen mest for stengene med størst diameter. De vertikale strekene indikerer når det første spalterisset kom. Basert på vekten var dette ved ca 4.5, 3 og 2 % korrosjon for 10, 14 og 20 mm stengene.

Forholdet mellom korrosjonsgrad i prosent av vekten og overdekning/diameter-forholdet ved dannelsen av det første spalterisset for disse prøvene er vist på fig 2.22. Ut fra denne fremstillingen øker nødvendig korrosjon før første spalteriss med økende overdekning/diameter-forhold. Dersom en i stedet for å plote korrosjonsgrad i prosent av vekt, plottes tykkelsen av det korroderte sjiktet, blir imidlertid forbindelsen mellom de 3 data-settene nærmest horisontal. De tilhørende verdiene blir henholdsvis 0.11, 0.10 og 0.095 mm for 10, 14 og 20 mm stengene. (De samme resultatene er vist på fig 2.16). Ved en antatt konstant korrosjonshastighet i mm pr. år, vil det dermed ta tilnærmet lik tid til det første risset dannes i de 3 tilfellene.

Sulaimani et al. testet også 2 serier med noen små bjelker med ytre mål $b \times h \times l = 150 \times 150 \times 1000$ mm. I underkant av disse bjelkene var det en 12 mm stang med overdekning 29 mm som var forankret et stykke ut i feltet fra oppleggene. I den ene serien var forankringslengden 144 mm og i den andre 300 mm. Begge seriene hadde dessuten $\varnothing 6$ mm bøyler c/c 50 mm i forankringssonen. Bjelkene ble belastet med 2 punktlaster 300 mm fra oppleggene. Betongkvaliteten var ca 40 MPa.

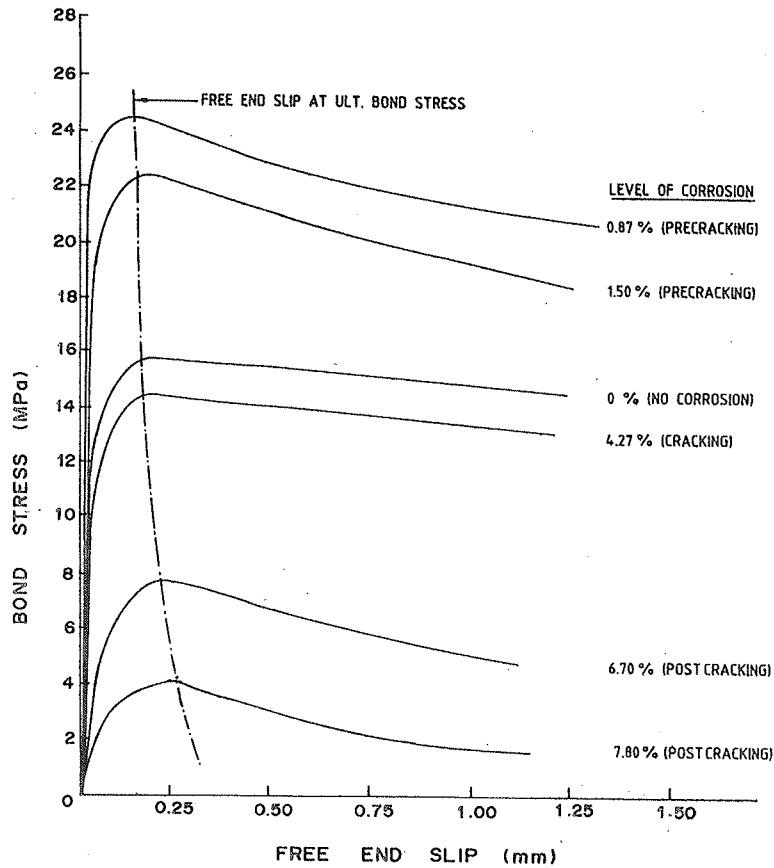


Fig 2.20 Heftspenning for Ø10 mm stenger avhengig av korrosjonsgrad /27/

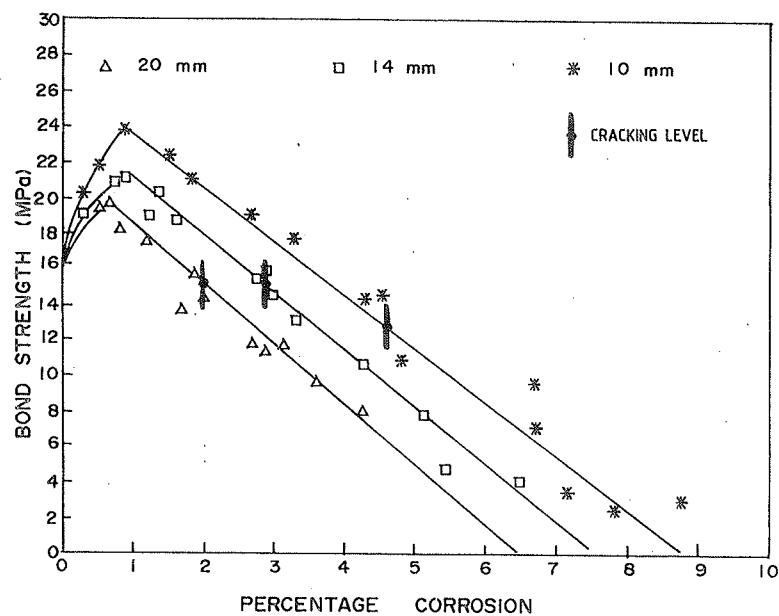


Fig 2.21 Forholdet mellom heftfasthet og korrosjonsgrad i prosent av vekten for de forskjellige stangdimensjonene /27/

Uten at det er direkte angitt, betyr dette sannsynligvis at det var 3 bøyler i den ene serien og 6 i den andre. Det samlede arealet av bøyler i de 2 tilfellene blir da h.h.v. 85 og 170 mm², noe som tilsvarer et A_{sv}/A_s forhold på henholdsvis 0.75 og 1.50. Bjelkene med minst forankringslengde fikk alle forankringsbrudd, mens det ble flytning i armeringen ved brudd i den andre serien.

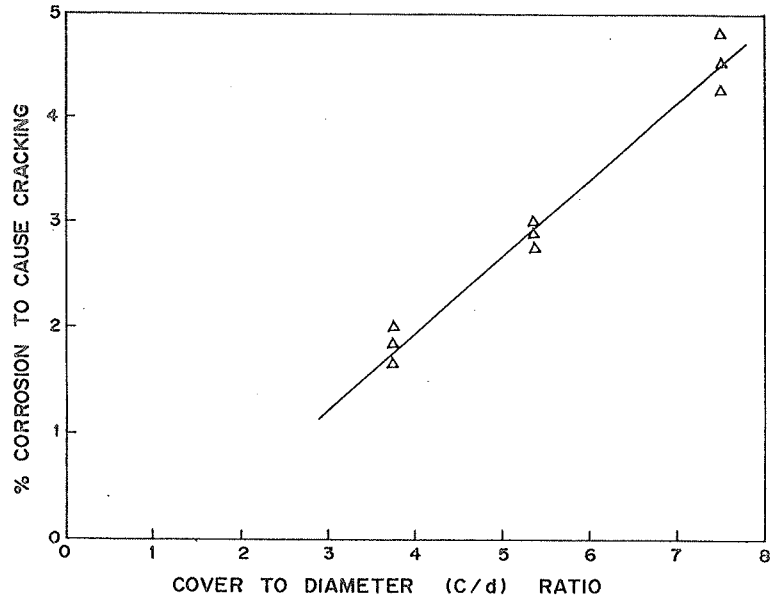


Fig 2.22 Forholdet mellom korrosjonsgraden i prosent av vekten og overdekning/diameter forholdet til disse prøvene /27/

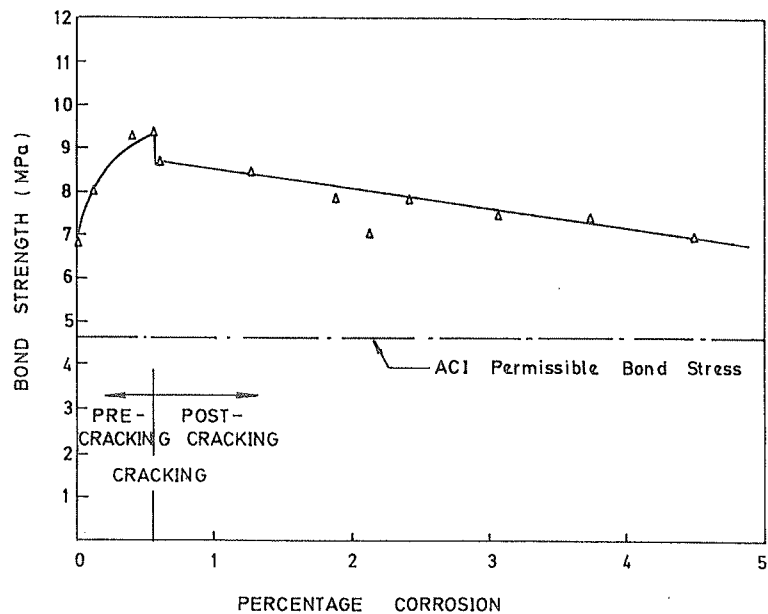


Fig 2.23 Forhold mellom gjennomsnittlig heftspenning og korrosjonsgrad i prosent av vekten for bjelkene med 144 mm forankringslengde /27/

Sammenhengen mellom heftspenning og korrosjonsgraden i % av vekten er vist for bjelkene med minst forankringslengde på fig 2.23. Kurven viser igjen en viss økning av heftspenningen før det blir riss i overdekningen, og deretter et slakt fall med økende korrosjonsgrad. Heftspenningen ved 5 % korrosjon er imidlertid like høy som for ukorrodert stang. Rissvidden var i dette tilfellet ca 1.3 mm.

På fig 2.23 er det også vist tillatt heftspenning etter ACI. Tilsvarende nominell heftspenning etter basisformelen i NS 3473 er 9.90 MPa, hvorav ca 9.0 MPa er fra betongen og ca 0.9 MPa fra armeringen. Tillatt heftspenning etter NS 3473 er imidlertid begrenset til $2k_1f_m$, som i dette tilfellet blir 5.6 MPa. Alle de målte verdiene er i dette tilfellet over denne verdien.

3 UTFØRTE FORSØK MED BJELKER OG PLATER

3.1 Generell oppsummering

I CEB-FIB bulletin "Bond of Reinforcement in Concrete" /12/ er det gitt en gjennomgang av forsøk som er utført på bjelker og plater med hensyn på konstruktive forhold knyttet til armeringskonstruksjon. Et sammendrag av de viktigste resultatene fra disse undersøkelsene med tanke på vår problemstilling er gjengitt i fortsettelsen av dette avsnittet.

Først en del undersøkelser hvor armeringen bare har vært frilagt:

Pritchard og Chubb /15/ testet prøvestykker med avtrappet lengdearmering uten overdekning i underkant. De fikk en betydelig reduksjon av kapasiteten p.g.a. forankringsbrudd der hvor armeringen ble avtrappet.

Minkarah og Ringo /16/ testet bjelker med frilagt armeringen i forskjellig lengde av spennet. Bjelkene hadde ca 1 % armering og ble belastet med en punktlast på midten. Armeringen var innstøpt ved oppleggene og på midten. Rissmønsteret ble betydelig påvirket i området med frilagt armering, og bæringen gikk gradvis over fra vanlig bjelke- til mer buevirkning. Ved frilagt område mindre enn ca 20 % av spennet, ble det bare litt reduksjon av kapasiteten, mens det ble en reduksjon på ca 20 % når opp til 60 % av spennet var frilagt. Det er ikke sagt noe om bruddtype i denne undersøkelsen.

Cairns /17/, /18/, Eyre og Nokhasteh /19/ og Raof og Lin /20/ har alle gjort forsøk som viser at bjelker har en betydelig restkapasitet selv om mye av overdekningen er borte, forutsatt at armeringen er tilstrekkelig forankret ved oppleggene. For eksempel viste en bjelke med forholdsvis lite armering, men med over 90 % av armeringen eksponert, bare litt reduksjon av kapasiteten. En tilsvarende bjelke, men med mer armering, fikk derimot 50 % reduksjon av kapasiteten. Bjelker som var dimensjonert for skjærbrudd fikk generelt høyere kapasitet når armeringen ble frilagt.

Det er også gjort en rekke forsøk hvor armeringen er korrodert ved at den er anode i en elektrisk krets.

Tachibana et al /21/, Kawamura et al /22/ og Al Sulaimani et al /9/ rapporterer alle om en reduksjon på ca 10 % for bjelker med gjennomgående armering ved en korrosjonsgrad på 4-5 % av tverrsnittet, noe som tilsvarte en reduksjon av radius på mellom 0.1 til 0.2 mm. Bare bjelkene til Al Sulaimani et al hadde bøyer. I forsøkene til Tachibana et al skiftet bjelken som fikk størst reduksjon bruddform fra bøyning til en kombinasjon av heft og skjær. Rissvidden til de langsgående spalterissene (16 mm stenger) var ca 0.5 til 0.75 mm like før brudd i dette tilfellet.

Almusallam et al /23/ gjorde forsøk med plater (bjelker uten bøyer), og fikk en ganske stor reduksjon av kapasiteten. Reduksjonen var i dette tilfellet opp til 25 % for en korrosjonsgrad på ca 5 %, og opp til 50 % for en korrosjonsgrad på 15 % av tverrsnittet. Strømstyrken som ble brukt til å korrodere armeringen i dette tilfellet var imidlertid på hele 3mA/cm².

Daly /24/ testet bjelker som var dimensjonert for å få både bøye- og skjær-brudd. Skjærbejelkene hadde både glatt og kammet armering. For moment-bjelkene ble det ikke funnet noen innvirkning på heftegenskapene ved 3 % reduksjon av tverrsnittet. Ved 12 % reduksjon førte imidlertid langsgående riss til heftbrudd i 2 tilfeller. For skjær-bjelkene med glatt armering økte kapasiteten

når armeringen var korrodert, også for de med kraftig korrosjon. For de med kamstenger ble det derimot ikke funnet noen tilsvarende økning.

Kawamura et al /22/ testet bjelker med armering som var skjøtt. Det er ikke angitt hvor mye tverrsnittet var redusert p.g.a korrosjon, men det hadde utviklet seg tydelige langsgående riss utenfor armeringen. For en bjelke med skjøt uten tverrarmering, ble kapasiteten redusert med ca 25 % i forhold til en tilsvarende uskadet bjelke. Bruddet kom også svært plutselig. Alle de andre bjelkene hadde tverrarmering i skjøten. For 4 av disse bjelkene var reduksjonen ubetydelig, mens 3 bjelker fikk varierende resultat med opp til 40 % reduksjon i forhold til referanseprøven. Det kommer imidlertid ikke klart frem om det er noen forskjell på disse bjelkene.

3.2 Spesielle forhold ved frilagt armering

3.2.1 Moment

For en vanlig bjelke i Stadium II er nøytralaksen antatt å være på samme sted langs hele bjelken uavhengig av belastningen. Indre momentarm vil da også være konstant, og spenningen i armeringen vil variere i tråd med variasjonen av momentet.

Dersom det imidlertid ikke er heft mellom betongen og armeringen i et område, vil spenningen i armeringen være konstant i dette området. For at momentet i alle snitt i et slikt område skal være tilfredstilt, må da indre momentarm variere i tråd med momentet, noe som også påvirker nøytralaksen sin plassering.

Cairns og Zhao undersøkte dette forholdet for bjelker med og uten frilagt armering /17/. Typiske spenning-tøynings tilstander i forskjellige snitt i disse 2 tilfellene når bjelkene er belastet med 2 punktlaster er vist på fig 3.1.

I fig 3.1 a), hvor det er forutsatt full heft, ligger nøytralaksen i ro, mens spenningen i betongen og i armeringen varierer fra snitt til snitt. Det er i dette tilfellet full kompatibilitet mellom tøyningene i betongen og i armeringen i hvert snitt.

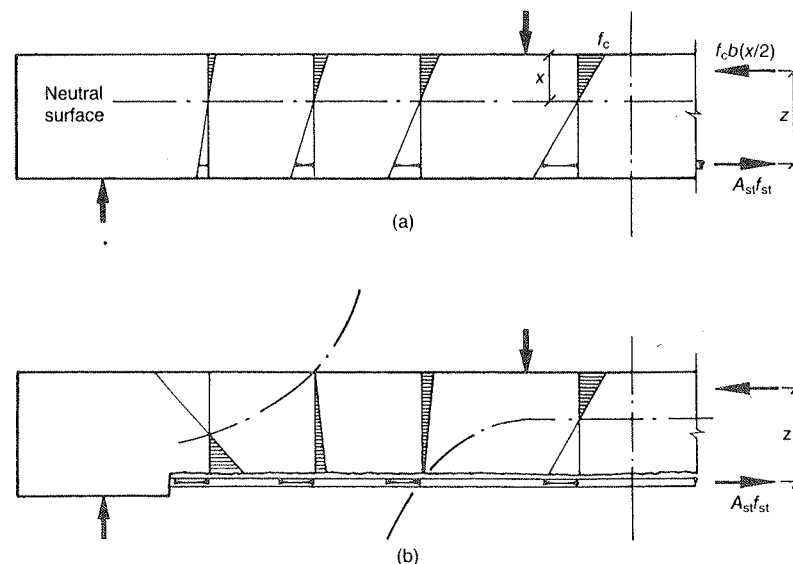


Fig 3.1 Spenningsfordeling i en bjelke med og uten heft for armeringen /17/

I fig 3.1 b), hvor armeringen er frilagt langs hele bjelken, unntatt et lite område ved oppleggene, vil kraften i armeringen være bestemt av momentet i konstant moment området. I områdene innenfor lastene vil da indre momentarm og spenningen i betongen bli redusert. Når trykk-kraften angriper $h/6$ over midten, vil hele tverrsnittet være i trykk og nøytralaksen i underkant av tverrsnittet. Nøytralaksen skifter videre fra å være under til å bli over tverrsnittet i snittet hvor trykk-kraften angriper under midten av betongen. Videre innover mot opplegget vil nøytralaksen etterhvert nærme seg underkant igjen etter hvert som momentet avtar. Den delen av tverrsnittet som ligger over nøytralaksen i dette området, vil imidlertid få strekk.

Spenningene i fig 3.1 b) tilfredstiller likevekt, men ikke kompatibilitet mellom tøyningene i betongen og i armeringen i hver snitt. Tøyningen i armeringen reduseres ikke ut mot oppleggene. I tillegg gjennomgår tøyningen i betongen i underkant av tverrsnittet en stor forandring i skjærspennet, og går over fra strekk ute ved lasten til trykk ute ved oppleggene. Den totale forlengelsen av armeringen og betongen i høyde ved armeringen må imidlertid være den samme. Dette gjør at strekk-tøyningen i underkant av betongtverrsnittet i konstant moment området blir større når armeringen er frilagt enn når den har heft. Som en konsekvens av dette vil også nøytralaksen ligge høyere enn etter vanlig Stadium II teori i dette området når armeringen er frilagt.

Økt frilagt lengde vil normalt også gi økt tøyning i betongen i trykksonen i området med størst moment. Et tverrsnitt som i utgangspunktet er balansert armert vil derfor ha en tendens til å bli overarmert når armeringen blir frilagt. Det er derfor grunn til å forvente en større reduksjon av momentkapasiteten ved frilagt armering for et tverrsnitt med mye enn for et med forholdsvis lite strekkarmering.

Ved en frilegging som vist på fig 3.1 b), vil skjærkraften bli tatt opp av en skrå trykkdiagonal som går fra lasten og ned mot opplegget. Skjærkapasiteten vil i dette tilfellet kunne bli større enn i vanlige bjelker med heft fordi redusert strekk og delvis trykk i underkant av tverrsnittet gjør det vanskeligere å få initiert de skrå skjærrissene. Når kraften i trykkdiagonalen blir tilstrekkelig stor, vil imidlertid betongen kunne knuses i overkant ved lasten og i underkant ved opplegget. En annen aktuell bruddform er forankringsbrudd, da en slik modell som dette forutsetter at armeringen er forankret for hele kraften ved oppleggene.

Momentkapasiteten til et tverrsnitt med frilagt armering vil også være påvirket av belastningen. Ved 2-punkts last vil f.eks forlengelsen av den frilagte armeringen i forhold til en tilsvarende bjelke med heft, bli større dess nærmere lastene står hverandre. Mindre avstand mellom lastene vil også føre til en større konsentrasjon av tøyninger til konstant moment området, og dermed også økt fare for redusert kapasitet.

Cairns og Zaho testet 19 bjelker som ble støpt med forskjellig grad av frilagt armering. 2 ble støpt med heft, og hvor armeringen ble frilagt mens bjelkene var belastet. Bjelkene hadde litt forskjellige dimensjoner. Bredden varierte mellom 150 og 230 mm og høyden mellom 230 og 410 mm. Lengden på alle bjelkene var 3500 mm og avstanden mellom oppleggene var i de fleste tilfellene 2700 mm. Bjelkene hadde 2 stenger på strekksiden som varierte i dimensjon fra 12 til 25 mm. Det var også bøylere med forskjellig avstand, men det er ikke oppgitt dimensjon på disse. Terningfastheten til betongen varierte mellom 25 og 35 MPa.

Rissmønsteret til en av bjelkene med full heft og til en med frilagt armering over 90 % av spennet er sammenlignet på fig 3.2. Som en kan se er det ganske stor forskjell på de 2 bjelkene. Bjelken med frilagt armering har færre og kraftigere riss mellom lastene, i konstant moment området. Rissene i den frilagte bjelken går også høyere opp, og det er også en tendens til at det danner seg horisontale riss i spissen av disse rissene like før brudd.

Rissviddene var også betydelig større i bjelken med frilagt armering. For en gitt last var største rissvidde 0.2 mm i bjelken med heft, mens den var hele 5 mm i bjelken med frilagt armering.

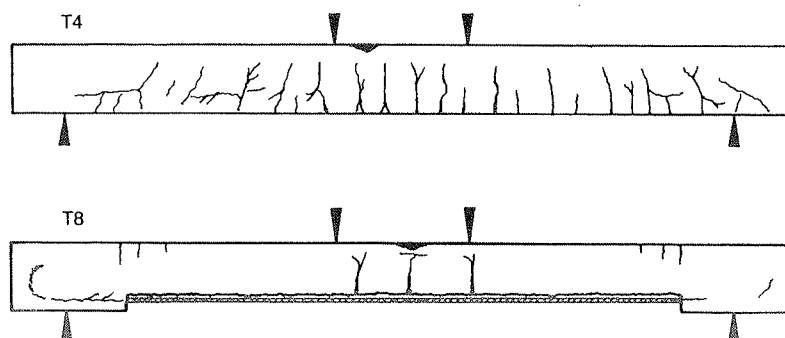


Fig 3.2 Typiske rissbilder for bjelker med og uten heft til armeringen /17/

Vi kan se at det ikke er riss i underkant av tverrsnittet i skjærrområdene til den frilagte bjelken. Det er imidlertid noen forankringsriss og noen strekkrisser i toppen av bjelken ute ved oppleggene, i tråd med hva som er forventet ut fra det som er diskutert tidligere.

Forskjellene ble ikke så store for de bjelkene som var belastet med brukslast mens armeringen ble frilagt. Det var imidlertid også for disse bjelkene en tendens til at rissene gikk høyere opp i konstant-moment området og til at de lukket seg i den ytterste 1/3-delen av skjærspennene.

Fig 3.3 viser hvordan tøyningene i midsnittet til en bjelke utviklet seg etter hvert som mer og mer av strekkarmeringen ble frilagt. Målingene viser at tøyningfordelingen over høyden er tilnærmet lineær selv om betongen er fri fra armeringen.. Høyden til trykksonen ble i dette tilfellet redusert fra ca 120 til ca 80 mm når frilagt lengde økte fra 0 til 1900 mm, dvs. fra 0 til 63 % av spennet. En ser også at tøyningene på trykkranden hele tiden økte med økende frilagt lengde.

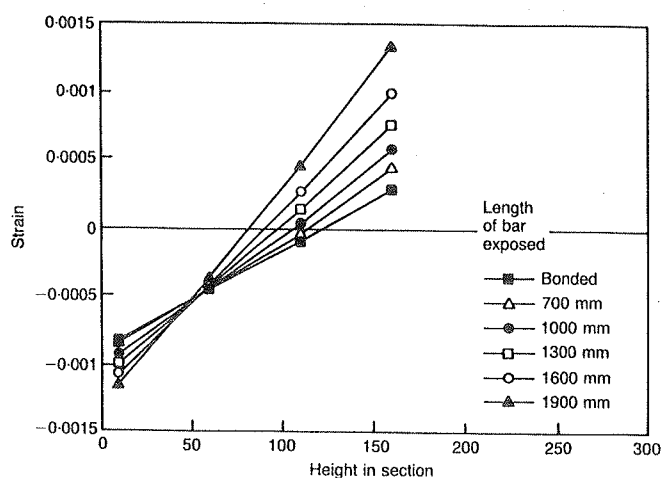


Fig 3.3 Tøyningutvikling i midsnittet av bjelkene avhengig av lengden på det frilagte området /17/

Fig 3.4 viser tøyningfordelingen langs trykk og strekk-randen to bjelker med og uten heft for armeringen. For bjelken uten heft er 90 % av spennet frilagt. Tøyningene på strekksiden er ikke helt sammenlignbare, da de er målt på litt forskjellige nivå. Det er likevel en tydelig forskjell på de 2 bjelkene. I bjelken med heft, er det trykk i overkant og strekk i underkant langs hele spennet. I overkant av bjelken med frilagt armering, er det bare trykk i den midterste 1/3-delen av spennet,

mens resten har strekk. I underkant av denne bjelken er det også trykk i de ytterste 1/3-delene av spennet, og strekk bare i den midterste 1/3-delen. Som en kan se, er strekktøyningen i midten betydelig større for den frilagte bjelken enn for bjelken med heft. Punktlastene stod i dette tilfellet 300 mm fra midten.

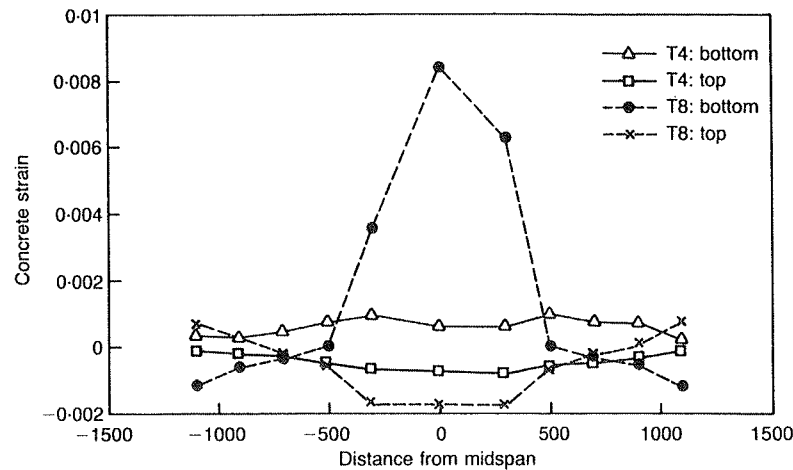


Fig 3.4 Sammenligning av tøyningene langs strekk og trykk randen for en bjelke med og uten heft for lengdearmeringen /17/

Denne undersøkelsen gav et forhold mellom momentkapasiteten til bjelker med og uten frilagt armering, avhengig av armeringsprosent og forholdet mellom frilagt lengde og effektiv høyde, som vist på fig 3.5. Alle bjelkene unntatt 1 fikk i dette tilfellet redusert kapasitet når armeringen var frilagt. Det er videre en generell tendens til at reduksjonen øker med økende armeringsprosent og økende forhold mellom frilagt lengde og effektiv høyde.

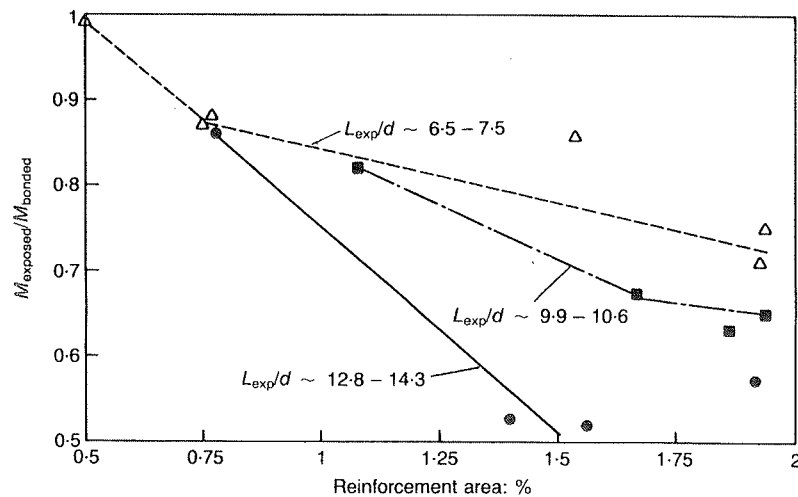


Fig 3.5 Redusert momentkapasitet for bjelker med frilagt armering avhengig av armeringsprosent og frilagt lengde /17/

Betongfastheten var i utgangspunktet ikke en parameter i denne undersøkelsen. Det ble imidlertid utviklet en modell som gjorde det mulig å vurdere virkningen av betongfastheten på kapasiteten når armeringen var frilagt. Beregnet sammenheng etter denne modellen mellom momentkapasitet, armeringstøyning, betongfasthet og frilagt lengde for en bjelke med 1.64 % armering er vist på fig 3.6. Det er i dette tilfellet forutsatt at lastene er 600 mm fra hverandre og symmetriske om midten, og at betongen har en bruddtøyning på 3.5 o/oo.

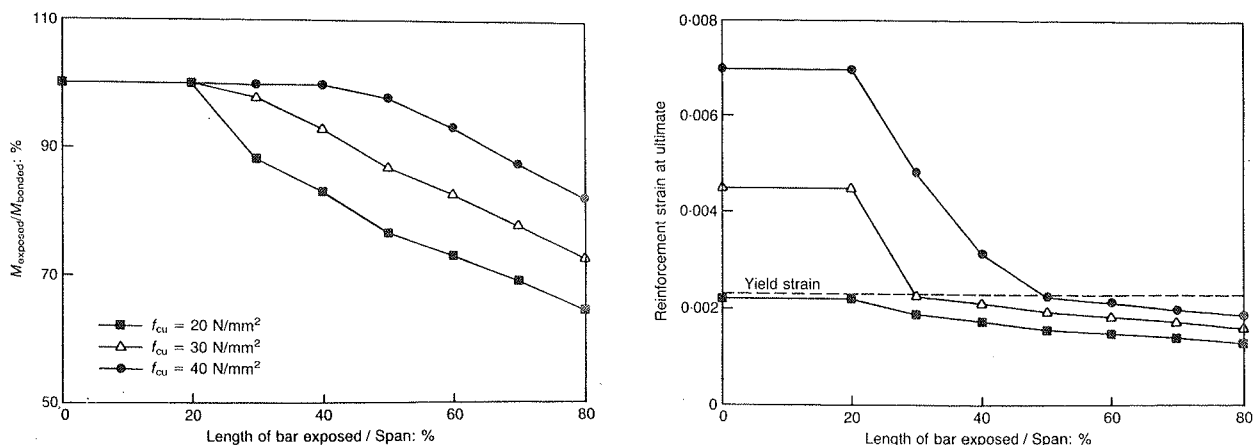


Fig 3.6 Beregnet innvirkning av betongens trykkfasthet på momentkapasiteten og armeringstøyningen avhengig av frilagt lengde /17/

En ser da at reduksjonen blir størst når betongen har lavest fasthet. For en fasthet på 20 MPa er bjelken litt overarmert i utgangspunktet. Frilagging av lengdearmeringen i skjærspennene fører imidlertid til lavere trykksone og økt trykktøyning i betongen og dermed til tidligere brudd. Ved en fasthet på 40 MPa, vil imidlertid bjelken være underarmert helt til ca 50 % av spennet er frilagt, og en kan se at det er først når tøyningen i armeringen blir lavere enn flytetøyningen at en får noen vesentlig reduksjon av kapasiteten.

Zhang og Raoof /25/ utviklet også en modell for å kunne beregne bjelker med frilagt armering. Fig 3.7 viser de geometriske forutsetningene for deres modell. Den effektive høyden av tverrsnittet (d) er uttrykt som $h + h_0$, hvor h_0 er den delen som eventuelt blir hugd bort i forbindelse med en reparasjon. Buen $B'-1-D'$ er derfor underkant av betongtverrsnittet, $A'-3-C'$ er armeringen før betongen rundt blir fjernet og $A'-2-C'$ er armeringen dersom den retter seg ut.

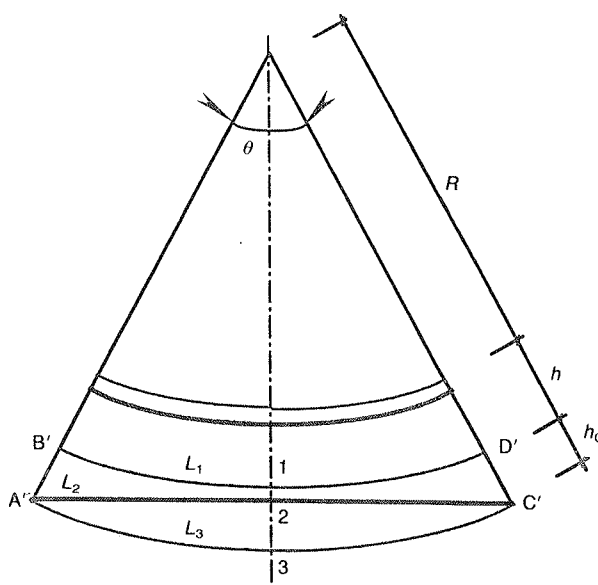


Fig 3.7 Modell for beregning av momentkapasitet ved frilagt armering /25/

Den frilagte delen er antatt å deformere seg som en del av en sirkel. Denne forutsetningen er også antatt å være gyldig selv om det frilagte området går utenfor konstant moment området. Modellen er primært tenkt for beregninger i reparasjonsfasen og det er derfor tatt hensyn til at armeringen retter seg ut.

Ut fra fig 3.7 er lengden av B'-1-D' gitt som:

$$L_1 = (R+h)\theta$$

hvor θ er den tilhørende vinkelen til buedelen L_1 , eller summen av krumning innenfor området.

Lengden L_2 til den rette armeringen kan uttrykkes som:

$$L_2 = 2(R+h+h_0)\sin(\theta/2)$$

Tøyningene i underkant av betongen, ε_1 , og i armeringen, ε_2 , blir da:

$$\varepsilon_1 = (L_1 - L_{exp}) / L_{exp}$$

$$\varepsilon_2 = (L_2 - L_{exp}) / L_{exp}$$

hvor L_{exp} er lengden av det frilagte området.

Ved å kombinere disse ligningene kan ε_2 videre uttrykkes som:

$$\varepsilon_2 = 2((1+\varepsilon_1)/\theta + h_0/L_{exp}) \sin(\theta/2) - 1$$

slik at når ε_1 og θ er kjent, kan ε_2 bestemmes.

Under selve beregningen deles det frilagte området inn i et visst antall element. Tøyningstilstanden midt i hvert element bestemmes så ved iterasjon ut fra antatte materialegenskaper og krav til likevekt, se fig 3.8. Tverrsnittet deles i denne forbindelse opp i et visst antall lameller over høyden. Ut fra dette bestemmes gjennomsnittlig krumning og ε_1 for hvert element. Vinkelen θ og tøyningen ε_1 for hele buen kan da bestemmes som summen av vinkelbidragene fra hvert element og som gjennomsnittlig krumning ganger halve høyden til tverrsnittet. Fremgangsmåten er detaljert beskrevet i /25/.

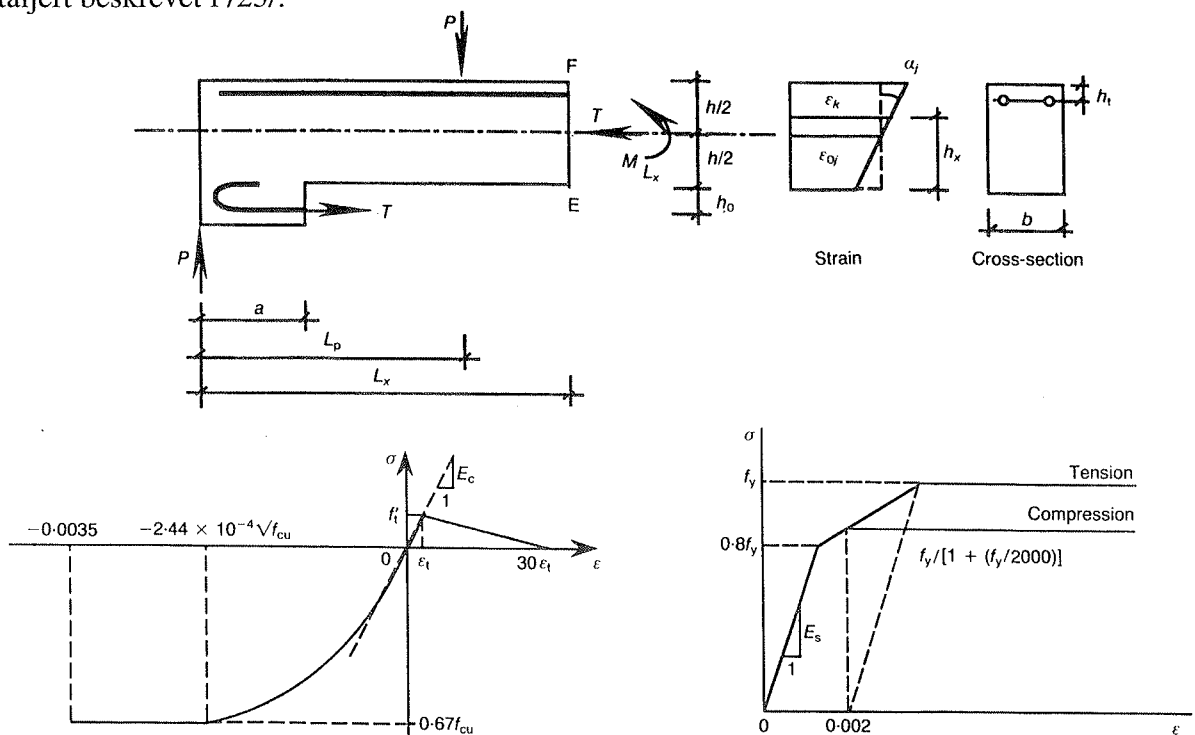


Fig 3.8 Forutsetninger for beregning av krefter og tøyninger etter modellen til Zhang og Raouf /25/

En beregning av forsøkene til Chairns og Zhao /17/ basert på denne modellen gav et forhold mellom beregnet og observert bruddmoment på 1.09. Det ble da forutsatt at betongen gikk til brudd ved en tøyning på 3.5 o/oo.

Analysen utført av Zhang og Raoof viste også at det er av vesentlig betydning for momentkapasiteten om det er topparmering eller ikke i bjelken. Spesielt gjelder dette for bjelker med lav fasthet og stort frilagt område. Dette forholdet skyldes først og fremst redusert oppsprekking i toppen av bjelkene ute ved oppleggene, og bidrag fra topparmeringen til momentkapasiteten i andre deler av bjelken. Beregnet kapasitet avhengig av topparmering (2 Ø8 mm) og av eksponert lengde for bjelker med betongfastheter på henholdsvis 20, 30 og 40 MPa er vist på fig 3.9.

Beregninger viste også at høyden på det sjiktet som taes bort har stor innvirkning på kapasiteten. Fig 3.10 viser eksempel på dette for bjelker med $d = 260$ mm, $f_c = 28$ MPa, $A_s = 2 \text{ } \varnothing 25$ mm ($A_s/bxd = 1.64 \%$) og frilagte lengder på henholdsvis 500 og 1500 mm. En ser da at h_o/d -forholdet har størst betydning for store frilagte lengder, men at det også er av vesentlig betydning for mindre lengder når $h_o/d > 0.2$.

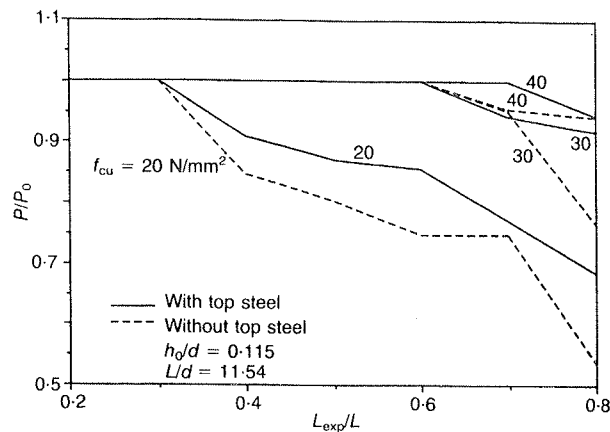


Fig 3.9 Effekt av topparmering (2 Ø8 mm) på bruddlasten avhengig av betongkvalitet og frilagt lengde

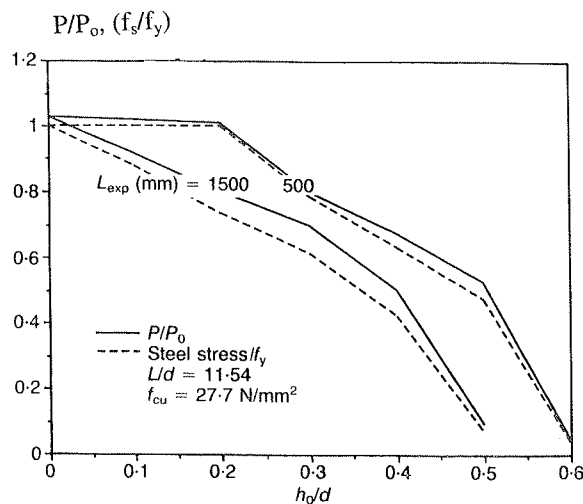


Fig 3.10 Beregnet innvirkning på bruddlasten fra tykkelsen på betongen som hugges bort

Dersom betongen over armeringen ikke hugges bort, vil lengden av den eksponerte armeringen i deformert tilstand kunne uttrykkes som:

$$L_3 = (R + d)\theta$$

og tøyningen i armeringen som:

$$\epsilon_3 = (L_3 - L_{\text{exp}}) / L_{\text{exp}}$$

Samme fremgangsmåte som beskrevet tidligere kan også benyttes til å beregne dette tilfellet. ϵ_1 og ϵ_3 lar seg da lett bestemme ut fra gjennomsnittlig krumning i det eksponerte området.

3.2.2 Skjær

Cairns /18/ testet 3 bjelkeserier med delvis frilagt armering m.h.p. skjærkapasitet. I hver serie var det 1 bjelke uten frilagt armering, mens bare den ene av de to stengene på strekksiden var frilagt i de andre. Plassering og lengde på det frilagte området varierte for bjelkene. En oversikt over de 3 seriene er vist på fig 3.11 a og b.

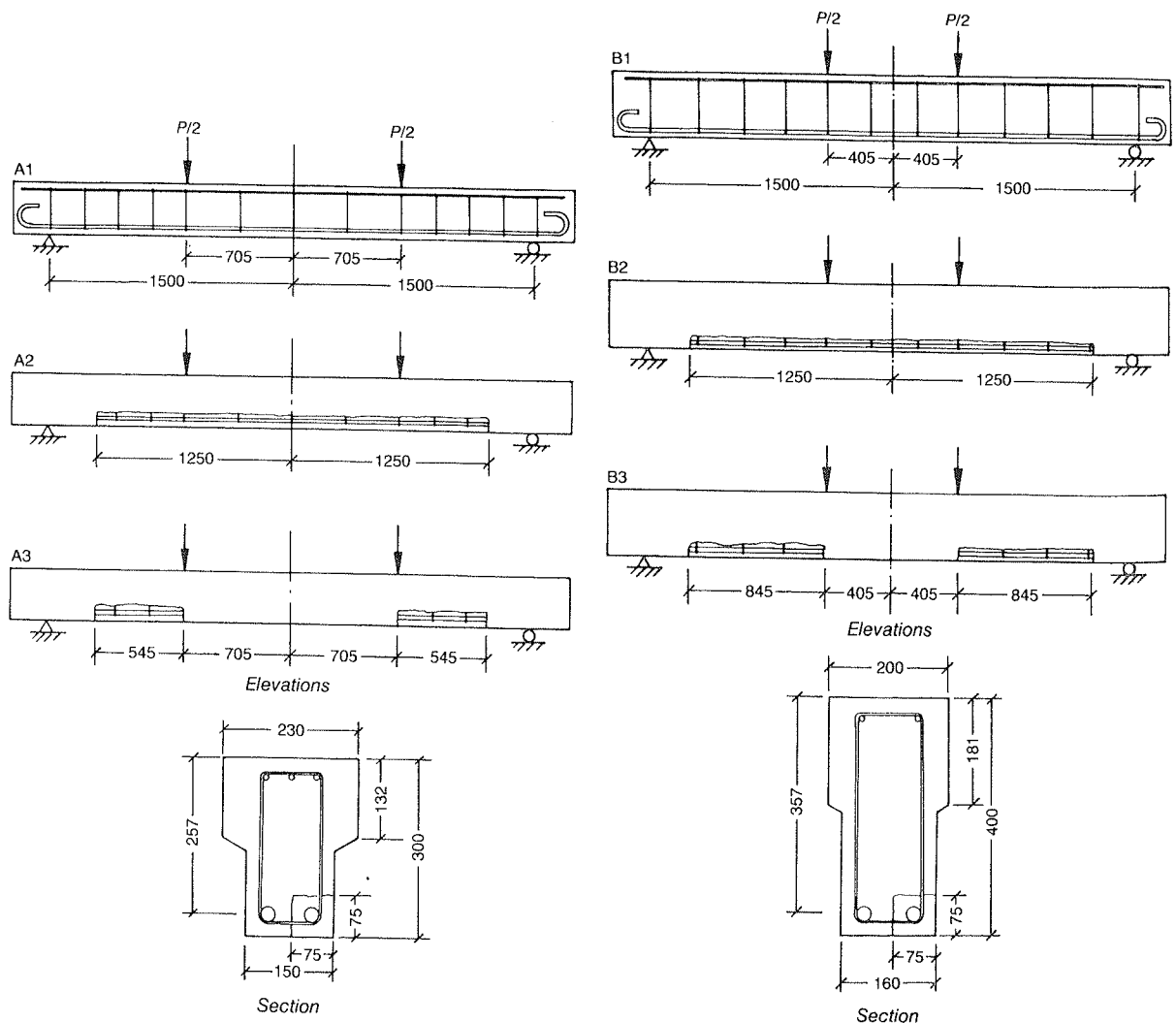


Fig 3.11 a Oversikt over bjelkene i Serie A og B /18/

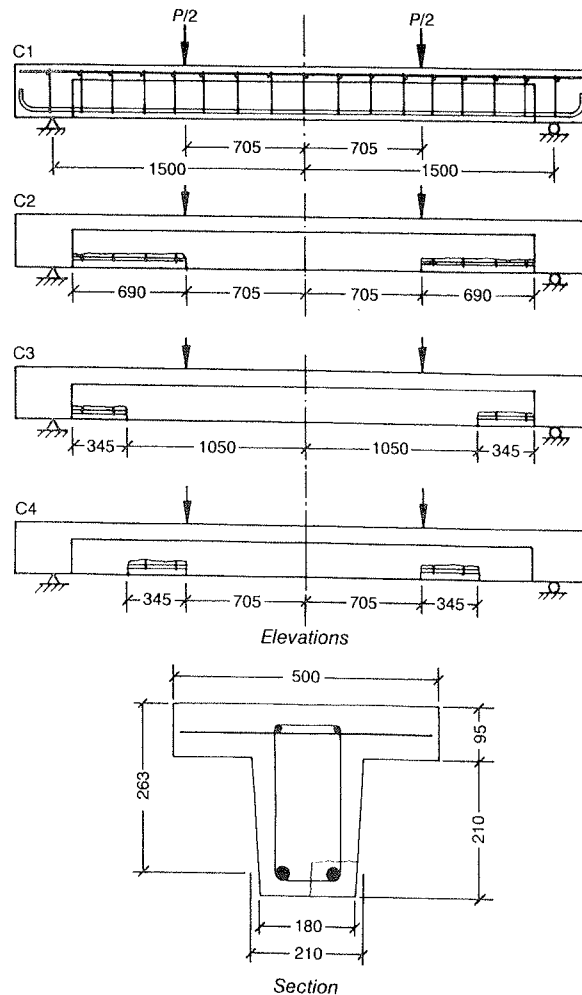


Fig 3.11 b Oversikt over bjelkene i Serie C

Trykkfastheten til betongen i disse seriene var fra 30-35 MPa. Hovedarmeringen var 25 mm kamstenger og bøylene 6 eller 8 mm rundstål. Overdekningen til hovedarmeringen var 30 mm. Forholdet mellom skjærspenn (a) og effektiv høyde (d) var 3.0.

Alle bjelkene unntatt A2, A3 og B2 fikk skjærbrudd. A2 ble ikke belastet helt til brudd fordi riggen ikke tålte det, mens A3 og B2 fikk forankringsbrudd.

Sammenlignet med bjelkene med full heft, fikk de frilagte bjelkene i serie A, B og C en gjennomsnittlig økning av kapasiteten 67, 12 og 33 % i denne undersøkelsen. Kapasiteten til referansebjelken i serie A ble imidlertid vurdert til å være lav i forhold til det som var forventet etter BS 8110. Dersom kapasitetsøkningen for de frilagte bjelkene i stedet relateres til de beregnede verdiene, var de tilsvarende tallene henholdsvis 43, 14 og 30 %.

For bjelkene i serie A og B var kapasiteten større for A2 og B2 med frilagt armering både i skjærspennene og i konstant moment området, enn for A3 og B3 med frilagt armering bare i skjærspennene. Forskjellen mellom de 2 bjelkene i hver serie var imidlertid forholdsvis liten.

I serie C derimot, ble kapasiteten lavest for C2 med mest frilagt armering. Høyest kapasitet fikk C4 som hadde frilagt armering bare halvparten så langt som C2 (ca 2.5 d for C2 og ca 1.25 d for C4). C3 hadde samme frilagte lengde som C4, men fra opplegget i stedet for fra lasten. Forskjellen på kapasiteten til disse bjelkene var ca 23 % i favør av C4.

Rissmønsteret til bjelkene i B serien ved brudd er vist på fig 3.12. Det er en generell tendens til færre riss når armeringen er frilagt. De kritiske skjær-rissene er også brattere og nærmere lasten for B2 og B3 enn for B1.

En modell for spenningsfordelingen mellom stangen med og uten heft i det frilagte området er vist på fig 3.13. Det er forutsatt at totalkraften i stengene i hvert snitt er den samme som i bjelken med heft. Spenningsforandringen pr. lengdeenhett i stangen med heft blir da dobbelt så stor som når begge stengene har heft. Modellen gir samme tøyningssum for de 2 stengene innenfor det frilagte området. I virkeligheten vil imidlertid de punktene hvor det er kompatibilitet mellom tøyningen ligge litt utenfor det frilagte området, noe som er vist ved de stiplede linjene på figuren. Denne modellen forutsetter også at nøytralaksen ligger i ro i det frilagte området.

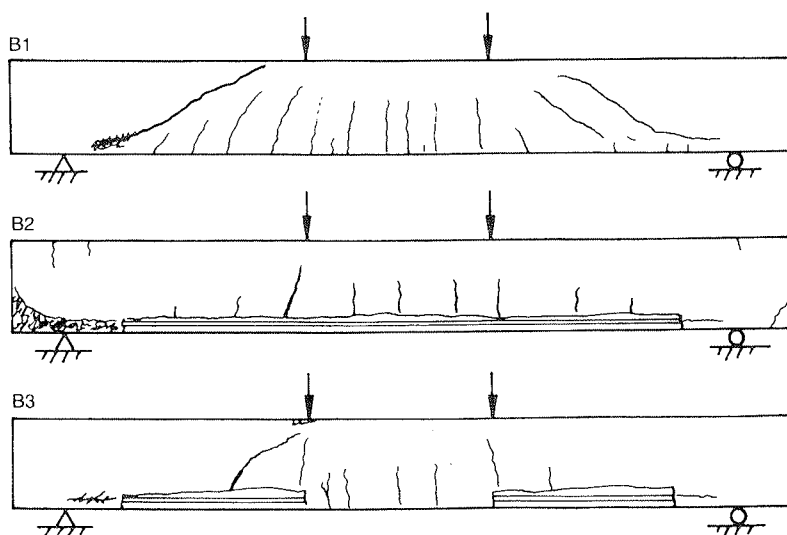


Fig 3.12 Rissmønster ved brudd for bjelkene i B-serien

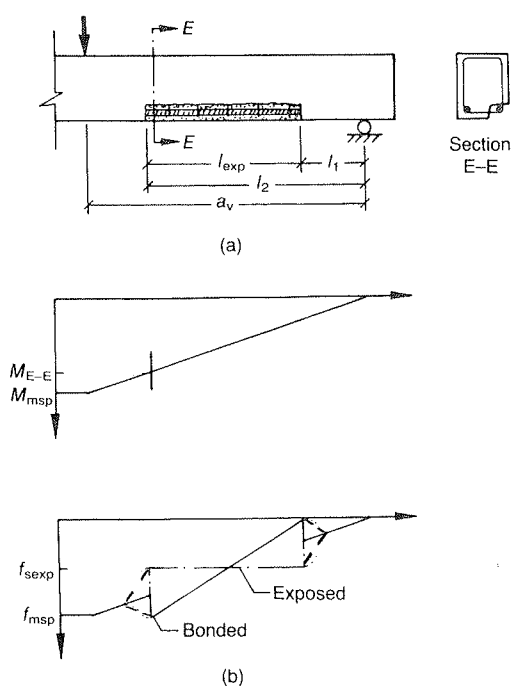


Fig 3.13 Modell for spenningsfordelingen mellom stangen med og uten heft i det frilagte området

Med bakgrunn i denne modellen ble det også foreslått en metode for å beregne skjærkapasiteten til en bjelke med frilagt armering. Det ble tatt utgangspunkt i den generelle formelen for skjærkapasitet i BS 8110, men bare de stengene som hadde heft inngikk i armeringsmengden og bøylebidraget ble redusert til det halve under forutsetning av at et hjørne var frilagt. For de bjelkene som ble prøvd, ble da betongbidraget redusert med ca 20 % og bøylebidraget med 50 %. Det ble imidlertid regnet et tillegg til kapasiteten ved å betrakte kraften i den eksponerte stangen som en ytre aksialkraft. Resulterende kapasitet for de forskjellige bjelkene ble da omtrent den samme som for bjelkene med full heft.

Forventet forhold mellom skjærkapasiteten til en bjelke med halvparten av armeringen frilagt fra midt i skjærspennet til lasten og til en med full heft etter denne modellen, er vist som funksjon av armeringsmengde og a_v/d -forhold på fig 3.14. Denne modellen gir, som en ser, en ganske betydelig økning av kapasiteten for bjelker med frilagt armering når armeringsmengden øker. Kapasiteten øker både med økende armeringsmengde og økende a_v/d -forhold. Det siste forholdet innebærer også en økt utbredelse av det frilagte området.

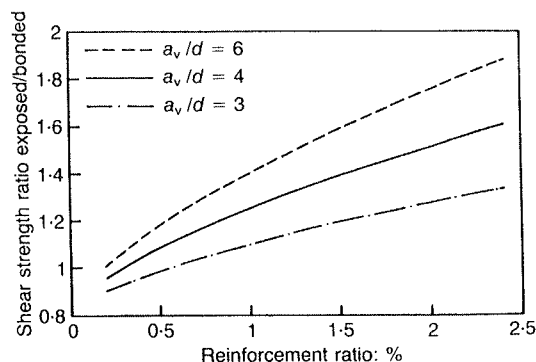


Fig 3.14 Beregnet relativ økning av skjærkapasiteten som funksjon av a_v/d -forholdet og armeringsmengden for bjelker med halvparten av armeringen frilagt i ytre halvdel av skjærspennet etter modellen til Cairns /18/

Fig 3.15 viser en sammenligning av de eksperimentelle resultatene med forskjellige beregnede verdier. "Bonded" er beregnet kapasitet med full heft, og "measured" de observerte bruddlastene. "Practice" er beregnet kapasitet etter dagens metoder for bjelker med frilagt armering, og "calculated" etter foreslått modell. I de retningslinjene som benyttes ved kapasitetsberegning av tverrsnitt med frilagt armering i England i dag ("practice"), blir all frilagt armering - både lengdearmering og bøylar utelatt i beregningene.

Det kommer tydelig frem fra fig 3.15 at de beregnede verdiene etter dagens praksis er betydelig lavere enn de observerte. I de fleste tilfellene er det en faktor på rundt 2 mellom disse verdiene. Den foreslåtte modellen gir generelt bedre overensstemmelse, men det er også her ganske betydelige avvik, spesielt gjelder dette for bjelkene i C-serien. Samlet gir den nye modellen heller ikke noe særlig bedre overensstemmelse med de observerte verdiene enn beregningene med full heft ("bonded"). En kan derfor få inntrykk av at det ikke er nødvendig å redusere skjærkapasiteten i områder med frilagt armering.

Bjelke C4 fikk høyere kapasitet enn C2 til tross for at det midlere momentet er høyere i det frilagte området av C4. I vanlige bjelker med heft, reduseres skjærkapasiteten med økende moment, noe som kommer til uttrykk ved at kapasiteten avtar med økende a_v/d -forhold. Dette forholdet mellom C2 og C4 kan derfor skyldes lengden av det frilagte området, og at en mer begrenset frilegging ute ved lasten gir en mer gunstig bærevirkning.

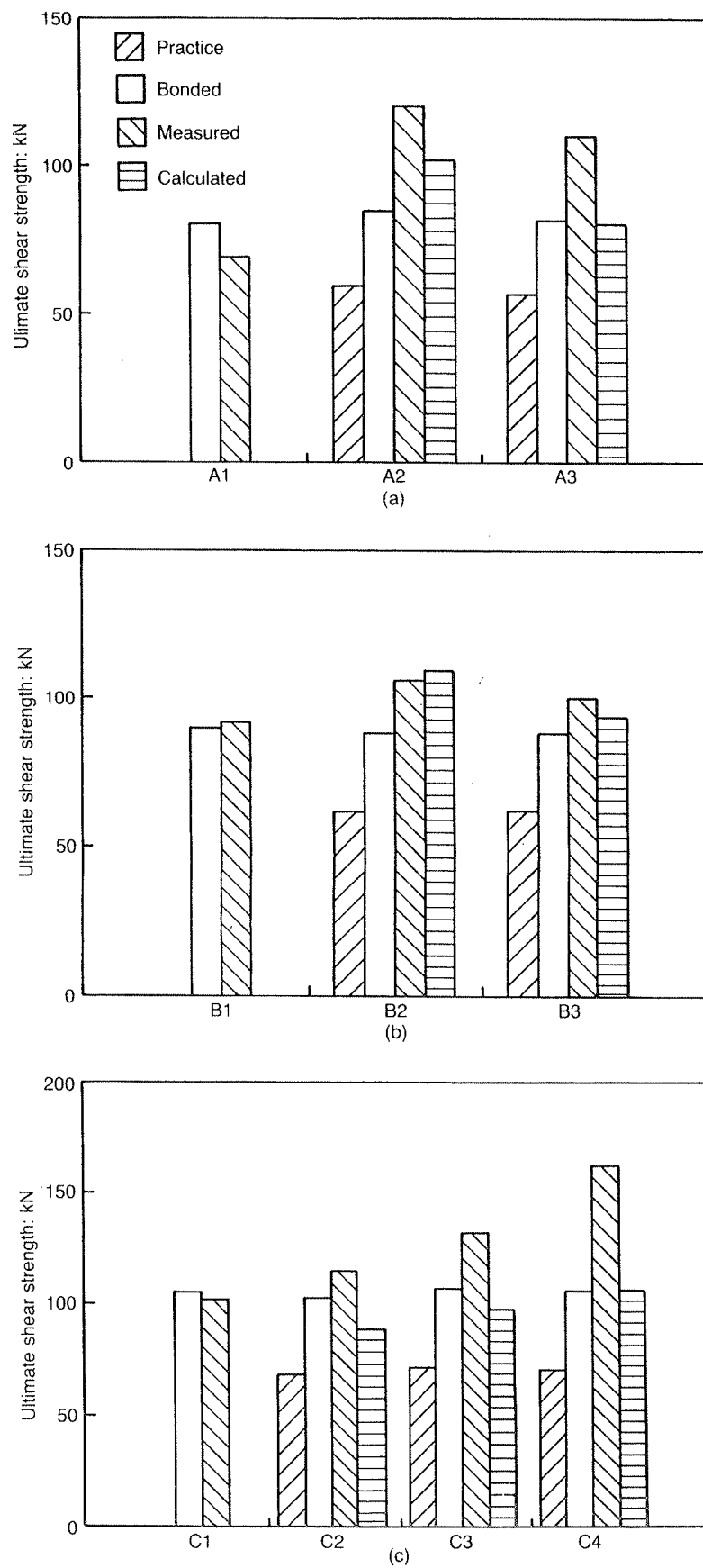


Fig 3.15

Sammenligning mellom beregnede og observerte resultater for de 3 bjelkeseriene i undersøkelsen til Cairns /18/

Det er ikke vist rissbilder fra C-serien, men det er ganske sannsynlig at det for C3 ble et skråriss fra slutten av det frilagte området og opp mot lasten. Spenningen i stangen med heft i dette området vil etter modellen i fig 3.13 være en god del større enn om begge stengene har heft. Spenningen i stangen med heft midt i spennet, er også betydelig større når det frilagte området er innover mot opplegget (C3) enn utover mot lasten (C4). Dette forholdet er derfor sannsynligvis med på å forklare noe av forskjellen på disse bjelkene.

Kapasiteten var imidlertid lavest for C2, med hele skjærspennet frilagt. Forskjellen mellom C2 og C3 er imidlertid ikke mer enn det som kan karakteriseres som normal spredning ved skjærforsøk. En mulig forklaring på dette forholdet kan likevel være at spenningen i den frilagte armeringen er større inne ved opplegget for C2, og at dette kan ha gitt visse forankringsproblemer i og med at dette er nevnt som bruddform for en del av de andre bjelkene.

A3 og B3 har tilsvarende frilegging som C2. Kapasiteten til disse bjelkene er imidlertid noe lavere enn for A2 og B2, som også er frilagt i konstant moment området. Dette kan delvis forklares med at spenningen i stangen med heft blir noe lavere i skjærområdet når også konstant moment området er frilagt.

De observerte resultatene i disse forsøkene kan derfor langt på vei forklares ut fra spenningene i stangen med heft i skjærspennene. Det er imidlertid grunn til å understreke at prinsippet med å se på den frilagte armeringen som en spennkraft i den foreslåtte modellen er tvilsomt. Økningen av skjærkapasiteten til et betongtverrsnitt ved aksialkraft er normalt knyttet til en ytre aksialkraft, og det er en vesentlig forskjell på det og virkningen av en indre kraft som i dette tilfellet.

Raof og Lin /20/ testet til sammen 44 mindre og 88 større bjelker hvor armeringen var frilagt over forskjellige lengder i det ene skjærspennet. Som variable i denne undersøkelsen inngikk; last type og plassering, størrelse og plassering av det frilagte området, mengden strekk og trykk armering, høyden som hugges bort og betydningen av bøylor.

Skisser av bjelkene som ble benyttet er vist på fig 3.16. For de minste bjelkene vekslet lengden av det frilagte området mellom 300 og 400 mm (2.7 og 3.6 d) og plasseringen av lasten (a) mellom 210 og 1230 mm fra opplegget. Avstanden fra opplegget til det frilagte området og armeringsmengden (A_s/bxh) var hele tiden 80 mm og 1.6 %. Alle disse bjelkene var uten topparmering og bredden var bare 75 mm. Bjelkene var 28 døgn gamle når de ble prøvd, og terningfastheten til betongen varierte da mellom 25 og 33 MPa.

Forholdet mellom bruddlastene til de minste bjelkene med 300 og 400 mm frilagt lengde og de med full heft avhengig av a/d - og a/L -forholdet er vist på fig 3.17. En ser da at begge seriene med frilagt armering fikk lavere kapasitet innenfor et ganske stort område i forhold til a/d . For bjelkene med 300 mm frilagt lengde ble det lavere kapasitet for a/d verdier mellom ca 2.5 og 8, og for bjelkene med 400 mm frilagt lengde mellom ca 2.5 og 12. Reduksjonen ved 400 mm frilagt langde var imidlertid betydelig større enn ved 300 mm frilagt lengde. I begge tilfeller var reduksjonen størst for a/d verdier mellom 4 og 6. Lasten står ved slutten av det frilagte området når a/d er henholdsvis ca 3.4 og 4.3 i de 2 tilfellene, slik at den verste plasseringen ser ut til å være når lasten står ca d utenfor det frilagte området.

Forskjellige riss-varianter for begge bjelketypene er vist på fig 3.18. De fleste av de små bjelkene med redusert kapasitet fikk riss i toppen ved opplegget som vist for variantene 4, 5, 9 og 10.

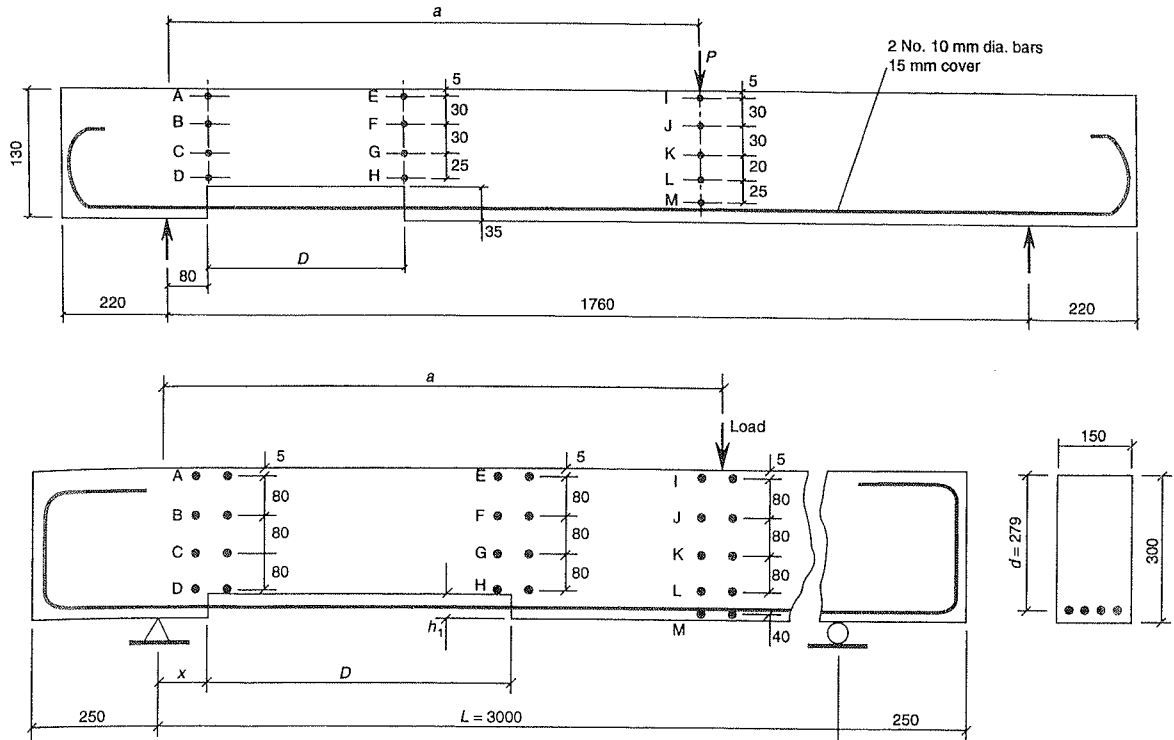


Fig 3.16 Skisse av de 2 bjelke-typene i undersøkelsen til Raof og Lin /20/

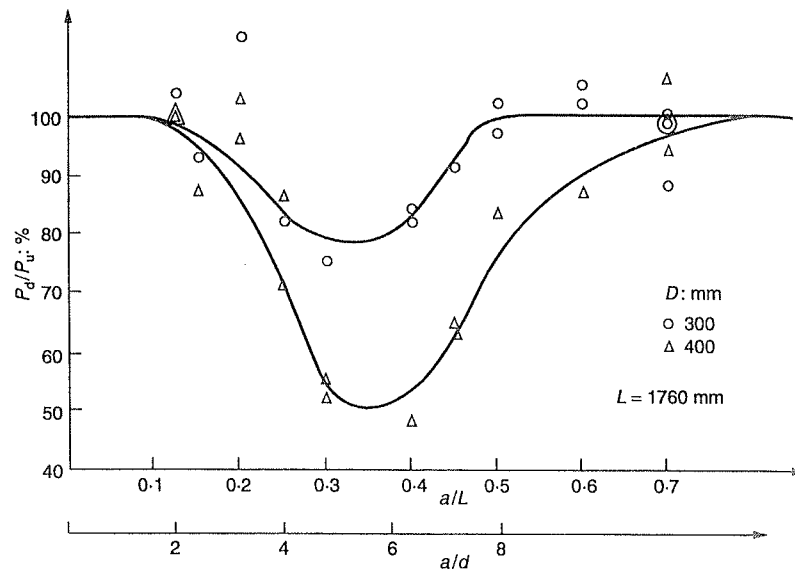


Fig 3.17 Forholdet mellom bruddlast for bjelker med og uten frilagt armering avhengig av lengden på skjærspennet og det frilagte området /20/

Tilsvarende forhold mellom bruddlastene for de store bjelkene uten trykkarmering og bøyler, avhengig av lengden til det frilagte området, er vist på fig 3.19. Her står lasten ved slutten av de frilagte lengdene på 300, 600 og 900 mm når a/d er henholdsvis ca 1.3, 2.5 og 3.6. Dette betyr at lasten bare var plassert utenfor det frilagte området for bjelkene med 300 mm frilagt lengde, mens den var både i og utenfor for bjelkene med 600 og 900 mm frilagt lengde. Av disse bjelkene var det imidlertid bare de med 900 mm frilagt lengde som fikk lavere kapasitet i forhold til full heft når armeringen var frilagt. I dette tilfellet ser imidlertid kapasiteten ut til å avta med økende a/d verdier for de variantene som ble testet. De 4 med lavest kapasitet av disse bjelkene fikk imidlertid alle riss i toppen ute ved opplegget før det endelige bruddet kom.

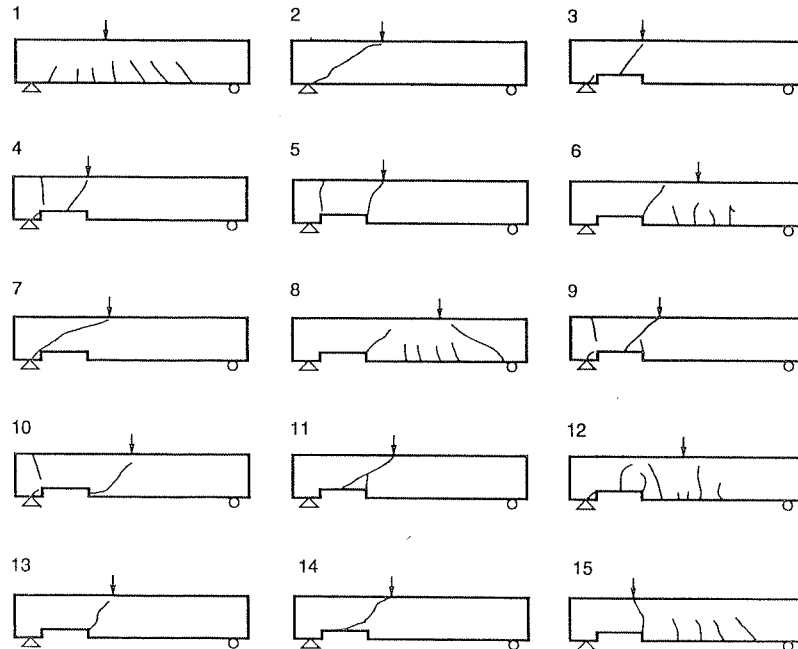


Fig 3.18 Typiske rissmønstre for forskjellig lastplassering og frilagt lengde i forsøkene til Raof og Lin /20/

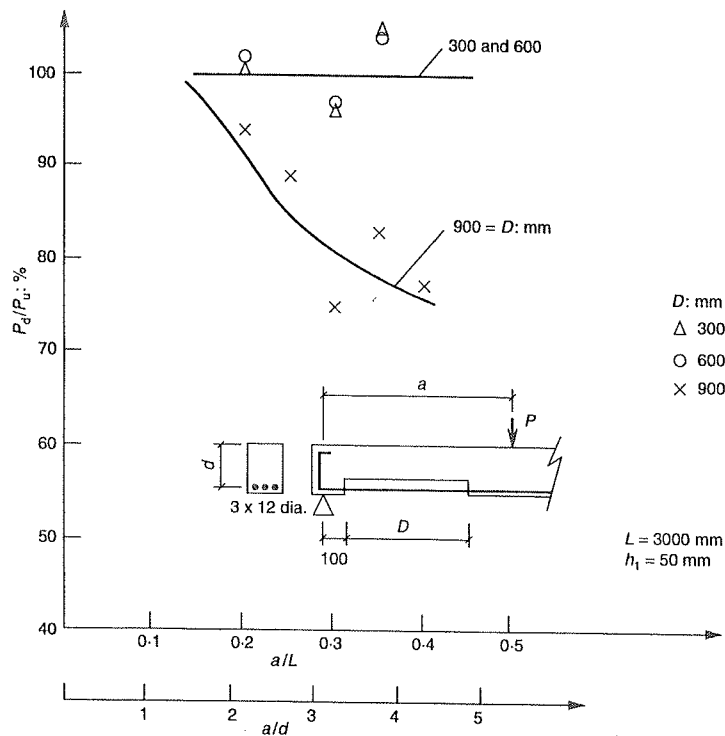


Fig 3.19 Relativ styrke av de store bjelkene avhengig av lastplassering og frilagt lengde /20/

Effekt av topparmering ble undersøkt for de samme frilagte lengdene for bjelker med 4 $\text{\O}12$ mm stenger i underkant. Lasten ble i dette tilfelle påført på samme sted med $a = 900$ mm, eller $a/d = 3.23$. Topparmeringen som ble benyttet var enten 2 $\text{\O}6$ mm eller 2 $\text{\O}10$ mm. Bjelkene med 600 og 900 mm frilagt lengde, fikk da opp til 40 % høyere kapasitet enn tilsvarende bjelker uten topparmering. For bjelkene med 300 mm frilagt lengde, ble det imidlertid ikke registrert noen spesiell effekt av topparmeringen. Det var derfor en tendens til at bjelkene med 300 mm frilagt lengde fikk lavest kapasitet i disse seriene.

For bjelkene med frilagt armering uten topparmering ble det også funnet en økende reduksjon av kapasiteten med økende armeringsmengde. Det ble i tillegg funnet en betydelig effekt av høyden som hugges bort i det frilagte området. Spesielt for bjelkene med 600 og 900 mm frilagt lengde ble kapasiteten redusert når h_1 økte fra 40 til 50 mm. For $h_1 = 28$ mm, som er 1 mm over armeringen, ble det imidlertid ikke funnet noen entydig reduksjon av kapasiteten.

Bjelkene uten topparmering fikk også størst reduksjon av kapasiteten når det frilagte området var nær opplegget. Dette antas å ha sammenheng med at det lettere ble riss i overkant av bjelkene ved opplegget i dette tilfellet.

For bjelker med topparmering og bøyler og $h_1 = 50$ mm, ble det funnet en sammenheng mellom relativ kapasitet og frilagt lengde som vist på fig 3.20. Dette diagrammet baserer seg imidlertid på

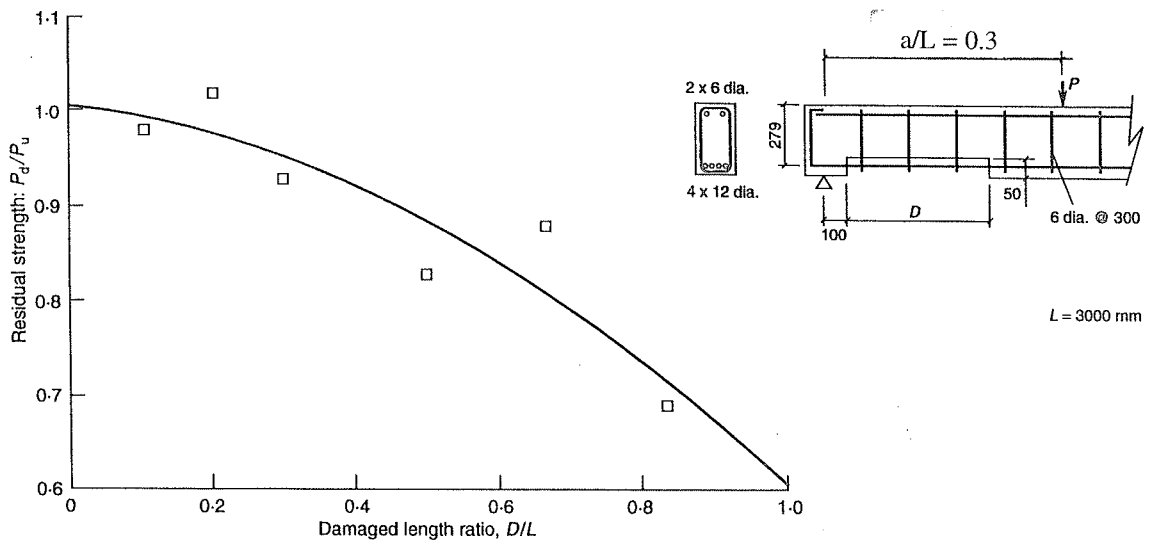


Fig 3.20 Kapasitet av store bjelker med topparmering og bøyler avhengig av lengden på det frilagte området /20/

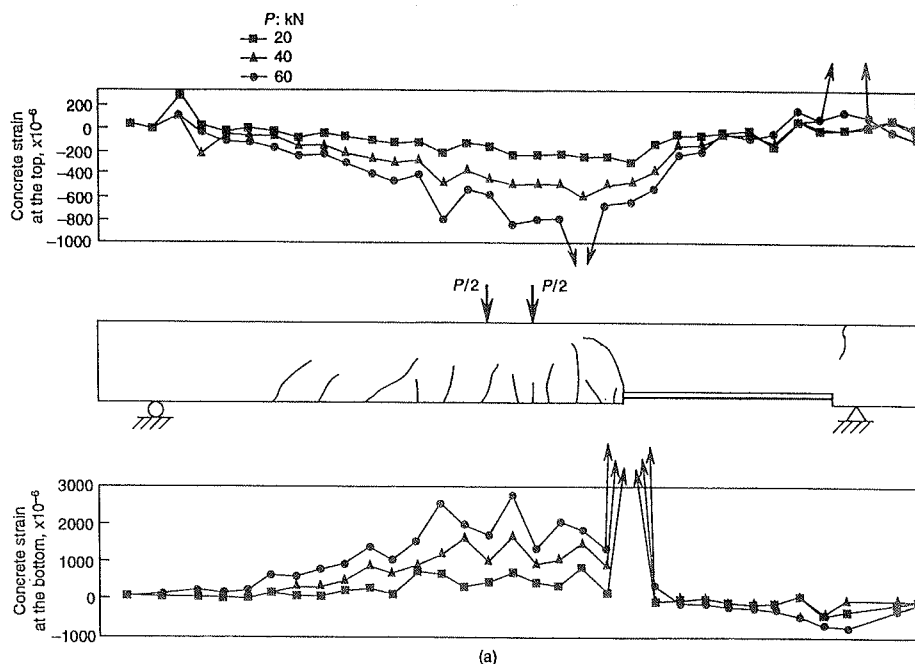


Fig 3.21 Tøyningsmålinger langs topp- og bunn-flaten til en av de store bjelkene med frilagt armering /20/

2 serier hvor det var ganske stor forskjell på kapasiteten til tross for at bjelkene i utgangspunktet var like. Det er også opplyst at bjelkene med $d/L = 0.5, 0.67$ og 0.83 fikk riss i overkant ved opplegget før brudd, noe som kan tyde på at armeringen i toppen ikke var tilstrekkelig til å kontrollere dette risset i disse bjelkene. Det frilagte området går i dette tilfellet forbi lasten når D/l er større enn 0.3 .

Resultatet fra tøyningmålinger langs topp- og bunn-flaten til en tilsvarende bjelke som ble belastet med to i stedet for en punktlast kan også tyde på at topparmeringen ikke var kraftig nok i disse bjelkene, se fig 3.21. Denne bjelken fikk etter hvert ganske store tøyninger i overkant ved opplegget på den frilagte siden. Det er også tydelig å se at tøyningene på strekksiden konsentrerer seg til enkeltriss i det frilagte området av denne bjelken.

4 Vurdering av bæreevne og levetid ved vanlige korrosjonsskader

4.1 Heft

Når armeringen i en konstruksjon begynner å korrodere, vil det sannsynligvis først få konsekvenser for heftfastheten. En korrosjonsskade blir som oftest oppdaget ved at det danner seg spalteriss i overdekningen utenfor armeringen. Det første spalterisset trenger imidlertid ikke å bety så mye for heftfastheten, i hvert fall ikke hvis det er bøylor eller annen tverrarmering utenfor armeringen som krysser risset.

Forsøk har faktisk vist at litt rust er gunstig for heftfastheten, men etter hvert som det ruster mer avtar heftfastheten ganske sterkt. Rodriguez et al. /x/ gjorde en ganske omfattende undersøkelse av dette forholdet for hjørnестenger med og uten tverrarmering, og foreslo uttrykk for forholdet mellom relativ heftfasthet og korrosjonsgrad, angitt i mm fra overflaten, som vist på fig 4.1. Heftfastheten uten tverrarmering er her antatt å gå lineært til 0 når inntrengingen øker fra 0 til 0.4 mm. For stenger med tverrarmering er heftfastheten derimot antatt å bli redusert fra 100 til 40% når inntrengingen øker fra 0 til 0.6 mm.

Heftfastheten til stenger med tverrarmering er basert på at arealet til tverrarmeringen er minst 25% av arealet til hovedarmeringen som forankres. For mindre tverrarmering er det antatt at en kan interpolere mellom de 2 linjene.

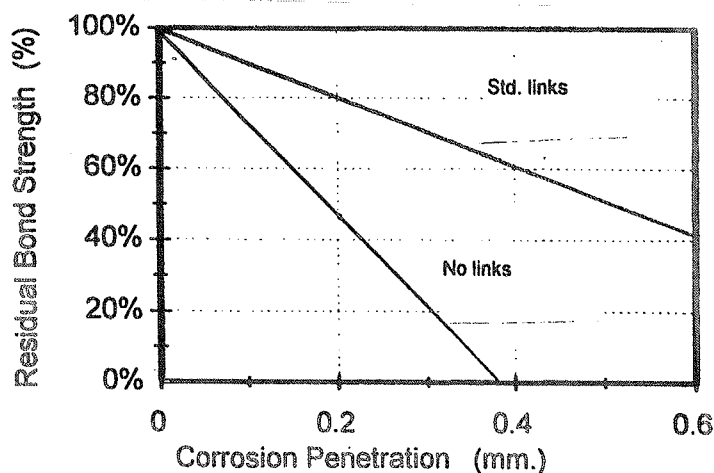


Fig 4.1 Tap av heftfasthet med korrosjonsgrad avhengig av om det er tverrarmering eller ikke

Denne undersøkelsen ble utført med 10 og 16 mm stenger, og en overdekning som varierte mellom 1.5 og 2.5 ganger stangdiameteren. Korrosjonsgraden varierte mellom 5 og 10 % av vekten, noe som tilsvarer mellom 0.125 og 0.25 mm inntrenging for en 10 mm stang og mellom 0.2 og 0.4 mm for en 16 mm stang. Ved en inntrenging på mer enn 0.4 mm antas overdekningen å være "sprengt" av.

Ved en inntrenging på 0.2 mm var rissvidden til spalterissene ca 1 mm i denne undersøkelsen.

Heftfastheten er vanligvis bare et problem i forbindelse med forankring av stenger ved oppleggene og der hvor de eventuelt er skjøtt med omfaring. Ute i et vanlig bjelke- eller platespenn er heftspenningene vanligvis ikke større enn at en armering vil klare å overføre disse selv om mye av overdekningen er borte.

Ved oppleggene er det som oftest samtidig tverr-trykk, og det er derfor sannsynlig at reduksjonen i heftfasthet ikke blir like stor der som ute i spennet. I tillegg ligger ofte oppleggene litt mer gunstig til, spesielt i forhold til klorid-inntrenging, og er derfor normalt ikke så utsatt som andre deler av konstruksjonen.

Armeringsskjøter skal i utgangspunktet plasseres på steder hvor det er lite kraft i armeringen, men det er ikke alltid at en får dette til. En må derfor være spesielt oppmerksom på korrosjonsskader ved skjøter hvor det er behov for kraftoverføring og der hvor armeringen avtrappes eller avsluttes. Et eksempel på et slikt sted er der hvor støttearmering i dekker avsluttes. Dersom heftfastheten er dårlig i dette området kan en få problemer med å få bygd opp spenningen i armeringen over støtten, og dermed også med å ta opp støttemomentet. Spesielt utsatt vil støttearmeringen til dekker på broer hvor det saltes kunne være. Støttearmeringen er også spesielt utsatt fordi den vanligvis ikke har tverrarmoring på utsiden.

Hovedregelen bør derfor være at det er viktig å utbedre en korrosjonsskade i et forankrings-skjøteområde så tidlig som mulig. Selv om armeringen har utenforliggende tverrarmoring, er det ofte et problem et denne armeringen er tynnere og kan være ganske sterkt angrepet av korrosjon før en ser de langsgående spalterissene langs hovedarmeringen. Spesielt gjelder dette for bøylehjørner i bjelker.

4.2 Moment

Et moment gir strekk i armeringen på strekksiden og en like stort trykk i betongen på trykksiden. Det viktigste for en vurdering av momentkapasiteten ved en korrosjonsskade er derfor hvor mye armeringstverrsnittet er blitt redusert, og hvor mye som kan tillates i forhold til den strekkraften armeringen er dimensjonert for å kunne ta.

Forholdsvis tidlig i korrosjonsprosessen vil det oppstå langsgående spalteriss i overdekningen til armeringen. Det er imidlertid ganske stor forskjell på hvor mye armeringen har korrodert når disse rissene dannes. Dersom graden av korrosjon relateres til inntrenging fra overflaten eller reduksjon av radius, så ligger de observerte verdiene stort sett mellom 0.01 og 0.1 mm. Forhold som påvirker resultatene er bl. a. diameter-overdekning forholdet og korrosjonshastighet under forsøkene. Skaden på dette stadiet er imidlertid uansett ikke større enn det som vanligvis tillates som toleranse i produksjonen av armeringsstenger, som er ca $\pm 5\%$ av vekten. For en 10 og 20 mm stang tilsvarer dette en variasjon av radius med ca ± 0.12 og ± 0.25 mm.

Det er i dette tilfellet forutsatt en jevn fordeling av korrosjonen rundt stangen. Forsøk og feltundersøkelser har imidlertid vist at dette nødvendigvis ikke er tilfelle. Som oftest er korrosjonen mest konsentrert til de områdene som ligger nærmest betongoverflaten, og det er også ofte en ganske stor variasjon fra sted til sted langs stangen. Spesielt gjelder dette for klorid-initiert korrosjon hvor det er ganske vanlig å regne med en lokal faktor på 5-10 i forhold til den jevnt fordelte reduksjonen av tverrsnittet.

Langsgående spalteriss og at noe av overdekningen etter hvert sprenges bort trenger ikke bety så mye for momentkapasiteten dersom armeringen er tilstrekkelig forankret på begge sider av et slikt område. Dersom heftkapasiteten blir for liten, vil spenningen i armeringen i det skadede området etter hvert jevne seg ut. Dette vil kunne gi større rissvidder og større nedbøyning, men kapasiteten for moment vil normalt være ivaretatt dersom en klarer å etablere den nødvendige kraften i armeringen utenfor det skadede området.

Utviklingen av momentkapasiteten med tiden m.h.p korrosjon er derfor først og fremst et spørsmål om hvor fort armeringen rustet og hvor mye den i utgangspunktet er utnyttet i konstruksjonen.

Dersom det også er trykkarmering og bøyer i konstruksjonsdelen, og denne armeringen også rustet og etter hvert begynner å sprengte bort betong i toppen og på sidene av tverrsnittet, må en også ta hensyn til dette når en vurderer moment og skjær kapasiteten. Forslag til kriterier for når en skal ta hensyn til dette er diskutert i kapittel 6.

4.3 Skjær

Hvilke spenninger en skjærkraft gir i et betongtverrsnitt, avhenger sterkt av hvilken tilstand tverrsnittet er i.

Før det blir riss, mens tverrsnittet fortsatt er lineært-elastisk både på strekk- og trykk-siden, følger skjærspenningsfordelingen over tverrsnittet en parabel med maksimalverdi lik $3/2(V/bd)$ ved nøytralaksen. Når det begynner å bli riss på strekksiden antas det imidlertid at en gradvis går over til en fordeling med økende skjærspenning i trykksonen fra toppen og ned til nøytralaksen og konstant spenning derfra og ned til strekkarmeringen. Disse to tilstandene er vist i forskjellige snitt av et skjærspenn på fig 4.2. Spenningen i strekkarmeringen øker imidlertid normalt noe mer på grunn av skjærkraften der hvor det er skråriss enn det som er vist på denne figuren.

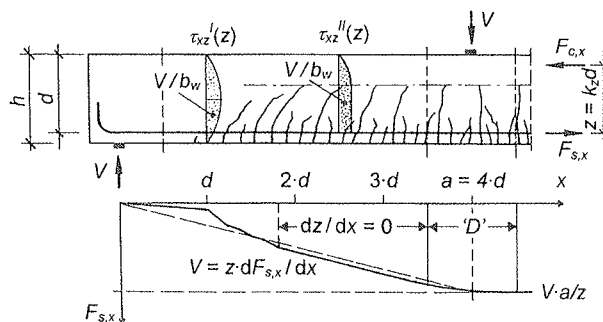


Fig 4.2 Antatt sammenheng mellom skjærspenningsfordeling i betongen og kraft i armeringen i forskjellige snitt av et skjærspenn

Tilstanden med konstant skjærspenning i strekksonen forutsetter at risset betong kan overføre strekk, trykk og skjærspenninger. Dette er mulig for betongen mellom rissene og som friksjon i selve rissene. Denne tilstanden med konstant skjærspenning i strekksonen er likevel sterkt idealisert i forhold til det som virkelig skjer når det er blitt et stabilt system av skråriss i et område.

I et slikt område antar en normalt at skjærkraften overføres i trykksonen og som skrå trykkdiagonaler i betongen mellom rissene. Krefte i trykkdiagonalene overføres delvis til rissene som friksjonskrefter "aggregate interlock" og til lengdearmingen som dybelkrefter over rissene. Resten av kraften i trykkdiagonalene må taes opp av eventuelle bøyer som krysser rissene. Hvis tverrsnittet ikke har bøyer, vil imidlertid den andelen av kraften som bæres av trykkdiagonalene gradvis avta etter hvert som lastnivået og rissviddene øker.

Dette systemet med skrå trykkdiagonaler fører til en omfordeling av krefter i snittet. Dersom vi for enkelhets skyld forutsetter at hele skjærkraften bæres av trykkdiagonaler som danner en vinkel på 45 grader til lengdeaksen, vil dette gi et trykk i lengderetningen som er like stort som skjærkraften. Et slikt indre trykk må imidlertid kompenseres av et like stort strekk som antas å fordele seg likt på trykk- og strekksonen. Det bli dermed en reduksjon av kraften i trykksonen og et tillegg i kraften i armeringen i forhold til den rene momentvirkningen i et slikt område.

Trykksonens evne til å overføre skjærkrefter avhenger av hvor sterkt betongen er utnyttet på trykk. Fig 4.3 viser bruddkurver for betong for forskjellige kombinasjoner av skjær- og trykkspenninger basert på Mohr-Coulomb's bruddhypotese /29/. λ er her forholdet mellom betongens strekk- og trykkfasthet. Dersom dette forholdet settes lik 0.1, blir referansespenningen (v_c) for skjær ca 0.9 av strekkfastheten.

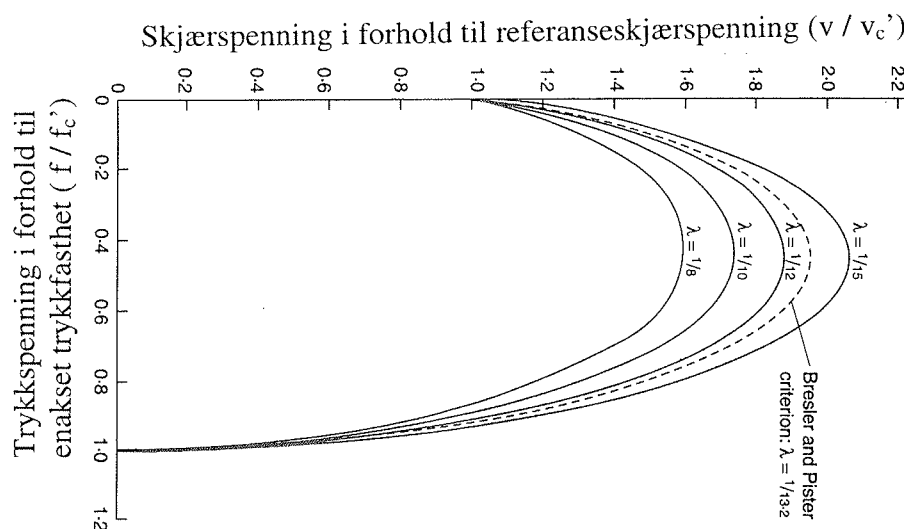


Fig 4.3 Teoretiske bruddkurver for betong ved kombinert skjær-trykk påkjenning /29/

Spesielt i forsøk med punktlaster og relativt korte skjærspenn, har det opp gjennom tiden vært mye diskusjoner rundt hvor mye av skjærkraften som bæres av skrå trykkdiagonaler som går direkte fra lasten og ned til opplegget. På tilsvarende måte har det for jevnt fordelt last vært diskutert hvor mye som bæres v.h.a. trykkbuer. Dette forholdet har også direkte analogi til kapittel 3.2 i denne rapporten.

For at hele skjærkraften skal bæres av en trykkdiagonal eller en trykkbue, er det imidlertid en forutsetning at det ikke er heft og at spenningen i armeringen er konstant i dette området.

Målinger av spenninger i armeringen i skjærspenn ved punktlaster og langs hele bjelken ved jevnt fordelt last, viser imidlertid at disse varierer ganske mye avhengig av a/d -forhold, geometri, armeringsmengde og belastningsform. For bjelker som i utgangspunktet har heft mellom betong og armering, er det imidlertid en generell oppfatning at en like før brudd kan bære ganske mye av lasten v.h.a. skrå trykkdiagonaler eller buevirkning for $a/d < 2.5$ for punktlaster og $l/d < 8$ ved jevnt fordelt last, forutsatt at armeringen er godt forankret eller at det er en annen form for fastholding på opplegget.

Daejoong et al. /30/ gjorde en vurdering av dette forholdet basert på en del bjelkeforsøk, hvor tøyningen til armeringen ble målt i forskjellige snitt av skjærspennet. All økning av kraften i armeringen utover det fra momentet ble tilskrevet buevirkning. Et typisk resultat for en bjelke med $a/d = 2.0$ og $A_s/bd = 1\%$ er vist på fig 4.4. En ser da at tilleggsspenningen øker med økende last ut mot oppleggene, ganske i tråd med det som er forventet når spenningen jevner seg ut og blir tilnærmet konstant i skjærspennet.

Basert på målinger midt i skjærspennet ble det funnet en fordeling mellom bue/skrådiagonal (T_A) og bjelke (T_B) virkning som vist på fig 4.5. T_A/T_B blir ut fra dette redusert fra ca 1.0 for $a/d=2$ til ca 0.6 for a/d mellom 3 og 4.

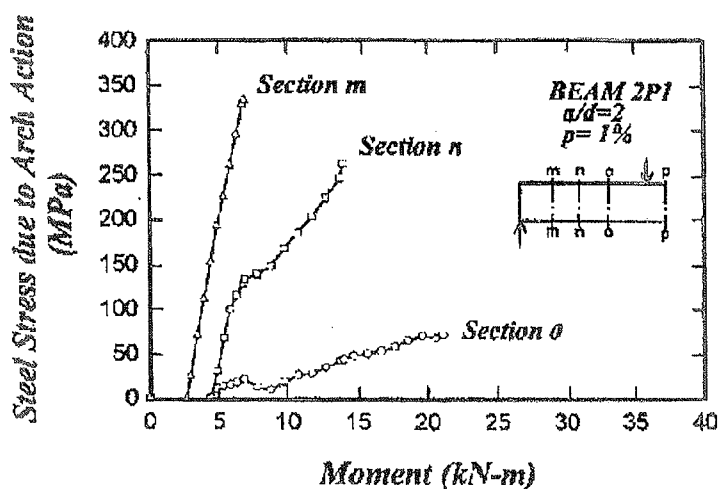


Fig 4.4 Resultat fra målinger av spenningen i armeringen i forskjellige snitt i skjærspennet

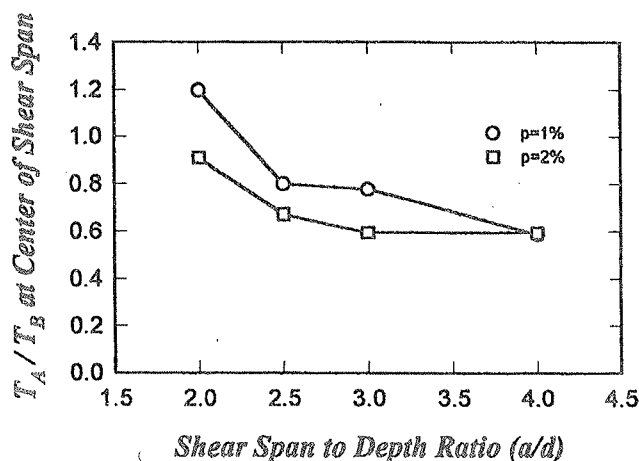


Fig 4.5 Forhold mellom bue- og bjelke-virkning midt i skjærspennet avhengig av a/d forholdet

For lengre spenn vil den andelen av lasten som bæres av buevirkning normal bli enda mindre. En kan imidlertid tenke seg at en ved en eventuell korrosjonsskade kan få lokale buevirkninger, noe som vil kunne være gunstig for skjærkapasiteten. Ut fra en slik betraktning kan en derfor faktisk tenke seg at skjærkapasiteten blir høyere enn den var i utgangspunktet i et korrosjonsskadet område.

Som nevnt tidligere, vil overdekningen "sprenges" av forholdsvis tidlig i korrosjonsprosessen. Dette fører til at heften blir dårligere og mulighetene for å etablere en buevirkning blir som en følge av dette for så vidt bedre. Det er likevel lite sannsynlig at det vil bli noe særlig buevirkning så lenge mye av armeringen fortsatt er innstøpt i betongen. Det som oftest skjer når overdekningen "sprenges" av er at den ytterste halvparten (for hjørnestenger kan det være noe mer) blir frilagt, men det vil likevel normalt være nok heftkapasitet igjen til å ta opp den variasjonen en har i spenningen i armeringen fra snitt til snitt. Spesielt er det stor sannsynlighet for dette dersom armeringen har utvendige bøylere som er intakte.

Full buevirkning kan en derfor bare forvente å få hvis hele armeringen er frilagt. Normalt vil imidlertid dette bare være tilfelle i forbindelse med reparasjoner.

Generelt må en derfor anta at skåriss som har oppstått tidligere i lasthistorien vil fortsette å utvikle seg hvis det blir en omlagring av krefter som følge av en korrosjonsskade i et område. En slik omlagring kan bl.a. skyldes redusert heft, redusert dybeleffekt, eller at tverrsnittet til bøylerne er blitt redusert eller har rustet av.

Når det gjelder hvilken betydning en korrosjonsskade har for sikkerheten mot skjærbrudd, må en derfor skille mellom om bøylerne er nødvendige eller ikke for kapasiteten.

Det er normalt den ytterste armeringen som begynner å ruste først, og hvis det er bøylere er dette da normalt bøylerne. En blir imidlertid ofte ikke klar over skaden på bøylerne før hovedarmeringen har rustet så mye at det oppstår spalting i overdekningen. Skaden kan da være kommet ganske langt på bøylerne som ofte er relativt tynne og derfor også mer sårbare for korrosjonsangrep.

Generelt er det derfor å anbefale at en utbedrer skaden så tidlig som mulig på bøylere som er viktige for bæreevnen. En årsak til dette er at det ofte er svært vanskelig å reparere en skadet bøyler. I de fleste tilfeller vil det likevel ta minst 50 år før en 10 mm bøyler rustet av.

I plater som ikke har bøylere, trenger imidlertid ikke en korrosjonsskade på lengdearmeringen å bety så mye for skjærkapasiteten. Hvis skaden har utviklet seg så langt at overdekningen er borte, vil også dybelvirkningen være borte og hele skjærkraften må da tas av trykksone og som friksjonskrefter over rissene. For relativt små skadeområder vil antakelig dette ikke være noe problem, da dybelvirkningen som regel også bidrar lite til kapasiteten ved brudd i de forsøkene som ligger til grunn for beregningsreglene.

Utbredelsen til et slikt lokalt skade-område bør antakelig ikke være mer enn 2 - 3 ganger den effektive høyden til tverrsnittet. For større områder er det rimelig å anta en viss reduksjon av kapasiteten. Dette er først og fremst basert på at skårissene vil bli større og dermed mer kritiske dersom spenningen i armeringen begynner å jevne seg ut i det skadede området. Ved større rissvidder vil skjæroverføringen i rissene bli mindre, samtidig som rissene også vil trenge lengre opp i trykksone og gjøre denne mindre. Dette blir imidlertid bare spekulasjoner, da vi ikke er kjent med at det er gjort noen undersøkelser som viser hvordan et slikt område virkelig oppfører seg.

5 Forslag til beregningsregler

5.1 Generelt om tverrsnittsreduksjon for armering

Det er opp gjennom tiden blitt foreslått en god del modeller for beregning av reststyrken til konstruksjoner som er korrosjonsskadet /29/, /30/. Flere av disse modellene er imidlertid basert på helt spesielle betingelser, og er derfor lite egnet for konstruksjoner med vanlige skader.

I CONTECVET- prosjektet /28/, som nylig ble avsluttet, er det foreslått en del formler og retningslinjer for å beregne heft-, moment- og skjærkapasiteten til bjelker og plater avhengig av hvor mye konstruksjonen er skadet. Forslaget tar utgangspunkt i de generelle reglene i ENV1992-1. For heftfastheten er det antatt en reduksjon avhengig av hvor mye armeringen er korrodert, og om det er tverrarmring eller ikke på utsiden av armeringen. For moment- og skjærkapasiteten regnes det med reduserte tverrsnitt for armeringen og betongen avhengig av en del angitte kriterier. Dette forslaget baserer seg dels på forsøksresultater og dels på antakelser om skadetilstand avhengig av hvor mye armeringen har rustet.

Modellene er rent ”deterministiske”, og gir derfor bare som svar det mest sannsynlige resultatet basert på de forutsetningene som er tatt. De gir likevel en god oversikt over de forskjellige stadiene som en kan forvente etter hvert som skaden utvikler seg.

Når armering korrøderer, er diameteren antatt å bli redusert i.h.t. følgende uttrykk:

$$\phi_t = \phi_o - \alpha P_x$$

hvor:

ϕ_t er diameteren i mm etter tiden t i år

ϕ_o den nominelle diameteren i mm

α en faktor som er 2 for karbonatisert betong og opp til 10 for klorid initiert korrosjon

P_x gjennomsnittlig reduksjon av radius til stangen i mm pr.år.

De modellene som er benyttet for reduksjon av tverrsnittet ved korrosjon fra karbonatisering og klorider er vist på fig 5.1.

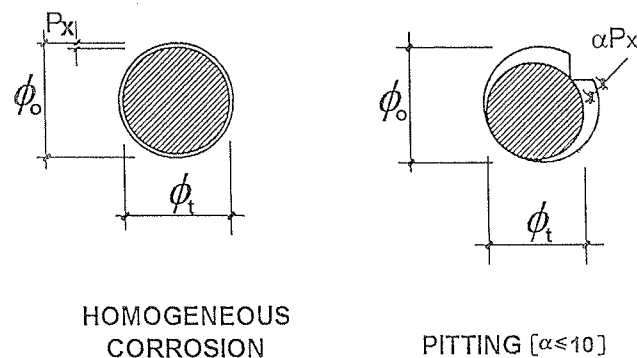


Fig 5.1 Antatte modeller for reduksjon av armeringsarealet ved karbonatisering og klorid initiert korrosjon

De foreslåtte verdiene for α relaterer til enkeltstenger og kan reduseres noe ved flere enn 3 stenger.

P_x er uttrykt som:

$$P_x = 0.0115 I_{\text{corr}}^{\text{rep}} t$$

hvor $0.0115 I_{\text{corr}}^{\text{rep}}$ uttrykker korrosjonshastigheten i mm pr. år dersom strømstyrken $I_{\text{corr}}^{\text{rep}}$, som kan måles, er uttrykt i $\mu\text{A}/\text{cm}^2$.

Avhengig av miljøet er det foreslått verdier for $I_{\text{corr}}^{\text{rep}}$ som vist i Tabell 5.1. Ved å sette $I_{\text{corr}} = 1.0 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, som er ganske representativt for korrosjon forårsaket av klorider, blir korrosjonshastigheten $\cong 0.01$ mm pr. år.

Et forslag til inndeling av korrosjon i nivå er vist i Tabell 5.2.

Tabell 5.1 Forslag til I_{corr} for forskjellige miljøklasser i.h.t. inndelingen i EN 206

Miljø-klasser		I_{corr} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)		Hastighet (mm/år)
0	Ingen korrosjon	~ 0.01		0.0001
Karbonatisering		Delvis	Fullstendig	
C1	Tørt og helt vått	~ 0.01	~ 0.01	0.0001
C2	Vått, sjeldent tørt	0.1 – 0.5	0.2 – 0.5	0.001 – 0.005
C3	Moderat fuktig	0.05 – 0.1	0.1 – 0.2	0.0005 – 0.002
C4	Syklisk vått - tørt	0.01 – 0.2	0.2 – 0.5	0.0001 – 0.005
Klorid initiert korrosjon				
D1	Lite fuktig	0.1 – 0.2		0.001 – 0.002
D2	Vått, sjeldent tørt	0.1 – 0.5		0.001 – 0.005
D3	Syklisk vått - tørt	0.5 - 5		0.005 – 0.05
S1	Lett sjøsprut	0.5 - 5		0.005 – 0.05
S2	I sjøvann	0.1 – 1		0.001 – 0.01
S3	Tidevannssone / mye sjøsprut	1 - 10		0.01 – 0.1

Tabell 5.2 Forslag til inndeling av korrosjon i nivå

I_{corr} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	P_x (mm/år)	Nivå
< 0.1	< 0.001	Ubetydelig
0.1 – 0.5	0.001 – 0.005	Lavt
0.5 - 1	0.005 – 0.01	Middels
> 1	> 0.01	Høyt

5.2 Heft

For heftfastheten er det foreslått verdier i henhold til forslagene fra Rodriguez et al. /x/. Fasthetene er angitt som absoluttstørrelser, med referanseverdier på 4.75 Mpa for stenger med mer enn 25 % tverrarming og på 2.5 Mpa for stenger uten tverrarming.

For stenger med tverrarming gjelder følgende uttrykk:

$$\text{For } \rho > 0.25: \quad f_b = 4.75 - 4.64 P_x$$

$$\text{For } \rho < 0.25: \quad f_b = 10.04 + [-6.62 + 1.98(\rho/0.25)] \cdot [1.14 + P_x]$$

hvor ρ angir tverrarmingsmengden og er uttrykt som:

$$\rho = n[(\phi_w - \alpha P_{xw}) / \phi]^2$$

hvor:

P_{xw} er gjennomsnittlig inntrenging i mm for tverrstengene
 ϕ og ϕ_w er diameteren til hoved- og tverrarmings-stengene
 n er antall tverrstenger innenfor forankringslengden.

For stenger uten tverrarming er heftfastheten satt lik:

$$f_b = 2.50 - 6.62 P_x$$

Heftfastheten ved et opplegg med tverrtrykk er satt lik:

$$f_b = (4.75 - 4.64 P_x) / (1 - 0.08 p)$$

hvor p er det ytre trykket i MPa.

Kurvene for $\rho > 0.25$ og uten tverrarming er vist relativt til en vilkårlig referansefasthet på fig 4.1.

5.3 Moment

Armering:

For all armering regnes det med redusert areal i.h.t. den generelle antakelsen om reduksjon av tverrsnittet som er beskrevet i avsnitt 5.1.

Betongtverrsnittet i bjelker:

Forklaring på en del størrelser som blir benyttet i denne beskrivelsen er vist på fig 5.2

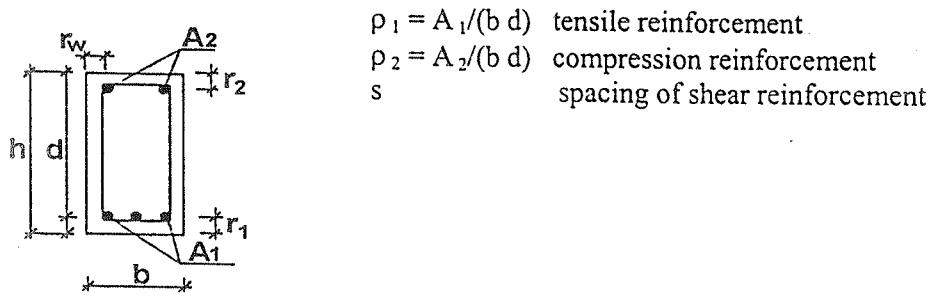


Fig 5.2 Forklaring på størrelser som blir benyttet i denne beskrivelsen

Den effektive høyden d reduseres til $d-r_2$:

for såkalt "duktilt" brudd; $\rho_1 < 1.0 \%$ hvis:

$$\rho_2 < 0.5 \% \text{ og } P_{x2} \text{ eller } P_{xw} > 0.4 \text{ mm}$$

$$\rho_2 > 0.5 \% \text{ og } P_{x2} \text{ eller } P_{xw} > 0.2 \text{ mm}$$

og for såkalt "sprøtt" brudd; $\rho_1 > 1.5 \%$ hvis:

$$\rho_2 < 0.5 \% \text{ og } P_{x2} \text{ eller } P_{xw} > 0.4 \text{ mm}$$

$$\rho_2 > 0.5 \% \text{ og } P_{x2} \text{ eller } P_{xw} > 0.2 \text{ mm}$$

$$\rho_2 > 0.5 \% \text{ og } A_\alpha > 0.0018 \cdot b \text{ og } P_{x2} \text{ eller } P_{xw} > 0.1 \text{ mm}$$

I tillegg reduseres bredden fra b til $b - 2r_w$ hvis:

$$\rho_1 > 1.5 \% \text{ og } A_\alpha > 0.0036 \cdot b \text{ og } P_{x2} \text{ eller } P_{xw} > 0.2 \text{ mm}$$

Her er P_{x2} eller P_{xw} tykkelsen i mm som henholdsvis trykkarmeringen og bøyelene har rustet fra overflaten, og A_α er arealet av bøyelene pr. lengdeenhet av bjelken.

En prinsippskisse for hvordan momentkapasiteten vil kunne utvikle seg etter hvert som armeringen fortsetter å ruste er vist på fig 5.3. P_{x0} er her tykkelsen på det sjiktet som trykkarmeringen er antatt å kunne ruste før det blir spalteriss i overdekningen.

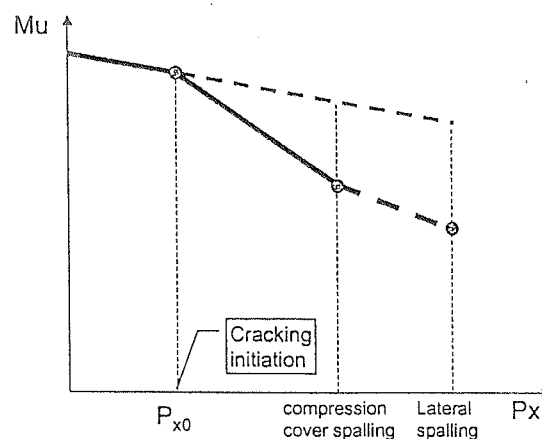


Fig 5.13 Prinsippskisse for reduksjon av momentkapasiteten etter hvert som armeringen korroderer

P_{x0} er uttrykt som:

$$P_{x0} = (83.8 + 7.4 c/\phi - 22.6 f_{t,sp}) \cdot 10^{-3} \geq 0$$

hvor c er overdekningen, ϕ stangdiameteren og $f_{t,sp}$ spaltestrekfastheten.

Innsatt $c/\phi = 2$ og $f_{t,sp} = 3$ MPa gir $P_{x0} \cong 0.03$ mm.

Betongverrsnittet i plater:

Her er ρ_1 vanligvis mindre enn 1 %, og den effektive høyden er antatt å bli redusert fra d til $d - r_2$ hvis:

$$\rho_2 < 0.5 \% \text{ og } P_{x2} > 0.4 \text{ mm}$$

$$\rho_2 > 0.5 \% \text{ og } P_{x2} > 0.2 \text{ mm}$$

5.4 Skjær

Armering:

For skjær gjelder samme generelle uttrykk for reduksjon av armeringsarealene med tiden. Det er imidlertid uttrykt at det bør benyttes konservative α - verdier for bøylene.

Lengdearmeringen som inngår i uttrykket for skjærkapasiteten blir også redusert. Men i stedet for å benytte det reduserte arealet direkte, er det foreslått å multiplisere det opprinnelige arealet med (f_b/f_{b0}) som er forholdet mellom heftspenningene i de 2 tilfellene, hvor f_b er heftspenningen ved tiden t og f_{b0} utgangs-heftspenningen.

Det er litt vanskelig å forstå logikken i dette forslaget. Sånn umiddelbart skulle en tro det var mer relevant å benytte det reduserte arealet direkte.

Betongverrsnitt i bjelker:

Den effektive høyden d reduseres til $d - r_2$ for:

$$A_\alpha < 0.0018 \cdot b$$

$$\text{hvis } s > 0.6 d \text{ og } P_{x2} \text{ eller } P_{xw} > 0.2 \text{ mm}$$

$$\text{eller } \rho_2 > 0.5 \% \text{ og } P_{x2} \text{ eller } P_{xw} > 0.2 \text{ mm}$$

$$A_\alpha > 0.0018 \cdot b$$

$$\text{hvis } \rho_2 < 0.5 \% \text{ og } P_{xw} > 0.2 \text{ mm}$$

$$\text{eller } \rho_2 > 0.5 \% \text{ og } P_{x2} \text{ eller } P_{xw} > 0.1 \text{ mm}$$

Bredden reduseres tilsvarende fra b til $b - 2r_w$ for:

$$A_\alpha > 0.0018 \cdot b$$

hvis $s > 0.6 d$ og P_{x2} eller $P_{xw} > 0.4$ mm
 eller $s < 0.6 d$ og P_{x2} eller $P_{xw} > 0.3$ mm

s er her avstanden mellom bøyelene.

Betongverrsnittet i plater:

For betongverrsnittet til plater gjelder samme reduksjon som for moment.

6 Levetidsberegninger

Når det gjelder armeringskorrosjon, har den generelle oppfatningen så langt ofte vært at levetiden til konstruksjonen er oppbrukt når armeringen begynner å korrodere. I senere tid har en imidlertid også begynt å diskutere modeller som tillater en viss korrosjon. Til dette har det vært benyttet både "deterministiske" og "probabilistiske" modeller. En "deterministiske" beregning benytter vanligvis estimerte middelveier og gir derfor vanligvis et utsagn med 50 % sannsynlighet for å opptre, mens en "probabilistisk" også tar hensyn til spredningen på de variable og en har derfor mulighet til å velge sikkerhetsnivå i.h.t. den sannsynligheten for hendelsen en vil tillate.

For å illustrere forskjellen, er beregnet nødvendig overdekning for at det ikke skal bli korrosjon før etter 50 år ved en antatt kritisk kloridmengde på 0.1 % av betongvekten vist for de 2 modellene for 2 forskjellige klima på fig 6.1. En "deterministisk" betraktning gir overdekninger på 34 og 68 mm, mens en "probabilistisk", hvis en setter grensen ved 10 % sannsynlighet for korrosjon, gir 49 og 91 mm.

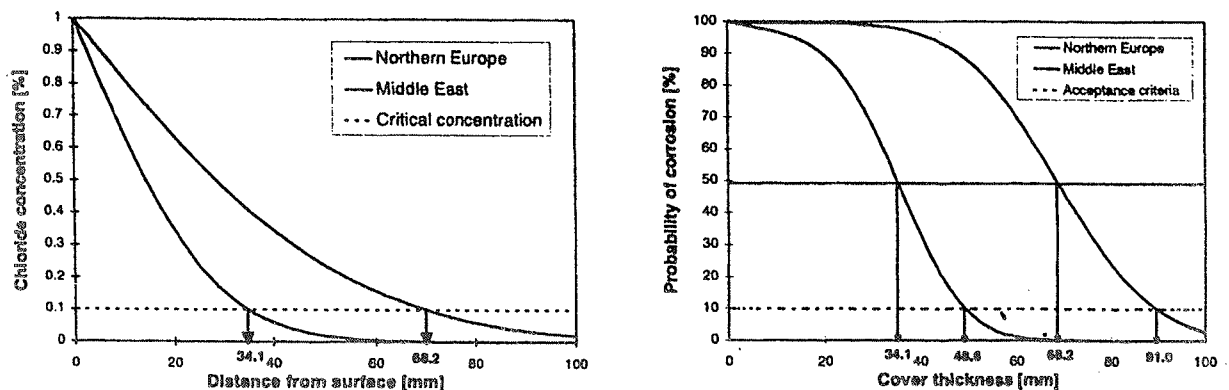


Fig 6.1 Sammenligning av beregnet nødvendig overdekning i forhold til å nå et kritisk kloridinnhold på 0.1 % etter 50 år ut fra en "deterministisk" og en "probabilistisk" betraktning

I DuraCrete prosjektet /1/ ble det gjort en "probabilistisk" beregning av levetiden med hensyn på momentkapasiteten til en bjelke som var eksponert i et kystklima. Belastningen var imidlertid så liten at resultatene langt på vei også er et uttrykk for hvor lang tid det under de gitte forholdene tar før armeringen ($\varnothing 25$ mm) rustet av. Bare ca 3 % av strekkarmeringen er nødvendig for å ta momentet.

For å vise prinsippene og for å gi et inntrykk av størrelsesorden og spredning på de variable som inngår, er hovedtrekkene i denne analysen gjengitt nedenfor.

Bjelken som ble benyttet med materialdata er vist på fig 6.2

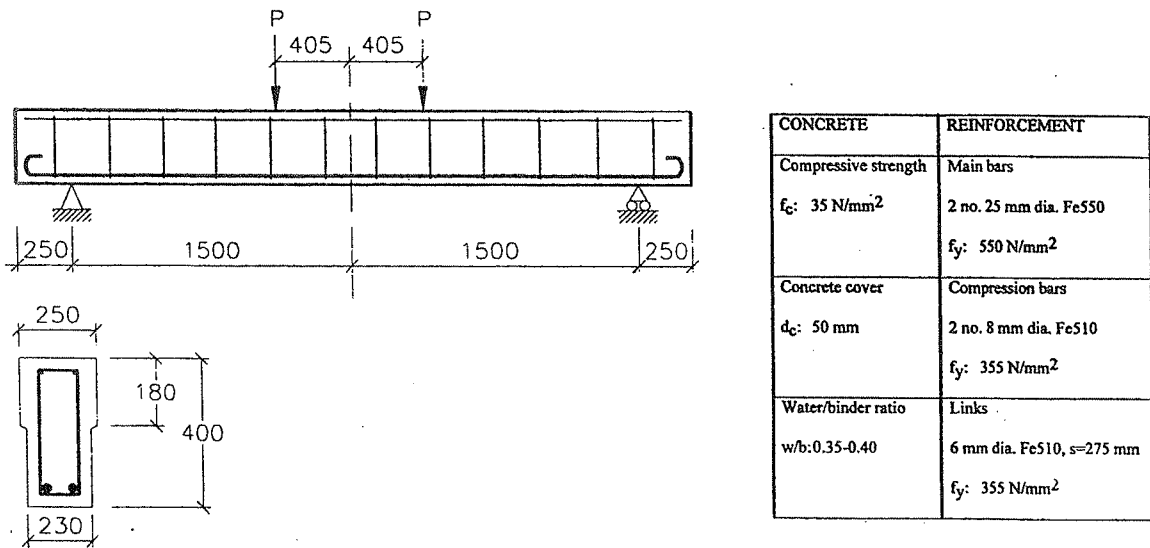


Fig 6.2 Geometri og materialdata for bjelken som ble beregnet

Total levetid inkluderer både initierings- og propagerings-fasen. Propagerings-fasen starter når kloridnivået ved armeringen når en bestemt kritisk verdi. Kloridene er videre antatt å trenge inn i betongen ved diffusjon i.h.t. Fick's 2. lov:

$$\frac{\partial c(z, t)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[D(z) \frac{\partial c(z, t)}{\partial z} \right]$$

$$c(0, t) = c_s$$

hvor: $c(z, t)$ er kloridinnholdet ved tiden t i dybde z
 $D(z)$ er diffusjonskoeffisienten i dybde z
 c_s er klorid konsentrasjonen ved betongoverflaten

Ved hjelp av grensebetingelser gir dette følgende løsning:

$$\frac{c_s - c(z, t)}{c_s - c_0} = \operatorname{erf} \left(\frac{z}{2\sqrt{Dt}} \right)$$

hvor c_0 er initielt klorid-innhold og $\operatorname{erf}(\)$ er løsningen av en gitt standard funksjon for denne parameteren z/\sqrt{Dt} .

Dersom kritisk klorid-konsentrasjon er kjent, kan da initierings-tiden uttrykkes som:

$$T_0 = \frac{d_c^2}{4D} \left[\operatorname{erf}^{-1} \left(\frac{c_s - c_{cr}}{c_s - c_0} \right) \right]^2$$

hvor d_c er overdekningen og c_{cr} kritisk klorid-konsentrasjon.

I dette tilfellet er c_0 satt lik 0.

Armeringsarealet som funksjon av tiden t er uttrykt som:

$$A_s(t) = A_{so} (1 - a(t))$$

hvor $A_s(t)$ er arealet ved tiden t og A_{so} det opprinnelige arealet.

Ved å anta at reduksjonen av arealet fordeler seg jevnt rundt stangen kan $a(t)$ uttrykkes som:

$$a(t) = 1 - \frac{A_s(t)}{A_{so}} = \frac{t - T_o}{T_{corr}} \left(2 - \frac{t - T_o}{T_{corr}} \right)$$

hvor T_o er tiden til korrosjonen starter og T_{corr} tiden til stangen har rustet av.

Angivelsen av T_{corr} er basert på en antatt korrosjonshastighet pr. år ($\mu\text{m}/\text{år}$). For eksempel gir en korrosjonshastighet på $100 \mu\text{m}/\text{år}$ $T_{corr} = 50$ år for en 10 mm stang.

Selve grensetilstanden for levetiden kan da uttrykkes ved de 2 betingelsene:

$$g_1(x,t) = c_{cr} - c(d_c,t) \leq 0$$

$$g_2(x,t) = M_{max}(t) - M_{last} \leq 0$$

hvor x uttrykker de stokastiske variable i hver funksjon, c_{cr} kritisk klorid-innhold, $c(d_c,t)$ klorid-innholdet i dybde d_c ved tiden t , $M_{max}(t)$ momentkapasiteten til betong tverrsnittet og M_{last} maksimalmomentet fra lasten.

Momentkapasiteten til et tverrsnitt med avtagende armeringsareal kan generelt uttrykkes som:

$$M_{max}(t) = b \cdot (h_{eff})^2 \cdot f_c \cdot \Theta \cdot \left(1 - \frac{\Theta}{2} \right)$$

$$\Theta = \frac{A_s(t) \cdot f_y}{b \cdot h_{eff} \cdot f_c}$$

og hvor b er bredden til bjelken, h_{eff} den effektive høyden (d), f_c trykkfastheten til betongen, $A_s(t)$ armeringsarealet ved tiden t og f_y flytespenningen til stålet.

M_{last} er i henhold til fig 6.2 gitt som $1.095 P$ (kNm).

Sannsynligheten for brudd kan da uttrykkes som:

$$P_f = P[g_1(x,t) \leq 0 \cap g_2(x,t) \leq 0]$$

En oversikt over fordeling, valgte forventningsverdier og standardavvik for de variable som inngår i disse beregningene er vist i Tabell 6.1.

Tabell 6.1 Antatt fordeling, forventningsverdi og standardavvik for de variable som er "input" til denne analysen

Parameter	Fordeling	Forventet verdi	Standardavvik
c_{cr} , kritisk kloridinnhold	Normal	0.16 %	0.016 %
c_s , kloridinnhold på overflaten	Log-normal	0.95 %	0.2 %
D , diffusjonskoeffisienten	Log-normal	14.6 mm ² /år	3.8 mm ² /år
f_c , betong trykk-fastheten	Log-normal	43 MPa	4.3 Mpa
f_y , armeringens strekkfasthet	Log-normal	573 MPa	11 Mpa
d_c , overdekning	Log-normal	50 mm	7.5 mm
T_{corr} , tiden til armeringen ruster av	Log-normal	500 år	250 år
P , lasten	Gumbel	5 kN	0.5 kN

Kritisk klorid-innhold for å gi korrosjon ligger vanligvis mellom 0.05 – 0.1 % av betongvekten eller 0.35 – 0.70 % av sementvekten. Nivået er imidlertid i dette tilfellet gjort avhengig av w/b - tallet og overdekningen som vist på fig 2.2. Verdien i Tabell 6.1, som er angitt i % av betongvekten, stemmer med denne figuren for $w/b = 0.4$ og $d_c = 50$ mm.

Det er videre forutsatt at armeringen ruster med en hastighet på 0.025 mm pr. år uavhengig av om overdekningen etter hvert sprenges av. Denne verdien er valgt i.h.t. fig 2.15 for de samme w/b og d_c verdiene. Til sammenligning antar en vanligvis at ubeskyttet ulegert stål i sterk svovelholdig industriatmosfære, varm sjøluft, byatmosfære og i tørr ren luft ruster med hastigheter på ca 0.1, 0.025, 0.01 og 0.005 mm. Den valgte hastigheten tilsvarer derfor det en vanligvis antar for fritt stål i sjøluft. Ut fra en sammenligning av disse verdiene, ser en også at armer med liten overdekning i betong kan ruste forttere enn i fri luft. Årsaken til dette antas å være at fuktforholdene kan være mer stabile i betong.

Ut fra målte kloridprofil ble forventningsverdier og standardavvik for c_s og $D(z)$ beregnet, og videre klorid-inntrengingen i betongen som funksjon av tiden. Til dette siste ble det benyttet en elementformulering av Fick's 2. lov.

Beregnet sannsynlighet for når klorid-innholdet ved armeringen blir kritisk er vist på fig 6.3. Ut fra dette er det 5 % sannsynlighet for at korrosjonen starter etter ca 20 år.

En tilsvarende fremstilling for levetiden til bjelken er vist på fig 6.4. 5 % nivået for brudd er da så høyt som ca 215 år.

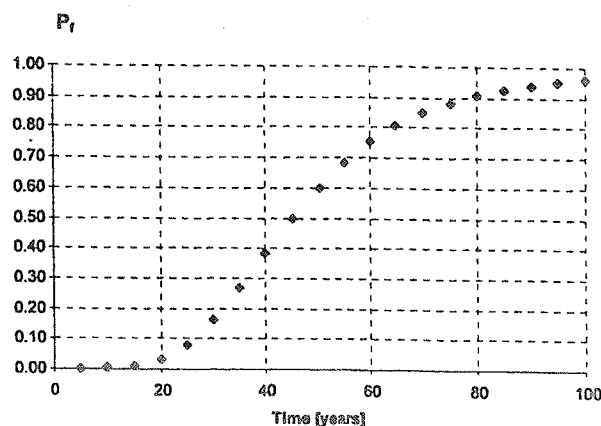


Fig 6.3 Sannsynlighet for at kloridinnholdet ved armeringen skal nå kritisk verdi

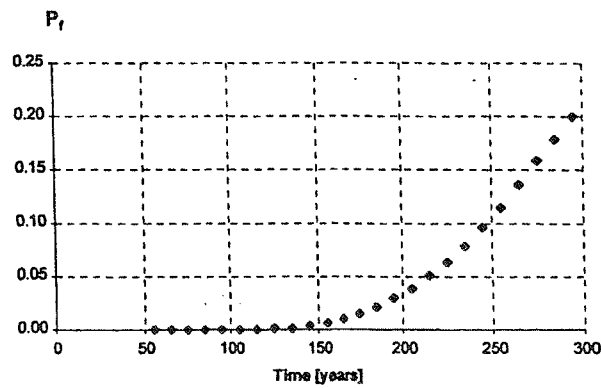


Fig 6.4 Sannsynligheten for endelig brudd av bjelken

Denne beregningen er, som påpekt tidligere, ikke helt representativt for vanlige forhold fordi så lite av armeringen trengs for å ta lasten. Vanligvis er armeringen i en konstruksjon utnyttet til mellom 50 og 80 %, og det vil da gå betydelig kortere tid til levetiden er oppbrukt ved kloridkorrosjon. Derimot for korrosjon som skyldes karbonatisering, vil det likevel kunne være snakk om en ganske betydelig restlevetid etter at korrosjonen har startet. Vanlig korrosjonshastighet for armering i karbonatisert betong er ca 0.01 mm pr. år.

Dette eksemplet er først og fremst ment å vise prinsippene ved en slik beregning. Det gjenstår fortsatt mye arbeid for å finne frem til mest mulig realistiske verdier for de parametrene som inngår avhengig av miljø, geometri og betongkvalitet. I tillegg må også disse modellene ta hensyn til de konstruktive konsekvensene, og eventuelt redusere betongtverrsnittet i tråd med forventet skadeutvikling. Det er likevel å forvente at levetidsberegninger på forskjellige nivå vil bli en del av det vanlige dimensjoneringsarbeidet om 5-10 år.

7 Konklusjoner

Det er blitt gjennomført en god del undersøkelser knyttet til armeringskorrosjon, både med hensyn på å modellere selve utviklingsfasen og for å kunne bestemme hvor fort det korroderer avhengig av det ytre miljøet.

De viktigste årsakene til armeringskorrosjon er klorider som trenger inn i eller er tilsatt betongen, karbonatisering eller andre syreangrep f.eks. fra flytende gjødsel i landbruksbygg. Klorider kan komme fra salting av veier, sjøvann eller være tilsatt som akselerator til fersk betong, mens karbonatisering skyldes at betongen reagerer med CO₂ fra lufta.

Korrosjon fra klorider og syreangrep går mye raskere enn korrosjon fra karbonatisering. Vanlig korrosjonshastighet for klorider er fra 0.01 – 0.1 mm pr.år, mens den for karbonatisering er fra 0.001-0.005 mm pr. år.

Korrosjon fra klorider angriper også stangen mer lokalt enn korrosjon fra karbonatisering, og kan derfor utvikle seg ganske langt før det blir noen synlige tegn på overflaten. Spesielt utsatt i denne forbindelse er hjørner på bøylor i bjelker. Det bør derfor i større grad vurderes bruk av rustfri armering til bøylor i bruer som er utsatt for sjøsprut.

Det er vanligvis forholdsvis lite av arealet til armeringsstangen som er korrodert bort når overdekningen spaltes eller ”sprenges” av. Vanligvis er det bare 1-2 % av arealet som er borte når det første risset oppstår, mens det kan være fra 5-20 % når overdekningen sprenges av. Reduksjonen er størst for små stangdimensjoner.

En korrosjonsskade trenger derfor ikke å bety så mye for bæreevnen til en konstruksjon.

Det er i det siste arbeidet ganske mye med probabilistiske modeller for å kunne vurdere sikkerhet og levetid til konstruksjoner når en også inkluderer propageringsfasen. Dette gir da som oftest et ganske betydelig bidrag til levetiden fra propageringsfasen for karbonatisert betong, mens det er mer usikkerhet knyttet til korrosjon fra klorider da dette bidraget i sterkere grad er avhengig av hvor mye armeringen er utnyttet i utgangspunktet.

De modellene som foreligger gir imidlertid et godt grunnlag for å vurdere tilstanden og restlevetiden til konstruksjoner hvor det er mulig å ta prøver av betongen og foreta målinger for å bestemme korrosjonshastigheten.

Det er imidlertid fortsatt mye som må gjøres før disse modellene blir så generelle at en kan inkludere propageringsfasen i en levetidsberegning ved prosjektering av nye konstruksjoner. Spesielt gjelder dette for korrosjon fra klorider og aggressive syrer.

REFERANSER

- /1/ Liu, Youping.: "Modelling the Time to Corrosion Cracking of the Cover Concrete in Chloride Contaminated Reinforced Concrete Structures, Dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University, 1996
- /2/ CEB Bulletin d'Information, No 166: "Guide to Durable Concrete Structures", May 1985
- /3/ Tuutti, K.: "Corrosion of Steel in Concrete", Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, 1982
- /4/ Cady, P. D., Wayers, R. E.: "Chloride Penetration and the Deterioration of Concrete Bridge Decks", Cement, Concrete and Aggregate, vol 5, no 5, 1983
- /5/ Crank, J.: "The Mathematics of Diffusion", The Clarendon Press, Oxford, 1956
- /6/ Andrade, C., Alonso, C., Molina, F. J.: "Cover Cracking as a Function of Bar Corrosion", Part 1 – Experimental tests, RILEM-Materials and Structures, vol 26, 1993
- /7/ Müller, K. F.: "The Possibility of Evolving a Theory for Predicting the Service Life of Reinforced Concrete Structures", Proceedings RILEM Symposium on Long Term Observation of Concrete Structures, Budapest, 1984
- /8/ Molino, F. J., Alonso, C., Andrade, C.: "Cover Cracking as a Function of Rebar Corrosion", Part 2 - Numerical Model, RILEM – Materials and Structures, vol 26, 1993
- /9/ Al-Sulaimani et al.: "Influence of Corrosion and Cracking on Bond Behaviour and Strength of Reinforced Concrete Members, Proceedings ACI, vol 87, no 2, March-April 1990
- /10/ Clark, L. A., Saifullah, M.: "Effect of Corrosion Rate on the Bond Strength of Corroded Reinforcement", Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete, Ed. Swamy, R. N. Sheffield Academic Press. Sheffield, 1994
- /11/ Cairns, J., Jones, K.: "The Splitting Forces Generated by Bond", Magazine of Concrete Research, vol 47, no 171, 1995
- /12/ FIB – Bulletin 10: "Bond of Reinforcement in Concrete", State of the Art Report, 2000
- /13/ Rodriguez, J., Ortega, L. M., Garcia, A. M.: "Assessment of Structural Elements with Corroded Reinforcement", Corrosion and Corrosion Protection of Steel in Concrete, Ed. Swamy, R. N. Sheffield Academic Press, Sheffield, 1994
- /14/ Berra, M., Castellani, A., Coronelli, D.: "Bond in Reinforced Concrete and Corrosion of Bars", Proceedings, Conference, Structural Faults and Repair, Ed Forde M. Engineering Technics Press, Edinburgh UK, vol 2, 1997
- /15/ Pritchard, B., Clubb, M.: "Concrete Bridge Integrity Assessment, Structural Assessment; the use of full and large Scale Testing", Ed Garas, Butterworths, London, 1987

- /16/ Minkarah, I., Ringo, B.C.: "Behaviour and Repair of Deteriorated Reinforced Concrete Beams", Transportation Research Record, no 821, 1982
- /17/ Cairns, J., Zhao, Z.: "Behaviour of Concrete Beams with exposed Reinforcement", Proceedings, Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings, vol 99, 1993
- /18/ Cairns, J.: "Strength in Shear of Concrete Beams with exposed Reinforcement", Proceedings, Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings, vol 110, 1995
- /19/ Eyre, J. R., Nokhasteh, M. A.: "Strength Assessment of Corrosion Damage in Concrete Structures", Proceedings, Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings, vol 94, 1992
- /20/ Raouf, M., Lin, Z.: "Structural Characteristics of RC Beams with exposed main Steel", Proceedings, Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings, vol 122, 1997
- /21/ Tachibana, Y., Maeda, K., Kajikawa, Y., Kawamura, M.: "Mechanical Behaviour of RC Beams damaged by corrosion of Reinforcement", Corrosion of Reinforcement in Concrete, Ed Page, Treadaway and Bamforth, Elsevier, London, 1990
- /22/ Kawamura, A., Maruyama, K., Yoshida, S., Masuda, T.: "Residual Capacity of Concrete Beams damaged by salt attack", Concrete under severe Conditions, Environment and Loading, vol 2, London 1995
- /23/ Almusallam, A., Al-Gahtani, A., Aziz, A.: "Effect of Reinforcement corrosion on Bond Strength", RILEM, Construction and Building Materials, vol 10, no 2, 1996
- /24/ Daly, A. F.: "Effects of accelerated corrosion on the flexural Strength of small scale Beams" and " Effects of accelerated corrosion on the shear Behaviour of small scale Beams", TRL Research Reports PR/CE/15/94 and PR/CE/97/95 (unpublished), Transport Research Laboratory, Crowthorne, UK, 1994 and 1995
- /25/ Zhang, S., Raouf, M.: "Prediction of the Behaviour of RC Beams with exposed Reinforcement", Magazine of Concrete Research, Vol 47, No 173, 1995
- /26/ The European Union – Brite EuRam III, Mini-Project, Chloride Induced Corrosion, Duracrete: "Performance based Durability Design of Concrete Structures", Project BE95-1347, January 1997
- /27/ Al-Sulaimani, G. J., Kaleemullah, M., Basundul, I. A. and Rasheeduzzafar: "Influence of Corrosion and Cracking on Bond Behaviour and Strength of Reinforced Concrete Members", ACI Structural Journal, March-April 1990
- /28/ CONTECVET, EC Innovation Programme, A validated UsersManual for Assessing the Residual Service Life of Concrete Structures, "Manual for Assessing Corrosion-Affected Concrete Structures, 2000

- /29/ Imbsen, R.A., Liu, W. D., Schamber, R.A. and Nutt, R.V.: "Strength Evaluation of existing Reinforced Concrete Bridges", NCHRP Report No. 292, Transportation Research Board, Washington D. C., 133 p., 1987
- /30/ Highways Agency: "Design Manual for Roads and Bridges, Vol 3, Section 4, Part 13, BA51/95 – The Assessment of Concrete Structures affected by Steel Corrosion