

BETONGKONSTRUKSJONERS LIVSLØP

Et utviklingsprosjekt i samarbeid mellom offentlige byggherrer, industri og forskningsinstitutter



Deltakere:

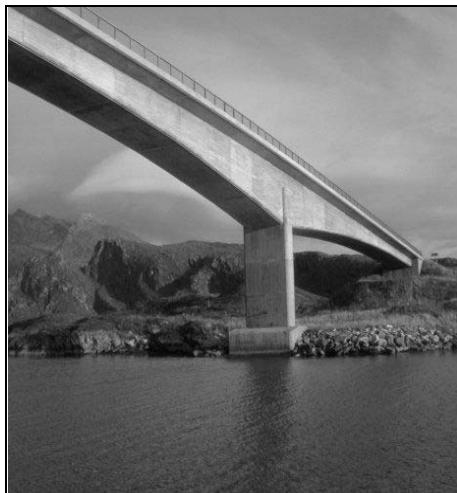
Statens vegvesen (prosjektledelse), Forsvarsbygg, NORCEM A.S, Selmer Skanska AS, Sika Norge AS, Norges byggforskningsinstitutt, NTNU, SINTEF, NORUT Teknologi as

Rapport nr. 14

Forankringskapasitet av CFAP-bånd limt til betong.

Aktivitet DP2 B2

Prosjektet er støttet av BA-programmet i Norges forskningsråd



BETONGKONSTRUKSJONERS LIVSLØP

Rapport nr. 14

**Forankringskapasitet av CFAP-bånd
limt til betong.**

Aktivitet DP2 B2

Utgiver:

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

FORFATTER(E):

Thorenfeldt, E., SINTEF

INTERN RAPPORT NR.

GRADERING

Åpen

ANTALL SIDER OG BILAG

14+50+2 vedl.

RAPPORTNR./ ISBN.:

82-91228-19-1

DATO

November 2007

PROSJEKTLEDERE:

Finn Fluge og Bernt Jakobsen

KORT SAMMENDRAG

Fiberkompositter, spesielt karbonfiberarmert plast (CFAP), har i de senere årene blitt tatt i bruk ved reparasjon og forsterkning av betongkonstruksjoner. CFAP-bånd kan brukes til å øke sikkerheten og redusere skadekonsekvensene ved dynamiske ulykkeslaster som jordskjelv og eksplosjoner. Det er derfor behov for å utvikle beregningsregler som dekker limforankring av CFAP-bånd til betong.

Det er gjennomført en serie belastningsforsøk for å studere hvilken forankringskraft som kan oppnås ved varierende størrelser av den gjennomgående kraften i båndet. Prøveoppstillingen besto av et betongprisme med dimensjon $b/h/t = 200 \times 250 \times 150$ mm hvor det var pålimt CFAP-bånd på de to sideflatene. Belastningene var en kombinasjon av gjennomgående strekkrefter i plastbåndene og tangentielle forankringskrefter mellom betongprisme og plastbånd.

Den vanligste bruddtypen var delaminering i betongen parallelt betongoverflaten hvor et 1 - 2 mm tykt lag av betongen ble sittende igjen på karbonfiberbåndet. Forsøkene viste at forankringskapasiteten avtar med økende gjennomgående kraft.

Resultatene stemmer godt overens med en enkel beregningsmodell hvor skjærspenningen ved brudd antas å være konstant over en netto effektiv forankringslengde begrenset av at skjærforskyvningen i delamineringsrisset i betongen ikke overskrider en kritisk grense.

Forsøkene danner et godt utgangspunkt for å utvikle dimensjoneringsregler for ekstern forankring av karbonfiberarmerte plastbånd til betongkonstruksjoner

| STIKKORD | NORSK | ENGLISH |
|----------|------------------------------|---------------------------------------|
| | Betong | Concrete |
| | Forsterkning | Strengthening |
| | CFAP Karbonfiberarmert plast | CFRP, Carbon fibre reinforced plastic |
| | Heftfasthet | Bond strength |

| | | |
|------------------|---------------|---|
| Rapport | Nr. 14 | Forankringskapasitet av CFAP-bånd limt til betong. |
| Prosjekt | | Betongkonstruksjoners livsløp Et utviklingsprosjekt i samarbeid mellom offentlige byggherrer, industri og forskningsinstitutter. |
| Aktivitet | DP2 B2 | Vedlikeholds- og oppgraderingsmetoder Oppgraderingsmetoder Instrumenterte laboratorieforsøk med karbonfiberforsterkning |
| 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 82-91228-19-1 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 Forsterkning CFAP, Karbonfiberarmert plast Heftfasthet |
| Key words | | Concrete Strengthening CFRP, Carbon fibre reinforced plastic Bond strength |

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

Fibre composites, and in particular carbon fibre reinforced plastics (CFRP), have in recent years been used for external repair and strengthening of concrete structures. CFRP can also be used to improve the safety and reduce the damage consequences of extreme, dynamic loadings such as earthquake and explosions.

A concrete structure externally strengthened by such means shall meet the same reliability requirements as other building structures. Consequently there is a need for developing design rules that cover the anchorages of carbon fibre strips to concrete surfaces.

In a simple test setup, CFRP-strips are anchored to the concrete surface over a specified bond area. The anchorage load is determined by pull tests where the carbon fibre strips are loaded until bond failure, using the concrete specimens as counter force.

The requirement to reliable composite action between concrete and CFRP strips puts severe limits to the stress levels that can be utilised. In the general case, the force in the carbon fibre will partly be transferred to the concrete in the anchorage zone where the strips are glued to the concrete and partly go through the anchorage zone and continue in the carbon fibres at the far end of the anchorage. Based on earlier test series there are reasons to believe that the anchorage capacity is lower the higher the through force is

To examine characteristics related to these issues a test series was carried through. The results were used to evaluate the validity of the hypothesis stated above

The test setup consisted of a concrete prism of dimensions 200 x 250 x 150 mm and two 50 x 1,2 mm carbon fibre strips, type SikaCarboDur S, glued to each of the concrete side surfaces 250 x 150 mm. The two strips were subjected to a tensile force which partly was transferred to the concrete in the anchorage zone and partly continued past this zone. The loads were applied in steps by increasing each of the two forces so that the ratio between them was kept constant at each load step. This ratio between the applied loads was the only parameter that was varied in the tests.

The bonded area was 250 mm long, 50 mm wide and had a specified epoxy glue thickness of 2 mm. Each-carbon fibre strip was instrumented with 9 strain gages. The distance between the gages was 50 mm centre to centre.

Measured concrete strength at testing (3 months age):

| | |
|---------------------------|--------|
| Compressive cube strength | 45 MPa |
| Splitting strength | 3 MPa |

Properties of the carbon fibre strips, type SikaCarbonDur S.

| | |
|------------------|--------------|
| Tensile strength | 2800 MPa |
| E-modulus | 165.000 MPa. |

Properties of epoxy glue, type Sikadur-30 Normal.

| | |
|---------------------------|-------------|
| Bond strength to concrete | > 4 MPa |
| E-modulus | 12.800 MPa. |

The test results show that the anchorage capacity decreases significantly with increasing through force. The average anchorage bond strength decreases from 2,6 MPa to 0,5 MPa when the stress level in the carbon fibres from the through force increases from nearly zero to approximately 1200 MPa.

The most common type of failure was delamination in the concrete parallel to the surface leaving a 1-2 mm thick layer of concrete on the carbon fibre strips. At the higher loaded end the thickness of this concrete layer was often thicker than at the other end.

The simple design model for computing the anchorage capacity is based on the assumption that the shear stress at failure is constant over a net effective anchorage length limited by the requirement that the shear deformation in the delamination crack at failure does not exceed a critical limit.

An actual combination of input data to the design model, shear strength 4,0 MPa and critical shear deformation 0,27 mm gives computed values that agree well with the observed anchorage capacity. A computation performed without taking any through acting loads into consideration gives using the above mentioned input data a critical anchorage length of 166 mm and an anchorage capacity of 33,2 kN. This corresponds to a tensile stress of 553 MPa in the 1,2 mm carbon fibre thick strip. Experimentally, a tensile stress of approx. 534 MPa was recorded. This corresponds to 25% of the capacity of the carbon fibre strip. This is the same order of magnitude which has been reported in the literature on strips with corresponding stiffness and strength.

The results of the design model using an approximately constant shear stress over a decreasing effective anchorage length as the level of the through acting force increases corresponds fairly well with the test results when the ratio between the through acting force and the anchorage force is equal to or less than 2. When the ratio is greater, the shear stress distribution close to the failure in the anchorage zone is complex and can not be explained by the simple design model.

The performed test results form a basis for further development of guidelines for designing strengthening of concrete structures by external carbon fibre reinforcement.

- 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:
Dato:
- 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:
Dato:

- 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., Smepllass, 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:

| | |
|--|------|
| | xii |
| INNHOLDSFORTEGNELSE | |
| FORORD | iii |
| SUMMARY | v |
| RAPPORTOVERSIKT | vii |
| INNHOLDSFORTEGNELSE | xii |
| 1. SAMMENDRAG | xiii |
| 2. RAPPORT – innhold utgjøres av følgende vedlegg | |
| SINTEF rapport STF22 A01618, Oktober 2001 Thorenfeldt, E. ”Forankringskapasitet av CFAP-bånd limt til betong”. | |

SAMMENDRAG

Fiberkompositter, spesielt karbonfiberarmert plast (CFAP), har i de senere årene blitt tatt i bruk ved reparasjon og forsterkning av betongkonstruksjoner. CFAP kan også brukes til å øke sikkerheten og redusere skadekonsekvensene ved dynamiske ulykkeslaster som jordskjelv og eksplosjoner. En forsterket konstruksjon skal tilfredsstillende samme krav til pålitelighet som andre ordinære bygningskonstruksjoner. Det er derfor behov for å utvikle beregningsregler for limforankring av karbonfiberarmerte plastbånd til betong.

Kravet til pålitelig samvirke med den armerte betongkonstruksjonen som skal forsterkes setter begrensninger for hvor høye spenninger som kan utnyttes. Basert på tidligere forsøksresultater er det grunn til å tro at forankringskapasiteten ved brudd gradvis vil reduseres for økende størrelse av gjennomgående krefter i karbonfiberbåndene. Med gjennomgående kraft menes her den delen av kraften som ikke avleveres i forankringen men som går gjennomgående forbi denne til motsatt side av forankringen.

For å undersøke sammenhengen mellom størrelsen på gjennomgående kraft og oppnåelig forankringskraft er det gjennomført en serie belastningsforsøk. Prøveoppstillingen besto av et betongprisme med dimensjon $b/h/t = 200 \times 250 \times 150$ mm hvor det på de to sideflatene med høyde/tykkelse 250/150 mm var pålimt $50 \times 1,2$ mm CFAP-bånd av typen SikaCarboDur. Belastningene var en kombinasjon av gjennomgående strekkrefter i plastbåndene og tangentielle forankringskrefter mellom betongprisme og plastbånd. CFAP-båndene ble belastet i en strekkprøvingsmaskin samtidig som betongprismet ble påført en kraft virkende i samme retning. Forholdet mellom forankret kraft og gjennomgående kraft i båndene ble variert. Lastene ble påført trinnvis med vekselvis økning av gjennomgående kraft og forankret kraft. Limfugen var epoksyylim av type Sikadur – 30 Normal. Den var 250 mm lang, 50 mm bred og hadde en tilsiktet tykkelse på 2 mm. Hvert av de to karbonfiberbåndene var instrumentert med 9 strekkklapper.

Ved prøvetidspunktet hadde betongen terningfasthet 45 MPa og spaltestrekkfasthet 3 MPa.

CFAP-bånd, SikaCarboDur S, hadde strekkfasthet 2.800 MPa og E-modul 165.000 MPa. Epoksyylim, Sikadur – 30 Normal, gir heftfasthet til betong > 4 MPa og E-modul 12.800 MPa.

Forsøkene viser at forankringskapasiteten avtar med økende gjennomgående kraft i båndet. Heftspenningen ved brudd, beregnet for en kontaktflate 50×250 mm, ble redusert fra 2,6 til 0,5 MPa, mens strekkspenningen i båndet, påført som gjennomgående last, økte fra tilnærmet null til 1200 MPa.

Den vanligste bruddtypen var delaminering i betongen parallelt betongoverflaten hvor et 1 - 2 mm tykt lag av betongen ble sittende igjen på karbonfiberbåndet. Ved den mest belastede enden av prismet var tykkelsen av betonglaget ofte noe større. Det er etablert en forenklet beregningsmodell basert på sammenhengen mellom skjærforskyvningen i delamineringsrisset og heftfastheten i risset. Skjærforskyvningen tilsvarer CFAP-båndets forlengelse i forankringsområdet. Modellen er basert på at skjærspenningen ved brudd antas å være konstant over en netto effektiv forankringslengde begrenset av at skjærforskyvningen i delamineringsrisset ikke overskrider en kritisk grense.

En aktuell kombinasjon av inngangsverdier som gir god overensstemmelse med observerte forankringskapasiteter, er skjærfasthet 4,0 MPa kombinert med kritisk skjærforskyvning 0,27 mm. For en prøve uten gjennomgående kraft gir beregningsmodellen med nevnte inngangsverdier kritisk forankringslengde lik 166 mm og forankringskapasitet i hvert av båndene på 33,2 kN tilsvarende en strekkspenning på 553 MPa i de 1,2 mm tykke karbonfiberbåndene. Dette tilsvarer 25 % av fiberbåndets strekkapasitet, som er av samme størrelsesorden som rapportert i litteraturen for bånd med tilsvarende stivhet og fasthet.

Beregningsmodellens bruk av konstant skjærspenning og stadig kortere forankringslengde ved økende gjennomgående strekkspenning i båndene stemmer brukbart med forsøksresultatene for prøver hvor forholdet mellom gjennomgående og forankret kraft er to eller lavere. Når forholdet mellom gjennomgående og forankret kraft er større kan ikke den enkle beregningsmodellen beskrive skjærspenningsfordeling og skjærforskyvninger i stadier nær brudd.

Forsøkene danner et godt utgangspunkt for å utvikle dimensjoneringsregler for ekstern forankring av karbonfiberarmerte plastbånd til betongkonstruksjoner. Etablering av regler for kontroll av forankringen i områder med stor gjennomgående kraft i fiberbåndet er i denne sammenhengen spesielt viktig.



SINTEF Bygg og miljø
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

Forankringskapasitet av CFAP-bånd limt til betong

FORFATTER(E)

Erik Thorenfeldt

OPPDRAGSGIVER(E)

SVV – Statens vegvesen Vegdirektoratet
FBT – Forsvarets bygningstjeneste

| | | | |
|--|---|---|---|
| RAPPORTNR. STF22 A01618 | GRADERING Åpen | OPPDRAGSGIVERS REF. Finn Fluge, Gro Markeset | |
| GRADER. DENNE SIDE Åpen | ISBN 82-14-02571-0 | PROSJEKTNR. 22M177.00 | ANTALL SIDER OG BILAG 50 s inkl. 2 app |
| ELEKTRONISK ARKIVKODE i:\pro\22m177\HefttestRAPPORT.doc | PROSJEKTLEDER (NAVN, SIGN.) Erik Thorenfeldt <i>Erik Thorenfeldt</i> | VERIFISERT AV (NAVN, SIGN.) Hans Stemland <i>Hans Stemland</i> | |
| ARKIVKODE | DATO 2001-10-24 | GODKJENT AV (NAVN, STILLING, SIGN.) Einar Aassved Hansen, Forskningssjef <i>Einar Aassved Hansen</i> | |

SAMMENDRAG

Fiberkompositter, spesielt karbonfiberarmert plast (CFAP), har i de senere årene blitt tatt i bruk til utvendig reparasjon og forsterkning av bl.a. betongkonstruksjoner. CFAP kombinerer høy styrke med lav vekt og fleksibilitet og er derfor spesielt godt egnet som eksternt pålimt armering. De eksperimentelle belastningsforsøk som beskrives i rapporten, er gjennomført med sikte på å utvikle beregningsregler for limforankring til betong av karbonfiberarmerte plastbånd med høye gjennomgående strekkspenninger.

Forsøkene omfatter 6 forankringsforsøk hvor 2 stk karbonfiberbånd med tykkelse/bredde/lengde 1,2/50/1550 mm ble limt med epoxylim til to motstående sider av et betongprisme med sideflate bredde/lengde 150/250 mm. Prøvestykkene ble belastet med en kombinasjon av gjennomgående strekkrefter i båndene og tangentielle forankringskrefter mellom prisme og bånd. Forholdet mellom forankret kraft og gjennomgående kraft i båndene ble variert.

Den vanligste bruddtypen var skjærriss i betongen parallelt overflaten (delamineringsriss) slik at limet og et 1 – 2 mm tykt lag av betongen ble sittende igjen på båndene. Forsøkene viste en meget klar tendens til at forankringskapasiteten avtar med økende gjennomgående kraft.

Hovedtendensen i forsøkene er i god overensstemmelse med en enkel beregningsmodell basert på at heftspenningen ved brudd kan antas konstant over en netto effektiv forankringslengde begrenset av at skjærforskyvningen i delamineringsrisset i betongen ikke overskrider en kritisk grense.

| STIKKORD | NORSK | ENGELSK |
|------------|------------------------------|--------------------------------------|
| GRUPPE 1 | Byggeteknikk | Building technology |
| GRUPPE 2 | Betong | Concrete |
| EGENVALGTE | Forsterkning | Strengthening |
| | CFAP Karbonfiberarmert plast | CFRP Carbon fibre reinforced plastic |
| | Heftfasthet | Bond strength |

INNHALDSFORTEGNELSE

| | | |
|----------|---|------------------|
| 1 | Innledning | 3 |
| 2 | Beskrivelse av forsøk | 5 |
| | 2.1 Prøvestykker og belastningsrigg | 5 |
| | 2.2 Instrumentering /registrering..... | 8 |
| | 2.3 Lastprosedyre | 8 |
| 3 | Resultater | 8 |
| | 3.1 Materialeegenskaper | 8 |
| | 3.2 Bruddtyper..... | 9 |
| | 3.3 Forankringskapasitet | 10 |
| | 3.4 Kraft- og heftspenningsfordeling | 11 |
| 4 | Vurdering av resultatene | 12 |
| | 4.1 Beregningsmodell | 12 |
| | 4.2 Sammenligning med beregnet kapasitet..... | 14 |
| | 4.3 Skjærforskyvning og heftspenningsfordeling | 14 |
| | 4.4 Pålitelighet | 18 |
| | 4.5 Dimensjoneringsregler | 19 |
| 5 | Sammendrag og Konklusjoner | 20 |
| | Appendix A: Resultatdiagrammer for prøve P1 – P6 | A.1- A.27 |
| | Appendix B: Foto av prøver etter brudd | B.1 – B.3 |

1 Innledning

Fiberkompositter, spesielt karbonfiberarmert plast (CFAP), har i de senere årene blitt tatt i bruk til utvendig reparasjon og forsterkning av bl.a. betongkonstruksjoner. CFAP kan også brukes til å øke sikkerheten og redusere skadekonsekvensene ved dynamiske ulykkeslaster, f.eks. jordskjelv og eksplosjoner.

Med utgangspunkt i at den forsterkede konstruksjonen skal tilfredsstillende like høye krav til pålitelighet som vanlige bygningskonstruksjoner, blir det viktig å komme frem til sikre beregningsregler for forsterkning av betongkonstruksjoner med eksternt pålimt armering av karbonfiberarmerte plastbånd.

CFAP kombinerer høy styrke med lav vekt og fleksibilitet og er derfor spesielt godt egnet som eksternt pålimt armering. Kravet om pålitelig samvirke med den armerte betongkonstruksjonen som skal forsterkes gir imidlertid strenge begrensninger for hvor høy spenning som kan utnyttes.

Det mest spesielle forhold som ofte begrenser utnyttelsen av pålimt karbonfiberarmert er svikt i samvirket på grunn av heft/forankringsbrudd mellom betongkonstruksjon og armering. For en bjelke vil forankring av pålimt strekkarmering som avsluttes mellom oppleggene være helt avgjørende for samvirket. En vanlig fritt opplagt bjelke med jevnt fordelt last er skissert i fig. 1

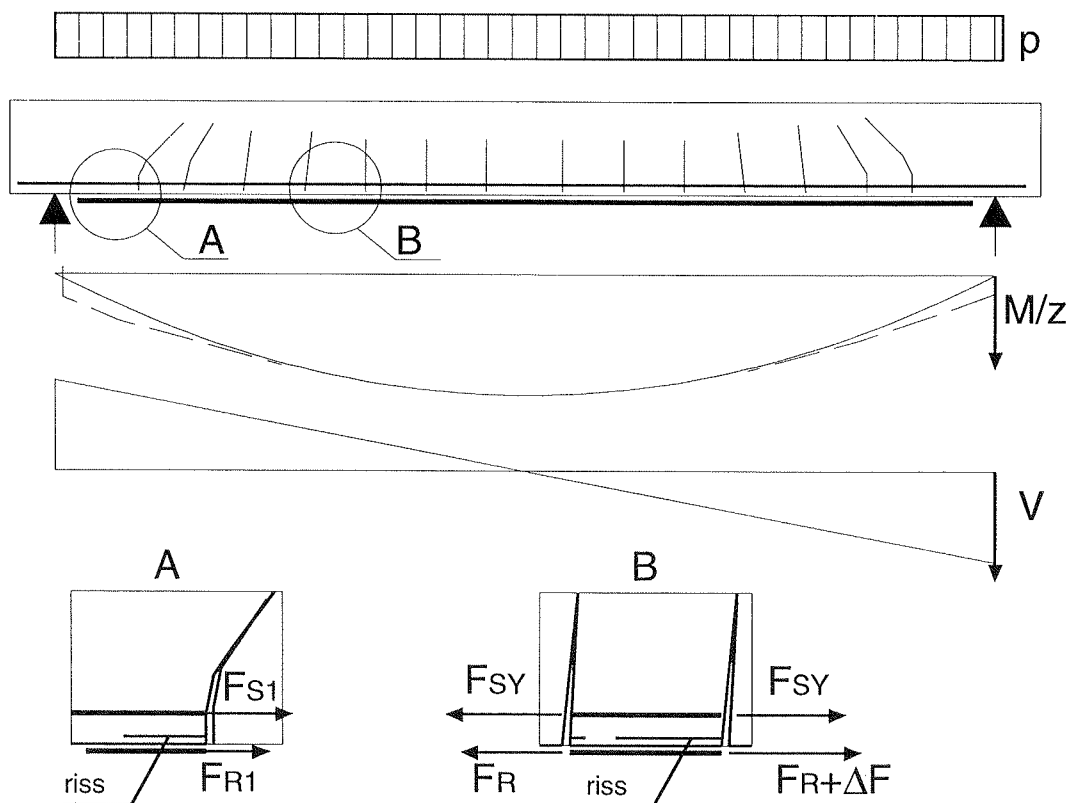


Fig 1 Armert betongbjelke med fiberbåndforsterkning i strekksonen.

Figur 1 illustrerer at samvirket mellom betongbjelken og den eksternt pålimte armeringen forutsetter at tilstrekkelig kraftoverføring kan skje både lokalt ved endene og for øvrig i alle områder mellom diskrete hovedriss i bjelkens skjærkraftpåkjennte område.

Det er utført en rekke belastningsforsøk med stålplater og karbonfiberbånd limt til betong. Forsøk med bjelker viser at forankringsbrudd ofte initieres nær enden i området mellom den passive enden av båndet og det ytterste bøyerisset i bjelken, men at samvirket også kan brytes ved rakning av forbindelsen fra et område mellom to riss langt fra enden hvor båndet i tillegg til kraftendringen må overføre en stor gjennomgående kraft.

I vanlige idealiserte forankringsforsøk limes platene til et betongprisme med en gitt limelengde og strekkbelastes med betongprismet som mothold. Forsøkene tilsvare tilnærmet forholdene mellom siste riss og enden av platen i en bjelke som vist i detalj A i fig. 1.

Når slike forsøk er utført med lim med tilstrekkelig fasthet og god heft til bånd og betong og fiberkompositt i selve båndet har tilstrekkelig interlaminær skjærfasthet, viser forsøkene entydig at forankringsbruddet har sammenheng med utvikling av et skjærriss i betongen parallelt med og like innenfor betongoverflaten. Risset forlenges gradvis fra aktiv ende og det oppstår en økende skjærforskyvning i risset ved aktiv ende. Når skjærforskyvningen ved enden av risset når en kritisk grenseverdi og skjærrisset får en tilsvarende kritisk lengde avhengig av laminatets stivhet, har forankringskraften tilnærmet nådd sin maksimale verdi. Ved en liten økning av lasten fra dette nivået vil risset forplante seg raskt videre og føre til forankringsbrudd selv om den limte lengden er større en den kritiske forankringslengden.

Kapasiteten for forankring i område A ved en passiv ende er normalt bare en andel av fiberbåndets strekkapasitet – med vanlige tykkelser av størrelsesorden 25 %. Utnyttelse av en større andel av båndes strekkapasitet forutsetter derfor at båndet kan forankres i en serie områder langs bjelken. Områdene mellom bøyerissene i bjelken definerer slike forankringsområder.

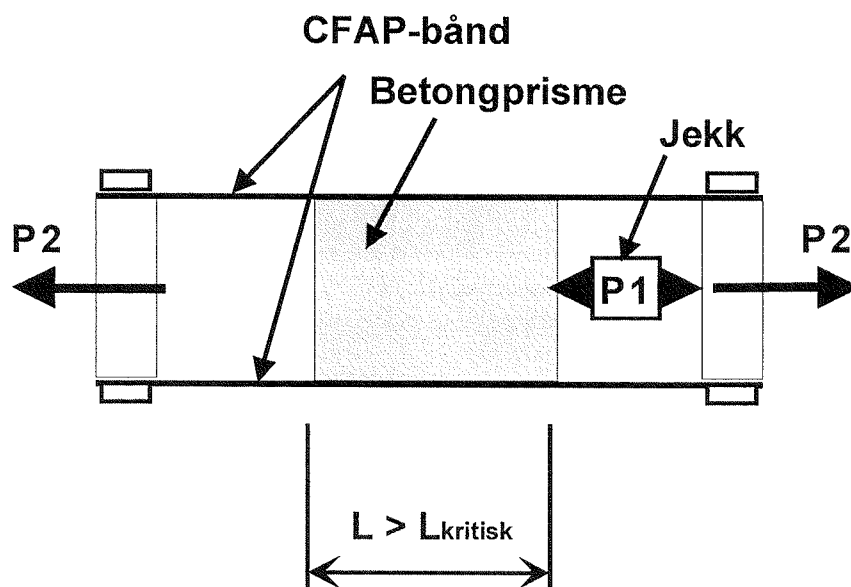


Fig 2 Prinsippkisse av prøvingsoppsett

I område B i Fig 1 vil det være en stor gjennomgående kraft og tilsvarende stor tøyning i fiberbåndet. Dersom hypotesen om at vesentlige skjærspenninger i skjærriss i betongen bare kan overføres i områder hvor forskyvningen er under en kritisk grense er gyldig, må en vente at forankringskapasiteten i området mellom to riss vil avta med økende gjennomgående kraft.

For å undersøke dette forholdet ble det gjennomført en forsøksserie med prøveoppsett som vist i Fig 2. Hovedparameteren i forsøksserien er forholdet mellom gjennomgående kraft (P_2) og kraftendringen som overføres mellom fiberbåndene og betongprismet (P_1)

Resultatene vil bli brukt til å vurdere gyldigheten av hypotesen om en gradvis reduksjon av forankringskapasiteten ved økende forhold mellom gjennomgående kraft og båndets strekkraftkapasitet og benyttet videre som grunnlag for å videreutvikle dimensjoneringsreglene for forankring av ekstern fiberarmering.

2 Beskrivelse av forsøk

2.1 Prøvestykker og belastningsrigg

Skisse av prøvestykke i prøverigg er vist i fig. 3. Foto av prøveoppstilling: Se fig 4 og 5. Prøvestykkene besto av et betongprisme med mål 200 x 250 x 150 mm. Prismene hadde en lett armering i form av 2 stk Ø8 mm lukkede bøyler med ytre mål 210 x 160 mm montert med senteravstand 70 mm på 4 stk Ø10 mm korte hjørnestenger som sikring mot brudd ved eventuell rissdannelse.

På de to sidene med bredde 150 mm ble det limt karbonfiberbånd type SikaCarboDur med tverrsnitt 50 x 1,2 mm. Karbonfiberbåndene hadde limlengde til prismet lik 250 mm og frie utstikkende ender med lengder 600 (oppover) og 700 mm (nedover), total lengde 1550 mm. Liming ble utført med epoxytype Sikadur. Tilsiktet limtykkelse 2 mm ble oppnådd ved å legge ut stålkuler med diameter 2 mm i limet før båndene ble lagt under press slik at overflødig lim ble presset ut til sidene. Fiberbåndene ble rensset for karbonfiberstøv med rensesvæske og betongoverflatene ble prikkhamret og børstet før liming.

Fiberbåndene ble spent fast til strekkmaskinen (Dartek) via to stålblokker med kleplater. I innfestningsområdene var fiberbåndene på forhånd utstyrt med pålimte stålplater med dimensjon 1,5 x 50 x 180 mm på hver side med limtykkelse 2 mm. Fiberbåndene ble klemt fast med 10 stk umbracoskruer i hvert feste. Klemplatene var utstyrt med en flens med anlegg mot stålblokken slik at kraftoverføring kunne skje ved friksjon på begge sider av båndet. Nedre stålblokk var boltet direkte til Dartek-maskinens bunnplate. Øvre stålblokk var hengt opp med en sentral bolt som var festet med leddet forbindelse til maskinens øvre gripefeste. Gjennomgående kraft i båndene ble påført med Dartek-maskinens innebygde styringssystem.

Mellom nedre stålblokk og en stålplate på undersiden av betongprismet ble det montert en Enerpac trykkjekk med kapasitet 100 kN. Kraft ble påført med separat pumpe. Kraftmåling var basert på elektrisk oljetrykksmåler.

Riggen var utstyrt med sfærisk lager både mellom Enerpac-jekken og prismet og mellom hodet på senterbolten og den øvre stålblokken (ikke tegnet). Rotasjonscentrene for lagerne lå litt inne i henholdsvis prismet og stålblokken. Dette sikret at riggen ble stabil slik at ukontrollerte rotasjoner ikke oppsto ved tilfeldige små eksentrisiteter.

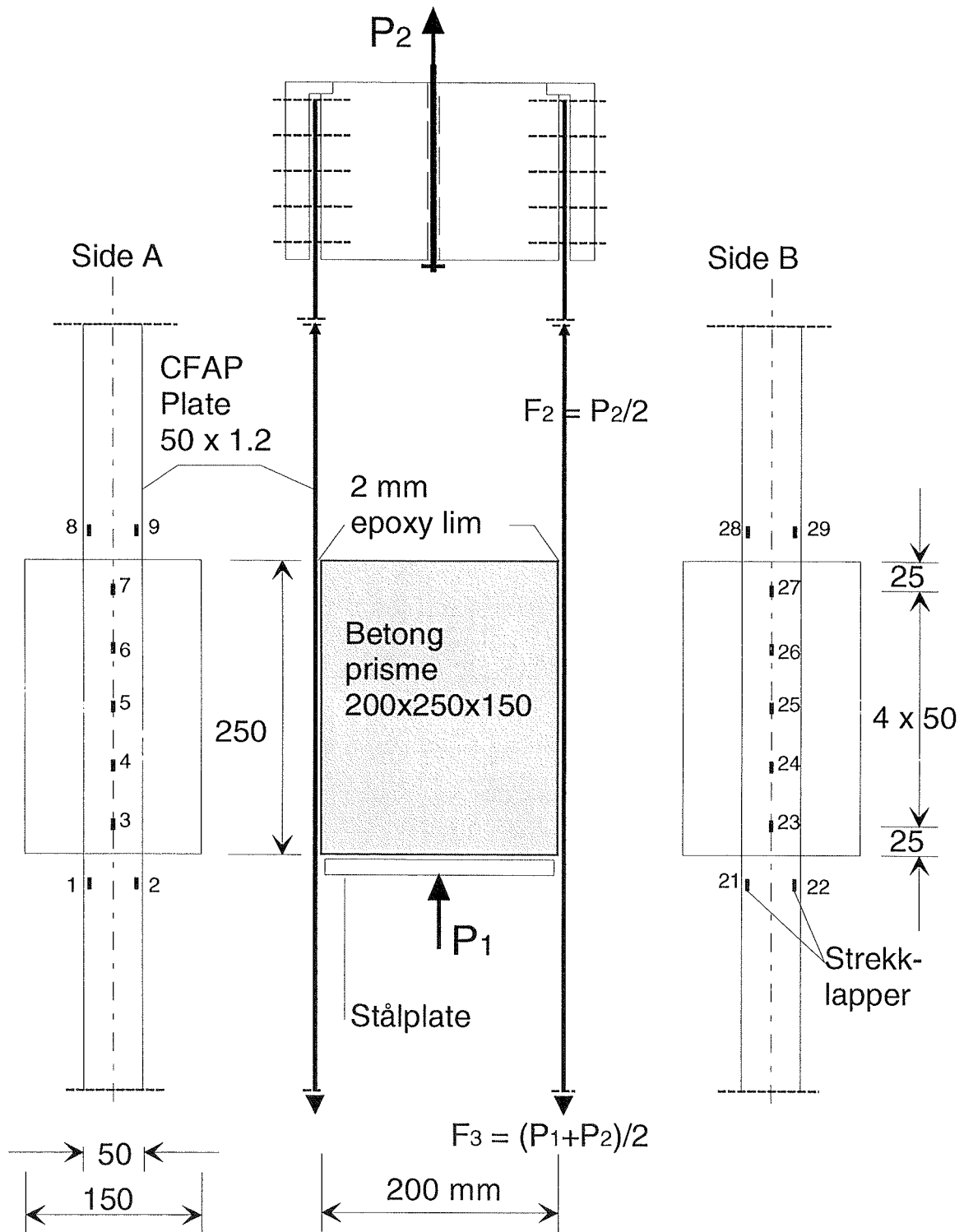


Fig 3 Prinsippskisse av prøvestykke, instrumentering og belastningsrigg.

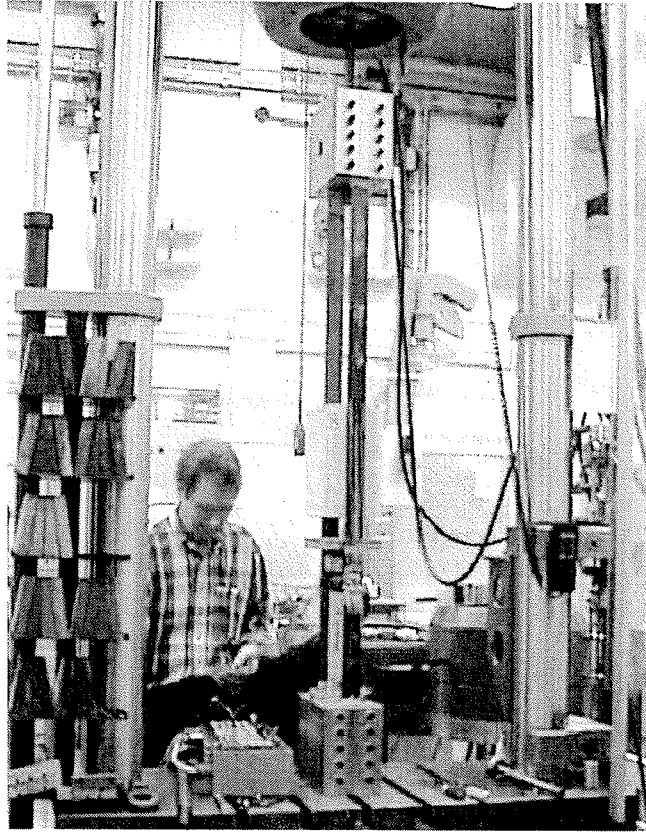


Fig 4 Prøverigg med montert prøvestykke.

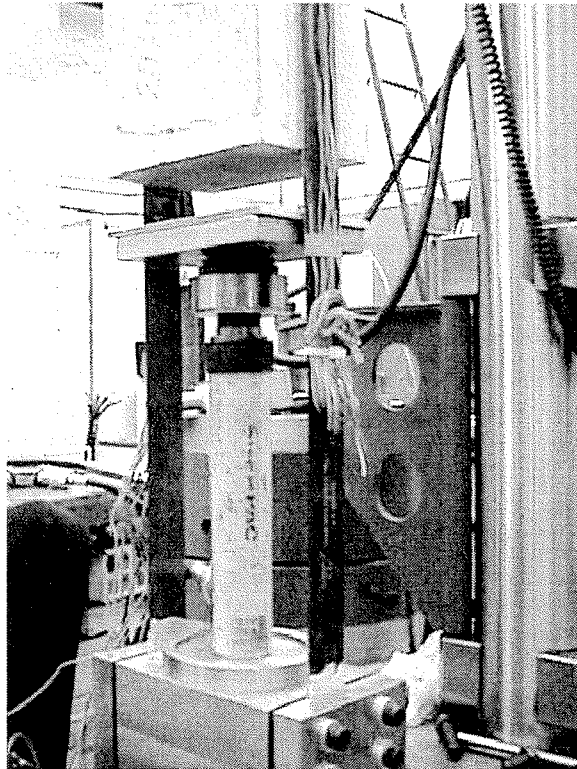


Fig 5 Nærbilde av prøveoppstilling

2.2 Instrumentering /registrering

Karbonfiberbåndene var instrumentert med 9 stk strekkklapper på hvert bånd. Plassering er vist på fig 3. Avstanden mellom strekkklappene innenfor limelengden var 50 mm.

Tøyning i strekkklappene og kreftene i Dartek maskinen og Enerpac jekken ble registrert med datalogger av typen Solatron.

2.3 Lastprosedyre

Forholdet mellom den gjennomgående lasten P_2 påført med Dartek maskinen og forankringskraften P_1 påført med Enerpac-jekken direkte mot betongprismet er den eneste tilsiktede parameter i forsøkene.

Lastene ble påført trinnvis med vekselvis økning av P_1 og P_2 . Lasten P_2 ble holdt automatisk konstant på hvert trinn. Last P_1 ble påført manuelt og holdt tilnærmet konstant ved etterjekkings mens P_2 ble øket. Forholdet mellom lastene varierte med små avvik fra følgende tilsiktede verdier:

Tabell 1 Tilsiktet forhold mellom gjennomgående last og forankringskraft

| Prøve nr | Lastprosedyre |
|----------|--|
| P1 | Last $P_2 =$ konstant liten verdi = 5 kN |
| P2 | Forhold $P_2 / P_1 = 1 : 2$ |
| P3 | Forhold $P_2 / P_1 = 1 : 1$ |
| P4 | Forhold $P_2 / P_1 = 2 : 1$ |
| P5 | Forhold $P_2 / P_1 = 5 : 1$ |
| P6 | Forhold $P_2 / P_1 = 5 : 1$ inntil $P_1 = 6$ kN, deretter $P_1 =$ konstant |

Den faktiske utviklingen av lastene P_1 , P_2 og summen ($P_1 + P_2$) som ble påført fiberbåndene i den mest aktive enden, er vist i diagrammer for hver prøve i Appendix A.

3 Resultater

3.1 Materialeegenskaper

De 6 betongprismene ble støpt samtidig med betong fra samme blanding. Målte fastheter på prøvetidspunktet ved ca 3 måneders alder var:

Tabell 2 Betongfastheter

| Prøvestykker | 6 stk 100 mm terninger | 3 stk Ø150 x 300 mm sylindre |
|---------------|------------------------|------------------------------|
| Fasthet | Trykkfasthet | Spaltestrekkfasthet |
| Middelverdi | 44,57 | 2,98 |
| Standardavvik | 0,94 | 0,14 |

Epoxylim Sicadur 30 ble blandet etter oppskrift og gitt minimum 1 ukes herding ved 20°C
Egenskaper angitt av produsent:

Karbonfiberbånd Sika CarboDur S: Strekkfasthet : 2800 MPa, E-modul 165.000 MPa
Epoxyylim Sicadur-30 normal: Heftfasthet til betong: > 4 MPa E-modul 12.800 MPa.

I hvert forsøk ble last og tøyning i fiberbåndene på de frie områdene over og under betongprismet registrert. De registrerte arbeidsdiagrammer basert på middelverdier for tøyningen i båndene på de to sidene av prøvestykket er vist for hvert enkelt prøvestykke i Appendix A.

Alle diagrammene viser en svakt økende stigning (økende E-modul) ved økende spenning. Det er derfor utledet en regresjonskurve for arbeidsdiagrammene basert på et annengradspolynom for hver prøve. Disse arbeidsdiagrammene er benyttet ved beregning av kraft og spenning i båndene basert på tøyningmålinger med strekkklapper innenfor forankringslengden (limelengden).

Tabell 3

| Prøve nr | Tøyingsområde o/oo | E-modul område GPa | E-modul middel GPa |
|----------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| P1 | 0,5 – 3,3 | 168 - 172 | 169,8 |
| P2 | 0,5 – 3,5 | 172 - 175 | 174,1 |
| P3 | 0,5 – 4,1 | 166 - 175 | 172,1 |
| P4 | 0,5 – 3,4 | 169 - 177 | 174,6 |
| P5 | 0,5 – 6,4 | 167 - 179 | 174,4 |
| P6 | 0,5 – 7,2 | 169 - 178 | 174,4 |

Midlere E-modul for karbonfiberbåndene var ca 174.000 MPa i det aktuelle tøyingsområdet.

3.2 Bruddtyper

Foto av prismer og bånd etter brudd er vist i Appendix B.

Den vanligste bruddtypen var skjærriss i betongen parallelt overflaten slik at et 1 – 2 mm tykt lag av betongen ble sittende igjen på båndet. Ved den mest belastede enden av prismet var tykkelsen av betonglaget ofte noe større. I ett tilfelle (P3 side B) oppsto i tillegg et dypere riss gjennom hjørnet av prismet. Den prosentvis andel av limelengden (250 mm) med betongbrudd samt bredden av betongbruddet i mm er gitt i tabell 4.

Tabell 4

| Prøve nr | Betongbrudd | | Betongbrudd | | Merknad |
|----------|-------------|-----|-------------|------|---|
| | Lengde | % | Bredde | (mm) | |
| P1A | 24 | 62 | 67 | 70 | |
| P1B | 100 | | 72 | | |
| P2A | 100 | 83 | 71 | 68 | |
| P2B | 65 | | 64 | | |
| P3A | 95 | 74 | 69 | 72 | |
| P3B | 52 | | 75 | | |
| P4A | 94 | 90 | 52 | 53 | Overskuddslim fjernet på begge sider |
| P4B | 86 | | 53 | | |
| P5A | 100 | 100 | 69 | 70 | |
| P5B | 100 | | 70 | | |
| P6A | 100 | 100 | 60 | 60 | Overskuddslim fjernet på en side av båndet. |
| P6B | 100 | | 59 | | |

Bredden av båndet var 50 mm. I de fleste tilfeller ble overskuddslim, som ble presset ut til sidene ved monteringen, ikke fjernet. Dette førte til at bredden av betongbruddet i prøve P1,2,3 og 5 var gjennomsnittlig 70 mm. For prøve P6 ble limet fjernet på en side av båndet. Dette ga en resulterende bredde av betongbruddet på ca 60 mm. For prøve P4 ble overskuddslimet fjernet på begge sider. Bredden av betongbruddet ble da bare ca 3 mm bredere enn båndets netto bredde.

På den resterende del av limelengden som ikke fikk skjærriss i betongen, skjedde bruddet i overgangen mellom lim og bånd slik at limet og (som regel) et tynt lag karbonfibre ble sittende igjen på prismet. På noen lokale områder oppsto brudd både i betongen og i overgang lim/bånd slik at bruddstykker av limet falt av. Disse lengdene er medtatt i Tabell 4 som del av betongbruddlengden.

3.3 Forankringskapasitet

Hovedresultatet av forsøkene er gitt i Tabell 5, som viser påførte laster og tilsvarende beregnede spenninger ved maksimum last. Last P_1 er påført direkte mot betongprismet. Last P_2 er samtidig påført gjennomgående last i strekkmaskinen. (Se fig. 3) σ_2 og σ_3 er midlere strekkspenning i karbonfiberbåndene i henholdsvis den minst og mest påkjente enden. σ_1 er tilsvarende netto spenningsendring i båndene over limelengden. Den beregnede gjennomsnittlige heftspenningen τ er lik forholdet mellom den forankrede kraften P_1 og det limte arealet $2 \cdot (50 \cdot 250) \text{ mm}^2$.

Tabell 5

| Prøve Nr | Last P_1 | Last P_2 | $P_3 = P_1 + P_2$ | Spenning σ_1 | Spenning σ_2 | $\sigma_3 = \sigma_1 + \sigma_2$ | Heftspenning τ |
|-----------|------------|------------|-------------------|---------------------|---------------------|----------------------------------|---------------------|
| | kN | kN | kN | MPa | MPa | MPa | MPa |
| P1 | 64,1 | 5,1 | 69,1 | 534 | 42 | 576 | 2,56 |
| P2 | 48,8 | 24,1 | 72,9 | 406 | 201 | 607 | 1,95 |
| P3 | 44,1 | 42,1 | 86,2 | 368 | 351 | 719 | 1,76 |
| P4 | 23,7 | 48,1 | 71,8 | 197 | 401 | 599 | 0,95 |
| P5 | 24,6 | 125,1 | 149,8 | 205 | 1043 | 1248 | 0,99 |
| P6 | 12,0 | 142,3 | 154,3 | 100 | 1186 | 1286 | 0,48 |

Sammenhengen mellom den forankrede kraften P_1 og den gjennomgående kraften P_2 ved brudd i de seks prøvene er vist i fig 6.

Figuren viser at forankringskapasiteten avtar betydelig med økende gjennomgående kraft. Den gjennomsnittlige heftspenningen avtar fra 2,56 MPa til 0,48 MPa når strekkspenningen i den minst belastede enden øker fra 42 MPa til 1186 MPa.

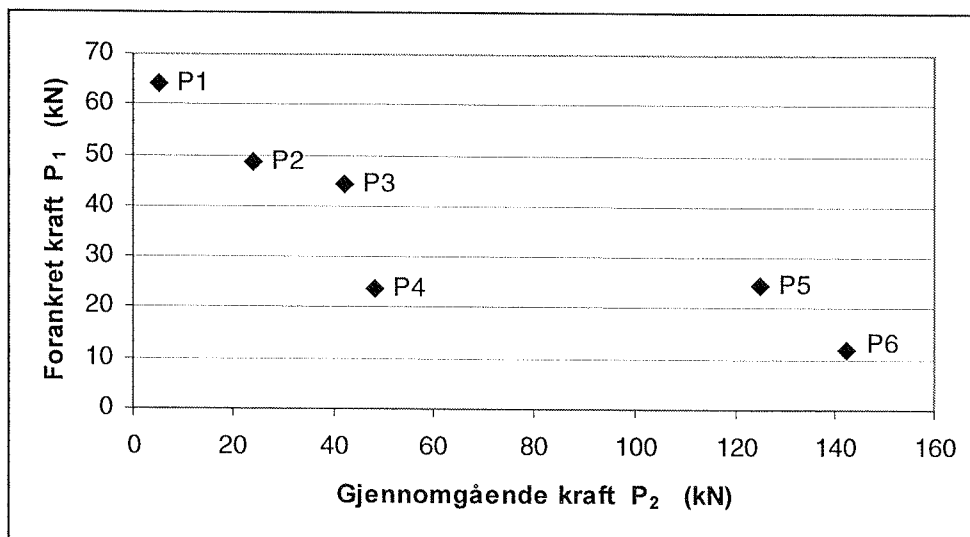


Fig 6 Forankringskapasitet avhengig av gjennomgående kraft i prøvene P1 – P6

3.4 Kraft- og heftspenningsfordeling

Kraftendringen i karbonfiberbåndene og tilsvarende heftspenning parallelt kontaktflaten er vist for hver side for alle prøver i Appendix A. Resultatene er basert på tøyingsmålinger med strekk-lapper med senteravstand 50 mm langs limelengden.

Et typisk eksempel er vist i fig 7 og 8, som viser krefter og heftspenninger for fire belastningsstadier for karbonfiberbåndet på side A, prøve P4 som funksjon av avstanden fra den aktive (mest belastede) enden. De angitte verdier i tegnforklaringen for kurvene viser netto kraftendring i båndet: $F_1 \approx P_1/2$ med enhet kN.

I fig 7 er kraftendringen (F_1) lik differansen mellom kraften ved den mest belastede enden (F_3) (avstand 0) og den "gjennomgående" kraften $F_2 \approx P_2/2$ i motsatt ende (avstand 250 mm). I det aktuelle forsøket er det tilsiktede konstante forholdet mellom kreftene: $F_1/F_2 \approx P_1/P_2 = 1/2$.

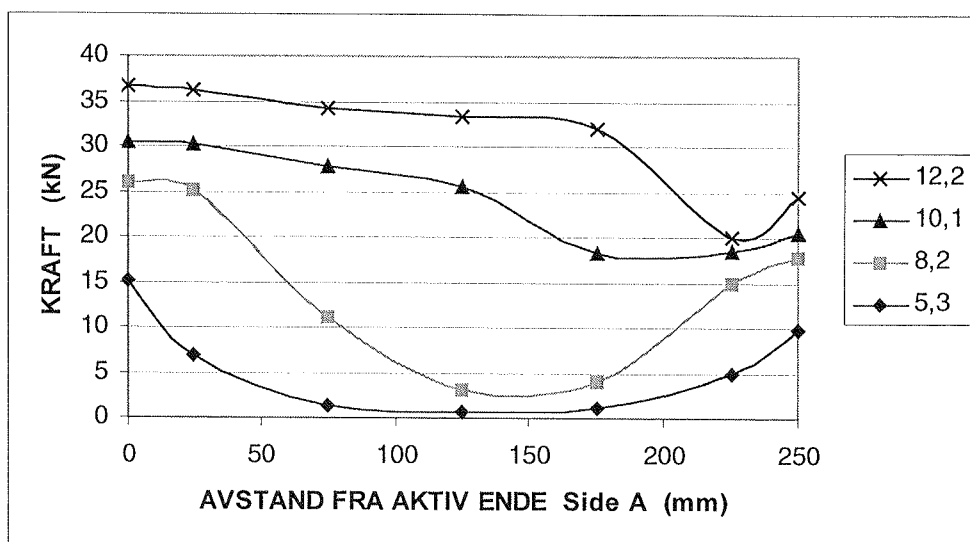


Fig 7 Kraftfordeling i CFAP-bånd limt til prismeside A, Prøve P4

Det framgår av fig 7 at den maksimale interne kraftendring i båndet opptrer i et mellomstadium representert ved kurve $F_1 = 8,2$ kN. Interndifferansen ΔF_{\max} er ca 22,8 kN

Punktene på kurvene i fig 8 er beregnete gjennomsnittlige heftspenninger basert på beregnet kraftendring mellom to strekkklapper på båndet og er markert midt mellom lappenes posisjon. Kurvene er lagt inn med automatisk generert kontinuerlig kurve i regnearket Excel.

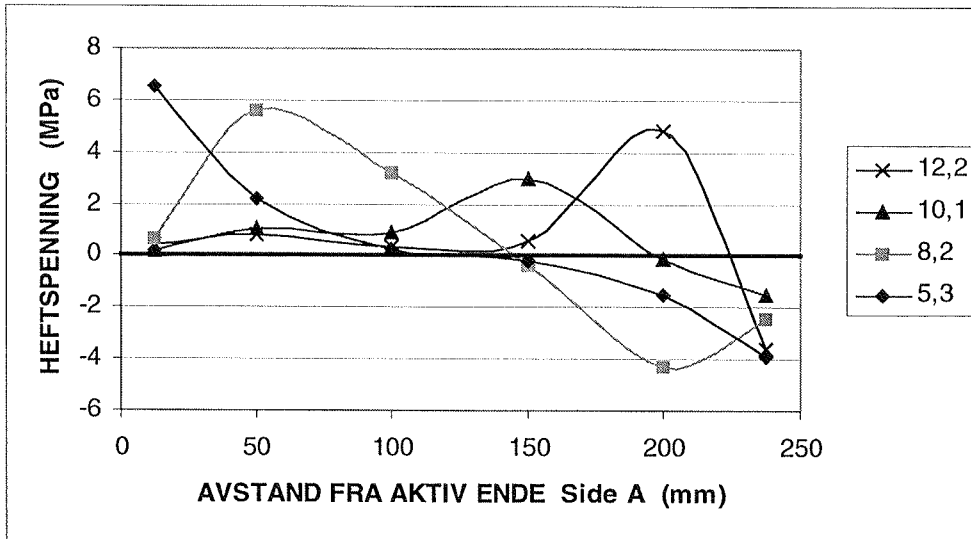


Fig 8 Fordeling av heftspenninger mellom CFAP-bånd og prismeside A, Prøve P4

4 Vurdering av resultatene

4.1 Beregningsmodell

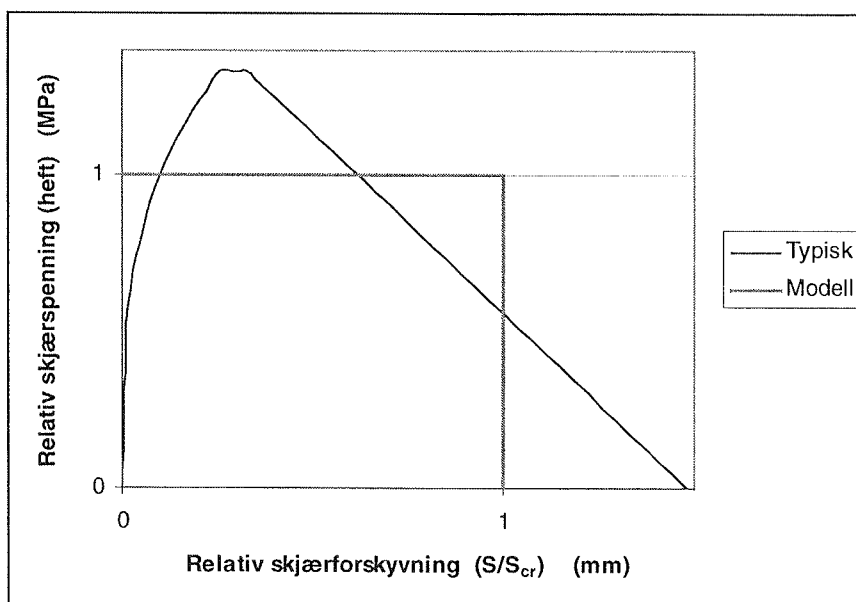


Fig 9 Typisk relasjon mellom forskyvning og heftspenning i riss parallelt betongoverflaten

Fig 9 viser en forventet typisk sammenheng mellom skjærforskyvning i et delamineringsriss i betongen parallelt betongoverflaten og skjærspenningen (heftspenningen) i risset. Det typiske forløpet er vist sammen med en forenklet modell hvor det antas at heftspenningen er konstant ved forskyvning opp til en kritisk grense ($S_{f,cr}$) og null ved forskyvning over denne grenseverdien.

Forsøksresultatene sammenlignes i det følgende med en enkel beregningsmodell basert på den forenklete forskyvnings/spennings relasjonen samt at forskyvningen tilsvarer karbonbåndets forlengelse i forankringsområdet. Det vil si at betongens tøyning neglisjeres.

Forlengelsen av karbonfiberbåndet tilsvarer integralet av tøyningen over forankringslengden. Strekkspenningen i laminatet i forankringsområder med null spenning i enden (passiv ende) er lik integralet av skjærspenningen dividert med tykkelsen.

$$S_{f,cr} = \int \varepsilon dx = \int \sigma/E_f dx = \int (\int \tau_a / t dx) / E_f dx \quad \text{integrrert fra null til } l_{cr}$$

Dersom en antar at skjærspenningen er konstant lik f_{bf} , fås forenklet:

$$\begin{aligned} S_{f,cr} &= \int (f_{bf} x/t E_f) dx \quad \text{fra null til } l_{cr} \\ S_{f,cr} &= (f_{bf} / t E_f) l_{cr}^2 / 2 \end{aligned} \quad \text{L 4.1}$$

$$l_{cr} = (2 S_{f,cr} t E_f / f_{bf})^{0,5} \quad \text{L 4.2}$$

Den maksimale kraft med tilsvarende spenning som kan forankres i ett forankringsområde blir:

$$\sigma_{f,max} = l_{cr} f_{bf} / t = (2 S_{f,cr} t E_f / f_{bf})^{0,5} f_{bf} / t = (2 S_{f,cr} f_{bf} E_f / t)^{0,5} \quad \text{L 4.3}$$

Den aktuelle tykkelse og E-modul er: $t = 1,2 \text{ mm}$, $E_f \approx 170.000 \text{ MPa}$

På grunnlag av sammenligning med resultatene av prøve P1 med tilnærmet null spenning i den minst belastede ende velges følgende beregningsverdier:

Heftfasthet: $f_{bf} = 4,0 \text{ MPa}$, Kritisk forskyvning: $S_{f,cr} = 0,27 \text{ mm}$
som innsatt i uttrykkene ovenfor gir:

$$\begin{aligned} l_{cr} &= (2 \cdot 0,27 \cdot 1,2 \cdot 170.000 / 4,0)^{0,5} = 166 \text{ mm} \\ \sigma_{f,max} &= l_{cr} f_{bf} / t = 166 \cdot 4 / 1,2 = 553 \text{ MPa} \\ F_{l,max} &= 553 \cdot 1,2 \cdot 50 \cdot 10^{-3} = 33,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Effektiv forankringslengde og tilsvarende maksimal kraftendring som kan overføres i et område hvor spenningen i laminatet i den minst påkjente enden er lik $\sigma_2 \neq 0$, kan beregnes av:

$$S_{f,cr} = l_e \sigma_2 / E_f + (f_{bfd} / t E_f) l_e^2 / 2$$

$$\begin{aligned} l_e &= - \sigma_2 t / f_{bfd} + [(\sigma_2 t / f_{bfd})^2 + 2 S_{f,cr} t E_f / f_{bfd}]^{0,5} \\ l_e &= - \sigma_2 \cdot 1,2 / 4,0 + [(\sigma_2 \cdot 1,2 / 4,0)^2 + 2 \cdot 0,27 \cdot 1,2 \cdot 170.000 / 4,0]^{0,5} \end{aligned}$$

$$l_e = - 0,3 \sigma_2 + [(0,3 \sigma_2)^2 + 27540]^{0,5} \quad \text{L 4.3}$$

$$\Delta \sigma_{f,max} = l_e f_{bf} / t = 3,33 l_e \quad \text{L 4.4}$$

4.2 Sammenligning med beregnet kapasitet

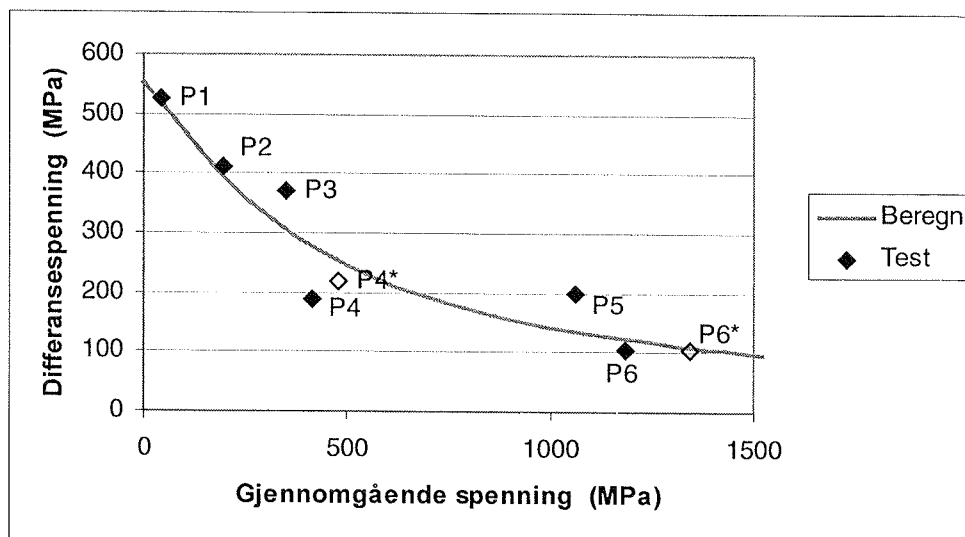


Fig 10 Forankringskapasitet (differansespenning) sammenlignet med beregning

Fig 10 viser observert spenningsdifferanse $\sigma_1 = F_1/A_f$ som funksjon av gjennomgående spenning $\sigma_2 = F_2/A_f$ sammenlignet med beregnet kapasitet $\Delta\sigma_{f,max}$ etter ligning L 4.4.

Den beregnede kurven følger resultatenes hovedtrend.

Resultatene for P4 og P6 ligger relativt lavt. Dette skyldes antagelig det tidligere nevnte avvik i utførelsen av limingen. Fjerning av overskuddslim førte til at bredden av betongbruddarealet var henholdsvis 53 mm og 60 mm for prøve P4 og P6, mens den var gjennomsnittlig ca 70 mm for de øvrige prøvene.

De åpne symbolene i figur 10 er korrigerede verdier basert på antagelsen om at heftfastheten ville ha økt med forholdet mellom betongbrudd-breddene dersom P4 og P6 hadde vært utført uten fjerning av overskuddslim. Korreksjon basert på beregningsmodellen for P4, med proporsjonal belastning, førte til at både differansespenningen og den gjennomgående spenningen for P4* er øket med forholdet $(70/53)^{0,5}$. For P6, som i siste del av forsøket er belastet med konstant differansespenning, førte korreksjonen til at den gjennomgående spenningen for P6* er øket med forholdet $(70/60)$, mens differansespenningen er uendret.

Korreksjonen gir redusert spredning av resultatene i forhold til beregningskurven.

4.3 Skjærforskyvning og heftspenningsfordeling

De antatte beregningsverdier $f_{bf} = 4,0$ MPa og $S_{f,cr} = 0,27$ mm kan ikke utledes entydig av en sammenligning mellom observert og beregnet forankringskapasitet. Kapasiteten bestemmes av produktet av heftfastheten og den effektive forankringslengden, som igjen er proporsjonal med den kritiske skjærforskyvningen. Kapasitetskurven i fig 10 blir identisk for alle kombinasjoner hvor produktet $f_{bf} \cdot S_{f,cr} = \text{konstant} = 1,08$. For en mer fullstendig overensstemmelse mellom beregning og forsøk bør også skjærforskyvningen, heftspenningen og den effektive forankringslengden hver for seg stemme noenlunde med verdier som kan utledes av tøyningmålingene på karbonfiberbåndene innenfor limelengden.

Skjærforskyvningen mellom karbonfiberbåndene og betongprismet er ikke målt direkte. Den beregnede skjærforskyvningen ved den mest påkjente enden av limelengden i et antatt delamineringsriss i betongen, som er vist i fig 11, er basert på målte tøyninger og en forenklet antagelse om at skjærforskyvningen tilsvarer forlengelsen av karbonbåndet over en lengde lik 175 mm fra enden.

Diagrammene for kraftfordeling i Appendix A viser at kraften i båndene ofte er nær minimum, med heftespenning lik null i denne avstand fra den mest påkjente enden. Det er derfor rimelig å anta at forskyvningen normalt er tilnærmet lik null i dette område. Avstanden 175 mm er også valgt av praktiske årsaker fordi det er plassert en strekkklapp her.

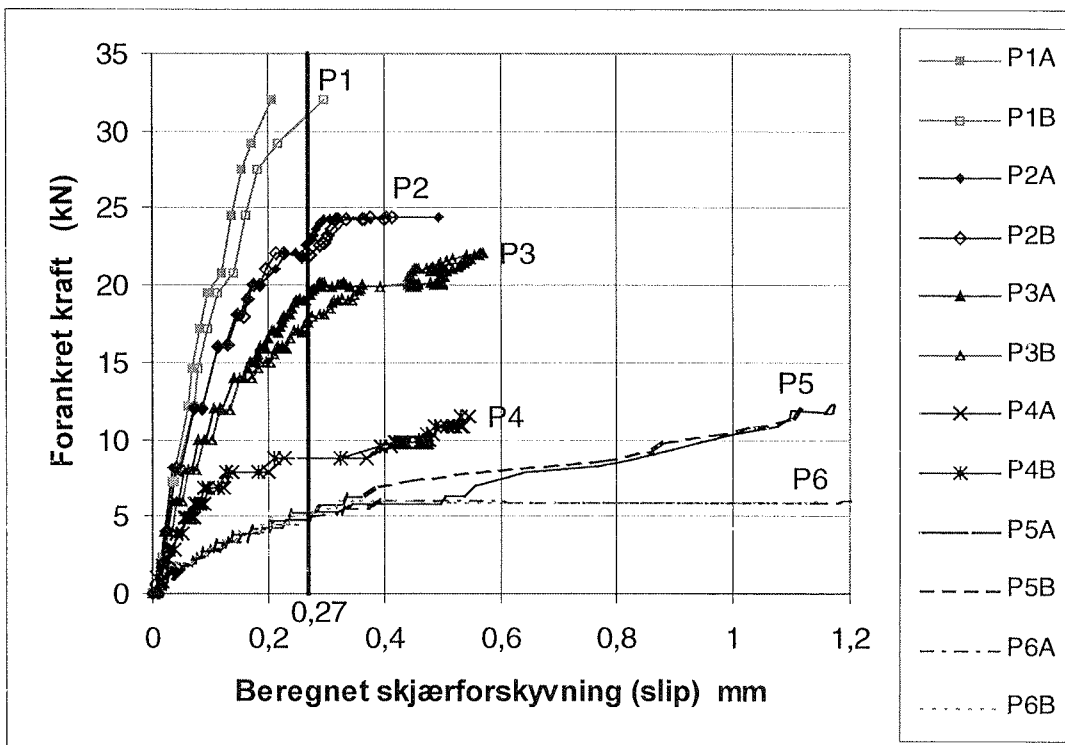


Fig 11 Skjærforskyvning basert på målte strekktøyninger i karbonfiberbåndene

Dersom det eksisterer en kritisk forskyvning hvor heftfastheten reduseres markert og det oppstår en begynnende rakning av samvirket, skulle en vente at dette gjenspeiler seg i en markert økning av båndets forlengelse og tilsvarende beregnet forskyvning. Fig 11 gir ikke et helt entydig bilde. Det er imidlertid tydelig at det skjer store tilleggsforskyvninger i området mellom 0,2 og 0,4 mm.

Den valgte konstante kritiske verdi på 0,27 mm er en grov forenkling, men representerer ellers et noenlunde representativt nivå hvor uproporsjonale tilleggsforskyvninger opptrer i prøvene.

Tabell 6 viser maksimal intern kraftdifferanse i båndene (ΔF = differanse mellom kraft i mest belastede ende og minimumskraften innenfor limelengden), samtidig maksimalkraft F_3^* og beregnet forskyvning (slipp) ved den mest belastede enden for dette lastnivået. Det framgår av tabellen at målte krefter og forskyvninger for P4 er mindre enn for de øvrige prøver. For øvrig er ΔF_{\max} tilnærmet konstant for prøve P1 – P3, men noe mindre for P5 og P6 med stor kraft i den minst belastede enden. Dette skyldes at de interne kraftoverføringslengdene fra hver ende overlapper hverandre i P5/6.

Tabell 6 Krefter og forkyvning ved maks. intern kraftdifferanse

| Prøve nr | Side | ΔF max | F_3^* | slipp mm |
|----------|--------|----------------|-------------|-------------|
| P1 | A | 33,74 | 34,28 | 0,21 |
| | B | 33,03 | 33,94 | 0,30 |
| | Middel | 33,3 | 34,2 | 0,25 |
| P2 | A | 34,96 | 36,92 | 0,32 |
| | B | 32,55 | 35,14 | 0,34 |
| | Middel | 33,8 | 36,0 | 0,33 |
| P3 | A | 34,35 | 39,20 | 0,29 |
| | B | 34,80 | 39,70 | 0,36 |
| | Middel | 34,6 | 39,5 | 0,32 |
| P4 | A | 22,82 | 26,02 | 0,20 |
| | B | 24,18 | 26,44 | 0,21 |
| | Middel | 23,5 | 26,2 | 0,21 |
| P5 | A | 29,01 | 35,79 | 0,27 |
| | B | 29,71 | 40,16 | 0,37 |
| | Middel | 29,4 | 38,0 | 0,32 |
| P6 | A | 26,78 | 34,24 | 0,32 |
| | B | 27,18 | 44,27 | 0,46 |
| | Middel | 27,0 | 39,3 | 0,39 |
| Middel | | 30,3 | 35,5 | 0,30 |

Kraften F_3 i aktiv ende er tilnærmet konstant med middelverdi 35,5 kN og tilsvarer omtrent forankringskapasiteten for forankring ved passiv ende. (Beregnet verdi $F_{1\max} = 33,2$ kN)

Midlere skjærforskyvning for alle prøver ved de lastnivå som ga maksimal intern kraftdifferanse, er 0,3 mm. Dette er av samme størrelsesorden som den antatte kritiske forskyvning på 0,27 mm.

Heftspenningsdiagrammene i Appendix A viser at de maksimale lokale heftspenningene mellom to målepunkter varierer mellom ca 5,0 og 7,5 MPa med gjennomsnitt for alle prøver ca 6,1 MPa. De maksimale spenningene opptrer oftest på, eller noe før, de lastnivå som gir maksimale interne kraftdifferanser. Ved videre belastning utjevnes spenningene samtidig som områdene med størst heftspenning forskyves innover i forankringslengden bort fra den mest belastede enden.

I Appendix A er observert heftspenningsfordeling sammenlignet med forsøksvis plasserte heftspenningsblokker etter enkel beregningsmodell i egne diagrammer for alle prøvestykker. Graden av overensstemmelsen mellom forsøk og den enkle modellen varierer.

Fig 12 og 13 viser to tilfeller hvor det er ganske god overensstemmelse mellom observert heftspenningsfordeling og den enkle modellen med konstant heftspenning lik 4,0 MPa over en effektiv lengde bestemt av en kritisk forskyvning lik 0,27 mm.

Fig 12 viser observert og beregnet heftspenningsfordeling for prøve P1 side B. Den teoretiske effektive forankringslengde for P1 er 153 mm. Fig 11 viser at forskyvningen ved enden av prøvestykket på siste lasttrinn før brudd var litt større enn 0,27 mm.

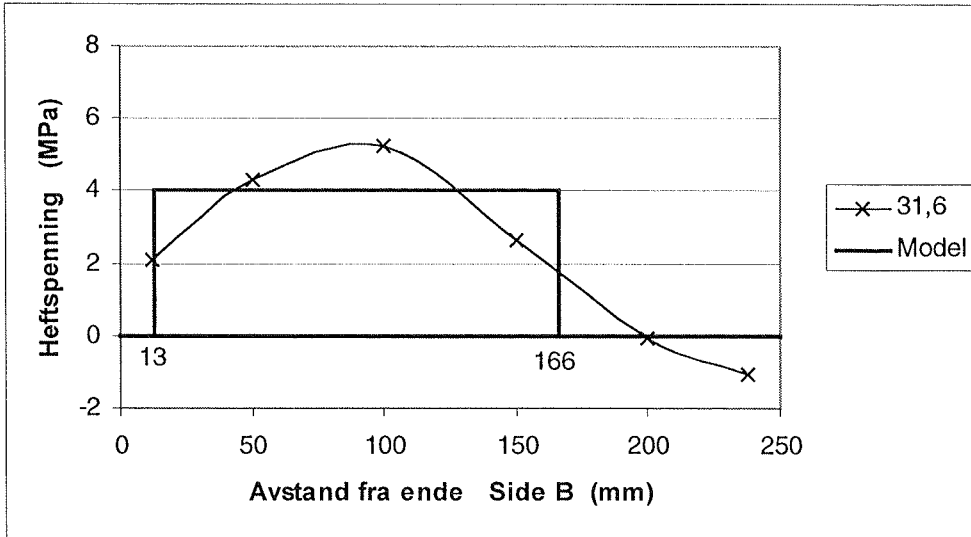


Fig 12 Heftspenningsfordeling i prøve P1 side B ved forankret kraft $F_1 = 31,6$ kN

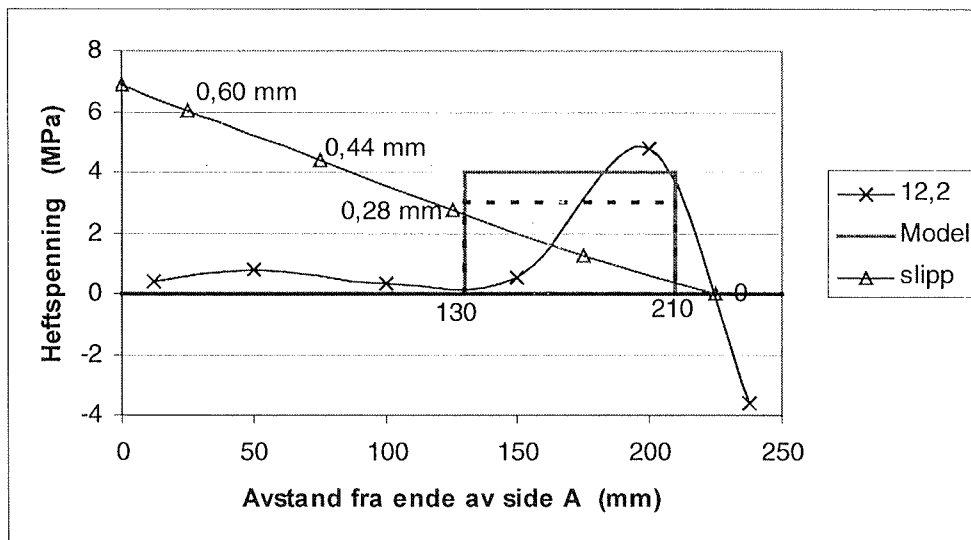


Fig 13 Heftspenningsfordeling i prøve P4 side A ved forankret kraft $F_1 = 12,2$ kN

Fig 13 viser tilsvarende for prøve P4 side A. Teoretisk effektiv forankringslengde for P4 er 80 mm. I figuren er også forskyvningen basert på tøyningmåling og antatt nullpunkt for skjærforskyvningen i avstand 225 mm fra enden tegnet inn. En ser at både observerte og teoretiske heftspenninger er konsentrert til et område hvor skjærforskyvningen er mindre enn den antatte kritiske verdi lik 0,27 mm.

Prøve P4 hadde en del mindre kapasitet enn beregnet, blant annet på grunn av smalere bredde av limfugen mellom bånd og betong. Forventet reduksjon av heftspenningen på grunn av dette er antydnet med stiplede linje.

Fig 14 viser observert og beregnet heftspenningsfordeling for prøve P5 side A, hvor beregningsmodellen stemmer mindre bra med forsøket.

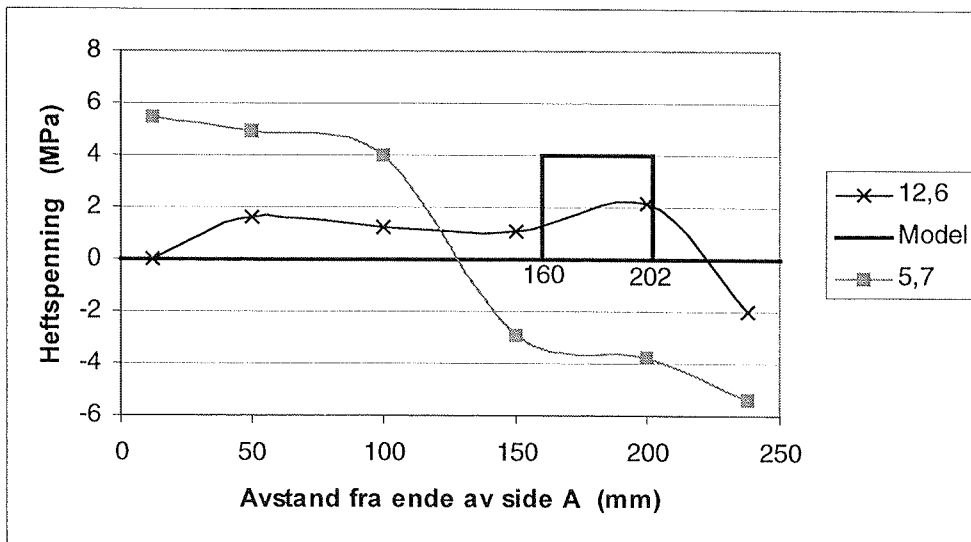


Fig 14 Heftspenningsfordeling i prøve P5 side A ved forankret kraft $F_1 = 12.6$ og 5.7 kN

Fig 14 illustrerer at den observerte heftspenning på lasttrinnet like før brudd, hvor den forankrede kraften er 12.6 kN, fordeler seg med en relativt jevn lav spenning over store deler av limelengden. Dette er i motsetning til en beregnet heftspenning lik 4.0 MPa over en kort lengde lik 42 mm, som gir en beregnet forankringskapasitet lik 8.4 kN.

Prøve P5 var belastet med 5 ganger så stor gjennomgående kraft (F_2) som forankret kraft (F_1). Det betyr at forholdet mellom kreftene i de to endene av forankringsområdet var som $6/5$. Årsaken til at heftspenningen før brudd er relativt lav i høyre halvdel nærmest den minst belastede enden kan være at dette området var belastet med en høy negativ heftspenning på et tidligere stadium av forsøket. Dette illustreres av kurven for heftspenning ved 5.7 kN forankret kraft, som tilsvarer ca 45% av maksimallasten.

Det er sannsynlig at det ble dannet et delamineringsriss med motsatt rettet skjærforskyvning i området med negativ heftspenning i et tidlig stadium av forsøket. Forsøket indikerer at det er mulig å reversere heftspenningene i et slikt område. Det er dog rimelig å anta at sammenhengen mellom skjærspenning og reversert forskyvning ikke er den samme som for monotont ensrettet forskyvning. Da skjærforskyvningen ikke er målt direkte, er det ikke gitt hvilket punkt langs forankringslengden som har null forskyvning i sluttstadiet.

Resultatene for P5 indikerer at heftspenningsfordelingen i stadier nær brudd i forankringsområder med stor gjennomgående kraft er et resultat av en relativt komplisert prosess som ikke kan beskrives i detalj av den enkle beregningsmodellen.

4.4 Pålitelighet

Med de valgte prøvestykker og forsøksoppstilling er en avhengig av at symmetri og sentrisitet opprettholdes gjennom forsøket slik at det ikke oppstår vesentlig rotasjon av prøvestykket med skjevstilling og tendens til utriving av båndene ved prismets hjørner.

Forholdet mellom middelkraften og kreftene i båndene på de to sidene på lasttrinnet før brudd hadde en variasjonskoeffisient for de seks forsøkene på 1,2 % for totalkraften F_3 og 3,6 % for differansekraften F_1 . Dette ansees som tilfredsstillende.

For beregning av heftspenningsfordelingen er en avhengig av pålitelige tøyningmålinger med strekkklapper. Forholdet mellom kreftene i båndene bestemt direkte fra lastregistreringen og beregnete krefter på basis av tøyningmålingene på lasttrinnet før brudd for alle prøver hadde middelverdi 1,0 og variasjonskoeffisienter henholdsvis 2,8 % for lasten P_1 og 1,8 % for lasten P_2 .

Strekkklappene ga i det alt vesentlige fornuftige og systematiske verdier. Alle strekkklapper er i utgangspunktet medregnet i databehandlingen. I noen tilfeller (P4B og P5A og B) ble det registrert noe større tøyninger på første målepunkt innenfor limelengden enn i den mest belastede frie enden av båndet ved noen lasttrinn like før brudd. Virkelig økning av kraften i båndet innover i forankringslengden i denne enden er fysisk umulig. De målte tøyningene må enten skyldes at det er tøyingsgradienter i båndet slik at strekkklappmålingen midt på overflaten ikke gir et representativt mål for gjennomsnittstøyningen i båndet eller at giveren gir et signal med en moderat feil.

Det er derfor foretatt en korleksjon av resultatene for de nevnte tilfeller ved å innføre som betingelse at tøyninger innenfor forankringslengden ikke skal være større enn de målte tøyningene utenfor den mest belastede enden. Modifiserte diagrammer for kraft og heftspenningsfordeling er medtatt som supplerende figurer merket M i Appendix A. Modifikasjonen gir mer rimelig heftspenningsfordeling, men har ellers liten betydning for hovedresultatene.

4.5 Dimensjoneringsregler

Forsøkene gir et godt utgangspunkt for å utvikle dimensjoneringsregler for forankring av eksterne fiberarmering f. eks for forsterkning av bjelken som vist i Fig 1. Regler for kontroll av forankring i områder med stor gjennomgående kraft er spesielt viktig for å sikre mot rakning av samvirket fra områder av bjelker representert ved detalj B i fig 1, hvor den interne stålarmingen kan være i flytetilstand slik at den eksterne elastiske fiberarmeringen må overføre hele kraftendringen i strekksonen.

Den gjennomførte serien er imidlertid svært begrenset både i antall og parametervariasjon. Følgende forhold bør undersøkes nærmere:

- Inflytelse av betongkvalitet. Det antas at heftfastheten er tilnærmet proporsjonal med betongens strekkfasthet, men interlamært brudd i fiberbåndet kan oppstå.
- Inflytelse av fiberbåndets stivhet (tykkelse og E-modul). Er det slik at den kritiske forankringslengden kan baseres på en unik verdi av den kritiske skjærforskyvningen?
- Innflytelse av breddeforhold bånd/limfuge/betong. Forsøket viser at dette har betydning.
- Forankringskapasitet ved enda høyere gjennomgående spenninger enn i forsøket. Utnyttelse av båndets strekkfasthet opp mot 2000 Mpa kan være aktuelt.
- Kapasitet ved repeterte laster. Er samvirket sårbart for reverserte skjærforskyvninger?
- Kapasitet ved dynamisk last. Er samvirket sprøtt med liten evne til energioptak?

5 Sammendrag og Konklusjoner

Forsøkene omfatter 6 forankringsforsøk hvor 2 stk karbonfiberbånd med tykkelse/bredde 1,2/50 mm limt med 2 mm tykt lag epoxy lim til to motstående sider av et betongprisme med sideflate bredde/lengde 150/250 mm ble belastet med varierende kombinasjon av gjennomgående strekkrefter i båndene og forankringskrefter mellom prisme og bånd. Det gjennomgående strekket ble påført ved innspenning av fiberbåndene i en strekk maskin. Forankringskraften ble påført som trykkraft mot prismet med fiberbåndene som mothold. Forholdet mellom forankret kraft og gjennomgående kraft i båndene ble variert.

Den vanligste bruddtypen var skjærriss i betongen parallelt overflaten (delamineringsriss) slik at et 1 – 2 mm tykt lag av betongen ble sittende igjen på båndet. Den prosentvise andelen av lime-lengden (250 mm) med betongbrudd varierte mellom 24 og 100 % med gjennomsnitt 85 % for alle prøver. Bredden av betongbruddet var gjennomsnittlig 70 mm i prøver hvor overskuddslim på sidene av båndet ikke ble fjernet. For prøve P4, hvor det meste av overskuddslimet ble fjernet, var bredden av betongbruddet tilnærmet lik båndbredden 50 mm. På de resterende deler av lime-lengdene skjedde bruddet i overgangen mellom lim og bånd slik at limet og (som regel) et tynt lag karbonfibre ble sittende igjen på prismet.

Forsøkene viste en meget klar tendens til at forankringskapasiteten avtar med økende gjennomgående kraft. Heftspenningen ved brudd beregnet på teoretisk kontaktflate 50 x 250 mm ble redusert fra ca 2,6 til 0,5 MPa når strekkspenningen i karbonfiberbåndene i den minst belastede enden ble økt fra tilnærmet 0 til ca 1200 MPa.

Hovedtendensen i forsøkene er rimelig godt beskrevet med en enkel beregningsmodell basert på at heftspenningen ved brudd kan antas konstant over en netto effektiv forankringslengde begrenset av at skjærforskyvningen i delamineringsrisset i betongen ikke overskrider en kritisk grense. En aktuell kombinasjon av beregningsverdier som gir god overensstemmelse med observerte forankringskapasiteter, er en heftfasthet $f_{bf} = 4,0$ MPa kombinert med kritisk forskyvning $S_{f,cr} = 0,27$ mm.

Beregningsmodellen gir en kritisk forankringslengde i et forankringsområde med en passiv ende lik 166 mm og en forankringskapasitet på 33,2 kN tilsvarende en strekkspenning på 553 MPa i det 1,2 mm tykke karbonfiberbåndet. Dette tilsvarer ca 25 % av fiberbåndets strekkapasitet, som er av samme størrelsesorden som rapportert i litteraturen for bånd med tilsvarende stivhet og fasthet.

Beregningsmodellens prediksjon av en tilnærmet konstant heftspenning, men en stadig kortere effektiv forankringslengde ved økende gjennomgående strekkspenning i båndene stemmer brukbart med forsøksresultatene for prøve P1 – P4 hvor forholdet mellom gjennomgående og forankret kraft er mindre eller lik 2.

Resultatene for P5 og P6 indikerer at heftspenningsfordelingen i stadier nær brudd i forankringsområder med stor gjennomgående kraft ($F_2/F_1 \geq 5$) er et resultat av en relativt komplisert prosess med reverserte skjærforskyvninger og heftspenninger som ikke kan beskrives i detalj av den enkle beregningsmodellen.

Appendix A Resultatdiagrammer for prøve P1 – P6

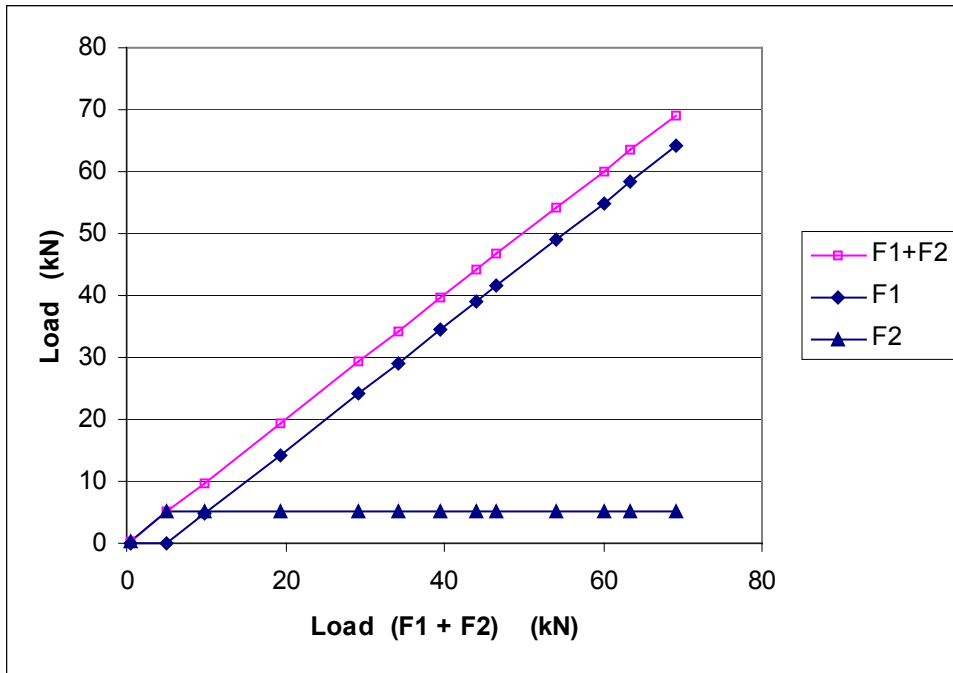


Fig A.1.1 Loading of specimen P1

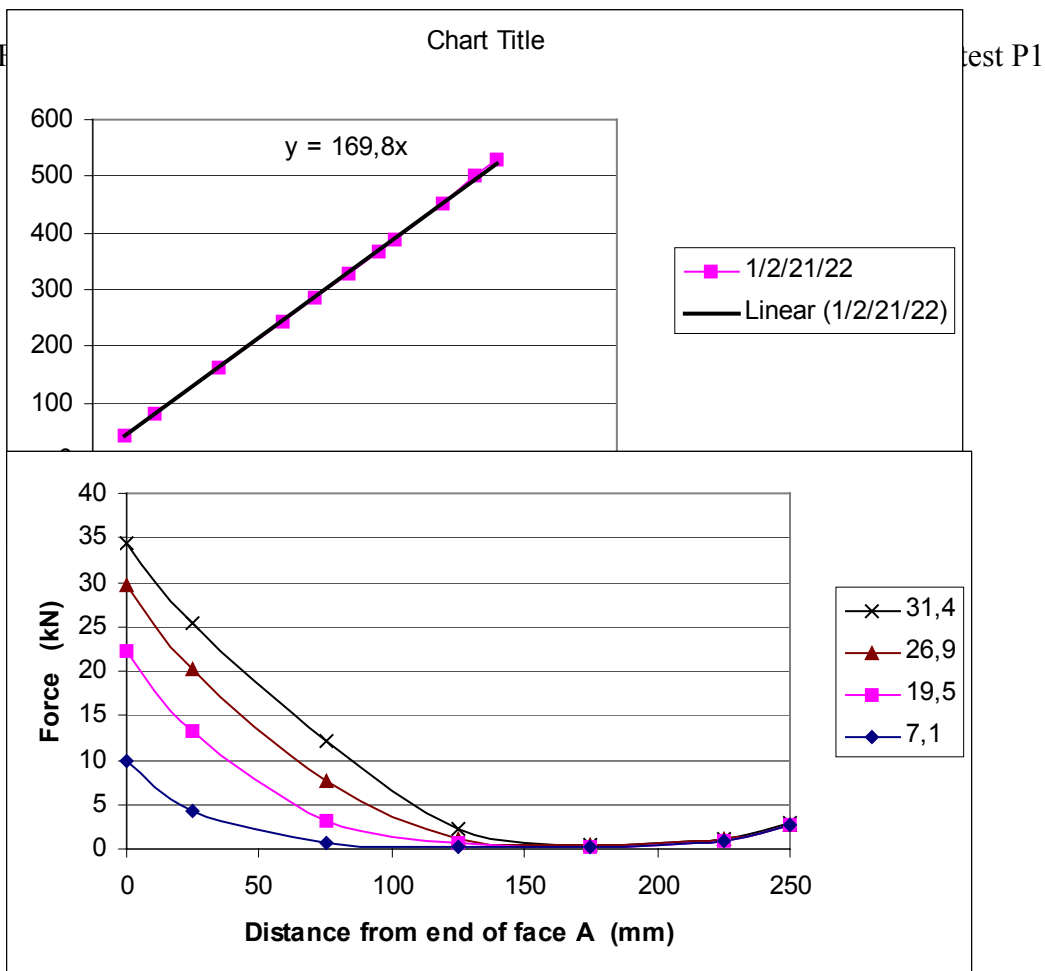


Fig A.1.3 Force distribution in CFRP plate at face A, specimen P1
 Legend: Anchor force (kN)

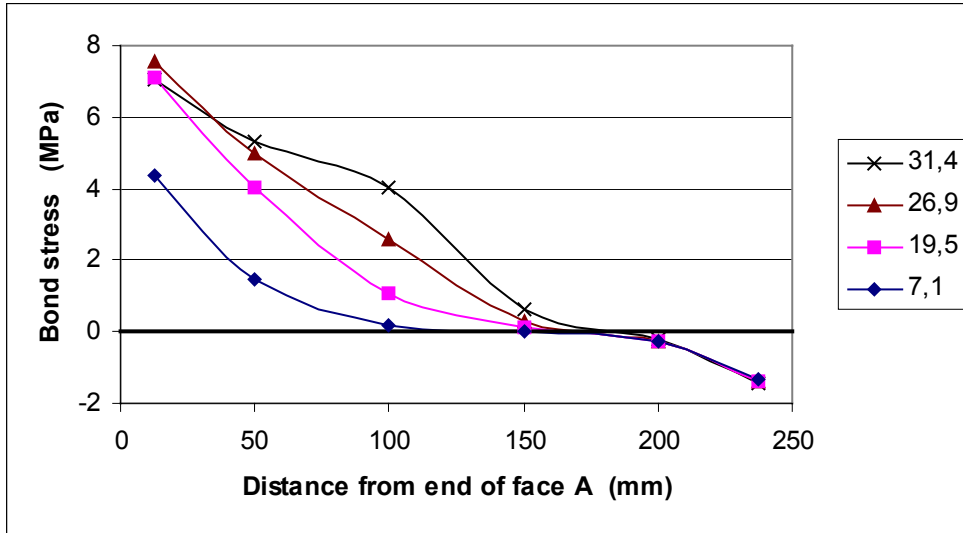


Fig A.1.4 Bond stress along CFRP plate at Face A, specimen P1
 Legend: Anchor force (kN)

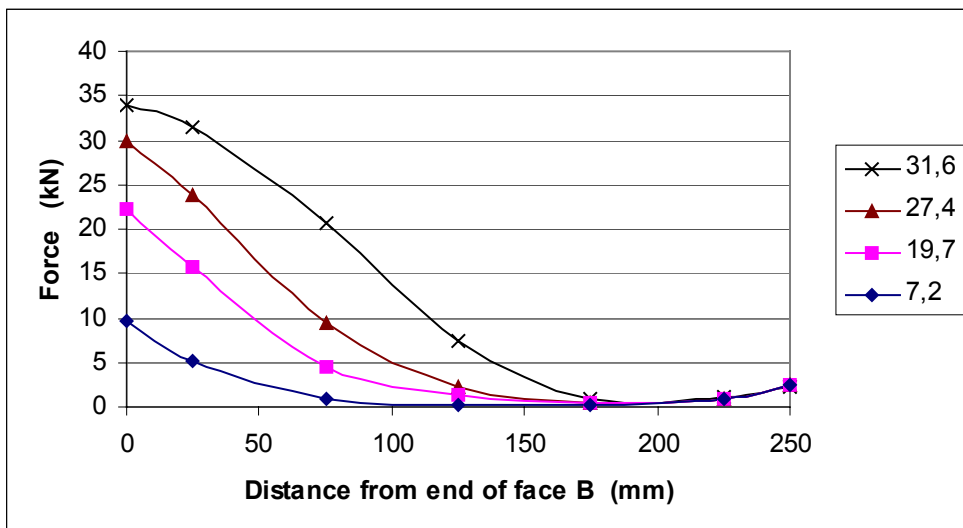


Fig A.1.5 Force distribution in CFRP plate at face B, specimen P1
 Legend: Anchor force (kN)

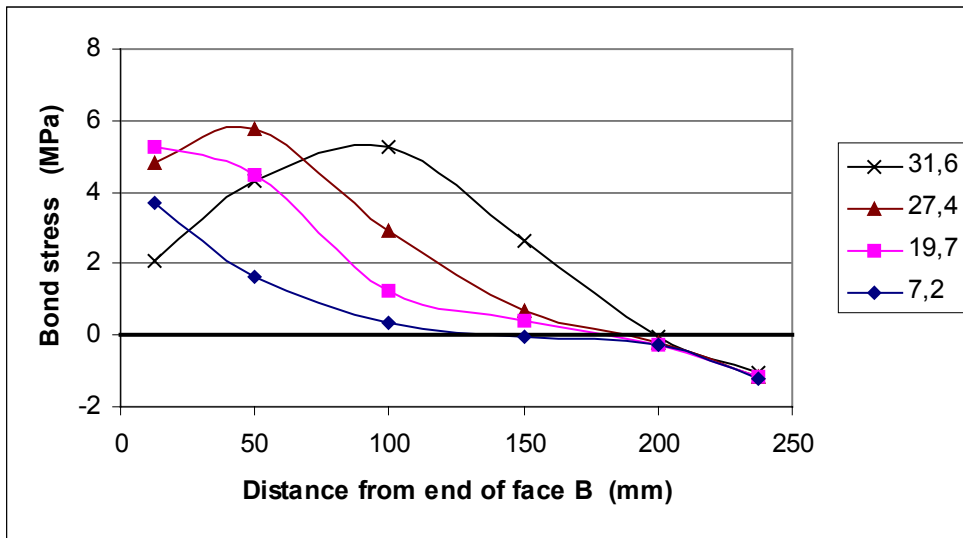


Fig A.1.6 Bond stress along CFRP plate at Face B, specimen P1
 Legend: Anchor force (kN)

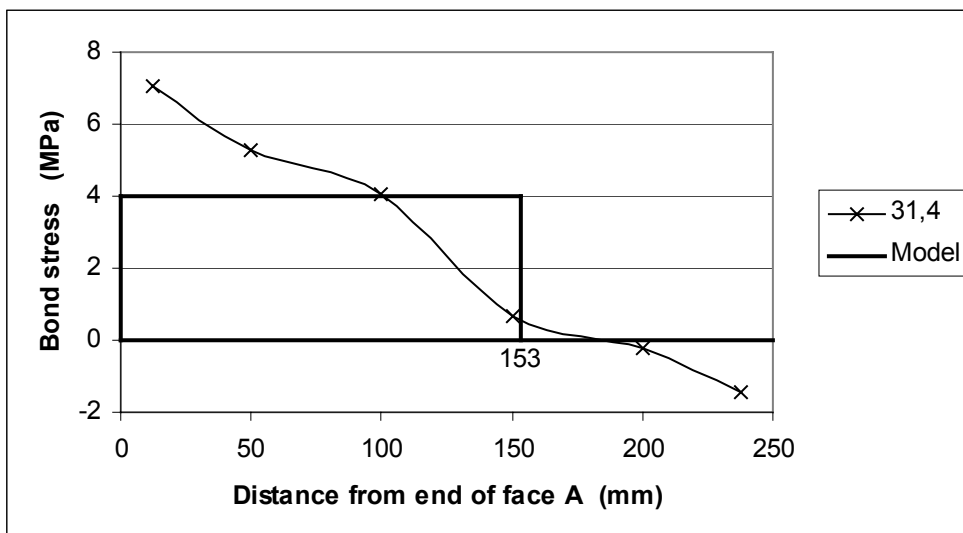


Fig A.1.7. Bond stress distribution before failure compared with model, P1/A
 Legend: Anchor force (kN)

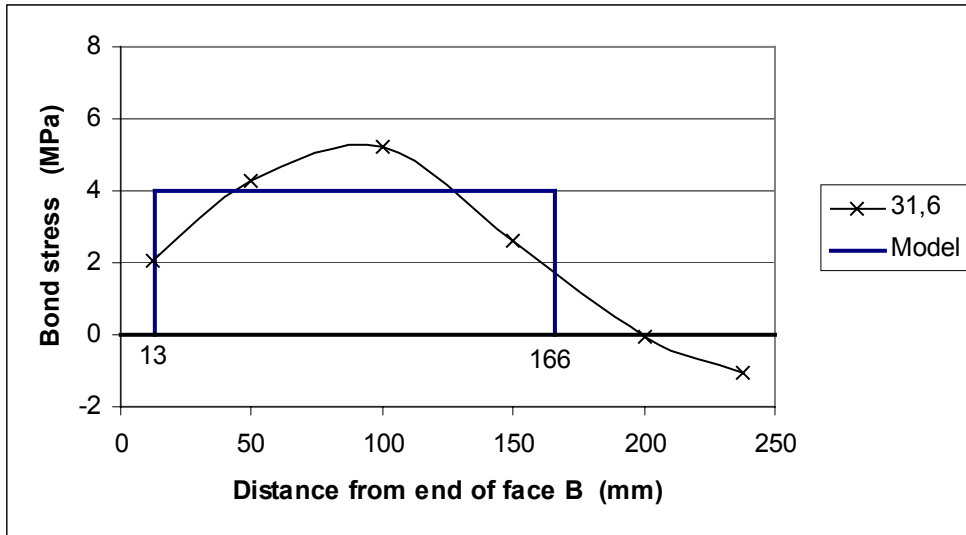


Fig A.1.8 Bond stress distribution before failure compared with model, P1/B
 Legend: Anchor force (kN)

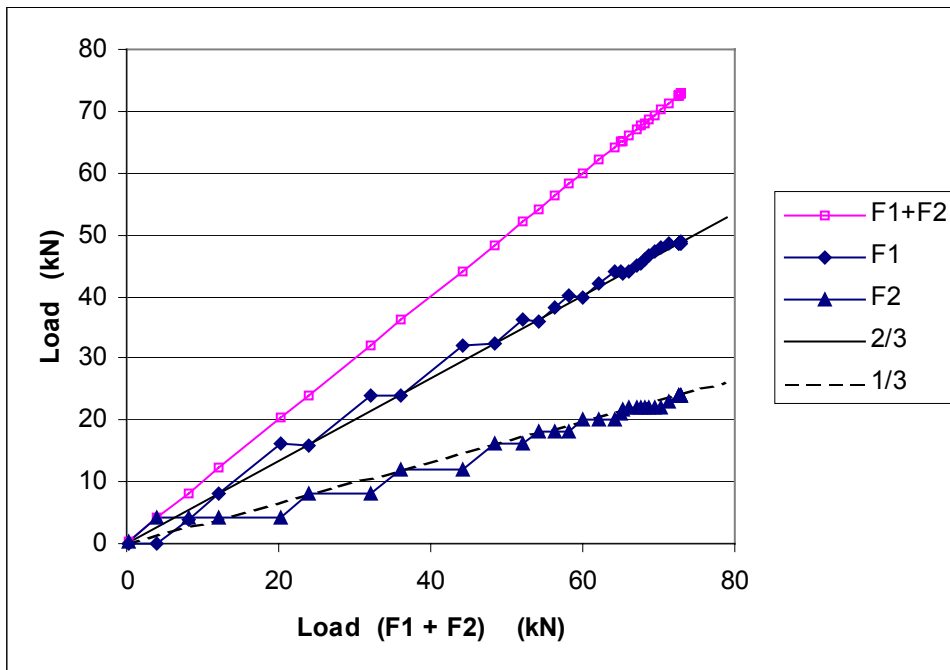


Fig A.2.1 Loading of specimen P2

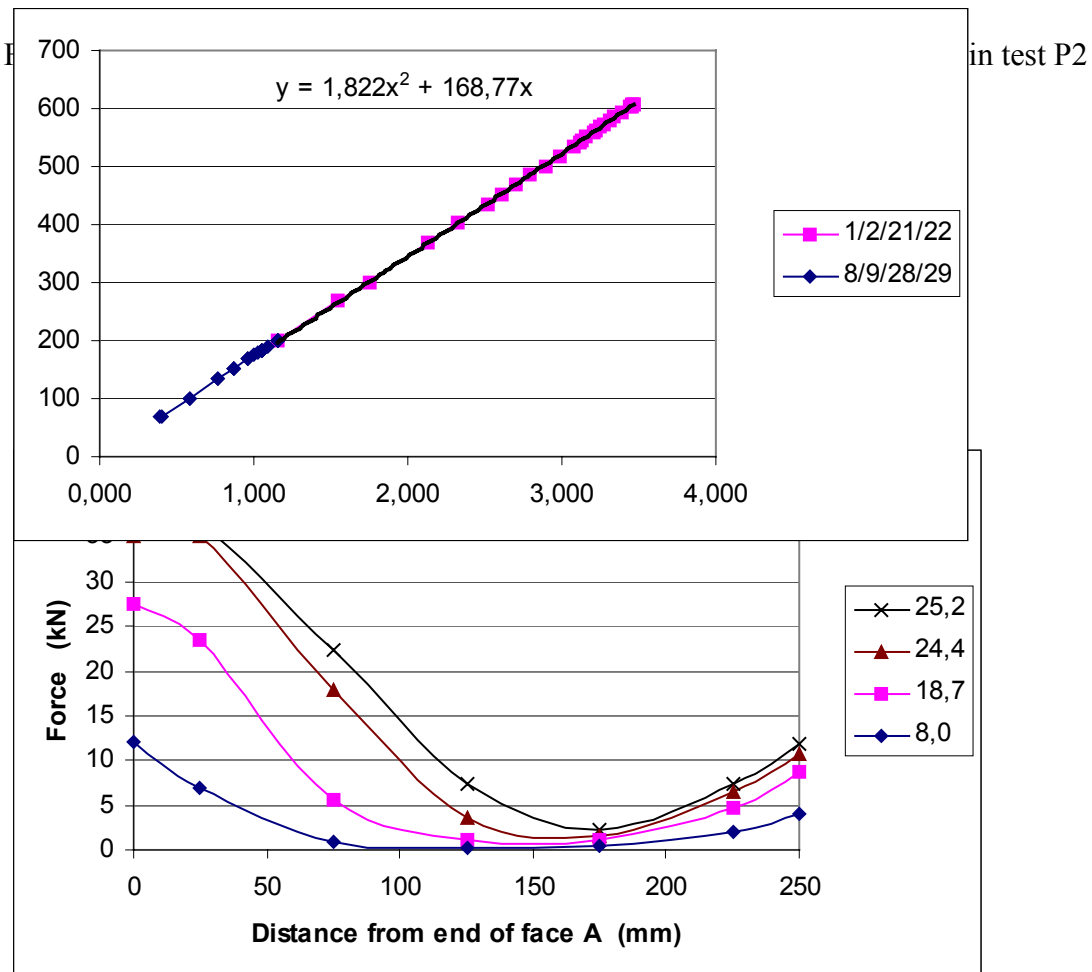


Fig A.2.3 Force distribution in CFRP plate at face A, specimen P2
 Legend: Anchor force (kN)

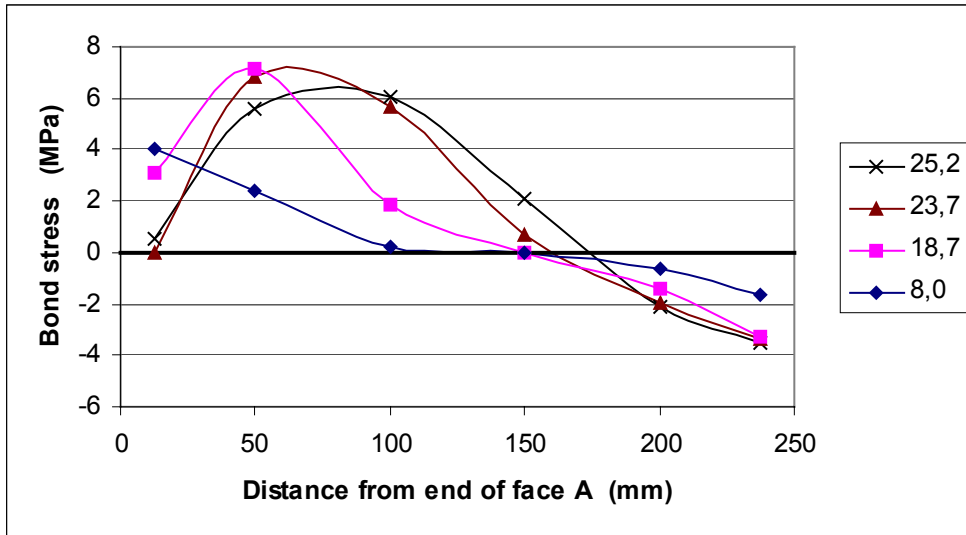


Fig A.2.4 Bond stress along CFRP plate at Face A, specimen P2
 Legend: Anchor force (kN)

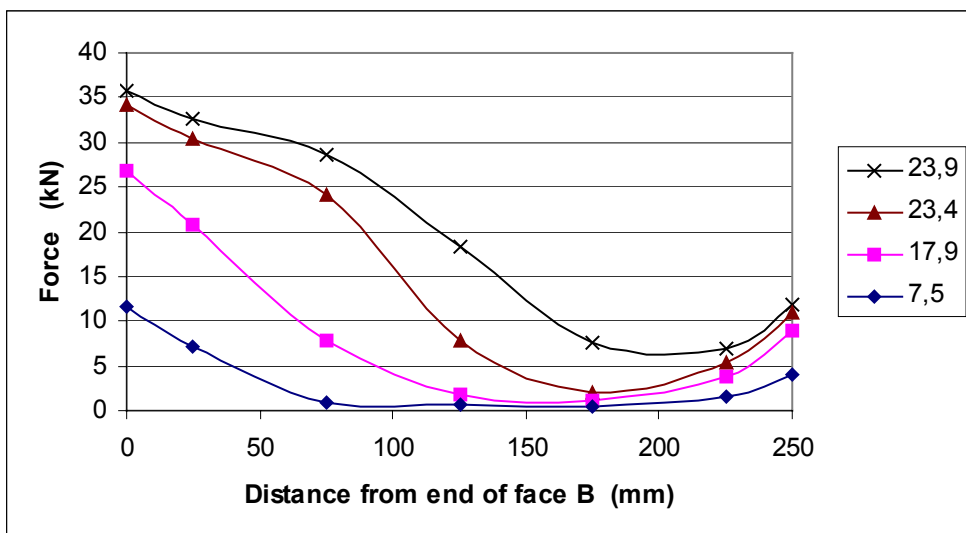


Fig A.2.5 Force distribution in CFRP plate at face B, specimen P2
 Legend: Anchor force (kN)

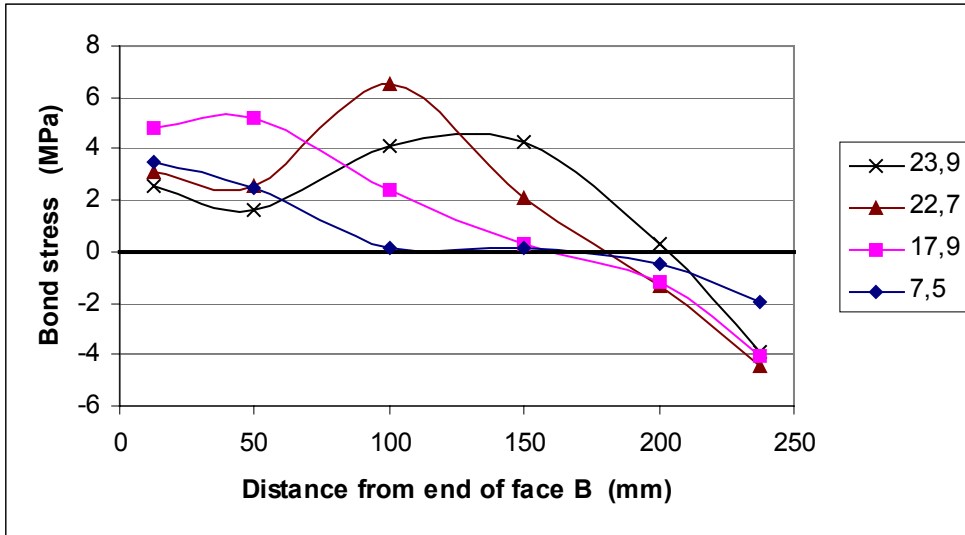


Fig A.2.6 Bond stress along CFRP plate at Face B, specimen P2
 Legend: Anchor force (kN)

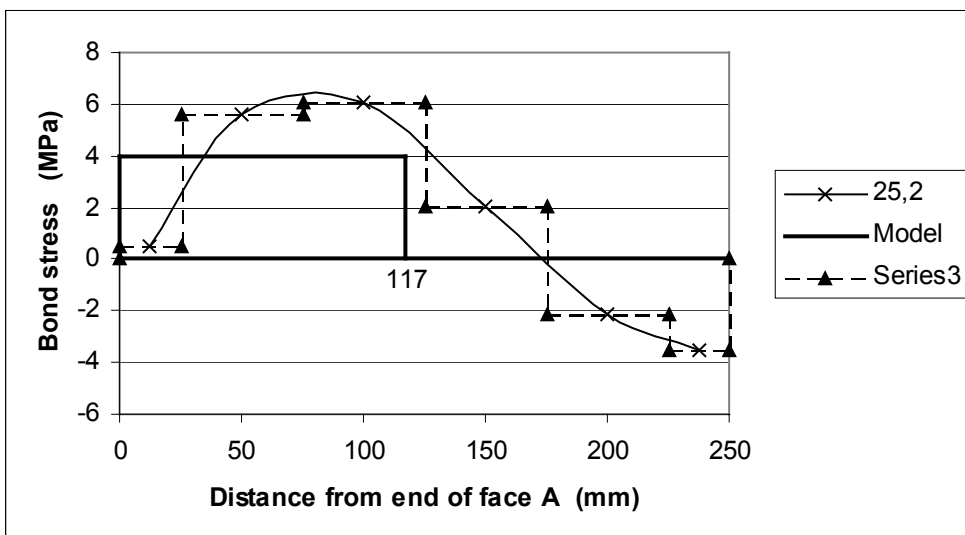


Fig A.2.7. Bond stress distribution before failure compared with model, P2/A
 Legend: Anchor force (kN)

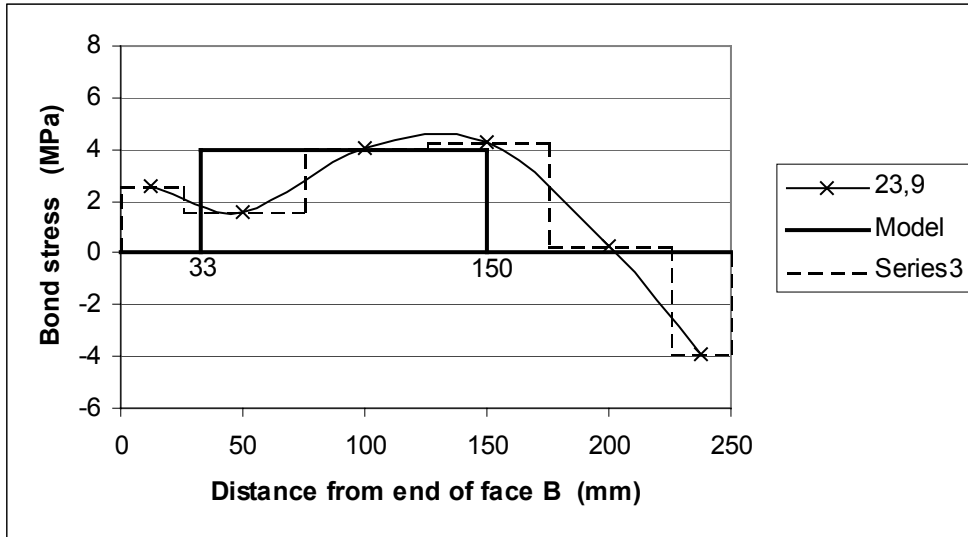


Fig A.2.8 Bond stress distribution before failure compared with model, P2/B
 Legend: Anchor force (kN)

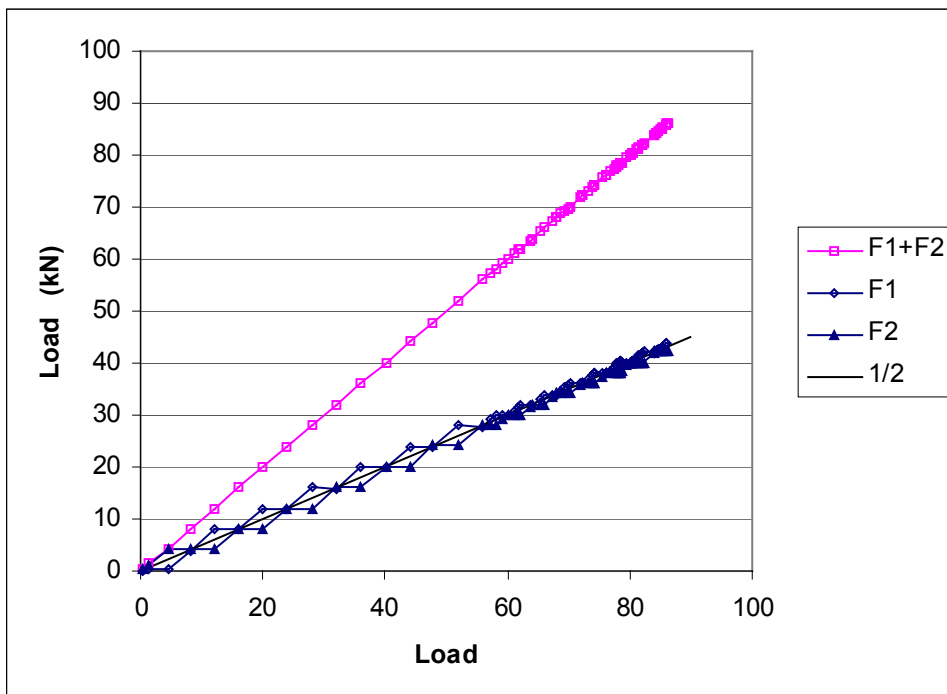


Fig A.3.1 Loading of specimen P3

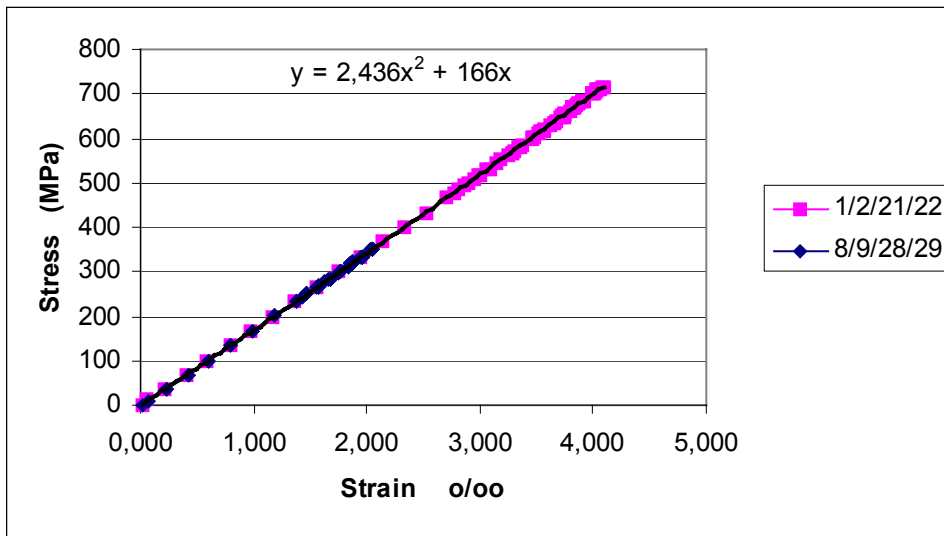
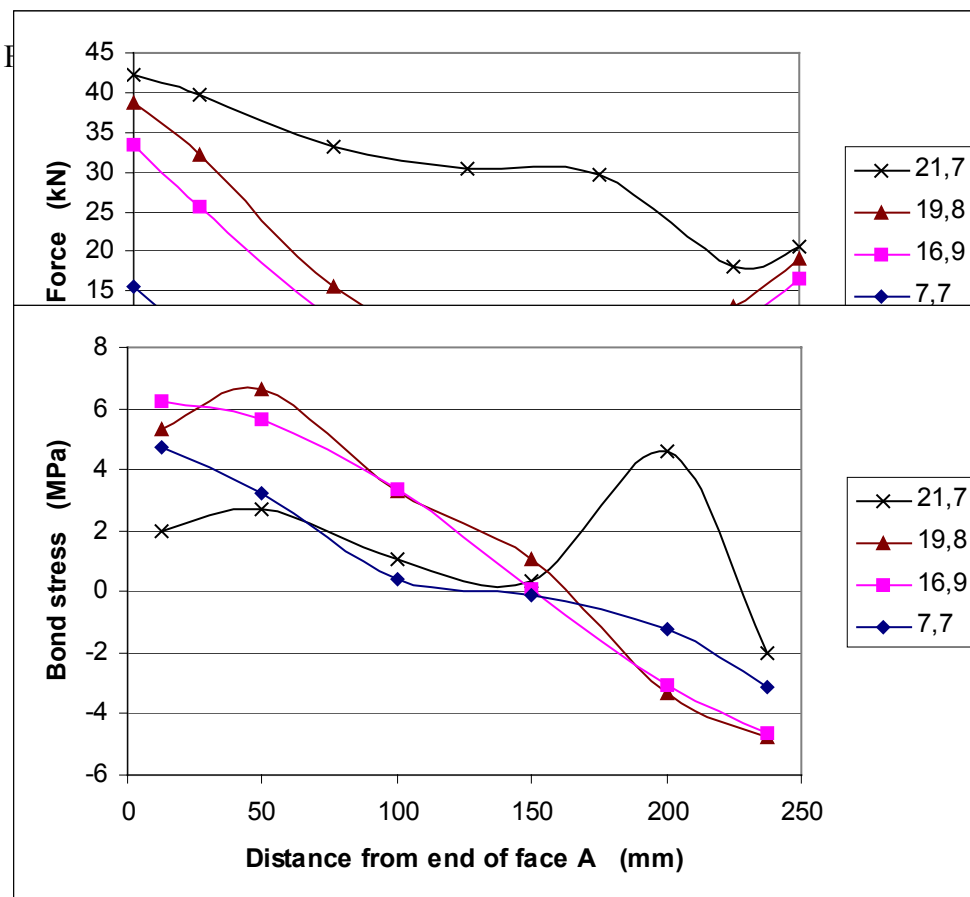

 Fig A.3.2 Stress strain diagrams and regression curves for CFRP plates in test P3
 Legend: Strain gauge numbers


Fig A.3.4 Bond stress along CFRP plate at Face A, specimen P3
 Legend: Anchor force (kN)

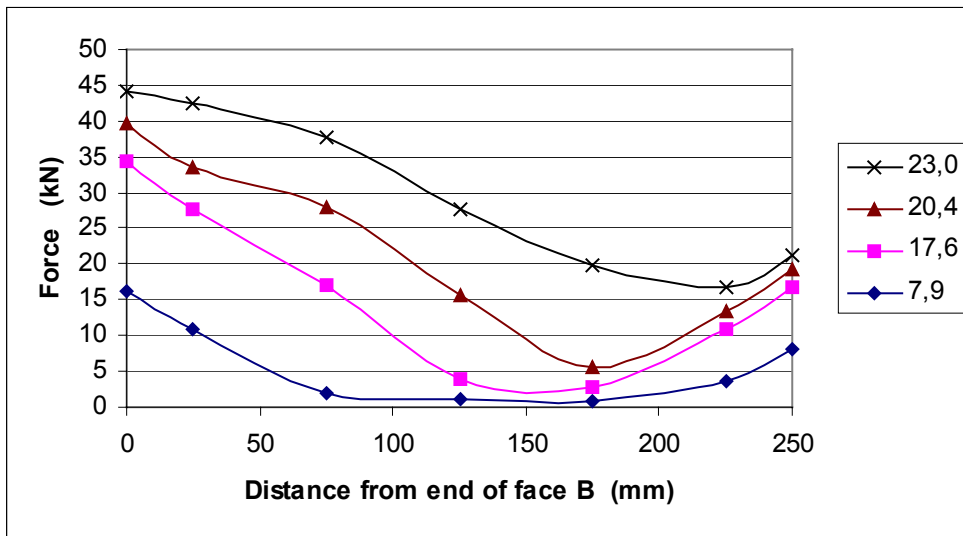


Fig A.3.5 Force distribution in CFRP plate at face B, specimen P3
 Legend: Anchor force (kN)

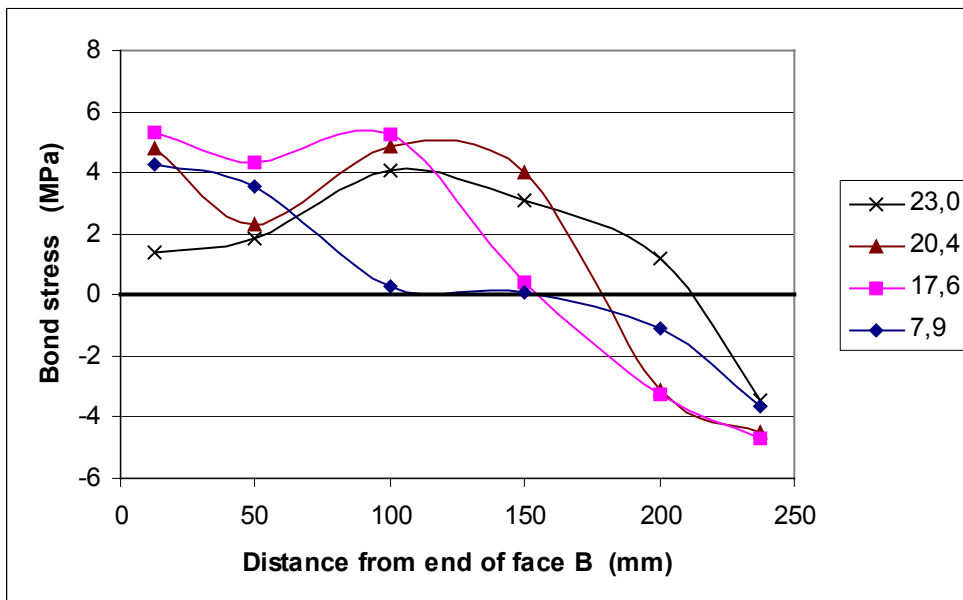


Fig A.3.6 Bond stress along CFRP plate at Face B, specimen P3
 Legend: Anchor force (kN)

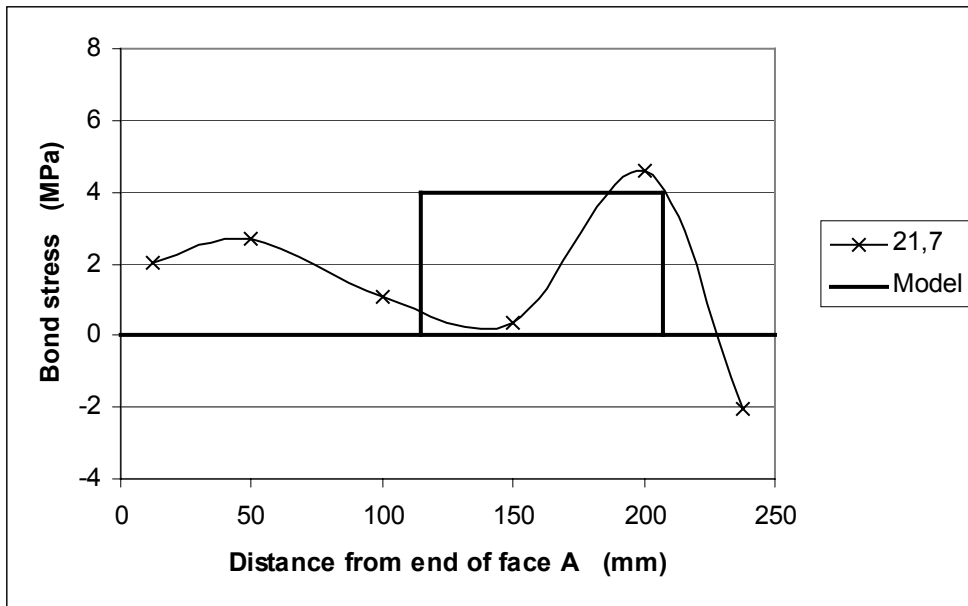


Fig A.3.7. Bond stress distribution before failure compared with model, P3/A
 Legend: Anchor force (kN)

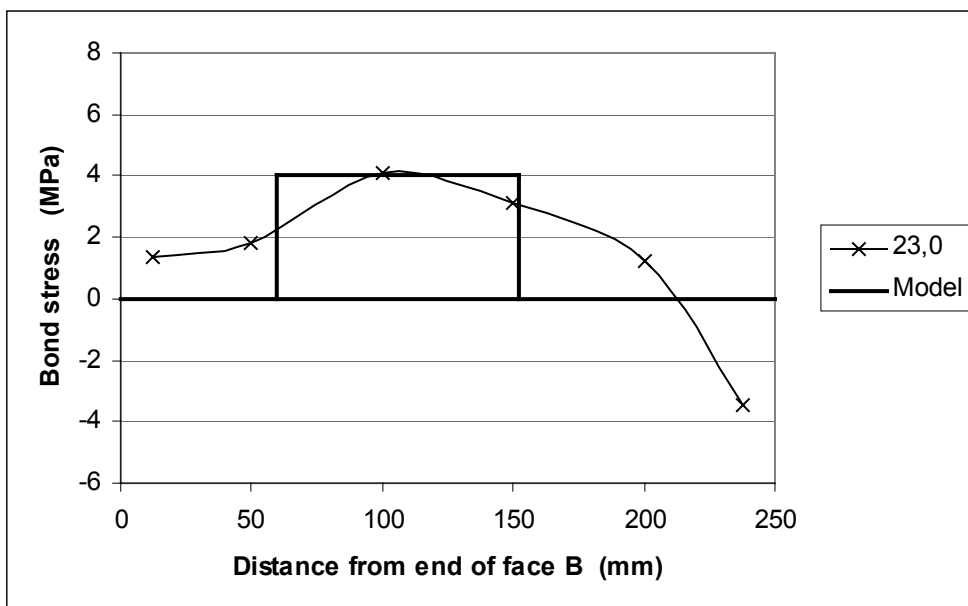


Fig A.3.8 Bond stress distribution before failure compared with model, P3/B
Legend: Anchor force (kN)

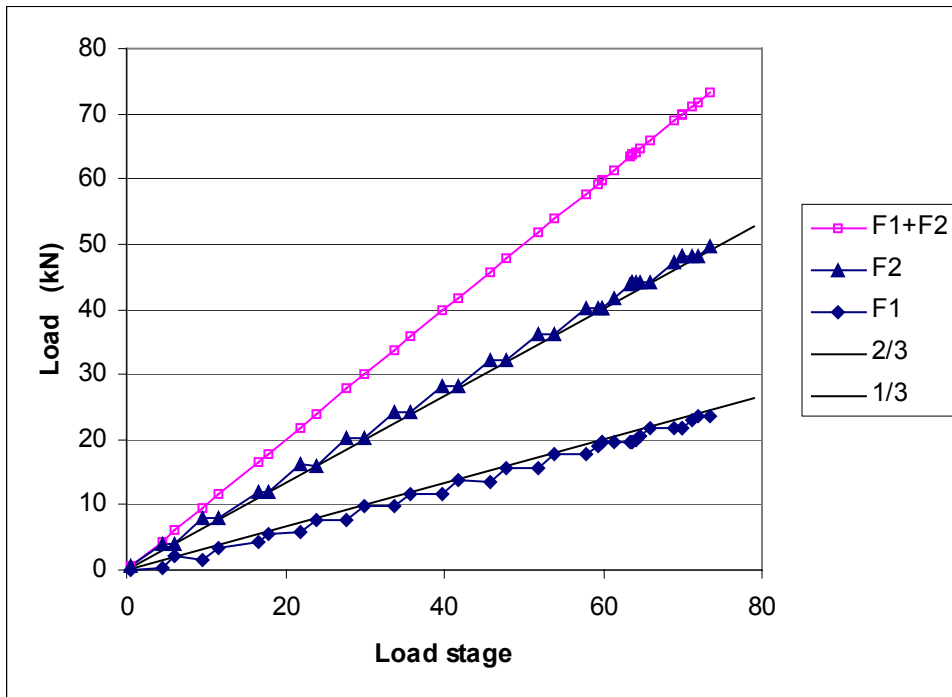


Fig A.4.1 Loading of specimen P4

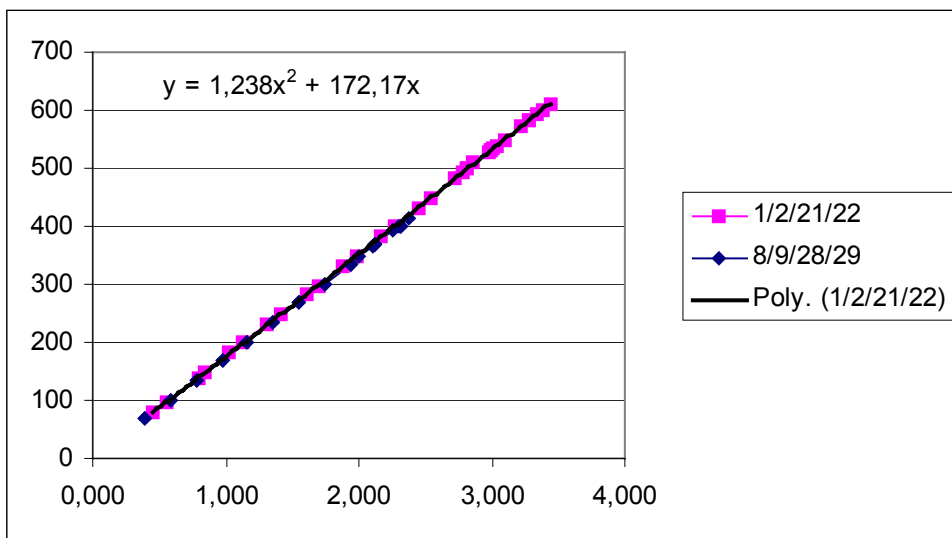


Fig A.4.2 Stress strain diagrams and regression curve for CFRP plates in test P4
Legend: Strain gauge numbers

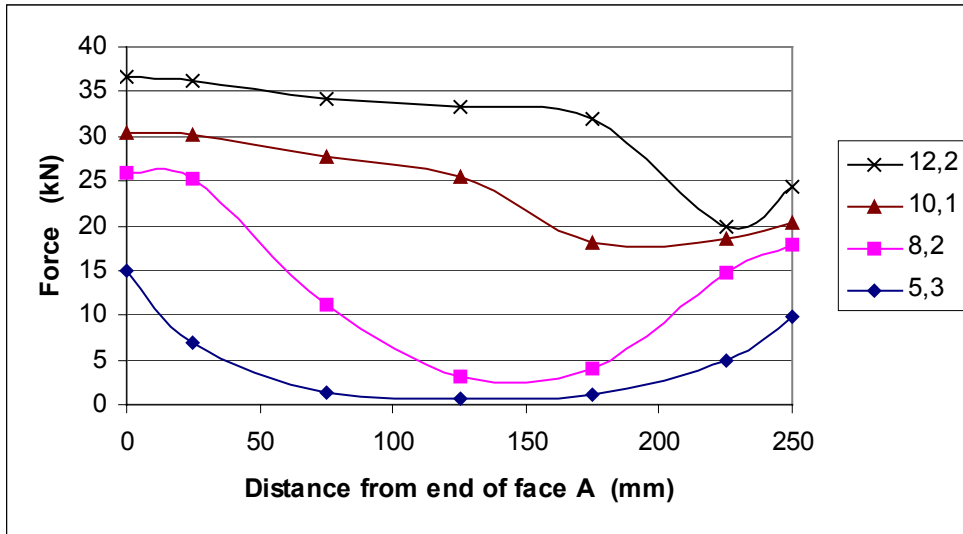


Fig A.4.3 Force distribution in CFRP plate at face A, specimen P4
 Legend: Anchor force (kN)

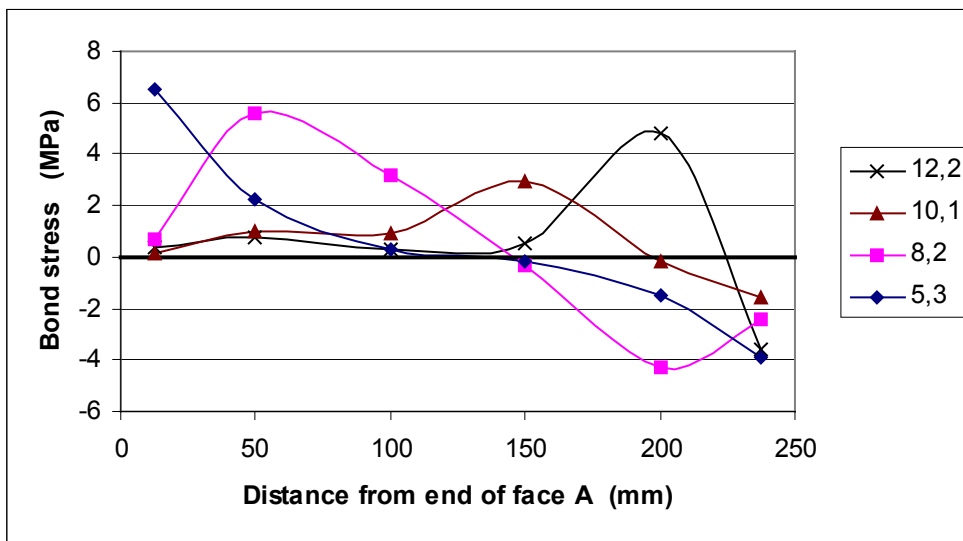


Fig A.4.4 Bond stress along CFRP plate at Face A, specimen P4
 Legend: Anchor force (kN)

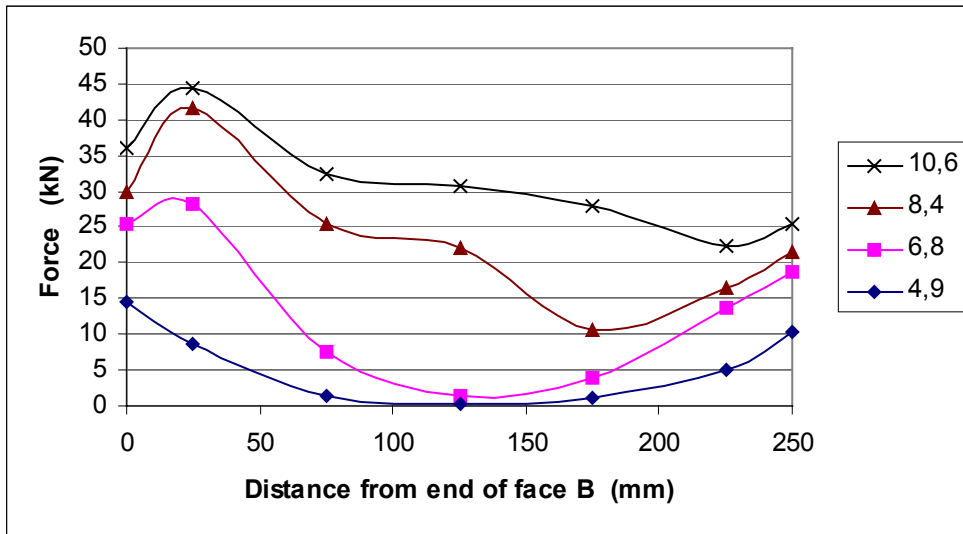


Fig A.4.5 Force distribution in CFRP plate at face B, specimen P4
 Legend: Anchor force (kN)

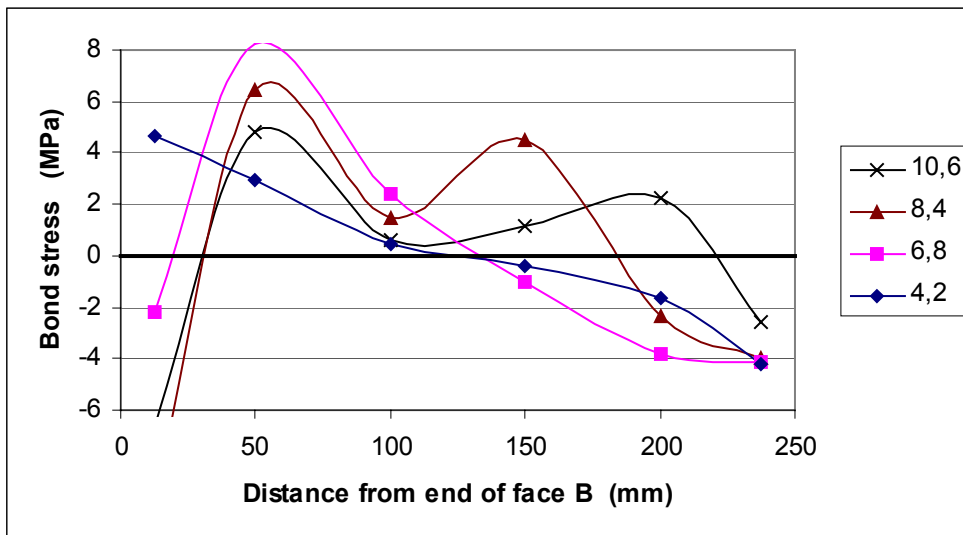


Fig A.4.6 Bond stress along CFRP plate at Face B, specimen P4
 Legend: Anchor force (kN)

Modified diagrams.

Measured larger strain at distance 25 mm from end than in the free plate outside is probably due to malfunction of strain gauge No 27. In the following modified diagrams a linear decrease of the strain from the end of face B to the gauge at distance 75 mm from the end is assumed.

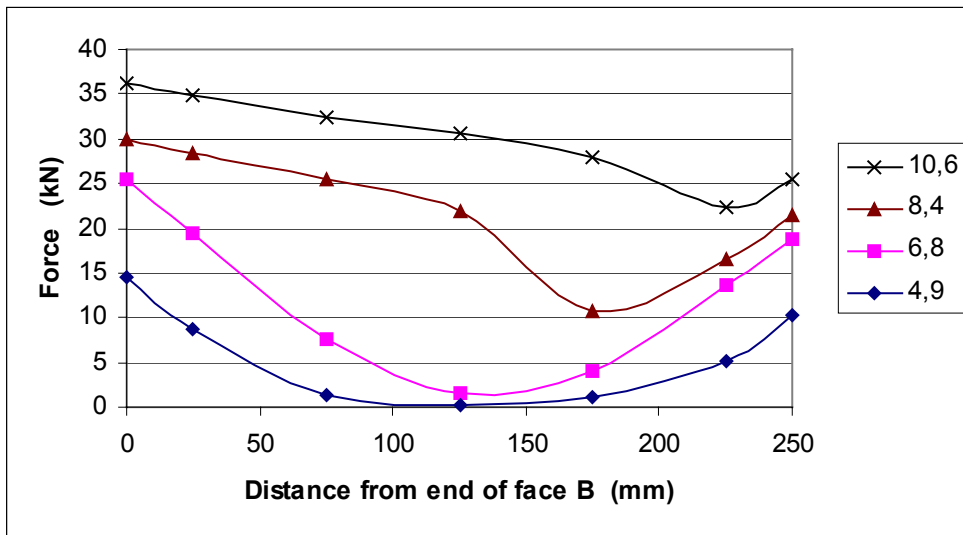


Fig A.4.5M Modified force distribution in CFRP plate at face B, specimen P4
Legend: Anchor force (kN)

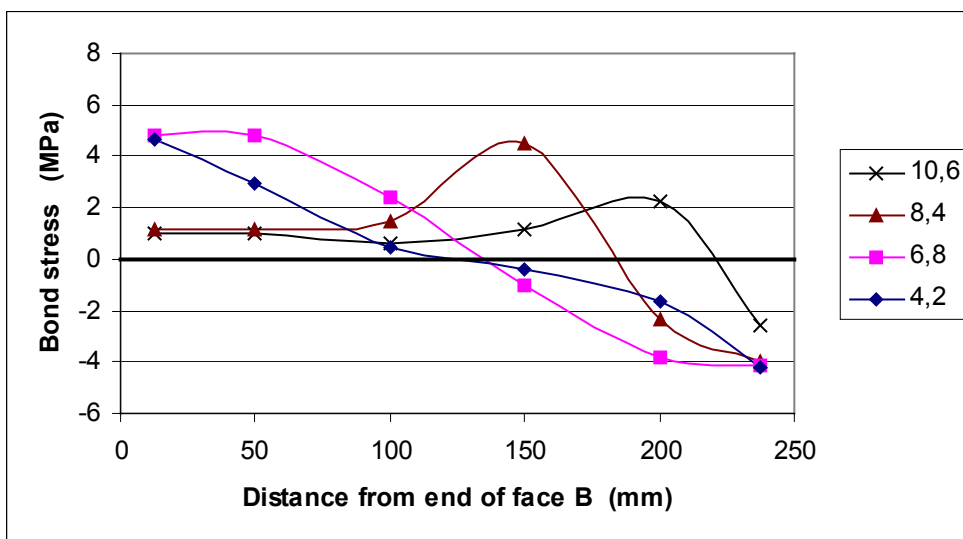


Fig A.4.6.M Modified bond stress along CFRP plate at Face B, specimen P4
Legend: Anchor force (kN)

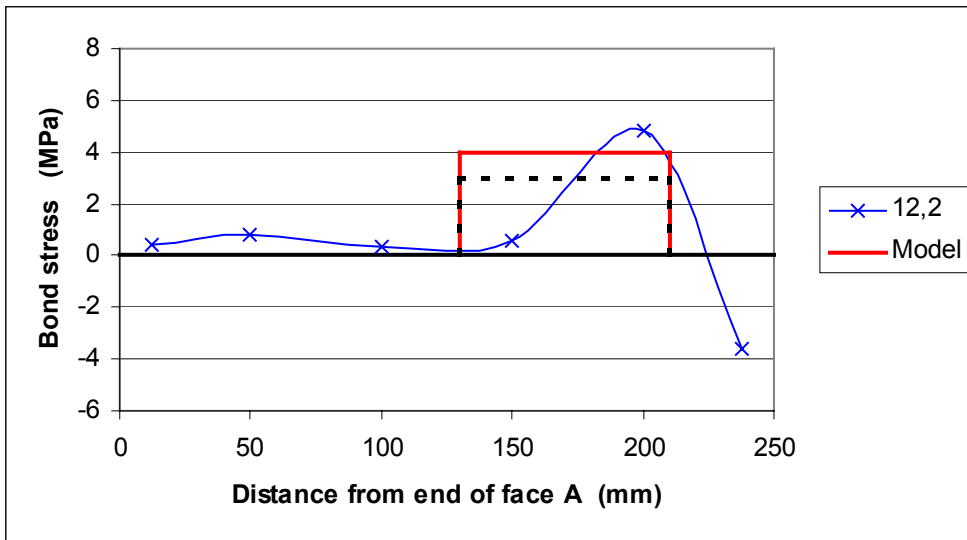


Fig A.4.7. Bond stress distribution before failure compared with model, P4/A
 Legend: Anchor force (kN)

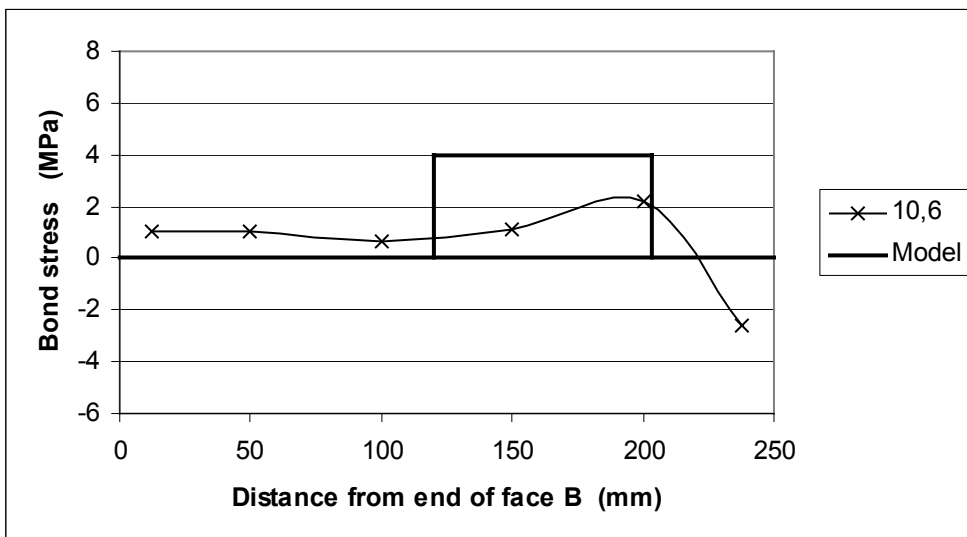


Fig A.4.8 Bond stress distribution before failure compared with model, P4/B
 Legend: Anchor force (kN) (Based on modified diagram)

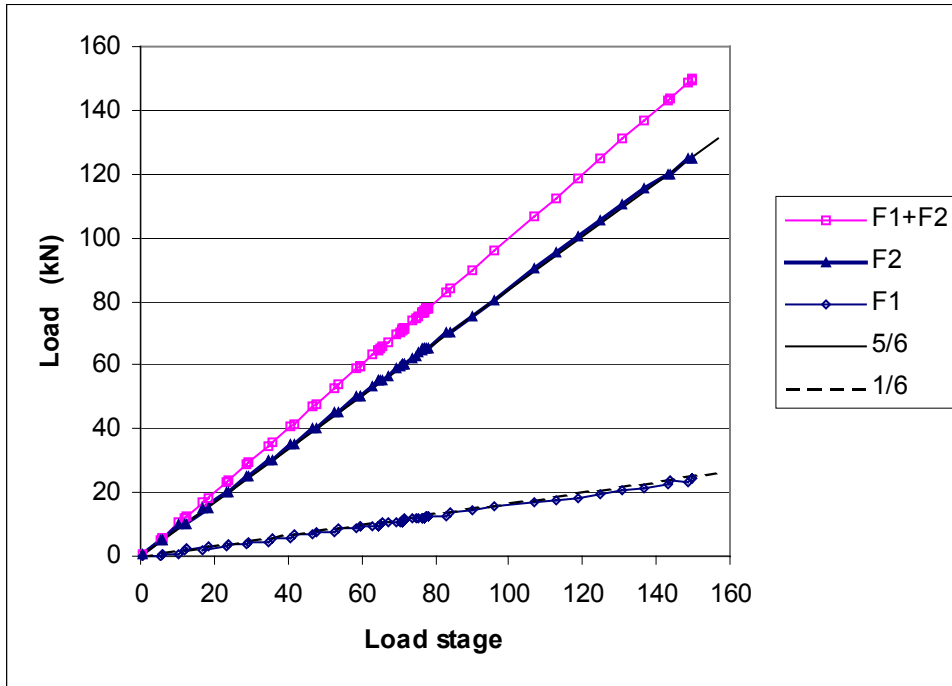


Fig A.5.1 Loading of specimen P5

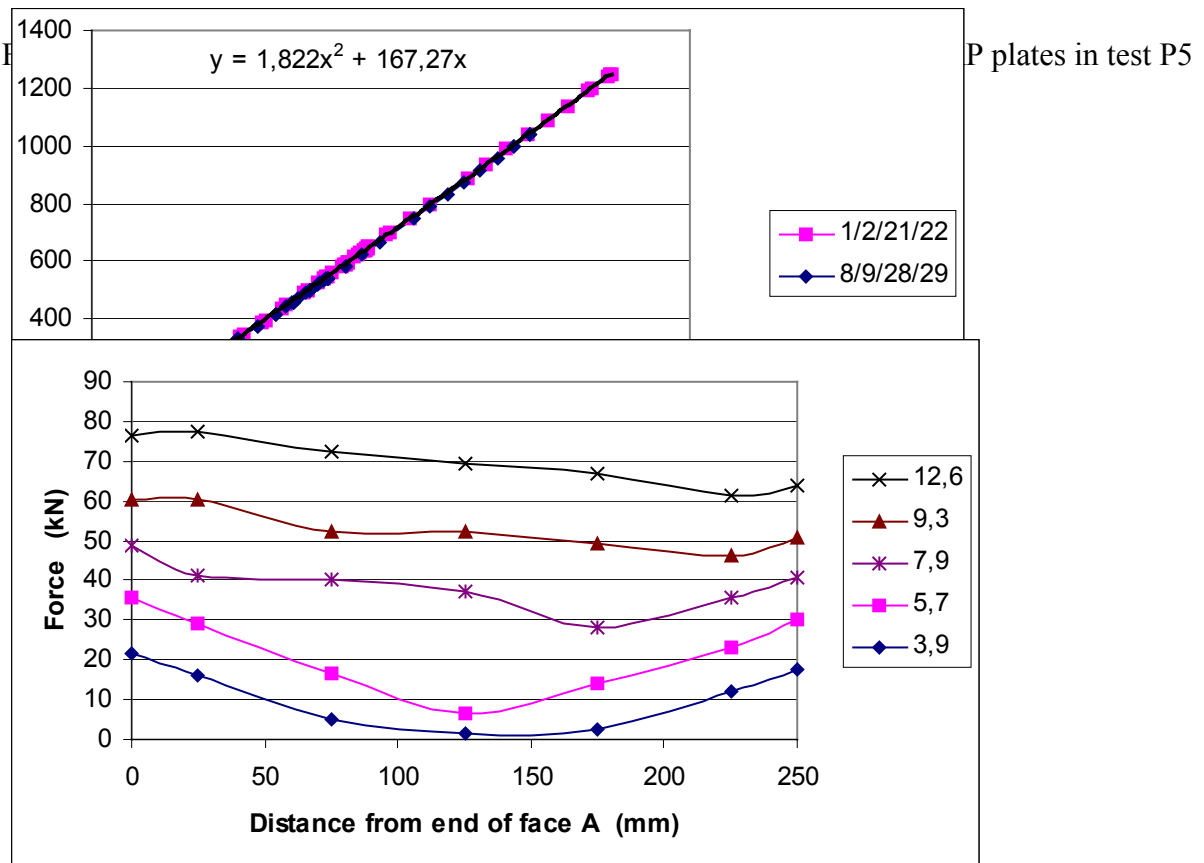


Fig A.5.3 Force distribution in CFRP plate at face A, specimen P5
 Legend: Anchor force (kN)

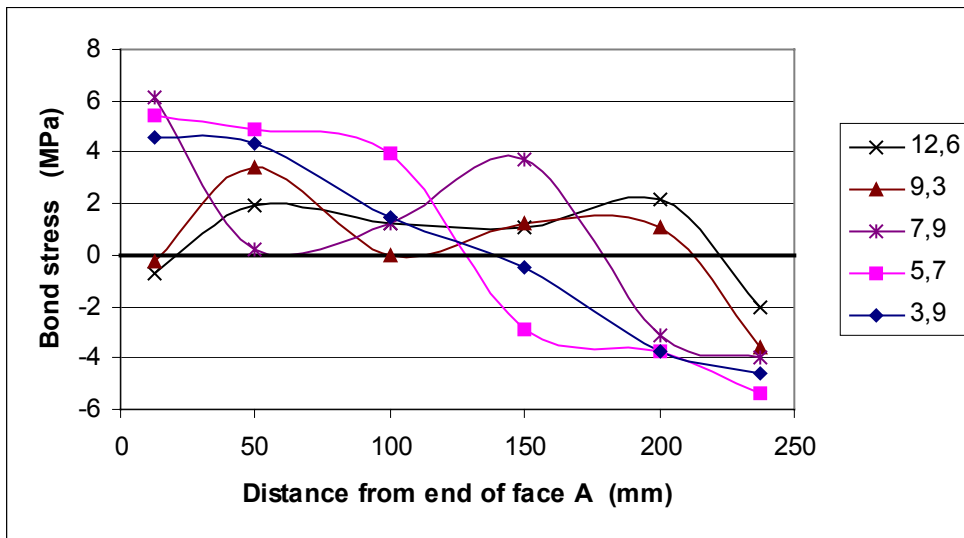


Fig A.5.4 Bond stress along CFRP plate at Face A, specimen P5
 Legend: Anchor force (kN)

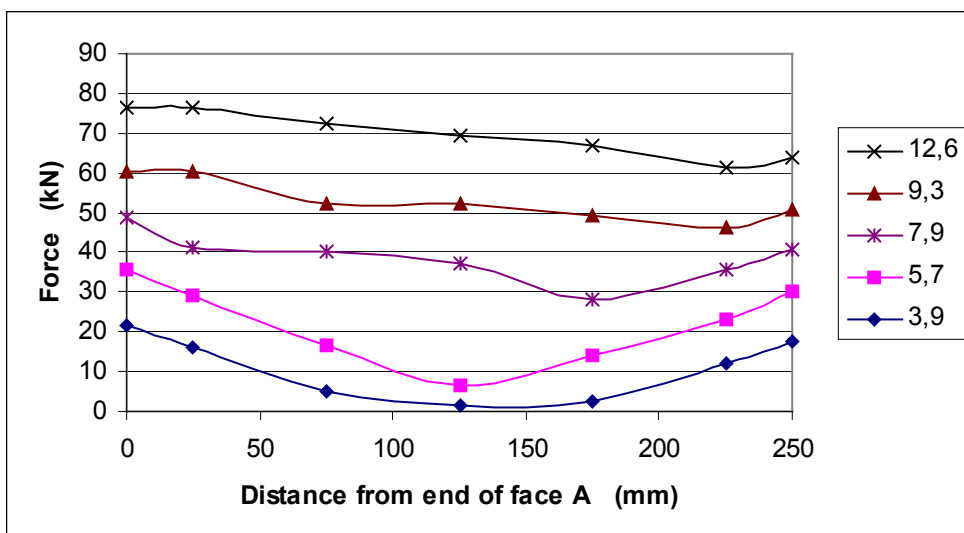


Fig A.5.3.M Modified force distribution in CFRP plate at face A, specimen P5
 Legend: Anchor force (kN)

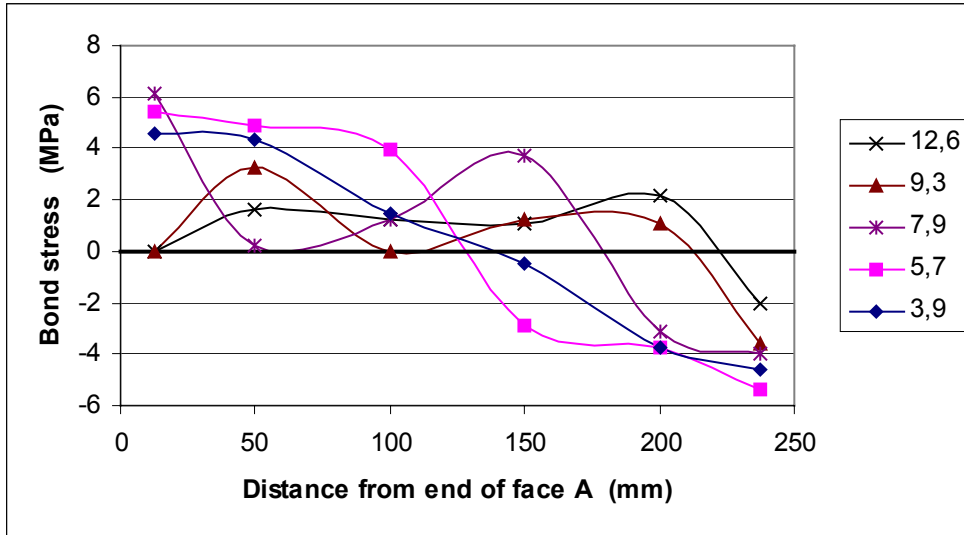


Fig A.5.4.M Modified bond stress along CFRP plate at Face A, specimen P5
 Legend: Anchor force (kN)

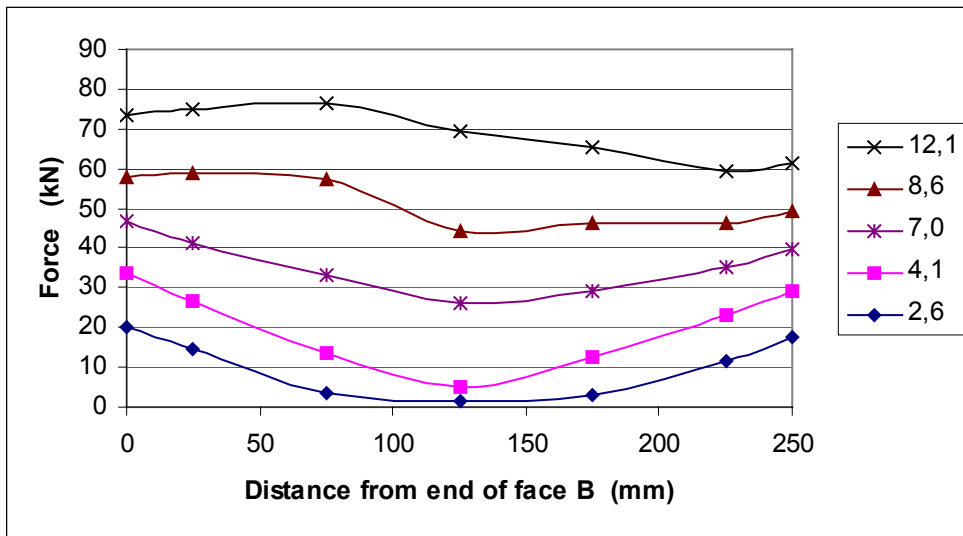


Fig A.5.5 Force distribution in CFRP plate at face B, specimen P5
 Legend: Anchor force (kN)

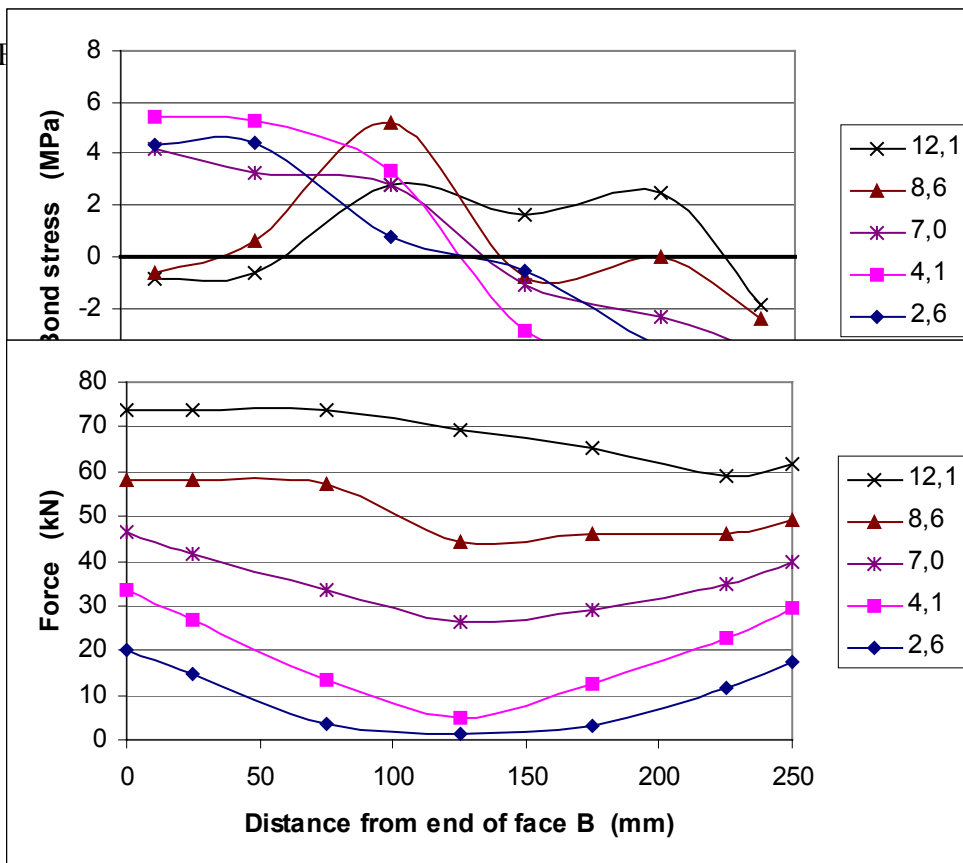


Fig A.5.5.M Modified force distribution in CFRP plate at face B, specimen P5
 Legend: Anchor force (kN)

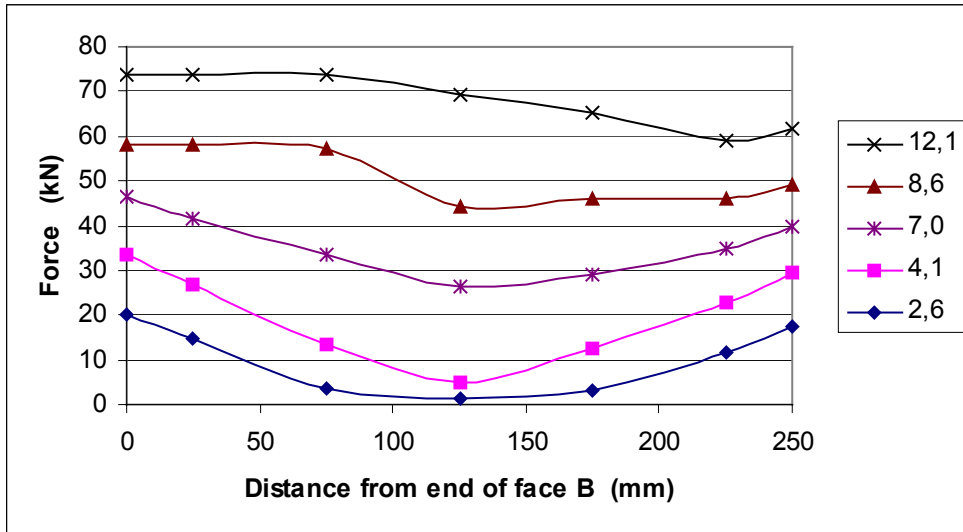


Fig A.5.6.M Modified bond stress along CFRP plate at Face B, specimen P5
 Legend: Anchor force (kN)

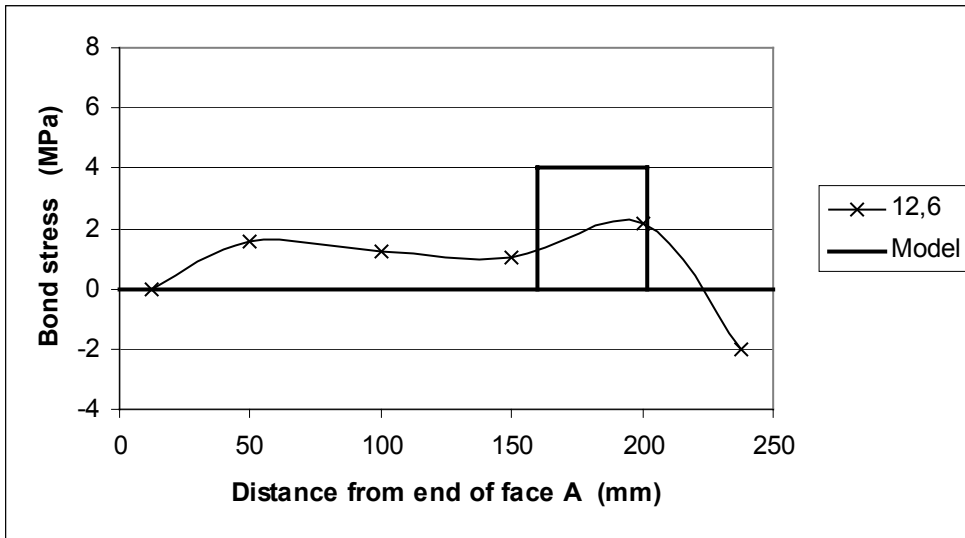


Fig A.5.7. Bond stress distribution before failure compared with model, P5/A
 Legend: Anchor force (kN)

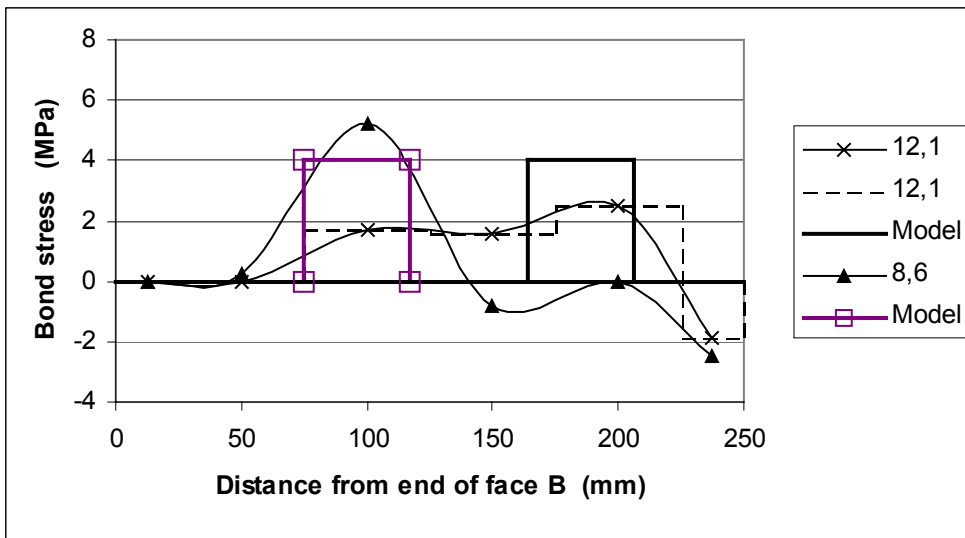


Fig A.5.8 Bond stress distribution before failure compared with model, P5/B
 Legend: Anchor force (kN)

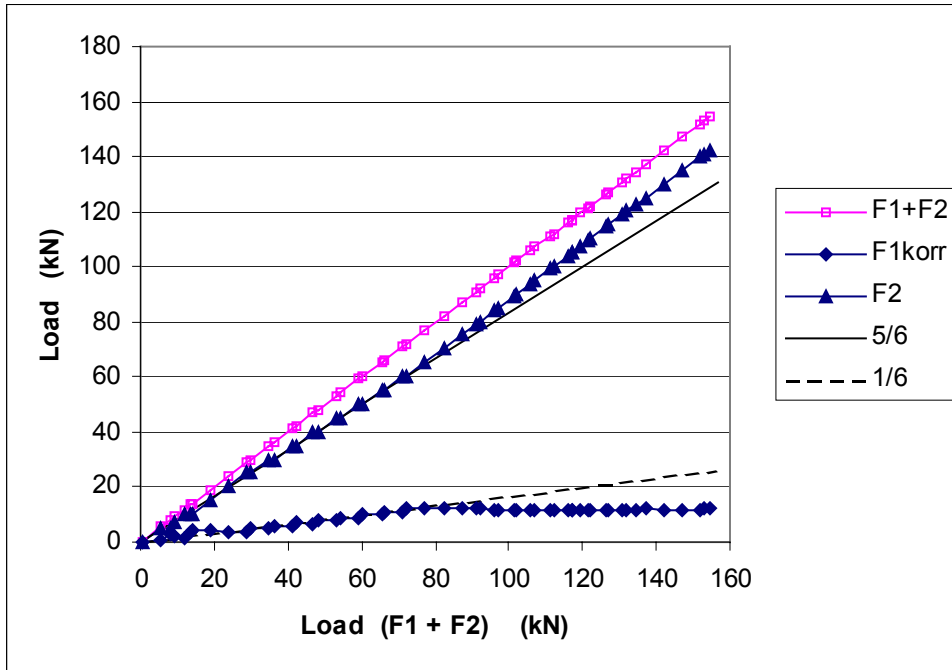


Fig A.6.1 Loading of specimen P6

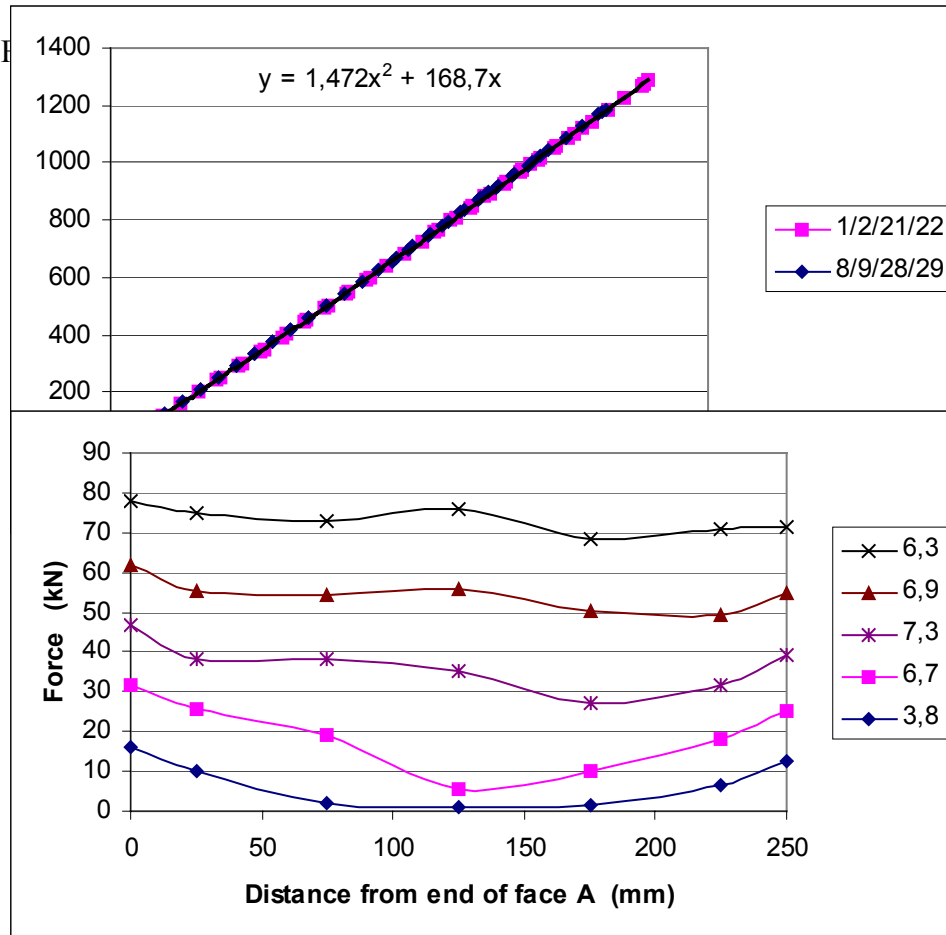


Fig A.6.3 Force distribution in CFRP plate at face A, specimen P2
 Legend: Anchor force (kN)

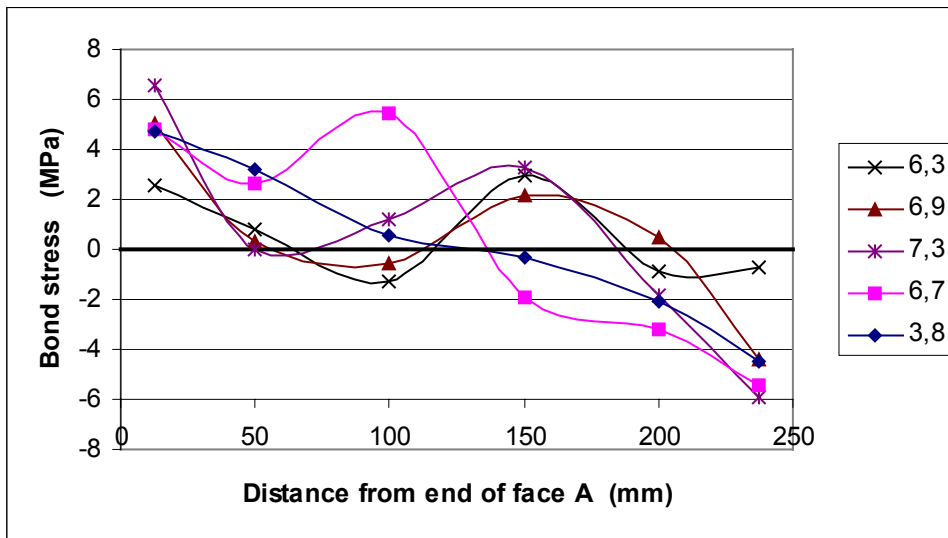


Fig A.6.4 Bond stress along CFRP plate at Face A, specimen P6
 Legend: Anchor force (kN)

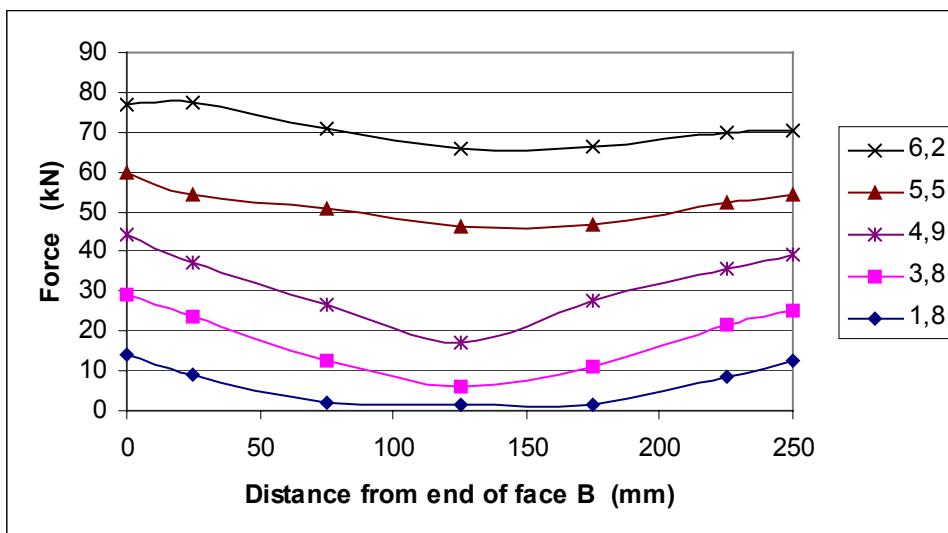


Fig A.6.5 Force distribution in CFRP plate at face B, specimen P6
 Legend: Anchor force (kN)

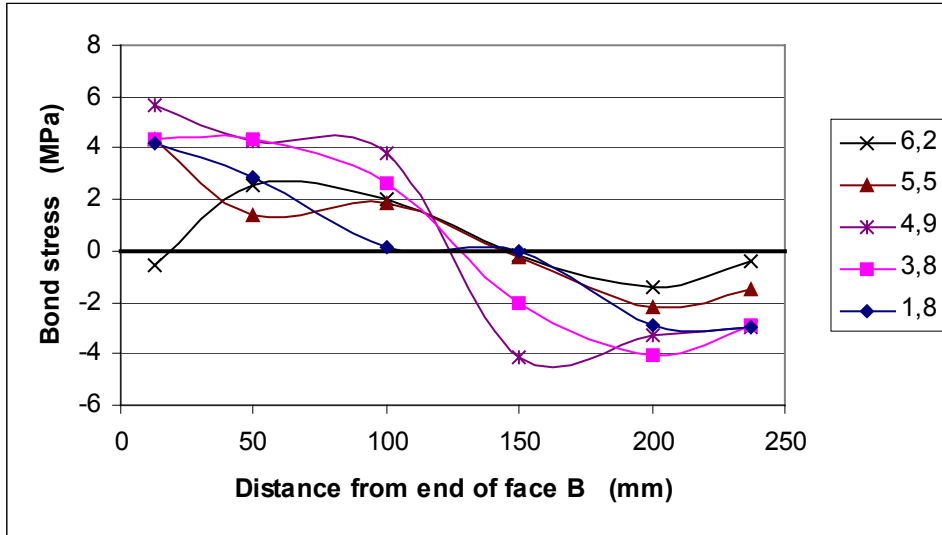


Fig A.6.6 Bond stress along CFRP plate at Face B, specimen P6
 Legend: Anchor force (kN)

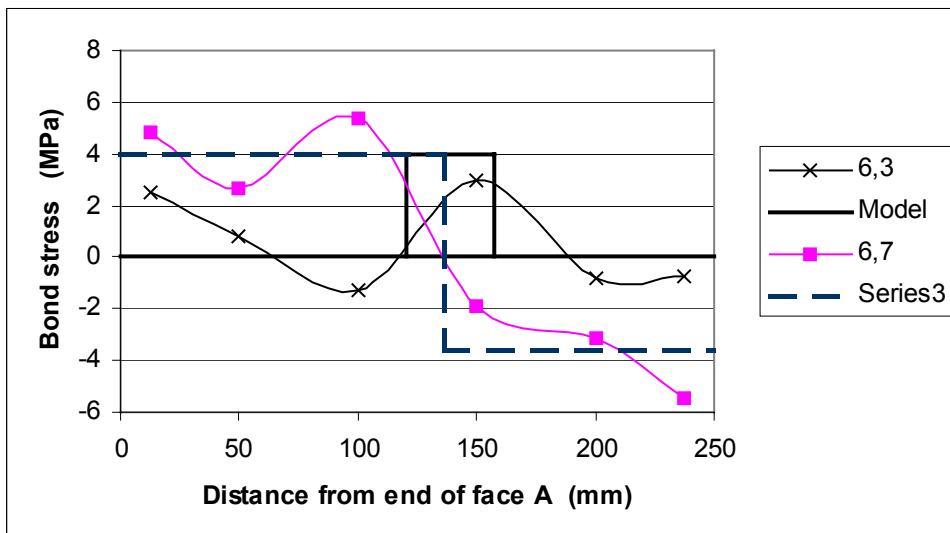


Fig A.6.7. Bond stress distribution before failure compared with model, P6/A
 Legend: Anchor force (kN)

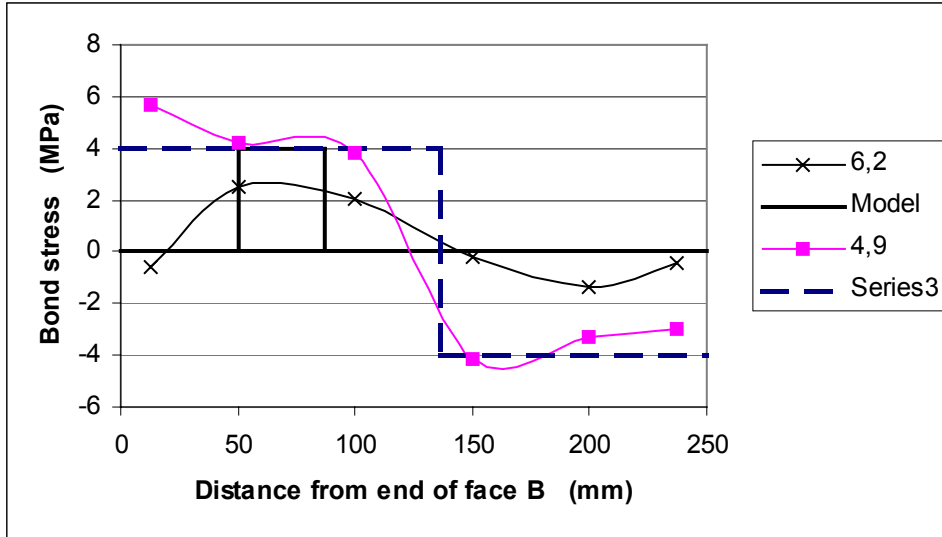


Fig A.6.8 Bond stress distribution before failure compared with model, P6/B
 Legend: Anchor force (kN)

Appendix B

Foto av prøver etter brudd

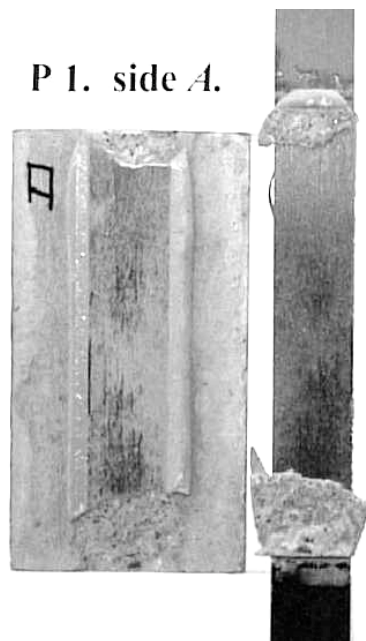


Fig B.1 Prøve P1

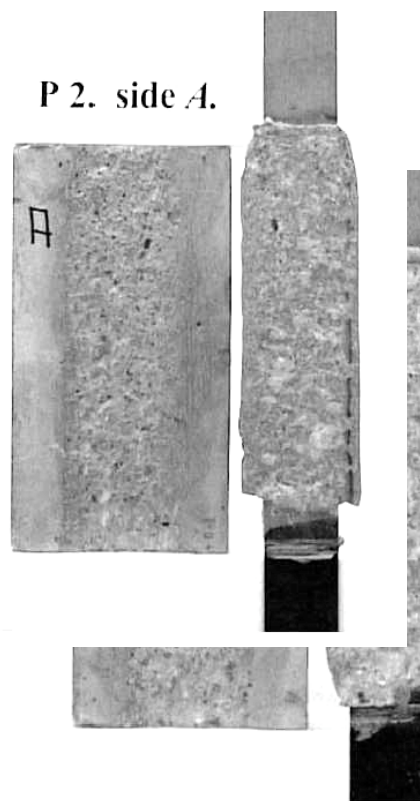
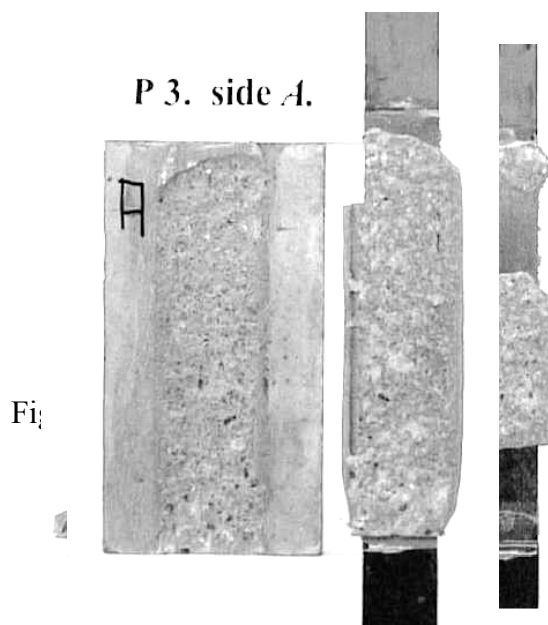


Fig B.2 Prøve P2



Fi

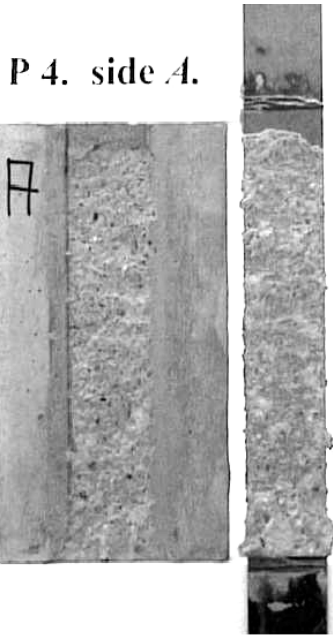


Fig B.4 Prøve P4

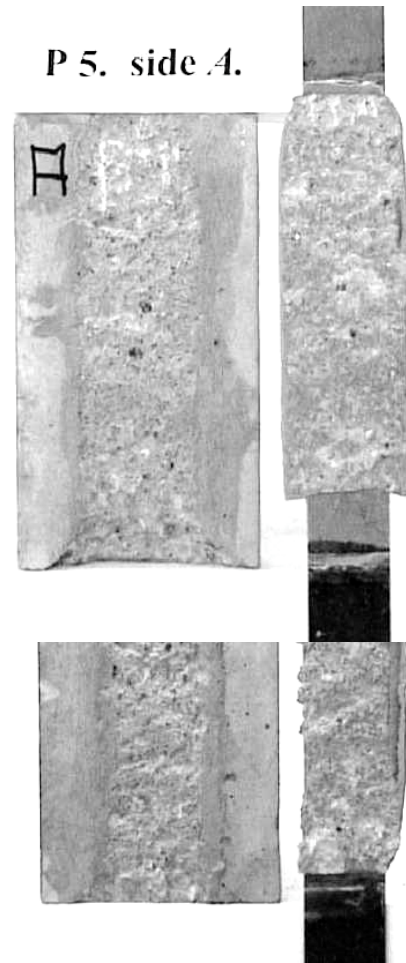


Fig B

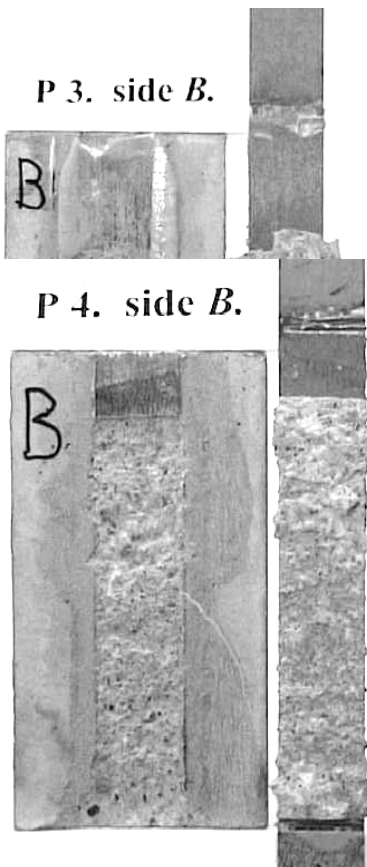


Fig B.6 Prøve P6

