Uitwendige versteviging van betonnen balken ter plaatse van een lokale dwarse doorboring

Dieter Vanhaegenberg

Promotor: prof. dr. ir. Stijn Matthys Begeleiders: ir. Aniello Palmieri, ing. Brenda Debbaut

Masterproef ingediend tot het behalen van de academische graad van Master in de ingenieurswetenschappen: bouwkunde

Vakgroep Bouwkundige Constructies Voorzitter: prof. dr. ir. Luc Taerwe Faculteit Ingenieurswetenschappen Academiejaar 2009-2010



Promotor – Supervisor

prof. dr. ir. Stijn Matthys Universiteit Gent, Vakgroep Bouwkundige Constructies

prof. dr. ir. Stijn Matthys Ghent University, Department of Structural Engineering

Begeleider – Tutor

ir. Aniello Palmieri & ing. Brenda Debbaut Universiteit Gent, Vakgroep Bouwkundige Constructies

ir. Aniello Palmieri & ing. Brenda Debbaut Ghent University, Department of Structural Engineering

Onderzoeksinstelling – **Research institute**

Universiteit Gent, Vakgroep Bouwkundige Constructies Laboratorium Magnel voor Betononderzoek Technologiepark – Zwijnaarde 9 9052 Gent

Ghent University, Department of Structural Engineering Magnel Laboratorium for Concrete Research Technologiepark – Zwijnaarde 904 9052 Ghent (Belgium)

De auteur geeft de toelating deze Masterproef voor consultatie beschikbaar te stellen en delen van de Masterproef te kopiëren voor persoonlijk gebruik. Elk ander gebruik valt onder de beperkingen van het auteursrecht, in het bijzonder met betrekking tot de verplichting de bron uitdrukkelijk te vermelden bij het aanhalen van resultaten uit deze Masterproef.

The author gives the permission to make this master dissertation available for consultation and to copy parts of this master dissertation for personal use. In the case of any other use, the limitations of the copyright have to be respected, in particular with regard to the obligation to state expressly the source when quoting results form this master dissertation.

Met dit woord van dank wil ik het schrijven aan dit afstudeerwerk beëindigen en (voorlopig) een afscheid nemen van de onderzoekswereld. In alle eerlijkheid moet ik toegeven blij te zijn een punt te kunnen zetten achter deze Masterproef, hoewel het onderwerp mij steeds kon blijven intrigeren. Deze Masterproef kon uiteraard slechts tot stand komen dankzij de hulp en steun van enkele personen. Deze verdienen het zeker een vermelding te krijgen in onderhavige tekst.

Mijn dank gaat uit naar

prof. dr. ir. Stijn Matthys

voor zijn begeleiding tijdens het onderzoek, zijn sturende hand en zijn goede raad

ir. Aniello Palmieri

voor het vele overleg, de hulp bij het experimenteel luik van dit afstudeerwerk en het aanscherpen van een kritische ingesteldheid

het bedrijf ECC en in het bijzonder dr. ir. Lander Vasseur

voor het aanleveren van het onderwerp en het ondersteunen van de praktische aspecten

het technisch personeel van het Laboratorium Magnel voor Betononderzoek

voor de organisatie van het experimentele onderzoek en de aangename samenwerking

ir. Geoffrey Decan (UGent) en dr. ir. Ernst Klamer (Royal Haskoning)

voor het advies rond DIANA, vooral wanneer DIANA z'n eigen willetje kreeg

familie en vrienden en alle anderen die op één of andere manier hun steentje bijgedragen hebben tot deze Masterproef

Dieter Vanhaegenberg Kortrijk, mei 2010

Gegevens

Titel	Uitwendige versteviging van betonnen balken ter plaatse van een lokale dwarse doorboring
Auteur	ing. Dieter Vanhaegenberg
Promotor	prof. dr. ir. Stijn Matthys
Begeleiders	ir. Aniello Palmieri, ing. Brenda Debbaut

Masterproef ingediend tot het behalen van de academische graad van Master in de ingenieurswetenschappen: bouwkunde

Samenvatting

Naar aanleiding van nieuwe normeringen betreffende ventilatie, dienen heden ten dage HVAC (Heating Ventilation Air-Conditioning) systemen geïmplementeerd te worden in bestaande constructies. Daar veelal ook een zekere vrije hoogte gerespecteerd dient te worden, worden de leidingen/kokers (typerend voor HVAC systemen) vaak door bestaande balken geboord, wat hoofzakelijk een reductie van de weerstandsbiedende dwarskracht tot gevolg kan hebben. Bijkomend bestaat er de reële kans dat bij het doorboren van de balk een deel van de trekwapening geraakt/doorgezaagd wordt. Dit heeft als gevolg dat eveneens het weerstandsbiedend moment van de balk gereduceerd wordt. Een mogelijke oplossing van de geschetste problematiek is het toepassen van bijkomende gelijmde wapening: FRP EBR. Dit afstudeerwerk heeft als doel een aanzet te geven tot een rekenmodel voor het ontwerp van deze bijkomende gelijmde wapening.

Aan de hand van een literatuurstudie wordt de beschikbare informatie omtrent het geschetste probleem samen gebracht en vergeleken. Veelal wordt literatuur gevonden waarbij openingen reeds bij het ontwerp in rekening gebracht worden en waarbij bijgevolg gebruik gemaakt wordt van inwendig wapeningsstaal.

In het experimenteel luik van dit afstudeerwerk worden enkele balken voorzien van een opening en bijkomend versterkt met FRP beproefd. De hoeveelheid FRP wordt berekend op basis van ontwerpfomules die tijdens het literatuuronderzoek naar voren gekomen zijn. Op basis van de belastingsproeven en bijkomende numerieke simulaties is gebleken dat het in de literatuur gevonden rekenmodel te conservatief is.

Tot slot wordt een eigen voorstel geformuleerd voor een ontwerpmethodiek voor een versterking in buiging in het geval een deel van de getrokken wapening geraakt/doorgezaagd wordt bij het doorboren van een balk.

Trefwoorden

beton, composietmaterialen, FRP, versterking, doorboring

Strengthening of openings in reinforced concrete beams using FRP EBR

Dieter Vanhaegenberg¹, Stijn Matthys², Aniello Palmieri³

Ghent University, Department of Structural Engineering, Magnel Laboratorium for Concrete Research

Abstract

This paper presents the results of a research work aimed at examining the potential use of externally bonded CFRP as a strengthening solution to upgrade reinforced concrete beams with openings. A total of two beams with openings were constructed and tested under four-point bending. Test specimen had a cross section of $200 \times 300 \text{ mm}^2$ and a total length of 3150 mm. In each beam only one opening was placed in the middle between a support and a point load. The results from the tests show that the openings have no impact on the performance of the tested beams. Afterwards some numerical evaluations were made. Test parameters included the opening size and location. A proposal for strengthening in flexure when longitudinal steel reinforcement is hit or even is sawn in two when drilling a hole through the beam, was made.

Keywords: concrete, composite materials, FRP, strengthening, opening

I. INTRODUCTION

Due to some new regulations concerning ventilation, nowadays HVAC (Heating Ventilation Air-Conditioning) Systems should be implemented in existing constructions. Because usually a certain free building height should be respected, the HVAC pipes are often drilled through existing concrete beams, which mainly reduces the resisting shear force. Additional there is a good chance that the longitudinal steel reinforcement is hit when drilling a hole and thus the resisting moment will also be reduced. The use of externally bonded FRP is a possible solution for the described problem.

II. AIM AND SCOPE

The research work is focused on examining the structural behaviour of RC beams strengthened with FRP around a drilled hole, subjected to four-point bending. Experimental and numerical methods are

¹ Thesis student

used to analyse the ability of the CFRP reinforcement to take up the additional section forces caused by holes in reinforced concrete beams.

III. LITERATURE REVIEW

Within the available literature only some design rules were found for RC beams with openings already taken into account from the beginning of the design of the beams. According these design rules, only steel reinforcement is considered.

Dependent on the size of the openings, other design formulas are needed. In case of small (mostly circular) openings the design formulas according to Ichinose and Yokoo (1990) can be used.

In case of large (mostly rectangular) openings making a free-body diagram in conformity with Tan and Mansur (1996) is a possible design procedure.

² Professor and supervisor of Dieter Vanhaegenberg during his dissertation

³ PhD student and tutor of Dieter Vanhaegenberg during his dissertation

IV. EXPERIMENTAL PROGRAM

Test specimen comprised 2 RC beams with rectangular cross-section. The beams had a width of 200 mm, a total depth of 300 mm, a span of 3 000 mm and a total length of 3 150 mm.

For the internal longitudinal steel reinforcement bars BE 500 were used, with a mean yield strength of 580 N/mm². The top reinforcement consisted of 2 bars \emptyset 10, while the bottom reinforcement consisted of 2 bars \emptyset 16. Stirrups \emptyset 8 with a mean yield strength of 580 N/mm² were placed every 100 mm.

The externally bonded reinforcement consisted of 5 layers *Weefsel 225* for beam B1 en 5 layers *Weefsel 300* for beam B2. The main characteristics of the concrete and the FRP are summarized in Table 1 en Table 2.

Property	Concrete
f _{c,cub,150}	48,96 N/mm ²
f _{cm}	42,88 N/mm ²
f _{ck}	34,88 N/mm ²
E _c	32 981 N/mm²

Table 1: Concrete characteristics

Property	Weefsel 225	Weefsel 300
Weight	225 g/m²	300 g/m ²
Fabric design	0.125 mm	0.167 mm
thickness	0,125 1111	0,107 11111
Tensile strength	4000 MPa	4000 MPa
Modulus of elasticity	240 GPa	240 GPa
Elongation at break	1,60 %	1,60 %

V. EXPERIMENTAL RESULTS

Non of both beams failed by shear at the opening. From FRP strain measurements one could conclude there are almost no strains in the FRP durig the tests, so maybe the FRP was useless during the tests on beam B1 and beam B2.



Graph 1: Experimental force-deflection diagram

VI. NUMERICAL ANALYSIS

Using the software package *DIANA* some numerical simulations were performed. By means of some 2D finite elements models there could be concluded that the FRP was unnecessary on both tested beams. Using some additional FE models one tried to trace both the influence of the diameter of a circular opening as the influence of the eccentricity of a circular opening.

With respect to the diameter, it could be concluded that the applied theory is too conservative.



With respect to the eccentricity of the opening, it could be concluded that the applied theory reflects reality, as far as no internal steel reinforcement has been affected by the opening. For this latter problem, a proposal based on the required anchorage length for internal steel reinforcement has been formulated. To verify the above reasoning som new FE models were build. Due to divergence within these calculations, it was not possible to make some conclusions. The divergence may indicate that peeling began to occur. Further research on this topic is needed.

VII. CONCLUSIONS

An experimental and numerical investigation on the behaviour and strength of RC beams with openings was carried out. The results of two tested beams and some numerical simulations were used to evaluate the efficiency of using CFRP sheets to resist excessive shear stresses in the opening chords.

REFERENCES

1. **Matthys, Stijn.** *Constructief gedrag en ontwerp* van betonconstructies versterkt met uitwendig gelijmde vezelcomposietwapening. Gent : Universiteit Gent, 2000. Doctoral thesis.

2. **FIB Bulletin 14.** *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures.* Lausanne : International Federation for Structural Concrete, 2001. Technical report.

3. Mansur, M. A. en Tan, Kiang Hwee. *Concrete beams with openings: analysis and design*. Boca Raton : CRC Press, 1999.

4. Design against cracking at openings in reinforced concrete beams strengthened with composite sheets. Abdalla, H.A., et al. 2003, Composite Structures, Vol. 60, pp. 197-204.

5. *FRP* composites for shear strengthening of reinforced concrete deep beams with openings. **Maaddawy, Tamer El en Sherif, Sayed.** 2009, Composite Structures, Vol. 89, pp. 60-69.

6. Strengthening of slabs with cut-outs using FRP. Kim, S.J. en Smith, S.T. Bath : sn, 2007. Proceedings of ACIC 2007.

7. CFRP strengthened openings in two-way concrete slabs - An experimental and numerical

study. Enochsson, Ola, et al. 2007, Construction and Building Materials, Vol. 21, pp. 810-826.

8. Field testing of RC slabs with openings strengthened with CFRP. Seliem, H.M., et al. Zurich : sn, 2008. Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering.

9. *FRP strengthened RC panels with cut-out openings.* **Sas, Gabriel, et al.** Porto : sn, 2008. Challenges for Civil Construction.

10. **Taerwe, Luc.** *Gewapend beton.* Gent : Universiteit Gent, 2008-2009. Course.

11. Marie, Jonna en Kikstra, Wijtze Pieter. DIANA User's Manual 9.4. Delft : TNO DIANA, 2009.

12. Modelling crack propagation in structures: Comparison of numerical methodes. Yang, Xin-She, Lees, Janet M. en Morley, Chris T. 2008, Communications in numerical methods in engineering, Vol. 24, pp. 1373-1392.

13. Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard. Bazant, Zdeněk P. en Becq-Giraudon, Emilie. 2002, Engineering Fracture Mechanics, Vol. 32, pp. 529-556.

14. Numerical Cracking and Debonding Analysis of RC Beams Reinforced with FRP Sheet. Kishi, Norimitsu, Zhang, Guangfeng en Mikami, Hiroshi. 2005, Journal of Composites for Construction, Vol. 9, pp. 507-514.

15. Modelling of CFRP-concrete bond using smeared and discrete cracks. Pham, H. B., Al-Mahaidi, R. en Saouma, V. 2006, Composite Structures, Vol. 75, pp. 145-150.

16. **Klamer, Ernst-Lucas.** Influence of temperature on concrete beams strenghtened in flexure with CFRP. Eindhoven : Technische Universiteit Eindhoven, 2009. Doctoral thesis.

Inhoudsopgave

Woor	d voora	af	3
Overz	icht		4
Geg San Tre	gevens nenvat fwoorc	ting Jen	4 4 4
Exten	ded ab	stract	5
Inhou	dsopga	ave	8
0 li	nleidin	g1	.0
0.1	Pro	obleemstelling1	.0
0.2	Do	elstelling1	.1
1 V	/erster	ken van betonconstructies met uitwendig gelijmde FRP 1	.2
1.1	Ma	aterialen 1	.2
1	.1.1	FRP	.2
1	.1.2	Lijm 1	.4
1.2	Uit	tvoering 1	.5
1.3	Ve	rsterking in buiging1	.6
1	.3.1	Volledige composietwerking1	.6
1	.3.2	Verlies van composietwerking1	.6
1.4	Ve	rsterking in dwarskracht 2	20
2 L	.iteratu	urstudie	21
2.1	On	twerpberekeningen m.b.t. uitwendig gelijmde FRP 2	!1
2	2.1.1	Ontwerp van versterking in buiging 2	21
2	2.1.2	Ontwerp van versterking in dwarskracht 2	29
2.2	On	twerpberekeningen van balken met openingen3	;1
2	2.2.1	Kleine openingen	\$1
2	2.2.2	Grote openingen	7
2.3	Ve	rsterkingstechnieken rond openingen in betonnen constructies4	0
2	2.3.1	Openingen in betonnen liggers 4	0
2	2.3.2	Openingen in betonnen gedrongen liggers 4	2
2	2.3.3	Openingen in betonnen vloerplaten 4	6
2	2.3.4	Openingen in betonnen wandpanelen5	0

3	Experimentele studie			
	3.1	Opze	et experimenteel onderzoek5	2
	3.1.	.1	Proefstukken en materiaalkarakteristieken	2
	3.1.	.2	Proefprocedure	4
	3.2	Expe	rimentele resultaten	5
	3.2	.1	Breukmechanisme	5
	3.2.	.2	Kracht-vervormingsdiagrammen	5
	3.2.	.3	Kracht-doorbuigingsdiagrammen	7
	3.2.	.4	Scheurgedrag	9
	3.2.	.5	Rekmetingen FRP	1
	3.3	Anal	ytische verificatie	3
	3.3.	.1	Bezwijklast en bezwijkmechanisme	3
	3.3.	.2	Moment-vervormingsdiagram	5
	3.3.	.3	Moment-doorbuigingsdiagram	8
	3.3.	.4	Scheurgedrag7	1
4	Eine	dige-el	lementenanalyse	3
	4.1	Eindi	ige-elementenmodel	3
	4.2	Mate	eriaalkarakteristieken	4
	4.2.	.1	Beton	4
	4.2.	.2	Wapeningsstaal, FRP en epoxylijm7	5
	4.3	Resu	ltaten7	7
	4.3.	.1	Algemeen	7
	4.3.	.2	Referentiebalk B0	8
	4.3.	.3	Balk B125	0
	4.3.	.4	Balk B125+125	3
	4.3.	.5	Invloed diameter van de opening	6
	4.3.	.6	Invloed excentriciteit van de opening 8	9
5	Bes	luit	9	6
Li	teratuu	urlijst .		8
Li	Lijst met figuren, grafieken & tabellen			

0.1 Probleemstelling

Energie is een basisbehoefte. De mens heeft energie nodig om op een aangename wijze te kunnen leven. Een goed verwarmd en geventileerd huis, verlichting, toegang tot telecommunicatie, voldoende mobiliteit... zijn niet meer weg te denken uit het dagelijkse leven. De manier waarop de mens echter omging met energie in het begin van de 21^{ste} eeuw zou verstrekkende gevolgen gehad hebben op het leefmilieu en op de beschikbaarheid van energie en grondstoffen voor de volgende generaties indien geen maatregelen getroffen zouden worden. Dit heeft in Vlaanderen uiteindelijk geleid tot de energieprestatieregelgeving die als doel heeft om energiezuinige, comfortabele gebouwen te realiseren, in nieuwbouw of via renovatie. Alle gebouwen waarvoor een aanvraag om te bouwen of verbouwen wordt ingediend na 1 januari 2006, dienen te voldoen aan vastgestelde eisen inzake isolatie, energieprestatie en ventilatie.

Ventileren kan op verschillende wijzen gebeuren. Dit kan door een gecontroleerde natuurlijke ventilatie, door een gecontroleerde mechanische ventilatie of door een combinatie van beide. Bij mechanische systemen wordt steevast gebruik gemaakt van leidingkokers, die ook binnen renovatieprojecten hun plaats moeten krijgen. Figuur 0.1 toont alvast een mogelijk configuratie, waarbij de leidingen net onder de betonnen balken geplaatst worden. De afwerking hiervan gebeurt met een zogenaamd vals plafond. Op deze manier kan echter een groot bouwvolume verloren gaan.



Figuur 0.1: Typische configuratie

Een alternatieve manier van installatie wordt getoond op Figuur 0.2, waarbij de leidingen dwars door de bestaande balken geboord worden. Deze plaatselijke verzwakking zal hoofdzakelijk een reductie van de weerstandsbiedende dwarskracht tot gevolg hebben. Bovendien bestaat er de reële kans dat bij het doorboren van een balk tevens de onderwapening al dan niet deels geraakt of misschien zelfs volledig doorgezaagd wordt, met als gevolg dat eveneens het weerstandsbiedend moment gereduceerd wordt.



Figuur 0.2: Alternatieve configuratie

Een mogelijke oplossing van het geschetste probleem is het gebruik van uitwendig gelijmde wapening. Als uitwendig gelijmde wapening kan bijvoorbeeld staalwapening in de vorm van platen of, zoals in dit afstudeerwerk het geval is, koolstofvezelwapening gebruikt worden.

0.2 Doelstelling

Dit afstudeerwerk heeft als doel een ontwerpmodel voor de eerder besproken problematiek op te stellen. Er wordt getracht meer inzicht te verkrijgen in de verdeling van de krachten, zowel in het beton als in de uitwendig gelijmde wapening rond de opening.

In eerste instantie wordt de beschikbare informatie in de literatuur samengebracht en onderling met elkaar vergeleken. Er wordt verwacht dat hoofdzakelijk literatuur en ontwerpregels gevonden zullen worden met betrekking tot het plaatsen van bijkomende inwendige staalwapening. Hierbij is echter de doorboring reeds in rekening gebracht tijdens het ontwerp van de balk. Bij het doorboren van bestaande balken is het aanbrengen van bijkomende inwendige staalwapening onmogelijk en dient dus een equivalente sectie voorzien te worden in uitwendig gelijmde wapening.

De analytische studie omvat eveneens een dimensionering van de nodige gelijmde langswapening. Hierbij dienen de onthechtingsmechanismen, die typerend zijn voor gelijmde wapening, in rekening gebracht te worden. Een studie van de optredende schuifspanningen, die aanleiding geven tot het onthechten van de gelijmde wapening, is hierbij dan ook wenselijk.

In tweede instantie worden de ontwikkelde modellen aan de hand van een experimentele analyse geëvalueerd. Hierbij worden balken op schaal getest, waarin een plaatselijke reductie van de dwarsdoorsnede aangebracht is. De bekomen proefresultaten uit de experimenten (eventueel aangevuld met proefresultaten gerapporteerd in de literatuur) worden geanalyseerd en getoetst aan de ontwikkelde modellen.

In derde instantie zal getracht worden een eindige-elementenmodel op te bouwen die toelaat een parameterstudie uit te voeren.

1 Versterken van betonconstructies met uitwendig gelijmde FRP

De vraag om constructies te versterken is de afgelopen decennia sterk toegenomen door de steeds sneller veranderende eisen aan bestaande gebouwen en de achteruitgang van bestaande bouwkundige en civiele constructies. Aanvankelijk werd enkel gebruik gemaakt van stalen platen, verlijmd met een twee-componenten epoxylijm. Eén van de meest recente ontwikkelingen op dit gebied is het gebruik van uitwendig gelijmde koolstofvezelwapening. Een uitgebreide beschrijving van deze versterkingstechniek wordt in dit hoofdstuk uit de doeken gedaan. Allereerst komen de gebruikte materialen en verschillende technieken aan bod. Nadien wordt dieper ingegaan op de bezwijkmechanismen.

1.1 Materialen

1.1.1 FRP (1)-(2)

FRP materialen zijn opgebouwd uit sterke, dunne en continue vezels van niet-metallische aard ingebed in een matrix bestaande uit een harsbinder, vulstoffen en eventuele additieven. Afhankelijk van het type vezel wordt gesproken van AFRP (op basis van aramidevezels), CFRP (op basis van koolstofvezels) en GFRP (op basis van glasvezels). Voornamelijk wordt gebruik gemaakt van CFRP. Enkele mechanische kenmerken van de opgesomde vezels zijn terug te vinden in Tabel 1.1.

Materiaal	Elasticiteits- modulus [GPa]	Treksterkte [MPa]	Breukrek [%]
Koolstof			
Hoge sterkte	215-235	3500-4800	1,4-2,0
Ultra hoge sterkte	215-235	3500-6000	1,5-2,3
Hoge modulus	350-500	2500-3100	0,5-0,9
Ultra hoge modulus	500-700	2100-2400	0,2-0,4
Glas			
E	70	1900-3000	3,0-4,5
S	85-90	3500-4800	4,5-5,5
Aramide			
Lage modulus	70-80	3500-4100	4,3-5,0
Hoge modulus	115-130	3500-4000	2,5-3,5

Tabel 1.1: Mechanische kenmerken van vezels (naar (2))

De vermelde composietmaterialen beschikken over een zeer hoge treksterkte, zijn ongevoelig voor corrosie en hebben een elasticiteitsmodulus vergelijkbaar met deze van het klassieke betonstaal. Een vergelijking van het spanning-rek gedrag van FRP en staal is gegeven in Grafiek 1.1. Bovendien is hun soortelijk gewicht ongeveer 5x kleiner dan deze van staal.

Afhankelijk van het tijdstip van uitharden van de matrix waarin de vezels ingebed zijn, wordt een onderscheid gemaakt tussen geprefabriceerde elementen, ook wel aangeduid als laminaten, en ter plaatse uithardende systemen. Een overzicht van de belangrijkste eigenschappen en enkele typische kenmerken van *prefab* en *wet lay-up* systemen is gegeven in Tabel 1.2. Het onderscheid tussen geprefabriceerde en ter plaatse uithardende systemen is slechts illustratief. De ontwikkelingen hieromtrent gaan snel, en mogelijks komen of zijn er zelfs al systemen op de markt die niet in één van beide categorieën in te delen zijn.



Grafiek 1.1: Spanning-rekdiagram van gelijmde wapening (naar (2))

Eigenschap	Geprefabriceerd	Ter plaatse uithardend
Vorm	Strippen en laminaten	Vellen en weefsels
Dikte	± 1,0 tot 1,5 mm	± 0,1 tot 0,5 mm
Lijm	Thixotrope lijm voor aanhechting	Lijm met lage viscositeit voor
		impregnatie en aanhechting
Vezelvolume	± 70%	± 30% (na impregnatie)
Aanwending	Eenvoudige verlijming van de	Verlijming en impregnatie van het
	geprefabriceerde elementen	FRP (vormgeving in-situ)
Toepasbaarheid	Indien niet voorgevormd enkel	Ongeacht te vorm, hoeken dienen
	voor vlakke oppervlakten	afgerond te worden
Aantal lagen	Meestal 1 laag, meerdere lagen	Meestal meerdere lagen
	mogelijk	
Oppervlakte	De prefab elementen en de	Dikwijls is een uitvlakmortel nodig
	thixotrope lijm laten een zekere	i.v.m. onthechting door oneffen-
	oneffenheid toe	heden
Simpel gebruik	Eenvoudig toepasbaar, betere	Zeer flexibel in gebruik, meer
	kwaliteitsgarantie	noodzaak aan kwaliteitscontrole

Tabel 1.2: Typische kenmerken van FRP EBR systemen (naar (1))



Figuur 1.1: Prefab (links) en wet lay-up (rechts) (1)



Het gebruik van composietmaterialen kent een aantal voordelen, maar uiteraard ook enkele nadelen t.o.v. staalplaten als uitwendig gelijmde wapening. De keuze tussen beide materialen hangt sterk af van de concrete situatie. Als voordeel van FRP materialen kunnen volgende puntjes genoteerd worden.

- FRP materialen bezitten een goede corrosieweerstand. Staalplaten daarentegen dienen beschermd te worden tegen corrosie. Vaak ontstaat er echter na verloop van tijd corrosie op het verlijmde staaloppervlak, waardoor de composietwerking tussen de staalplaat en de betonconstructie alsnog in het gedrang komt.
- Door het groot eigengewicht kunnen staalplaten slechts in beperkte lengtes (maximaal 6 tot 10 m) toegepast worden en zijn ze bovendien moeilijk verhandelbaar. Bij grotere lengtes zijn voegen noodzakelijk, welke uiteraard een hekel punt in het ontwerp en de uitvoering vormen. FRP materialen daarentegen zijn enerzijds beschikbaar in quasi onbeperkte lengtes en zijn anderzijds bijzonder licht en flexibel in gebruik.
- FRP materialen (voornamelijk CFRP) gedragen zich zeer goed onder wisselende belastingen.
- Ook voorgespannen FRP kan verlijmd worden. Hierdoor kunnen aanwezige trekspanningen, scheuropeningen en doorbuigingen gereduceerd worden.
- Het gebruik van FRP materialen is ook vanuit esthetisch oogpunt aantrekkelijk. De geringe diktes hebben nagenoeg geen invloed op de vrije hoogte en na overschilderen zijn ze bijna niet meer te onderscheiden. Het aanbrengen van extra afwerkingslagen, zoals bijvoorbeeld bepleistering of spuitbeton, behoort ook tot de mogelijkheden.

De nadelen van FRP zijn de hoge materiaalkostprijs (die echter wel vaak gecompenseerd wordt door de winst in arbeidskost of snellere heringebruikname), de lage transversale sterkte (wat maakt dat FRP elementen gevoelig zijn voor impact of vandalisme) en bepaalde duurzaamheidsproblemen die mogelijk kunnen optreden. Globaal beschouwd echter bezitten FRP materialen en CFRP in het bijzonder een zeer hoge duurzaamheid. Ze zijn in elk geval niet gevoelig voor corrosie. Indien een zekere stijfheid aan de constructie dient toegevoegd te worden, dan kan de hoge sterkte van de FRP materialen meestal niet benut worden, tenzij men kan werken met voorspanning of de hefboomsarm tussen het FRP en de betondrukzone verhoogd kan worden.

1.1.2 Lijm (1)-(2)

De goede werking van deze versterkingstechniek is hoofdzakelijk gebaseerd op de composietwerking tussen het FRP en het beton die via de verlijming tot stand kan komen. Indien de hechtschuifspanningen in het contactvlak tussen het beton en het FRP een kritieke waarde overschrijden, dan treedt onthechting op. De keuze van de lijm is afhankelijk van tal van verschillende factoren, zoals het type ondergrond, de benodigde prestaties, tal van omgevingsfactoren... Verder dient een goede hechting gegarandeerd te worden gedurende lange termijnen, zelfs indien de lijm blootgesteld is aan vochtigheid en variabele temperaturen. Veelal wordt een structurele lijm op basis van epoxy gebruikt en is dit eenzelfde lijmsoort die ook voor het verlijmen van staalplaten wordt toegepast. Typische kenmerken voor epoxylijmen zijn opgenomen in Tabel 1.3. Ter vergelijking zijn ook de waarden voor beton en klassiek betonstaal opgenomen.



Eigenschap	Epoxylijm	Beton	Betonstaal
Dichtheid [kg/m ³]	1100-1700	2350	7800
Elasticiteitsmodulus [GPa]	0,5-20	20-50	205
Poisson getal	0,3-0,4	0,2	0,3
Treksterkte [MPa]	9-30	1-4	200-600
Druksterkte [MPa]	55-110	25-150	200-600

Tabel 1.3: Vergelijking van typische kenmerken van epoxylijm, beton en betonstaal (naar (2))

1.2 Uitvoering

Een correcte uitvoering bij het aanbrengen van FRP is van groot belang om een goede verbinding tussen het FRP en het beton tot stand te kunnen brengen. Allereerst dient het betonoppervlak ter plaatse van het aan te brengen FRP opgeruwd te zijn en mag deze geen al te grote oneffenheden bezitten. Daarenboven mogen geen scheuren met al te grote scheurbreedtes aanwezig zijn. Ook het FRP dient vrij te zijn van stof, olie en andere verontreinigingen.

De manier waarop het FRP aangebracht wordt, is afhankelijk van het systeem dat wordt toegepast. Bij het gebruik van geprefabriceerde systemen wordt een thixotrope lijm toegepast. De lijm wordt met een spatel op het beton en op de laminaten aangebracht, waarbij de grootste laagdikte zich in het midden van het laminaat bevindt. Hierdoor wordt de kans op luchtinsluitingen minimaal. Het laminaat met daarop de lijmlaag dient vervolgens tegen het beton gedrukt te worden, zodat de lijm aan de randen wordt uitgeperst. Met een rubberen roller of ander geschikt gereedschap moet het laminaat verder aangedrukt worden. De resulterende dikte van de lijmlaag mag niet groter zijn dan 5 mm of de maximale waarde volgens de voorschriften van de leveranciers.

Bij het gebruik van ter plaatse uithardende systemen wordt eerst een laagje lijm met lage viscositeit aangebracht en tot een vlakke laag uitgesmeerd. Vervolgens worden droge of reeds geïmpregneerde vezels in de lijmlaag gedrukt. Nadien dient er voor gezorgd te worden dat het weefsel volledig geïmpregneerd is.



Figuur 1.2: Wet lay-up (links) en prefab (rechts) (2)

1.3 Versterking in buiging

Elementen in gewapend beton, zoals bijvoorbeeld balken en kolommen, kunnen in buiging versterkt worden door FRP te verlijmen in de trekzones, waarbij de richting van de vezels parallel is met deze van de trekspanningen. Figuur 1.3 geeft alvast een illustratie weer van een balk versterkt in buiging.



Figuur 1.3: Versterken van betonnen balken in buiging met CFRP (2)

De bezwijkmechanismen van een betonnen balk versterkt in buiging kunnen in 2 groepen ingedeeld worden: deze waarbij de composietwerking tussen het FRP en het beton behouden blijft totdat verbrijzeling van het beton of uitputting van de wapening optreedt (ook wel de klassieke bezwijkmechanismen genoemd) en deze waarbij de composietwerking eerder verloren gaat door onthechting van het FRP.

1.3.1 Volledige composietwerking (1)-(2)

Wanneer de composietwerking behouden blijft totdat de balk bezwijkt, kan er sprake zijn van volgende bezwijkmechanismen.

- Vloeien van staal gevolgd door verbrijzeling van beton, terwijl het FRP intact blijft.
- Vloeien van staal gevolgd door breuk in het FRP.

Indien relatief kleine hoeveelheden wapeningsstaal en FRP gebruikt zijn, kan breuk optreden door vloeien van het wapeningsstaal gevolgd door breuk in het FRP.

Verbrijzeling van beton

Indien relatief grote hoeveelheden wapeningsstaal gebruikt worden, kan bezwijken optreden door verbrijzeling van het beton nog voor het staal begint te vloeien. Dit bezwijkmechanisme is bros en bijgevolg niet gewenst.

1.3.2 Verlies van composietwerking (1)-(2)

De hechting tussen het FRP en het beton is noodzakelijk bij het overbrengen van spanningen in het beton naar het FRP. Indien de aanhechting van het FRP aan het beton verloren gaat, resulteert dit in het verlies van de samenwerking tussen het FRP en het beton.

Lokale onthechting op zich is geen bezwijkmechanisme. In dit geval wordt de composietwerking slechts over een klein gebied gereduceerd. Indien deze plaatselijke onthechting zich echter voortzet, zodat de composietwerking helemaal verloren gaat en het FRP bijgevolg geen belastingen meer kan opnemen, dan is er uiteraard wel sprake van bezwijken. Dit bezwijkmechanisme wordt ook wel *peeling-off* genoemd.

5 O Onthechting kan optreden in verschillende raakvlakken, zoals hieronder beschreven en aangetoond is op Figuur 1.4.



Figuur 1.4: Mogelijke raakvlakken waar onthechting optreedt (2)



Figuur 1.5: Mogelijke scheidingsvlakken in het beton (2)

- Onthechting in het beton nabij het oppervlak of langs een verzwakte laag, bijvoorbeeld ter hoogte van het inwendige wapeningsstaal.
- Onthechting in de lijmlaag (cohesieve breuk)

Aangezien zowel de trek- als afschuifsterkte van de toegepaste lijmen veelal hoger is dan deze van het beton, zal onthechting zich meestal in het beton voordoen. In dit geval zal een dun laagje beton op het FRP aanwezig zijn. Onthechting zal enkel in de lijmlaag optreden indien de sterkte van de lijm lager is dan deze van het beton, zoals bijvoorbeeld bij hoge temperaturen of bij het gebruik van hogesterktebeton.

 Onthechting in de raakvlakken tussen het beton en de lijmlaag of tussen de lijmlaag en het FRP (adhesieve breuk)

Onthechting in de raakvlakken tussen het beton en de lijm of tussen de lijm en het FRP zal zich enkel voordoen bij een onvoldoende voorbereiding van het oppervlak, aangezien de cohesie sterkte lager is dan de adhesieve sterkte.

Onthechting binnenin het FRP

Aangezien FRP zelf een samengesteld materiaal is, kan onthechting ook optreden binnenin het FRP tussen de vezels en de matrix. Dit breukmechanisme zal zich enkel voordoen indien de voortplanting van scheuren energetisch gunstiger is in het FRP dan in het beton. Gewoonlijk doet dit zich pas voor nadat de onthechting reeds in het beton begonnen is en vandaar dat dit breukmechanisme gewoonlijk niet de bepalende factor is.

 \mathbb{Z}

Volgens gegevens in de literatuur wordt breuk van in buiging versterkte elementen veelal veroorzaakt door onthechting van het FRP. Zoals verder ook uit de literatuur blijkt, is de bepalende factor meestal het beton nabij het oppervlak. Afhankelijk van het startpunt van deze onthechting kunnen verschillende breukwijzen onderscheiden worden.



Figuur 1.6: Verschillende breukwijzen voor een in buiging versterkt element (2)

Onthechting in de ongescheurde verankeringszone

Het FRP kan onthechten in de verankeringszone t.g.v. te hoge schuifspanningen op de uiteinden van de FRP versterking.

Onthechting bij buigingsscheuren

Ter plaatse van buigingsscheuren kan onthechting optreden door scheuroverbrugging of door het overschrijden van de opneembare schuifspanningen.

Onthechting bij dwarskrachtscheuren

Dwarskrachtscheuren resulteren veelal zowel in een horizontale als een verticale verplaatsing, waardoor ook onthechting door scheuroverbrugging kan optreden.

• Onthechting t.g.v. oneffenheden in het betonoppervlak



diverting forces Figuur 1.7: Onthechting t.g.v. oneffenheden in het betonoppervlak (2)



Verschillende onderzoekers hebben tevens een quasi verticale scheur opgemerkt ter hoogte van de uiteinden van de FRP versterking. Bij aanwezigheid van inwendige beugelwapening wijzigt deze dwarskrachtscheur van richting ter hoogte van de trekwapening en zet zich horizontaal verder, zoals ook aangetoond is rechts op Figuur 1.8. Dit breukmechanisme wordt in de vakliteratuur *concrete rip-off* genoemd.





1.4 Versterking in dwarskracht (2)

Elementen in gewapend beton kunnen tevens in dwarskracht versterkt worden door FRP te verlijmen waarbij de vezelrichting evenwijdig is met de richting van de grootste trekspanningen. In de praktijk echter wordt het FRP vaak zo verlijmd dat de vezelrichting loodrecht staat op de aslijn van het beschouwde element, zoals ook aangetoond is op Figuur 1.9.



Figuur 1.9: Versterken in dwarskracht van een balk (links) en van een kolom (rechts) (2)

Zoals ook geïllustreerd is op Grafiek 1.2 kan bezwijken vroegtijdig optreden, als een gevolg van FRP *peeling-off*, of nadat het FRP aanzienlijk uitgerekt is. In dit laatste geval kan het FRP bezwijken wanneer de belasting zijn piekwaarde bereikt, of kort nadien.



Grafiek 1.2: Schematische voorstelling van bezwijken in dwarskracht (naar (2))

Er kan opgemerkt worden dat in de bezwijkfase altijd een zekere graad van onthechting zal optreden, zelfs indien bezwijken niet simultaan optreedt met *peeling-off*. Dit is toe te schrijven aan de grote rek in het FRP, die niet compatibel is met de vervormingen in het beton en de scheuren die mogelijks hierbij optreden.

In deze literatuurstudie werd getracht zoveel mogelijk informatie omtrent het eerder beschreven probleem samen te brengen. Onderhavig hoofdstuk is het resultaat van het geleverde opzoekwerk. Deze literatuurstudie kan opgesplitst worden in 3 grote onderdelen:

- ontwerpberekeningen m.b.t. uitwendig gelijmde FRP;
- ontwerpberekeningen van balken met openingen, waarbij de doorboring reeds in rekening gebracht wordt bij het ontwerp en waarbij bijgevolg gebruik kan gemaakt worden van inwendig wapeningsstaal;
- versterkingstechnieken rond openingen in betonnen constructies (wat heel algemeen opgevat werd, dus ook versterkingen rond openingen in bijvoorbeeld vloeren en muurpanelen werden in beschouwing genomen);

2.1 Ontwerpberekeningen m.b.t. uitwendig gelijmde FRP

2.1.1 Ontwerp van versterking in buiging

2.1.1.1 Volledige composietwerking

De verschillende bezwijkmechanismen zijn reeds beschreven in 1.3.1. Een grondige bespreking van de ontwerpformules is te vinden in 4.4.1.1 en 4.4.1.2 van (2). Deze paragraaf beperkt zich tot een korte samenvatting van de te gebruiken ontwerpformules.

2.1.1.1.1 Vloeien van staal gevolgd door verbrijzeling van beton (2)

Vloeien van staal gevolgd door de verbrijzeling van beton is het meest gewenste breukmechanisme. De ontwerpformules zijn gebaseerd op de klassieke ontwerpformules voor een op buiging belast betonnen element. De ligging van de neutrale vezel kan berekend worden als

$$0.85 \psi f_{cd} b x + A_{s2} E_s \varepsilon_{s2} = A_{s1} f_{yd} + A_f E_{fu} \varepsilon_f$$
(2.1)

met ψ gelijk aan 0,8 en

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \, \frac{x - d_2}{x} \tag{2.2}$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \, \frac{h - x}{x} - \varepsilon_0 \tag{2.3}$$

Er wordt opgemerkt dat $E_s \, \epsilon_{s2} \, f_{yd}$ niet mag overschrijden. Vervolgens kan het weerstandsbiedend M_{Rd} berekend worden als

$$M_{Rd} = A_{s1} f_{yd} (d - \delta_G x) + A_f E_f \varepsilon_f (h - \delta_G x) + A_{s2} E_s \varepsilon_{s2} (\delta_G x - d_2)$$
(2.4)

met δ_G gelijk aan 0,4.



Opdat bovenstaande vergelijkingen geldig zouden zijn, moet bovendien aan 2 bijkomende

 $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cy} \frac{d-x}{2} \ge \frac{f_{yd}}{2}$ (2.5)

$$c_{s1} - c_{cu} \quad x = E_s \tag{2.3}$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{h - x}{x} - \varepsilon_0 \le \varepsilon_{fud}$$
(2.6)

2.1.1.1.2 Vloeien van staal gevolgd door breuk in het FRP (2)

voorwaarden voldaan zijn.

Vloeien van staal gevolgd door breuk in het FRP is theoretisch mogelijk, maar veeleer zal onthechting optreden vooraleer er sprake is van breuk in het FRP. Mits een aantal wijzigingen kan blijvend gebruik gemaakt worden van (2.1) tot (2.4). ε_{cu} dient echter vervangen te worden door ε_{c} , ε_{f} door ε_{fud} en ψ en δ_{G} dienen vervangen te worden door onderstaande uitdrukkingen.

$$\psi = \begin{cases} 1000 \,\varepsilon_c \left(0.5 - \frac{1000}{12} \varepsilon_c \right) \text{ als } \varepsilon_c \le 0.002 \\ 1 - \frac{2}{3000} \text{ als } 0.002 \le \varepsilon_c \le 0.0035 \end{cases}$$
(2.7)

$$\delta_{G} = \begin{cases} \frac{8 - 1000 \,\varepsilon_{c}}{4(6 - 1000 \,\varepsilon_{c})} \text{ als } \varepsilon_{c} \le 0,002\\ \frac{1000 \,\varepsilon_{c}(3000 \,\varepsilon_{c} - 4) + 2}{2000 \,\varepsilon_{c}(3000 \,\varepsilon_{c} - 2)} \text{ als } 0,002 \le \varepsilon_{c} \le 0,0035 \end{cases}$$
(2.8)

 \mathbb{N}

2.1.1.2 Verlies van composietwerking

Verlies van composietwerking is reeds beschreven in 1.3.2. Meer gedetailleerde informatie is te vinden in 4.4.2 en Appendix A van (2). Onderstaande tekst beperkt zich tot het geven van een samenvatting van bovenvermelde literatuur.

2.1.1.2.1 Onthechting bij dwarskrachtscheuren (2)

Onthechting van het FRP bij dwarskrachtscheuren kan verhinderd worden door de aangrijpende dwarskracht te beperken tot de weerstandsbiedende dwarskracht V_{Rd1} , die berekend kan worden zoals aangegeven is in EC2 mits enkele aanpassingen.

г

$$\tau_{Rk} = 0.15 f_{ck}^{1/3} \tag{2.9}$$

$$\rho_{eq} = \frac{A_s + A_f \frac{E_f}{E_s}}{h \, d} \tag{2.10}$$



Figuur 2.2: Onthechting bij dwarskrachtscheuren (2)

In (1) wordt de weerstandsbiedende dwarskracht berekend als

$$V_{Rp} = \tau_{cza} b \left(x + (h-x) \left(1 - \frac{\varepsilon_0 + \varepsilon_f}{\varphi} \right) \right) + \chi \sum (EA)$$
(2.11)

met

V _{Rp}	= de weerstandsbiedende dwarskracht
τ _{cza}	= de schuifspanning overgedragen in de drukzone en bij een dwarskracht- scheur (aggregate interlock)
x	= de hoogte van de drukzone
$(\varepsilon_0 + \varepsilon_f)$	= de rek in de meest getrokken vezel
$\phi = w_{crit}/s_{rm}$	 de verhouding van de kritieke scheurbreedte waarbij niet meer gerekend kan worden op de haakweerstand van scheuren over de gemiddelde scheurafstand
X	 coëfficiënt die de deuvelwerking van de langswapening in relatie brengt tot de rekstijfheid van de langswapening
Σ(ΕΑ)	= E _s A _s + E _f A _f is de rekstijfheid van de trekwapening

(2.11) zorgt voor een complexe berekening en ter vereenvoudiging wordt in (1) voorgesteld de weerstandsbiedende dwarskracht te berekenen als

$$V_{Rp} = \tau_{Rp} \ b \ d \tag{2.12}$$

met een karakteristieke waarde voor de schuifsterkte τ_{Rk} = 0,38 + 151 ρ_{eq} , uitgedrukt in MPa.

2.1.1.2.2 Onthechting in de ongescheurde verankeringszone en bij buigingsscheuren

Er bestaan verschillende ontwerpmethodieken om onthechting in de ongescheurde verankeringszone en bij buigingsscheuren aan te pakken. Gedetailleerde informatie hieromtrent is te vinden in Appendix A van (2).

2.1.1.2.2.1 Methode 1: Onthechting op uiteinde FRP (1)-(2)

Het FRP dient een voldoende lengte of een aangepaste vorm te hebben teneinde een bepaalde kracht te kunnen verankeren, d.w.z. overdragen naar het beton. Daartoe dient allereerst gekend te zijn in welke mate het aanwezige wapeningsstaal voldoende is om het aangrijpende moment te weerstaan. Rekening houdende met een eventuele verschuiving van de momentenlijn kan volgens (1) het FRP geschorst worden van zodra

$$\frac{M_{Sd}(x)}{z} = N_{Rsd} \tag{2.13}$$

met $N_{Rsd} = A_s f_{yd}$ de maximum trekkracht op te nemen door het wapeningsstaal. De te verankeren kracht in het FRP N_{fad} kan m.b.v. evenwichtsvergelijkingen berekend worden indien $\varepsilon_s \le \varepsilon_{yd}$. Volgens (1) komt men tot

$$\frac{M_{Sd}(x)}{z} = N_{fad}(x) \left(1 + \frac{A_s E_s \varepsilon_s}{A_f E_{fu} \varepsilon_f} \right)$$
(2.14)

of

$$\frac{M_{Sd}(x)}{z} = N_{fad}(x) \left(1 + \frac{A_s E_s}{A_f E_{fu}}\right)$$
(2.15)

waarbij $\varepsilon_s/\varepsilon_f$ gelijk aan 1 verondersteld wordt. Om deze kracht te kunnen opnemen, dient het FRP over een zekere lengte I_b verankerd te zijn. Volgens Holzenkämpfer (1994), en nadien bijgestuurd door Neubauer en Rostásy (1997) stellen (2.16) en (2.17) resp. de maximaal te verankeren kracht N_{fa,max} en de maximale verankeringslengte $I_{b,max}$ voor.

$$N_{fa,max} = \alpha c_1 k_c k_b b \sqrt{E_f t_f f_{ctm}} [N]$$
(2.16)

$$l_{b,max} = \sqrt{\frac{E_f t_f}{c_2 f_{ctm}}} \quad [mm]$$
(2.17)

waarbij α een reductiefactor voorstelt en meestal gelijk is aan 0,9. Bij balken met voldoende dwarskrachtwapening en bij platen mag α echter gelijk gesteld worden aan 1. De factor k_c brengt de verdichtingsgraad van het beton in rekening en is meestal gelijk aan 1. Indien het FRP echter verlijmd wordt op een betonnen contactvlak met lage verdichtingsgraad kan k_c gelijk gesteld worden aan 0,67. De factor k_b is een geometrische parameter

$$k_b = 1,06 \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \ge 1$$
(2.18)

waarbij $b_f/b \ge 0,33$. In bovenstaande vergelijkingen worden b, b_f en t_f uitgedrukt in mm en E_f en f_{ctm} in MPa. De constanten c_1 en c_2 worden resp. gelijk gesteld aan 0,64 en 2 in het geval van CFRP. Indien de verankeringslengte I_b kleiner is dan $I_{b,max}$ dan kan volgens Holzenkämpfer (1994) de maximaal te verankeren kracht berekend worden als

$$N_{fa} = N_{fa,max} \frac{l_b}{l_{b,max}} \left(2 - \frac{l_b}{l_{b,max}} \right)$$
(2.19)

2.1.1.2.2.2 Methode 2: Berekening van de omhullende van de trekspanningen (2)

Niedermeier (2000) tracht de maximale trekkracht te berekenen die overgedragen kan worden van het FRP naar het beton door schuifspanningen, en dit zowel in de ongescheurde verankeringszone als bij buigingsscheuren.

Aangezien de scheurafstand in dit laatste geval een belangrijke invloed kan hebben bij de opbouw van de trekspanningen in het FRP, wordt allereerst de meest ongunstige scheurafstand berekend. De afstand tussen 2 opeenvolgende scheuren wordt verondersteld gelijk te zijn aan 1 à 2x de verankeringslengte. Ter berekening van s_{rm} kan gebruik gemaakt worden van (2.20) tot (2.24).

$$\tau_{sm} = 2,25 f_{ctk;0,95} = 1,85 f_{ctm} \tag{2.20}$$

$$\tau_{fm} = 0.44 \, f_{ctm} \tag{2.21}$$

$$s_{rm} = 2 l_t = 2 \frac{M_{cr}}{z_m} \frac{1}{\sum \tau_{fm} b_f + \sum \tau_{sm} \Phi \pi}$$
(2.22)

$$M_{cr} = \frac{k f_{ctk;0,95} b h^2}{6}$$
(2.23)

$$z_m = 0.85 \ \frac{\left(h \ E_f \ A_f + d \ E_s \ A_{s1}\right)}{\left(E_f \ A_f + E_s \ A_{s1}\right)} \tag{2.24}$$

Vervolgens kunnen de trekspanningen in het FRP tussen 2 opeenvolgende scheuren berekend worden zoals aangegeven in 2.1.1.1.1 of in 4.4.1 van (2), rekening houdende met de evenwichtsvergelijkingen en de overstemming tussen de relatieve vervormingen van de verschillende materialen.



Figuur 2.3: Trekspanningen in een niet-gescheurde zone (2)

De maximaal trekspanningen die overgedragen kunnen worden van het FRP naar het beton in de verankeringszone kunnen volgens Niedermeier (2000) berekend worden m.b.v.

$$\sigma_{fad,max} = \frac{c_1}{\gamma_c} \sqrt{\frac{E_f \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_f}} [MPa]$$
(2.25)

De constante c_1 kan gelijk gesteld worden aan 0,23. Deze maximale spanning is gerelateerd aan een maximale verankeringslengte $I_{b,max}$.

$$l_{b,max} = c_2 \sqrt{\frac{E_f t_f}{\sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}} \ [mm]$$
(2.26)

waarbij $c_2 = 1,44$. Indien de verankeringslengte kleiner is dan de berekende $I_{b,max}$, dan wordt de maximale trekspanning die overgedragen kan worden beperkt tot

$$\sigma_{fad} = \frac{l_b}{l_{b,max}} \left(2 - \frac{l_b}{l_{b,max}} \right) \sigma_{fad,max}$$
(2.27)

In de gescheurde zone wordt de maximale toename van trekspanningen max $\Delta\sigma_{fd}$ tussen 2 scheuren berekend op basis van σ_{fd} . σ_{fd} staat voor de trekspanningen in het FRP berekend op basis van evenwichtsvergelijkingen en de overeenstemming tussen de relatieve vervormingen van de verschillende materialen. De maximale toename van de trekspanningen max $\Delta\sigma_{fd}$ dient te voldoen aan Grafiek 2.1.



Figuur 2.4: Trekspanningen in een gescheurde zone (2)



Grafiek 2.1: Maximaal toelaatbare toename in trekspanningen tussen 2 opeenvolgende scheuren (naar (2))

2.1.1.2.2.3 Methode 3: Controle verankering en krachtsoverdracht tussen FRP en beton (1)-(2) Ook deze ontwerpmethodiek bestaat uit meerdere te volgen stappen. In een eerste stap wordt de verankering op de uiteinden gecontroleerd, zoals bijvoorbeeld ook in 2.1.1.2.2.1 uitgelegd is. In een tweede stap wordt geverifieerd in welke mate de schuifspanning τ_b in het contactvlak tussen het FRP en het beton een limietwaarde kent.

Beschouwt men 2 dwarsdoorsneden op een afstand Δx van elkaar, resp. onderworpen aan een moment M_d en M_d + ΔM_d , dan kan τ_b volgens (1) berekend worden als

$$r_b = \frac{\Delta N_{fd}}{b_f \,\Delta x} \tag{2.28}$$

Bij een controleberekening in de bezwijkgrenstoestand dient τ_b beperkt te worden tot 1,8 f_{ctk}/γ_c . (2.28) kan mogelijks nog vereenvoudigd worden indien men de veronderstellingen maakt dat $N_{rd} = M_d/z_m$ en $N_{rd} = N_{fd} + N_{sd}$.



Figuur 2.5: Schuifspanningen langsheen het contactvlak tussen FRP en beton (1)

2.1.1.2.3 Eindverankering-dwarskrachtbreuk (2)

Door Jansze werd volgende ontwerpmethodiek opgesteld om eindverankering-dwarskrachtenbreuk in rekening te brengen.



Figuur 2.6: Eindverankering-dwarskrachtenbreuk (2)

$$V_{Sd} \le V_{Rd} = \tau_{Rd} \ b \ d \tag{2.29}$$

$$\tau_{Rd} = 0.15 \sqrt[3]{3 \frac{d}{a_L}} \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \sqrt[3]{100 \,\rho_s \, f_{ck}}$$
(2.30)

$$a_{L} = \sqrt[4]{\frac{\left(1 - \sqrt{\rho_{s}}\right)^{2}}{\rho_{s}}} dL^{3}$$
(2.31)

In bovenstaande vergelijkingen staat L (in mm) voor de afstand tussen het einde van het FRP en de oplegging. Dit model is enkel geldig indien a > L + d en $a_L < a$.

2.1.2 Ontwerp van versterking in dwarskracht (2)

Het versterken van betonconstructies in dwarskracht d.m.v. FRP is reeds beschreven in 1.4. Een grondige bespreking van de nodige ontwerpformules is te vinden in 5.1 van (2). Onderstaande tekst beperkt zich tot het samenvatten van de te nemen stappen tijdens het ontwerpproces.

De weerstandsbiedende dwarskracht van een element versterkt in dwarskracht kan geschreven worden als

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{wd} + V_{fd}$$
(2.32)

waarbij V_{fd} staat voor de bijdrage van het FRP aan de weerstandsbiedend dwarskracht. Op zijn beurt kan V_{fd} geschreven worden als

$$V_{fd} = 0.9 \varepsilon_{fd,e} E_{fu} \rho_f b_w d (\cot \vartheta + \cot \alpha) \sin \alpha$$
(2.33)

met

 $\epsilon_{\text{fd},e} \qquad \text{= rekenwaarde van de effectieve FRP rek}$

b_w = minimum breedte van de balk

d = nuttige hoogte

 ρ_f = FRP wapeningspercentage

E_{fu} = elasticiteitsmodulus van het FRP

θ = hoek tussen de diagonale scheur en de aslijn van de ligger

 α = hoek tussen de vezelrichting en de aslijn van de ligger



Figuur 2.7: Aandeel van het FRP aan de weerstandsbiedende dwarskracht (2)

Het FRP wapeningspercentage ρ_f is gelijk aan 2 t_f sin α / b_w indien het FRP over de ganse lengte van de ligger verlijmd wordt en gelijk aan (2 t_f/b_w)(b_f/s_f) indien het FRP verlijmd wordt in strippen met een breedte b_f en een tussenafstand s_f tussen 2 opeenvolgende strippen, zoals aangegeven is op Figuur 2.8.

De rekenwaarde van de effectieve FRP rek is gelijk aan de karakteristieke waarde, $\varepsilon_{fk,e}$, gedeeld door een partiële veiligheidsfactor γ_f . Door een gebrek aan voldoende experimentele gegevens kan $\varepsilon_{fk,e}$ benaderd worden door de gemiddelde waarde van de effectieve FRP rek, $\varepsilon_{f,e}$, te vermenigvuldigen met een reductiefactor k. Volgens (2) kan k gelijk gesteld worden aan 0,8.

$$\varepsilon_{fk,e} = k \, \varepsilon_{f,e} \tag{2.34}$$



Figuur 2.8: Schematische illustratie van betonnen ligger versterkt in dwarskracht (2)

 $\epsilon_{\text{f},\text{e}}$ kan op zijn beurt berekend worden als

$$\varepsilon_{f,e} = 0.17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f}\right)^{0.30} \varepsilon_{fu}$$
(2.35)

bij gebruik van volledig omwikkelde CFRP. Indien het CFRP enkel aan de zijden of U-vorming aangebracht is, wordt $\epsilon_{\rm f,e}$ berekend als

$$\varepsilon_{f,e} = \min\left[0,65 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f}\right)^{0,56} \times 10^{-3}, 0,17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f}\right)^{0,30} \varepsilon_{fu}\right]$$
(2.36)

Merk op dat in bovenstaande vergelijkingen $f_{\mbox{\tiny cm}}$ in MPa en $E_{\mbox{\tiny fu}}$ in GPa uitgedrukt wordt.

$$\mathbb{O}$$

2.2 Ontwerpberekeningen van balken met openingen

Reeds door Mansur (1999) werd in (3) een overzicht gegeven van verschillende beschikbare ontwerpmethodieken m.b.t. betonnen balken met openingen, waarbij de opening reeds in rekening gebracht wordt tijdens het ontwerp van de balk.

In (3) wordt een onderscheid gemaakt tussen zogenaamde *kleine* en *grote* openingen, ofschoon geen concrete definitie gegeven wordt voor deze termen. Volgens Somes en Corley (1974) mag een cirkelvormige opening als klein beschouwd worden indien de diameter niet groter is dan 25% van de balkhoogte. Andere auteurs menen dat de classificatie van een opening als *klein* of als *groot* afhankelijk is van het gedrag van de balk, m.a.w. indien de gebruikelijke hypothesen bij het ontwerp van een balk niet meer geldig zijn, dan kan de opening gecatalogeerd worden als *groot*. In het andere geval kan men spreken van een kleine opening. In (3) wordt verondersteld dat openingen met een hoogte (of een diameter) hoogstens gelijk aan 40% van de balkhoogte *klein* zijn.

2.2.1 Kleine openingen

2.2.1.1 Zuivere buiging (3)

Figuur 2.9 toont een balk zonder opening onderworpen aan zuivere buiging, alsook de verschillende rek- en spanningsdiagrammen in de bezwijkgrenstoestand.



Figuur 2.9: Ligger onderworpen aan zuivere buiging (naar (3))

Indien vervolgens een dwarse doorboring aangebracht wordt, waarbij er op gelet wordt dat deze volledig binnen de getrokken zone valt, dan kan men logischerwijs aannemen dat het weerstandsbiedend moment van de balk niet gereduceerd wordt, vermits in de gebruikelijke ontwerpmethodiek verondersteld wordt dat het beton in de getrokken zone geen bijdrage levert tot het weerstandsbiedend moment. Deze conclusie is reeds door meerdere onderzoekers in het verleden (Salam, 1977; Tan et al, 1996) bevestigd.

Indien de opening echter deels binnen de gedrukte zone valt, wordt het weerstandsbiedend moment uiteraard wel gereduceerd en dient de opening logischerwijs wel in rekening gebracht te worden. Hierbij kan men gebruik maken van het rechthoekig spanningsdiagram van beton zoals aangegeven in Figuur 2.9.

2.2.1.2 Buiging en afschuiving

2.2.1.2.1 Methode 1: Traditionele aanpak(3)

Balken met een kleine opening zouden op een gelijkaardige manier behandeld kunnen worden als standaardbalken. Door verschillende onderzoekers is opgemerkt dat bij bezwijken door dwarskracht 2 mogelijke afschuifvlakken kunnen optreden, zoals aangegeven is op Figuur 2.10. Het afschuifvlak links op deze figuur is het meest gelijkend op dat bij een standaardbalk. De dwarskrachtscheur loopt in dit geval door het centrum van de opening. In het andere geval ontstaan 2 diagonale scheuren, zowel boven als onder de opening. Mansur (1998) benoemde beide bezwijkmechanismen resp. *beam-type failure* en *frame-type failure*.



Figuur 2.10: Mogelijke afschuifvlakken bij een kleine opening volgens traditionele aanpak (3)

Om de zogenaamde *beam-type failure* te vermijden gaat men als volgt te werk. De bijdrage van het beton aan de weerstandsbiedende dwarskracht valt volgens (3) te berekenen met (2.37).



$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b_w (d - d_0)$$
(2.37)

De bijdrage van de dwarskrachtwapening kan berekend worden als

$$V_{s} = \frac{0.9 \ d}{s} \ A_{sw} \ f_{yw} \tag{2.38}$$

bij het gebruik van verticale beugels en indien men de veronderstelling maakt dat de helling van de drukschoren 45° bedraagt. De hoeveelheid dwarskrachtwapening die aldus berekend wordt dient over een afstand (z - d0)/2 aan beide zijden van de opening geplaatst te worden. Uiteraard dient ook rekening gehouden te worden met de maximaal toelaatbare beugelspoed.

De zogenaamde *frame-type failure* treedt op indien 2 onafhankelijke diagonale scheuren ontstaan, waarvan één boven en één onder de opening. Zoals ook blijkt uit het vrijgemaakt lichaam op Figuur 2.12, blijkt de aangrijpende dwarskracht verdeeld te worden over de betondoorsnede boven en onder de opening. Volgens Nasser et al (1967) kan de verdeling van de aangrijpende dwarskracht over elke sectie berekend worden op basis van de verhouding van de oppervlaktes van beide secties.

$$V_t = V \frac{A_t}{A_t + A_b} \tag{2.39}$$

$$V_b = V - V_t \tag{2.40}$$

Met de gebruikelijke ontwerpformules kan vervolgens de hoeveelheid dwarskrachtwapening boven en onder de opening berekend worden.



Figuur 2.12: Vrij lichaam diagram bij een cirkelvormige opening (naar (3))



2.2.1.2.2 Methode 2: AJJ aanpak (3)

Volgens het Japanse normdocument *Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures* (1988), kan de weerstandsbiedende dwarskracht van een balk met een opening berekend worden a.d.h.v. Hirosawa's formule. Deze luidt als volgt

$$V_R = \left[\frac{0,092 \, k_u \, k_p (f_c + 17,7)}{\frac{M}{V \, d} + 0,12} \left(1 - \frac{1,61 \, d_0}{h}\right) + 0,846 \, \sqrt{\overline{\rho_w} f_{yw}}\right] b \, d_v \tag{2.41}$$

waarbij k_u afhankelijk is van de nuttige hoogte d en varieert tussen 0,72 en 1,0 zoals getoond op Grafiek 2.2, k_p = $(100 A_s / bd)^{0,23}$, d₀ = de diameter van de cirkelvormige opening of van de omgeschreven cirkel indien de opening vierkantig is, h is de totale balkhoogte en M/(V d) is kleiner of gelijk aan 3.

De factor $\overline{\rho_w}$ staat voor het percentage dwarskrachtwapening die geplaatst is over een afstand $d_v/2$ vanaf het centrum van de opening en is gedefinieerd als

$$\overline{\rho_w} = \frac{A_{sw} \left(\sin \alpha + \cos \alpha\right)}{b \, d_v} \tag{2.42}$$

waarbij d_v staat voor de afstand tussen de onder- en bovenwapening.



Grafiek 2.2: Bepaling k_u volgens Hirosawa (naar (3))



2.2.1.2.3 Methode 3: Aanpak gebaseerd op plasticiteitstheorie volgens Nielsen (3)

Gebaseerd op de plasticiteitstheorie volgens Nielsen zijn Ichinose en Yokoo (1990) gekomen tot een andere ontwerpmethodiek voor betonnen liggers met openingen. Op Figuur 2.14 wordt de helling van de drukschoren boven en onder de opening genoteerd als θ . In de niet-gearceerde zone zijn geen drukspanningen aanwezig. De spanningen in de drukschoren rondom de opening nemen dus toe naarmate de niet-gearceerde zone breder wordt. De werkzame hoogte van dit vakwerkmechanisme wordt gedefinieerd als

$$d_{tw} = z - \frac{d_0}{\cos\theta} - s_v \tan\theta \tag{2.43}$$

waarbij s_v de totale afstand tussen de 2 dichtstbijzijnde beugels aan elke zijde van de opening voorstelt. Veronderstelt men dat de beugelwapening in de bezwijkgrenstoestand vloeit, dan kan de drukspanning in de gearceerde zone berekend worden als

$$\sigma_{cw} = \rho_w f_{yw} \left(1 + (\cot \theta)^2 \right)$$
(2.44)

Stelt men in (2.44) σ_{cw} gelijk aan v f_c, dan kan (2.44) herschreven worden als

$$\cot \theta = \sqrt{\frac{\nu f_c}{\rho_w f_{yw}} - 1}$$
(2.45)

Bij een standaardbalk is het gebruikelijk de schoorhoek θ zo te kiezen dat 0,5 \leq cot $\theta \leq$ 2,0. Bij liggers met openingen daarentegen mag volgens (3) cot θ groter dan 2,0 gekozen worden om het vakwerkmechanisme rondom de opening te kunnen garanderen. De weerstandsbiedende dwarskracht kan uiteindelijk berekend worden als

$$V_R = b \ d_{tw} \ \rho_w \ f_{yw} \cot \theta \tag{2.46}$$

De maximale waarde voor de dwarskracht V_R kan volgens Ichinose en Yokoo (1990) bereikt worden door $\rho_w f_{yw}$ gelijk te stellen aan (1/2 –d₀/z) v f_c. (2.46) is overigens experimenteel geverifieerd, en dit leverde Grafiek 2.3 op.



Grafiek 2.3: Verificatie theorie Ichinose en Yokoo (naar (3))



(c) Truss near the opening Figuur 2.14: Vakwerkmechanisme rond een cirkelvormige opening volgens Ichinose en Yokoo (naar (3))
2.2.2 Grote openingen

Zoals reeds eerder vermeld is, worden openingen als *groot* beschouwd indien bij het ontwerp van de beschouwde balk de gebruikelijke hypothesen niet meer geldig zijn. Indien men te maken heeft met een dergelijke opening, dient men bijkomend rekening te houden met een eventuele knik van het beton boven de opening. Volgens (3) mag men het knikgevaar buiten beschouwing laten volgens dezelfde voorwaarden als een niet-schrankend raamwerk, d.i.

$$\lambda_{krit} = \max\left(25, \frac{15}{\sqrt{\nu_u}}\right) \tag{2.47}$$

met $v_u = N / (f_c A_c)$ en $\lambda = I_0 / i$. Hierbij is I_0 de kniklengte volgens de lineaire elasticiteitstheorie en i de traagheidsstraal van de betondoorsnede.



Figuur 2.15: Knikgevaar bij een rechthoekige opening (3)

Algemeen gesproken worden liggers zowel aan buiging als aan afschuiving onderworpen. Figuur 2.16 toont een dergelijke balk, met een rechthoekige opening en aan 2 zijden opgelegd.



Figuur 2.16: Vrij lichaam diagram bij een rechthoekige opening (3)

Het vrij lichaam diagram ter hoogte van de opening is eveneens voorgesteld op Figuur 2.16. Men merkt 6 onbekende reactiekrachten op: de langskrachten N_t en N_b, de dwarskrachten V_t en V_b en de buigende momenten M_t en M_b. Daarentegen beschikt men slechts over 3 evenwichtsvergelijkingen

$$M_t + M_b + N z = M \tag{2.48}$$

$$N_t + N_b = 0 \tag{2.49}$$

$$V_t + V_b = V \tag{2.50}$$

waarbij M en V resp. het aangrijpende moment en de aangrijpende dwarskracht in het midden van de opening voorstellen. Tijdens belastingsproeven op dergelijke balken heeft men opgemerkt dat quasi in het midden van de opening buigpunten ontstaan in het beton boven en onder de opening.



Figuur 2.17: Typisch bezwijkmechanisme bij een rechthoekige opening (3)

In (3) wordt vervolgens verondersteld dat exact in het midden van de opening in het beton boven en onder de opening buigpunten optreden, waardoor men tot 3 bijkomende vergelijkingen kan komen.

$$M_t = 0 \tag{2.51}$$

$$M_b = 0 \tag{2.52}$$

$$V_b = k_v V_t \tag{2.53}$$

waarbij k_v staat voor de verhouding van de dwarskracht opgenomen door het beton resp. boven en boven de opening. Er bestaat nog geen consensus over de manier waarop de factor k_v berekend dient te worden. De eerste manier, voorgesteld door Lorensten (1962), veronderstelt dat het gedrukte beton alle dwarskracht opneemt. Deze veronderstelling kan correct zijn indien de opening zich voldoende aan de onderzijde van de balk bevindt. De overige methodieken zijn resp. voorgesteld door Nasser et al (1967) en Reagan en Warwaruk (1967), door Barney et al (1977) en ten slotte door Kennedy en Abdalla (1992).

$$k_{v} = 0 \tag{2.54}$$

$$k_v = \frac{A_b}{A_t} \tag{2.55}$$

$$k_{\nu} = \frac{I_b}{I_t} \tag{2.56}$$

$$\frac{V_b}{V} = \frac{\sqrt{A_b \ I_b}}{\sqrt{A_b \ I_b} + \sqrt{A_t \ I_t}}$$
(2.57)

Bovenstaande methodiek is volgens (3) uitermate geschikt voor ontwerpdoeleinden. Indien meer complexe theorieën noodzakelijk zijn, kan gebruik gemaakt worden van gelijkaardige formules en hypothesen zoals in 2.2.1.2.3 naar voren gekomen zijn.



(a) Arrangement of reinforcement



(b) Truss action

Figuur 2.18: Vakwerkmechanisme rond een rechthoekige opening volgens Ichinose en Yokoo (naar (3))

De dwarskrachtcapaciteit kan men berekenen als

$$V_R = 2 b d_{\nu s} \rho_w f_{\nu w} \cot \theta \tag{2.58}$$

waarbij

$$\rho_w f_{yw} \le \nu f_c \tag{2.59}$$

De wapeningsdoorsneden net boven en onder de opening dienen een kracht T_{sn} te kunnen opnemen

$$T_{sn} = A_{sn} f_y = \frac{V_R l_0}{2 d_{vs}}$$
(2.60)

Terwijl de boven- en onderwapening een kracht T_{sf} moeten kunnen weerstaan.

$$T_{sf} = A_{sf} f_y = \frac{V_R (l_0 + d_{vs} \cot \theta)}{2 d_{vs}}$$
(2.61)

Andere theorieën die grote openingen beschouwen, zijn beschreven in 3.4.1 en 3.4.3 van (3). Deze zijn echter van minder belang voor het onderzoek in dit afstudeerwerk.



2.3 Versterkingstechnieken rond openingen in betonnen constructies

In het verleden werden reeds verschillende onderzoeken verricht naar het versterken rond openingen in tal van betonconstructies, zoals vloerplaten, muurpanelen, liggers... Onderstaande tekst geeft alvast een samenvatting van de verschillende onderzoeksresultaten gevonden in de literatuur.

2.3.1 Openingen in betonnen liggers (4)

Door Abdalla et al (2003) werd reeds een gelijkaardig onderzoek als in dit afstudeerwerk uitgevoerd. Gedurende dit onderzoek werd de invloed van verschillende ontwerpparameters experimenteel geverifieerd. Onder deze geverifieerde ontwerpparameters bevinden zich o.a. de breedte en de hoogte van de opening, de hoeveelheid en de configuratie van het FRP. Er werd een pakket van 10 balken beproefd, waarvan 5 versterkt met FRP rond een opening, 4 met een opening maar niet bijkomend versterkt en 1 referentiebalk. Gedurende de belastingsproeven werden de doorbuiging, relatieve vervormingen, de scheurvorming en de bezwijkbelasting geregistreerd.



Figuur 2.19: Proefopstelling door Abdalla et al (4)



Figuur 2.20: Principeschets proefstukken Abdalla et al (4)



	Afmetinge	Afmetingen opening		Q _{cr}	Qu	Bozwiikmochonismo
	w [mm]	h [mm]	CFRP	[kN]	[kN]	Bezwijkmechanisme
SB1	-	-	-	30	83	buiging
RO2	100	100	Type 1	25	86	buiging
RO3	200	100	Type 1	20	73	buiging
RO4	300	100	Type 1	20	62	dwarskrachtbreuk
RO5	300	150	Type 1	15	35	dwarskrachtbreuk
RO6	300	150	Type 2	20	34	dwarskrachtbreuk
U07	100	100	-	25	41	dwarskrachtbreuk
UO8	200	100	-	13	43	dwarskrachtbreuk
UO9	300	100	-	20	41	dwarskrachtbreuk
UO10	300	150	-	5	22	dwarskrachtbreuk

Tabel 2.1: Kenmerken proefstukken Abdalla et al (naar (4))



Grafiek 2.4: Kracht-doorbuigingsdiagram van balken met onversterkte openingen volgens Abdalla et al (naar (4))



Grafiek 2.5: Kracht-doorbuigingsdiagram van balken met een opening w = 200 mm volgens Abdalla et al (naar (4))





Grafiek 2.6: Kracht-doorbuigingsdiagram van balken met een opening w = 300 mm volgens Abdalla et al (naar (4))

Gebaseerd op de experimentele gegevens uit de belastingsproeven is men tot verschillende conclusies gekomen.

- De aanwezigheid van een opening in de zone met de grootste dwarskrachten kan de draagcapaciteit van een balk in sterke mate beïnvloeden. Een opening met een hoogte gelijk aan 60% van de balkhoogte zou volgens experimentele gegevens de draagcapaciteit met 75% kunnen reduceren.
- Het versterken rond de opening met FRP, zoals werd uitgevoerd in het experimenteel luik van dit onderzoek, heeft een positieve invloed op de doorbuiging en de scheurvorming rond de opening en kan bovendien de draagcapaciteit laten toenemen. Voor relatief kleine openingen zou de volledige draagcapaciteit van de balk hersteld kunnen worden. De dwarskrachtbreuk die in de andere gevallen optreedt bij de opening zou volgens Abdalla et al (2003) een combinatie zijn van dwarskracht-scheuren in het beton en onthechting van het FRP.

2.3.2 Openingen in betonnen gedrongen liggers (5)

Gedrongen liggers brengen vaak belangrijke kolombelastingen over naar andere, verder verwijderde kolommen of funderingspalen. Tamer El Maaddawy en Sayed Sherif (2009) bestudeerden in welke mate de draagcapaciteit van dergelijke liggers met openingen hersteld kan worden d.m.v. uitwendig gelijmde FRP. Een totaal van 13 gedrongen liggers met openingen werd onderworpen aan een vierpuntsbuigproef. De proefstukken hadden een dwarsdoorsnede van 80 mm op 500 mm en een totale lengte van 1200 mm. In elke helft werd een vierkante opening aangebracht. Als parameters werden de grootte van de openingen, de positie van de openingen en de configuratie van het FRP onderzocht.







Groep	Proefstuk	Locatie opening	Grootte opening [mm]	FRP
А	NS-150-C	centraal	150 x 150	nee
	NS-200-C	centraal	200 x 200	nee
	NS-250-C	centraal	250 x 250	nee
	FS-200-C	centraal	200 x 200	ја
	FS-250-C	centraal	250 x 250	ја
В	NS-150-T	hoog	150 x 150	nee
	NS-200-T	hoog	200 x 200	nee
	NS-250-T	hoog	250 x 250	nee
	FS-250-T	hoog	250 x 250	ја
С	NS-150-B	laag	150 x 150	nee
	NS-200-B	laag	200 x 200	nee
	NS-250-B	laag	250 x 250	nee
	FS-250-B	laag	250 x 250	ја

Tabel 2.2: Kenmerken proefstukken El Maaddawy en Sherif (naar (5))



Specimen FS-200-C



Specimen FS-250-C



Specimen FS-250-T



Specimen FS-250-B

Figuur 2.23: FRP configuratie proefstukken El Maaddawy en Sherif (5)



De toen geregistreerde kracht-doorbuigingsdiagrammen worden weergegeven in Grafiek 2.7 tot Grafiek 2.9.



Grafiek 2.7: Kracht-doorbuigingsdiagram groep A volgens El Maaddawy en Sherif (naar (5))



Grafiek 2.8: Kracht-doorbuigingsdiagram groep B volgens El Maaddawy en Sherif (naar (5))



Grafiek 2.9: Kracht-doorbuigingsdiagram groep C volgens El Maaddawy en Sherif (naar (5))



Na het analyseren van de bekomen proefresultaten is men in (5) tot de onderstaande conclusies gekomen.

- Het bezwijkmechanisme van een onversterkte gedrongen ligger met openingen is grotendeels afhankelijk van de grootte van de openingen. Proefstukken waarbij de verhouding van de hoogte van de openingen op de balkhoogte 0,3 en 0,4 bedroeg, bezweken plots door de vorming van 2 onafhankelijke dwarskrachtscheuren boven en onder de openingen. De proefstukken met grotere openingen bezweken door steeds groter wordende rotationele vervormingen.
- Ook de met openingen voorziene liggers met bijkomende FRP versterking bezweken op plotse wijze ten gevolge van plotse scheurvorming boven en onder de openingen. Zowel bij de hoog als de laag gepositioneerde openingen trad hierbij onthechting en/of breuk van het FRP op. Bij de liggers met centraal gepositioneerde openingen trad noch onthechting nog breuk op van het FRP.
- Ten gevolge van de bijkomende FRP versterking nam de draagcapaciteit van de verschillende liggers aanzienlijk toe. Bij de liggers met centraal gepositioneerde openingen bekwam men een toename van 66 à 71%. Ook in het geval van hoog gepositioneerde openingen bekwam men een winst van 72%. Bij laag gepositioneerde openingen daarentegen bedroeg de toename slechts 35%.
- Dankzij de FRP versterking nam eveneens de stijfheid van de liggers toe. De stijfheid van een ligger met openingen van 250 mm op 250 mm met bijkomende FRP versterking was quasi gelijkaardig als deze van een ligger met openingen van 200 mm op 200 mm zonder bijkomende versterking.

2.3.3 Openingen in betonnen vloerplaten (6)-(7)-(8)

Openingen kunnen om verschillende redenen geïntroduceerd worden in bestaande betonnen vloerplaten. Het bouwen van een nieuwe liftkoker is er bijvoorbeeld één van. Reeds door verschillende onderzoekers is het effect van een bijkomende FRP versterking rond een nieuwe opening in een bestaande vloerplaat bestudeerd. Terwijl Kim en Smith (2007) zich concentreerden op platen dragend in één richting, behandelden Enochsson et al (2007) en Seliem et al (2008) platen dragend in twee richtingen. Deze laatsten hadden bovendien de mogelijkheid experimenteel onderzoek in het veld uit te voeren.

In (6) wordt gerapporteerd over de belastingsproeven op 4 platen dragend in één richting waarin een voldoende grote opening werd aangebracht, waarvan 2 bijkomend versterkt met FRP. Dit onderzoek is naar eigen zeggen een voortzetting van een studie die eerder door Vasquez en Karbhari uitgevoerd werd. Volgens deze laatsten zou de onthechting van het FRP bij met FRP versterkte platen dragend in één richting voorzien van openingen een gevolg zijn van de scheuren die ontstaan in de hoeken van de openingen. Deze wijze van onthechten wordt in de vakliteratuur ook wel *intermediate crack (IC) induced interfacial debonding* of simpelweg *IC debonding* genoemd.

De hoeveelheid FRP in het onderzoek van Kim en Smith (2007) werd berekend op basis van de hoeveelheid wapeningsstaal die onderbroken werd bij het maken van de openingen. Bijkomend werden 2 platen zonder opening beproefd, om het effect van de opening op de draagkracht van de plaat te kunnen evalueren. Figuur 2.24 toont een principeschets van de proefstukken, terwijl Grafiek 2.10 de geregistreerde kracht-doorbuigingsdiagrammen weergeeft.





Grafiek 2.10: Kracht-doorbuigingsdiagram volgens Kim en Smith (naar (6))

Door Enochsson et al (2007) wordt in (7) gerapporteerd over een experimenteel en numeriek onderzoek uitgevoerd op platen dragend in twee richtingen. Er werd een totaal van 11 platen beproefd, waarvan 6 met een opening en bijkomend versterkt met FRP. Tevens werden 4 onversterkte platen met een opening en 1 plaat zonder opening belast. De hoeveelheid aan te brengen FRP werd ook in dit onderzoek berekend op basis van de hoeveelheid wapeningsstaal die onderbroken werd door het aanbrengen van de opening. Tabel 2.3 en Grafiek 2.11 tonen de resultaten bekomen uit de belastingsproeven.



	q _{cr} [kN/m²]	q _u [kN/m²]	q _{cr} /q _{design}	q _u /q _d
Н	7	36,1	0,5	2,41
Sw	20	35,6	1,3	2,37
Ss-45	18	41,2	1,2	2,75
Sc-45	27	44,2	1,8	2,95
Sc-90	34	48,3	2,2	3,22
Sc-45, 90	30	51,1	2,0	3,41
Lw	26	34,2	1,7	2,28
Ls-45	18	48,0	1,2	3,20
Lc-45	32	51,1	2,1	3,41
Lc-90	41	57,4	2,7	3,83
Lc-45, 90	41	76,8	2,7	5,12

Tabel 2.3: Proefresultaten volgens Enochsson et al $(q_d = 15 \text{ kN/m}^2)$ (naar (7))





Grafiek 2.11: Kracht-doorbuigingsdiagram volgens Enochsson et al (naar (7))

Uit Grafiek 2.11 heeft men een aantal conclusies kunnen trekken.

- Met CFRP versterkte platen vertonen een stijver gedrag in vergelijking met de referentieplaten (H, S/Lw). Verder is de bezwijklast bij een versterkte plaat (zowel met CFRP als met bijkomende inwendige staalwapening) steevast groter dan die van een plaat zonder opening.
- De verschillende onderzochte FRP configuraties zijn allen in staat de draagkracht te herstellen, en zelfs te doen toenemen in vergelijking met de referentieplaat zonder opening. Een toename van de draagcapaciteit van 24 à 125% werd bekomen in vergelijking met de referentieplaten met opening (S/Lw) en t.o.v. de referentieplaat zonder opening werd een toename van de draagcapaciteit van 22 à 110% bereikt.
- De platen met een grote opening vertonen duidelijk een grotere sterkte dan die met een kleine opening. Volgens (7) valt dit te verklaren doordat platen met een grotere opening zich eerder als een systeem van 4 balken gedragen dan als een plaat.

In (8) worden verschillende versterkingstechnieken bestudeerd om aldus de meest efficiënte techniek te bepalen. De onderzochte technieken zijn het gebruik van uitwendig gelijmde CFRP laminaten, uitwendig gelijmde CFRP laminaten met bijkomende CFRP verankeringen en NSM CFRP strippen. Een totaal van 5 belastingsproeven werd uitgevoerd. De geregistreerde kracht-doorbuigingsdiagrammen worden weergegeven op Grafiek 2.12.



Figuur 2.26: Principeschets proefstukken Seliem et al (8)



Grafiek 2.12: Kracht-doorbuigingsdiagram volgens Seliem et al (naar (8))

Gebaseerd op bovenstaande experimentele resultaten werden door Seliem et al (2008) onderstaande conclusies getrokken.

- Het versterken met NSM CFRP strippen leidde tot een grotere draagkracht in vergelijking met EB CFRP laminaten, ofschoon minder FRP toegepast werd. Dit werd in (8) toegeschreven aan de ongevoeligheid van het NSM CFRP aan *IC debonding*.
- Het gebruik van NSM CFRP beïnvloedde de stijfheid van de plaat nagenoeg niet in vergelijking met de EB CFRP laminaten.
- Ten gevolge van IC debonding kan de draagkracht slechts weinig toenemen bij het gebruik van EB CFRP. Ten gevolge van een bijkomende verankering is er men wel in geslaagd de volledige draagcapaciteit van de plaat te herstellen.

2.3.4 Openingen in betonnen wandpanelen (9)

Geprefabriceerde vlakke wandpanelen zijn sinds 1950 een vaak voorkomend constructieonderdeel in gebouwen in het aardbevingsgevoelige Roemenië. Naast aardbevingen wordt men vaak ook geconfronteerd met andere problemen, zoals ontwerpfouten en veranderende eisen m.b.t. het gebruik van de gebouwen. Nieuwe ramen en deuren en doorgangen voor HVAC systemen vereisen extra openingen in de wandpanelen. Kleine openingen hebben meestal geen invloed op het structureel gedrag van deze wandpanelen, hoofdzakelijk door de mogelijkheid tot herverdeling van de spanningen. Groteren openingen echter hebben uiteraard wel een effect op het structureel gedrag. Sas et al (2008) vroegen zich af in welke mate deze problematiek opgelost kan worden door het gebruik van uitwendig gelijmde FRP. Vooraleer het experimenteel luik op te starten, beschouwde men verschillende typische prefab constructies, zoals er één is weergegeven op Figuur 2.27.



Figuur 2.27: Typische constructie met vlakke prefab wandpanelen (9)

Van de vaak voorkomende wandpanelen selecteerde men 2 reeksen die beproefd zouden worden in het experimenteel luik van het onderzoek. De wapeningsconfiguratie en de wijze waarop het FRP aangebracht werd op de proefstukken is te vinden op Figuur 2.28 en Figuur 2.29.



Figuur 2.29: Wapeningsconfiguratie proefstukken Sas et al (9)

Het onderzoek beperkte zich tot op heden voornamelijk tot het bestuderen van de invloed van de sterkte van de verschillende materialen, de geometrische vorm van de elementen, de wapeningshoeveelheden... Minder aandacht werd besteed aan de meer FRP gerelateerde parameters zoals verankeringslengtes, de positionering van het FRP rond de openingen, het type FRP (prefab of wet lay-up) en de materiaalkarakteristieken van het FRP. Intensief onderzoek is nog vereist. Bijgevolg worden dan ook geen tussentijdse resultaten van dit onderzoek in deze literatuurstudie weergegeven.

3 Experimentele studie

Gedurende het experimenteel luik van dit afstudeerwerk werden enkele proeven verricht op balken in gewapend beton, waarin openingen werden aangebracht in de zones met de grootste dwarskrachten. De zones rond de openingen werden bijkomend versterkt met CFRP. De balken werden belast d.m.v. 2 puntlasten. Gedurende deze belastingsproeven werden verschillende parameters opgemeten, waaronder de doorbuiging, het scheurpatroon, de bezwijklast...

3.1 Opzet experimenteel onderzoek

3.1.1 Proefstukken en materiaalkarakteristieken

De proefstukken in het experimenteel deel van dit onderzoek bestonden uit 2 balken in gewapend beton met een rechthoekige dwarsdoorsnede. Plaatselijk werd een verzwakking in de balken aangebracht. De balken hadden een breedte van 200 mm, een hoogte van 300 mm, een overspanning van 3,00 m en een totale lengte van 3,15 m.

Beide balken werden van dezelfde hoeveelheid wapening voorzien. Als onderwapening werden 2 staven Ø16 in de staalkwaliteit 500 voorzien, terwijl als bovenwapening 2 staven Ø10 in dezelfde staalkwaliteit toegepast werden. In de zones met de grootste dwarskrachten werden gesloten beugels Ø8 in de staalkwaliteit 500 met een tussenafstand van 100 mm voorzien, terwijl in de zones met de grootste momenten de tussenafstand tussen de beugels 150 mm bedroeg. Uit trekproeven is overigens gebleken dat vloeigrens 550 à 600 N/mm² bedroeg van alle wapeningsstaal. Er zal gerekend worden met een vloeigrens van 580 N/mm².



Figuur 3.1: Wapeningsplan

Na 28 dagen had het gebruikte beton een gemiddelde cilinderdruksterkte f_{cm} van 42,88 MPa. Meer gedetailleerde informatie over de materiaalkarakteristieken kan in Tabel 3.1 en in Tabel 3.2 gevonden worden.

Grondstof	Hoeveelheid
Zand 0/4	665 kg
Granulaat 2/8	190 kg
Granulaat 8/16	1120 kg
CEM I 52,5 N	300 kg
Water	165 l

Tabel 3.1: Betonsamenstelling

	Na 28 dagen					
	f _{c,cub150} [N/mm²]	f _c [N/mm²]	f _{ck} [N/mm²]	f _{ct,fl} [N/mm²]	f _{ct,sp} [N/mm²]	E _c [N/mm²]
09-239 (11-06)	47,69	41,52	33,52	4,67	3,70	29653
09-239 (17-06)	50,23	44,23	36,23	5,41	3,53	36309
Gemiddelden	48,96	42,88	34,88	5,04	3,62	32981

Tabel 3.2: Betonkarakteristieken na 28 d	dagen
--	-------

Balk B1 werd voorzien van een opening Ø 125 mm centraal gelegen tussen een steunpunt en een puntlast. Als bijkomende versterking werden 5 laagjes PC Carbocomp Weefsel 225 U-vorming aan beide zijden van de opening over een afstand van 100 mm aangebracht.



Balk B2 werd voorzien van een quasi-rechthoekige opening met een lengte van 245 mm en een hoogte van 125 mm, eveneens centraal gelegen tussen een steunpunt en een puntlast. Als bijkomende versterking werden 5 laagjes PC Carbocomp Weefsel 300 U-vorming zowel aan beide zijden van de opening over een afstand van 100 mm en als boven en onder de opening aangebracht.



In beide gevallen werd unidirectionele CFRP weefsels gebruikt. Tabel 3.3 vat de mechanische eigenschappen van de weefsels samen. Voor het verlijmen en impregneren werd een tweecomponenten impregnatiehars gebruikt. De treksterkte en de elasticiteitsmodulus van het hars bedroegen respectievelijk 61 MPa en 3030 MPa.

Eigenschappen	Weefsel 225	Weefsel 300
Gewicht	225 g/m²	300 g/m ²
Equivalente dikte weefsel	0,125 mm	0,167 mm
Treksterkte	4000 MPa	4000 MPa
Elasticiteitsmodulus	240 GPa	240 GPa
Maximale rek	1,60 %	1,60 %

Tabel 3.3: Mechanische eigenschappen CFRP weefsels

3.1.2 Proefprocedure

Beide proefstukken werden vervaardigd volgens de regels van goed vakmanschap. De uitwendige CFRP wapening werd minimaal 7 dagen voor de belastingsproeven aangebracht. Voor het aanbrengen van het CFRP weefsel werd het beton ontdaan van stof en cementhuid. Nadien werd het te versterken oppervlak ingestreken met epoxyhars. In het natte hars werd het CFRP weefsel gedrukt. Vervolgens werd het CFRP weefsel geïmpregneerd met het epoxyhars.

De balken werden belast d.m.v. een vierpuntsbuigproef, zoals getoond in Figuur 3.4. De puntlasten werden uitgeoefend door 2 hydraulische vijzels. De last werd stapsgewijs verhoogd tot de last in gebruiksomstandigheden. Nadien werden de proefstukken ontlast, om vervolgens opnieuw de belasting in stappen te laten toenemen totdat net geen vloeien van de staalwapening optrad.

Gedurende de belastingsproeven werden zowel manuele als elektronische metingen verricht. De doorbuiging in het midden van de overspanning en onder de hydraulische vijzels werden manueel en elektronisch opgemeten, terwijl deze ter hoogte van de ondersteuningen van de balk enkel elektronisch opgemeten werd.

Vervormingsmetingen werden verricht aan de hand van klassieke demec punten. Deze punten werden zowel aan de voorzijde als aan de achterzijde aangebracht zoals weergegeven is op Figuur 3.4. Boven- en onderaan werden deze vervormingen bovendien ook elektronisch opgemeten met zogenaamde *strain stirrups* (U-vormige beugeltjes voorzien van rekstrookjes). Tevens werd het CFRP weefsel van enkele rekstrookjes voorzien.

Tussen iedere belastingsstap werd een visuele controle verricht m.b.t. scheuren. Scheuropeningen werden opgemeten m.b.v. een kleine microscoop.





3.2 Experimentele resultaten

3.2.1 Breukmechanisme

In beide gevallen bezweken de balken door vloeien van het staal gevolgd door verbrijzeling van beton. In geen van beide gevallen werd onthechting van het CFRP weefsel waargenomen. Voor de volledigheid kan opgemerkt worden dat gedurende de belastingsproef op balk B2 nabij de bezwijklast grote hoekverdraaiingen visueel waarneembaar waren in het beton boven en onder de opening.



Figuur 3.5: Bezwijkmechanisme balk B1



Figuur 3.6: Bezwijkmechanisme balk B2

3.2.2 Kracht-vervormingsdiagrammen

In de onderstaande grafieken worden respectievelijk de vervorming ε_c ter hoogte van de meest gedrukte vezel en de vervorming ter hoogte van de meest getrokken vezel in functie van de aangrijpende kracht weergegeven. Deze grafieken zijn het resultaat van de elektronische vervormingsmetingen. Er wordt aangenomen dat de vervorming ter hoogte van de meest getrokken vezel enigszins de vervorming ε_s van het getrokken wapeningsstaal benaderen, ofschoon de metingen niet op dezelfde hoogte verricht werden als waarop de getrokken wapening zich exact bevond. De manueel gemeten vervormingen in het staal stemmen goed overeen met de elektronisch gemeten vervormingen in het staal. Bij de vervormingen in het beton echter is dit niet het geval. In het geval van balk B2 blijkt men het scheurmoment zelfs niet te kunnen afleiden uit de grafiek.

Grafiek 3.3 en Grafiek 3.4 geven het gemiddelde van de vervormingen van alle meetbasissen die zich op dezelfde hoogte bevinden. De gemiddelde vervorming verloopt aldus nagenoeg lineair over de hoogte.



Grafiek 3.1: Kracht-vervormingsdiagram beton (links) en staal (rechts) balk B1



Grafiek 3.2: Kracht-vervormingsdiagram beton (links) en staal (rechts) balk B2



Grafiek 3.3: Gemiddelde vervorming balk B1 over de ganse balkhoogte



Grafiek 3.4: Gemiddelde vervorming balk B2 over de ganse balkhoogte

3.2.3 Kracht-doorbuigingsdiagrammen

De opgemeten kracht-doorbuigingsdiagrammen worden weergegeven in Grafiek 3.5. Deze grafiek is gebaseerd op de elektronisch opgemeten resultaten. Daar er geen referentiebalk getest werd, is het onmogelijk vergelijkingen te maken met een balk zonder openingen gebaseerd op experimentele gegevens.

Op basis van Grafiek 3.6, die beide kracht-doorbuigingsdiagrammen combineert op 1 grafiek, kan er opgemerkt worden dat de stijfheid van balk B2 in de gescheurde toestand enigszins kleiner is dan deze van balk B1, wat mogelijks te wijten is aan het verschil in de grootte van de openingen in beide balken.

Tot slot wordt op basis van de manuele metingen van de doorbuiging het effect van de opening op de symmetrie van de doorbuiging nagegaan. Uit Grafiek 3.7 en Grafiek 3.8 blijkt dit effect overigens verwaarloosbaar te zijn.



Grafiek 3.5: Kracht-doorbuigingsdiagram balk B1 (links) en balk B2 (rechts)



Grafiek 3.6: Kracht-doorbuigingsdiagrammen balken B1 & B2



Grafiek 3.7: Invloed opening op de symmetrie van de doorbuiging balk B1



Grafiek 3.8: Invloed opening op de symmetrie van de doorbuiging balk B2

3.2.4 Scheurgedrag

In beide gevallen vertoonden de eerste scheuren zich bij een last Q \approx 9 kN. De eerste scheuren rond de openingen vertoonden zich bij verschillende belastingen. Terwijl bij balk B1 pas een eerste scheur bij de opening ontstond bij een last Q \approx 30 kN, was reeds bij een last Q \approx 15 kN aanwezig rond de opening in balk B2. De waargenomen scheurpatronen zijn weergegeven op Figuur 3.7 tot Figuur 3.12. De scheurpatronen verschillen overigens slechts weinig van deze van een betonnen balk zonder opening. De gemiddelde scheuropeningen van de balken worden in Grafiek 3.9 met elkaar vergeleken.



V G









Grafiek 3.9: Gemiddelde scheuropeningen

3.2.5 Rekmetingen FRP

M.b.v. rekstrookjes werden de vervormingen in het FRP opgemeten. Terwijl de exacte posities van de verschillende rekstrookjes weergegeven zijn op Figuur 3.13 en Figuur 3.14, zijn de resultaten van de metingen weergegeven op Grafiek 3.10 tot Grafiek 3.12. De grootste rekken werden waargenomen in de beurt van de scheuren, terwijl heel wat lagere rekken opgemeten werden op de posities verder van de scheuren gelegen.



Figuur 3.14: Posties rekstrookjes op balk B2







Grafiek 3.11: FRP rekmetingen (SG1 tot SG10) op balk B2



Grafiek 3.12: FRP rekmetingen (SG11 tot SG14) op balk B2



3.3 Analytische verificatie

3.3.1 Bezwijklast en bezwijkmechanisme

Als eerste controle werd de bezwijklast en het bezwijkmechanisme van een referentiebalk berekend. Deze berekening werd verricht zoals voorgeschreven door EC2. In deze berekening werd gebruik gemaakt van de materiaalkarakteristieken die eerder in 3.1.1 aan bod gekomen zijn. Daarenboven werden alle veiligheidsfactoren gelijk aan 1 gesteld. Het resultaat van deze berekening is opgenomen in Tabel 3.4.

Eigenschappen		Waarde	
M _R		55,634 kN m	
Vc		37,248 kN	
V _w	s = 100 mm	133,292 kN	

Tabel 3.4: Bezwijklast referentiebalk

Tevens werd de dienstlast van de referentiebalk bepaald. Deze last Q_{ser} is gelijk aan de kleinste waarde van de onderstaande belastingen:

- Q_{k1}, de last in bezwijkgrenstoestand berekend op basis van evenwicht tussen alle aanwezige krachten, waarbij partiële veiligheidsfactoren in rekening gebracht zijn;
- Q_{k2}, de last in gebruiksgrenstoestand waarbij beton- en staalspanningen beperkt worden tot een zekere waarde, zoals voorgeschreven door EC2;
- Q_{k3}, de last in gebruiksgrenstoestand waarbij de maximale doorbuiging beperkt wordt tot a_{lim} = I/250, zoals ook in 3.3.3 uitgelegd wordt;
- Q_{k4} , de last in gebruiksgrenstoestand waarbij de scheuropeningen beperkt worden tot $w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$, zoals ook in 3.3.4 uitgelegd wordt.

Uit Tabel 3.5 blijkt alvast dat Q_{k1} de beperkende factor is.

Kracht	Waarde [kN]
Q _{k1}	28,692
Q _{k2}	33,701
Q _{k3}	53,756
Q _{k4}	30,723

Tabel 3.5: Berekening dienstlast referentiebalk

Uit bovenstaande berekeningen is gebleken dat zowel voor balk B1 als voor balk B2 de opening volledig binnen de getrokken zone ligt, zodat het weerstandsbiedend moment van beide balken niet gereduceerd wordt door de openingen. Bijgevolg zal verder in deze paragraaf geen aandacht meer besteed worden aan het weerstandsbiedend moment van de balken.

De dwarskrachtcapaciteit van balk B1 werd geverifieerd volgens het rekenmodel van Ichinose en Yokoo, reeds eerder behandeld in 2.2.1.2.3. Gedurende deze calculatie werd gebruik gemaakt van (2.43), (2.45) en (2.46). Er werden 2 berekeningen verricht. In een eerste berekening werd nagegaan welke hoeveelheid inwendige dwarskrachtenwapening noodzakelijk zou zijn opdat de dwarskracht-capaciteit noodzakelijk zou zijn opdat de weerstandsbiedende dwarskracht van de balk ter hoogte van de opening 55,634 kN zou bedragen.



In een tweede berekening werd de dwarskrachtcapaciteit van de balk met cirkelvormige opening zonder bijkomende versterking gecontroleerd. De resultaten van deze berekeningen zijn terug te vinden in Tabel 3.6.

Eigenschap	Berekening 1	Berekening 2		
V [kN]	55,634	44,829		
d _{tw} [mm]	42	30		
θ [°]	19	22		
ρ _w [%]	0,004	0,505		
_ / /				

Tabel	3.6
10001	5.0

Er werd opgemerkt dat, ondanks een schijnbaar groter wapeningspercentage in de tweede situatie, de weerstandsbiedende dwarskracht van balk B1 ter hoogte van de opening toch kleiner is dan deze in de eerste situatie. Mogelijks valt dit te verklaren doordat in deze berekeningen geen rekening gehouden werd met de in 2.2.1.2.3 geformuleerde voorwaarde m.b.t. de maximaal opneembare dwarskracht. Rekening houdende met deze voorwaarde zou men een maximale dwarskracht van slechts 36,603 kN kunnen opnemen.

Op basis van bovenstaande resultaten diende geen bijkomende versterking aangebracht te worden indien men enkel het wapeningspercentage zou beschouwen. Rekening houdende met de berekende weerstandsbiedende dwarskracht echter bleek bijkomende FRP versterking noodzakelijk om 10,805 kN op te kunnen nemen. Deze diende over een afstand van 60 mm aan beide zijden van de opening geplaatst te worden. Volgens de ontwerpwijze uit FIB Bulletin 14 kon de benodigde hoeveelheid FRP wapening begroot worden, en er bleek dat de aangebrachte hoeveelheid FRP meer was dan noodzakelijk. Uit de berekeningen bleek slechts 0,003 mm FRP benodigd te zijn, wat minder is dan 1 laag van het type aangebracht weefsel.

De dwarskrachtcapaciteit van balk B2 werd geverifieerd op basis van de vergelijkingen uit 2.2.2. Aangezien de opening centrisch gepositioneerd is, diende elke koorde bijgevolg 27,817 kN te kunnen opnemen. Volgens ACI Code (1995) kan de dwarskrachtbijdrage t.g.v. het beton berekend worden als

$$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f_c} b d_t \tag{3.1}$$

waarbij d_t de werkzame hoogte van de bovenste koorde voorstelt. Er werd verondersteld dat de werkzame hoogte van een koorde gelijk is aan 85% van de totale hoogte van diezelfde koorde. Aldus werd een totale weerstandsbiedende dwarskracht van 32,469 kN bekomen. Een bijkomende FRP versterking zou bijgevolg 23,165 kN moeten kunnen opnemen. Op basis van berekeningen a.d.h.v. FIB Bulletin 14 is gebleken dat ook in dit geval meer FRP aangebracht werd dan noodzakelijk was. Er bleek slechts een laag van 0,007 mm noodzakelijk te zijn.

Bijkomend diende ook een controle m.b.t. knik van de topkoorde verricht te worden, zoals in 2.2.2 uitgelegd is. Dit bleek echter geen enkel probleem te zijn. Verbrijzeling van het beton zou optreden vooraleer er sprake is van knik van de topkoorde.

3.3.2 Moment-vervormingsdiagram

Deze paragraaf gaat na in welke mate het vervormingsgedrag van de beproefde balken op de klassieke manier geëvalueerd kan worden. Deze methode gaat uit van 3 basishypothesen.

- Voor voldoende lange liggers (l ≥ 2 h) wordt aangenomen dat de vervormingshypothese van Bernouilli geldig is zowel in de gebruiksgrenstoestand als in de bezwijkgrenstoestand. Volgens deze hypothese zijn de gemiddelde rek en stuik recht evenredig met de afstand tot de neutrale vezel.
- Voor het berekenen van spanningen en vervormingen wordt uitgegaan van de rekendiagrammen zoals geïllustreerd op Grafiek 3.13 en Grafiek 3.14.
- Er wordt verondersteld dat trekspanningen uitsluitend door het wapeningsstaal opgenomen kunnen worden.



Grafiek 3.13: Rekendiagram beton



Grafiek 3.14: Rekendiagram wapeningsstaal



Beschouwt men de doorsnede zoals getekend op Figuur 3.15, dan volgt uit de vervormingshypothese van Bernouilli

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_c} = \frac{d-x}{x} \tag{3.2}$$

Vertrekkende van de geformuleerde basishypothesen kan men m.b.v. de rekkendiagrammen uit Grafiek 3.13 en Grafiek 3.14 voor een gegeven vervormingslijn de spanningen in het beton en in het wapeningsstaal berekenen. Dit levert de spanningsresultanten N_c en N_s op

$$N_c = b \int_0^x \sigma_c(t) dt = b x \psi f_c$$
(3.3)

$$N_s = A_s \sigma_s \tag{3.4}$$

waarin x de hoogte van de drukzone is en ψ de zogenaamde vullingsgraad.

$$\psi = \frac{1}{12} \varepsilon_c (6 - \varepsilon_c) \qquad \qquad 0\% \le \varepsilon_c \le 2\%$$

$$\psi = \frac{3 \varepsilon_c - 2}{3 \varepsilon_c} \qquad \qquad 2\% \le \varepsilon_c \le 3,5\%$$
(3.5)

Voor de bepaling van het aangrijpingspunt van $N_{\rm c}$ wordt gebruik gemaakt van de zwaartepuntscoëfficiënt $\delta_G.$

$$d_G = \delta_G x \tag{3.6}$$

$$\delta_{G} = \frac{8 - \varepsilon_{c}}{4 (6 - \varepsilon_{c})} \qquad \qquad 0\% \le \varepsilon_{c} \le 2\%$$

$$\delta_{G} = \frac{\varepsilon_{c} (3 \varepsilon_{c} - 4) + 2}{2 \varepsilon_{c} (3 \varepsilon_{c} - 2)} \qquad \qquad 2\% \le \varepsilon_{c} \le 3,5\%$$

$$(3.7)$$

Daar er evenwicht dient te zijn tussen beide langse krachten, kan men schrijven

$$\psi b x f_c = A_s E_s \varepsilon_s \tag{3.8}$$

waarbij

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \frac{d-x}{x} \operatorname{met} \varepsilon_s \le \frac{f_y}{E_s}$$
 (3.9)

Het rotatie-evenwicht kan onder de volgende vorm geschreven worden.

$$M = \psi b x f_c (d - \delta_G x)$$
(3.10)

M.b.v. bovenstaande vergelijkingen werd het vervormingsgedrag van beide balken analytisch berekend. Er werd gerekend met een theoretische waarde van 200 000 N/mm² voor de elasticiteitsmodulus van het wapeningsstaal. Dit levert echter geen bijzonder goede overeenkomsten op met de experimentele resultaten, zoals blijkt uit Grafiek 3.15 en Grafiek 3.16. De experimentele waarden van zowel de betonstuik als de wapeningsstaalrek zijn de gemiddelde waarden van de vervormingen opgemeten met de *strain stirrups* op een afstand van 10 mm resp. van de bovenvezel en van de ondervezel van de balk. Er kan geconcludeerd worden dat in deze gevallen de openingen weinig tot geen invloed hebben op de vervormingen. Meteen kan echter ook de vraag gesteld worden of deze conclusie ook geldig is indien een opening zich zou bevinden in de zone met de grootste aangrijpende momenten.





Grafiek 3.15: Moment-vervormingsdiagram beton (links) en staal (rechts) balk B1

Grafiek 3.16: Moment-vervormingsdiagram beton (links) en staal (rechts) balk B2

67

3.3.3 Moment-doorbuigingsdiagram

In deze paragraaf wordt aandacht besteed aan het analytische nazicht van de doorbuigingen. Gezien de talrijke onzekerheden die met scheurvorming en met tijdsafhankelijke betonvervormingen gepaard gaan evenals met de werkelijke randvoorwaarden van het beschouwde betonelement, moet het bekomen resultaat eerder opgevat worden als een goede schatting dan als een exacte waarde. De doorbuiging van een punt met abscis x_0 kan berekend worden a.d.h.v. het beginsel van virtuele arbeid. Daartoe kan gebruik gemaakt worden van de algemene formule

$$a(x_0) = \int_0^l m \, \frac{1}{r} \, dx \tag{3.11}$$

met 1/r de kromming, waarbij een onderscheid gemaakt dient te worden tussen de ongescheurde en de gescheurde fase en m de momentenlijn t.g.v. een eenheidspuntlast aangrijpend in het punt met abscis x_0 van een eenvoudig opgelegde ligger met overspanning l.



Figuur 3.16: Principe van de virtuele arbeid

Voor de ongescheurde toestand, ook wel "toestand 1" genoemd, geldt

$$\frac{1}{r_1} = \frac{M}{E_c \ I_1}$$
(3.12)

met I₁ het traagheidsmoment van de niet-gescheurde fictieve betondoorsnede. Deze uitdrukking is uiteraard enkel geldig voor $|M| < M_r$ met M_r het scheurmoment dat berekend wordt op basis van f_{ctm}. Aan de hand van dit scheurmoment kan de ligger onderverdeeld worden in ongescheurde en gescheurde zones. In het geval van een rechthoekige doorsnede kan het scheurmoment benaderend berekend worden met de onderstaande formule.

$$M_r = f_{ctm} \, \frac{b \, h^2}{6} \tag{3.13}$$

De gemiddelde betontreksterkte f_{ctm} kan berekend worden op basis van de karakteristieke betondruksterkte f_{ck} .

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3} \tag{3.14}$$

Voor de volledig gescheurde toestand, ook wel "toestand 2" genoemd, geldt

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M}{(E I)_2}$$
(3.15)

Voor een enkelvoudig gewapende doorsnede kan (E I)₂ geschreven worden als

$$(E I)_2 = E_s A_s d^2 (1 - \xi_e) (1 - \xi_e/3)$$
(3.16)

De dimensieloze parameter ξ_e is op zijn beurt afhankelijk van de geometrische wapeningsverhouding ρ vermenigvuldigd met de verhouding van de elasticiteitsmoduli.

$$\xi_e = -\alpha \,\rho + \sqrt{\alpha^2 \,\rho^2 + 2 \,\alpha \,\rho} \tag{3.17}$$

$$\alpha \rho = \frac{E_s}{E_c} \frac{A_s}{b d}$$
(3.18)

De gemiddelde kromming in gescheurde zones kan geschreven worden als

$$\frac{1}{r_m} = (1 - \chi_a) \frac{1}{r_1} + \chi_a \frac{1}{r_2}$$
(3.19)

met

$$\chi_a = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_r}{M}\right)^2 \tag{3.20}$$

voor $|M| > M_r$. De coëfficiënt β_1 werd ingevoerd om de hechtingskarakteristieken van de wapening in rekening te brengen.: $\beta_1 = 1,0$ voor geribde staven en $\beta_1 = 0,5$ voor gladde staven. De coëfficiënt β_2 is gelijk aan 1,0 voor een éénmalige kortstondige belasting en gelijk aan 0,5 voor herhaalde of langdurige belastingen.

Het moment-doorbuigingsgedrag van beide balken – zowel het analytisch berekende als het experimenteel waargenomen gedrag – worden in Grafiek 3.17 en Grafiek 3.18 met elkaar vergeleken. De analytische berekeningen werden volgens het principe van de virtuele arbeid verricht.



Grafiek 3.17: Moment-doorbuigingsdiagram balk B1



Grafiek 3.18: Moment-doorbuigingsdiagram balk B2

De gemiddelde kromming in gescheurde zones kan echter ook geschreven worden als

$$\frac{1}{r_m} = \frac{\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}}{d} \tag{3.21}$$

met ε_{sm} de gemiddelde staalrek en ε_{cm} de gemiddelde betonstuik. Op Grafiek 3.19 en Grafiek 3.20 wordt zowel de gemiddelde kromming op basis van (3.19) als de gemiddelde kromming op basis van (3.21), waarbij ε_{sm} en ε_{cm} resp. de experimenteel waargenomen staalrek en betonstuik voorstellen, grafisch weergegeven.



Grafiek 3.19: Moment-krommingsdiagram balk B1





Grafiek 3.20: Moment-krommingsdiagram balk B2

3.3.4 Scheurgedrag

Zoals in voorgaande secties reeds aangehaald is, kan het scheurmoment van een betonnen balk zonder openingen benaderend m.b.v. (3.13) berekend worden. Is men louter geïnteresseerd in mogelijke scheuren rond openingen, dan kan het scheurmoment benaderend berekend worden met

$$M = \frac{f_{ctm} h}{2 I} \tag{3.22}$$

waarbij I het traagheidsmoment van de dwarsdoorsnede t.p.v. de openingen voorstelt. Aldus vertoont balk B1 theoretisch een eerste scheur rond de opening bij een puntlast Q \approx 16 à 18 kN, terwijl op balk B2 reeds bij een puntlast Q \approx 13 à 16 kN een eerste scheur rond de opening zich vertoont. Experimenteel werd op balk B1 een eerste scheur rond de opening waargenomen bij een puntlast Q \approx 30 kN, terwijl bij balk B2 een eerste scheur rond de opening vastgesteld werd bij een puntlast Q \approx 15 kN. Er kan geconcludeerd worden dat in deze gevallen de klassieke berekeningswijze de scheurvorming rond de openingen in voldoende mate kan voorspellen.

De gemiddelde scheuropening $w_{\rm m}$ corresponderend met de gemiddelde scheurafstand $s_{\rm rm}$ kan volgens EC 2 berekend worden als

$$w_m = s_{rm} \, \varepsilon_{sm,r} \tag{3.23}$$

met $\varepsilon_{sm,r}$ de gemiddelde staalrek ten opzichte van het omringende beton. Men heeft vastgesteld dat de gemiddelde scheurafstand s_{rm} bij elementen onderworpen aan buiging berekend kan worden als

$$s_{rm} = 50 + \frac{0.20 \,\beta_3 \,\phi}{\beta_1 \,\rho_r} \tag{3.24}$$

waarbij

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \tag{3.25}$$

met $A_{c,eff}$ de effectieve trekzone die beïnvloed wordt door het wapeningsstaal. Voor elementen onderworpen aan buiging wordt $A_{c,eff}$ gelijk gesteld aan de betonoppervlakte die de trekwapening omringt en een hoogte bezit gelijk aan 2,5 (c + $\Phi/2$) in het geval van één wapeningslaag. Deze hoogte wordt overigens veelal begrensd tot (h – x)/3. De coëfficiënt β_3 in (3.24) houdt rekening met het feit dat in het geval van een spannings- of vervormingsgradiënt over $A_{c,eff}$, de tussen de scheuren op te bouwen trekkracht kleiner is dan f_{ct} $A_{c,eff}$. Voor buiging kan β_3 benaderend gelijk aan 0,5 gesteld worden.



De gemiddelde staalrek $\epsilon_{sm,r}$ is gelijk aan

$$\varepsilon_{sm,r} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \beta_1 \beta_2 \frac{\sigma_{sr}^2}{\sigma_s^2} \right)$$
(3.26)

met σ_{sr} de staalspanning in de volledig gescheurde doorsnede. Aangezien in de gebruiksgrenstoestand de spanningen berekend worden op basis van een lineaire elasticiteitstheorie geldt dat $\sigma_{sr}/\sigma_s = M_r/M$ zodat (3.26) herschreven kan worden als

$$\varepsilon_{sm,r} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \beta_1 \beta_2 \frac{M_r^2}{M^2} \right)$$
(3.27)

De theoretisch berekende waarden, alsook de experimenteel vastgestelde waarden van de gemiddelde scheuropening, worden grafisch voorgesteld in Grafiek 3.21. Zolang de balken zich in de gebruiksgrenstoestand bevinden, beantwoorden de scheuropeningen enigszins aan de theoretisch berekende waarden. Er wordt opgemerkt dat de openingen geen significante invloed hebben op de scheuropeningen. Mogelijks valt dit te verklaren door het zeer lokale karakter van de openingen.



Grafiek 3.21: Gemiddelde scheuropening


Daar het aantal experimentele proeven in dit afstudeerwerk beperkt is, kon alleen door bijkomende numerieke berekeningen meer informatie vergaard worden. De eindige-elementenmethode is een dergelijke rekenmethode. Complexe constructies worden in een beperkt (eindig) aantal elementen opgesplitst en met elkaar verbonden door knopen. Uiteraard dient men steeds in het achterhoofd te houden dat een dergelijke berekening slechts een benadering van de werkelijkheid is. De eindigeelementenberekeningen in dit afstudeerwerk werden uitgevoerd met DIANA 9.4. DIANA is een numeriek softwarepakket ontwikkeld voor de structurele (niet-lineaire) berekening van betonconstructies, hoewel ook andere constructies gesimuleerd kunnen worden.

4.1 Eindige-elementenmodel

De basis voor alle eindige-elementenmodellen beschouwd in dit afstudeerwerk, wordt voorgesteld op Figuur 4.1. Het is overduidelijk een 2D model. Door de korte tijdsspanne waarin dit afstudeerwerk uitgevoerd diende te worden, was het niet mogelijk een meer waarheidsgetrouw 3D model op te bouwen.

Zoals ook blijkt uit Figuur 4.1 werd slechts de helft van de liggers gemodelleerd, vermits men uitgegaan is van een zekere symmetrie, hoewel de beproefde balken slecht op 1 plaats voorzien waren van een opening.



Figuur 4.1: Basis eindige-elementenmodel

De *mesh* in het eindige elementenmodel uit Figuur 4.1 werd opgebouwd met het zogenaamde CQ16M element, d.i. een kwadratisch element met 4 randen en 8 knopen. Elke knoop heeft 2 vrijheids-graden, nl. de verplaatsingen in horizontale en verticale richting. Er werd gekozen voor een Gauss 2x2 integratieschema. Het inwendige wapeningsstaal werd gemodelleerd als *BAR in plane stress*, zoals voorgesteld op Figuur 4.2.



Figuur 4.2: CQ16M element (links) en BAR particle in plane stress element (rechts) (naar (11))

Binnen dit afstudeerwerk is men er niet in geslaagd de dwarskrachtversteviging in het model te implementeren. Daartoe is vermoedelijk een 3D model noodzakelijk. Men is er echter wel in geslaagd een versterking in buiging aan het model toe te voegen.



4.2 Materiaalkarakteristieken

4.2.1 Beton (11)-(12)

Er bestaan verschillende manieren om scheurvorming in beton te simuleren. In de vakliteratuur wordt een onderscheid gemaakt tussen een *smeared crack approach* en een *discrete crack approach*. Bij deze laatste is het vereist de locatie van de scheuren op voorhand te kennen. Simulaties die als doel hebben voorspellingen te maken, kunnen bijgevolg geen gebruik maken van deze *discrete crack approach*. Aangezien men in dit afstudeerwerk de bedoeling heeft voorspellingen te maken, zal de *discrete crack approach* in deze tekst buiten beschouwing gelaten worden.

Binnen de smeared crack approach kan men 2 scheurmodellen onderscheiden, nl. een *fixed* en een *rotating crack model*. Het *fixed crack model* kan op zijn beurt opnieuw onderverdeeld worden in het *Total Strain Fixed crack model* en het *Multi-Directional Fixed crack model*.

In het eerstgenoemde scheurmodel is de richting van de normale op de scheur vast wanneer een scheur gevormd wordt en deze is dezelfde als de richting van de hoofdtrekspanningen op het moment van de vorming van de scheur. Tijdens het verdere verloop van de simulatie kan deze richting niet meer wijzigen. In werkelijkheid kan de richting van de hoofdtrekspanningen wel wijzigen na het ontstaan van een scheur, bijvoorbeeld door schuifspanningen aanwezig in de scheur. Daarom werd een tweede *fixed model* geïntroduceerd, nl. het *Multi-Directional Fixed crack model*.

In beide *fixed crack models* dient een *shear retention factor* gedefinieerd te worden. Door het invoeren van deze factor wordt rekening gehouden met het feit dat binnen scheuren nog steeds een zekere schuifweerstand kan bestaan omwille van het grillige verloop van die scheuren. Het bepalen van een geschikte waarde voor deze factor is echter niet eenvoudig, vermits deze parameter in hoge mate afhankelijk is van de scheurbreedte.

In het *rotating crack model* kan de normale op de scheur wel wijzigen gedurende de ganse simulatie, m.a.w. gedurende iedere belastingsstap kan in een element een nieuwe scheur ontstaan, terwijl de scheur in datzelfde element uit de voorgaande stap uit het geheugen gewist is. Enkel de reeds aangebrachte schade wordt overgedragen naar de nieuwe scheur. Dit model wordt in de vakliteratuur ook wel het *Total Strain Rotating crack model* genoemd. Bijkomend is er het voordeel dat geen waarde voor de eerder vermelde *shear retention factor* gekozen dient te worden. Er werd beslist dit laatste model te implementeren in het eindige-elementenmodel dat in dit afstudeerwerk beschouwd wordt.



Grafiek 4.1: Spanning-rekdiagram beton



Het spanning-rekdiagram van beton (zowel onder druk als onder trek) wordt gevisualiseerd in Grafiek 4.1. In trek vertoont de grafiek een lineair karakter. G_f^{I} staat voor de mode I breukenergie. Volgens (13) kan deze berekend worden als

$$G_f^I = 2.5 \,\alpha_0 \,\left(\frac{f_c}{0.051}\right)^{0.46} \,\left(1 + \frac{d_a}{11.27}\right)^{0.22} \,\left(\frac{w}{c}\right)^{-0.30} \tag{4.1}$$

waarbij α_0 gelijk is aan 1 of aan 1,44 bij het gebruik van resp. gerolde of gebroken granulaten. De verhouding w/c staat voor de water-cementfactor, terwijl d_a staat voor de maximale diameter die voorkomt in de granulaten (in mm).

Bij wijze van besluit van deze paragraaf lijst Tabel 4.1 de verschillende betonkarakteristieken geïmplementeerd in het eindige-elementenmodel samen.

Eigenschap	Beton
Elasticiteitsmodulus [MPa]	32 981
Poisson getal	0,2
Treksterkte [MPa]	3,2
Druksterkte [MPa]	42,88

Tabel 4.1: Betonkarakteristieken in het eindige-elementenmodel

4.2.2 Wapeningsstaal, FRP en epoxylijm (14)-(15)-(16)

Zowel voor het inwendige wapeningsstaal als voor de epoxylijm werd een bilinear spanningrekdiagram toegepast. De vloeigrens van het wapeningsstaal werd gelijk gesteld aan 580 N/mm², terwijl voor de epoxylijm een vloeigrens gelijk aan 24,3 N/mm² gekozen werd, overeenkomstig de technische fiche van de leverancier. Wat het FRP betreft, werd het spanning-rekdiagram geheel lineair elastisch verondersteld, met een maximale treksterkte van 2375 N/mm².

Eigenschap	Staal	Epoxylijm	FRP
Elasticiteitsmodulus [MPa]	200 000	7500	165 000
Poisson getal	0,3	0,3	0,35
Vloeigrens [MPa]	580	24,3	-

Tabel 4.2: Karakteristieken wapeningsstaal, epoxylijm en FRP in het eindige-elementenmodel

Aangezien verwacht wordt dat bezwijken optreedt door onthechting van het FRP, kan men bijgevolg geen perfecte hechting tussen het FRP en het beton veronderstellen. Daarom dient gebruik gemaakt te worden van zogenaamde *interface elements*. Een kwadratisch *interface element* bestaat uit 2 lijnen die elk 3 knopen bevatten, zoals ook getoond wordt op Figuur 4.3. Aan dergelijke elementen kan een hechtspanning-slip model meegegeven worden. Eén van de meest toegepaste modellen is het bilineaire model volgens Holzenkämpfer en nadien aangepast door Neubauer en Rostásy (2).



Figuur 4.3: Interface elements (naar (11))



Grafiek 4.2: Hechtspanning-slip model volgens Holzenkämpfer (naar (2))

Ook in dit afstudeerwerk werd het hechtspanning-slip model volgens Holzenkämpfer aan de *interface elements* meegegeven. Dit model kan gedefinieerd worden a.d.h.v. 3 parameters, nl. de mode II breukenenergie G_f^{II} , de afschuifsterkte τ_{max} en de slip s_{f1} die bij deze schuifspanning optreedt.

$$G_f^{II} = k_c^2 k_b^2 c_F f_{ctm}$$
(4.2)

$$\tau_{max} = k_b k_c \ 1.8 f_{ctm} \tag{4.3}$$

$$s_{f1} = \frac{\tau_{max}}{k_{Gc}} \tag{4.4}$$

waarbij c_F een kalibratiefactor is. Volgens gegevens uit de literatuur bedraagt deze factor 0,092 mm (Holzenkämpfer) of 0,202 mm (Neubauer & Rostásy) bij het gebruik van CFRP. De factor k_{Gc} kan berekend worden als

$$k_{Gc} = \frac{E_c}{2(1+\nu_c) h_{c,eff}}$$
(4.5)

waarbij v_c staat voor het Poisson getal van het beton. De hoogte $h_{c,eff}$ is de hoogte van het beton die bijdraagt tot de slip van het FRP. Deze hoogte mag benaderend gelijk gesteld worden aan 50 mm of aan 2x de maximale diameter die voorkomt in de granulaten. In het eindige-elementenmodel echter wil men de slip concentreren in de *interface elements*, waardoor de effectieve hoogte $h_{c,eff}$ vervangen dient te worden door de dikte van de *interface elements*.

4.3 Resultaten

4.3.1 Algemeen

Hoewel in werkelijkheid de ligger onderhevig is aan het eigengewicht, is dit eigengewicht bij de opbouw van het eindige-elementenmodel buiten beschouwing gelaten. De simulatie van de vierpuntsbuigproef zelf kan op verschillende manieren uitgevoerd worden. Men kan kiezen voor een belastingsgestuurde proef, een verplaatsingsgestuurde proef en een derde proef die gebaseerd is op de belastingsgestuurde proef. Deze laatste techniek, ook wel *arc-length method* genoemd, is aangewezen in situaties waarbij de overige 2 technieken falen, bijvoorbeeld bij een zogenaamde snap-back. Daar vermoed werd dat dit laatste niet zou optreden, werd in dit afstudeerwerk beslist de proef verplaatsingsgestuurd te laten verlopen.



Figuur 4.4: Belastingsgestuurde (links) en verplaatsingsgestuurde (rechts) simulatie (11)



Figuur 4.5: Snap-through (links) en snap-back (rechts) (11)

Tevens diende een keuze gemaakt te worden uit verschillende convergentiecriteria. Het iteratieproces dient immers gestopt te worden van zodra de resultaten voldoende correct zijn. Figuur 4.6 toont de verschillende mogelijke criteria die ingebakken zitten in DIANA, met name kracht, verplaatsing en energie. In dit afstudeerwerk werd gekozen de berekeningen te laten stoppen aan de hand van het op energie gebaseerde criterium.



 \mathbb{Z}

4.3.2 Referentiebalk B0

Het eindige-elementenmodel van balk BO, een referentiebalk zonder bijkomende openingen, wordt voorgesteld op Figuur 4.7. De opbouw van het model en het vastleggen van de verschillende materiaalkarakteristieken zijn reeds uitvoering besproken in resp. 4.1 en 4.2.



Figuur 4.7: Eindige-elementenmodel balk BO

Het bekomen kracht-doorbuigingsdiagram is te vinden op Grafiek 4.3. Er wordt een maximale last van 53,096 kN bekomen, wat aardig in de buurt komt van de in 3.3.1 berekende bezwijklast van 55,634 kN.



Grafiek 4.3: Kracht-doorbuigingsdiagram balk B0

Zoals reeds eerder vermeld werd, werd het beton gemodelleerd volgens de *smeared crack approach*. Figuur 4.8 tot Figuur 4.10 geven de bekomen scheurpatronen weer. Zoals vooral blijkt uit Figuur 4.10 treden voornamelijk buigingsscheuren op.



4.3.3 Balk B125

Balk B125 is een balk met een bijkomende opening Ø125 mm. Buiten de dwarskrachtversterking is deze balk identiek aan balk B1, die in het experimenteel luik van dit afstudeerwerk beproefd werd. Zoals blijkt uit Figuur 4.11 werd slechts de helft van de ligger gemodelleerd. Aangezien de beugelwapening ter plaatse van de opening doorboord is, werd in het eindige-elementenmodel dan ook geen beugelwapening geplaatst ter hoogte van de opening.



Figuur 4.11: Eindige-elementenmodel balk B125

Het bekomen kracht-doorbuigingsdiagram is te vinden op Grafiek 4.4. Er wordt een maximale last van 53,097 kN bekomen. Er kan opgemerkt worden dat een balk voorzien van een cirkelvormige opening met een diameter van 125 mm dezelfde bezwijklast heeft als de referentiebalk, zelfs indien geen dwarskrachtversterking aangebracht is. Uit Grafiek 3.10 is reeds gebleken dat het aangebrachte FRP slechts weinig geactiveerd werd.



Grafiek 4.4: Kracht-doorbuigingsdiagram balk B125



Grafiek 4.5 combineert verschillende kracht-doorbuigingsdiagrammen met elkaar, nl. het experimenteel bekomen diagram van balk B1 dat reeds in 3.2.3 besproken is, het a.d.h.v. de formules uit 3.2.3 analytisch berekende diagram van balk B1 (waarbij het FRP niet in rekening gebracht is in de doorbuigingsberekening) en de diagrammen van balk B0 en balk B125. De grafieken op basis van de eindige-elementenberekeningen verschillen slechts weinig van elkaar. De eerste scheuren treden op bij Q \approx 14 kN en vloeien van het wapeningsstaal treedt op bij een last Q \approx 52 kN, wat enigszins in overeenstemming is met de experimenteel bekomen resultaten.



Grafiek 4.5: Kracht-doorbuigingsdiagrammen balk B1 en balk B125

Figuur 4.12 tot Figuur 4.14 geven de scheurpatronen op basis van de eindige-elementenberekeningen weer. Naast de buigingsscheuren treden ook enkele scheuren op rondom de opening. De richting van deze laatste scheuren is in overeenstemming met het experimenteel waargenomen scheurgedrag.





4.3.4 Balk B125+125

Op de dwarskrachtversterking na is balk B125+125 identiek aan balk B2. Figuur 4.15 toont het eindige-elementenmodel van balk B125+125.



Figuur 4.15: Eindige-elementenmodel balk B125+125

Het bekomen kracht-doorbuigingsdiagram is te vinden op Grafiek 4.6. Er wordt een maximale last van 52,988 kN bekomen. Ook in dit geval blijkt de balk te kunnen weerstaan aan de aangrijpende dwarskracht zonder bijkomende dwarskrachtversterking.



Grafiek 4.6: Kracht-doorbuigingsdiagram balk B125+125



Grafiek 4.7 combineert verschillende kracht-doorbuigingsdiagrammen met elkaar, nl. het experimenteel bekomen diagram van balk B2 dat reeds in 3.2.3 besproken is, het a.d.h.v. de formules uit 3.2.3 analytisch berekende diagram van balk B2 (waarbij het FRP niet in rekening gebracht is in de doorbuigingsberekening) en de diagrammen van balk B0 en balk B125+125. Opnieuw bekomt men een goede overeenkomst wat het scheur- en vloeimoment betreft. Er is duidelijk ook een grotere doorbuiging merkbaar bij balk B125+125 t.o.v. balk B0. Dit is enigszins logisch door het verschil in stijfheid. Tot slot geven Figuur 4.16 tot Figuur 4.18 de bekomen scheurpatronen weer.



Grafiek 4.7: Kracht-doorbuigingsdiagrammen balken B125+125 en B0





Figuur 4.16: Scheurpatroon balk B125+125 bij Q ≈ 30 kN

Figuur 4.17: Scheurpatroon balk B125+125 bij Q ≈ 50 kN

Figuur 4.18: Scheurpatroon balk B125+125 bij Q ≈ 53 kN



4.3.5 Invloed diameter van de opening

Uit de voorgaande eindige-elementenberekeningen is gebleken dat in het geval van beide beproefde balken geen bijkomende dwarskrachtversterking noodzakelijk was. In deze paragraaf wordt de invloed van de diameter nagegaan op de weerstandsbiedende dwarskracht. Balk B150 en balk B175 zijn liggers bijkomend voorzien van een cirkelvormige opening met een diameter van resp. 150 mm en 175 mm. Figuur 4.19 en Figuur 4.20 tonen de eindige-elementenmodellen van beide balken.



Figuur 4.19: Eindige-elementenmodel balk B150



Figuur 4.20: Eindige-elementenmodel balk B175

Op basis van de formules uit 2.2.1.2.3 kan Grafiek 4.8 opgesteld worden, die de weerstandsbiedende dwarskracht weergeeft in functie van de diameter van de opening. Volgens Grafiek 4.8 bezwijken de beschouwde balken door afschuiving indien de diameter van de opening 110 mm of meer zou bedragen. Experimenten hebben echter reeds aangetoond dat deze grafiek al te conservatief is.



Grafiek 4.8: Weerstandsbiedende dwarskracht i.f.v. de diameter volgens Ichinose en Yokoo

De bekomen kracht-doorbuigingsdiagrammen worden getoond op Grafiek 4.9. Uit deze grafiek blijkt overigens dat de diameter in dit geval zeer weinig tot zelfs geen invloed heeft op de bezwijklast van de balken. De aanwezigheid van een steeds groter wordende opening vertaalt zich wel in een grotere doorbuiging. Deze eindige-elementenberekeningen bevestigen tevens dat het rekenmodel dat in 2.2.1.2.3 aan bod gekomen is, te conservatief is.





Grafiek 4.9: Invloed diameter van de opening

Daar de beschouwde balken steevast te maken hadden met buigingsbreuk, werd besloten de onderwapening stelselmatig op te voeren en de eindige-elementenberekeningen opnieuw te laten lopen. Achtereenvolgens werd als onderwapening resp. 2x Ø20, 2x Ø25 en 2x Ø28 in plaats van de oorspronkelijke 2x Ø16 gekozen. Grafiek 4.10 tot Grafiek 4.12 tonen de verschillende resultaten.



Grafiek 4.10: Invloed diameter van de opening bij 2x Ø20 als onderwapening



Grafiek 4.11: Invloed diameter van de opening bij 2x Ø25 als onderwapening



Grafiek 4.12: Invloed diameter van de opening bij 2x Ø28 als onderwapening

Ook bij een gewijzigde sectie bleken volgens de eindige-elementenberekeningen de openingen geen significante invloed te hebben op de kracht-doorbuigingsdiagrammen. Vloeien van staal trad in bepaalde gevallen niet meer op, daar de betonkwaliteit niet gewijzigd werd. Verder onderzoek is noodzakelijk om de invloed van de diameter van een opening in rekening te brengen.

4.3.6 Invloed excentriciteit van de opening

Om de invloed van de excentriciteit van de opening t.o.v. de aslijn van de ligger na te gaan, werden enkele bijkomende modellen opgesteld, nl. balk B125e=25, balk B125e=50, balk B125e=-25 en balk B125e=-50. De eindige-elementenmodellen van elk van deze balken worden voorgesteld op Figuur 4.21 tot Figuur 4.24. Merk op dat in het geval van balk B125e=-50 de onderwapening volledig doorboord wordt. Een bijkomende versterking in buiging zal hier zeker noodzakelijk zijn.



Figuur 4.21: Eindige-elementenmodel balk B125e=25



Figuur 4.22: Eindige-elementenmodel balk B125e=50



Figuur 4.23: Eindige-elementenmodel balk B125e=-25



Figuur 4.24: Eindige-elementenmodel balk B125e=-50

De bekomen kracht-doorbuigingsdiagrammen worden getoond op Grafiek 4.13. Zoals verwacht heeft balk B125e=-50 een lagere bezwijklast. Dit kan mogelijks opgelost worden door een bijkomende versterking in buiging. In de andere gevallen heeft de excentriciteit geen invloed op de bezwijklast. Dit lijkt erg aannemelijk, vermits in de formules uit 2.2.1.2.3 nergens een mogelijke excentriciteit naar voren komt.



Grafiek 4.13: Invloed excentriciteit van de opening op het kracht-doorbuigingsdiagram

Om de versterking in buiging te kunnen begroten, zou men kunnen uitgaan van het principe zoals geschetst op Figuur 4.25. Daar waar de onderwapening (deels of volledig) doorgezaagd is, dient een FRP versterking aangebracht te worden. Er zal zeker rekening gehouden moeten worden met de verankeringslengtes van zowel het FRP als het wapeningsstaal.



Figuur 4.25: Versterken in buiging van balk B125e=-50

Wat de verankeringslengte van het FRP betreft, kan gebruik gemaakt worden van de formules vermeld in 2.1.1.2.2.1. Voor het bepalen van de verankeringslengte van het inwendige wapeningsstaal gaat men uit van de basishechtspanning $f_{bd,0}$

$$f_{bd,0} = 0.315 f_{ck}^{2/3} \tag{4.6}$$

voor staven met hoge hechting.

Uit deze basishechtspanning kan de rekenwaarde van de hechtspanning afgeleid worden

$$f_{bd} = \eta_1 \,\eta_2 \,\eta_3 \,f_{bd,0} \tag{4.7}$$

waarbij η_1 de invloed van de hechtingsvoorwaarden in rekening brengt, η_2 de gunstige invloed van een dwarse druk t.o.v. het mogelijke spijtvlak weerspiegelt en η_3 de invloed van de staafdiameter in rekening brengt. Voor de meeste praktische gevallen kan mij echter stellen dat

$$f_{bd} = 0,315 f_{ck}^{2/3} \tag{4.8}$$

voor de onderwapening. De basisverankeringslengte I_b is de rechte staaflengte die nodig is om, zonder globale glijding, de staafkracht corresponderend met de vloeigrens, over te dragen op het omringende beton. Hierbij wordt aangenomen dat de hechtspanning langsheen deze verankeringslengte constant is en gelijk aan f_{bd}

$$l_b = \frac{\Phi}{4} \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \tag{4.9}$$

Veelal is in het punt, vanaf waar de staaf verankerd wordt, $\sigma_s < f_y$. De nodige (gereduceerde) verankeringslengte is dan

$$l_{bred} = \frac{\Phi}{4} \frac{\sigma_s}{f_{bd}} = l_b \frac{\sigma_s}{f_{bd}}$$
(4.10)

In eerste instantie is men er van uitgegaan dat de trekkrachten ofwel volledig door het FRP ofwel volledig door het wapeningsstaal opgenomen worden. Vervolgens werden de benodigde verankeringslengtes van het wapeningsstaal berekend a.d.h.v. (4.6) tot (4.10). Grafiek 4.14 geeft het resultaat van deze berekeningen weer. De snijpunten tussen de verschillende lijnen geven aan vanaf waar de benodigde verankeringslengte bereikt is, en vanaf waar bijgevolg geen versterking in buiging meer noodzakelijk is. Het aanbrengen van FRP voorbij deze punten is niet meer nuttig indien men er van uitgaat dat vanaf deze punten alle trekspanningen opnieuw door het wapeningsstaal opgenomen worden. Er wordt bijkomend opgemerkt dat in deze denkpiste nog niet nagedacht is in welke mate de afbouw van de trekspanningen in het FRP mogelijk is in de grijs gearceerde zones van Figuur 4.25.





Grafiek 4.14: Verankeringslengtes van het wapeningsstaal

Om de voorgaande gedachtegang enigszins te kunnen verifiëren, werd eveneens een eindigeelementenmodel opgebouwd, zoals weergegeven op Figuur 4.26 en Figuur 4.27. De benodigde hoeveelheid FRP werd berekend op basis (2.13) en (2.15), rekening houdende met (2.6), waarbij M_{sd} in de meest kritieke doorsnede gelijk gesteld werd aan 50 kN m. Ofschoon volgens de berekeningen slechts een laminaat met een breedte van ongeveer 36 mm met een dikte van 1,2 mm benodigd was, werden de eindige-elementenberekeningen uitgevoerd met een breedte b_f gelijk aan 50 mm, die ook courant verkrijgbaar is in de handel. De lengte van het laminaat werd bepaald overeenkomstig Grafiek 4.14, zonder bijkomende verankeringslengte.

Eigenschap	FRP
Dikte [mm]	1,2
Breedte [mm]	50
Treksterkte [MPa]	2375
Elasticiteitsmodulus [MPa]	165 000
Breukrek [%]	1,44
Densiteit [g/cm ³]	1,6

Tabel 4.3: Eigenschappen CFRP laminaat



Figuur 4.26: Eindige-elementenmodel balk B125e=-50 bijkomend versterkt in buiging

Figuur 4.27: Eindige-elementenmodel balk B125e=-50 bijkomend versterkt in buiging (detail)

Het bekomen kracht-doorbuigingsdiagram wordt getoond op Grafiek 4.15. De berekeningen werden echter vroegtijdig beëindigd door divergentie. Dit kan er op duiden dat bijvoorbeeld een zekere onthechting begon op te treden, wat mogelijks een *snap-back effect* gaf waardoor niet langer convergentie mogelijk was. Daar geen experimentele proeven verricht werden kan men geen conclusies nemen m.b.t. de juistheid van het eindige-elementenmodel in het voorspellen van een mogelijk verlies van de composietwerking tussen het beton en het FRP.



Grafiek 4.15: Kracht-doorbuigingsdiagram balk B125e=-50 met bijkomende versterking

Ter aanvulling werd de voorgaande berekening verschillende keren herhaald, telkens met een toenemende breedte b_f. Elke berekening had echter eveneens te maken met een vroegtijdig einde.



Grafiek 4.16: Kracht-doorbuigingsdiagram balk B125e=-50 met bijkomende versterking (b_f variabel)

Het aspect van de vroegtijdige beëindiging van de eindige-elementenberekeningen (mogelijks door een initiatie van onthechting van het FRP) heeft eventueel te maken met het feit dat de afbouw van de trekspanningen in het FRP niet lineair is, zoals eerder aangenomen werd. Daarom werd beslist de berekeningen te hernemen, waarbij een bijkomende verankeringslengte van 100 mm aan beide zijden van het laminaat in rekening gebracht werd. De resultaten van deze berekeningen zijn te vinden op Grafiek 4.17 tot Grafiek 4.20.



Grafiek 4.17: Kracht-doorbuigingsdiagram balk B125e=-50 met bijkomende versterking (b_f = 50 mm)



Grafiek 4.18: Kracht-doorbuigingsdiagram balk B125e=-50 met bijkomende versterking (b_f = 60 mm)





Grafiek 4.19: Kracht-doorbuigingsdiagram balk B125e=-50 met bijkomende versterking ($b_f = 80 \text{ mm}$)



Grafiek 4.20: Kracht-doorbuigingsdiagram balk B125e=-50 met bijkomende versterking (b_f = 100 mm)

Uit bovenstaande grafieken is het niet mogelijk verregaande conclusies te trekken, daar de bijkomende verankeringslengte in de beschouwde gevallen blijkbaar geen effect heeft op de krachtdoorbuigingsdiagrammen. Bijkomend onderzoek is zeker noodzakelijk.

5 Besluit

Naar aanleiding van nieuwe normeringen betreffende ventilatie, dienen heden ten dage HVAC (Heating Ventilation Air-Conditioning) systemen geïmplementeerd te worden in bestaande constructies. Daar veelal ook een zekere vrije hoogte gerespecteerd dient te worden, worden de leidingen/kokers (typerend voor HVAC systemen) vaak door bestaande balken geboord, wat hoofzakelijk een reductie van de weerstandsbiedende dwarskracht tot gevolg kan hebben. Bijkomend bestaat er de reële kans dat bij het doorboren van de balk een deel van de trekwapening geraakt/doorgezaagd wordt. Dit heeft als gevolg dat eveneens het weerstandsbiedend moment van de balk gereduceerd wordt. Een mogelijke oplossing van de geschetste problematiek is het toepassen van bijkomende gelijmde wapening: FRP EBR. Dit afstudeerwerk had als doel een aanzet te geven tot een rekenmodel voor het ontwerp van deze bijkomende gelijmde wapening.

In eerste instantie werd een uitgebreide literatuurstudie verricht. Binnen deze studie werd de aandacht op 3 verschillende aspecten gevestigd. Het versterken van betonconstructies met uitwendig gelijmde FRP, en meer bepaald de ontwerpberekeningen, vormde een eerste brok binnen het literatuuronderzoek. Zowel het ontwerp van versterkingen in buiging als van versterkingen in dwarskracht werden onder de loep genomen. Ofschoon internationaal meerdere ontwerp-documenten beschikbaar zijn, beperkte men zich in dit afstudeerwerk tot slechts één, maar in Europa algemeen aanvaard, ontwerpdocument.

Vervolgens werd in de literatuur op zoek gegaan naar ontwerpberekeningen van balken met openingen. Zoals verwacht werd hoofdzakelijk literatuur gevonden waarbij de opening reeds in rekening gebracht is bij het ontwerp en waarbij bijgevolg gebruik gemaakt wordt van inwendig wapeningsstaal. Behalve een artikel over een experimenteel onderzoek van balken, voorzien met een opening en nadien bijkomend versterkt met FRP, werden geen relevante artikels gevonden over het versterken van betonnen balken ter plaatse van een opening. Binnen de literatuur die handelt over balken met openingen die reeds in rekening gebracht zijn bij het ontwerp, werd steevast een onderscheid gemaakt tussen kleine (meestal cirkelvormige) en grote (meestal rechthoekige) openingen. Voor beide categorieën werden meerdere ontwerpmethodieken gevonden in de literatuur. Telkens werd beslist de ontwerpmethodologie die het meest aansluit bij de uitvoering van het versterken van een betonnen constructie met FRP, nader te onderzoeken.

Tot slot werd in de literatuur op zoek gegaan naar vermeldingen over versterkingstechnieken rond openingen in betonnen constructies. Voornamelijk werden artikels over versterkingen rond openingen in platen gevonden. Deze artikels konden echter geen nuttige bijdrage leveren aan het feitelijke onderwerp van dit afstudeerwerk.

In het experimenteel luik van dit afstudeerwerk werden enkele belastingsproeven verricht op betonnen balken voorzien van een opening en bijkomend versterkt met FRP. Eén van de balken was voorzien van een cirkelvormige opening, terwijl de andere balk voorzien was van een rechthoekige opening. Aangezien de openingen steeds centrisch gepositioneerd waren ten opzichte van de aslijn van de balken, en bijgevolg noch de sectie van het gedrukte beton, noch de sectie van de getrokken onderwapening gereduceerd werd, was enkel een versterking in dwarskracht mogelijks noodzakelijk. De hoeveelheid FRP werd berekend op basis van ontwerpformules die tijdens het literatuuronderzoek naar voren gekomen waren. Tijdens de belastingsproeven werden verschillende parameters opgemeten, waaronder de doorbuiging, het scheurpatroon, de bezwijklast... Geen van de beproefde balken bezweek door afschuiving ter plaatse van de opening. Uit rekmetingen op het FRP bleek overigens dat het FRP nauwelijks vervormingen onderging, wat er mogelijks op kan wijzen dat het FRP bij de beschouwde balken overbodig was.

Verschillende opgemeten parameters werden nadien tevens analytisch berekend. Er werd steeds een goede overeenkomst bemerkt tussen de experimentele en de analytische berekende resultaten. Er kan echter de vraag gesteld worden of deze conclusie eveneens geldig zou zijn indien de openingen zich zouden bevinden in de zones met de grootste aangrijpende momenten in plaats van in de zones met de grootste aangrijpende dwarskrachten, zoals het geval was in het experimenteel luik van dit afstudeerwerk.

Met behulp van het softwarepakket DIANA werden vervolgens enkele numerieke simulaties verricht. Aan de hand van enkele 2D eindige-elementenmodellen kon men concluderen dat het FRP op de beproefde balken inderdaad overbodig was. Gebruik makende van enkele bijkomende 2D eindigeelementenmodellen werd nadien getracht zowel de invloed van de diameter van een cirkelvormige opening als de invloed van de excentriciteit van een cirkelvormige opening ten opzichte van de aslijn van een betonnen balk te achterhalen. Met betrekking tot de diameter kon besloten worden dat de toegepaste theorie die naar voren gekomen was tijdens het literatuuronderzoek, te conservatief is. Daar waar volgens deze theorie breuk ter plaatse van de opening door afschuiving zou moeten optreden, werden geen breukverschijnselen waargenomen.

Met betrekking tot de excentriciteit van de opening kon besloten worden dat de gehanteerde theorie wel de werkelijkheid weerspiegelt, in die mate dat de excentriciteit geen invloed heeft op de bezwijklast zolang de sectie van het getrokken wapeningsstaal niet gereduceerd wordt. Om dit laatste probleem op te lossen werd een voorstel geformuleerd op basis van de benodigde verankeringslengte van inwendig wapeningsstaal. Binnen deze denkpiste werd echter nog geen aandacht besteed in welke mate de afbouw van de trekspanningen in het FRP mogelijk is. Hiervoor is verder onderzoek noodzakelijk. Om de voorgaande gedachtegang te verifiëren, werden enkele 2D eindige-elementenmodellen opgesteld. Uit de numerieke simulaties met deze modellen konden echter moeilijk besluiten genomen worden, aangezien de berekeningen in alle gevallen vroegtijdig beëindigd werden. Dit kan er op duiden dat bijvoorbeeld een zekere onthechting begon op te treden, wat mogelijks een *snap-back effect* gaf waardoor convergentie niet langer mogelijk was.

1. **Matthys, Stijn.** *Constructief gedrag en ontwerp van betonconstructies versterkt met uitwendig gelijmde vezelcomposietwapening.* Gent : Universiteit Gent, 2000. Doctoraatsproefschrift.

2. **FIB Bulletin 14.** *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures.* Lausanne : International Federation for Structural Concrete, 2001. Technisch rapport.

3. Mansur, M. A. en Tan, Kiang Hwee. *Concrete beams with openings: analysis and design.* Boca Raton : CRC Press, 1999.

4. *Design against cracking at openings in reinforced concrete beams strengthened with composite sheets.* **Abdalla, H.A., et al.** 2003, Composite Structures, Vol. 60, pp. 197-204.

5. *FRP composites for shear strengthening of reinforced concrete deep beams with openings.* **Maaddawy, Tamer El en Sherif, Sayed.** 2009, Composite Structures, Vol. 89, pp. 60-69.

6. *Strengthening of slabs with cut-outs using FRP.* **Kim, S.J. en Smith, S.T.** Bath : sn, 2007. Proceedings of ACIC 2007.

7. *CFRP strengthened openings in two-way concrete slabs - An experimental and numerical study.* **Enochsson, Ola, et al.** 2007, Construction and Building Materials, Vol. 21, pp. 810-826.

8. *Field testing of RC slabs with openings strengthened with CFRP.* **Seliem, H.M., et al.** Zurich : sn, 2008. Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering.

9. *FRP strengthened RC panels with cut-out openings.* **Sas, Gabriel, et al.** Porto : sn, 2008. Challenges for Civil Construction.

10. Taerwe, Luc. Gewapend beton. Gent : Universiteit Gent, 2008-2009. Cursus.

11. Marie, Jonna en Kikstra, Wijtze Pieter. DIANA User's Manual 9.4. Delft : TNO DIANA, 2009.

12. *Modelling crack propagation in structures: Comparison of numerical methodes.* Yang, Xin-She, Lees, Janet M. en Morley, Chris T. 2008, Communications in numerical methods in engineering, Vol. 24, pp. 1373-1392.

13. Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard. Bazant, Zdeněk P. en Becq-Giraudon, Emilie. 2002, Engineering Fracture Mechanics, Vol. 32, pp. 529-556.

14. Numerical Cracking and Debonding Analysis of RC Beams Reinforced with FRP Sheet. Kishi, Norimitsu, Zhang, Guangfeng en Mikami, Hiroshi. 2005, Journal of Composites for Construction, Vol. 9, pp. 507-514.

15. *Modelling of CFRP-concrete bond using smeared and discrete cracks.* Pham, H. B., Al-Mahaidi, R. en Saouma, V. 2006, Composite Structures, Vol. 75, pp. 145-150.

16. **Klamer, Ernst-Lucas.** *Influence of temperature on concrete beams strenghtened in flexure with CFRP.* Eindhoven : Technische Universiteit Eindhoven, 2009. Doctoraatsproefschrift.

Figuur 0.1: Typische configuratie	10
Figuur 0.2: Alternatieve configuratie	11
Figuur 1.1: Prefab (links) en wet lay-up (rechts)	13
Figuur 1.2: Wet lay-up (links) en prefab (rechts)	15
Figuur 1.3: Versterken van betonnen balken in buiging met CFRP	16
Figuur 1.4: Mogelijke raakvlakken waar onthechting optreedt	17
Figuur 1.5: Mogelijke scheidingsvlakken in het beton	17
Figuur 1.6: Verschillende breukwijzen voor een in buiging versterkt element	18
Figuur 1.7: Onthechting t.g.v. oneffenheden in het betonoppervlak	18
Figuur 1.8: Concrete rip-off	19
Figuur 1.9: Versterken in dwarskracht van een balk (links) en van een kolom (rechts)	20
Figuur 2.1: (a) geometrie, (b) rekdistributie, (c) spanningsdistributie	22
Figuur 2.2: Onthechting bij dwarskrachtscheuren	23
Figuur 2.3: Trekspanningen in een niet-gescheurde zone	26
Figuur 2.4: Trekspanningen in een gescheurde zone	27
Figuur 2.5: Schuifspanningen langsheen het contactvlak tussen FRP en beton	28
Figuur 2.6: Eindverankering-dwarskrachtenbreuk	28
Figuur 2.7: Aandeel van het FRP aan de weerstandsbiedende dwarskracht	29
Figuur 2.8: Schematische illustratie van betonnen ligger versterkt in dwarskracht	30
Figuur 2.9: Ligger onderworpen aan zuivere buiging	31
Figuur 2.10: Mogelijke afschuifvlakken bij een kleine opening volgens traditionele aanpak	32
Figuur 2.11: Beam-type failure volgens traditionele aanpak	32
Figuur 2.12: Vrij lichaam diagram bij een cirkelvormige opening	33
Figuur 2.13: Wapeningsschikking volgens Hirosawa	34
Figuur 2.14: Vakwerkmechanisme rond een cirkelvormige opening volgens Ichinose en Yokoo	36
Figuur 2.15: Knikgevaar bij een rechthoekige opening	37
Figuur 2.16: Vrij lichaam diagram bij een rechthoekige opening	37
Figuur 2.17: Typisch bezwijkmechanisme bij een rechthoekige opening	38
Figuur 2.18: Vakwerkmechanisme rond een rechthoekige opening volgens Ichinose en Yokoo	39
Figuur 2.19: Proefopstelling door Abdalla et al	40
Figuur 2.20: Principeschets proefstukken Abdalla et al	40
Figuur 2.21: Wapeningsconfiguratie proefstukken El Maaddawy en Sherif	43
Figuur 2.22: Principeschets proefstukken El Maaddawy en Sherif	43
Figuur 2.23: FRP configuratie proefstukken El Maaddawy en Sherif	44
Figuur 2.24: Principeschets proefstukken Kim en Smith	47
Figuur 2.25: Principeschets proefstukken Enochsson et al	48
Figuur 2.26: Principeschets proefstukken Seliem et al	49
Figuur 2.27: Typische constructie met vlakke prefab wandpanelen	51
Figuur 2.28: Principeschets proefstukken Sas et al	51
Figuur 2.29: Wapeningsconfiguratie proefstukken Sas et al	51



Figuur 3.1: Wapeningsplan	52
Figuur 3.2: Balk B1	53
Figuur 3.3: Balk B2	53
Figuur 3.4: Proefopstelling	54
Figuur 3.5: Bezwijkmechanisme balk B1	55
Figuur 3.6: Bezwijkmechanisme balk B2	55
Figuur 3.7: Scheurpatroon balk B1 bij Q ≈ 30 kN	59
Figuur 3.8: Scheurpatroon balk B1 bij Q \approx 50 kN	59
Figuur 3.9: Scheurpatroon balk B1 bij Q $pprox$ 57 kN	59
Figuur 3.10: Scheurpatroon balk B2 bij Q \approx 30 kN	60
Figuur 3.11: Scheurpatroon balk B2 bij Q ≈ 50 kN	60
Figuur 3.12: Scheurpatroon balk B2 bij Q \approx 57 kN	60
Figuur 3.13: Posities rekstrookjes op balk B1	61
Figuur 3.14: Posties rekstrookjes op balk B2	61
Figuur 3.15: Moment-vervormingsgedrag	65
Figuur 3.16: Principe van de virtuele arbeid	68
Figuur 4.1: Basis eindige-elementenmodel	73
Figuur 4.2: CQ16M element (links) en BAR particle in plane stress element (rechts)	73
Figuur 4.3: Interface elements	75
Figuur 4.4: Belastingsgestuurde (links) en verplaatsingsgestuurde (rechts) simulatie	77
Figuur 4.5: Snap-through (links) en snap-back (rechts)	77
Figuur 4.6: Convergentiecriteria	77
Figuur 4.7: Eindige-elementenmodel balk B0	78
Figuur 4.8: Scheurpatroon balk B0 bij Q \approx 30 kN	79
Figuur 4.9: Scheurpatroon balk B0 bij Q \approx 50 kN	79
Figuur 4.10: Scheurpatroon balk B0 bij Q \approx 53 kN	79
Figuur 4.11: Eindige-elementenmodel balk B125	80
Figuur 4.12: Scheurpatroon balk B125 bij Q $pprox$ 30 kN	82
Figuur 4.13: Scheurpatroon balk B125 bij Q $pprox$ 50 kN	82
Figuur 4.14: Scheurpatroon balk B125 bij Q $pprox$ 53 kN	82
Figuur 4.15: Eindige-elementenmodel balk B125+125	83
Figuur 4.16: Scheurpatroon balk B125+125 bij Q $pprox$ 30 kN	85
Figuur 4.17: Scheurpatroon balk B125+125 bij Q $pprox$ 50 kN	85
Figuur 4.18: Scheurpatroon balk B125+125 bij Q \approx 53 kN	85
Figuur 4.19: Eindige-elementenmodel balk B150	86
Figuur 4.20: Eindige-elementenmodel balk B175	86
Figuur 4.21: Eindige-elementenmodel balk B125e=25	89
Figuur 4.22: Eindige-elementenmodel balk B125e=50	89
Figuur 4.23: Eindige-elementenmodel balk B125e=-25	89
Figuur 4.24: Eindige-elementenmodel balk B125e=-50	89
Figuur 4.25: Versterken in buiging van balk B125e=-50	90
Figuur 4.26: Eindige-elementenmodel balk B125e=-50 bijkomend versterkt in buiging	92
Figuur 4.27: Eindige-elementenmodel balk B125e=-50 bijkomend versterkt in buiging (detail)	92



Grafiek 1.1: Spanning-rekdiagram van gelijmde wapening	13
Grafiek 1.2: Schematische voorstelling van bezwijken in dwarskracht	20
Grafiek 2.1: Maximaal toelaatbare toename in trekspanningen tussen 2 opeenvolgende scheuren	27
Grafiek 2.2: Bepaling k _u volgens Hirosawa	34
Grafiek 2.3: Verificatie theorie Ichinose en Yokoo	35
Grafiek 2.4: Kracht-doorbuigingsdiagram van balken met onversterkte openingen	41
Grafiek 2.5: Kracht-doorbuigingsdiagram van balken met een opening w = 200 mm	41
Grafiek 2.6: Kracht-doorbuigingsdiagram van balken met een opening w = 300 mm	42
Grafiek 2.7: Kracht-doorbuigingsdiagram groep A volgens El Maaddawy en Sherif	45
Grafiek 2.8: Kracht-doorbuigingsdiagram groep B volgens El Maaddawy en Sherif	45
Grafiek 2.9: Kracht-doorbuigingsdiagram groep C volgens El Maaddawy en Sherif	45
Grafiek 2.10: Kracht-doorbuigingsdiagram volgens Kim en Smith	47
Grafiek 2.11: Kracht-doorbuigingsdiagram volgens Enochsson et al	49
Grafiek 2.12: Kracht-doorbuigingsdiagram volgens Seliem et al	50
Grafiek 3.1: Kracht-vervormingsdiagram beton (links) en staal (rechts) balk B1	56
Grafiek 3.2: Kracht-vervormingsdiagram beton (links) en staal (rechts) balk B2	56
Grafiek 3.3: Gemiddelde vervorming balk B1 over de ganse balkhoogte	56
Grafiek 3.4: Gemiddelde vervorming balk B2 over de ganse balkhoogte	57
Grafiek 3.5: Kracht-doorbuigingsdiagram balk B1 (links) en balk B2 (rechts)	57
Grafiek 3.6: Kracht-doorbuigingsdiagrammen balken B1 & B2	58
Grafiek 3.7: Invloed opening op de symmetrie van de doorbuiging balk B1	58
Grafiek 3.8: Invloed opening op de symmetrie van de doorbuiging balk B2	58
Grafiek 3.9: Gemiddelde scheuropeningen	61
Grafiek 3.10: FRP rekmetingen op balk B1	62
Grafiek 3.11: FRP rekmetingen (SG1 tot SG10) op balk B2	62
Grafiek 3.12: FRP rekmetingen (SG11 tot SG14) op balk B2	62
Grafiek 3.13: Rekendiagram beton	65
Grafiek 3.14: Rekendiagram wapeningsstaal	65
Grafiek 3.15: Moment-vervormingsdiagram beton (links) en staal (rechts) balk B1	67
Grafiek 3.16: Moment-vervormingsdiagram beton (links) en staal (rechts) balk B2	67
Grafiek 3.17: Moment-doorbuigingsdiagram balk B1	69
Grafiek 3.18: Moment-doorbuigingsdiagram balk B2	70
Grafiek 3.19: Moment-krommingsdiagram balk B1	70
Grafiek 3.20: Moment-krommingsdiagram balk B2	70
Grafiek 3.21: Gemiddelde scheuropening	72



Grafiek 4.1: Spanning-rekdiagram beton	74
Grafiek 4.2: Hechtspanning-slip model volgens Holzenkämpfer	76
Grafiek 4.3: Kracht-doorbuigingsdiagram balk B0	78
Grafiek 4.4: Kracht-doorbuigingsdiagram balk B125	80
Grafiek 4.5: Kracht-doorbuigingsdiagrammen balk B1 en balk B125	81
Grafiek 4.6: Kracht-doorbuigingsdiagram balk B125+125	83
Grafiek 4.7: Kracht-doorbuigingsdiagrammen balken B125+125 en B0	84
Grafiek 4.8: Weerstandsbiedende dwarskracht i.f.v. de diameter volgens Ichinose en Yokoo	86
Grafiek 4.9: Invloed diameter van de opening	87
Grafiek 4.10: Invloed excentriciteit van de opening op het kracht-doorbuigingsdiagram	90
Grafiek 4.11: Verankeringslengtes van het wapeningsstaal	91
Grafiek 4.12: Kracht-doorbuigingsdiagram balk B125e=-50 met bijkomende versterking	93

Tabel 1.1: Mechanische kenmerken van vezels	12
Tabel 1.2: Typische kenmerken van FRP EBR systemen	13
Tabel 1.3: Vergelijking van typische kenmerken van epoxylijm, beton en betonstaal	15
Tabel 2.1: Kenmerken proefstukken Abdalla et al	41
Tabel 2.2: Kenmerken proefstukken El Maaddawy en Sherif	44
Tabel 2.3: Proefresultaten volgens Enochsson et al (q _d = 15 kN/m ²)	48
Tabel 3.1: Betonsamenstelling	52
Tabel 3.2: Betonkarakteristieken na 28 dagen	53
Tabel 3.3: Mechanische eigenschappen CFRP weefsels	53
Tabel 3.4: Bezwijklast referentiebalk	63
Tabel 3.5: Berekening dienstlast referentiebalk	63
Tabel 3.6	64
Tabel 4.1: Betonkarakteristieken in het eindige-elementenmodel	75
Tabel 4.2: Karakteristieken wapeningsstaal, epoxylijm en FRP in het eindige-elementenmodel	75
Tabel 4.3: Hoeveelheid FRP in het eindige-elementenmodel van balk B125e=-50	92

