



Faculteit Ingenieurswetenschappen

Vakgroep Bouwkundige Constructies

Voorzitter: Prof. Dr. Ir. L. Taerwe

Invloed van herhaalde belasting op de hechtsterkte van wapeningsstaven in zelfverdichtend beton

Jeroen Dils

Promotoren: Prof. Dr. Ir. L. Taerwe en Prof. Dr. Ir. G. De Schutter

Scriptiebegeleider: Ir. Pieter Desnerck

Masterproef ingediend tot het behalen van de academische graad van Master in de
Ingenieurswetenschappen: Bouwkunde

Academiejaar 2009-2010

Voorwoord

Vijf jaar geleden toen, ik mijn diploma secundair onderwijs behaalde, kwam ik voor een keuze te staan. Wat zou ik volgend jaar studeren? Enerzijds had ik de avontuurlijke droom om te leren vliegen en anderzijds was ik geboeid hoe gebouwen, machines en apparatuur werkten. Dit laatste was zeker en vast de kribbel die mij tot de richting ingenieurswetenschappen heeft geleid. Tijdens deze opleiding ging mijn interesse meer en meer uit naar de richting bouwkunde, waar ik vanaf het tweede academiejaar dan ook resoluut voor koos. Ik was namelijk benieuwd hoe o.a. bruggen, tunnels en sluizen werden ontworpen en wou dit later zelf ook doen. De volgende drie jaar werden gevuld met talloze projecten, die soms voor stresserende momenten zorgden en cursussen die elk op hun manier een verrijking waren. Doorheen deze opleiding waren het o.a. de cursussen beton van prof. Dr. Ir. Luc Taerwe en prof. Dr. Ir. G. De Schutter die mij boeiden. Ik vond het namelijk interessant om te leren hoe beton werkte en op welke manier betonconstructies werden uitgerekend. Doch had ik nog veel vragen over hoe deze constructies nu in de werkelijkheid werden uitgevoerd. Dit is dan ook de reden geweest waarom ik voor dit scriptie onderwerp gekozen heb. Enerzijds was er de mogelijkheid om de proeven van het bekisten tot het belasten op te volgen en zelf te doen. Anderzijds was er de analyse van de gegevens die een uitdaging op zich waren. Het feit dat het onderwerp over zelfverdichtend beton ging, wat één van de meest innovatieve uitvindingen is in de bouwkunde van de 20^{ste} eeuw, maakte mij helemaal warm.

Eens het onderwerp gekregen, kon het onderzoek in het Laboratorium Magnel gedurende een heel jaar beginnen. Hiervoor gaat mijn dank uit naar Prof. Dr. Ir. Luc Taerwe, hoofd van de onderzoeksgroep, om deze locatie ter beschikking te stellen. Overigens wil ik Prof. Dr. Ir. G. De Schutter bedanken om mij als scriptiestudent op te nemen in zijn onderzoeksdomein en het ter beschikking stellen van verschillende artikels.

Natuurlijk zou dit werk nooit tot stand zijn gekomen zonder de hulp van mijn scriptiebegeleider Ir. Pieter Desnerck. Vele malen ben ik bij hem komen aankloppen met

vragen of problemen en steeds was hij bereid om te helpen en te zoeken naar oplossingen. Hij kon vaak een heldere visie hebben op proefresultaten die op het eerste zicht voor mij soms volkomen onlogisch waren. Zonder de goede planning en de artikels die hij mij bezorgde, was het eindresultaat niet mogelijk. Voor al dit, hartelijk dank.

Ook het technische personeel dank ik voor hun permanente beschikbaarheid. Door hun vaktechnische kennis konden de proeven steeds volgens planning aangevat worden. Ondanks het vele gesleutel aan de opstelling voor de cyclische belasting en het versleuren van talloze beam proefstukken, zorgden zij voor een aangename werksfeer het hele jaar door.

Nu het einde van deze opleiding inzicht is, zou ik willen gebruik maken om alle professoren en assistenten die bij de opleiding betrokken waren te bedanken. Zij hebben mij gedurende de hele opleiding verschillende inzichten bijgebracht, in het bijzonder in de wereld van de bouwkunde.

Tot slot bedank ik ook dhr. Ward De Paepe voor het nalezen van deze scriptie alsook mijn ouders die mij de kans gaven om deze studie aan te vatten, mijn broer, zus en vriendin voor de steun, het luisterend oor en de positieve input wanneer het even stressen was. Bedankt!

Toelating tot bruikleen

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 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 from this master dissertation.

Jeroen Dils

Zelee, 30 mei 2010

Overzicht

Invloed van herhaalde belasting op de hechtsterkte van wapeningsstaven in zelfverdichtend beton

Jeroen Dils

Promotoren: Prof. Dr. Ir. Luc Taerwe, Prof. Dr. Ir. Geert De Schutter

Scripbegeleider: Ir. Pieter Desnerck

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

Samenvatting

In hoofdstuk 1 wordt verduidelijkt waarom zelfverdichtend beton ontstaan is, wat de voor- en nadelen zijn ten opzichte van traditioneel beton en welke toepassingen er reeds gekend zijn. In hoofdstuk 2 wordt uitgelegd hoe zelfverdichtend beton dient gerealiseerd te worden. Er wordt besproken welke eigenschappen een betonsoort moet hebben om zelfverdichtend te zijn, hoe deze verschillende eigenschappen kunnen getest worden en wat een goede praktijk is om een zelfverdichtend beton te maken. In hoofdstuk 3 wordt dieper ingegaan op de hechting die bestaat tussen het beton en de wapeningsstaaf. De verschillende parameters die een invloed hebben, worden besproken. Daarnaast wordt stilgestaan bij het verschil tussen een pull-out test en een beamtest. Vooraleer overgegaan wordt tot het bespreken van

de proefresultaten, wordt ook gekeken naar de reeds bestaande modellen. Deze worden vervolgens gevalideerd voor de verschillende betonsoorten TB, SCC1 en SCC2. Op het einde van dit hoofdstuk worden modellen voorgesteld gebaseerd op dit testprogramma en op beamtesten. In hoofdstuk 4 wordt nagegaan wat de invloed van cyclische belasting is op de hechtsterkte tussen het beton en de wapeningsstaaf. Opnieuw worden alle invloedsparameters besproken en wordt er gekeken naar reeds bestaande modellen. Vervolgens worden deze getoetst aan wat de resultaten uit dit testprogramma geven. Uit deze vergelijking worden al dan niet nieuwe modellen voorgesteld, gebaseerd op de metingen van deze scriptie. In hoofdstuk 5 wordt hetzelfde gedaan maar dan voor een langdurige belasting. Ook hier worden enkele parameters besproken en gekeken naar reeds bestaande modellen. Op het einde worden deze getoetst aan de resultaten van dit testprogramma en mogelijks aangepast. Tot slot worden in hoofdstuk 6 enkele algemene conclusies getrokken en wordt erop geduid dat dit een verkennend onderzoek is dat mogelijks meer testen vereist om met een grotere zekerheid de vastgestelde trends te bevestigen.

Trefwoorden

Zelfverdichtend beton, hechtsterkte, monotone belasting, cyclische belasting, langdurige belasting.

Influence of repeated load on the bond strength of reinforcement in self-compacting concrete

Jeroen Dils

Supervisor(s): Prof. Dr. Ir. L. Taerwe, Prof. Dr. Ir. G. De Schutter, Ir. Pieter Desnerck

Abstract: In this article the results of a research program on bond behaviour between concrete and reinforcement under monotonic, repeated and sustained load are described. For each load type a comparison is made between self-compacting concrete (SCC) and conventional vibrated concrete (CVC). In the event models already exist, they are validated with the results in this article. Where significant differences were found, a proposal for a new model was made. In case of repeated load, three different bond stress levels with approximately the same number of load cycles were considered for each type of concrete. In case of sustained load a load level of 30% or 45% was applied on two cubes for each type of concrete.

Keywords: Self-compacting concrete, bond strength, monotonic load, repeated load and sustained load.

Introduction

To determine the mechanical properties of the interface between reinforcing bars and concrete a local bond stress-slip relationship is adopted. These interface properties affect directly the cracking behaviour according to *Se Hoon, Byung et al.* (2007) and also the load under which failure occurs.

The reinforced concrete beams in, for example bridge structures, are usually subjected to repeated loadings. The slip and thus the crack width increases under such loading, even though the magnitude of the load is constant. Therefore an appropriate formula has been proposed in MC90. The same effect arises when a structure is exposed to a sustained load.

With the rise of self-compacting concrete much attention is given to these mechanical properties and the differences with conventional vibrated concrete. The purpose of this study is to verify, whether the already existing models for CVC can be applied for SCC. If this isn't the case, new models are proposed based on the results of this study.

Test Specimens

The influence of repeated loading on the bond stress-slip relationship was tested on beams having dimensions and reinforcement details as mentioned in RILEM RC6 (*Matériaux et constructions* (1970)). The specimens had a short embedment

length of $5\varnothing$ ($\varnothing$ = diameter of the bar). A plastic tube was used to provide the unbounded part of the steel bar. These bars had a nominal diameter of 16 mm and a yield strength of 585 MPa. The properties of the different concrete types are summarized in Table 1.

Materials [kg/m ³]	CVC	SCC1	SCC2
Sand 0/4	640	853	853
Gravel 2/8	462	263	263
Gravel 8/16	762	434	434
CEM I 52,5 N	360	360	300
Water	165	165	165
SP Glenium 51 [l/m ³]	/	3,75	3,35
Limestone powder P2	/	240	300
W/C	0,458	0,458	0,55

Table 1: Properties of the different concrete types



Figure 1:
Construction
sustained load

In order to evaluate the influence of a sustained load, two cubes were made for each type, having a side of 200 mm. The reinforcement bar had a diameter of 8 mm, a yield strength of 560 MPa and was embedded with a length of $3\varnothing$. The test was

conducted during ± 1620 hours. In order to load the two cubes simultaneously,

a specific test setup has been made, Figure 1.

A hydraulic jack is placed between two steel profiles. The bottom is held in place by two three-part wedges. As the hydraulic jack pushes the cubes up, the embedded bar counteracts this movement by evoking bond stresses which will produce relative slip between the bar and the concrete. This slip is measured by gauges, placed at the free end of the bar.

Analysis of Test results

Monotonic load

For each type of concrete and load level a beam was loaded until pull-out failure occurred. Two measurements of the bond stress-slip relationship were obtained from each beam. Based on these results a graph for each concrete type (CVC, SCC1 and SCC2) was made, in which the test results were compared with existing models. Furthermore a regression analysis was applied on the test results to obtain the best fitting curve. From these graphs the conclusion can be made, that none of the models predict all the different parameters from formula (1) correctly.

$$\tau = a \cdot f_{ck}^{0,5} \cdot \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad (1)$$

Therefore new models were proposed based on this study and thus on beam tests, Table 2.

	CVC	SCC1	SCC2
s_1 [mm]	0,38	0,31	0,34
α	0,21	0,21	0,26
a	3,1	3,3	3,31

Table 2: Parameters based on this study

A possible explanation for the different values of the parameters for CVC in this study, was found in the fact that other authors had gathered their measurements from pull-out specimens instead of beams. A comparison between the three concrete types is made in Figure 2.

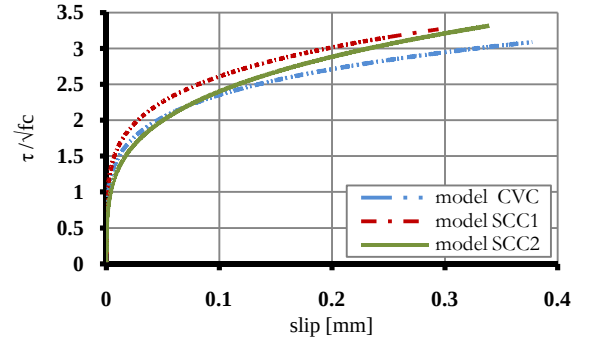


Figure 2: Comparison models monotonic load

This figure clearly shows that the slip is larger for CVC than for SCC. This can be explained by the better bonding conditions due to a larger filling ability, the higher amount of powder that causes less bleeding and the lack of compaction.

Repeated load

The different types of concrete were cyclically loaded with 45% and 60% of the maximum monotonic load. Only SCC2 was tested at 75%. As well the tests were performed during ± 100000 cycles at an average frequency of 0,5Hz. The evolution of slip as a function of the number of cycles was measured with 3 LVDT's. The obtained results were compared to existing models, which all had the shape of formula (2).

$$s = s_0 \cdot (1+n)^\beta \quad (2)$$

In general, it can be concluded that these models aren't a good approach for the results of this study. Therefore, new values were deduced by means of a regression analysis. The results are listed in Table 3.

	CVC	SCC1	SCC2
β	0,039	0,088	0,124
s_0 [mm]	0,034	0,028	0,036

Table 3: Average value of s_0 and β

Based on these values a comparison between the three concrete types is made in Figure 3.

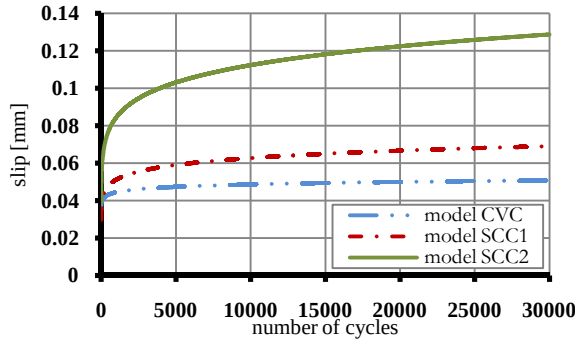


Figure 3: Comparison models repeated load

From this figure can be concluded that the slip after N-cycles is greater for SCC than for CVC. This can be explained by the lower cement content and higher quantity of fine material at constant water content. In this case the concrete will be more exposed to creep, according to *De Schutter, Bartos et. al. (2008)*. The positive effects of SCC, which gave a beneficial effect for monotonic load, apparently disappear for repeated load.

Sustained load

For this type of load, the test setup as in Figure 1 is used. Again, a comparison between the test results and the existing models is made. All models had the following formulation:

$$s(t) = s_0 \cdot (1 + 10t)^\lambda \quad (3)$$

There can be concluded that none of the models give a good prediction. A possible explanation is the fact that these authors use an average λ of many load levels. This study on the other hand, calculates λ as the mean of 2 load levels. However, an initial comparison between the 3 concrete types is possible. Table 4 gives the used values for formula (3), which were obtained by a regression analysis applied on the results of this study.

	CVC	SCC1	SCC2
λ	0,0121	0,0265	0,0525
s_0 [mm]	0,0636	0,0519	0,0773

Table 4: Average value of s_0 and λ

Based on these values a comparison between CVC, SCC1 and SCC2 is made, Figure 4.

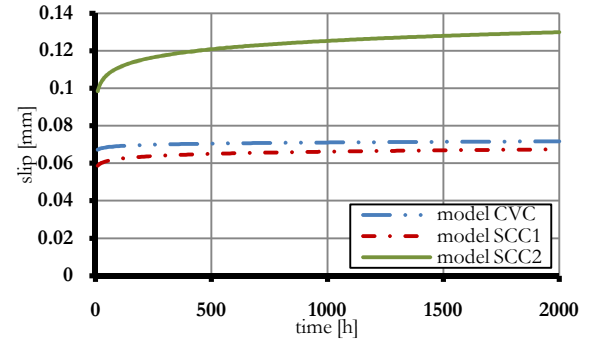


Figure 4: Comparison models sustained load

There can be seen, that SCC1 and CVC have a good resemblance in their slip development (Figure 4). However the self-compacting mixtures still have a greater slip than the conventional vibrated mixture. This phenomenon can possibly be explained by the greater sensitivity to creep.

Conclusions

1. The existing models for monotonic load aren't a good approach of the test results gathered in this study. The principal cause for SCC was the different composition with respect to CVC. The difference for CVC is due to the different testmethod used in this study (beam) and used in the models (pull-out).
2. Self-compacting concrete shows less slip than conventional vibrated concrete under monotonic load. Possible reasons were the better bonding conditions and the lack of compaction.
3. With respect to CVC, SCC undergoes more slip during cyclic load. The reason for this was the lower amount of cement and the higher quantity of fine material at constant water content. As a consequence more creep occurred.
4. SCC showed more slip than CVC as well for a sustained load. Again the principal reason was the greater sensitivity to creep.

References

- De Schutter, G., Bartos, P. J. M., and Domone, P. (2008). "Self-compacting concrete." Caithness, p. 1-124.
- Matériaux et constructions. (1970). "Essais portant sur l'adhérence des armatures du béton." Vol. 3 N°15, p. 169-178.
- Se Hoon, K., Byung, H. O., and ASCE. (2007). "Realistic models for local bond stress-slip of reinforced concrete under repeated loading." journal of structural engineering, ASCE, Vol. februari, p. 216-224.

Inhoudsopgave

VOORWOORD	II
OVERZICHT	V
EXTENDED ABSTRACT	VII
INHOUDSOPGAVE	X
SYMBOLEN EN AFKORTINGEN	XIII
HOOFDSTUK 1 :INLEIDING	1
1.1 DEFINITIE EN HISTORISCHE EVOLUTIE	1
1.2 NOODZAAK	2
1.3 VOORDELEN EN NADELEN VAN SCC	3
1.4 TOEPASSINGEN	5
1.4.1 Akashi-Kaikyo brug	5
1.4.2 Sodrä Länken project	5
1.4.3 Herstelling aan de brug in Rempfenbrücke	6
1.4.4 Vloerplaten	7
1.4.5 Esthetische bijdrage	7
HOOFDSTUK 2 :MATERIALEN EN EIGENSCHAPPEN	9
2.1 REALISATIE VAN ZELFVERDICHTEND BETON	9
2.1.1 Vulcapaciteit	9
2.1.2 Doorstroomcapaciteit/viscositeit	10
2.1.3 Weerstand tot segregatie	11
2.2 PROEFMETHODES	12
2.2.1 Testen voor de vullingscapaciteit	12
2.2.2 Testen voor de doorstroomcapaciteit	15
2.2.3 Testen voor de segregatie	18
2.3 MATERIALEN EN HUN EIGENSCHAPPEN	19
2.3.1 Granulaten	19
2.3.2 Cement en toeslag	21
2.3.3 Superplastificeerder (Glenium)	21

2.3.4	Viscositeit hulpstoffen (VMA)	23
2.3.5	Ontwerp methode voor SCC.....	24
2.4	SAMENSTELLING GEBRUIKTE BETONMENGSELS	25
2.4.1	Eigenschappen vers beton	26
2.4.2	Eigenschappen verhard beton.....	28
HOOFDSTUK 3 :HECHTSTERKTE TUSSEN HET BETON EN DE WAPENING.....		30
3.1	WAT IS HECHTSTERKTE?	30
3.2	FACTOREN DIE DE HECHTSPANNING BEÏNVLOEDEN	32
3.3	PROEFOPSTELLING.....	35
3.3.1	Pull-out proef	35
3.3.2	Beam test	37
3.4	MODELLERING	40
3.5	PROEFRESULTATEN.....	43
3.5.1	Monotone belasting TB	43
3.5.2	Monotone belasting SCC1 en SCC2	46
3.6	VERGELIJKING BEAM EN PULL-OUT PROEVEN.....	53
HOOFDSTUK 4 :INVLOED VAN CYCLISCHE BELASTING OP DE HECHTSTERKTE		56
4.1	INLEIDING.....	56
4.2	BEVINDINGEN OMTRENT DE HECHTSTERKTE ONDER CYCLISCHE BELASTING	57
4.3	PROEFOPSTELLING.....	63
4.4	MODELLERING	65
4.5	PROEFRESULTATEN.....	67
4.5.1	Belastingsniveau S45	68
4.5.2	Belastingsniveau S60	78
4.5.3	Belastingsniveau S75	86
4.6	ALGEMEEN BESLUIT	88
HOOFDSTUK 5 :INVLOED VAN LANGDURIGE BELASTING OP DE HECHTSTERKTE.....		91
5.1	INLEIDING.....	91
5.2	PROEFOPSTELLING	91
5.3	MODELLERING	93
5.4	PROEFRESULTATEN.....	95
5.4.1	Langdurige belasting TB	95
5.4.2	Langdurige belasting SCC2	97
5.4.3	Langdurige belasting SCC1	99
5.5	ALGEMEEN BESLUIT	101
HOOFDSTUK 6 :CONCLUSIES.....		103

6.1	MONOTONE BELASTING	103
6.2	CYCLISCHE BELASTING	104
6.3	LANGDURIGE BELASTING	105
BIJLAGE A		106
BIJLAGE B		107
BIJLAGE C		111
BIJLAGE D		113
BIJLAGE E		120
BIJLAGE F		121
LIJST VAN FIGUREN.....		122
LIJST VAN TABELLEN.....		126
BIBLIOGRAFIE.....		128

Symbolen en Afkortingen

S	Vloeimaat (slump-flow)	mm
PR	Passing ratio, parameter bepaald door de L-box	-
B_j	Blokkage coëfficiënt, parameter bepaald door de J-ring	mm
SI	Segregation index, parameter bepaald door segregatietest	%
P(D)	Doorval i.f.v. de diameter van de zeefopening	%
σ^2	Variantie van de beschouwde grootheid	-
σ_s	Staalspanning in het wapeningsstaal	N/mm ²
τ_b	Hechtspanning tussen het beton en het staal	N/mm ²
f_R	Relatieve riboppervlakte	-
l_d	Hechtlengte tussen beton en wapeningsstaal	mm
τ_M	Gemiddelde hechtspanning van $\tau_{0,01}$; $\tau_{0,1}$ en τ_1	N/mm ²
$\tau_{0,01}$	Hechtspanning bij een slip van 0,01 mm	N/mm ²
$\tau_{0,1}$	Hechtspanning bij een slip van 0,1 mm	N/mm ²
τ_1	Hechtspanning bij een slip van 1 mm	N/mm ²
τ_{max}	Maximale hechtspanning	N/mm ²
α	Fittingsparameter monotone belasting	-
α_N	Fittingsparameter isochrone curve van het hechtspannings-slip diagram onder monotone belasting na N cycli	-
s₁	slip die optreedt bij de maximale hechtspanning	mm
f_{ck}	Karakteristieke druksterkte van het beton	N/mm ²
c₀	De vrije afstand tussen de ribben van de wapeningsstaaf	mm
a,b	Fittingsparameters ter bepaling van τ_{max}	-

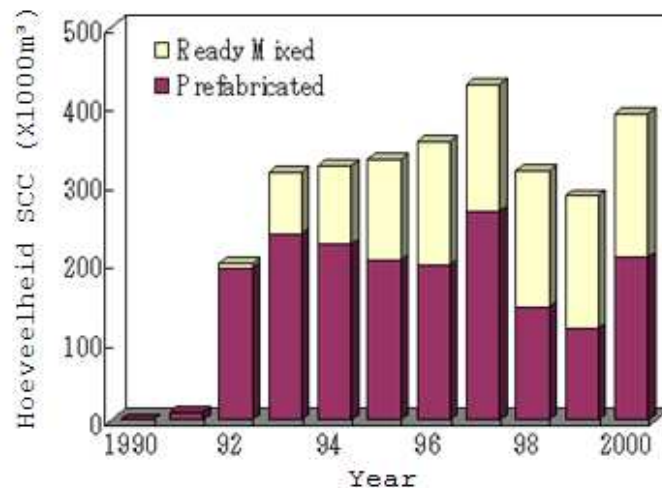
POT/BT	Verhouding hechtspanning bepaald door pull-out test t.o.v. beamtesten	-
χ	Percentage van de maximale monotone kracht	-
s_0	Initiële slip bij het beschouwde belastingspercentage	mm
n	Aantal cycli	-
k_n	Invloedsfactor voor de sliptoenname onder herhaalde belasting	-
β	Fittingsparameter cyclische belasting	-
N_f	Aantal cycli tot falen	-
$S_{r(N-1)}$	Residuele slip na N cycli	mm
F_χ	Belastingspercentage cyclische of langdurige belasting	kN
F_{proef}	Kracht die uiteindelijk in de proef wordt gemeten	kN
$F_{\text{max},[1]}$	Maximale kracht o.b.v. monotone belasting van zijde1	kN
$F_{\text{max},[2]}$	Maximale kracht o.b.v. monotone belasting van zijde2	kN
$F_{\text{max, gem}}$	Gemiddelde van $F_{\text{max},[1]}$ en $F_{\text{max},[2]}$	kN
$q(t)$	invloedsfactor voor de sliptoenname onder langdurige belasting	-
λ	fittingsparameter langdurige belasting	-
Δslip	slipverschil tussen begin en einde van de langdurige proef	-
LVDT	Linear Variable Differential Transformers	-
ITZ	Interfacial Transition Zone	-
SCC1	Self-compacting Concrete, samenstelling 1	-
SCC2	Self-compacting Concrete, samenstelling 2	-
TB	Traditioneel Beton	-
MC90	Model Code 1990	-

Hoofdstuk 1 :Inleiding

1.1 Definitie en historische evolutie

Een vroege voorganger van het huidige zelfverdichtend beton kan gevonden worden in onderwaterconstructies. Door de soms aanzienlijke diepte, is het vaak onmogelijk om te verdichten met een trilnaald. Dit is dan ook de reden, waarom deze toepassingen een zelf verdichtend beton vereisen. De samenstelling is gebaseerd op een groot cementgehalte, die vanaf 1960 werd vermengd met plastificeerders. Deze werkwijze is aanvaardbaar, daar de grote hydratatiewarmte die vrijkomt op een efficiënte manier wordt afgekoeld door het koude water. *De Schutter, Bartos e.a. (2008)*. Met de opkomst van de superplastificeerders werden de hoge cementgehalten overbodig. Daarenboven waren deze mengels vanaf dan ook toepaselijk voor “normale” betonconstructies. Ze waren vloeibaar genoeg om zonder compactie geplaatst te worden en hadden een voldoende samenhang om segregatie te voorkomen. Dit leidde in 1988 in Japan tot de ontwikkeling van het moderne zelfverdichtend beton. *Feys (2009); Skarendahl, Petersson e.a. (1999)*

Een andere historische reden tot het ontstaan, is te vinden in het feit dat tijdens deze periode de Japanse bouwindustrie aan een tekort leed van gequalificeerd personeel om betonconstructies te vervaardigen. Hierdoor verliepen de werken trager en werd de duurzaamheid van deze gebouwen vaak in vraag gesteld. De opkomst van zelfverdichtend beton zorgde ervoor dat de kwaliteit van de betonconstructies minder afhankelijk werd van de praktische kennis van de arbeiders. In het decenium daarop deed SCC zijn intrede in Europa via Nederland en de Scandinavische landen. Heden ten dage stijgt het gebruik van SCC in gebouwen zienderogen (Figuur 1), alsook het aantal landen die er gebruik van maken. *Ólafur, Indriði e.a. (2003)*



Figuur 1: Groei van het gebruik van SCC in Japan

Er dient opgemerkt te worden dat de groei in Japan groter had kunnen zijn, indien enkele grote Japanse betonproducenten hadden samengewerkt bij de vorming en het testen van het SCC. Door de versnipperde betonindustrie in Japan, is het onderzoeksdomein in de laatste decenia meer gecontreerd in Europa.

Volgens De schutter G. (*Ployaert* (2005)) wordt zelfverdichtend beton gedefinieerd als een beton dat in verse toestand een dusdanige vloeibaarheid vertoont dat het louter onder invloed van het eigengewicht en dus zonder bijkomende verdichtingsenergie in staat is doorheen een dicht wapeningsnet of in aanwezigheid van andere hindernissen de bekistingsvorm volledig te vullen, terwijl het een voldoende stabiliteit vertoont tegen segregatie en dus homogeen blijft gedurende transport, verpompen en verwerken.

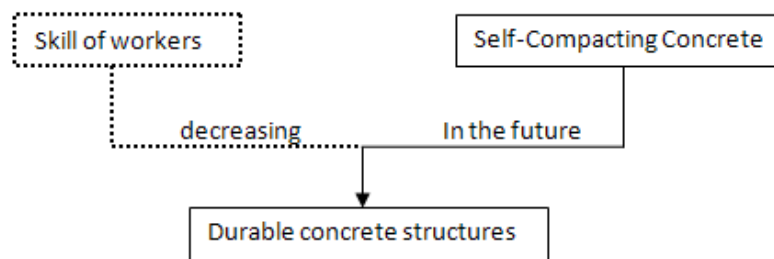
De vraag kan gesteld worden of SCC een nieuw materiaal is of juist een nieuwe manier van betonneren introduceert. De vereisten zoals hierboven gedefinieerd, vergen duidelijk een verschillende samenstelling dan het traditioneel beton. Deze verschillen in compositie leiden tot een verschillende hydratatie, microstructuur en gedrag van het materiaal in gebruikstoestand. Toch blijven we te maken hebben met een gecementeerd materiaal waarop de basis van de betontechnologie nog steeds in grote mate van toepassing is. Vaak kunnen de oude formules voor traditioneel beton overgenomen worden, wanneer één of meerdere parameters extra in rekening worden gebracht.

1.2 Noodzaak

Eén van de hoofdredenen volgens *De Schutter, Bartos e.a.* (2008) om zelfverdichtend beton te verkiezen boven traditioneel beton spruit voort uit het doel om een steeds beter behandelbaar en plaatsbaar beton te ontwikkelen. Vroeger konden deze 2 eigenschappen enkel verkregen worden door het watergehalte te verhogen of door de fractie cementpasta te

laten toenemen. De eerste methode zorgt er echter voor dat de kans op segregatie bij jong beton toeneemt en de sterkte van het verharde beton afneemt. Een toename van het volume cementpasta zorgt dan weer voor een verhoging van de hydratatiewarmte en tevens de kostprijs van de constructie. Met de opkomst van zelfverdichtend beton kon dit doel bereikt worden zonder de hierboven vernoemde nadelen.

Om duurzame constructies te maken is er nood aan voldoende bekwame mensen die een juiste verdichting van beton kunnen realiseren. Bij onvoldoende verdichting kan de aanwezige lucht niet voldoende ontsnappen uit het beton. Hierdoor wordt de volumemassa en de duurzaamheid nadelig beïnvloed. Indien te lang wordt verdicht, bestaat de kans op segregatie. Dit vermindert de homogeniteit van het beton, wat nefaste gevolgen kan hebben in de belastingstoestand. Vakmanschap is des te meer vereist wanneer complexe bekistingsvormen of dichte wapeningsnetten aan de orde zijn. De moeilijke toegang maakt het namelijk niet evident om de trilnaald te plaatsen. Opdat de goede kwaliteit van het zonet gemengde beton gedurende de verwerking behouden blijft, is het aan te raden de invloed van de werklui te verminderen (Figuur 2). *Skarendahl, Petersson e.a. (1999)*



Figuur 2: Noodzaak van zelfverdichtend beton

1.3 Voordelen en nadelen van SCC¹

Voordelen

- Door de hoge vloeibaarheid kan de lucht zonder hulp van compactie ontsnappen. Dit zorgt voor minder lawaai en vermindert de trillingen.
- Daarnaast worden de arbeidsomstandigheden verbeterd. De lichamelijke belasting van de met het trillen belaste arbeiders wordt beduidend minder. Het huidige mechanische trillen kan tot bloedschietstoringen leiden, gepaard gaande met “witte vingers”. Er

¹

De Schutter, G., Bartos, P. J. M., and Domone, P. (2008). "Self-compacting concrete." Caithness, p. 1-124, Walraven, J. C. (1998). "Zelfverdichtend beton." betondag 22-10-1998, Vol. oktober, p. 1-10.; Okamura, H., Ozawa, K., and Ouchi, M. (2000). "Self-compacting concrete." *Structural concrete*, Vol. 1 (maart), p. 3-17.

wordt ook vastgesteld dat er veel minder ziekteverzuim is wanneer men constructies maakt met SCC dan met traditioneel beton.

- Bij SCC dient er niet gestopt te worden om te compacteren en kan de bekisting gevuld worden tot dat de optredende drukken te groot worden. Hierdoor wordt het bouwtempo verhoogt en worden de arbeidskosten gereduceerd.
- SCC kan tevens door kleine en complexe geometrieën vloeien, waardoor de architect minder creatief beperkt is.
- Daar zelfverdichtend beton geen verdichting hoeft, kan het in de bekisting gepompt worden van onder uit i.p.v. langs boven. Bijgevolg kan de hoogte van de structurele elementen in de prefabindustrie verhoogd worden en kunnen grote luchtinsluitingen of segregatie vermeden worden, doordat het beton valt vanaf een zekere hoogte.
- SCC levert een gelijkmatige hoge betonkwaliteit op bij het bekisten van een element met een zeer dicht wapeningsnet, dit te wijten aan zijn verhoogde vullingscapaciteit.
- In vele steden mag na zes uur s'avonds vanwege geluidsoverlast, die vooral door het trillen wordt veroorzaakt, niet meer gestort worden. Deze beperking vervalt bij het gebruik van SCC.
- Door het achterwege laten van trillen, is de homogeniteit van het beton op microniveau ook beter. De contactvlakken tussen de korrels en de matrix zijn minder poreus waardoor de duurzaamheid verbeterd.
- Tot slot is zelfverdichtend beton cohesiever dan traditioneel beton waardoor minder lekkage door voegen in de bekisting optreedt. De hoge oppervlaktekwaliteit vermijdt reparaties achteraf.

Nadelen

- Eén van de redenen van de vertraagde overgang van traditioneel naar zelfverdichtend beton op dit moment is de hoge materiaalkost door het hogere poedergehalte en het gebruik van superplastificeerders. Dit ondanks het feit dat de toepassing van SCC een efficiënter gebruik van de arbeidskrachten inhoudt en de constructietijd vermindert. Bijgevolg dient een kosten-batenanalyse gemaakt te worden om het gebruik ervan te rechtvaardigen. In landen met een hoge loonkost, zal vaak SCC verkozen worden.
- SCC is in zijn verse toestand uitermate gevoelig aan schommelingen in de karakteristieken, de mengverhouding en de spreiding in de materiaaleigenschappen, waardoor het moeilijk is om tweemaal dezelfde mengeling te maken. Voornamelijk het vochtgehalte van het

geleverde zand speelt een belangrijke rol en kan voor falen zorgen, indien dit niet goed onder controle wordt gehouden.

- Daar zelfverdichtend beton in de verse toestand vloeibaar is, dient de bekisting volledig dicht te zijn. Wanneer dit niet het geval is, zal de cementpasta door de lokale openingen ontsnappen en zo gaten creëren tussen het aggregaat. In het slechtste geval kan de bekisting de optredende drukken niet weerstaan en ontstaat een “self-escaping concrete”. Dit zorgt ervoor dat de bekisting duurder zal zijn, zeker wanneer een volledig nieuw type moet gemaakt worden.

1.4 Toepassingen

1.4.1 Akashi-Kaikyo brug

Eén van de vroegste toepassing waar zelfverdichtend beton gebruikt werd, waren de ankerblokken van de Akashi-Kaikyo brug te Japan. *Skarendahl, Petersson e.a. (1999); Ouchi (1999)*. Deze hangbrug behoort met zijn hoofdoverspanning van 1.991 meter tot de grootste in de wereld. Door deze grote overspanning worden via de draagkabels immense krachten overgedragen naar de ankerblokken. Om deze op te nemen werden 2 blokken met lengte 85m, breedte 35m en hoogte 40m gebouwd. De constructie ervan omvatte 290.000m³ beton. Daar het wapeningspercentage zeer hoog is en de hydratatiewarmte die door dit massief



Figuur 3: Ankerblokken van de Akashi-Kaikyo brug

gegenereerd wordt aanzienlijk is, werd gebruik gemaakt van een zelfverdichtend beton met lage warmte ontwikkeling.

Het beton werd gemengd in een fabriek naast de werf om daarna via 200m lange pijpleidingen naar de plaats van de bekisting te worden getransporteerd. Door het SCC mengels te gebruiken werd de constructietijd van 2,5 naar 2 jaar gebracht!

1.4.2 Sodrä Länken project

Deze Zweedse tunnel verwezenlijkt een verbinding tussen Essingeleden en Värmdöleden en werd gebouwd om het verkeer in het centrum van Stockholm te verminderen. *Ouchi, Nakamura e.a. (2003)*. Het tunnelsysteem met meerdere buizen telt 11 verschillende ingangen. De totale lengte van de tunnel bedraagt 16,6km waarvoor 225.000m³ beton gebruikt werd. Over een twintigtal meter kon de tunnel niet rekenen op de steun van een solide rotslaag. Over deze zone werd de tunnel deels verwezenlijkt met behulp van explosieven en deels

door uitgraving. De enige manier om de tunnel te stabiliseren was door gebruik te maken van betonnen bogen. Daar het wapeningsnet zeer dicht was en de rotsoppervlakte oneffen, werd er geopteerd om gebruik te maken van zelfverdichtend beton (Figuur 4).

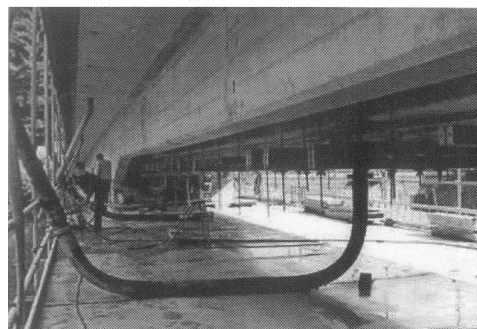


Figuur 4: Betonnen boog gebruikt in het Sodrä Länken project

Hierdoor werd een homogene en stevige verbinding met de rotslaag gevormd. Dit was niet mogelijk met een traditioneel beton, aangezien deze diende verdicht te worden, wat bijna onmogelijk was voor de arbeiders.

1.4.3 Herstelling aan de brug in Rempenbrücke

Begin jaren 60 werd vastgesteld dat deze brug, gesitueerd in de Zwitserse Alpen, ernstige schade vertoonde door chloride geïnduceerde corrosie. (*Beissel*). Het probleem was dermate dat de dwarsdoorsnede en de diameters van enkele wapeningsstaven waren afgenomen. Het probleem werd des te belangrijker door de toenemende belasting t.g.v. het verkeer. Als oplossing werd geopteerd om een nieuwe balk te betonneren tussen de bestaande balken. Op die manier vormen de zijkanten van de reeds bestaande balken en de onderzijde van het brugdek drie bekistingsoppervlakken van de nieuwe balk (Figuur 5).



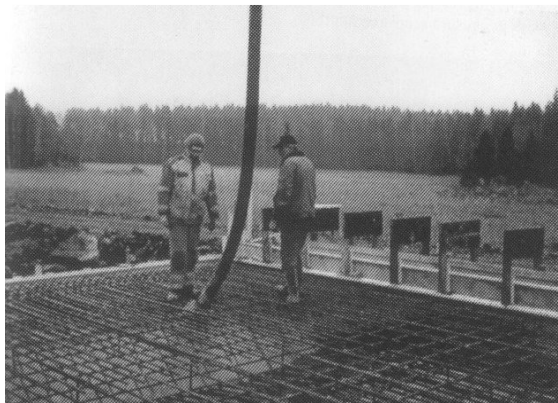
Figuur 5: Herstellingen aan de brug te Rempenbrücke

Aan de onderkant van de bestaande balken werd een bekistingsplaat aangebracht zodat een gesloten kist verkregen werd. Het moeilijkste aspect aan deze oplossing was het storten van het beton. Door de kleine ruimte, die overigens sterk gewapend was, kon het beton niet optimaal verdicht worden. Daarenboven was het enkel mogelijk dit beton langs onderen aan te brengen. Dit waren dan ook de redenen waarom gekozen werd voor een zelfverdichtend

beton. Opdat de lucht voldoende uit het beton kon ontsnappen, werd het wegdek van enkele verluchtingsgaten voorzien.

1.4.4 Vloerplaten

Een ander veel voorkomende toepassing van zelfverdichtend beton is het vervaardigen van vloerplaten. (Österberg). Voorheen diende een grote groep van werknemers toe te zien op de goede verdichting van het traditioneel beton m.b.v. een trilnaald. Door gebruik te maken van SCC kon het aantal werknemers, de kostprijs alsook de duur verminderd worden om dergelijke vloeren ter plaatse te storten.



Figuur 6: Storten van een vloerplaat in SCC (Zweden)

1.4.5 Esthetische bijdrage

Door de grotere kostprijs van zelfverdichtend beton, wordt het vaak in specifieke situaties gebruikt. Deze dienen niet enkel structureel te zijn, maar kunnen ook esthetisch bijdragen aan het gebouw in kwestie. Hieronder worden enkele recente voorbeelden aangehaald:

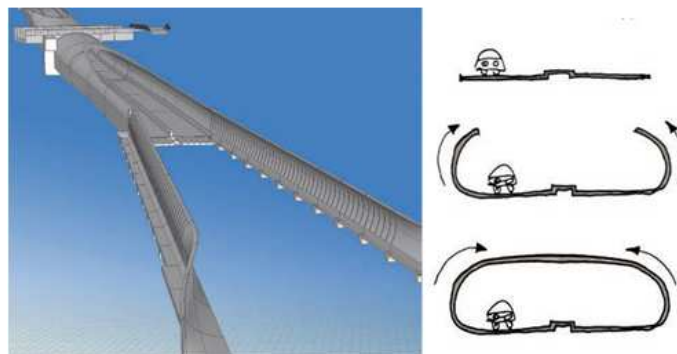
Het Phaeno Science Center te Wolfsburg, Duitsland werd in 2005 afgewerkt en uitgetekend door de bekende architecte Zaha Hadid. Nagy en Szendrei (2007); Hadid (2005). Dit gebouw vormt enerzijds het eindpunt van een keten van belangrijke gebouwen en verbindt anderzijds de noordelijke oever van het Mittelland Kanal met de fabriek van Volkswagen en the Autostadt.



Figuur 7: Bekisting van 1 pilaar van het Phaeno Science Center

Door de complexe vormgeving werd het beton uitgevoerd als zelfverdichtend. Hierdoor is het Phaeno het grootste, uit zelfverdichtend beton vervaardigde gebouw in Europa. Zoals op Figuur 7 te zien is, diende een goede bekisting te worden voorzien die de hogere drukken van het SCC degelijk kan opnemen, zonder lekken te vertonen. Er is dus een duidelijke keuze gemaakt tussen kostprijs en esthetiek.

De Tunnel Rodenrijseweg in de provincie Zuid-Holland heeft een zeer speciale vorm. Het beton vervormt aan weerszijden geleidelijk aan van een tunnel naar een wand en trekt zich dan terug tot een tapijt (Figuur 8). Om deze constructie te verwezenlijken moest het beton zowaar krullen als boter. Daarnaast moest de kleur en de effenheid overal gelijk zijn. De ontwerpers constateerden al snel dat de ovale bogen enkel ter plekke konden gestort worden met zelfverdichtend beton. De bovenste delen kregen een volledig gesloten bekisting, welke achteraf minutieus werd ontkist. Het zeer vloeibaar beton zou immers iedere oneffenheid absorberen. Met 2 pompen werd het beton gelijktijdig op 4 punten door persventielen opgeperst. Op deze manier stroomde het symmetrisch de bekisting in. *Van Wildenberg* (2008)



Figuur 8: 3D-Tekening + schets overgang tunnel tot tapijt (Rodenrijseweg)

Hoofdstuk 2 :Materialen en eigenschappen

2.1 Realisatie van zelfverdichtend beton

Zoals eerder vermeld kan pas over een zelfverdichtend beton gesproken worden wanneer het betonmengsel enkel onder invloed van de zwaartekracht in de bekisting stroomt en daarbij een uniforme kwaliteit van betonvolume garandeerd en geen defecten nalaat. Om deze situatie te bekomen dient het beton in de verse toestand aan 3 functionele voorwaarden te voldoen. *Skarendahl, Petersson e.a. (2000), Ozawa en Ouchi (2001)*.

- Voldoende vulcapaciteit/vloeibaarheid
- Voldoende doorstroomcapaciteit
- Voldoende weerstand tegen segregatie

2.1.1 Vulcapaciteit

Met het begrip vulcapaciteit worden zowel de afstand dat het beton stroomt, te beginnen vanaf de stortplaats, als de snelheid waarmee het beton zich verplaatst bedoeld. Met behulp van de slump flow (§2.2.1) kan de vervormingscapaciteit van het beton geëvalueerd worden. De vervormingssnelheid wordt gemeten door de tijd te registreren tot een bepaalde vervorming bereikt is.

Opdat een goede vloeibaarheid bekomen wordt, dient een goede balans te worden gezocht tussen de vervormingscapaciteit en de snelheid waarmee een zekere vervorming bereikt wordt. Zo zal een hoogsterkte beton met een laag water-cement gehalte en een hoog gehalte aan superplastificeerder een redelijke vervormingscapaciteit bevatten, maar eerder een lage vervormingssnelheid, wegens een te grote viscositeit.

In het algemeen is een goede balans te verkrijgen, indien aan volgende voorwaarden voldaan wordt:

- Opdat het beton voldoende vervormingscapaciteit zou hebben, dient de wrijving tussen de vaste deeltjes (poedermateriaal, grof en fijn granulaat) geminimaliseerd te worden. Dit

wordt verwezenlijkt door het contact tussen de verschillende partikels te verminderen door de afstand ertussen te vergroten. Dit kan enerzijds door de hoeveelheid partikels te beperken of anderzijds door het volume cementpasta groter te nemen.

- Om een zelfverdichtend beton te bekomen, dient niet enkel de wrijving tussen de verschillende partikels verminderd te worden. Het is ook belangrijk dat de cementpasta een goede vervormbaarheid bevat. Het verhogen van het watergehalte zoals vaak bij traditioneel beton gedaan wordt, vermindert zowel de vloeigrens als de viscositeit. Een betere oplossing is het toevoegen van een superplastificeerder die de vloeigrens verlaagt en een minieme vermindering van de viscositeit teweegbrengt.
- Tot slot moet de water-poeder factor goed gekozen worden. Onder poedermateriaal worden cement, allerhande fillers zoals kalksteen en materialen met puzzolane eigenschappen verstaan. Een reductie van deze factor kan de vloeibaarheid van de cementpasta limiteren. Door een superplastificeerder toe te voegen wordt de vervormingscapaciteit hoger, maar is er nog steeds een lage vervormingssnelheid. Een stijging van deze factor kan dan weer leiden tot een goede vloeibaarheid, maar een vermindering in samenhang van het beton wat uiteindelijk tot segregatie en blokkage kan leiden.

Stappen tot een goede vloeibaarheid:

Verhogen van de vervormbaarheid van de pasta

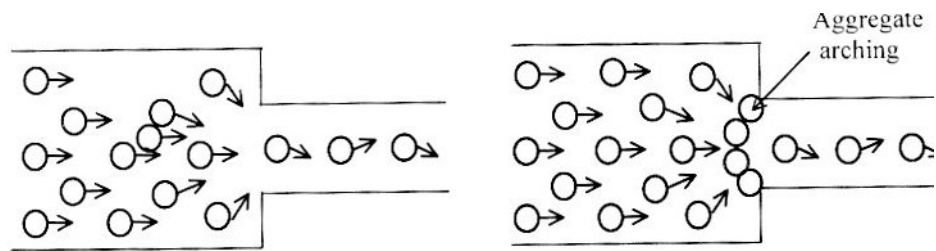
- Toevoegen van superplastificeerders
- Controle van de W/P verhouding

Verminderen van de wrijving tussen de bestanddelen

- Laag volume aan grove granulaten
- Hoog cementpasta gehalte

2.1.2 Doorstroomcapaciteit/viscositeit

Voldoende stabiliteit van het mengsel is vooral belangrijk als het beton gestort wordt in secties met hoge wapeningspercentages. De cohesie tussen de granulaten en de cementpasta moet een uniforme stroom door beperkte openingen kunnen realiseren. Een gebrek aan stabiliteit kan hier immers leiden tot segregatie nabij obstakels met blokkage van de stroom tot gevolg. Het blokkage mechanisme kan makkelijk aangetoond worden via een 2D model (Figuur 9) waarin beton door een opening stroomt.



Figuur 9: Doorstroomcapaciteit door een opening

Opdat het beton door de opening zou kunnen, dienen de deeltjes van het aggregaat van stroomrichting te veranderen. Hierdoor treden ter hoogte van de opening verschillende botsingen op tussen de deeltjes onderling. Deze zorgen voor contacten, waardoor mogelijk een stabiele boog gevormd wordt ter plaatse van de opening, die de rest van de stroom blokkeert. *Skarendahl, Petersson e.a. (2000)*. Logischerwijs zal de boog sneller gevormd worden wanneer de dimensies van de grove granulaten groter zijn en de hoeveelheid hoger. Voor kleinere granulaten zal de boog slechts gevormd worden bij een hoger gehalte. Wanneer de hoeveelheid en de dimensies echter te klein zijn, zal er geen boog gevormd worden. Er kan dus geconcludeerd worden dat een SCC mengsel een goede doorstroomcapaciteit zal hebben wanneer:

- De maximale grootte van de grove granulaten klein genoeg is.
- De hoeveelheid grove granulaten beperkt is.

Daarnaast is het algemeen bekend dat het gebruik van een grotere staafdiameter meer kans biedt op blokkage van de stroom. Aangezien deze een betere steun biedt tijdens de vorming van de boog. Tot slot zal blokkage ook sneller optreden, wanneer de tendens tot segregeren groter is.

2.1.3 Weerstand tot segregatie

Het fenomeen segregatie wordt gekarakteriseerd door inhomogeniteiten in de zeefkromme van de gebruikte granulaten, waardoor in de betonstructuur een distributie van eigenschappen ontstaat. Zo kan beton tijdens een bepaalde bewerking geen neiging tot segregatie vertonen, maar bij het doorstromen van een gewapend deel echter wel segregeren. Bij het vervaardigen van zelfverdichtend beton moeten onderstaande types van segregatie trachten vermeden te worden:

- Wateraccumulatie onder horizontale wapeningsstaven
- Cement en granulaat segregatie
- Grof granulaat segregatie die de oorzaak is van het hierboven vermelde fenomeen “blocking”
- Geen uniformiteit in de luchtporie – distributie

Om bleeding te vermijden, is het essentieel dat de hoeveelheid vrij water in het mengsel beperkt blijft. Dit vrij water wordt gedefinieerd als niet gebonden aan het granulaat en beweegt dus onafhankelijk van de granulaten in het mengsel. Er bestaan verschillende methoden om dit vrijwatergehalte te reduceren:

- Er kan een laag watergehalte of een lage water-poeder verhouding gekozen worden.
- Het gebruik van poedermaterialen met een grootte specifieke oppervlakte, zorgen ervoor dat meer water door het poeder wordt opgenomen.
- De segregatieweerstand tussen het water en de granulaten kan ook verhoogd worden door de viscositeit van het water te verhogen door toevoeging van viscositeit verhogende producten (§2.3.4).

De andere categorieën van segregatie worden verhinderd door een cement te hanteren dat in staat is om de granulaten en de luchtbellen te dragen. Hiertoe dient er tussen de verschillende componenten voldoende wrijving en cohesie te zijn. Deze twee krachten hangen nauw samen met de viscositeit, de densiteit van het cement en van de granulaten. Indien deze van het cement te laag is, zal er niet genoeg draagkracht voorhanden zijn om de granulaten in suspensie te houden. In traditioneel beton worden er over het algemeen weinig problemen vastgesteld, aangezien de viscositeit en de densiteit van het cement redelijk hoog zijn. Bij SCC daarentegen is het noodzakkelijk om het beton vloeibaarder te maken. Om dit te verwezenlijken wordt de viscositeit en de densiteit verlaagd, waardoor er meer mogelijkheid bestaat dat de grovere granulaten in het cement zinken en uiteindelijk segregeren.

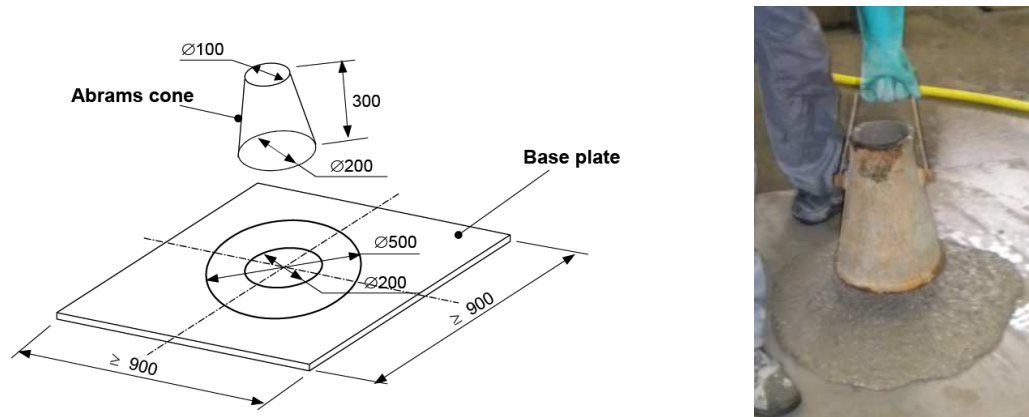
Tot slot dient er vermeld te worden dat over het algemeen de cohesie bij SCC ook zal vergroten, aangezien een verhoging van de wrijving de vervormbaarheid van het beton vermindert. Natuurlijk vergroot zo de kans op “blocking” en vermindert de vloeibaarheid. Er dient dus een juiste balans gevonden te worden tussen de vloeibaarheid en weerstand tegen segregatie.

2.2 Proefmethodes

2.2.1 Testen voor de vullingscapaciteit

De slump flow

Deze test wordt uitgevoerd gebruikmakend van een gewone kegel van Abrams, maar waarbij de horizontale spreiding gemeten wordt i.p.v. de slump. De vereiste apparatuur is te zien in Figuur 10.



Figuur 10: Opstelling en uitvoering slump flow. *De Schutter* (2005)

Om de proef tot een goed einde te brengen, dient de basisplaat horizontaal geplaatst te worden en ontdaan van klei of andere onzuiverheden. Vervolgens wordt de conusvormige mal in het midden geplaatst en stevig tegen de basisplaat gedrukt wanneer de mal gevuld wordt met een SCC-mengsel. Nadat het surplus aan SCC bovenaan de mal verwijderd is, wordt deze opgeheven. Het beton verspreidt zich en wanneer zijn beweging stopt, kan de grootste diameter gemeten worden. De vloeimaat is het gemiddelde van $d_{\max}$ en een meting loodrecht hierop d_{perp} .

$$S = \frac{d_{\max} + d_{\text{perp}}}{2}$$

Deze test beoordeelt de capaciteit van het beton om te vervormen onder zijn eigengewicht zonder enige uitwendige weerstand, met uitzondering van de wrijving met de ondergrond. Hoe groter de slump-flow hoe groter de vulcapaciteit is van het SCC-mengsel. In de praktijk wordt meestal gestreefd naar een slump-flow tussen 600 à 800 mm. *De Schutter, Bartos e.a.* (2008)

Daarnaast kan ook de tijd gemeten worden dat het beton nodig heeft tussen het opheffen van de kegel en het bereiken van een cirkel met diameter 50cm. Deze tijd wordt aangeduid met T_{50} en is gerelateerd aan een schijnbare viscositeit van het verse mengsel. Hoe korter de tijd, hoe sneller het SCC zal vloeien. In de meeste gevallen van SCC worden waarden tussen 2 en 5 seconden vastgesteld. Tot slot kan er ook een visuele controle worden verricht opdat er geen segregatie is opgetreden tijdens het verspreiden van het beton. *De Schutter, Bartos e.a.* (2008); *Yu, Shi e.a.* (2005)

Voordelen:

- Makkelijk uit te voeren.
- Goede reproductiviteit bij het meten van de slump

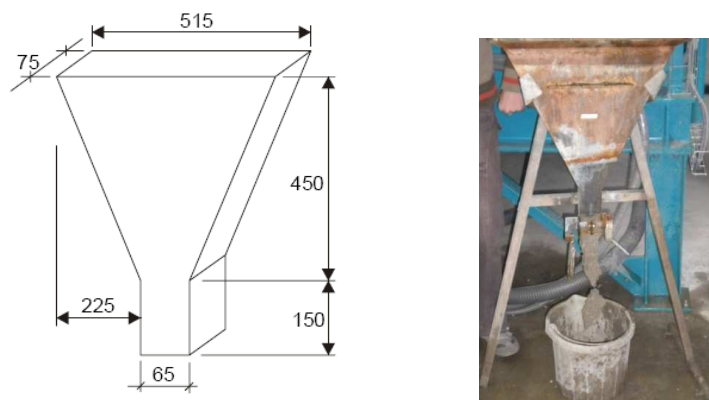
- Mits aangepaste uitrusting kan de test door één techniek uitgeoefend worden.
- Goede indicator voor de viscositeit
- Geeft de vullingscapaciteit goed weer.

Nadelen:

- De oppervlakte toestand van de basisplaat beïnvloedt de resultaten.
- Een slump flow test is onvoldoende als aanwijzing dat de mengeling zelfverdichtend is. Bijkomende testen om de viscositeit en de segregatie te onderzoeken zijn noodzakkelijk.
- Slechte reproductiviteit bij het meten van T_{50} .

V-funnel

De V-funnel beoordeelt de mogelijkheid van het zelfverdichtend beton om zijn vloeirichting te wijzigen en doorheen smalle openingen te stromen zonder blokkage. Hiertoe wordt de trechter volledig gevuld met beton zonder deze te compacteren. Wanneer al het surplus bovenaan de funnel verwijderd is, wordt de bodemklep geopend (Figuur 11). De V-funnel tijd wordt gemeten tussen het moment van openen en het ogenblik dat er lichtdoorval langs de bodemopening optreedt. Volgens *De Schutter, Bartos e.a.* (2008) bevindt een typische waarde zich tussen 5 en 12 seconden.



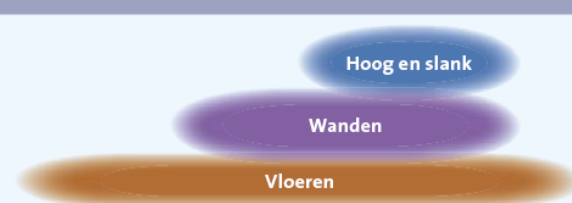
Figuur 11: Afmetingen en voorbeeld uitvoering van de V-funnel

Een hoge vloeitijd kan enerzijds betekenen dat het beton een lage vervormbaarheid heeft. Veroorzaakt door een hoge viscositeit van de pasta of een te hoge wrijving tussen de deeltjes. Anderzijds kan een lage doorstroomcapaciteit voor blokkage zorgen. In het geval het beton een goede vervormbaarheid heeft (slump flow van 630 mm), kan een grote vloeitijd (20 s) betekenen dat het zelfverdichtend beton over onvoldoende stabiliteit beschikt om een uniforme en homogene stroom te vormen. Indien er gewerkt wordt met een mortel die weinig cohesief is, kan er boogwerking van het grove granulaat optreden aan de

bodemopening en zo de stroom stoppen. In het geval zowel een vloeibaar als cohesief SCC gebruikt wordt, duidt een lange vloeitijd op het feit dat de grootte van de grove granulaten gewijzigd moet worden om het risico op blokkage te verminderen.

Constructief gebruik

Zoals in Figuur 12 te zien is, blijken de gewenste waarden van de V-funnel en de slump-flow af te hangen van het constructief element dat dient gebetonneerd te worden. *Gietbouwcentrum* (2006). Zo zal voor het maken van een vloer een lage viscositeit gewenst zijn, terwijl een slanke en hoge kolom een hoge viscositeit dient te hebben. De vloeimaat geeft een indicatie van de consistentie van het beton. Figuur 12 laat zien dat bij een grote vloeitijd tevens een grote vloeimaat hoort.

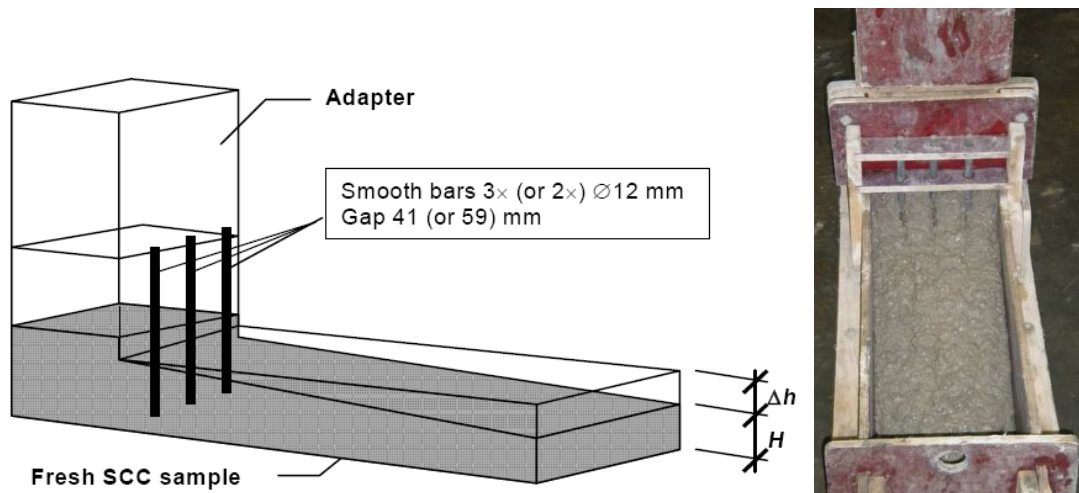
Viscositeit	Trechtertijd			
hoog	15 sec			
laag	5 sec			
Vloeimaat		500 mm	650 mm	800 mm
Consistentieklasse		F6		F7

Figuur 12: Consistentie versus viscositeit

2.2.2 Testen voor de doorstroomcapaciteit

L-box test

Deze test bestaat uit een L-vormige doos welke is opgebouwd uit een verticale kolom met een rechthoekige doorsnede en een horizontale bak aan de bodem. Een verticale klep scheidt het beton in de kolom van de bak. Tevens zijn er een set verticale wapeningsstaven voor de klep geplaatst. Eens deze wordt geopend, dient het mengsel langs de staven te penetreren vooraleer het beton van de kolom naar de bak kan vloeien. Dit proces tracht de plaatsingscondities in de praktijk te benaderen.



Figuur 13: prinscheschets en voorbeeld uitvoering van de L-box. *De Schutter* (2005)

Bij de voorbereiding van de test dient er zorg te worden gedragen voor de horizontaliteit van de opstelling, wat meestal gecheckt wordt met de waterpas. Vervolgens wordt het beton in de kolom gegoten zonder te compacteren en wordt er vijf minuten gewacht. Eens de klep geopend wordt, stroomt het beton door de wapening in de horizontale bak (Figuur 13). Als de stroming stopt, wordt de verticale afstand (H_2) tussen het betonoppervlak en de top van de kolom gemeten op 3 verschillende punten. Dit wordt ook gedaan voor de afstand (H_1) tussen top van de bak en het betonoppervlakte aan het einde van de bak. Daarna wordt een visuele controle gedaan of er geen segregatie is opgetreden ter plaatse van de wapeningsstaven.

Met deze gegevens wordt de passing ratio PR begroot als H_2/H_1 , waarbij;

$$H_1 = \frac{H_{1a} + H_{1b} + H_{1c}}{3}$$

$$H_2 = \frac{H_{2a} + H_{2b} + H_{2c}}{3}$$

Wanneer beide H_1 en H_2 ongeveer gelijk zijn, betekent dit dat het zelfverdichtend beton een goede zelfnivelleerbaarheid bevat. Daarnaast kan een slecht resultaat te wijten zijn aan blokkage ter plaatse van de wapeningsstaven, doordat het gehalte aan grove granulaten te groot is. Volgens *De Schutter, Bartos e.a.* (2008) zijn typische waarden voor PR gelegen tussen 0,85 en 0,95.

Voordelen:

- *Goede reproductiviteit
- *Er is een goede correlatie met de slump-flow.
- *De L-box kan uit verschillende materialen worden opgebouwd.

Deze waarde moet volgens de voorschriften van de CUR, kleiner zijn dan 15 mm om te mogen spreken van een goede doorlatenheidscapaciteit. *De Schutter, Bartos e.a. (2008)* geeft aan dat meestal een factor B_j gevonden wordt tussen 3 à 20 mm.

De slump flow SF_j :

$$SF_j = \frac{(d_{jm} + d_{jr})}{2}$$

De J-ring stroomtijd t_{j500} :

Des te groter SF_j is, des groter zal de vullingscapaciteit zijn, rekening houdend met de beperking van de ringvormige wapening. Natuurlijk moet de SF-waarde aangevuld worden met een degelijk B_j -waarde opdat er over een zelfverdichtend beton kan worden gesproken. Typische waarden voor deze stroomtijd liggen tussen de 2 en 6 seconden.

2.2.3 Testen voor de segregatie

Sieve segregation test

Dit is een methode om de weerstand van vers beton tegen statische segregatie te meten, door te bepalen hoeveel afscheiding er optreedt tussen het grove granulaat en de mortel. Hiertoe wordt de cementmelk gewogen die door een zeef van 5 mm penetreet na een standaardperiode van 2 minuten (Figuur 15).



Figuur 15: Illustratie van de sieve segregation test

Om de segregatie index SI te bepalen, dient in eerste instantie de ontvangbak gewogen te worden, nl. m_p . Vervolgens wordt er ± 5 kg zelfverdichtend beton op de zeef gegoten, liefst vanaf een zekere hoogte ($\pm 0,5$ m), en wordt de massa van het eigenlijke gegoten beton gewogen m_c . Na 2 minuten wachttijd, wordt de zeef van de ontvangbak genomen en wordt het gewicht van de ontvanger gewogen, nl. m_{ps} . Met deze gegevens kan als volgt de

segregatie index bepaald worden. Volgens *De Schutter, Bartos e.a.* (2008) is een goed interval van SI waarden 10 à 20%.

$$SI = \frac{(m_{ps} - m_p) * 100\%}{m_c}$$

Voordelen:

- *Voldoende reproductiviteit
- *Goede correlatie met het gedrag in de praktijk

Nadelen:

- *Er is een elektronische weegschaal nodig, wat niet steeds voorhanden is.
- *Het is een vrij trage test.
- *Het meet enkel statische segregatie en niet dynamisch.

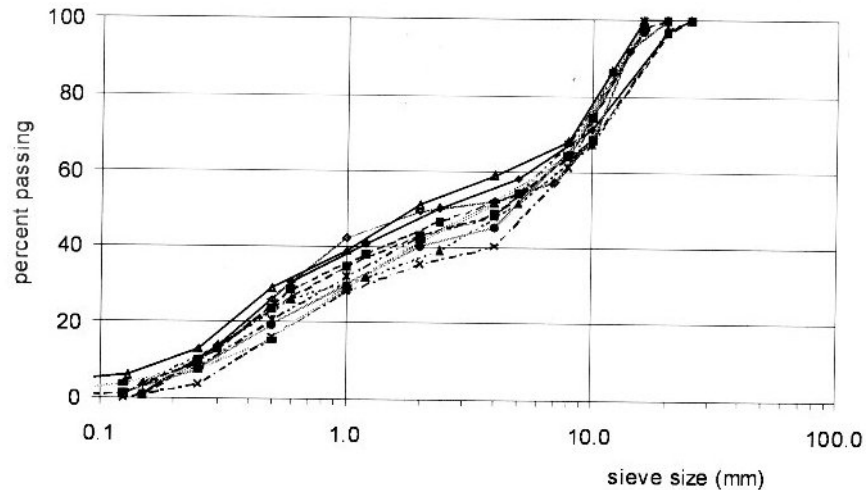
2.3 Materialen en hun eigenschappen

2.3.1 Granulaten

Om zelfverdichtend beton een hoge vloeibaarheid te geven is het logisch om te opteren voor rond, ongebroken grof granulaat i.p.v. scherphoekige verpletterde rots granulaten om zo de wrijving te verminderen. Toch wordt vaak de laatste soort gebruikt omdat deze op de meeste plaatsen voor handen is. Dit wordt bevestigd door het feit dat in 3 van de 4 gevallen de verpletterde rots granulaten worden verkozen in de praktijk. *De Schutter, Bartos e.a.* (2008).

Uit onderzoek blijkt dat de energie die vereist is voor het vloeien van beton, bij te kleine doorgangen en te grote hoeveelheden granulaat, volledig door de inwendige spanningen wordt opgeslorpt. *Yu, Shi e.a.* (2005). Hierdoor wordt in de meeste toepassingen van SCC de maximale grote van de grove granulaten beperkt tot 16 of 20 mm. Voor een dun prefab element wordt dit zelfs gereduceerd tot 10 of 12 mm. Daarentegen werden bij de opbouw van de Akashi-Kaikyo brug (Figuur 3) granulaten gebruikt tot 40 mm. Bij de lichte granulaten zijn het voornamelijk de zeer kleine bestanddelen die van belang zijn.

Granulometrisch gezien is een goede korrelverdeling wenselijk, hierbij kan volgens een studie uitgevoerd in 8 Europese landen gekozen worden tussen 11 verschillende verdelingen (Figuur 16) die een goed zelfverdichtend beton opleveren. *Ólafur, Indriði e.a.* (2003).

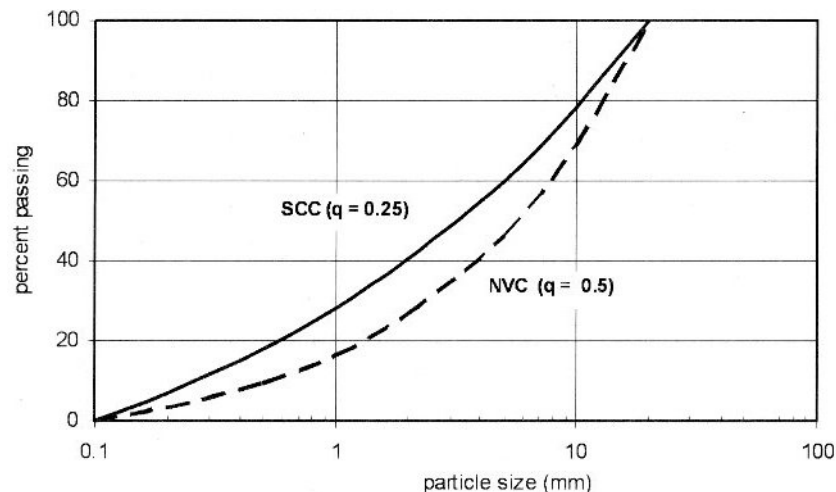


Figuur 16: Korrelverdeling der granulaten voor typisch zelfverdichtende mengsels.

Vervolgens probeerden *Brouwers en Radix* (2005) te onderzoeken, o.b.v. enkele succesvolle zelfverdichtende betonsamenstellingen, welke waarde de parameter q in de formule van *Funk en Dinger* (1994) aanneemt.

$$P(D) = \frac{D^q - D_{\min}^q}{D_{\max}^q - D_{\min}^q} \quad (2.1)$$

Zij kwamen tot het besluit dat q gelijk dient gesteld te worden aan 0,25 bij SCC, terwijl dit voor een traditioneel beton 0,5 diende te zijn. De kromme die bekomen werd door deze q -waarde te gebruiken viel in het midden van de korrelverdelingen in Figuur 16. Hierdoor werden de ondervindingen van *Brouwers en Radix* (2005) bevestigd.



Figuur 17: De wenselijke korrelverdeling voor een SCC en TB mengsel.

Uit Figuur 17 kan worden afgeleid dat bij een afnemende waarde van q , de hoeveelheid fijn materiaal toeneemt. *De Schutter, Bartos e.a.* (2008). Het toepassen van een Fuller-kromme (S-curve) op een zelfverdichtend beton zou geen goed resultaat geven. Dit zou namelijk resulteren in een mengsel met minder cement en een kleinere verwerkbaarheid.

Bijlage B geeft de zeefkrommes van het zand (kaliber 0/5) en het rolgrind (kaliber 8/16) dat gebruikt werd voor deze scriptie.

2.3.2 Cement en toeslag

Door de kleinere hoeveelheid grove granulaten, heeft een zelfverdichtend beton meer behoefte aan fijn materiaal m.a.w. een groter mortelvolumen (deeltjes < 2 mm) en pastavolumen (deeltjes < 90 µm). Des te meer omdat een goede pakking een gunstige viscositeit bewerkstelligt. Het is namelijk zo dat bij een minimum aan lege ruimtes er meer water voorhanden is dat als smeermiddel kan fungeren voor het aggregaat.

Door een hoger gehalte aan cement, vergroot echter het gevaar op thermische scheurvorming door de grote hydratatiewarmte die vrijkomt. Om dit te vermijden wordt vaak gebruik gemaakt van een lage warmte-inhoud Portland cement. Door de redelijk kleine omvang van de proefstukken gebruikt in dit testprogramma werd een CEM I 52,5 N gebruikt met een hydratatiewarmte van 345 J/g, wat aan de hoge kant is. *De Vree* (2001). Daarnaast kunnen om verschillende redenen toeslagen zoals vliegash, kalksteenpoeder en silica fume toegevoegd worden. De belangrijkste voordelen zijn:

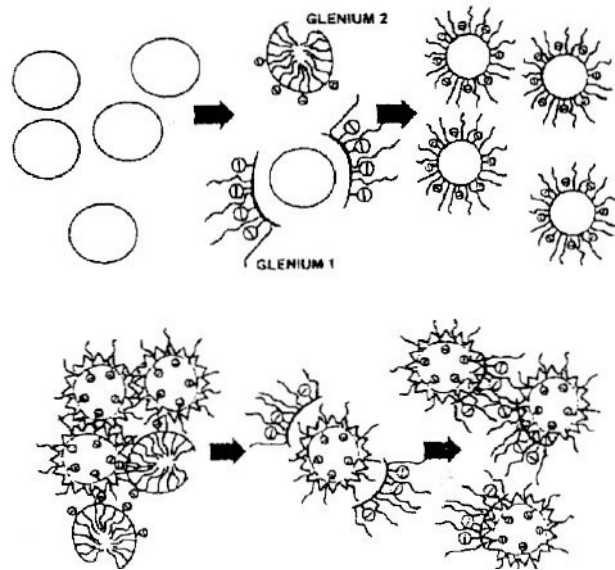
- Verminderen van de hydratatiewarmte en bijgevolg reduceren van het risico op scheurvorming.
- Risico op alkali-silica reacties verlagen.
- Verbeteren van de stabiliteit en de reologische eigenschappen van het SCC.
- Controle van de sterkte van het beton, voornamelijk wanneer de sterkte die m.b.v. het portlandcement bereikt wordt niet nodig is. In Bijlage B wordt de druksterkte van het gebruikte cement weergegeven.

Actueel wordt er veel gebruik gemaakt van kalksteenpoeder, zo ook in dit testprogramma. Door zijn lage W/P factor kan een grotere hoeveelheid toegevoegd worden zonder een onaanvaardbare verlaging van de sterkte te bekomen. Op deze manier konden zelfverdichtende betonsoorten gemaakt worden die bruikbaar zijn voor particuliere toepassingen. Bovendien is het niet-reactief in tegenstelling tot het cement, zodat een lagere hydratatiewarmte wordt bekomen.

2.3.3 Superplastificeerder (Glenium)

Door de introductie van de nieuwe generatie superplastificeerders, gebaseerd op een polycarboxylic ether, werd de weg tot de productie van een zelfverdichtend beton

opengelegd. De chemische structuur van deze plastificeerders is namelijk flexibeler dan hun voorgangers, waardoor hun eigenschappen kunnen aangepast worden naar de noden van de opdracht.



Figuur 18: Werking van het Glenium molecule

Door toevoeging van de molecule ontstaat een dispergerend gedrag waardoor de cementkorrels in samenwerking met water minder snel gaan binden (Figuur 18). Hierdoor heeft het beton de mogelijkheid om onder zijn eigengewicht de lucht uit te persen en zich m.a.w zelf te verdichten. Daarenboven zorgt deze chemische eigenschap voor een goede vervormbaarheid van het beton, zoals in §2.1.1 werd aangehaald.

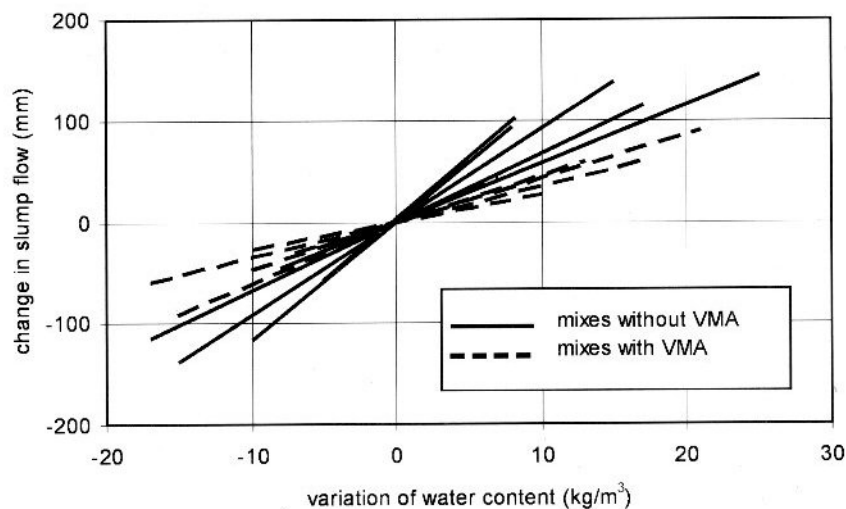
Het dispergerend gedrag wordt op twee manieren bekomen. In eerste instantie hecht het Glenium zich aan de buitenzijde van de cementkorrels (Figuur 18, Glenium 1) zodat de negatieve lading die is ingebouwd een elektrostatische afstoting veroorzaakt waardoor de cementkorrels niet kunnen binden en er meer water voorhanden is voor mobiliteit/vervormbaarheid. Bovendien bevat de molecule zijketens die een driedimensionale hindernis vormen die de cementdeeltjes onderling op een afstand houden. *BASF* (2008)

Tot slot zal de verhoging van de alkaliteit (pH-stijging), komende van de cementpasta, ervoor zorgen dat andere Gleniummoleculen zich vrijmaken en openen voor bijkomende polymeerketens die de terugloop in verwerkbaarheid verhinderen (Figuur 18, Glenium 2). Vooral bij hoge temperaturen kan een verlengde verwerkbaarheid van de betonspecie noodzakelijk zijn. *Lefever* (2002). Door toevoeging van deze molecule wordt dus een vloeibaar beton met een sterk gereduceerd watergehalte bekomen.

2.3.4 Viscositeitshulpstoffen (VMA)

Bij deze stoffen wordt er hoofdzakelijk gesteund op de kennis verworven bij de realisatie van het onderwaterbeton. Hierbij wordt namelijk vermeden dat het cement zich verspreidt in het water door toevoeging van viscositeitversterkende middelen. *Lefever* (2002).

Daarnaast dient een goede dosering tussen het Glenium en de viscositeitshulpstoffen gevonden te worden. Zo wordt er onderscheid gemaakt tussen absorberende en niet absorberende VMA's. De eerste soort omringt de cementkorrel en verwezenlijkt bruggen tussen de verschillende korrels waardoor de viscositeit verhoogt, maar de segregatie weerstand verlaagt. Daarenboven nemen deze VMA's plaats in op de korrel die normaal voor het Gleniummolecule voorzien is, zodat de efficiëntie van deze laatste sterk vermindert. Heden ten dage wordt de voorkeur gegeven aan het tweede type VMA's die op het water alleen inwerken en de viscositeit verhogen door hun eigen molecules te verbinden. Voorbeelden van deze types zijn o.a. de welan en diutan gum welke een goede werking geven indien toegevoegd met een concentratie van 0,025-0,075% van het poedergewicht. *De Schutter, Bartos e.a.* (2008). Een bijkomend voordeel van deze stoffen is het feit dat het beton in verse toestand volgens *Feys* (2009) aan "shear tinning" doet, wanneer ze belast worden door een schuifkracht, wat de verpomping van het SCC-mengsels verbetert.



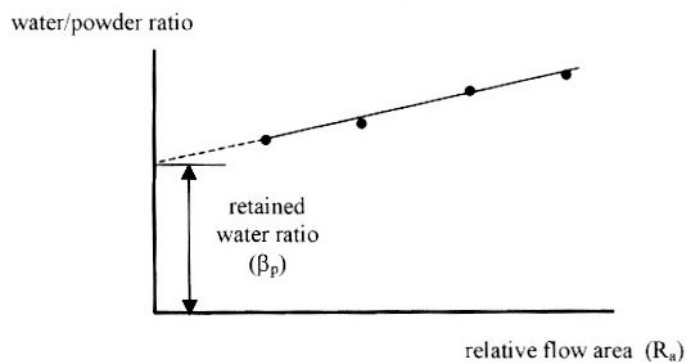
Figuur 19: Effect verandering watergehalte voor mengsels met VMA's en zonder VMA's

Uit Figuur 19 kan afgeleid worden dat mengsels met VMA's robuster zijn, vermits bij een zekere toename van het watergehalte de slump-flow minder toeneemt. Dit betekent dat de samenhang van het zelfverdichtend beton vergroot door het toevoegen van VMA's. Om dit te testen zijn enkele praktische richtlijnen uitgeschreven door de *European Federation for Concrete Admixtures* (2004), waarbij een slump-flow segregatiebreedte wordt gedefinieerd die

30 mm kleiner dient te zijn bij een mengsel met VMA-hulpstoffen dan een mengsel zonder hulpstoffen.

2.3.5 Ontwerp methode voor SCC

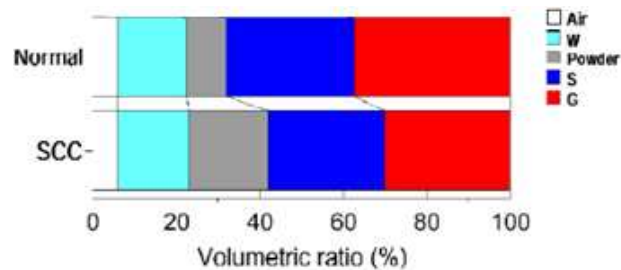
Om de samenstelling van een zelfverdichtend beton te bekomen bestaan er 2 belangrijke en handige methodes. Een eerste wordt de Japanse methode genoemd, gebaseerd op het werk van Okamura en Ozawa. De tweede methode werd ontwikkeld in Zweden (CBI) waarbij de doorstroomcapaciteit van primordiaal belang is. *De Schutter, Bartos e.a.* (2008). In dit werk zal de auteur enkel de eerste methode bespreken, zodat de lezer weet hoe tot een bepaalde samenstelling werd gekomen. In de Japanse methode wordt een luchtgehalte gehanteerd van 4 à 7% om enerzijds voldoende expansieruimte te bieden tegen vries-en dooispanningen en anderzijds om het water- en cementgehalte te verlagen. Het gehalte aan grove granulaten wordt beperkt tot 50% van het drooggewicht van het betonvolume verminderd met het luchtgehalte. De lichte granulaten vormen een aandeel van 40% in de mortelvolume, waarbij de korrels kleiner dan 0,09 mm niet meer tot de fijne toeslag behoren, maar tot het poeder worden gerekend. Er werd vastgesteld dat de hoeveelheid aan fijne granulaten extreem belangrijk is. Indien dit gehalte te hoog is, zullen de deeltjes meer in contact komen tijdens het stromen en zo blokkage veroorzaken. Als het daarentegen te laag wordt gekozen, zal het cement- en watergehalte groter worden, wat zijn weerslag heeft op de eigenschappen van het verharde beton.



Figuur 20: Relatief vloeï oppervlakte i.f.v. een toenemende W/P factor

Tot slot dienen we nog de W/P-factor en het gehalte aan superplastificeerder te bepalen. Hiertoe wordt eerst de pasta beproefd om daarna de mortel te testen. Bij de pasta wordt de invloed van een toenemende W/P factor op de spreiding van de slump flow in grafiek gezet (Figuur 20). Het punt waar de rechte het ordinaat snijdt, bepaalt de verhouding (β_p) die stromen van de pasta juist toelaat. Vervolgens wordt een mortel samengesteld met een W/P factor gelijk aan β_p , waarbij men het gehalte superplastificeerder laat variëren. De dosering van deze laatste en de W/P factor worden zo aangepast dat de slump-flow en de V-funnel

van de mortel waarden aannemen van respectievelijk 245 mm en 9 à 11seconden. Deze hoeveelheden vormen tot slot de beginwaarde voor de testen op het zelfverdichtend beton, waarbij gestreefd wordt naar een slump-flow van 650 mm. Om deze waarde te bereiken wordt desnoods de hoeveelheid superplastificeerder verhoogd.



Figuur 21: Vergelijking samenstelling van een traditioneel beton en een zelfverdichtend beton

In Figuur 21 wordt een samenvatting gegeven van de Japanse methode, er is duidelijk een toename van de hoeveelheid poeder te zien, terwijl de hoeveelheid zand en grof granulaat in een zelfverdichtend beton in mindere mate aanwezig is dan in een traditioneel beton. *Okamura en Ouchi* (2003)

2.4 Samenstelling gebruikte betonmengsels

In het kader van deze scriptie werden 2 zelfverdichtende samenstellingen bekeken en vergeleken met een traditioneel beton. Hierbij werd voor SCC2 gestreefd naar éénzelfde druksterkte als TB, terwijl SCC1 éénzelfde W/C-factor diende te hebben. De hoeveelheden worden in kg/m³ in Tabel 1 weergegeven.

Materialen	TB	SCC 1	SCC 2
Zand 0/5	640	853	853
Grind 2/8	462	263	263
Grind 8/16	762	434	434
CEM I 52,5 N	360	360	300
Water	165	165	165
SP Glenium 51 [l/m ³]	/	3,75	3,35
Kalksteenmeel P2	/	240	300
W/C	0,458	0,458	0,55

Tabel 1: Samenstelling van de verschillende betonmengsels [kg/m³]

Met deze betonsoorten werden 4 reeksen van beam proefstukken en 6 kubussen gemaakt om respectievelijk cyclisch en langdurig te belasten (Hoofdstuk 4 en Hoofdstuk 5). Om de 3 eigenschappen van §2.1 te controleren werden op het vers beton verschillende proeven uitgevoerd. Voor een TB werden enkel de zet- en schudmaat opgemeten, terwijl voor SCC de slump-flow, het luchtgehalte, de V-funnel, de L-box, de segregation index en het volumemassa werden bepaald. In de volgende paragraaf worden de resultaten gegeven.

2.4.1 Eigenschappen vers beton

TB	Beamstuk A	Beamstuk B	Beamstuk D	Langdurige proef
Zetmaat [mm]	25	25	30	15
Schudmaat [mm]	205,75	175,75	190,25	207,25

Tabel 2: Eigenschappen van het traditioneel beton

In Figuur 22 wordt het principe van bovenstaande proeven gevisualiseerd. De kegel van Abrams waarmee de slump wordt opgemeten is een standaardmethode voor het bepalen van de consistentie van traditioneel beton. Deze eigenschap is van belang voor de verwerkbaarheid ervan. In deze proef wordt een kegelvorm met standaard afmetingen gevuld met het betonmengsel. Bij het omhoogtrekken van de vorm zakt de betonkegel iets in. Deze inzakking is een maat voor de consistentie. Op basis van Tabel 2 en Bijlage A wordt bepaald dat het TB in dit testprogramma in klasse S1 zit, wat aardvochtig betekent. Dit wordt voornamelijk gebruikt voor producten die hard getrild worden en die onmiddellijk of na verloop van tijd ontkist dienen te worden.



Figuur 22: Voorbeeld opmeten slump en uitvoering van de schoktafel

In Figuur 22 wordt tevens de schoktafel weergegeven, welke een tweede indicatie geeft van de consistentie van het beton. Bij deze proef wordt de tafel, waar een kleine betonkegel op gevormd werd, 15 keer opgetild tot een gestandaardiseerde hoogte. Hierna wordt de diameter van de voet van de ingezakte betonkegel opgemeten in 2 loodrecht op elkaar staande richtingen. Wederom kan uit Tabel 2 en Bijlage A besloten worden dat het TB in de klasse F1 zit, wat opnieuw aardvochtig betekent.

Tabel 3 en Tabel 4 geven de eigenschappen van de zelfverdichtende samenstellingen weer nl.;

SCC1	Beamstuk B	Beamstuk C	Langdurige proef
Slump-flow [mm]	800	715	710
Luchtgehalte [%]	2,8	2,8	2,9
V-funnel [s]	16,68	20,61	19,6
L-box , PR	1,03	0,776	0,617
Segregation index, SI [%]	7,85	7,475	6,65
Volume massa [kg/m ³]	2375	2406,25	2375

Tabel 3: Eigenschappen van SCC1

SCC2	Beamstuk A	Beamstuk C	Beamstuk D	Langdurige proef
Slump-flow [mm]	755	770	754	768
Luchtgehalte [%]	2,4	3	2,8	1,8
V-funnel [s]	13,56	14,845	14,62	14,5
L-box , PR	0,838	0,712	0,793	0,969
Segregation index, SI [%]	4,41	3,447	4,85	10,43
Volume massa [kg/m ³]	2375	2362,5	2371	2375

Tabel 4: Eigenschappen van SCC2

Uit bovenstaande tabellen kunnen volgende zaken geconcludeerd worden:

- De slump-flow zit tussen de vereiste range van 600-800 mm, zodat een goede vloeibaarheid gegarandeerd is.
- De stroomtijd van de V-funnel zit voor SCC2 tussen de 5 en 15 seconden, terwijl deze van SCC1 hoger ligt. Dit kan verklaard worden door het hoger gehalte cement, waardoor de W/P factor daalt t.o.v. SCC2. Dit zorgt vervolgens voor een lage vloeibaarheid en een hoge vloeitijd.
- De doorstroomcapaciteit van beide betonsoorten is volgens hun PR-waarden over het algemeen aanvaardbaar. Bij sommige mengsels is deze waarde echter lager dan 0,75, waardoor het mengsel volgens *De Schutter, Bartos e.a.* (2008) onbetrouwbaar is en mogelijks blokkage zal veroorzaken. Daar voor de langdurige proef (PR het laagst voor SCC1) een kubus met 1 wapeningsstaaf Ø8 gebruikt wordt, zal dit echter geen problemen geven.
- Tevens is er voor beide betonsoorten geen gevaar op segregatie. Vermits de SI-waarden allen mooi onder de voorgeschreven 20% blijven.
- Het luchthalte ligt lager dan 4-7% wat komt door het feit dat deze proefstukken binnen worden beproefd en dus weinig kans hebben om vorst-en dooispanningen te ondergaan.

Na het bekisten van de proefstukken en het opmeten van de eigenschappen worden de stukken in de klimaatruimte geplaatst. Hier heerst een constante temperatuur van $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$. en een relatieve vochtigheid van $95\% \pm 5\%$. In het geval van een zelfverdichtend beton

dient des te meer aandacht te worden geschonken aan het vers gestort beton, daar het zeer gevoelig is aan plastische krimp. Figuur 23 geeft een visualisatie van deze uithardingsruimte. Na 1 dag uitharden, werden de proefstukken ontkist en opnieuw in deze ruimte geplaatst.



Figuur 23: De klimaatruimte waar de proefstukken bewaard worden

2.4.2 Eigenschappen verhard beton

Na 28 dagen zijn de proefstukken voldoende uitgehard en kunnen ze belast worden. Om het beton verder te karakteriseren werden per beam 3 kubussen, 3 cilinders, 3 prisma's en per betonsoort voor de langdurige belasting 9 kubussen en 3 prisma's gebetonneerd om zo de druk-, splijt- en buigsterkte te bepalen. Deze sterktes zijn opgelijst in Tabel 5. De testen werden uitgevoerd volgens de norm NBN EN 12390-1. De druksterkte werd enerzijds bepaald op cilinders ($\varnothing 150$ mm, $h = 300$ mm) en anderzijds op kubussen ($150 \times 150 \times 150$ mm³). Bij een traditioneel beton is de cilindrische druksterkte ongeveer 85% van de druksterkte bepaald op kubussen. Deze bevinding wordt bekrachtigd door Beam B, terwijl beam D een afwijking geeft. Daarnaast laat de tabel ook zien dat deze verhouding verhoogt bij een zelfverdichtend beton. König, Weisse e.a. (2001) verklaren dit door te stellen dat de druksterkte van betonsoorten met een hoog gehalte aan fijn materiaal minder afhankelijk is van de slankheid van het proefstuk.

		$f_{c,cub}$	$f_{c,cyl}$	ratio $f_{c,cyl}/f_{c,cub}$	splijtsterkte $f_{ct,sp}$	buigsterkte $f_{ct,b}$
		[N/mm ²]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]
TB	Beam A	61,842			6,453	0,996
	Beam B	62,429	54,775	0,877		
	Beam D	56,946	58,877	1,034	4,653	0,900
	langdurige	58,484	/	/		
	σ^2	5,224				

SCC1	Beam B	72,810	67,495	0,927		
	Beam C	80,012	72,034	0,900		
	langdurige	67,734	/	/		
	σ^2	25,374				
SCC2	Beam A	60,630			7,497	1,487
	Beam C	65,631	59,229	0,902		
	Beam D	63,453	58,877	0,928	7,711	1,245
	langdurige	59,210	/	/		
	σ^2	6,186				

Tabel 5: Betonsterktes voor elke beam of kubus

Ook dient er vermeld te worden dat door de drukke planning in het laboratorium, vaak de buig- en splijtproeven uitgesteld werden. Op het moment dat de scriptie werd geschreven waren deze nog niet beschikbaar. Dit geeft evenwel geen problemen voor het verdere verloop, aangezien enkel de druksterkte bepaald op kubussen gebruikt wordt in de formules.

Tot slot geeft Tabel 5 aan dat de spreiding op de druksterkte voor het traditioneel beton klein is, daar waar SCC1 grotere afwijkingen vertoont. Daarnaast ligt de druksterkte van SCC2 het dichtst in de buurt van het traditionel beton, zoals vooropgesteld. SCC1 met een lagere W/C-factor geeft hogere waarden.

Ook voor het wapeningsstaal dienen de materiaaleigenschappen bepaald te worden. Zoals reeds vermeld wordt voor de langdurige belasting een Ø8 gebruikt en voor de cyclische belasting een Ø16. Door een trekproef op deze staven uit te voeren kan de vloe- en treksterkte bepaald worden. Tabel 6 vat de resultaten samen nl.;

	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
Ø8	560,5	644,0
Ø16	585,7	651,8

Tabel 6: Materiaaleigenschappen wapeningsstaal

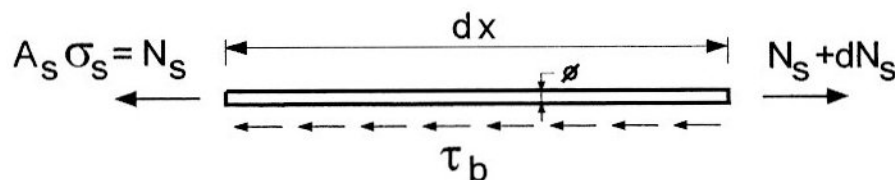
In

Bijlage B worden de spannings-vervorming diagramma voor de 2 diameters gegeven.

Hoofdstuk 3 : Hechtsterkte tussen het beton en de wapening

3.1 Wat is hechtsterkte?

De hechtsterkte tussen de wapening en het beton is een basisfenomeen waardoor gewapend beton in staat is te fungeren als structuur. De krachten tussen deze materialen worden op 2 manieren overgedragen. Enerzijds is er een fysisch-chemische overdracht a.d.h.v. adhesie en anderzijds een mechanische d.m.v. wrijving. Afhankelijk van de oppervlaktetoestand en de geometrie van de wapening zal het ene fenomeen een belangrijker aandeel hebben dan het andere. *Valcuende en Parra* (2008). Hechtspanningen ontstaan wanneer de langskracht in de wapeningsstaaf varieert en spanningen langsheen de mantel nodig zijn om het langsevenwicht te verzekeren. Het principe wordt duidelijk door een elementaire staaflengte dx te beschouwen.



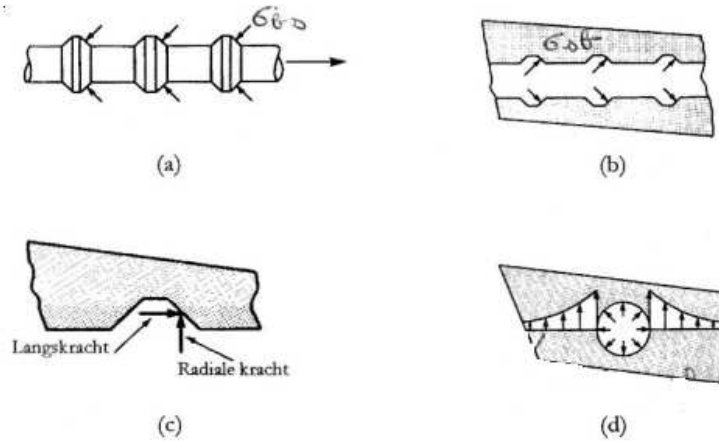
Figuur 24: Principeschets ontstaan van hechtspanningen

Indien het langsevenwicht wordt uitgedrukt kan de hechtspanning begroot worden.

$$\tau_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{d\sigma_s}{dx} \quad (3.1)$$

Uit (3.1) blijkt dat de hechtspanning evenredig kan beschouwd worden met de verandering van de staalspanning langsheen de staaf. *Taerwe* (2008). Het zijn deze hechtspanningen die bij het verankeren van wapening aan de uiteinden voldoende moeten beperkt worden door de staven op een correcte manier te schorsen. In de proefstukken vervaardigd voor deze scriptie werden staven met dwarse ribben gebruikt om een hoge hechting te verzekeren. Op deze manier is er naast een microruwheid ook een mechanische verankering van de staaf in het

beton. De drukkrachten die uitgeoefend worden door het staal op het beton (Figuur 25 a en b) kunnen ontbonden worden in een langse en radiale component (Figuur 25 c). De radiale component oefent een inwendige druk uit op het beton waardoor deze in de omtreksrichting op trek wordt belast (Figuur 25 d).



Figuur 25: Ontleding hechtspanningen in een radiale en langse component

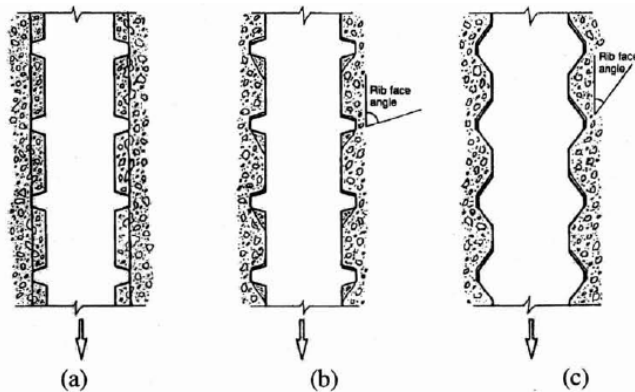
Het is dan ook meer dan logisch dat rondom de staaf voldoende betondekking moet aanwezig zijn om deze trekspanningen op te nemen. Om een degelijke overdracht van de spanningen tussen het beton en het staal te verwezenlijkt schrijft de Eurocode 2 een minimale betondekking voor, die afhangt van de staafdiameter en de wijze van fabricage (prefab of insitu gestort).

Afhankelijk van de hechting tussen de staaf en het beton, kunnen er twee soorten bezwijkmechanismen bestaan, een pullout- of splijtmode. Praktisch gezien zullen deze twee bijna steeds simultaan optreden. Zo stelt *CEB-FIB* (2000) vast dat in een werkelijke structuur geen uitgebreide splijting zal voorkomen. Indien pull-out optreedt, zal ook splijting van het beton zich voordoen, gekarakteriseerd door korte en haarfijne radiale scheuren. Het is enkel mogelijk de twee modes afzonderlijk te bestuderen in een labo die de juiste uitrusting heeft. Algemeen kan het volgende onderscheid gemaakt worden volgens *CEB-FIB* (2000):

- Pull-out mode met geen of weinig splijting van het beton (Figuur 26 a). Dit komt voornamelijk voor wanneer het proefstuk hetzij voldoende dwarswapening bevat, hetzij een optimale betondekking bezit of dat het beton tussen de ribben van de staaf een grote schuifweerstand heeft. In deze mode zal de wapeningsstaaf doorheen het beton worden getrokken tot uiteindelijke pull-out.
- Pull-out mode met gedeeltelijke splijting van het beton (Figuur 26 b). Bij deze toestand zijn er al scheuren zichtbaar. Deze mode is te wijten door een mindere dwarswapening

of een kleinere betondekking dan gewenst. De mode wordt gekarakteriseerd door het verbrijzelen of afschuiven van het beton onder de dwarse ribben.

- Spleetmode die ingezet wordt door het afsplinteren van de betondekking (Figuur 26 c). Dit treedt op wanneer de proefstukken niet van wapening zijn voorzien of een zeer beperkte betondekkingen bezitten. Hierbij schuift het beton over de toppen van de dwarse ribben.



Figuur 26: Verschillende modes van falen bij te grote hechtspanningen

3.2 Factoren die de hechtspanning beïnvloeden

In deze paragraaf worden de verschillende factoren besproken die een invloed kunnen hebben op de hechtspanning tussen het beton en het staal. Zoals hierboven vermeld maken zij deel uit van ofwel een mechanische ofwel een fysisch-chemische weerstand.

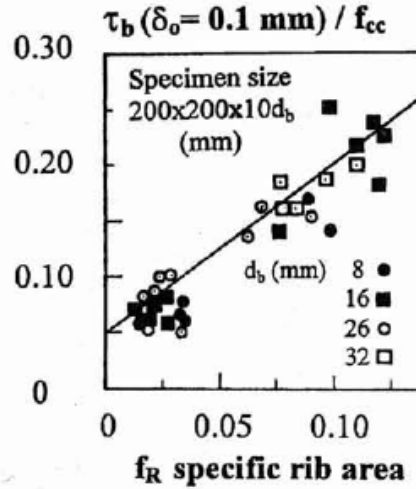
Een eerste belangrijke parameter is **de relatieve riboppervlakte**, in deze factor zit ondermeer de ribhoogte (h), de ribtussenafstand (s_R) en de diameter van de staaf (d_b) vervat, welke allen de hechtsterkte beïnvloeden. Deze parameter wordt bekomen door de verhouding te nemen van de zijdelingse oppervlakte (F_R) van de rib (de projectie op een vlak loodrecht op de staafas bij schuine ribben. *Taerwe* (2008)) en de manteloppervlakte van de potentieel afschuivende betoncilinder (F_M) nl;

$$f_R = \frac{A_R}{\pi \cdot d_b \cdot s_R} \quad (3.2)$$

Voor betonstaal dient f_R tussen 0,05 en 0,1 gelegen te zijn. Bij deze waarden werden goede resultaten bekomen omtrent de maximale hechtsterkte. Alsook in de gebruikstoestand waar de scheurwijdtes en afsplintering van de betondekking geen probleem gaven. Indien deze factor echter te klein wordt genomen, zal de maximale hechtsterkte niet benut worden.

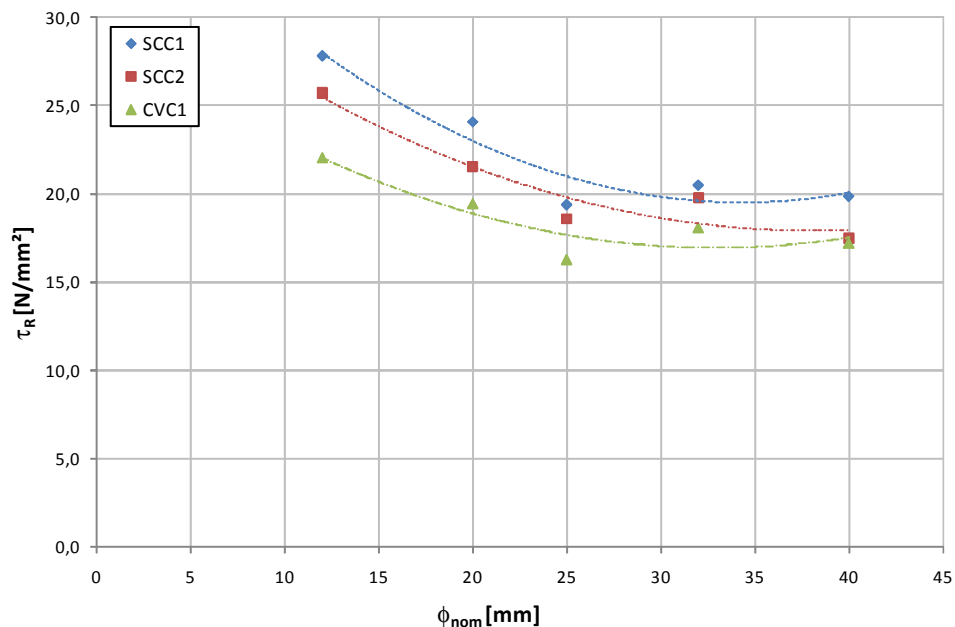
Daarom werden in de NBN A24-302 en 303 minimum ribhoogtes opgelegd. CEB-FIB (2000)

Uit onderzoeken van o.a. *Rehm* (1961) is gebleken dat de maximale hechtsterkte lineair toeneemt met de relatieve riboppervlakte (Figuur 27).



Figuur 27: Resultaten pull-out proeven voor verschillende waarden van f_R

Aangezien de testen uitgevoerd worden voor 3 verschillende betonsoorten TB, SCC1 en SCC2 is het nuttig om na te gaan welke invloed deze **betontypes** (SCC of TB) hebben op de maximale hechtspanning. Figuur 28 vat de resultaten samen van Desnerck P en geeft voor de 3 soorten een vergelijking per diameter.

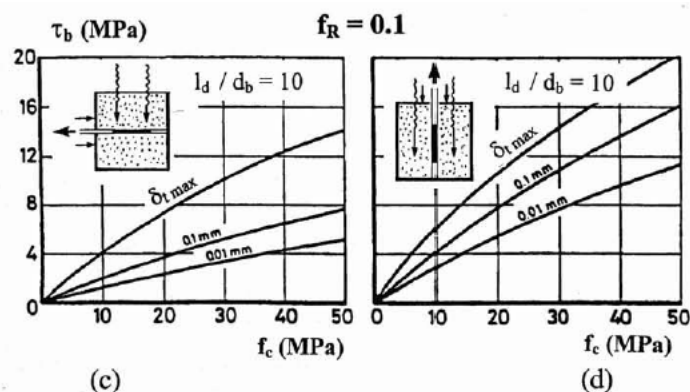


Figuur 28: Maximale hechtspanning per betonsoort voor toenemende diameters

Hieruit blijkt dat de hechtsterkte voor kleine diameters hoger is bij zelfverdichtend beton dan bij een traditioneel beton, terwijl bij grotere diameters dit verschil verkleint en bij SCC2 bijna helemaal verdwijnt. Deze waarnemingen worden ondermeer gestaafd door proeven

uitgevoerd door *Sonebi, Zhu e.a.* (2001). De hogere hechtsterkte bij zelfverdichtend beton kan als volgt verklaard worden: tijdens het faalmechanisme zal de staaf trachten te slippen doorheen het proefstuk, hierbij zullen de gaten die gevormd werden door “bleeding” het proces versnellen. Doordat zelfverdichtend beton een hoger poedergehalte heeft en zo de viscositeit van het mengsel verbetert zal er minder wateraccumulatie optreden onder de horizontale staaf (§2.1.3). Op deze manier zijn de gevormde gaten reeds in mindere mate aanwezig bij SCC waardoor een grotere weerstand kan opgebouwd worden. Een tweede reden kan gevonden worden in de wijze waarop de betonsamenstelling tot stand komt. Zo worden traditionele betonmengsel getrild door gebruik te maken van een trilnaald, terwijl dit bij een SCC niet nodig is. Op deze manier worden de risico's van compactie in zelfverdichtend beton vermeden. Zo kan overdreven vibratie leiden tot segregatie en “bleeding”, terwijl te weinig vibratie leidt tot luchtbelvorming (§1.3). Daarenboven geeft de superplastificeerder en het grote gehalte fijn materiaal een grotere vul- en doorstroomcapaciteit aan het SCC. Hierdoor zal het mengsel efficiënter de wapeningen omringen en een betere staal-beton hechting vormen. *Valcuende en Parra* (2008)

Ook **de stortrichting** t.o.v. de belastingsrichting is van cruciaal belang voor de hechtsterkte. Zo laat Figuur 29 duidelijk zien dat de grootste weerstand wordt opgewekt wanneer een verticale staaf tegen de stortrichting in wordt belast of wanneer een horizontaal belaste staaf zich onderaan het wapeningsnet bevindt. De verklaring voor deze eigenschap komt door het feit dat de ribben in deze richting op een minder poreuze mortel drukken en omdat er onderaan minder wateraccumulatie is dan bij staven die bovenaan zijn geplaatst. *CEB-FIB* (2000)



Figuur 29: Invloed stortrichting en druksterkte op de hechtsterkte

Een ander belangrijke factor is **de druksterkte** van het beton, deze kan er namelijk toe bijdragen dat de bezwijkmode verandert. *Valcuende en Parra* (2008). Enerzijds zal een hogere

druksterkte er toe leiden dat er grotere spanningen langsheen de ribben van de staaf kunnen overgedragen worden naar het beton wat duidelijk zichtbaar is op Figuur 29. Anderzijds zal dit ervoor zorgen dat de radiale component van de hechtspanningen toeneemt. Daar proefondervindelijk is vastgesteld dat de treksterkte van het beton in mindere mate stijgt dan de druksterkte, zal bezwijken hierdoor sneller in splijtmode gebeuren dan in pull-out mode. Bovendien zorgen hoge druksterktes voor geconcentreerde spanningen rond de eerste ribben. Hierdoor neemt de radiale component in deze zone aanzienlijk toe, waardoor het bezwijkmechanisme versnelt wordt.

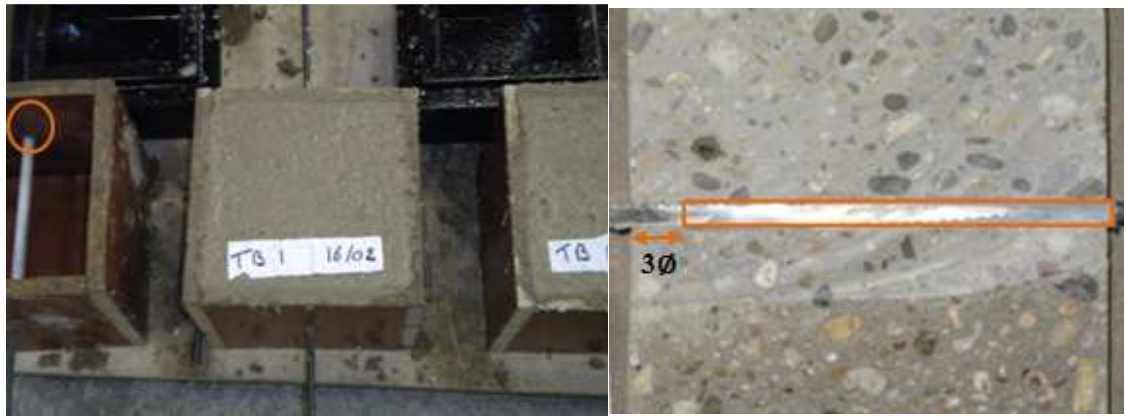
Daarnaast zijn er ook **omgevingsfactoren** die al dan niet een positieve invloed kunnen hebben op de hechtsterkte. Zo zal roestvorming aan de wapeningsstaaf een extra wrijvingscomponent geven en de hechtsterkte verhogen totdat de doorsnede van de ribben kritiek wordt. Corrosie zorgt in een eerste stadium voor een verhoging van τ_b om vervolgens een drastische vermindering te veroorzaken. Lage temperaturen zorgen dan weer voor een verhoging van de hechtsterkte, aangezien de druk-en treksterkte hierbij verhogen.

Als laatste puntje wordt de invloed van **de belastingvorm** aangehaald. Zo zal een langdurige of cyclische belasting een grote invloed hebben op het verloop van de hechtspanningen. Dit wordt verder besproken in Hoofdstuk 4 en Hoofdstuk 5.

3.3 Proefopstelling

3.3.1 Pull-out proef

Deze proef is de klassieke manier om de hechtingskarakteristieken van een betonmengeling te bepalen. Niet enkel kan de maximale hechtspanning worden begroot, maar ook kan via verplaatsingsgestuurde belasting de neerwaartse tak opgemeten worden. In dit testprogramma is echter enkel de stijgende tak geregistreerd. Deze scriptie omvatte per betonsoort 2 pull-out proeven, verricht op kubussen met zijde 200 mm op 14dagen ouderdom. Met de bekomen waarden van $\tau_{\max}$ kon vervolgens een zeker belastingpercentage aangebracht worden op de kubussen die langdurig belast werden.



Figuur 30: Bekisting proefstukken langdurige belasting + detail hechtlengte

Figuur 30 geeft een voorbeeld van de bekisting van een pull-out proefstuk. Er werd geopteerd om een $\text{Ø}8$ te gebruiken en de hechtlengte van de staaf te beperken tot 3Ø . Dit is minder dan in *Matériaux et constructions* (1970) vermeld. Hier werd een hechtlengte van 5Ø gehanteerd. Het overige gedeelte is niet gehecht dit enerzijds om niet al te grote krachten te moeten aanbrengen om pull-out bezwijken te verwezenlijken en anderzijds om de invloed van de verstoorde zone het dichtst bij de drukplaat te minimaliseren (Figuur 31). Aan de ene zijde wordt de staaf langer gehouden om een trekkracht te kunnen uitoefenen. Aan het andere, kortere, staafuiteinde wordt een LVDT met nauwkeurigheid $0,001 \text{ mm}$ geplaatst. Tevens worden onderaan het proefstuk 2 LVDT's met nauwkeurigheid $0,01 \text{ mm}$ gemonteerd om een accurate verplaatsingsmeting te kunnen garanderen.

Alvorens te bekisten werden de staven degelijk gekuisd en ontdaan van vet en roest. Figuur 30 laat ook merken dat geen bijkomende wapening is geplaatst, maar wel voldoende betondekking voorhanden is, zodat bezwijken in pull-out mode zal gebeuren. De belasting wordt stelselmatig aangebracht met een snelheid gelijk aan;

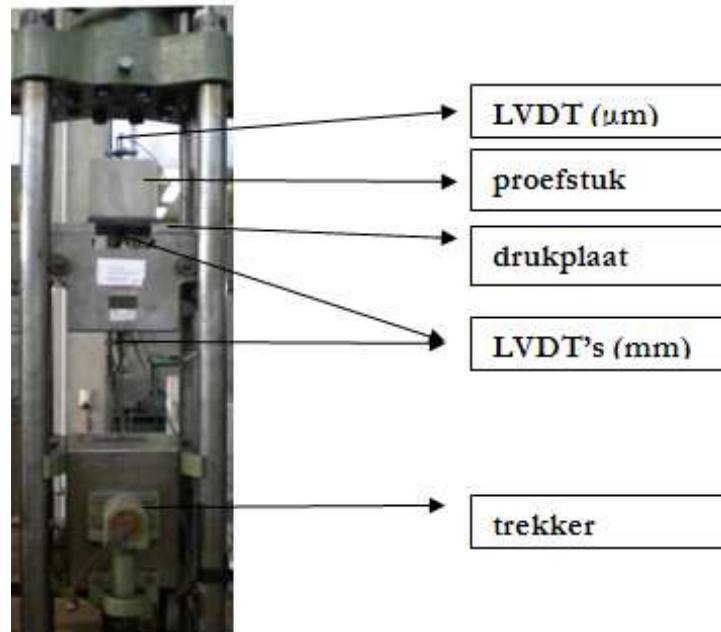
$$v = 0,002 \frac{\text{mm}}{\text{s}} \quad (3.3)$$

Het uiteindelijke resultaat is een grafiek waar de hechtspanning wordt uitgezet in functie van de opgetreden slip. De spanningen worden bepaald door opnieuw het langsevenwicht uit te drukken. We bekomen formule (3.4) die *Daoud, Lorrain e.a.* (2002) ook gebruikten voor hun pull-out proeven en waarmee goede resultaten werden bekomen.

$$\tau_b \cdot \pi \cdot \phi \cdot l_d = F$$

$$\tau_b = \frac{F}{\pi \cdot \phi \cdot l_d} \quad (3.4)$$

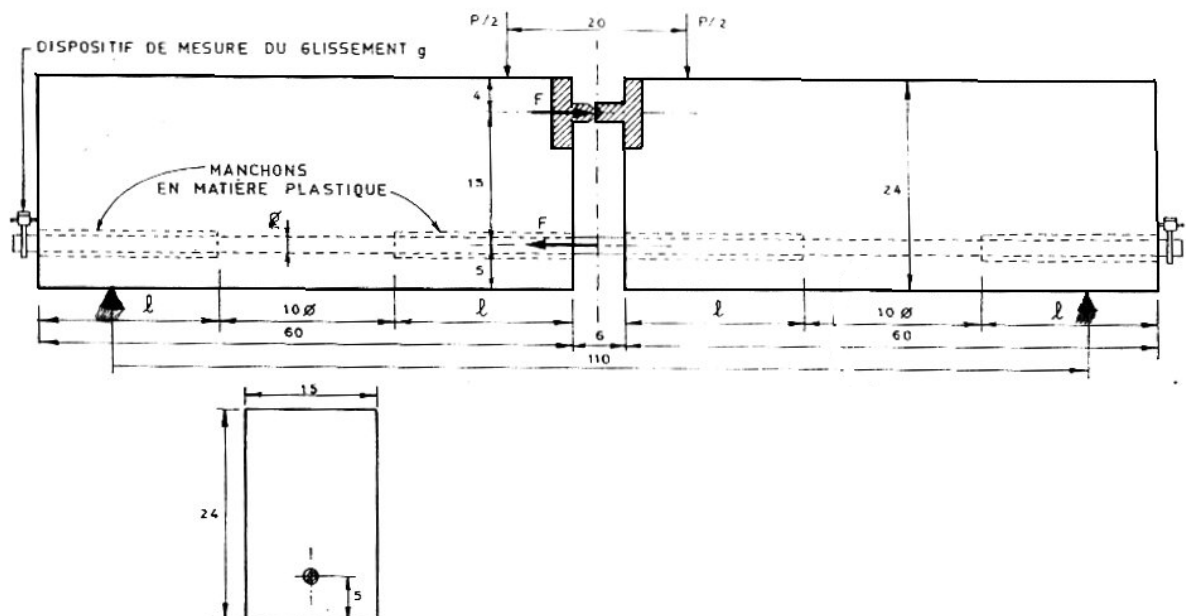
Figuur 31 geeft de proefopstelling weer zoals deze gebruikt is in dit testprogramma.



Figuur 31: Opstelling pull-out proef

3.3.2 Beam test

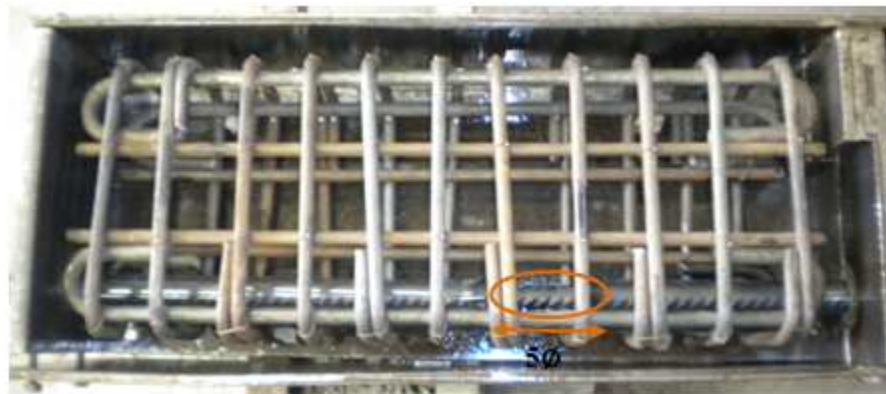
Een andere mogelijkheid om de hechtsterkte in functie van de slip op te meten is de zogenaamde beamtest. Figuur 32 geeft een prinsipschets weer hoe het proefstuk vervaardigd wordt. Daar dit testprogramma 4 verschillende beamreeksen van telkens 4 proefstukken omvatte, zal in detail worden ingegaan op het ontwerp van een dergelijke beam.



Figuur 32: Prinsipschets van een beam proefstuk [cm]

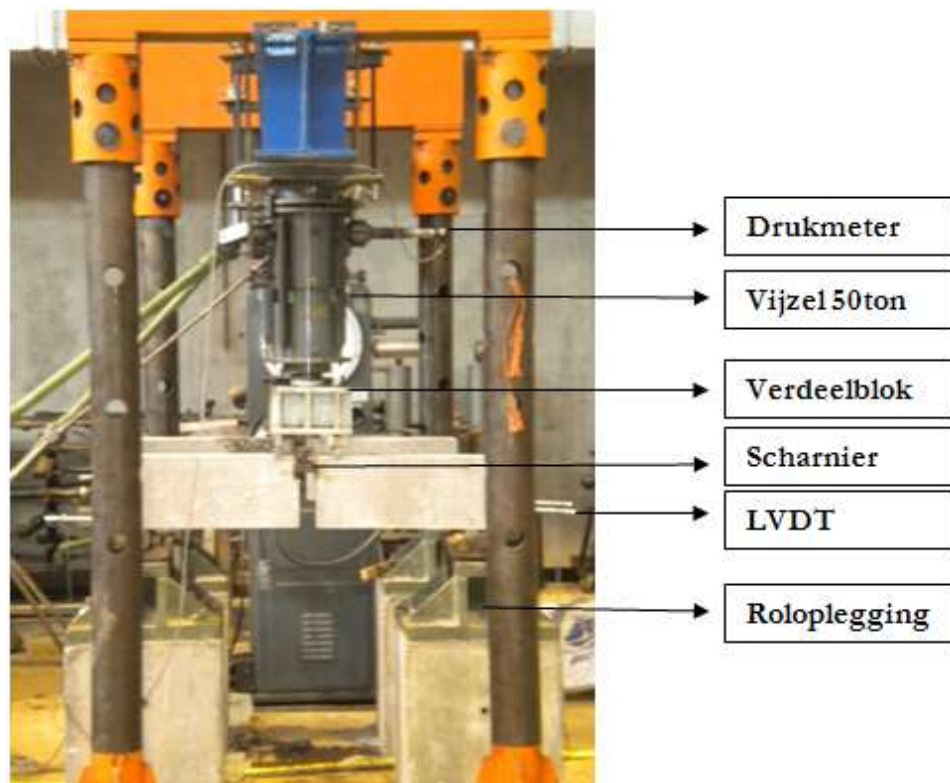
Deze bestaat uit 2 rechthoekige betonblokken die onderaan verbonden zijn met een wapeningsstaaf waarvan de hechting onderzocht wordt en bovenaan door een scharnier. De

afmetingen zijn volgens *Matériaux et constructions* (1970) afhankelijk van de diameter die gebruikt wordt. Figuur 32 geeft de dimensies weer in het geval een staafdiameter groter of gelijk aan 16 mm wordt gebruikt. Aangezien de beproefde beams voorzien waren van een wapeningsstaaf Ø16, dienen deze afmetingen toegepast te worden! De hechting wordt volgens Figuur 32 gemeten over een afstand gelijk aan $10\varnothing$ en dit in het midden van de betonblok. Volgens *Desnerck, Taerwe e.a.* (2007) is deze afstand te groot. Zo stelt *Matériaux et constructions* (1970) bij dergelijke testen een druksterkte tussen een range van 23 en 32 N/mm² voorop. Daar onze druksterktes veel hoger zijn dan deze range, zal de wapeningsstaaf beginnen vloeien alvorens pull-out optreedt. Om de hechtsterkte te bepalen zonder optreden van vloeien, werd in de beams een hechtlengte van $5\varnothing$ gebruikt. Het overige gedeelte van de staaf werd omhuld door 2 kunststofhulzen (Figuur 33) zodat hier geen hechting optreedt.



Figuur 33: Bekisting van één helft van een beam proefstuk

Vermits gestreefd wordt om het proefstuk te laten bezwijken door pull-out werd een dicht wapeningsnet aangebracht in de beam (Figuur 33). Hierbij worden onderaan afstandhouders aangebracht om er op toe te zien dat overal voldoende betondekking zit en om vroegtijdig bezwijken door splejten te vermijden. Na het bekisten wordt de beam in de klimaatruimte opgeslagen. Tijdens deze fase kunnen de beams bedekt worden met een folie om overdreven verdamping te voorkomen. Bij het ontkisten en transporteren dient erop toegezien te worden dat er niet teveel relatieve verplaatsing is tussen het beton en de staaf. Zo zal de adhesie tussen deze 2 niet verstoord worden. Enkele dagen voordat de proef wordt uitgevoerd worden de scharnieren bovenaan het proefstuk ingemorteld of met gips vastgezet. Na 28 dagen uitharden wordt het proefstuk getest in de opstelling weergegeven in Figuur 34.



Figuur 34: Opstelling monotone belasting beam proefstukken

Hierbij wordt via een automatisch gestuurde pomp kracht op het proefstuk aangebracht d.m.v. een vijzel. Om de kracht mooi gelijkmatig in de twee betonblokken in te leiden, wordt een verdeelblok onder de vijzel geplaatst. De snelheid waarmee de kracht werd verhoogd bedraagde 4kN/min. Tijdens de belasting werd de relatieve verplaatsing tussen de staaf en het beton opgemeten a.d.h.v. 2 LVDT's aan de uiteinden van elke betonblok.

Om vervolgens tot een hechtspannings-slip diagram te komen, dient de aangebrachte kracht omgevormd te worden tot een hechtspanning. Dit wordt als volgt gedaan;

$$\tau_b = \frac{\sigma_A \cdot A}{\pi \cdot \phi \cdot l_d} = \frac{1,5 \cdot P}{\pi \cdot \phi \cdot l_d} \quad (3.5)$$

In formule (3.5) stelt l_d de hechtlengte voor en P de kracht welke op het proefstuk uitgeoefend wordt. Ook bij deze proeven werd enkel de stijgende tak tot de maximale hechtsterkte opgemeten. Zelfs al zou er interesse zijn geweest in de dalende tak, dan nog zou dit niet gaan met de opstelling uit Figuur 34. Eens de maximale hechtsterkte bereikt is en er nog kracht op de beam wordt uitgeoefend, zal deze energie aangewend worden om de staaf te vervormen eerder dan de hechtweerstand nog verder te overwinnen.

Het proefstuk werd op scharnierende steunpunten geplaatst. Hierdoor was het belangrijk om de beams goed te centreren. Enerzijds in de dwarse richting zodat de beam niet scheef zou komen te staan onder de aangelegde kracht en anderzijds in de langse richting zodat door beide betonblokken evenveel kracht werd gedragen.

Pull-out bezwijken gebeurt over het algemeen niet op hetzelfde moment voor beide betonblokken. Wanneer bij één van beide kanten een slip van ± 2 mm plaatsvond, werd de proef stilgelegd. De LVDT's werden verwijderd en een vasthoudklem zoals in Figuur 35 werd aangebracht. Door een druk van 400bar kon de proef verder gezet worden tot de andere kant door begon te slippen. Deze techniek gaf de mogelijkheid om per proefstuk 2 metingen te verrichten.



Figuur 35: Beam met vasthoudklem

Tot slot dient volgens de norm NBN A24-302 de gemiddelde waarde van 6 proefresultaten te voldoen aan:

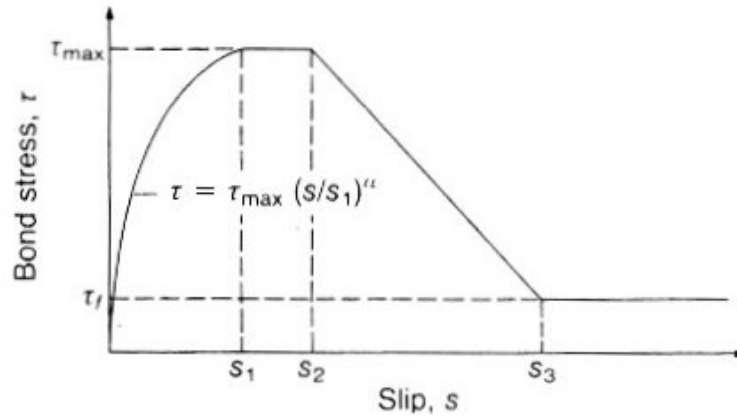
$$\begin{aligned}\tau_m &\geq 8 - 0,12\phi \\ \tau_{\max} &\geq 13 - 0,19\phi\end{aligned}\tag{3.6}$$

In formule (3.6) stelt τ_m het gemiddelde van de hechtspanningen $\tau_{0,01}$, $\tau_{0,1}$, τ_1 overeenstemmend met glijdingen van respectievelijk 0,01 mm; 0,1 mm en 1,0 mm voor en $\tau_{\max}$ de maximale hechtspanning. *Taerwe* (2008). In Bijlage C wordt dit gecontroleerd voor de 17 beam proefstukken. Er wordt vastgesteld dat alle beams voldoen aan deze voorwaarde.

3.4 Modelling

Vooraleer over te gaan tot het bespreken van de proefresultaten, is het handig om te kijken welke modellen reeds voorhanden zijn. Daar in dit testprogramma gestreefd werd naar pull-out bezwijken, zullen enkel modellen voor deze mode worden besproken.

In de Model Code opgesteld door *Comité Euro-International du Béton*. (1993) wordt op basis van testen van o.a. Eligehausen, Bertero en Popov het hechtspannings-slip model in Figuur 36 voorgesteld voor de monotone belasting:



Figuur 36: Hechtspannings-slip diagram volgens MC90

Het eerste gedeelte van het diagram correspondeert met interne microscheurvorming en beperkte verbrijzeling van het beton in contact met de dwarse ribben. Deze verschijnsels nemen toe tot wanneer de maximale hechtsterkte wordt bereikt. In een volgend stadium slipt de staaf verder door in een min of meer onregelmatige holte onder afnemende kracht om tenslotte bij grote slipwaarden een residuele waarde te bereiken. *Taerwe* (2008). In MC90 wordt volgend rekenmodel voorgesteld:

$$\begin{aligned}
 \tau &= \tau_{\max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad \text{voor } 0 \leq s \leq s_1 \\
 \tau &= \tau_{\max} \quad \text{voor } s_1 < s \leq s_2 \\
 \tau &= \tau_{\max} - (\tau_{\max} - \tau_f) \cdot \left(\frac{s - s_2}{s_3 - s_2} \right) \quad \text{voor } s_2 < s \leq s_3 \\
 \tau &= \tau_f \quad \text{voor } s_3 < s
 \end{aligned} \tag{3.7}$$

Aangezien in dit testprogramma enkel de stijgende tak werd opgemeten, is enkel de eerste formule van belang. Hierbij dient de factor α tussen 0 en 1 gekozen te worden, wat respectievelijk overeenstemt met een uniform spanningsverloop en met een lineair stijgend verloop. De waarden die MC90 voor deze tak voorstelt, uitgaande van goede hechttingsvoorwaarde met inrijgeffect zijn:

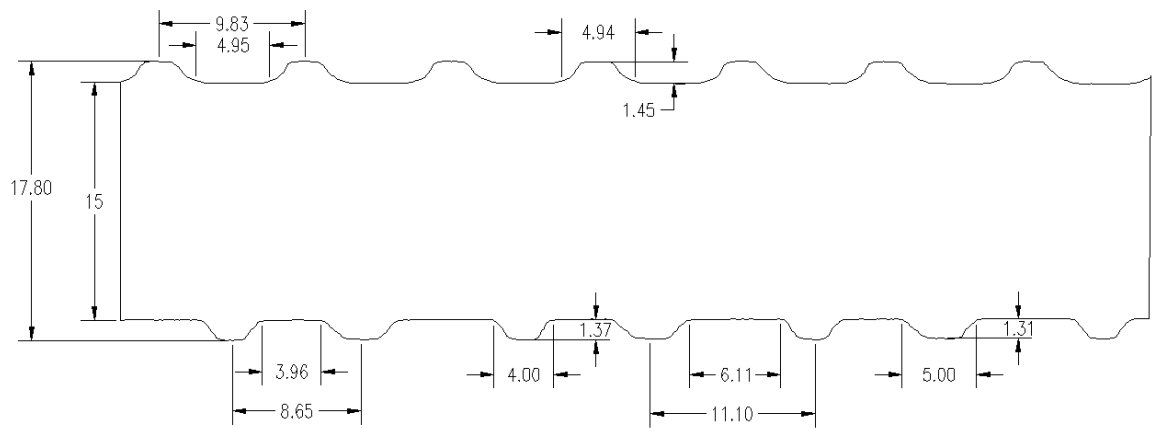
$$\begin{aligned}
 s_1 &= 1,0 \text{ mm} \\
 \alpha &= 0,4 \\
 \tau_{b\max} &= 2,5 \cdot \sqrt{f_{ck}}
 \end{aligned} \tag{3.8}$$

Hierbij wordt vermeld dat de waarden uit formule (3.8) gemiddelden zijn, waar een vrij grote spreiding op zat. Voor een volledig overzicht van alle parameters van formule (3.8) wordt de lezer naar Bijlage C verwezen. Tot slot zijn deze formules enkel geldig indien er geen laterale kracht op het beton wordt uitgeoefend.

De waarden uit formule (3.8) werden door sommige auteurs aangepast op basis van hun eigen metingen, zo stelt *Harajli* (2006) volgende waarden voor:

$$\begin{aligned}s_1 &= 0,15 \cdot c_0 \\ \alpha &= 0,3 \\ \tau_{b\max} &= 2,57 \cdot \sqrt{f_{ck}}\end{aligned}\quad (3.9)$$

Hierbij is c_0 de vrije afstand tussen de ribben van de wapeningsstaaf. Figuur 37 geeft een principeschets van de staaf die in dit testprogramma gebruikt werd. Beide zijden hebben een verschillende ribpatroon dat ingelezen werd met laserapparatuur. Vervolgens werd de grootste waarde van $c_{0, \text{ onderaan}}$ en $c_{0, \text{ bovenaan}}$ gekozen, om zo de grootste slip bij maximale hechtspanning volgens formule (3.9) te bekomen. Daarnaast werd onderaan de gemiddelde waarde voor c_0 gebruikt.



Figuur 37: Ribpatroon wapeningsstaaf Ø16

Uit bovenstaande redenering volgt;

$$\begin{aligned}c_0 &= \max(4,95; 5,035) = 5,035 \text{ mm} \\ s_1 &= 0,15 \cdot 5,035 = 0,755 \text{ mm}\end{aligned}$$

Tot slot werden door *Se Hoon, Byung e.a.* (2007) nog andere waarden voor de parameters van formule (3.7) gevonden nl.;

$$\begin{aligned}s_1 &= 1,04 \\ \alpha &= 0,32 \\ \tau_{\max} &= 2,5 \cdot (f_{ck})^{0,6}\end{aligned}\quad (3.10)$$

3.5 Proefresultaten

In dit onderdeel wordt per betonsoort nagegaan welk model de beste benadering geeft voor het hechtspannings-slip diagram opgesteld a.d.h.v. beamtesten. Overigens zal d.m.v. een regressie analyse getracht worden zelf een model te bekomen.

3.5.1 Monotone belasting TB

Voor TB zijn de beam proefstukken die in aanmerking komen in Tabel 7 opgelijst. De nummering achter de benaming slaat op de betonblok die respectievelijk als eerste of tweede beginnen slippen is. Voor iedere betonblok wordt de druksterkte en de maximale hechtspanning waarop het proefstuk door begon te slippen vernoemd. Daarnaast worden ook de resultaten van de regressie analyse gegeven a.d.h.v. s_1 en α . De factor a in Tabel 7 geeft de exponent weer die het model ter bepaling van $\tau_{\max}$ zou moeten aannemen, formule (3.11).

$$\tau_{\max} = a \cdot f_{c,cub}^b \quad (3.11)$$

Daarenboven maakt de auteur de keuze om de factor b gelijk te stellen aan 0,5 zoals *Comité Euro-International du Béton*. (1993) en *Harajli* (2006) voorstellen.

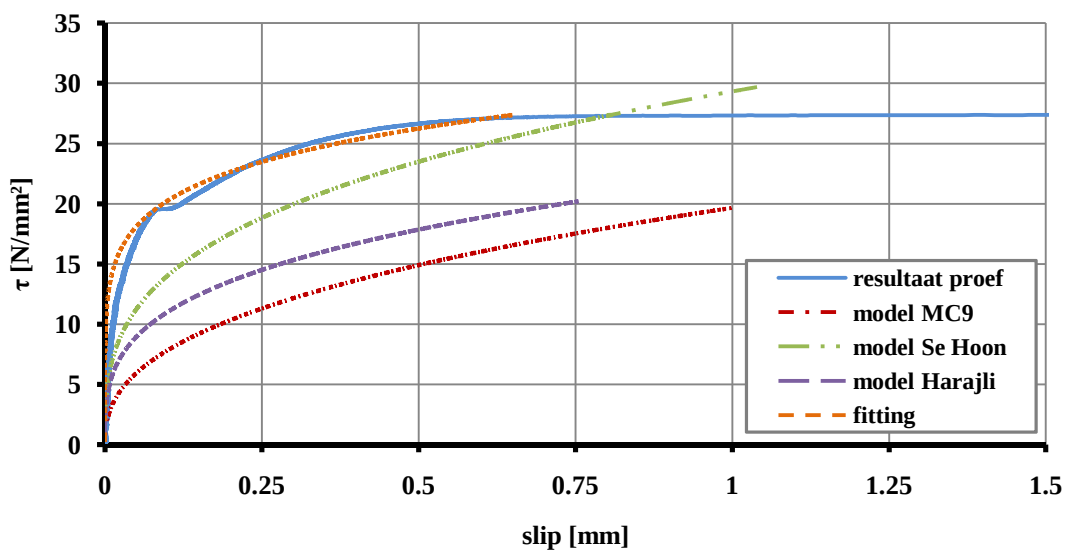
	$f_{c,cub}$ [N/mm ²]	a	$\tau_{\max}$ [N/mm ²]	s_1 [mm]	α
Beam A [1]	61,842	3,485	27,403	0,654	0,161
Beam A [2]	61,842	3,601	28,321	0,0986	0,448
Beam B [2]	62,429	2,794	22,074	0,577	0,068
Beam D [1]	56,946	2,509	18,930	0,198	0,143
gemiddelde	60,765	3,097	24,182	0,382	0,205
σ^2	4,918	0,211	14,883	0,0566	0,021

Tabel 7: Resultaten hechtspannings-slip diagram op beam proefstukken voor TB

Uit bovenstaande tabel zou de opmerking kunnen gemaakt worden waarom s_1 meegenomen is in de regressie analyse. Aangezien dit in MC90 de slip is bij de maximale hechtspanning, zou deze waarde kunnen afgelezen worden in de resultaten overeenstemmend met die specifieke spanning. Om dit te weerleggen, wordt de lezer verwezen naar Figuur 38, welk het resultaat is van de monotone belasting van beam A [1]. Hierop is te zien dat de curve die de proefresultaten weergeeft een constant verloop aanhoudt eens de maximale hechtspanning bereikt is. Het is natuurlijk moeilijk zowel in de grafiek als in de rekenfile af te lezen welke slip nu in aanmerking moet genomen worden als s_1 . Dit is dan ook de reden waarom de factor meegenomen is in de regressie analyse.

Tabel 7 laat ook zien dat proefstukken beam B [1] en beam D [2] niet meegenomen zijn in de verwerking. Dit is te wijten aan het feit dat deze kant bij een te lage kracht begon door te slippen. Wat doet vermoeden dat er mogelijke fouten aanwezig waren, zoals:

- De hechtlengthe die korter is dan 5ϕ , waardoor t.o.v. de andere proefstukken de maximale hechtspanning vroegtijdig werd bereikt.
- Een slechte hechting door aanwezigheid van o.a. grindnesten.
- Het feit dat het proefstuk niet goed gecentreerd stond, waardoor de kracht niet gelijkmatig verdeeld werd over de twee betonblokken.
- De vijzel die niet mooi in het midden van de verdeelblok drukte.



Figuur 38: Monotone belasting: beam A TB [1]

Op Figuur 38 stelt de fittingscurve de beste benadering voor van de proefresultaten voor dit deel van beam A. Er wordt een vrij simultaan verloop als de curve van de proefresultaten bekomen. Ook de maximale hechtspanning wordt goed benaderd. Dit geeft aan dat een regressie analyse een goede manier is om de resultaten te fitten.

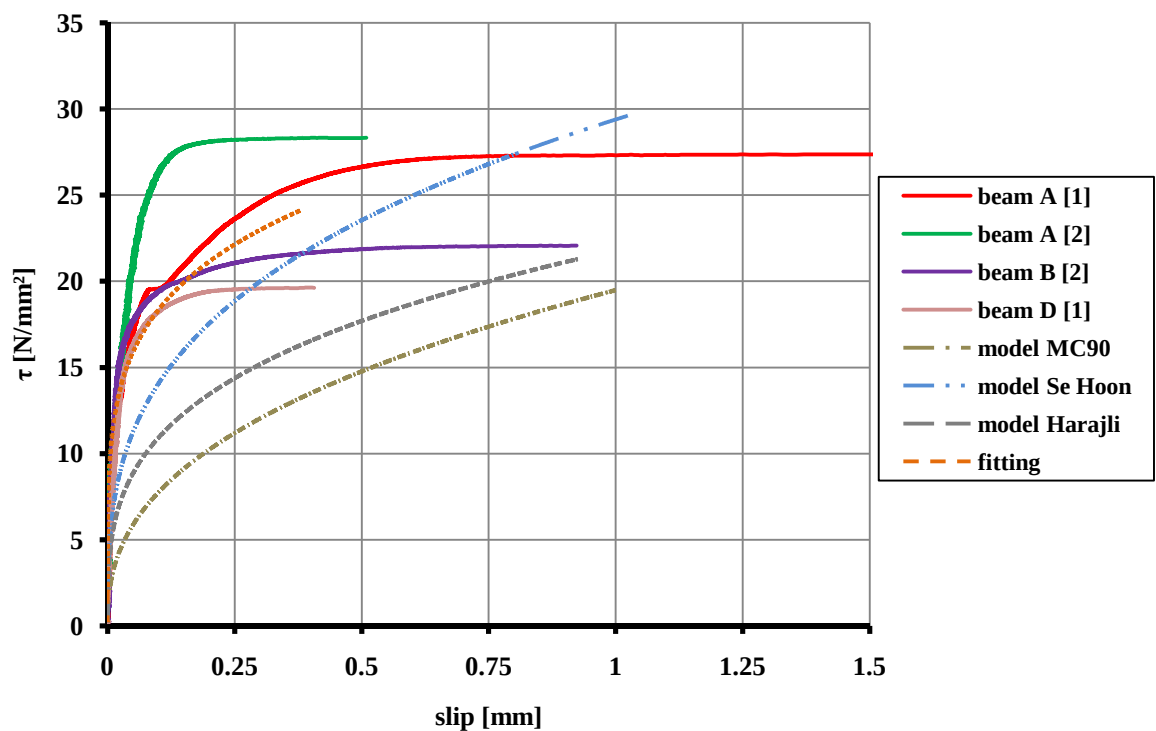
Op de figuur stopt klaarblijkelijk de fittingscurve te vroeg t.o.v. de proefresultaten. Dit komt omdat enkel de opwaartse tak werd opgemeten. Wat als gevolg heeft dat het einde van het constant gedeelte van de curve onbekend is. De fittingscurve zou dus constant kunnen doorlopen, maar het is niet bekend waar deze eindigt, dit is dan ook de reden waarom het constant gedeelte niet getekend is. De resultaten van de overige beamstukken zijn terug te vinden in Bijlage D.

Met de gemiddelde waarden die berekend zijn in Tabel 7 kan voor alle proefstukken, bestaande uit traditioneel beton, een gemiddelde fittingscurve getekend worden. Op basis

van deze kan vervolgens een vergelijking worden gemaakt met de bestaande modellen. Figuur 39 geeft de modellen, de fittingscurve en de proefresultaten in één grafiek weer. Daarnaast geeft Tabel 8 een vergelijking tussen de coëfficiënten van de modellen.

	model TB	MC90	Se Hoon	Harajli
s_1 [mm]	0,382	1	1,04	0,755
α	0,205	0,4	0,32	0,3
a	3,097	2,5	2,5	2,57
b	0,5	0,5	0,6	0,5
$\tau_{\max}$ [N/mm ²]	24,142	19,49	29,385	20,034

Tabel 8: Vergelijking coëfficiënten TB van de verschillende modellen (monotoon)



Figuur 39: Overzichtsgrafiek modellen en experimentele resultaten voor TB (monotoon)

Op basis van Figuur 39 en Tabel 8 kunnen de volgende vaststellingen gemaakt worden omtrent de modellen en de fittingscurve:

- De fittingscurve heeft een aanvaardbare vorm. Deze geeft namelijk een maximale hechtspanning, die in de buurt ligt van de experimentele waarden en over het verloop kan hetzelfde gezegd worden.
- Voor traditioneel beton benadert het model van Harajli de slip bij maximale hechtspanning het beste. Dit kan enerzijds te wijten zijn aan het feit dat formule (3.9) als enige rekening houdt met de vrije afstand tussen de ribben van de wapeningsstaaf. Het is inderdaad zo dat bij meer ribben, de staaf minder snel zal bezwijken in pull-out mode

(formule (3.2) en Figuur 27). Anderzijds maakt Harajli gebruik van beam proefstukken die sterke gelijkenissen vertonen met de proefstukken gebruikt in deze scriptie. Dit is anders dan bij Se Hoon en MC90, die hun testresultaten bekomen uit pull-out proeven. Harajli (2006), Se Hoon, Byung *e.a.* (2007). De mogelijke verschillen die deze 2 proeven vertonen wordt besproken in §3.6.

- Tabel 8 laat zien dat de slip bij maximale hechtspanning kleiner uitvalt bij de resultaten van dit testprogramma dan de overige modellen.
- Tevens valt bij Tabel 8 op dat de exponent α bij alle modellen te hoog ligt tegenover wat wordt vastgesteld tijdens de proeven en de fitting van de resultaten. Hieruit kan geconcludeerd worden dat dit testprogramma een meer uniform verloop van de slip zal geven dan de modellen die reeds beschikbaar zijn.
- Indien een beste benadering van het verloop moet gekozen worden, dan geeft het model van Se Hoon de meeste gelijkenissen en dit voornamelijk bij kleine slipwaarden.
- Om de maximale hechtspanning o.b.v. van de druksterkte te bepalen kan dezelfde gedaante gebruikt worden als formule (3.7). Hierbij dient enkel de coëfficiënt a groter te worden genomen dan wat de andere modellen voorschrijven. Het model van Se Hoon geeft ook hier de beste benadering voor de maximale hechtspanning. Alhoewel over het algemeen de modellen een slechte voorspelling doen van deze parameter.

3.5.2 Monotone belasting SCC1 en SCC2

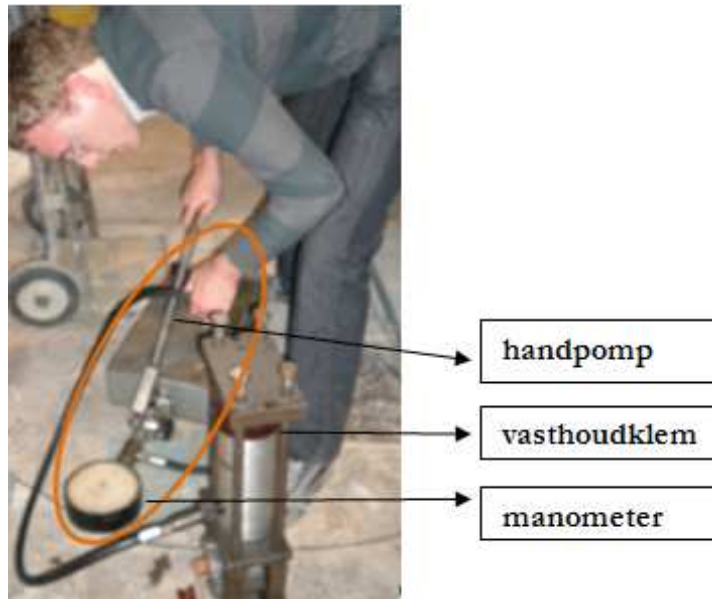
In dit onderdeel wordt éénzelfde bespreking uitgevoerd als vorige paragraaf maar nu voor de zelfverdichtende samenstellingen SCC1 en SCC2. In Tabel 9 en Tabel 10 worden opnieuw de beamstukken opgelijst die in de verwerking zijn meegenomen samen met hun parameters. Voor SCC1 zijn de volgende waarden geldig:

	$f_{c,cub}$ [N/mm ²]	a	τ_{max} [N/mm ²]	s_1 [mm]	α
Beam B [1]	72,810	3,020	25,767	0,385	0,137
Beam C [1]	80,012	3,460	30,953	0,298	0,216
Beam C [2]	80,012	3,406	30,462	0,235	0,272
gemiddelde	77,611	3,295	29,061	0,306	0,208
σ^2	11,526	0,038	5,465	0,004	0.003

Tabel 9: Resultaten hechtspannings-slip diagram op beam proefstukken voor SCC1 (monotoon)

In bovenstaande tabel is Beam B [2] niet meegenomen in de verwerking. De reden hiertoe was een lek aan de vasthoudklem waardoor deze druk verloor. Hierdoor functioneerde de klem niet zoals hij moest, namelijk de eerste kant vasthouden om zo de mogelijkheid te beiden om de tweede kant te belasten tot ongeveer een slip van 2 mm. Nu werd de eerste kant verder belast tot pull-out, terwijl de tweede slechts weinig slip vertoonde. In Figuur 40

wordt de vasthoudklem getoond, het lek bevond zich ter hoogte van de aansluiting met de manometer.



Figuur 40: Vasthoudklem met pomp en manometer

Tabel 10 geeft de waarden voor de verschillende parameters van SCC2 weer, hierbij zijn alle beamstukken in rekening kunnen gebracht worden bij de verwerking. Beam 0 was een onderdeel van de proeftest in december 2009. Bij deze reeks was één van de beamstukken, bestaande uit traditioneel beton, gevallen tijdens het opstellen van de proef. Hierdoor kreeg de wapeningsstaaf aan één uiteinde een vrij grote knik (Figuur 41). Daar de hechtsterkte met zekerheid werd aangetast door deze val, is er besloten geen proeven op deze beam uit te voeren. Bij de monotone belasting op het zelfverdichtend beton SCC2, werd de eerste kant teveel belast, waardoor het niet meer mogelijk was de andere kant te testen. Hierdoor is slechts één kant vermeld in Tabel 10.

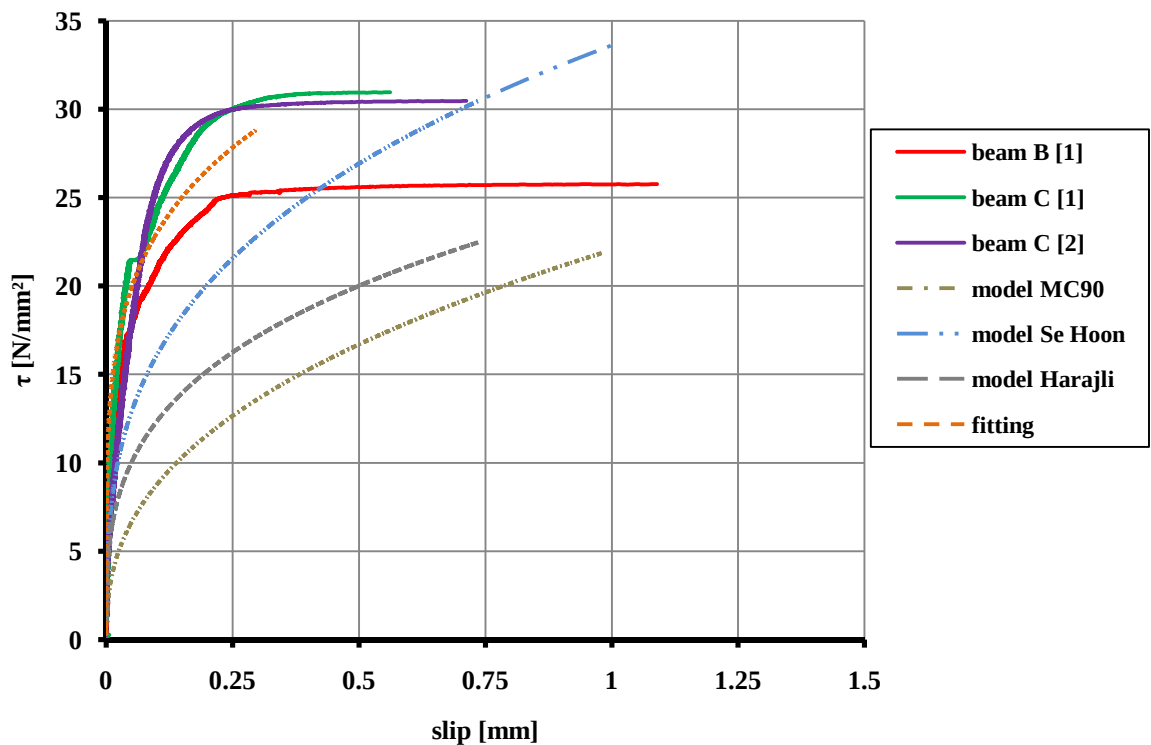
	$f_{c,cub}$ [N/mm ²]	a	τ_{max} [N/mm ²]	s_1 [mm]	α
Beam 0	65,767	3,507	28,438	0,418	0,206
Beam A [1]	60,630	3,073	23,924	0,285	0,144
Beam A [2]	60,630	3,134	24,401	0,546	0,115
Beam C [1]	65,631	3,282	26,585	0,306	0,228
Beam C [2]	65,631	3,437	27,844	0,257	0,377
Beam D [1]	63,453	3,442	27,417	0,366	0,310
Beam D [2]	63,453	3,278	26,115	0,174	0,470
gemiddelde	63,599	3,231	25,689	0,348	0,216
σ^2	7,256	0,026	3,139	0,017	0,014

Tabel 10: Resultaten hechtspannings-slip diagram op beam proefstukken voor SCC2 (monotoon)



Figuur 41: Beam 0 TB, met geknikte wapeningsstaaf

Opnieuw kan met de gemiddelde waarden die berekend zijn in Tabel 9 en Tabel 10 voor alle proefstukken, bestaande uit respectievelijk SCC1 en SCC2, de beste fittingscurve getekend worden. Eens deze curve een feit is, kan er een vergelijking gemaakt worden met de bestaande modellen. Figuur 42 en Figuur 43 geven de modellen, de fittingscurve en de proefresultaten in één grafiek weer voor respectievelijk SCC1 en SCC2. Daarnaast geeft Tabel 11 en Tabel 12 een vergelijking tussen de verschillende coëfficiënten van de modellen. Voor de curves per beamstuk wordt de lezer terug naar Bijlage D verwezen.



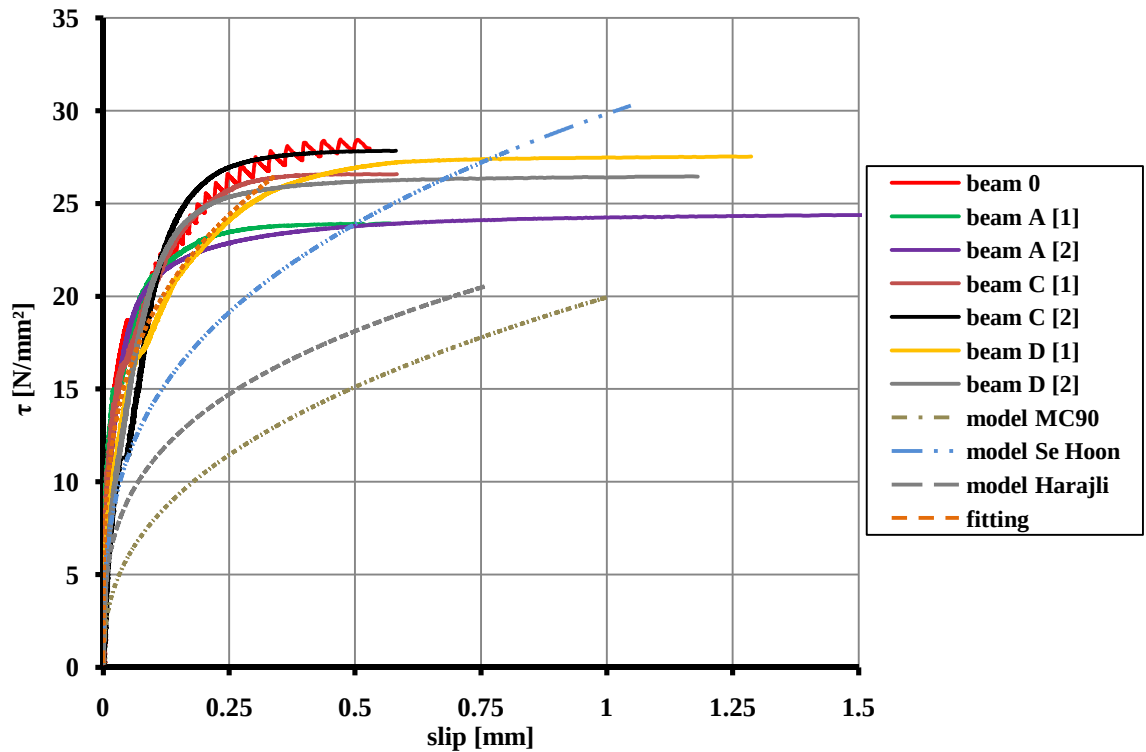
Figuur 42: Overzichtsgrafiek modellen en experimentele resultaten voor SCC1 (monotoon)

	model SCC1	MC90	Se Hoon	Harajli
s_1 [mm]	0,306	1	1,04	0,755
α	0,208	0,4	0,32	0,3
a	3,295	2,5	2,5	2,57
b	0,5	0,5	0,6	0,5
τ_{max} [N/mm²]	29,03	22,024	34,033	22,641

Tabel 11: Vergelijking coëfficiënten SCC1 van de verschillende modellen (monotoon)

Op basis van Figuur 42 en Tabel 11 kunnen opnieuw enkele vaststellingen gemaakt worden omtrent de modellen en de fittingscurve:

- De fittingscurve heeft opnieuw een aanvaardbare vorm. De curve geeft een maximale hechtspanning, die in de buurt ligt van de experimentele waarden en over het verloop kan hetzelfde gezegd worden.
- Ook voor het zelfverdichtend beton SCC1 voorspelt het model van Harajli de slip bij maximale hechtspanning het best. De afwijking is echter groter dan bij traditioneel beton, wat normaal is, aangezien Harajli testen uitvoerde op deze laatste soort. Doch geeft dit aan dat een nieuw model aan de orde is.
- Uit Tabel 11 valt opnieuw op dat de exponent α bij alle modellen te hoog ligt tegenover wat wordt vastgesteld bij de proeven en de fitting van de resultaten. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de testen op SCC1 een meer uniform verloop van de slip zullen geven dan de modellen die reeds beschikbaar zijn. Op dit vlak is er weinig verschil te merken tussen TB en SCC1.
- Daarnaast is de slip die wordt waargenomen tijdens de proeven lager dan wat de modellen aangeven. Een vergelijking met traditioneel beton leert ons dat SCC1 een kleinere slip vertoont bij een hogere maximale hechtspanning. De hogere hechtsterkte is te verwachten, aangezien SCC1 een hogere druksterkte heeft (Figuur 29). De kleinere slip is toe te schrijven aan de betere hechttings-voorwaarden rond de wapeningsstaaf (§3.2).
- Om de maximale hechtspanning o.b.v. van de druksterkte te bepalen kan ook voor SCC1 dezelfde gedaante gebruikt worden als formule (3.7). Hierbij dient enkel de coëfficiënt a groter te worden genomen dan deze voor traditioneel beton. Opnieuw kan gesteld worden dat alle modellen de maximale hechtspanning niet goed voorspellen.



Figuur 43: Overzichtsgrafiek modellen en experimentele resultaten voor SCC2 (monotoon)

	model SCC2	MC90	Se Hoon	Harajli
s_1 [mm]	0,336	1	1,04	0,755
α	0,264	0,4	0,32	0,3
a	3,307	2,5	2,5	2,57
b	0,5	0,5	0,6	0,5
$\tau_{\max}$ [N/mm ²]	26,381	19,941	30,207	20,499

Tabel 12: Vergelijking coëfficiënten SCC2 van de verschillende modellen (monotoon)

Tenslotte kunnen ook op basis van Figuur 43 en Tabel 12 enkele besluiten getrokken worden omtrent de modellen en de fittingscurve voor SCC2:

- Wederom heeft de fittingscurve een aanvaardbare vorm. De curve geeft een maximale hechtspanning, die in de buurt ligt van de experimentele waarden en over het verloop kan hetzelfde gezegd worden.
- Ook voor het zelfverdichtend beton SCC2 benadert het model van Harajli de slip bij maximale hechtspanning het best. De afwijking is echter groter dan bij traditioneel beton, maar kleiner dan SCC1.
- Uit Tabel 12 valt opnieuw op dat de exponent α bij alle modellen te hoog ligt tegenover wat wordt vastgesteld in de proeven en de fitting van de resultaten. Hieruit kan wederom geconcludeerd worden dat de testen op SCC2 een meer uniform verloop van de slip zullen geven dan de modellen die reeds beschikbaar zijn. Er dient hierbij wel opgemerkt

te worden dat de exponent van SCC2 het best aansluit bij deze van o.a. MC90 en dus hoger uitvalt dan de exponent van TB en SCC1.

- Daarnaast is de slip die wordt waargenomen tijdens de proeven lager dan wat de modellen aannemen. Een vergelijking met traditioneel beton en SCC1 leert ons dat $s_{1, SCC2}$ en de hechtsterkte tussen de waarden van TB en SCC1 liggen. De grote van de hechtsterkte kan opnieuw verklaard worden door de druksterkte. Een vergelijking is terug te vinden in Tabel 13.

	TB	SCC1	SCC2
$f_{c, cub}$ [N/mm ²]	60,765	76,611	63,599

Tabel 13: Vergelijking van de druksterktes tussen TB, SCC1 en SCC2

Zoals verwacht ligt de druksterkte van SCC2 tussen deze van TB en SCC1.

Dezelfde redenen als in §3.2 kunnen aangehaald worden om te verklaren waarom een kleinere slip merkbaar is bij SCC2 dan bij TB. Het feit dat SCC2 een grotere slip vertoont dan SCC1 is volledig normaal. Vermits SCC2 dezelfde druksterkte dient te hebben als het traditioneel beton, werd er minder cement en iets meer fijn materiaal gebruikt bij een constant watergehalte (§2.4). Hierdoor zal er minder water door het poeder worden opgenomen en is er dus meer vrij water. Bijgevolg zal het fenomeen bleeding meer optreden. Dit veroorzaakt een vermindering in hechtsterkte en een toename in de slip t.o.v. SCC1.

- Om de maximale hechtspanning o.b.v. van de druksterkte te bepalen kan wederom dezelfde gedaante worden gebruikt als formule (3.7). Hierbij dient de coëfficiënt a opnieuw groter te worden genomen dan deze van TB.

Over het algemeen kan besloten worden dat voor de resultaten uit dit testprogramma het model MC90 geen goede benadering is. Het model van Se Hoon geeft voor kleine slipwaarden de beste gelijkenis qua verloop. De slip bij maximale hechtspanning wordt daarentegen het best voorspelt door het model van Harajli. Voor de maximale hechtspanning presteren alle modellen ondermaats t.o.v. wat tijdens de proeven werd opgemeten. Deze besluiten zijn het meest van toepassing voor traditioneel beton, maar geven al grotere afwijkingen bij SCC2 en voornamelijk bij SCC1.

Op dit moment is er geweten of het hechtspannings-slip diagram van TB, SCC1 en SCC2, volgend uit dit testprogramma, benaderd kan worden door de bestaande modellen. Er kan besloten worden dat geen van deze voor alle parameters een goede benadering is.

Daarom werd gezocht om zelf een model voor te stellen voor respectievelijk TB, SCC1 en SCC2. Steunend op wat hierboven uiteengezet is, werden de volgende waarden gevonden:

1. TB

$$\begin{aligned}s_1 &= 0,5 \cdot c_0 = 0,5 \cdot 0,755 = 0,38 \text{ mm} \\ \alpha &= 0,21 \\ \tau_{\max} &= 3,1 \cdot \sqrt{f_{ck}}\end{aligned}\quad (3.12)$$

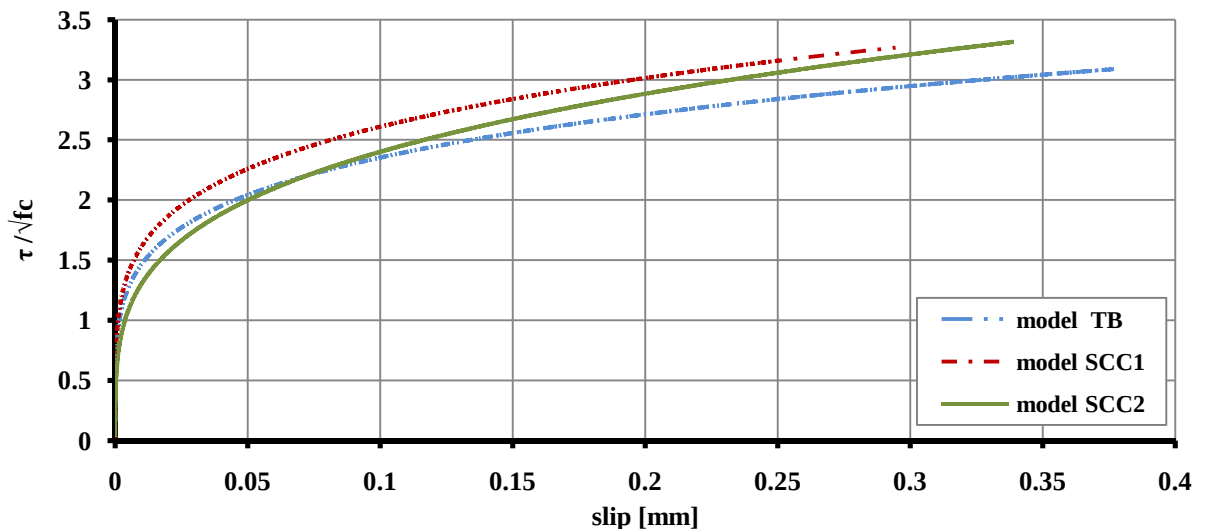
2. SCC1

$$\begin{aligned}s_1 &= 0,41 \cdot c_0 = 0,41 \cdot 0,755 = 0,31 \text{ mm} \\ \alpha &= 0,21 \\ \tau_{\max} &= 3,3 \sqrt{f_{ck}}\end{aligned}\quad (3.13)$$

3. SCC2

$$\begin{aligned}s_1 &= 0,35 \cdot c_0 = 0,35 \cdot 0,755 = 0,34 \text{ mm} \\ \alpha &= 0,26 \\ \tau_{\max} &= 3,31 \cdot \sqrt{f_{ck}}\end{aligned}\quad (3.14)$$

Indien deze modellen vervolgens voor een willekeurige krachtstoename op één grafiek worden uitgezet, dan dient de genormeerde hechtspanning gebruikt te worden. Op die manier is de invloed van de druksterkte niet in rekening gebracht en kan een vergelijking gemaakt worden tussen de verschillende betonsoorten. Figuur 44 geeft het resultaat.



Figuur 44: Vergelijking modellen van de verschillende betonsoorten (monotoon)

Bovenstaande grafiek is een goede samenvatting van de formules (3.12)-(3.14). Er wordt vastgesteld dat TB en SCC1 eenzelfde helling hebben, terwijl SCC2 steiler loopt. Hierdoor

heeft deze bij kleine spanningen eenzelfde slip als TB maar benadert de slip van SCC1 bij grotere spanningen. In de beginfase vertoont SCC1 een hogere hechtstijfheid vergeleken met TB, wat ook gevonden werd door *König, Weisse e.a.* (2002). De genormeerde hechtsterkte van de zelfverdichtende betonsoorten is groter dan deze van het traditioneel beton. Toch liggen deze maximale waarden nog in dezelfde grootorde. De slip bij maximale hechtspanning is het kleinst bij SCC1 en het grootst bij TB. Anders dan *Desnerck, Taerwe e.a.* (2007) die constateerde dat $s_{\max} = 0,6$ mm ligt de slip in dit testprogramma rond 0,3 à 0,35 mm. Dit verschil is te verklaren door het feit dat Desnerck P. Ø20 gebruikte i.p.v. Ø16. Het is namelijk zo dat bij een grotere afstand tussen de ribben van de wapeningsstaaf c_0 , volgens formule (3.9), de slip bij maximale hechtspanning zal toenemen. Vermits c_0 toeneemt met een grotere diameter, is het gevonden verschil tussen de resultaten van dit testprogramma en van Desnerck P. volledig normaal.

3.6 Vergelijking beam en pull-out proeven

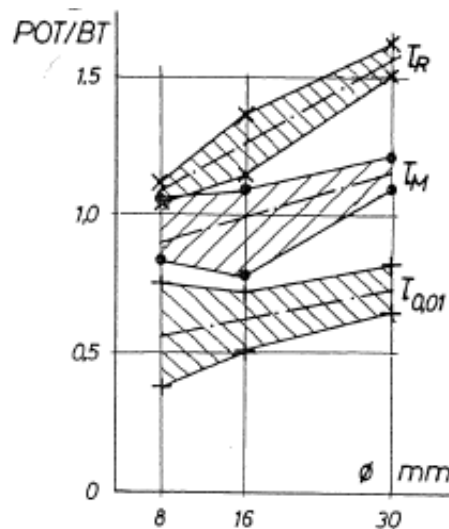
In dit onderdeel wordt nagegaan wat de mogelijke verschillen zijn bij de bepaling van de hechtsterkte d.m.v. een beamtest of van een pull-out test. Dit kan interessant zijn, vermits het uitgevoerde testprogramma beide testen bevat. Enerzijds werden beamproeven gedaan om de maximale hechtspanning te bepalen onder de cyclische belasting. Anderzijds werden pull-out proeven verwezenlijkt ter bepaling van de hechtsterkte onder de landurige belasting.

Naar dit verschil werd reeds onderzoek verricht door *Soretz* (1972) welke 6 reeksen van 5 beam en pull-out proefstukken onderzocht. Elke reeks werd uit éénzelfde betonmengeling bekist. Daarenboven werden er telkens 2 reeksen gewapend met respectievelijk staven met Ø8, Ø16 of Ø30. De beam en pull-out testen werden simultaan uitgevoerd om andere invloeden op de resultaten te verwaarlozen. Soretz vatte zijn resultaten samen in Figuur 45, waarbij POT/BT de verhouding voorstelt van de hechtspanning ($\tau_r = \tau_{\max}$, τ_M of $\tau_{0,01}$) gemeten door een pull-out proef t.o.v. de hechtspanning gemeten door een beamproef. Hierbij kunnen de volgende opmerkingen gemaakt worden:

- De relatie POT/BT neemt sterk toe naarmate de hechtspanning groter wordt en neemt middelmatig toe in functie van de staafdiameter.
- Het hechtspannings-slip diagram van een pull-out test heeft klaarblijkelijk een steiler verloop dan deze bekomen door een beamtest. Uit Figuur 45 kan namelijk geconcludeerd worden dat bij kleine slipwaarden (0,01 mm) voor een pull-out test lagere

spanningen nodig zijn dan bij een beamtest, terwijl dit juist omgekeerd is bij grotere slipwaarden.

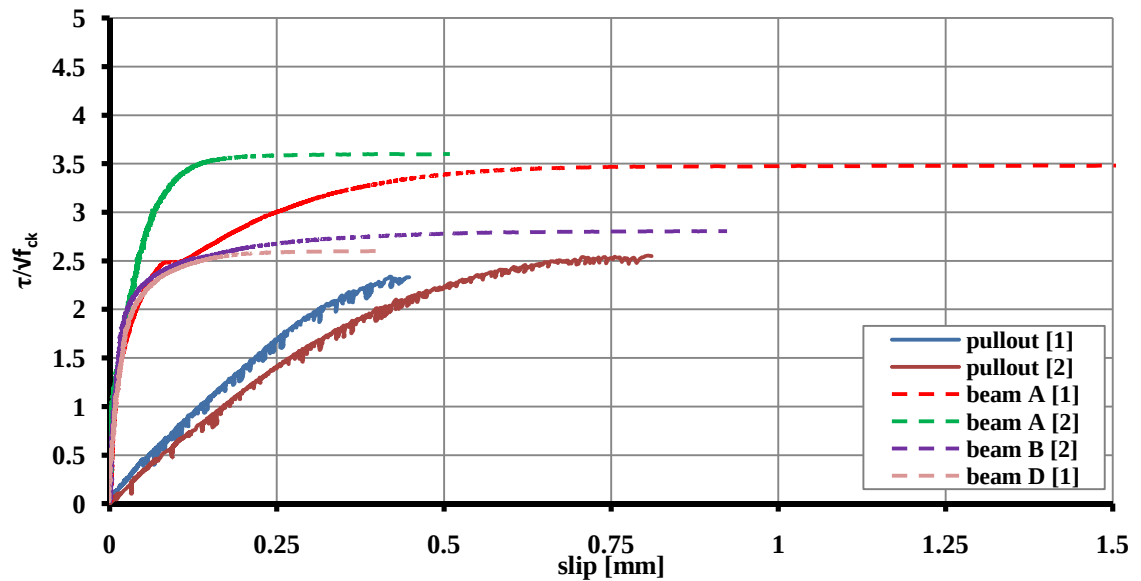
- In het gebied $POT/BT = 1 \pm 0,2$ bevinden zich alle τ_M -waarden van alle reeksen. Dit betekent dat voor de gemiddelde hechtspanning de pull-out test éénzelfde waarde geeft als de beamtest, maar met een mogelijke afwijking van 20%.



Figuur 45: Verhouding $\tau_{\text{beamtest}} / \tau_{\text{pull-outtest}}$

- Een echte reden voor het verschil tussen de 2 testen wordt niet gegeven door *Soretz* (1972) en valt ook niet binnen de doelstelling van deze scriptie. Daar de wapeningsdiameter en de betonkwaliteit hetzelfde worden gekozen, zal dit hoogstwaarschijnlijk een invloed zijn van het verschil in proefopstelling en belastingswijze. Verder onderzoek is hier aangeraden.

Aangezien in dit testprogramma de pull-out testen uitgevoerd zijn met Ø8 en de beamtesten met Ø16 kan een vergelijking zoals hierboven niet uitgevoerd worden. Bovendien werden de proefstukken niet uit dezelfde mengeling bekist, waardoor de druksterkte verschillend is. Toch kunnen enkele opmerkingen gemaakt worden over het hechtspannings-slip diagram van het traditioneel beton (Figuur 46).



Figuur 46: Vergelijking tussen het hechtspannings-slip diagram beam en pull-out testen (TB)

- Zo is het verschil in stijlheid van de 2 groepen curves opmerkelijk. Zelf al was het mogelijk om de pull-out curves om te vormen naar een $\varnothing 16$, dan nog kan de vraag gesteld worden of deze steiler zullen lopen dan de curves van de beamtest. Verder onderzoek zou hier duidelijkheid in kunnen brengen en de bevindingen van *Soretz* (1972) bevestigen of weerleggen.

Eénzelfde betoog kan gehouden worden bij de vergelijking voor SCC1 en SCC2. De vergelijkende grafieken, kan u terug vinden in Bijlage E.

Hoofdstuk 4 :Invloed van cyclische belasting op de hechtsterkte

4.1 Inleiding

Het eerste onderzoek inzake vermoeiing op ongewapend beton dateert reeds van 1898. Het werd uitgevoerd door Considère en Joly. *ACI 398.2.R-92* (1992). Het vermoeiingsonderzoek had tot dan toe zeer weinig belangstelling gekregen om volgende redenen:

- De meeste constructies waren toen veel massiever zodat de belastingswisseling t.g.v. de mobiele belasting miniem was t.o.v. de totale last waarvan het eigengewicht een zeer groot aandeel was.
- Betonconstructies met belangrijke wisselende lasten waren vroeger minder talrijk dan nu.
- Men had tot dan toe nog geen last gehad met vermoeiingsbreuken.

Dit veranderde echter door de evoluties die kwamen opgezet nl;

- Bruggen en wegen werden uitgevoerd in beton, waardoor deze aan zwaar transport werden onderworpen die een cyclische belasting op de constructie uitoefende.
- De berekeningsmethoden werden steeds efficiënter en het materiaal werd optimaler gebruikt. Zo konden de materiaalsterktes veel nauwkeuriger bepaald worden en waren de vervaardigingstechnieken van een hogere kwaliteit zodat de wisselspanningen veel hoger mochten zijn.

Hierdoor was men genoodzaakt regels op te stellen, die erop moesten toezien dat er een voldoende hoge veiligheidscoëfficiënt werd bekomen tegen een mogelijke vermoeiingsbreuk. Tegenwoordig zijn er steeds meer en meer constructies die onderhevig zijn aan herhaalde belastingen. Denk hierbij aan kaaimuren, sluizen, maar ook aan zendmasten, hierdoor blijft dit onderwerp stof voor verder onderzoek.

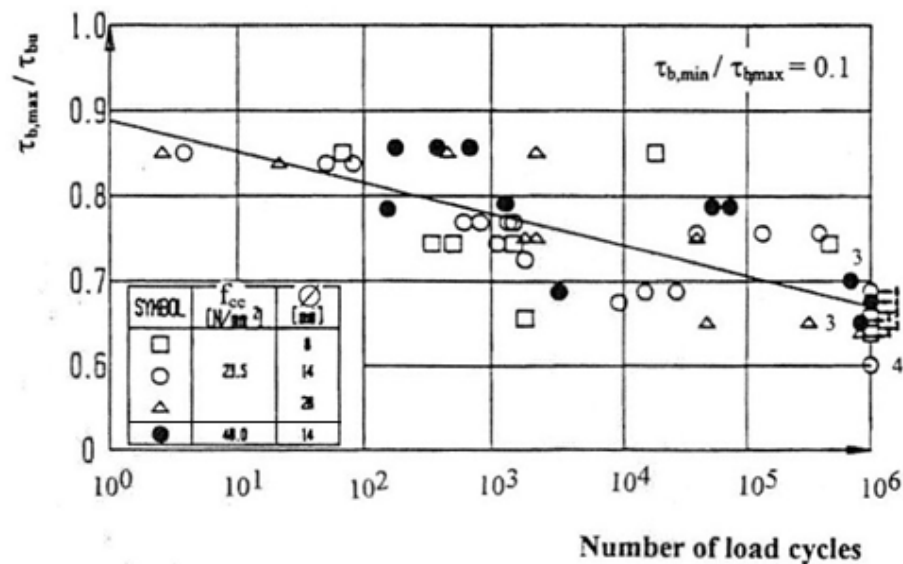
Zoals in Hoofdstuk 3 uitvoerig onderzocht, wordt een lokale hechtspannings-slip diagram beschouwd om de mechanische eigenschappen tussen het beton en de wapeningsstaaf te bepalen. Zo beïnvloedt deze relatie o.a. de scheurwijdte die optreedt in gewapend beton. Om dit fenomeen te onderzoeken werd reeds voor monotone belasting een model opgesteld door o.a. MC90. Indien dit model echter gebruikt wordt voor cyclische belasting, ontstaat er een probleem. Zo zal de relatieve verplaatsing tussen het beton en het staal, onderhevig aan herhaalde belasting, toenemen zonder dat de amplitude van de kracht is toegenomen. Dit houdt in dat het hechtspannings-slip diagram en dus de formules om de scheurwijdte te bepalen zoals in MC90, niet kunnen gebruikt worden bij dergelijke belasting. Bijgevolg zal er naar een nieuw model of naar een aanpassing van het oude model moeten gezocht worden. *Se Hoon, Byung e.a. (2007)*. In dit hoofdstuk wordt dergelijk model voor de 3 verschillende betonsoorten TB, SCC1 en SCC2 opgesteld. Eens de modellen bepaald zijn, worden de parameters onderling vergeleken en zullen de verschillen tussen traditioneel en zelfverdichtend beton bekeken worden. Alvorens over te gaan tot de proefresultaten en de modellering, worden enkele bevindingen, die reeds gedaan zijn bij dergelijke cyclische proeven, besproken.

4.2 Bevindingen omtrent de hechtsterkte onder cyclische belasting

Zoals hierboven aangehaald zal bij cyclische belasting de slip onder constante krachtsamplitude toenemen. Dit feit is toe te schrijven aan de propagatie van microscheuren en de progressieve verbijzeling van het beton tussen de wapeningsribben. Vorige fenomenen zijn een rechtstreeks gevolg van cyclische kruip, zoals het *CEB* (1988) dit omschrijft. Bij het onderzoek naar deze slip wordt vaak een onderscheid gemaakt tussen lage en hoge cyclische belasting. De laatste bestaan uit weinig herhalingen van een belasting die het proefstuk aan grote spanningen onderwerpt zoals een aardbeving. Laag cyclische belasting bevat een groot aantal belastingsherhalingen die kleine spanningen opwekken in het proefstuk. In deze categorie vallen ondermeer transportbelastingen, wind -en golfkrachten. De juiste scheiding tussen deze twee is op dit moment niet bepaald.

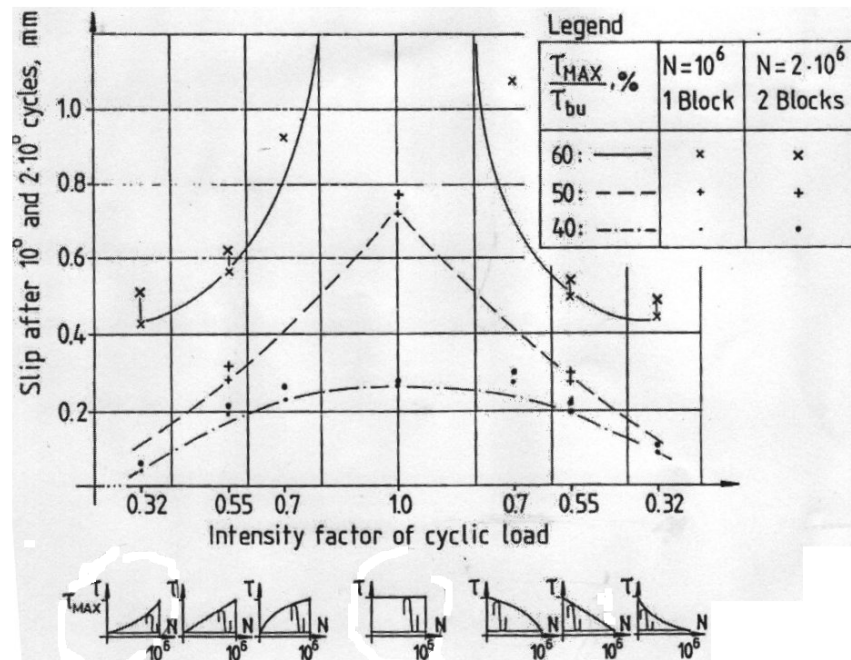
De voornaamste parameters die de sliptoenname beïnvloeden zijn, het maximum en minimum belastingsniveau, de frequentie en sequentie van de amplitude en het aantal cycli. Daarnaast werd door *Rehm en Eligehausen* (1979) vastgesteld dat er weinig tot geen invloed is van **de staafdiameter** en **de betondruksterkte** op het gedrag onder cyclische belasting. Dit

gedrag omvat ondermeer het maximaal aantal cycli bij een bepaald belastingsniveau en onlosmakend daarvan de slijptoeename. Figuur 47 geeft het resultaat van het onderzoek weer. Hierbij werden per serie, 4 proefstukken simultaan aan een sinusoidale belasting onderworpen. Het onderzoek werd uitgevoerd voor een Ø8, Ø14 en Ø28, waaraan een druksterkte van 23,5N/mm² of 48,0N/mm² gegeven werd.



Figuur 47: Invloed van de staafdiameter en de betondruksterkte op het aantal belastingscycli

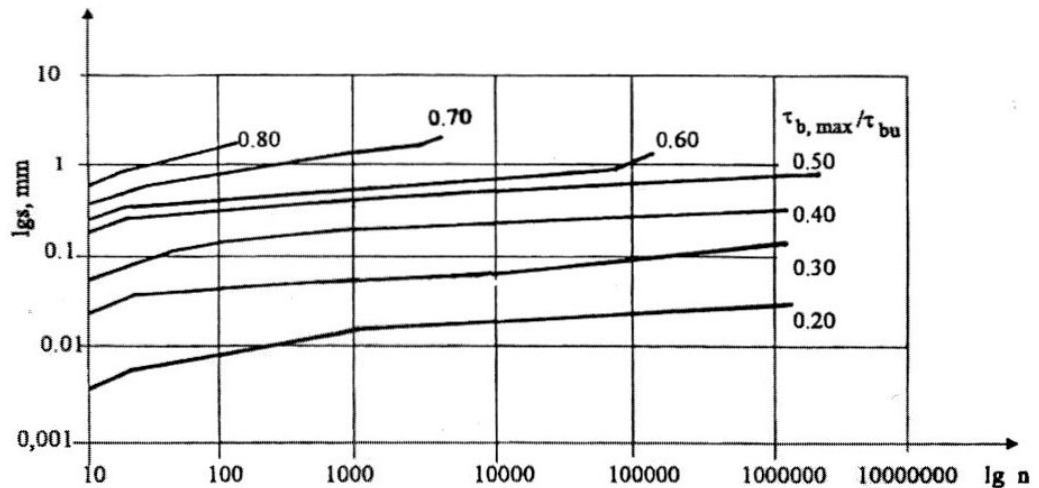
De sequentie van de amplitude is daarentegen wel een factor die een invloed uitoefent op het slijpgedrag. Afhankelijk of de amplitude een parabolisch, lineair, logaritimisch of constant verloop kent, zal de slip achter een bepaald aantal cycli al dan niet groter zijn. Figuur 48 geeft deze invloed weer. Hierbij wordt de intensiteitsfactor bepaald als de verhouding van de oppervlakte onder de curve in kwestie t.o.v. de oppervlakte onder de curve met constante amplitude. De grootste slip wordt volgens Figuur 48 opgemeten indien er een constante amplitude wordt opgelegd. Deze slijpiek is meer uitgesproken naarmate het belastingsniveau toeneemt. Daarnaast kan er ook opgemerkt worden dat de slijptoeename tussen 1 miljoen en 2 miljoen cycli het minst is bij een constante amplitude en het meest bij een lineaire of logaritmische amplitude.



Figuur 48: Invloed van de belastingsgeschiedenis op de sliptoename

Bij Figuur 48 dient wel opgemerkt te worden dat de sequentie van de amplitude bepaald wordt door een gekende formule, terwijl dit in de werkelijkheid vaak niet het geval is. Aangezien in dit testprogramma gewerkt werd met een geprogrammeerde belasting, is een bespreking van een amplitude met een willekeurig patroon niet nodig.

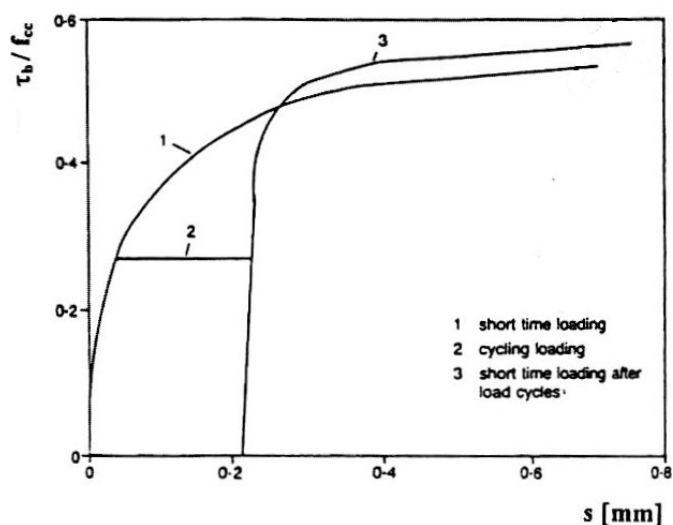
Een andere invloed waar reeds veel onderzoek naar verricht is, bevat **het aantal cycli** en **het maximale belastingsniveau** waaraan het proefstuk wordt onderworpen. Figuur 49, met dubbel logaritmische schaal, laat merken dat de slip toeneemt naarmate het aantal cycli toeneemt. Daarnaast zal een verhoging van het belastingsniveau ervoor zorgen dat ook de slip achter een bepaald aantal cycli stijgt. *Rehm en Eligehausen (1979)*. Deze sliptoename in functie van het belastingsniveau is volgens *CEB-FIB (2000)* geen lineaire functie. Tussen de belastingsniveaus $\tau/\tau_{max} = 0$ en 0,2 is de stijging verwaarloosbaar. Terwijl bij hogere niveaus waar de vermoeiingsgrens niet bereikt wordt, de curves parallel lopen. Bij pull-out stijgt de curve meer tot een maximale slip bereikt is.



Figuur 49: Invloed van het belastingsniveau en het aantal cycli

Bovenstaande grafiek werd opgesteld voor een Ø16 en een hechttingslengte gelijk aan 5Ø. Daarnaast werd een minimale hechtspanning opgelegd die 10% was van de maximale. Elke curve was daarenboven het gemiddelde resultaat van 5 metingen. De druksterkte van het beton bedroeg gemiddeld 30N/mm² en de treksterkte van het staal was 500N/mm².

Eens de parameters die een invloed uitoefenen gekend zijn, kan het gedrag van het proefstuk onder cyclische belasting beschreven worden. Zo stelt *Rehm en Eligehausen* (1979) alsook *Koch en Balazs* (1992) vast dat wanneer een proefstuk onderworpen wordt aan een herhaalde belasting en deze geen aanleiding geeft tot falen, dit geen negatieve invloed uitoefent op het vervormingsgedrag t.p.v. de hechtlengte bij een maximale hechtspanning. Dit wordt weergegeven door Figuur 50.

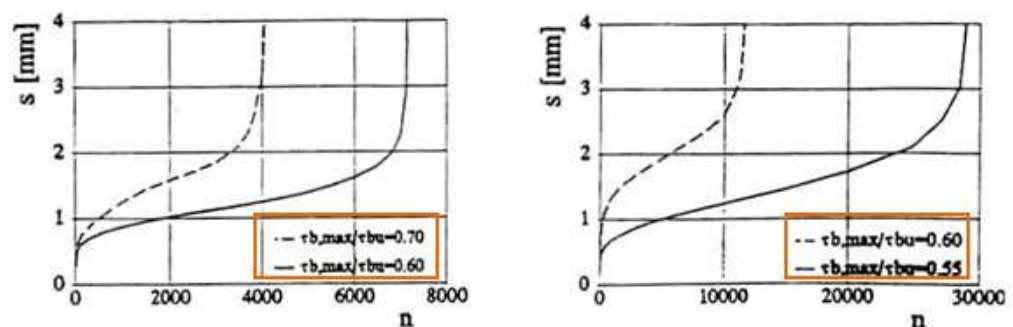


Figuur 50: Invloed herhaalde belasting op het hechttingsgedrag bij maximale hechtspanning

Curve 1 stelt het hechtspannings-slip diagram voor van een proefstuk onderworpen aan een monotoon stijgende belasting. Wanneer op een bepaald moment overgestapt wordt op een cyclische belasting, dan evolueert de slip zoals curve 2. Indien achter een zeker aantal cycli opnieuw een monotoon stijgende last wordt aangebracht, dan volgt het hechtspannings-slip diagram de vorm van curve 3. Hierbij valt op:

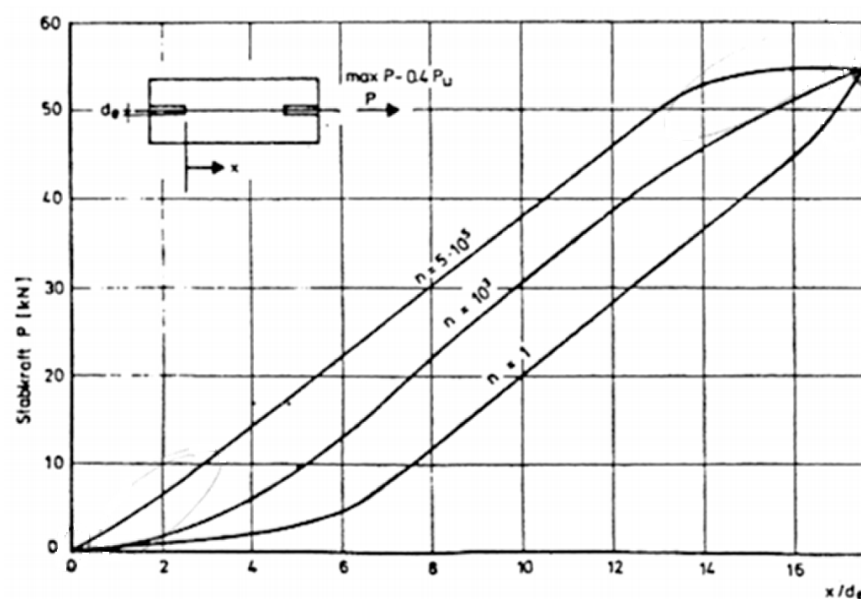
- Dat curve 3 gekenmerkt is door een zeer steile helling. Dit komt omdat een groot deel van de slip reeds is opgetreden tijdens de cyclische belasting.
- Juist voor curve 3, curve 1 bereikt wijkt deze eerst af en komt quasi parallel te lopen met curve 1.
- De hechtsterkte en de maximale slip die optreden bij curve 3 zijn volgens de vaststellingen van *Rehm en Eligehausen* (1979) gemiddeld gezien 5% hoger dan in het geval de beam statisch belast werd (curve 1).
- De hogere hechtsterkte wordt door *Koch en Balazs* (1992) verklaard door de toenemende druksterkte, welke te wijten is aan het feit dat de cyclische belasting enige tijd in beslag neemt.

Door het hele vermoeiingsproces te beschouwen en uit te zetten in een spannings-slip diagram, kwam *Balazs* (1991) tot de vaststelling dat de snelheid waarmee de slip toeneemt tijdens de beginfase afneemt om vervolgens over te gaan naar een constante waarde. Vooraleer het proefstuk op pull-out bezwijkt stijgt de slipsnelheid opnieuw. Tevens stelde Balazs vast dat het snelheidsverloop onafhankelijk was van het belastingsniveau en het aantal cycli tot falen. De slipsnelheid in één van de 3 fasen wordt weliswaar sterk bepaald door het belastingsniveau. Figuur 51 geeft dit fenomeen weer voor een proefstuk met $\varnothing 16$ en een hechtlengte van $5\varnothing$. Daarnaast bedroeg de druksterkte opnieuw 30N/mm^2 en werd een minimale hechtspanning opgelegd die 10% van de maximale was. De invloed van het belastingsniveau op de slipsnelheid wordt duidelijk weergegeven door de 2 curves.



Figuur 51: Slipsnelheid gedurende het volledige vermoeiingsproces

Tot slot dient er dieper ingegaan te worden op de sliptoename onder constante amplitude. In het begin van deze paragraaf werd de term cyclische kruip reeds vernoemd. Deze treedt op omdat de cyclische belasting, afhankelijk van de frequentie, meerdere dagen in beslag kan nemen. Hierdoor zullen er effecten optreden zoals kruip die eigen zijn aan een langdurige belasting. Dit effect is meer uitgesproken in het geval de minimum belasting verschillend is van nul en hetzelfde teken heeft als de maximum belasting. *ACI 398.2.R-92* (1992). Ten gevolge van de sliptoename tussen het wapeningsstaal en het beton, vermindert de lokale bindingsstijfheid. Hierdoor ontstaat een herverdeling van de krachten langsheen de hechtlengte. Figuur 52 geeft deze verdeling voor een verschillend aantal cycli.



Figuur 52: Spanningsherverdeling langsheen de hechtlengte door cyclische kruip

Indien naar de evolutie gekeken wordt van bovenstaande figuur, dan is vast te stellen dat bij toenemende cycli meer spanning langsheen de hechtlengte wordt opgewekt. Daarenboven kan gesteld worden dat bij de eerste aantal belastingen het begin van de verankering de grootste spanningstoename kent (vb.: tussen 10 en 1000 cycli voor $12 < x/d < 17,5$). Bij een groter aantal cycli verandert dit en zal het einde van de hechtlengte de grootste spanningstoename kennen (vb.: tussen 1000 en 100000 cycli voor $0 < x/d < 6$).

Door deze herverdeling is het mogelijk dat na een aantal cycli de spanningsverdeling zodanig is dat ze overeenkomt met deze die optreedt bij bezwijken. Hierdoor kan een proefstuk dat cyclisch belast wordt met een kracht F , waarvoor geldt;

$$F = \chi F_{\max}$$

$$\text{met } 0 < \chi \leq 1$$

Toch bezwijken hoewel de aangelegde kracht F niet noodzakkelijk de maximale kracht bij monotone last hoeft te zijn.

4.3 Proefopstelling

In deze paragraaf wordt uitgebreid ingegaan op welke manier de cyclische belasting werd verwezenlijkt en hoe de hechtsterkte werd opgemeten. Zoals in Hoofdstuk 3 zijn de proeven uitgevoerd op beams met dezelfde specificaties als in Figuur 32. De proef werd simultaan uitgevoerd op 2 beams uit een verschillende betonsoort. Tabel 14 geeft de verschillende duo's:

	Vijzel 1	Vijzel 2
Beam 0	SCC2 (-)	TB (-)
Beam A	SCC2 (S45)	TB (S45)
Beam B	SCC1 (S45)	TB (-)
Beam C	SCC1 (S60)	SCC2 (S60)
Beam D	SCC2 (S75)	TB (S60)

Tabel 14: De beamduo's die simultaan cyclisch belast werden

Om de cyclische krachten over te brengen werd gebruik gemaakt van een mechanische pulsator die hydraulisch de vijzel belast of ontlast. De vijzel geeft deze krachtswerking opnieuw via een verdeelblok door aan het proefstuk. Volgende onderdelen kunnen onderscheiden worden aan de pulsator, zie Figuur 53:

1. Kast met mechanische onderdelen zoals de motor, de koeling en het vliegwiel.
2. Draaiwiel om de bovengrens in te stellen. Hiermee wordt een bepaald percentage van de maximale druk die de vijzel kan geven, ingesteld. Eens de cyclische belasting is opgestart, zal dit de maximale druk zijn die op het proefstuk wordt uitgeoefend.
3. Draaiwiel om het vliegwiel te regelen.
4. Draaiwiel om de ondergrens in te stellen. Hiermee wordt een bepaald percentage van de maximale druk die de vijzel kan geven, ingesteld. Eens de cyclische belasting is opgestart, zal dit de minimale druk zijn die op het proefstuk wordt uitgeoefend.
5. Manometer waarop de ondergrensbeveiliging kan ingesteld worden. Indien de druk lager is dan deze op de manometer, dan valt de pulsator stil.
6. Manometer waarop de bovengrensbeveiliging kan ingesteld worden. Indien de druk hoger is dan deze op de manometer, dan valt de pulsator ook stil.
7. Stalen drukleidingen waarlangs de olie verpompt wordt. Door de wisselende belasting kunnen hier geen flexibele leidingen gebruikt worden.
8. Druksensor die de druk meet ter hoogte van de vijzel.

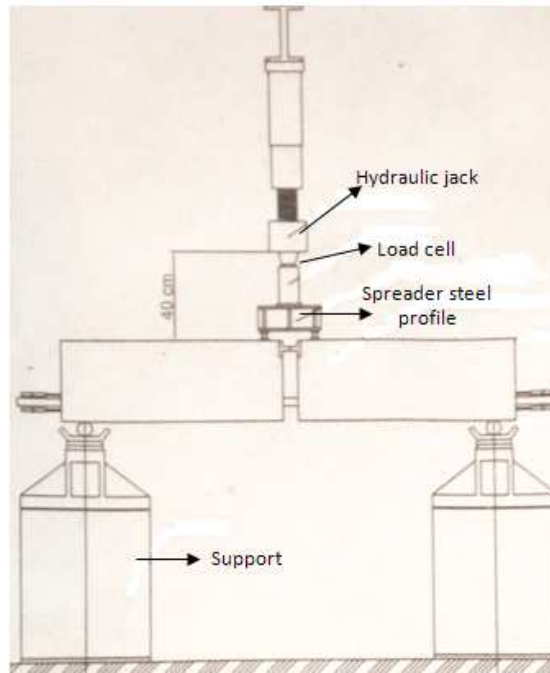
Daarnaast bevat de pulsator twee draaiwielen om het debiet respectievelijk bij belasten en ontlasten te regelen. Door deze te verstellen kan de frequentie geregeld worden. Vooraleer de test te starten, dient steeds na gegaan te worden of de koeling is aangesloten.



Figuur 53: Werking mechanische pulsator

De vijzels van 50 ton in Figuur 53 zijn slechts gebruikt vanaf het tweede deel van het testprogramma. In het eerste deel werd gewerkt met grotere vijzels die tevens 50 ton aankonden, Figuur 54. Er werd geopteerd voor de kleinere vijzels, daar de grotere een aanzienlijke scheefstand vertoonden wanneer ze druk uitoefenden op het proefstuk. Dit werd mede in de hand gewerkt doordat de vijzels aan 1 ligger waren bevestigd en dit met een kleine spelling tussen de vijzels en de ligger. Deze situatie was ongunstig voor de metingen en tevens gevaarlijk.

Uiteindelijk werden de proeven uitgevoerd met de opstelling van Figuur 53. De beams werden allen belast gedurende ± 100000 cyli of tot pull-out bezwijken optrad. Het belastingsniveau werd als parameter gekozen en varieerde tussen 45%, 60% en 75%. Tabel 14 geeft weer welk percentage is toegepast op welke beam. Tijdens de metingen werd de slip opgemeten door 3 LVDT's per proefstuk. Een elektronische drukmeter legde de variërende druk digitaal vast. Er werd een frequentie van 0,5Hz nagestreefd.

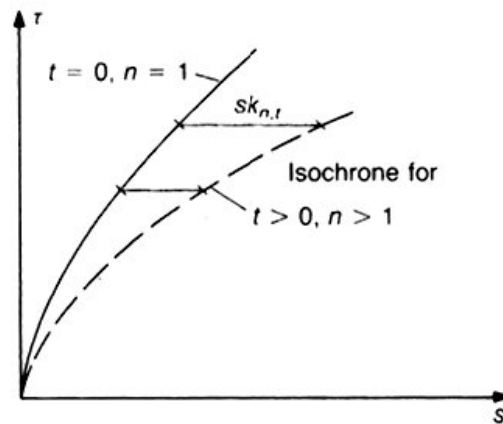


Figuur 54: Eerste opstelling voor de cyclische proef

4.4 Modelling

Vooraleer de proefresultaten besproken worden, gaat de auteur na welke modellen reeds voorhanden zijn. Op deze manier is hij in staat om de resultaten van de verschillende beams te vergelijken met wat bestaande modellen voorspellen en kan hij nagaan wat het verschil is tussen de drie betonsoorten TB, SCC1 en SCC2.

Over het algemeen hebben de verschillende modellen hetzelfde uitgangspunt. Allen bevestigen dat de vorm van het hechtspannings-slip diagram, in functie van een aantal herhaalde belastingen, de wetten voor tijdsafhankelijke vervorming volgen. Hierdoor zal de helling van de stijgende tak in het model van Figuur 36 kleiner worden. Deze vervormingen kunnen volgens *Comité Euro-International du Béton*. (1993) het best beschreven worden door isochrone curves, Figuur 55. Deze geven voor elk belastingsniveau de toename van de slip na een aantal herhaalde belastingen.



Figuur 55: Isochrone curves voor de stijgende tak van het hechtspannings-slip diagram

1. *Rehm en Eligehausen* (1979) vinden uit hun resultaten dat de slip s_n achter een aantal herhaalde belastingen berekend kan worden als volgt;

$$\begin{aligned}
 s_n &= s_0(1 + k_n) \\
 \text{met } k_n &= (1 + n)^\beta - 1 \\
 \text{en } \beta &= 0,107
 \end{aligned}
 \tag{4.1}$$

Hierbij is s_0 de initiële slip bij het aangelegde belastingsniveau, dat volgt uit het hechtspannings-slip diagram onder monotone belasting. k_n is de invloedsfactor die rekening houdt met de sliptoeename door de belastingswisselingen. Daarnaast volgt uit de testen van *Rehm en Eligehausen* dat de factor β niet veel beïnvloed wordt door de parameters besproken in §4.2. De verhouding van de berekende slip via formule (4.1) en de gemeten waarden was voor alle testen die *Rehm en Eligehausen* uitvoerden ongeveer gelijk aan 1 met een standaardafwijking van 0,2. Dit model werd tevens opgenomen in MC90 om de stijgende tak van het hechtspannings-slip diagram te voorspellen.

2. Volgens *Franke en CEB* (1982) kan dezelfde gedaante als formule (4.1) gebruikt worden, maar dient de coëfficiënt β een waarde van 0,105 aan te nemen. Daarnaast wordt de minieme invloed van o.a. de staafdiameter en de betonkwaliteit bevestigd.
3. *Balaş, Koch e.a.* (1994) voerden een “best fitting” uit op de resultaten van 40 proefstukken die cyclisch belast werden met een constante amplitude. Indien deze resultaten naar de vorm van formule (4.1) werden getransformeerd, vonden zij een coëfficiënt $\beta = 0,119$ voor belastingsniveaus kleiner of gelijk aan 50%. De waarde van β steeg wanneer het belastingsniveau toenam.
4. *Se Hoon, Byung e.a.* (2007) vinden uit hun data een gemiddelde waarde van $\beta = 0,098$. Ze maken hier gebruik van dezelfde formule als de overige onderzoekers, met het verschil dat een andere nummering voor de cycli wordt aangenomen nl;

$$s_n = s_1 \cdot N^\beta \quad (4.2)$$

Se Hoon en Byung stellen ook vast dat de coëfficiënt β stijgt bij een toename van het belastingsniveau. Tabel 15 geeft voor de volledigheid alle waarden van β weer voor de verschillende modellen.

	β (45%)	β (60%)	β (75%)
MC90	0,107	0,107	0,107
Franke	0,105	0,105	0,105
Balazs	0,119	/	/
Se Hoon	0,076	0,103	0,11

Tabel 15: Samenvatting waarden coëfficiënt β

Tot slot dient er vermeld te worden dat *Se Hoon, Byung e.a.* (2007) tevens een formule opstelde om het aantal cycli tot falen bij een bepaald belastingsniveau te voorspellen nl.;

$$N_f = \left(\frac{\tau_{\max}}{\tau_{rep}} \right)^{\frac{1}{\alpha_1 \cdot \beta}} \quad (4.3)$$

Waarbij α een fittingscoëfficiënt is die gebruikt wordt om de isochrone curve van het hechtspannings-slip diagram onder monotone belasting achter een aantal cycli te voorspellen. Se Hoon en Byung stellen volgende formule voor ter bepaling van deze curve,

$$\tau_N = \tau_{\max} \cdot \left(\frac{s - s_{r(N-1)}}{s_{p1}} \right)^{\alpha_N} \quad s \geq s_{r(N-1)} \quad (4.4)$$

Hierbij is $s_{r(N-1)}$ de residuele slip.

Door opnieuw een “best-fitting” uit te voeren op hun data vinden ze de waarden voor α_N bij een bepaald aantal cycli. Voor formule (4.3) is enkel de coëfficiënt achter 1 cycli nodig, wat niets anders is dan deze gevonden onder de monotone belasting. Volgens MC90 is $\alpha_1 = 0,4$. In Bijlage F wordt voor de volledigheid het aantal cycli tot falen voor de beams van dit testprogramma bepaald. Hierin werden de β -waarden van §4.5 gebruikt.

4.5 Proefresultaten

In deze paragraaf worden de resultaten die bekomen werden uit de verschillende reeksen van beamtesten besproken. Er wordt stelselmatig te werk gegaan en in eerste instantie gekeken naar het hechtspannings-slip diagram per belastingsniveau. Hier wordt vervolgens een opsplitsing gemaakt tussen de 3 betonsoorten TB, SCC1 en SCC2. Tevens worden de teruggewonnen vervormingen bij minimale amplitude bestudeerd en wordt er nagegaan hoe de vorm van de lussen verloopt. Daarnaast dient er opgemerkt te worden dat het

testprogramma slechts 1 pulsator omvatte. Hierdoor moesten de beams die simultaan werden belast aan dezelfde maximale kracht onderworpen worden. Deze kracht werd bekomen door het gemiddelde te nemen van de kracht onder monotone belasting bij het beschouwde belastingsniveau van beide betonsoorten. Hierdoor werd niet exact aan het vooropgestelde belastingsniveau belast, maar aan een proefkracht die lager of hoger lag. Er werd gewerkt met een constante amplitude zodat volgens Figuur 48 de meeste slip zal verkregen worden.

4.5.1 Belastingsniveau S45

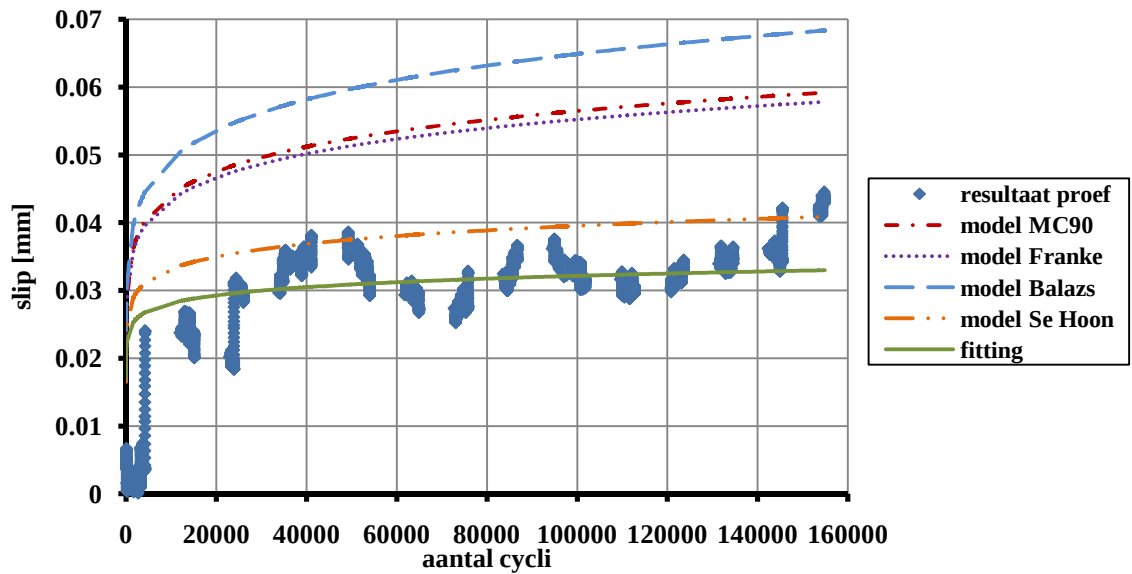
1. Traditioneel beton

Vooreerst wordt de belasting bepaald waarmee de proef zal uitgevoerd worden. Deze wordt bekomen zoals hierboven uiteengezet. Tabel 16 geeft de belangrijkste krachten;

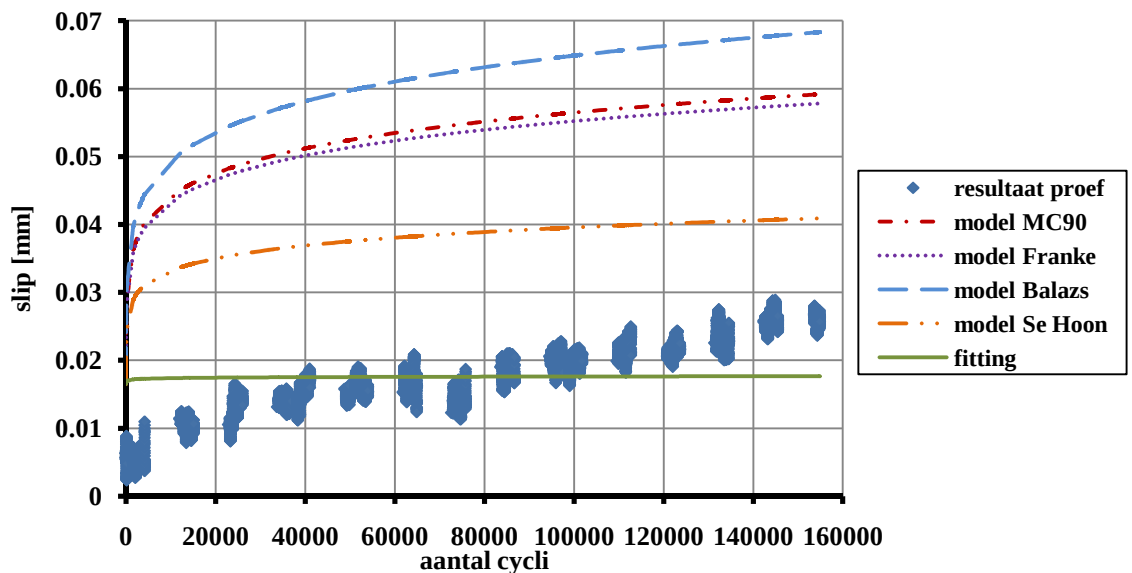
$F_{\max,[1]}$ [kN]	73,463
$F_{\max,[2]}$ [kN]	65,338
$F_{\max, \text{gem}}$ [kN]	69,400
$F_{45\%}$ [kN]	31,230
F_{proef} [kN]	31,000
%	44,668

Tabel 16: Bepaling kracht cyclische proef met $F_{\text{proef}} = 0,45F_{\max}$ (TB)

Daar $F_{45\%}$ niet tot op de newton nauwkeurig kan aangebracht worden, vermeld Tabel 16 tevens het percentage dat de proefkracht bedraagt van de gemiddelde maximale kracht die volgt uit de monotone belasting. Het proefstuk werd onderworpen aan ± 150000 cycli uitgevoerd met een frequentie van 0,45Hz. Daarnaast werden de metingen discontinu opgemeten, per 20 minuten werd er 5 minuten weggeschreven. Dit om de rekenfiles niet te overladen met data. Wanneer Excel een nieuw tabblad diende aan te maken, vertoonden de resultaten een sprong van 4 uur, hierdoor hebben de figuren geen continu patroon. De resultaten voor S45 TB zijn te zien in Figuur 56 en Figuur 57.



Figuur 56: Cyclische belasting: beam A TB [1] (S45)

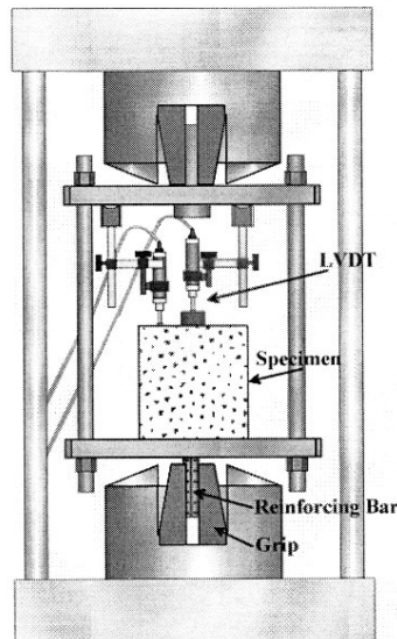


Figuur 57: Cyclische belasting: beam A TB [2] (S45)

Uit bovenstaande figuren kunnen volgende opmerkingen gemaakt worden omtrent het gedrag van traditioneel beton onderhevig aan herhaalde belastingen.

- Er wordt waargenomen dat de s-n curve een mooi logaritmische vorm aanneemt zoals in Figuur 49 aangehaald. Er moet slechts een logaritmische trendlijn toegevoegd worden om dit te zien.
- Het model van Se Hoon (model besproken in §4.4) geeft klaarblijkelijk de beste benadering. Toch is dit nog steeds een overschatting van de slip die tijdens dit testprogramma wordt vastgesteld. Mogelijke verklaringen voor deze trend zijn:

- Het feit dat Balazs, Se Hoon, Franke en MC90 gebruik maakten van kubussen die in een pull-out configuratie aan een herhaalde belasting werden onderworpen, Figuur 58. Terwijl in dit testprogramma beam proefstukken werden gebruikt.



Figuur 58: Configuratie gebruikt door Balazs, Se Hoon, Franke en MC90 bij de cyclische belasting.

Een concrete reden waarom een beamtest minder slip vertoont dan een pull-out test onder een evenwaardige cyclische belasting met eenzelfde s_0 -waarde is niet gevonden. Mogelijks treedt er minder cyclische kruip op bij een beamtest dan bij een pull-out test.

- Een andere mogelijkheid is het feit dat de modellen een verschillend ribpatroon hanteerden dan in dit testprogramma, waardoor er tevens een verschil in slip kan optreden.
- Tot slot werden de proefstukken van Balazs en MC90 aan 1 miljoen cycli onderworpen. Hierdoor was de slip op het einde van de proef groter dan in dit testprogramma, zodat de helling van de monotoon stijgende lijn groter was en dus ook de β -coëfficiënt. Se Hoon onderwierp zijn proefstukken wel aan 100000 cycli en vond een coëfficiënt die reeds een betere benadering gaf.
- Voornamelijk bij proefstuk A TB [1], neemt bij de eerste belastingen de slip onmiddellijk toe. Vervolgens neemt de slipsnelheid af om daarna constant te worden. Vermits er geen pull-out bezwijken optreedt, blijft de 3^{de} fase achterwegen. Dit leunt sterk aan bij de bevindingen van §4.2.

- Indien gekeken wordt naar welke waarde coëfficiënt β moet aannemen om de “best-fit” te krijgen voor de resultaten van dit testprogramma, dan geldt $\beta_{\text{gem}} = 0,032$. Deze waarde is inderdaad beduidend lager dan de waarden die o.a. Se Hoon vindt.
- Door de lagere β -waarde zal de monotoon stijgende lijn in de s-n curve een kleinere helling aannemen, wat impliceert dat de slipsnelheid lager is dan wat vastgesteld wordt in de modellen van §4.4.
- Tot slot worden de waarden van de initiële slip vermoed. Deze werden uit de resultaten van de monotone belasting gehaald overeenstemmend met $F_{45\%}$.

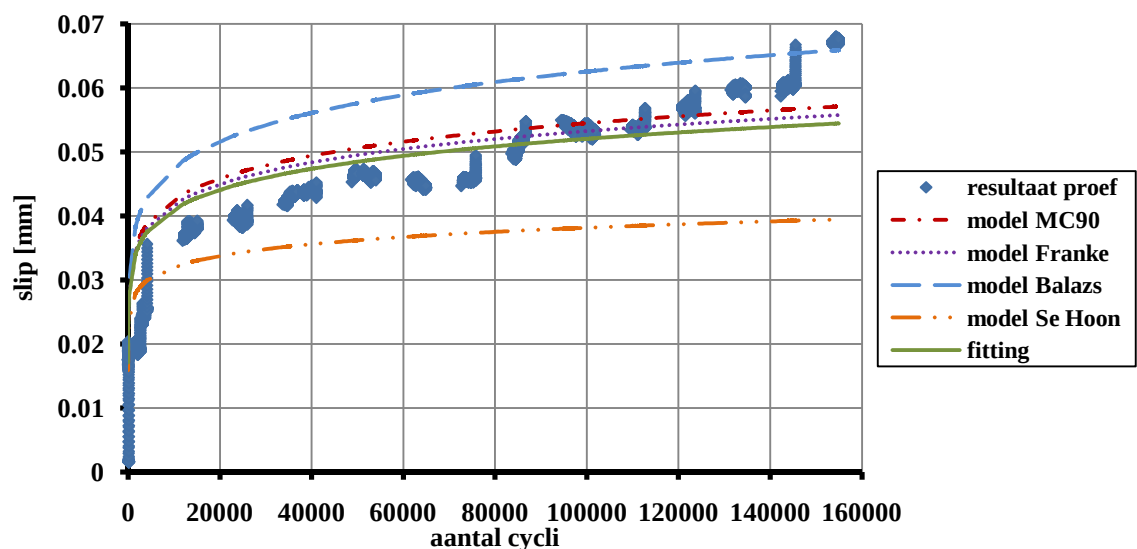
	s_0 [mm]
beam A [1]	0,01648
beam A [2]	0,01647

2. Zelfverdichtend beton SCC2

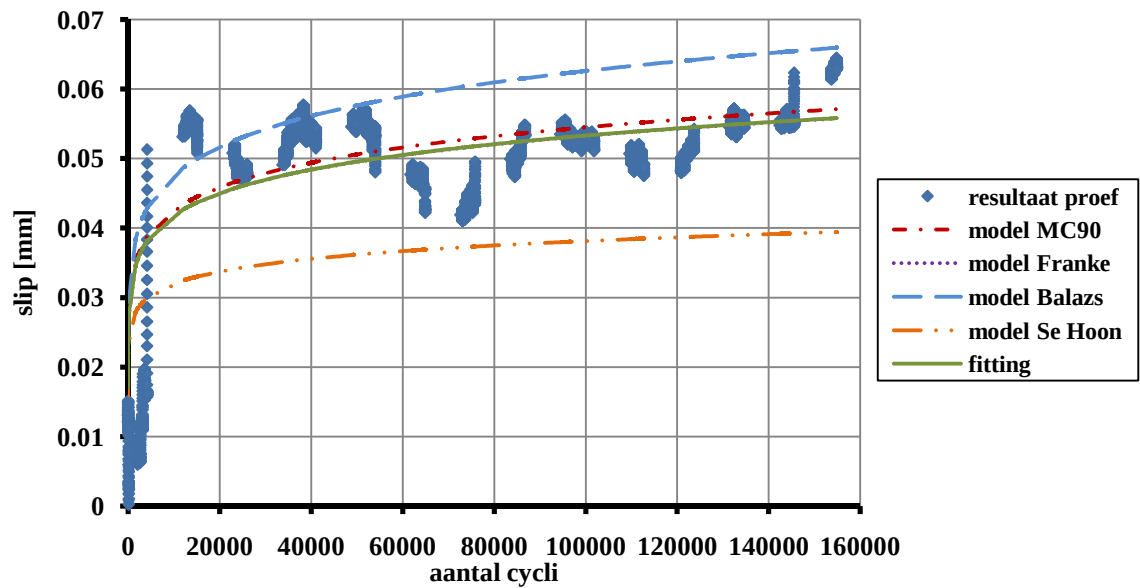
De bekomen resultaten voor deze betonsamenstelling worden samengevat in Figuur 59 en Figuur 60. Opnieuw werd een last $F_{45\%}$ aangebracht gedurende ± 150000 cycli. Tabel 17 geeft de belangrijkste krachten weer, volgend uit de monotone belasting. De uiteindelijke proefkracht is dezelfde als voor TB, vermits deze 2 beams simultaan belast werden.

$F_{\text{max},[1]}$ [kN]	64,136
$F_{\text{max},[2]}$ [kN]	65,414
$F_{\text{max,gem}}$ [kN]	64,775
$F_{45\%}$ [kN]	29,149
F_{proef} [kN]	31,000
%	47,858

Tabel 17: Bepaling kracht cyclische proef met $F_{\text{proef}} = 0,45F_{\text{max}}$ (SCC2)



Figuur 59: Cyclische belasting: beam B SCC2 [1] (S45)



Figuur 60: Cyclische belasting: beam B SCC2 [2] (S45)

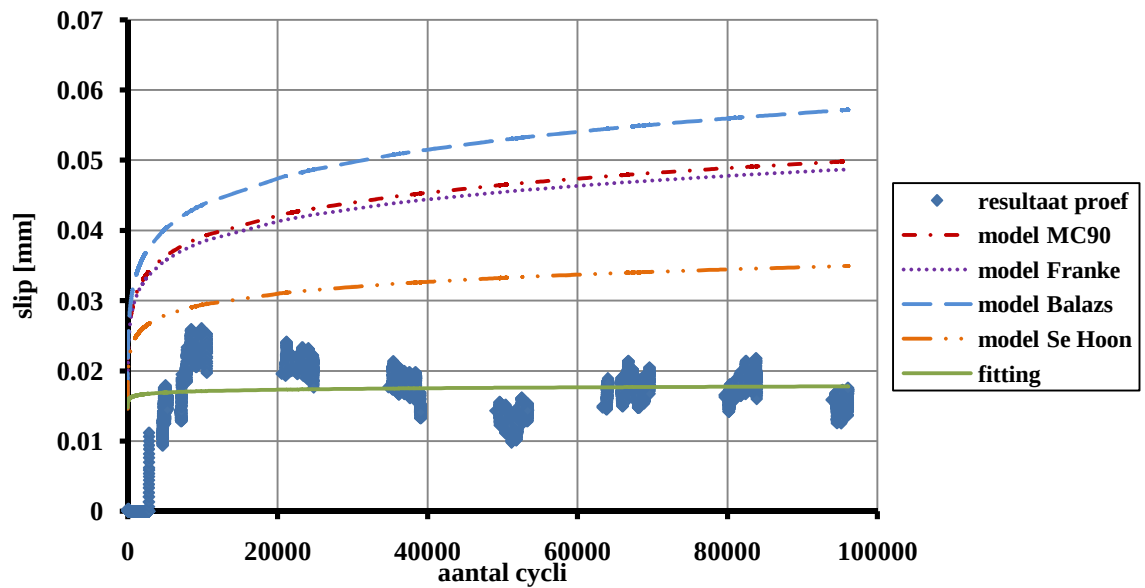
Uit bovenstaande figuren kan vastgesteld worden dat de s-n curve goed voorspelt wordt met de modellen van MC90 en Franke. De overige zoals Se Hoon en Balazs geven respectievelijk een te kleine of te grote slip in functie van het aantal cycli. Er wordt voor beide kanten van de beam, Figuur 59 en Figuur 60, een gemiddelde β -coëfficiënt gevonden ter waarde van 0,104. Deze ligt inderdaad dicht bij de waarden 0,107 en 0,105 van MC90 en Franke. De gemiddelde s_0 -waarde was 0,0159 mm.

3. Zelfverdichtendbeton SCC1

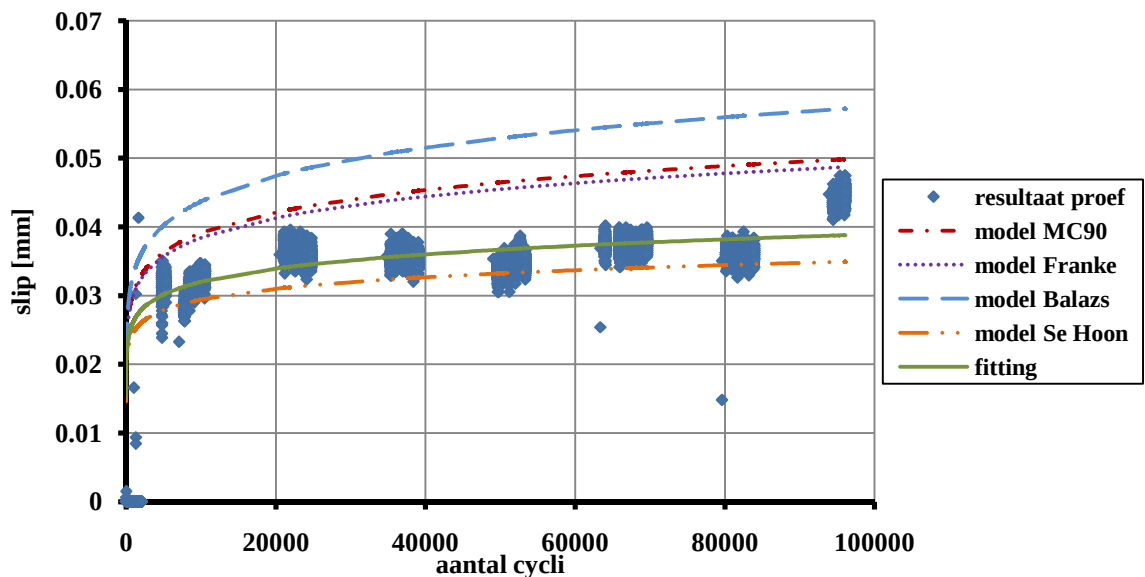
Tot slot worden de proeven met belastingsniveau 45% afgerond door de resultaten voor de betonsamenstelling SCC1 te bestuderen. De grafieken voor beide kanten van de beam kunnen gevonden worden in Figuur 61 en Figuur 62. Hierbij werden ± 100000 cycli uitgevoerd wat minder is dan voor TB en SCC2. Dit is te wijten aan het feit dat SCC1 niet simultaan belast werd met de andere twee betonsamenstellingen. De belastingsfrequentie bedroeg voor deze beam 0,5Hz. Tabel 18 geeft opnieuw $F_{45\%}$ en de proefkracht die gebruikt is bij de cyclische belasting.

$F_{\max, [1]}$ [kN]	69,076
$F_{\max, [2]}$ [kN]	68,046
$F_{\max, \text{gem}}$ [kN]	68,561
$F_{45\%}$ [kN]	30,853
F_{proef} [kN]	31,000
%	45,215

Tabel 18: Bepaling kracht cyclische proef met $F_{\text{proef}} = 0,45F_{\max}$ (SCC1)



Figuur 61: Cyclische belasting: beam B SCC1 [1] (S45)

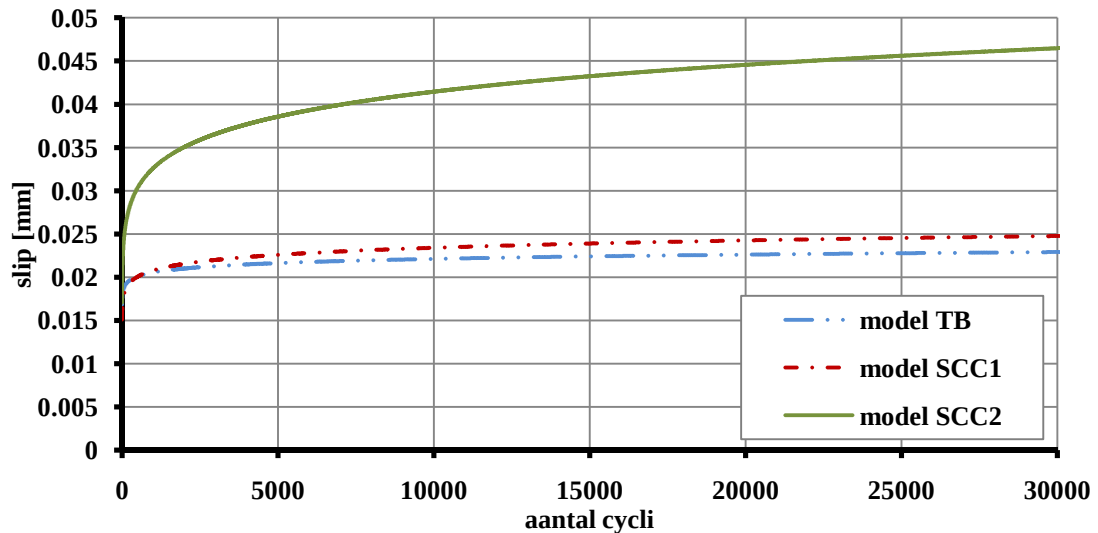


Figuur 62: Cyclische belasting: beam B SCC1 [2] (S45)

Opnieuw wordt de beste benadering van de testresultaten gegeven door de s-n curve van Se Hoon. In Figuur 62 geeft deze zelf een betere benadering dan voor traditioneel beton. Voor beide kanten wordt een gemiddelde β -coëfficiënt ter waarde van 0,0512 gevonden. Wat lager is dan deze voor SCC2 en hoger dan voor TB. De initiële slip bedroeg $s_0 = 0,0146$ mm.

Tot slot kan met de gevonden β -coëfficiënten voor de proefresultaten van TB, SCC1 en SCC2 een fictieve cyclische belasting worden beschouwd, Figuur 63. Op deze manier kan een goede vergelijking gemaakt worden tussen de 3 betonsoorten. Tabel 19 geeft een samenvatting van de verschillende coëfficiënten.

	TB (beam A)	SCC1 (beam B)	SCC2 (beam C)
β_{11}	0,0581	0,0172	0,103
β_{21}	0,00585	0,0852	0,105
$\beta_{\text{gem.}}$	0,0320	0,0512	0,104
s_0 [mm]	0,0165	0,0146	0,0159

Tabel 19: Samenvattende tabel fittingscoëfficiënt β voor S45

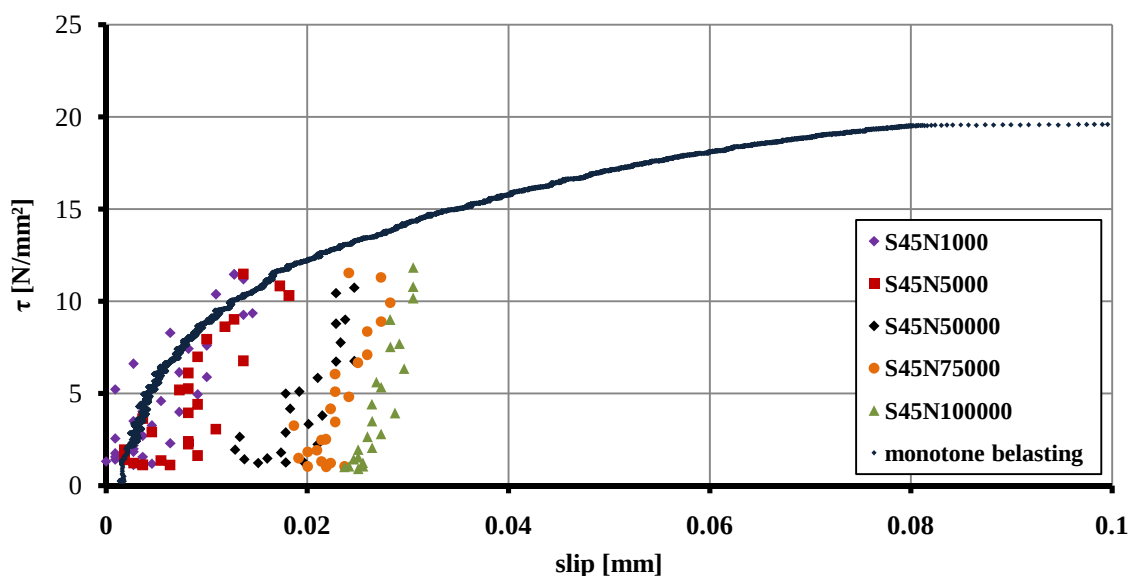
Figuur 63: Vergelijking modellen o.b.v. proefresultaten onder cyclische belasting (S45)

Aan de hand van bovenstaande figuur en tabel kunnen volgende besluiten getrokken worden:

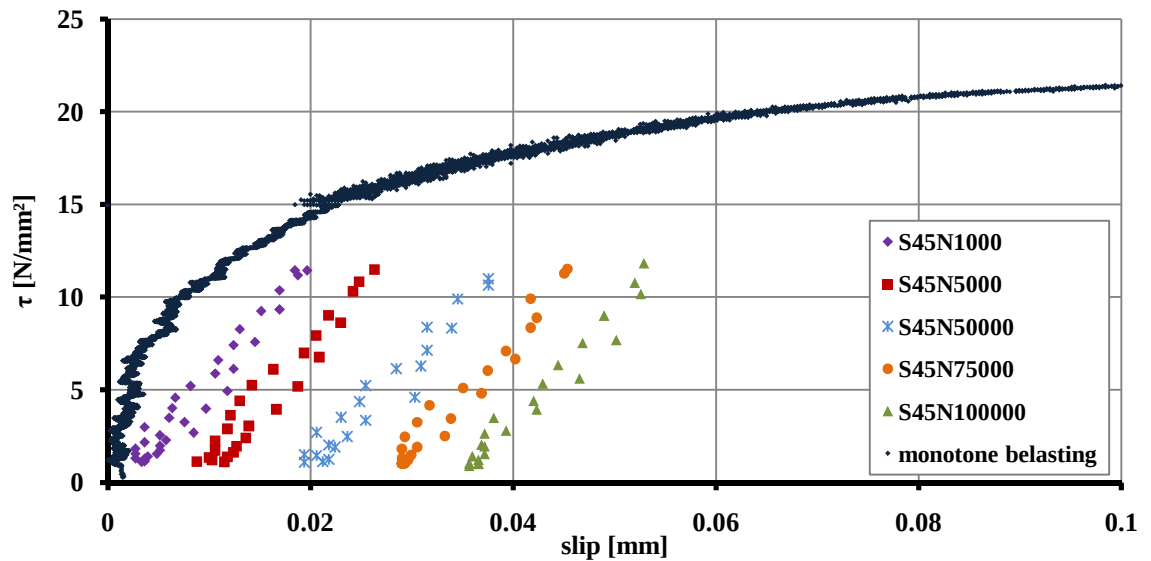
- Bij dit belastingsniveau vertoont SCC1 sterke gelijkenissen met het traditioneel beton. De initiële slip is kleiner bij SCC1 dan TB. De redenen hiertoe zijn reeds besproken in Hoofdstuk 3. Bij meer cycli wordt de slipsnelheid bij SCC1 echter groter dan bij TB, wat te merken is aan de β -coëfficiënten in Tabel 19. Beide curves werden het best benaderd door het model van Se Hoon, alhoewel er toch een redelijk verschil is tussen de β -waarden.
- De slip voor SCC2 ten gevolge van cyclische belasting is aanzienlijk meer dan bij de vorige twee betonsamenstellingen. De initiële slip s_0 van SCC2 is groter dan $s_{0, \text{SCC1}}$, maar kleiner dan $s_{0, \text{TB}}$. Daarenboven heeft deze samenstelling de grootste β -coëfficiënt waardoor de slipsnelheid tevens het grootst is. Het verloop van deze s-n curve wordt het best voorspelt door de modellen van MC90 (*Comité Euro-International du Béton*, (1993)) en *Franke en CEB* (1982).

- Om dezelfde vervormingen t.g.v. cyclische belasting bij een zelfverdichtend beton te krijgen als de vervormingen bij een traditioneel beton, dient volgens Figuur 63 samenstelling SCC1 gebruikt te worden.
- De positieve effecten van een zelfverdichtend beton zoals minder wateraccumulatie onder de horizontale wapeningsstaaf, geen behoefte aan compactie en een betere aanvulling rond de wapening, dewelke onder een monotone last minder slip veroorzaakten, verdwijnen onder cyclische belasting. Een plausibele verklaring hiervoor is het groter fillergehalte in SCC2 en SCC1 alsook de kleinere hoeveelheid cement in SCC2 t.o.v. TB, bij een constant watergehalte. Hierdoor biedt de betonstructuur rond de hechtlengte minder weerstand tegen “crushing” en zullen de microscheuren sneller propageren bij SCC dan bij TB. Er zal m.a.w. meer cyclische kruip optreden. Dit wordt bevestigd door *De Schutter, Bartos e.a. (2008)*.
- Tot slot kan gesteld worden dat de sterke gelijkenis tussen de s-n curve van SCC1 en TB, te verklaren is door het groter gehalte cement t.o.v. SCC2 en een lichte daling in fillergehalte, dit opnieuw bij een constant hoeveelheid water. Hierdoor biedt SCC1 rond de wapeningsstaaf meer weerstand tegen “crushing” en microscheurvorming. Er zal dus minder cyclische kruip optreden.

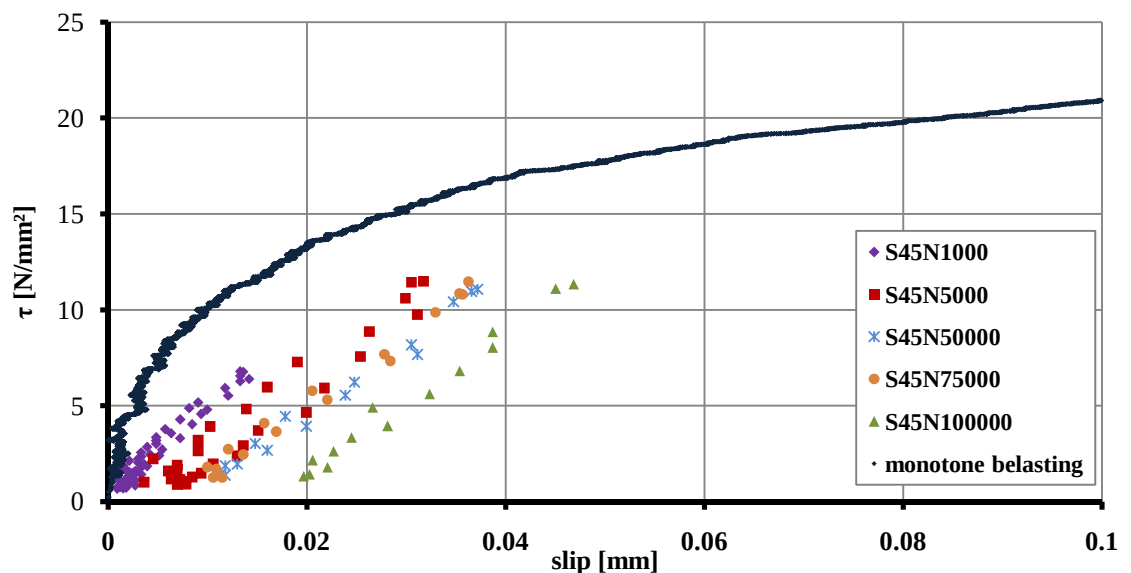
Buiten de s-n curve kan er ook gekeken worden naar de evolutie van de belastingslussen. Figuur 64, Figuur 65 en Figuur 66 geven enkele lussen voor een verschillend aantal cycli.



Figuur 64: Lokaal hechtspannings-slip diagram onder cyclische belasting TB (S45)



Figuur 65: Lokaal hechtspannings-slip diagram onder cyclische belasting SCC2 (S45)

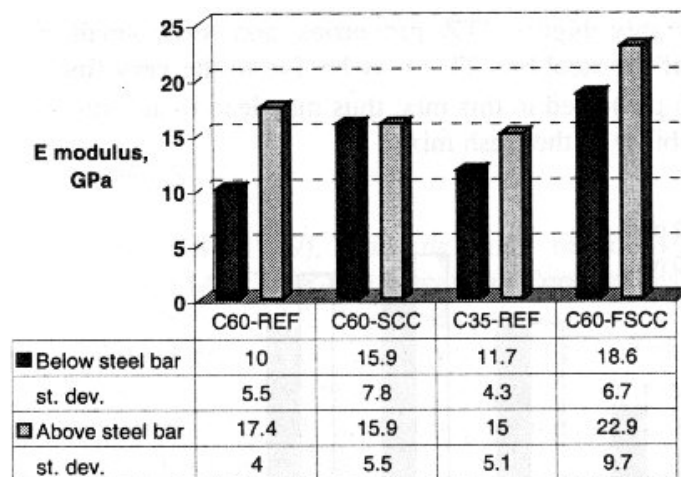


Figuur 66: Lokaal hechtspannings-slip diagram onder cyclische belasting SCC1 (S45)

Uit bovenstaande grafieken kunnen tevens enkele vaststellingen gemaakt worden omtrent het verschillend gedrag van TB, SCC1 en SCC2 onderhevig aan cyclische belasting:

- Voornamelijk bij TB en SCC2 neemt de slip in het begin snel toe. Eens een aantal cycli doorlopen zijn, daalt deze snelheid. Dit fenomeen wordt duidelijk gevisualiseerd door de lussen die verder of dichter van elkaar liggen. In SCC2 treedt bijvoorbeeld een even grote slip op tussen de overgang van 1000 naar 5000 cycli als van 75000 naar 100000 cycli. De redenering van §4.2 wordt hierdoor nogmaals bevestigd.

- De 3 grafieken geven opnieuw aan dat de minste slip optreedt bij het traditioneel beton, gevolgd door SCC1, terwijl SCC2 de meeste slip vertoont.
- Daarnaast blijkt dat voor alle grafieken een zekere slip wordt teruggewonnen wanneer de vijzel ontlast. Afhankelijk van welke betonsoort wordt er meer of minder teruggewonnen. Zo wordt vastgesteld dat het zelfverdichtende beton een redelijk deel terugwint, terwijl dit bij traditioneel beton miniem is. Een mogelijke verklaring hiervoor is het feit dat de E-modulus van het beton rond de hechtlengte iets hoger is bij SCC dan bij TB. *Sonebi, Zhu e.a. (2001); Zhu en Bartos (2002)*. Dit werd opgemeten met een “nano-technological depth-sensing micro-indentation” apparaat, wat een vrij recente ontwikkeling is in het onderzoek naar de eigenschappen van de interfacial transition zone (ITZ). De resultaten van Zhu W. en Bartos P. zijn te zien op Figuur 67. Aangezien in dit testprogramma kalksteenmeel werd gebruikt, dient naar de laatste kolom gekeken te worden voor het SCC.



Figuur 67: Vergelijking E-modulus TB en SCC

- Het feit dat SCC1 meer slip terugwint dan SCC2 kan mogelijks verklaard worden door het groter gehalte aan cement. Dit is echter niet aangetoond, zodat andere verklaringen niet uitgesloten zijn. De auteur van deze scriptie raadt aan om dit fenomeen ook te testen met de nieuwe nano-technologie.
- De kleinere lussen die op de grafieken te zien zijn, komen van de opstart. Tijdens deze wordt de pulsator afgesteld om de juiste maximale en minimale kracht op de vijzel uit te oefenen. Hierdoor zijn er soms pieken die lager zijn dan $F_{45\%}$.

4.5.2 Belastingsniveau S60

In dit onderdeel wordt nagegaan wat de invloed is op het hechtspannings-slip diagram, indien het belastingsniveau van S45 naar S60 wordt opgetrokken. Het model van Balazs werd niet meegenomen voor dit belastingsniveau vermits de coëfficiënten, die volgens Balazs stijgen indien $F_{\text{proef}} > 0,5F_{\text{max}}$, niet teruggevonden zijn. Er kan wel gezegd worden dat de s-n curve hoger dan de andere modellen zal liggen. Dit omdat $\beta = 0,119$ voor $F_{\text{proef}} = 0,5F_{\text{max}}$ reeds hoger ligt dan de β -waarden van de andere modellen. De hogere coëfficiënt van *Se Hoon, Byung e.a.* (2007) werd wel terug gevonden en volgt, bij dit belastingsniveau, het s-n verloop dat wordt voorspeld door o.a MC90 en Franke.

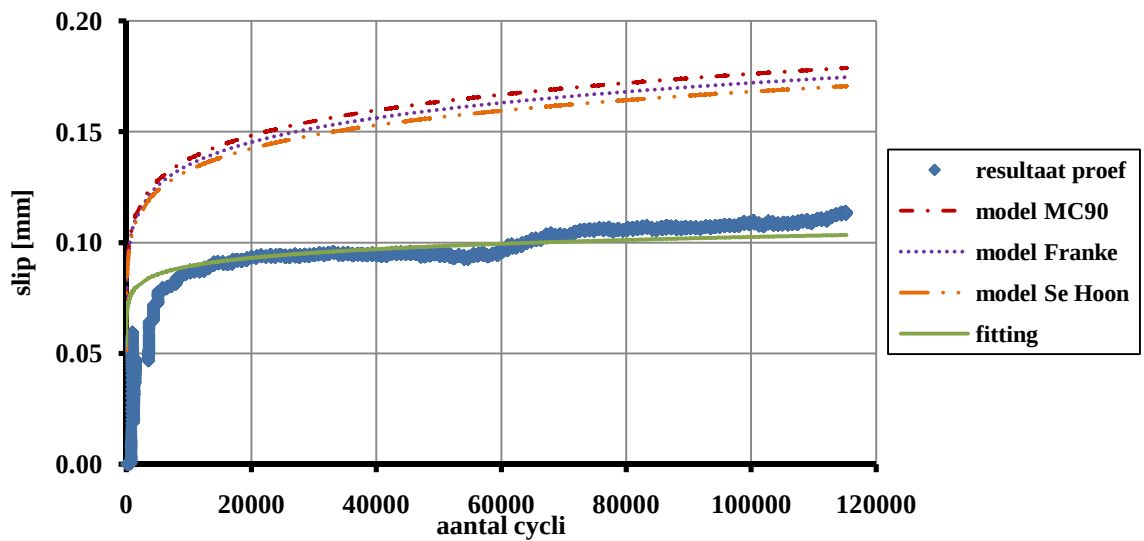
1. Traditioneel beton TB

De kracht F_{proef} die op het TB proefstuk werd aangebracht wordt weergegeven in Tabel 20. Deze werd op éénzelfde manier bekomen als uitgelegd in §4.5.1 .

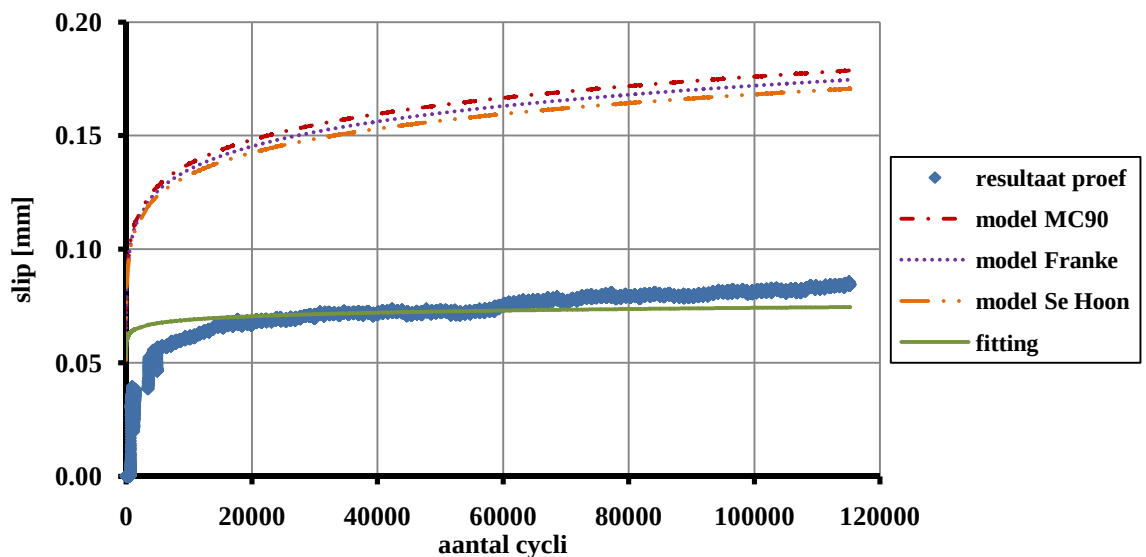
$F_{\text{max}, [1]}$ [kN]	50,748
$F_{\text{max}, [2]}$ [kN]	38,847
$F_{\text{max}, \text{gem}}$ [kN]	44,800
$F_{60\%}$ [kN]	26,878
F_{proef} [kN]	31,000
%	69,200

Tabel 20: Bepaling kracht cyclische proef met $F_{\text{proef}} = 0,60F_{\text{max}}$ (TB)

Deze tabel toont aan dat de beam zwaarder werd belast dan $0,6F_{\text{max}}$, dit werd zo gekozen omdat $F_{\text{max}, [2]}$ een zeer lage waarde is t.o.v. de andere waarden die reeds gevonden zijn voor TB. Vermoedelijk was aan deze kant van de beam een te korte hechtlenge voorzien of was de verdichting niet optimaal waardoor o.a. grindnesten aanwezig waren. In Figuur 68 en Figuur 69 worden de resultaten van de cyclische proef gegeven. Er wordt vastgesteld dat de grafieken geen discontinu verloop hebben, daar de metingen gewoon doorliepen wanneer in Excel een nieuw tabblad moest aangemaakt worden. Er werden opnieuw ± 100000 cycli uitgevoerd aan een belastingsfrequentie van 0,67Hz.



Figuur 68: Cyclische belasting: beam D TB [1] (S60)



Figuur 69: Cyclische belasting: beam D TB [2] (S60)

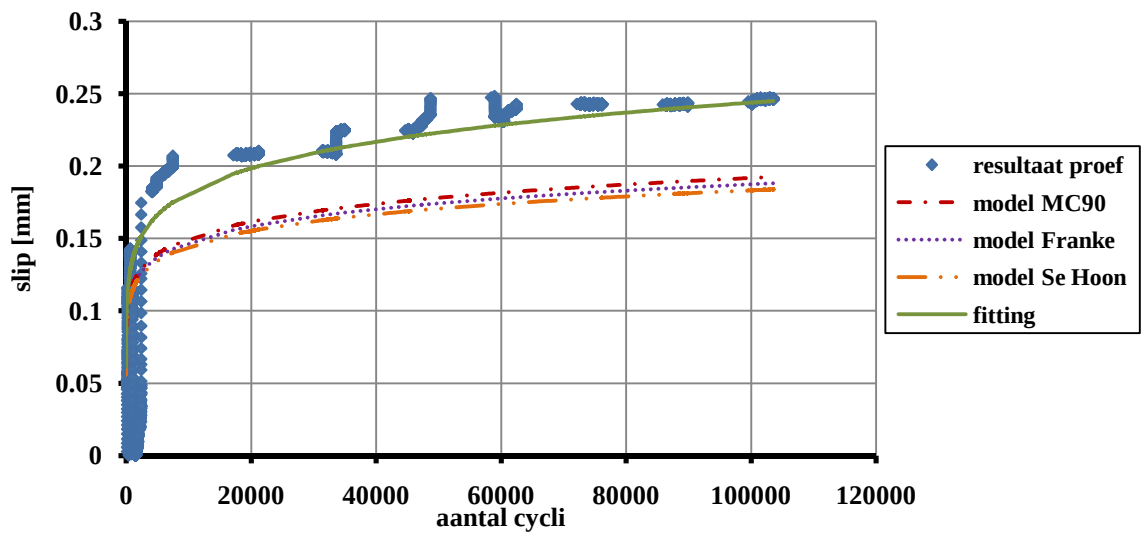
Uit bovenstaande grafieken kan geconcludeerd worden dat de modellen die voorhanden zijn opnieuw te hoge slipwaarden voor het traditioneel beton voorspellen. Ook het model van Se Hoon benadert de waarnemingen van dit testprogramma niet. Dezelfde redenen als voor het belastingsniveau S45 kunnen aangehaald worden om dit te verklaren. Er wordt een gemiddelde fittingscoëfficiënt $\beta = 0,0460$ gevonden, die opnieuw lager ligt dan wat andere auteurs vinden. De slipsnelheid is in onze testen dus lager, maar wel hoger dan deze onder S45. Ook voor dit belastingsniveau wordt de proefcurve goed benaderd door een logaritmische functie. Tot slot wordt de initiële slip vermeld die volgt uit de monotone belasting namelijk $s_0 = 0,0514$ mm.

2. Zelfverdichtend beton SCC2

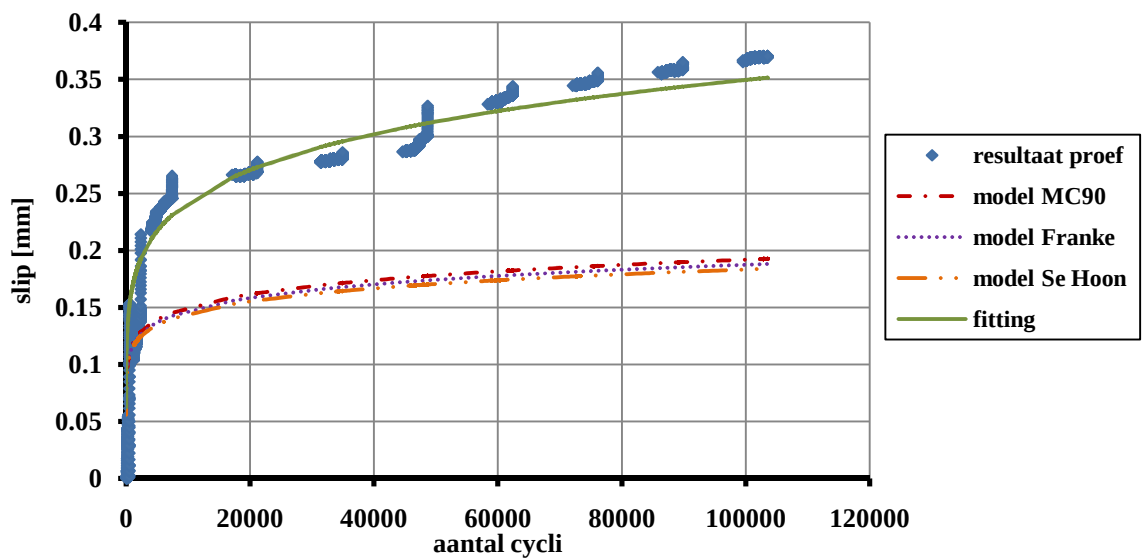
De resultaten voor deze betonsoort onder een belasting van $0,6F_{\max}$ worden gegeven in Figuur 70 en Figuur 71. De beam is niet simultaan met de beam uit TB beproefd en werd belast gedurende ± 100000 cycli aan een frequentie van $0,57\text{Hz}$. De kracht die cyclisch werd aangebracht is terug te vinden in Tabel 21.

$F_{\max, [1]}$ [kN]	71,270
$F_{\max, [2]}$ [kN]	74,645
$F_{\max, \text{gem}}$ [kN]	72,957
$F_{60\%}$ [kN]	43,774
F_{proef} [kN]	46
%	63,051

Tabel 21: Bepaling kracht cyclische proef met $F_{\text{proef}} = 0,60F_{\max}$ (SCC2)



Figuur 70: Cyclische belasting: beam C SCC2 [1] (S60)



Figuur 71: Cyclische belasting: beam C SCC2 [2] (S60)

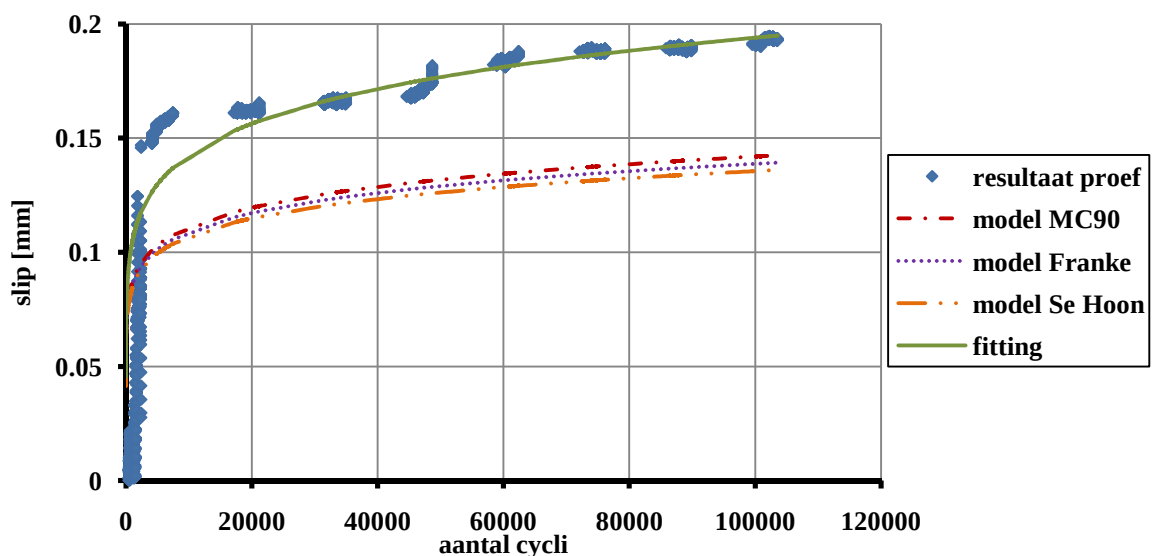
Uit Figuur 70 en Figuur 71 wordt vastgesteld dat de s-n curve voor SCC2 bij S60 grotere slip vertoont dan wat de bestaande modellen voorspellen. Dit is anders dan bij S45 waar het model van Franke en MC90 nog een goede benadering waren. De fittingscoëfficiënt β heeft voor beide kanten van de beam een gemiddelde waarde van 0,144 wat beduidend hoger is dan wat o.a. Se Hoon ($\beta = 0,103$) en Franke ($\beta = 0,105$) vinden voor een traditioneel beton. De fittingscurve vertoont bij de eerste cycli een vrij grote slip t.o.v de andere modellen. Uit het hechtspannings-slip diagram onder monotone belasting, vinden we een initiële slip $s_0 = 0,06$ mm. Tot slot wordt er nogmaals op geduid dat de proefkracht voor deze beam hoger ligt dan $F_{60\%}$. Dit komt door het feit dat SCC1 en SCC2 simultaan werden belast en er slechts één $F_{60\%}$ door de pulsator kan aangebracht worden. Hierdoor werd het gemiddelde genomen van $F_{60\%, \text{SCC2}}$ en $F_{60\%, \text{SCC1}}$.

3. Zelfverdichtend beton SCC1

Ten slotte kan ook voor SCC1 nagegaan worden hoe de slip in functie van het aantal cycli evolueert. Ook hier zijn de proefstukken onderworpen aan ± 100000 cycli met een frequentie ter waarde van 0,57Hz. Figuur 72 en Figuur 73 geven het resultaat van de cyclische belasting en Tabel 22 geeft de proefkracht waar de beams aan moesten weerstaan.

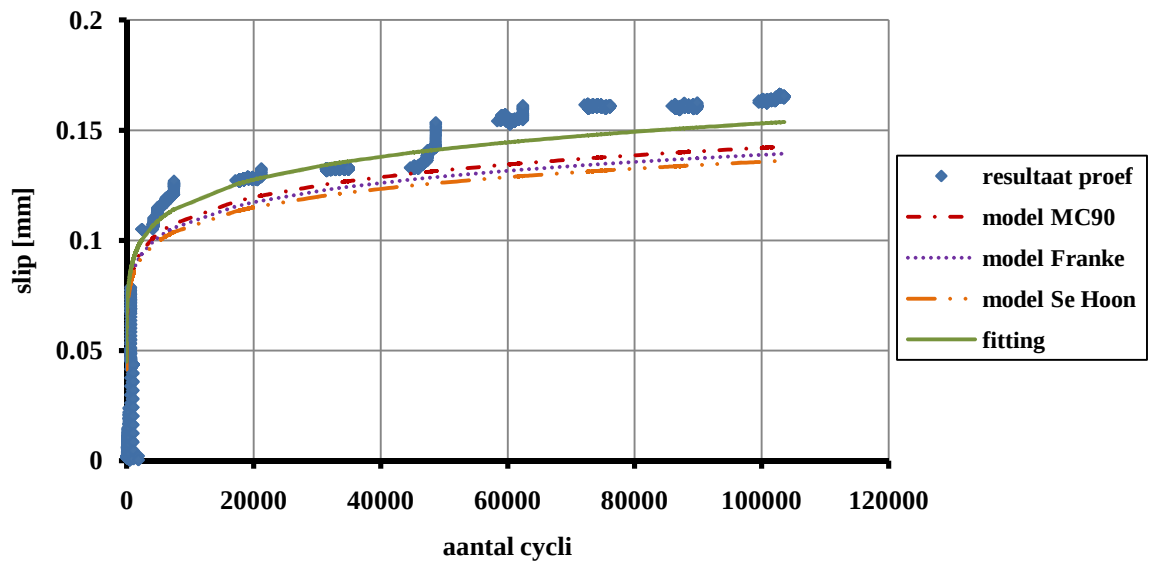
$F_{\max, [1]}$ [kN]	82,980
$F_{\max, [2]}$ [kN]	81,664
$F_{\max, \text{gem}}$ [kN]	82,322
$F_{60\%}$ [kN]	49,393
F_{proef} [kN]	46
%	55,878

Tabel 22: Bepaling kracht cyclische proef met $F_{\text{proef}} = 0,60F_{\max}$ (SCC1)



Figuur 72: Cyclische belasting: beam C SCC1 [1] (S60)

0



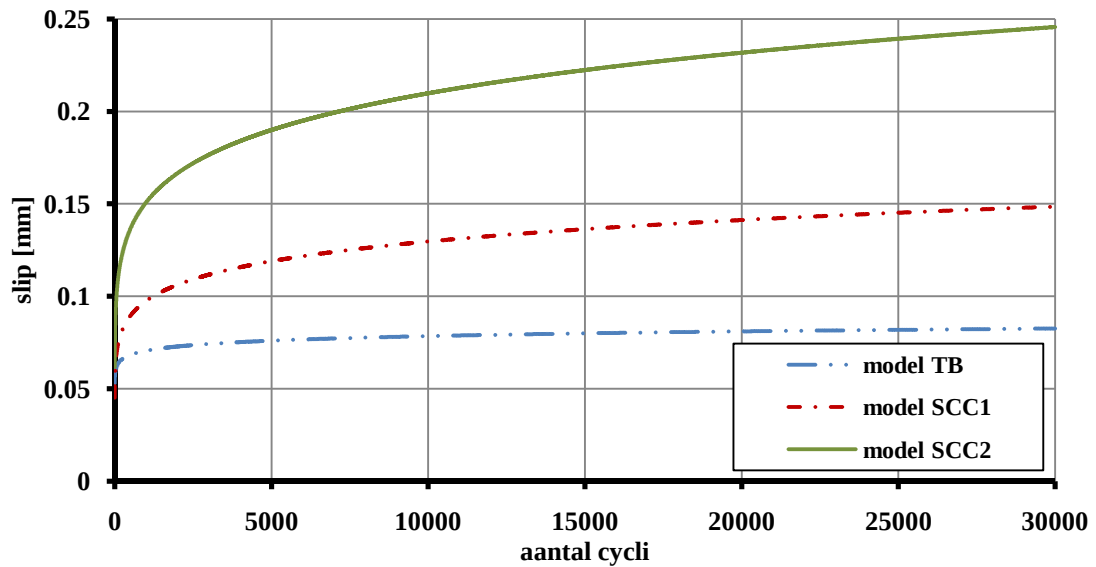
Figuur 73: Cyclische belasting: beam C SCC1 [2] (S60)

Figuur 72 en Figuur 73 laten zien dat de slip bij SCC1 beter wordt voorspeld door de modellen dan SCC2. Daarnaast treedt er meer slip op dan bij het traditioneel beton en minder dan bij SCC2. Anders dan voor S45 waar de modellen een overschattingen gaven van de slip geven ze voor het belastingsniveau S60 een onderschatting. De gemiddelde fittingscoëfficiënt β heeft een waarde van 0,124 wat inderdaad hoger ligt dan de coëfficiënten van o.a. Franke en Se Hoon. De initiële slip bedraagt 0,0414 mm, dewelke lager is dan deze van TB en SCC2. Dit klopt volledig met de conclusies uit Hoofdstuk 3.

Tot slot kan ook voor dit belastingsniveau de gevonden β -coëfficiënten voor de proefresultaten van TB, SCC1 en SCC2 uitgezet worden voor een fictief aantal cycli, Figuur 74. Op deze manier kan wederom een goede vergelijking gemaakt worden tussen de 3 betonsoorten. Daarnaast geeft Tabel 23 voor de volledigheid een samenvatting van de coëfficiënten.

	TB (beam A)	SCC1 (beam B)	SCC2 (beam C)
β_{111}	0,0600	0,134	0,128
β_{121}	0,0320	0,114	0,159
$\beta_{\text{gem.}}$	0,0460	0,124	0,144
s_0 [mm]	0,0514	0,0414	0,0560

Tabel 23: Samenvattende tabel fittingscoëfficiënt β voor S60



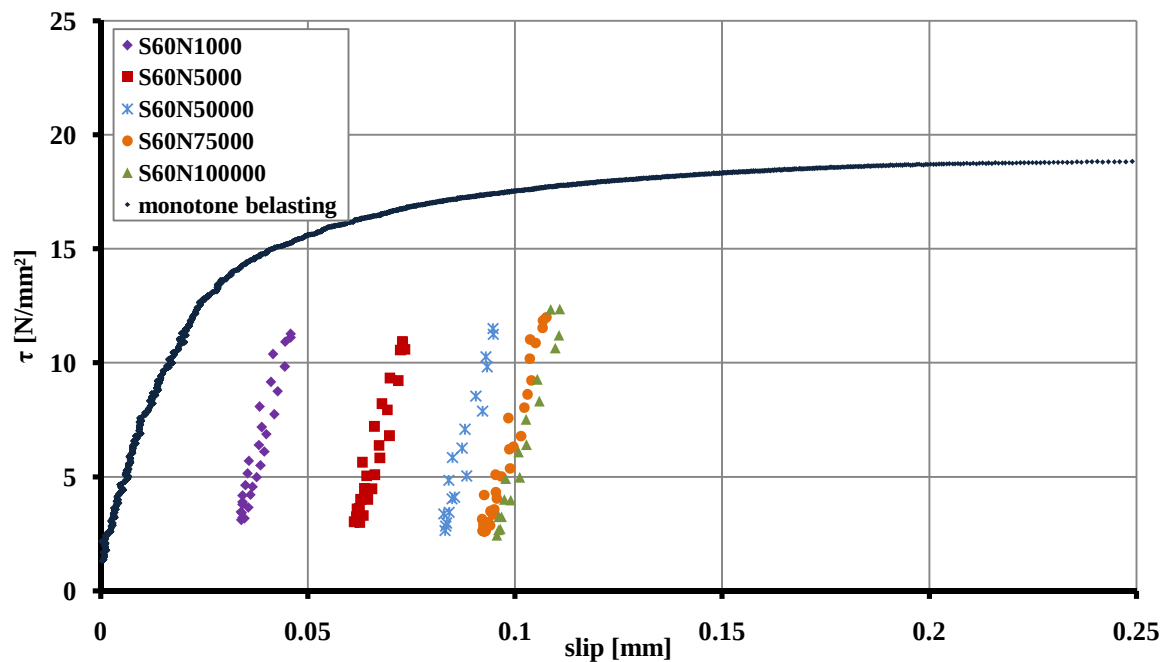
Figuur 74: Vergelijking modellen o.b.v. proefresultaten onder cyclische belasting (S60)

Op basis van bovenstaande figuur en tabel worden de volgende opmerkingen gemaakt:

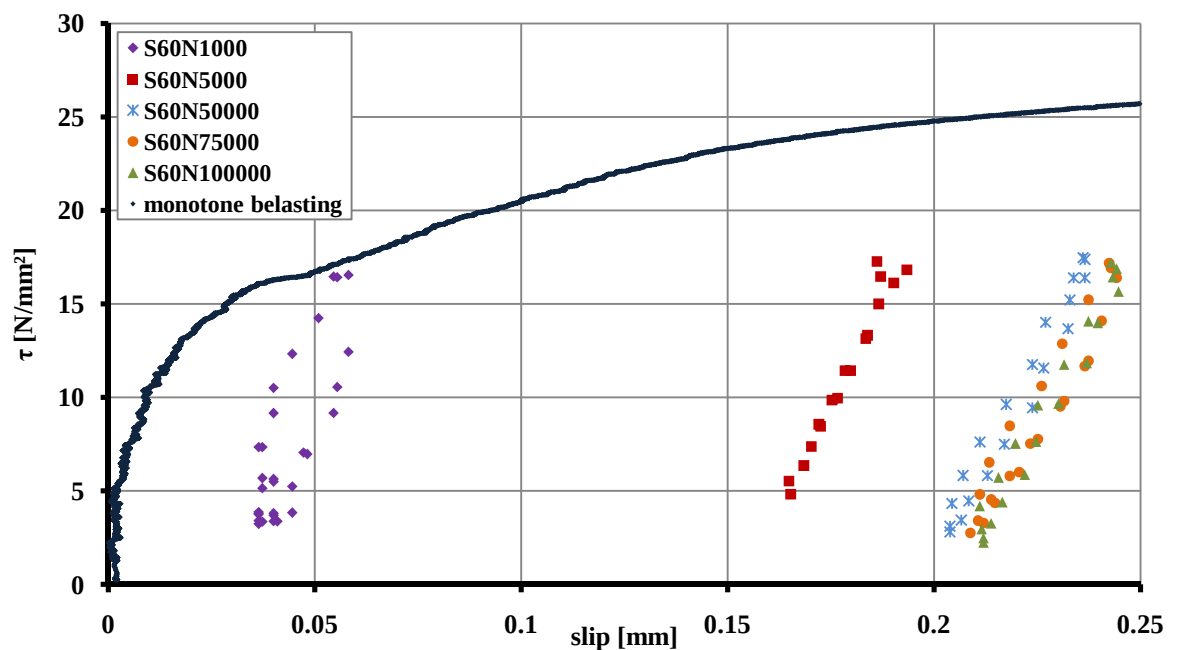
- Daar waar SCC1 bij het belastingsniveau S45 sterke gelijkenissen vertoonde met het traditioneel beton, gaat dit voor het belastingsniveau S60 niet meer op. De slip bij SCC1 neemt sneller toe dan voor TB. Dit wordt tevens bevestigd door de grotere fittingscoëfficiënt β .
- De zelfverdichtende samenstelling SCC2 vertoont aanzienlijk meer slip dan TB en SCC1. Bij het belastingsniveau S45 gaven de modellen van MC90 en Franke nog een goede benadering. Dit is echter minder waar voor S60, waar alle modellen een sterke onderschatting geven.
- Indien zelfverdichtend beton (SCC1 of SCC2) in de uitvoering van een constructie dient toegepast te worden, dan zal onder geen voorwaarde het model van MC90 mogen gehanteerd worden om de invloed van cyclische belasting te bepalen. Dit is des te meer het geval naarmate het belastingsniveau toeneemt.
- De positieve effecten van een zelfverdichtend beton zoals minder wateraccumulatie onder de horizontale wapeningsstaaf, geen behoefte aan compactie en een betere aanvulling rond de wapening, dewelke onder een monotone last minder slip veroorzaakten, verdwijnen bij een cyclische belasting S60 helemaal. Een plausibele verklaring hiervoor is opnieuw zoals in §4.5.1 het groter fillergehalte bij SCC2 en SCC1 alsook de kleinere hoeveelheid cement in SCC2 t.o.v. TB.

- SCC1 vertoont ook bij S60 minder cyclische kruip dan SCC2, wat opnieuw toe te schrijven is aan het hoger cementgehalte en een lager fillergehalte, terwijl de waterhoeveelheid constant blijft.

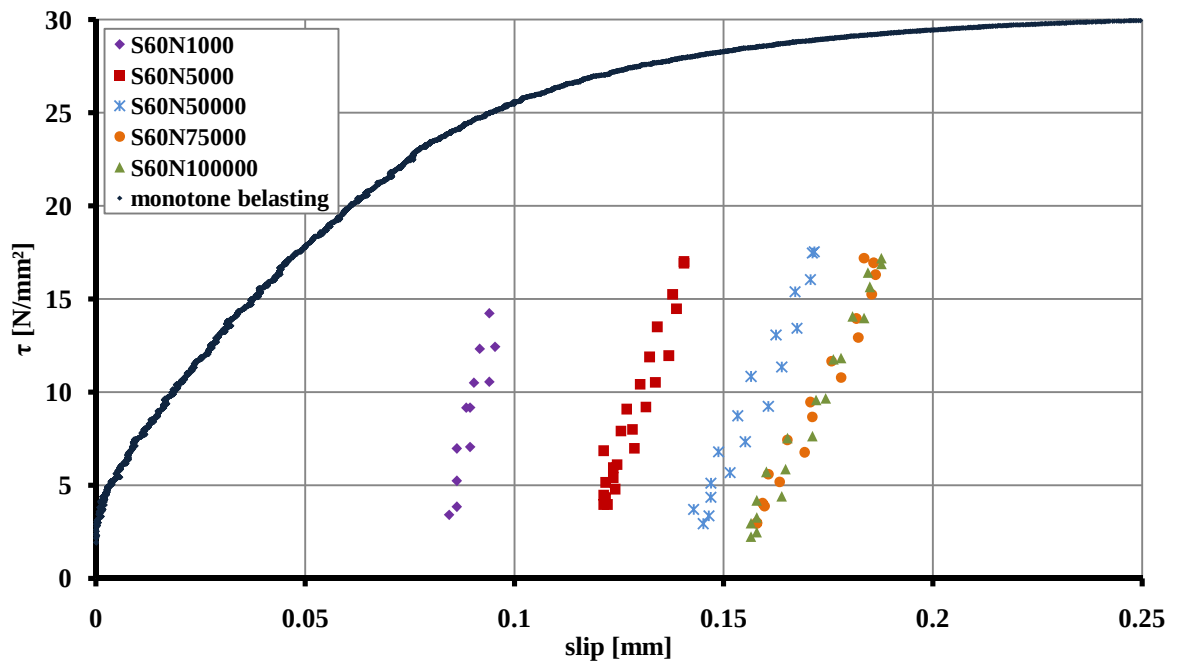
Buiten de s-n curves kan er opnieuw gekeken worden naar de evolutie van de belastingslussen. Figuur 75, Figuur 77 en Figuur 76 geven enkele lussen weer voor een verschillend aantal cycli voor respectievelijk TB, SCC1 en SCC2.



Figuur 75: Lokaal hechtspannings-slip diagram onder cyclische belasting TB (S60)



Figuur 76: Lokaal hechtspannings-slip diagram onder cyclische belasting SCC2 (S60)



Figuur 77: Lokaal hechtspannings-slip diagram onder cyclische belasting SCC1 (S60)

Uit bovenstaande grafieken kunnen tevens enkele vaststellingen gemaakt worden omtrent het verschillende gedrag van TB, SCC1 en SCC2 onderhevig aan cyclische belasting:

- Door de grafieken van S45 en S60 te vergelijken, kan besloten worden dat bij een hoger belastingsniveau de slip in het begin sneller toeneemt. Naar het einde van de cyclische belasting geldt het omgekeerde en neemt de slip bij een hoog belastingsniveau minder snel toe dan bij een laag belastingsniveau.
- Ook voor S60 geldt de regel dat in het begin de slip snel toeneemt. Eens een aantal cycli doorlopen zijn, daalt deze snelheid. De redenering van §4.2 is dus ook voor dit belastingsniveau en voor de 3 betonsoorten geldig.
- De 3 grafieken geven opnieuw aan dat de minste slip optreedt bij het traditioneel beton, gevolgd door SCC1, terwijl SCC2 de meeste slip vertoont.
- Voor alle grafieken geldt dus dat een deel van de slip wordt teruggewonnen wanneer de vijzel ontlast. Over het algemeen wordt vastgesteld dat dit “elastisch” gedeelte bij de 3 betonsoorten gelijk is. Door de hogere belasting verdwijnt klaarblijkelijk het verschil in elasticiteit tussen SCC en TB alsook tussen SCC1 en SCC2.

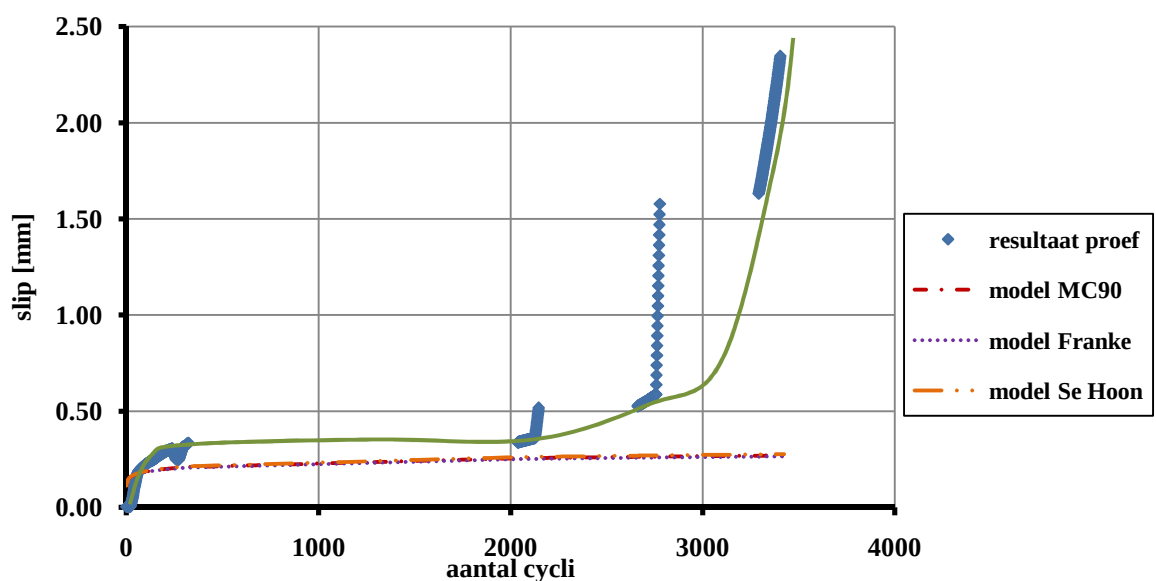
- Daarnaast wordt er vastgesteld dat er minder slip wordt teruggewonnen door TB, SCC1 en SCC2 bij het belastingsniveau S60 t.o.v. S45. Dit kan mogelijk verklaard worden door het feit dat de E-modulus bij hogere belastingsniveaus vermindert door de toenemende scheurvorming en verbrijzeling van het beton. Hierdoor is er minder samenhang langsheen de hechtlengte, waardoor er minder vervormingen kunnen teruggewonnen worden. Naar dit fenomeen is nog geen onderzoek verricht. Daarom raadt de auteur aan om tijdens volgende cyclische belastingen de E-modulus van de ITZ bij verschillende belastingsniveaus te bepalen met de nieuwe nano-technologie.
- De kleinere lussen die op de grafieken, zijn opnieuw toe te schrijven aan de opstart.

4.5.3 Belastingsniveau S75

Oorspronkelijk was het de bedoeling om ook voor dit belastingsniveau een vergelijking tussen SCC en TB te maken. Daar tijdens het testprogramma enkele technische fouten zijn opgetreden, heeft beam B TB geen resultaten opgeleverd. Hierdoor kon voor S75 enkel beam D SCC2 cyclisch belast worden. Opnieuw wordt het model van Balazs achterwege gelaten, aangezien de hogere β -coëfficiënten niet werden teruggevonden. Figuur 78 en Figuur 79 geven het resultaat weer, terwijl Tabel 24 de belangrijkste krachten vermeld.

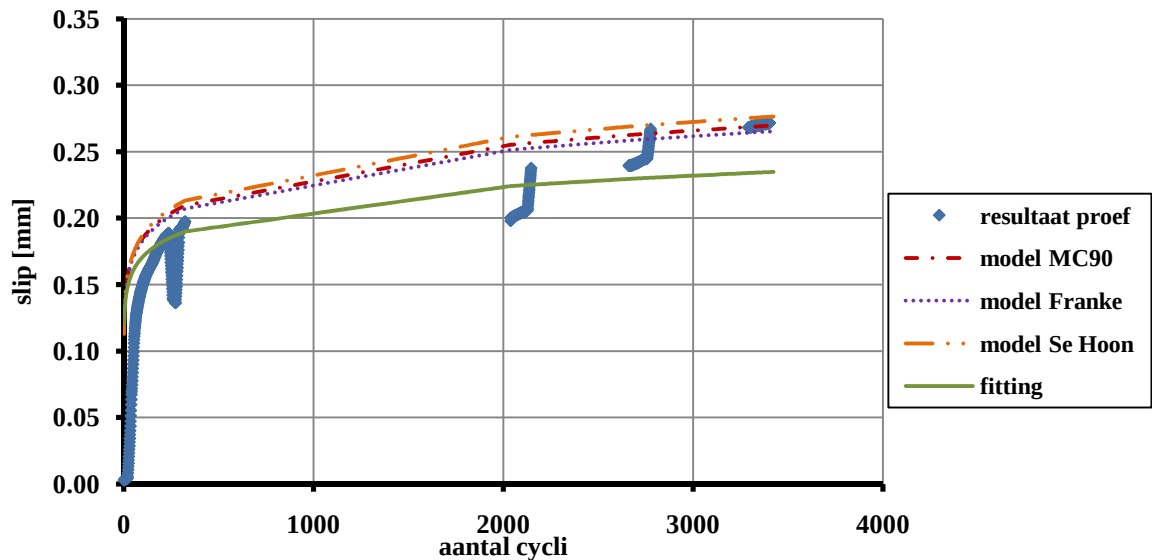
$F_{\max, [1]}$ [kN]	73,501
$F_{\max, [2]}$ [kN]	70,011
$F_{\max, \text{gem}}$ [kN]	71,756
$F_{75\%}$ [kN]	53,817
F_{proef} [kN]	55
%	76,649

Tabel 24: Bepaling kracht cyclische proef met $F_{\text{proef}} = 0,75F_{\max}$ (SCC2)



Figuur 78: Cyclische belasting: beam D SCC2 [1] (S75)

Uit bovenstaande grafiek kan besloten worden dat de eerste kant van het proefstuk na ± 3000 cycli bezwiken is via een pull-out mode. De groene fittingscurve volgt volledig de trend die besproken is in §4.2. Een grote slipsnelheid in het begin van de cyclische belasting om vervolgens over te gaan naar een quasi constante snelheid. Voor de pull-out stijgt de slipsnelheid opnieuw.

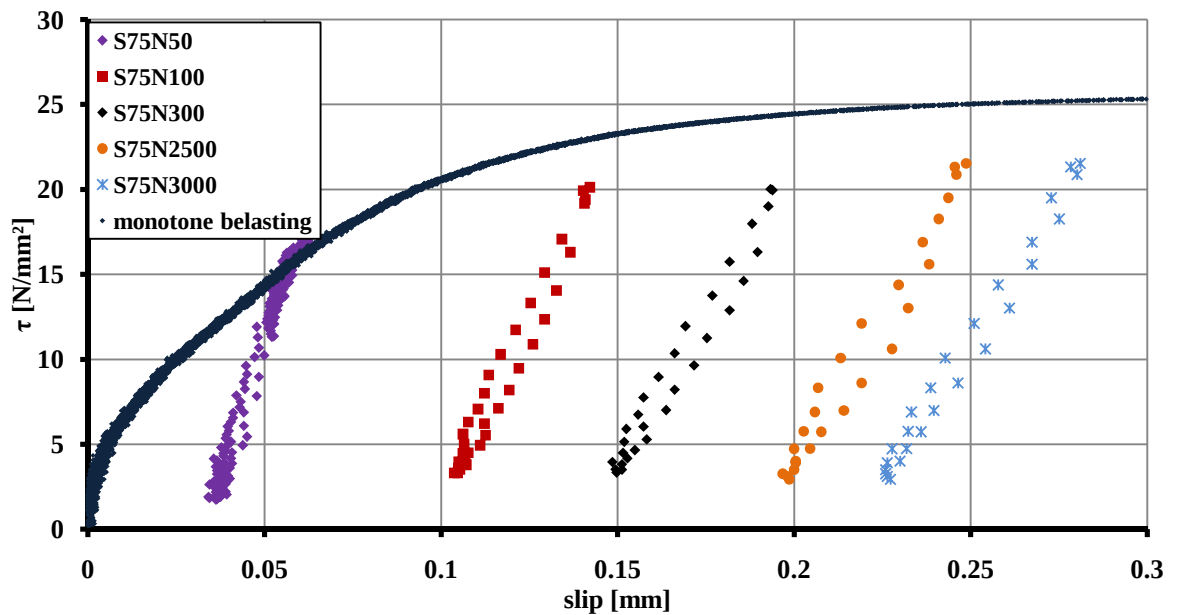


Figuur 79: Cyclische belasting: beam D SCC2 [2] (S75)

Figuur 79 geeft de andere kant van het proefstuk weer dat meer weerstand had en na 3000 cycli nog niet bezweek. De modellen geven een overschatting van de slip, hoewel het gevaarlijk is hierop te steunen. De proefresultaten vertonen namelijk een stijgende lijn, die de modellen bij meer cycli zal overtreffen. Daarnaast bestaat de kans dat deze kant ook op pull-out bezwijkt, maar dan bij een groter aantal cycli.

De initiële slip, volgend uit de monotone belasting heeft een waarde van 0,09 mm. De fittingscoëfficiënt β , werd bepaald voor Figuur 79 en bedraagt 0,113. Dit is lager dan voor het belastingsniveau S60. Opnieuw is deze β -waarde enkel geldig voor de eerste 3000 cycli en zal toenemen indien er meer doorlopen worden.

Voor S75 bestaat er na 3000 cycli een slip van 0,25 mm, terwijl volgens Figuur 70 dit voor S60 slechts na 30000 cycli ontstaat. Dit wijst erop dat de trends die vastgesteld werden bij S60 ook zullen gelden voor S75 indien eenzelfde aantal cycli zou kunnen getest worden.



Figuur 80: Lokaal hechtspannings-slip diagram onder cyclische belasting SCC2 (S75)

Tot slot geeft Figuur 80 enkele lussen weer bij een verschillende aantal cycli. Ook hier wordt de trend van §4.2 bevestigd, namelijk een grote sliptoeename in het begin en een vermindering ervan naar het einde toe. De slip die wordt teruggewonnen is iets minder voor S75 dan voor S60, wat opnieuw mogelijks te verklaren valt door een verminderde E-modulus door een toename van de scheurvorming en verbrijzeling van het beton. Overigens neemt de slip van SCC2 in het begin sneller toe dan het geval was bij S45 en S60. Of het omgekeerde op het einde van de cyclische belasting ook geldt, kan niet met zekerheid gezegd worden doordat de proef op pull-out bezweek.

4.6 Algemeen besluit

Uit de proefresultaten t.g.v. cyclische belasting kunnen de volgende besluiten getrokken worden;

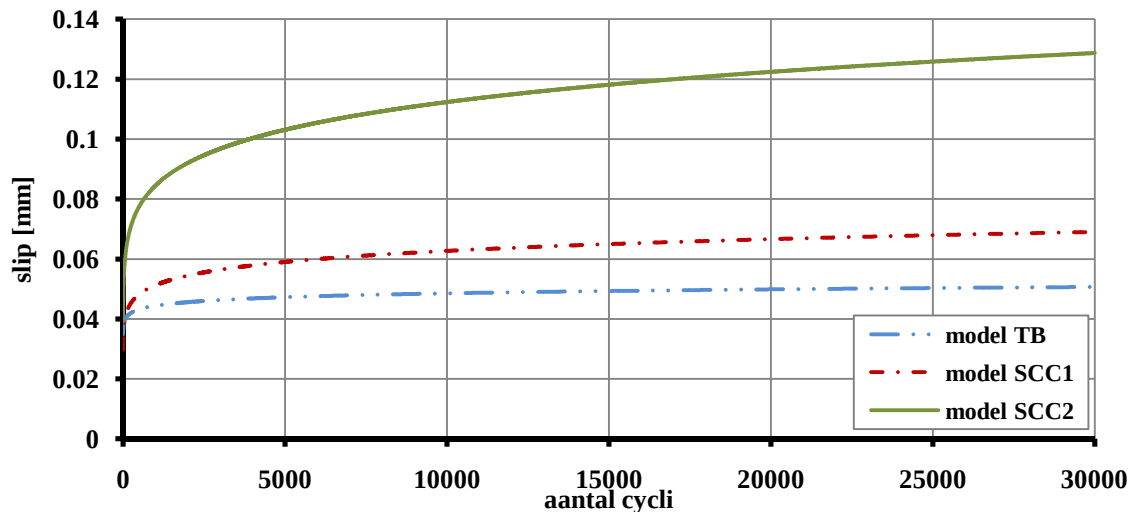
1. Zowel voor S45 als S60 vertonen de zelfverdichtende mengsels een grotere slip dan het traditioneel beton (Figuur 81). Een verklaring werd gevonden in het groter fillergehalte en de kleinere cementhoeveelheid bij eenzelfde watergehalte. *De Schutter, Bartos e.a.* (2008). Hierdoor ondergingen de SCC proefstukken meer cyclische kruip.
2. De reeds bestaande modellen geven voor het belastingsniveau S45 een overschatting van de slip bij alle betonsoorten. Eventueel kan voor SCC2 het model van MC90 of Franke toegepast worden. Er wordt dus aan de veilige kant gerekend wanneer in de praktijk de cyclische belasting voor de 3 betonsoorten wordt berekend met MC90.

3. Voor het belastingsniveau S60 en vermoedelijk ook S75 geven de modellen een onderschatting van de slip bij SCC1 en SCC2. Ze mogen dus in geen geval worden toegepast in de praktijk.
4. Er kan besloten worden dat de modellen over het algemeen een overschatting van de slip geven van het traditioneel beton in dit testprogramma. Mogelijke redenen voor dit verschil, zijn aangehaald in §4.5.1 .
5. Om tot een finaal voorstel te komen, kan op eenzelfde manier als o.a. *Se Hoon, Byung e.a.* (2007) een gemiddelde fittingscoëfficiënt² berekend worden (Tabel 25). De auteur van deze scriptie raadt wel ten eerste aan om hiermee voorzichtig om te springen. Indien het belastingsniveau een min of meer constante waarde heeft, kan beter de gevonden β -waarde voor dat niveau gebruikt worden in de berekeningen. Daarnaast werd elke β -coëfficiënt bekomen door slechts 1 beamtest. Hierdoor kunnen mogelijke anomalieën een vertekend beeld geven van het gedrag van SCC onder cyclische belasting. Om een grotere veiligheid te garanderen zouden deze coëfficiënten moeten bevestigd worden door meer beamtesten. Toch kan er afgeraden worden om de bestaande modellen te gebruiken voor SCC, dit geldt des te meer voor hogere belastingsniveaus. In Figuur 81 wordt voor een fictief aantal cycli een vergelijking gemaakt tussen SCC1, SCC2 en TB, gebruikmakend van de gemiddelde β -waarden uit Tabel 25. Figuur 81 bevestigt de eerste opmerking van dit algemeen besluit.

	TB	SCC1	SCC2
45%			
β	0,032	0,051	0,104
s_0 [mm]	0,016	0,015	0,016
60%			
β	0,046	0,124	0,144
s_0 [mm]	0,051	0,041	0,056
75%			
β			0,113
s_0 [mm]			0,090
$\beta_{\text{gemiddeld}}$	0,039	0,088	0,124
σ^2_{β}	0,00005	0,00133	0,0004
$s_{0,\text{gemiddeld}}$	0,034	0,028	0,036
$\sigma^2_{s_0}$	0,00031	0,00017	0,00040

Tabel 25: Gemiddelde waarde voor de fittingscoëfficiënt β

² Deze fittingscoëfficiënt is het gemiddelde van de β -waarden van de belastingsniveaus S45 en S60, aangezien voor S75 niet voor alle betonsoorten de β -waarde gekend is. Daarenboven is de β -waarde van SCC2 voor S75 slechts voor 3000 cycli geldig.



Figuur 81: Vergelijking modellen o.b.v. proefresultaten onder cyclische belasting (gemiddeld)

Tot slot vonden *König, Weisse e.a.* (2002) voor het belastingsniveau S60 een fittingscoëfficiënt $\beta = 0,087$ voor hun testresultaten. Dit impliceert dat er minder slip zal optreden bij SCC dan TB. Dit wijst er terug op dat de trends die in deze scriptie worden vastgesteld geldig zijn voor de gebruikte SCC samenstelling. Bij een andere samenstelling kunnen mogelijks andere conclusies worden bekomen.

6. Uit de lokale hechtspannings-slip diagramma kan er afgeleid worden dat voor lagere belastingsniveaus meer slip wordt teruggewonnen dan voor de hogere niveaus. Een mogelijke reden is het feit dat bij grotere belastingen de E-modulus van het beton ter hoogte van de hechtlengthte vermindert door een toename van de scheurvorming en het verbrijzelen van het beton.
7. Uit deze figuren kan tevens afgeleid worden dat naarmate het belastingsniveau stijgt (S45-S75) de slip in het begin sneller toeneemt en dat het omgekeerde wordt vastgesteld naar het einde toe.
8. Voor S45, S60 en S75 geldt overigens dat de slipsnelheid in het begin toeneemt om vervolgens een min of meer constante waarde aan te nemen. Indien pull-out bezwijken optreedt, piekt de slipsnelheid juist voor het bezwijken.

Hoofdstuk 5 :Invloed van langdurige belasting op de hechtsterkte

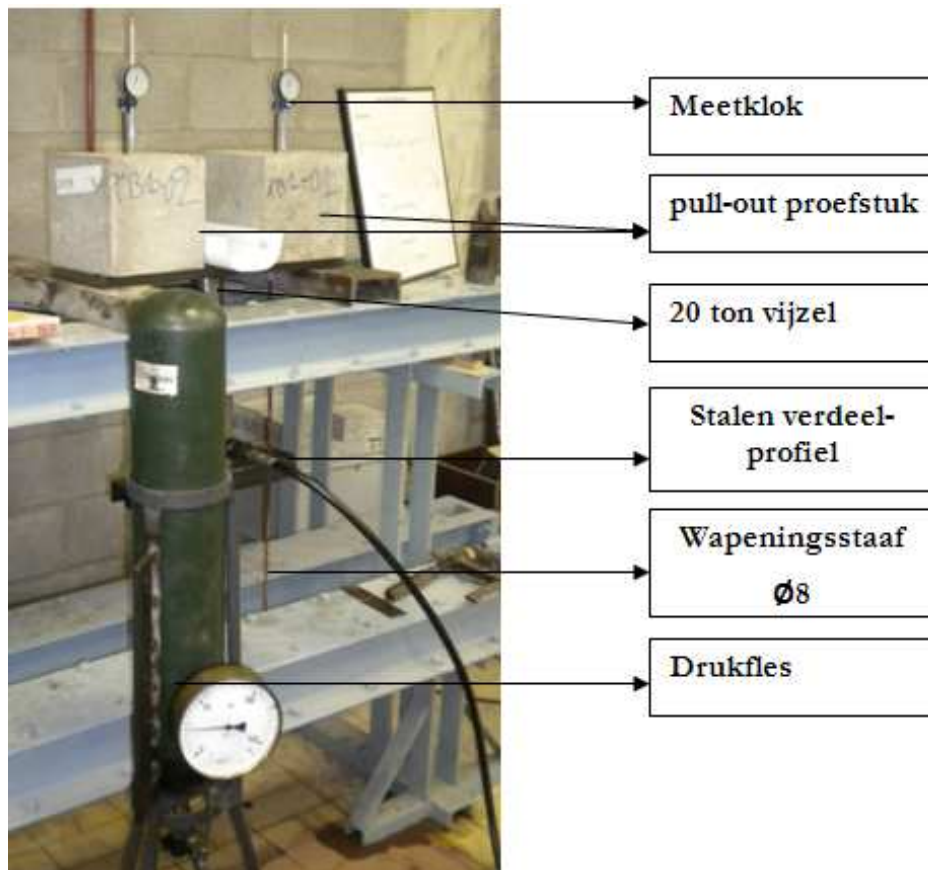
5.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt nagegaan wat de invloed van een langdurige belasting is op de hechtsterkte tussen de wapening en het omringende beton. Opnieuw worden de 3 betonsoorten TB, SCC1 en SCC2 beproefd.

Naar het effect van dit soort belastingen werd in het verleden slechts weinig onderzoek gedaan voor traditioneel beton, laat staan voor zelfverdichtende samenstellingen. Toch stemt deze soort van belasting overeen met de condities welke ontstaan gedurende de levensduur van de meeste structuren. Het is algemeen bekend dat langdurige belasting verantwoordelijk is voor een herverdeling van de hechtspanningen langsheen de hechtlengte en ook een sliptoenname bij een constante kracht veroorzaakt. Dit hoofdstuk heeft als doel om deze sliptoenname te bepalen en te kijken naar de verschillen tussen TB, SCC1 en SCC2. Daarnaast worden de reeds bestaande modellen getoetst op hun correctheid.

5.2 proefopstelling

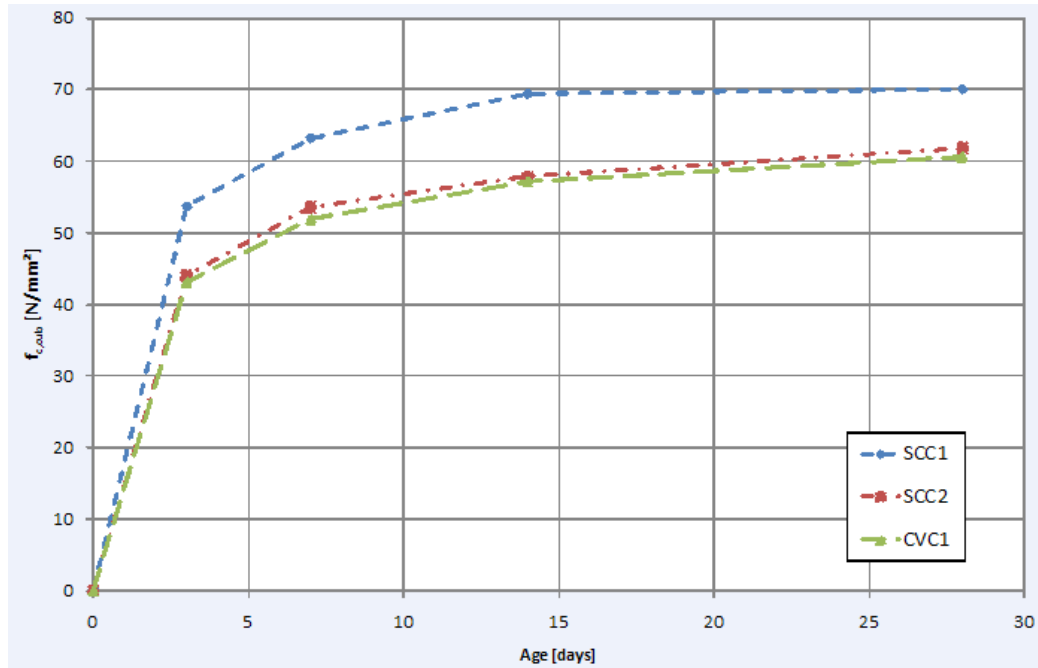
Voor elke betonsoort werden twee pull-out proefstukken langdurig belast. Om deze belasting simultaan op de 2 kubussen uit te oefenen werd een speciale opstelling uitgedacht, welke te zien is in Figuur 82.



Figuur 82: Proefopstelling langdurige belasting

Een vijzel van 20 ton werd tussen 2 stalen profielen geplaatst waarbij onder het onderste profiel 2 drie-delige wiggen de vijzel op zijn plaats houden. Gedurende de belasting drukt de vijzel op de bovenste stalen plaat die op zijn beurt de kracht verdeelt over de 2 proefstukken en deze tracht omhoog te duwen. Deze beweging wordt echter tegengewerkt door de wapeningsstaaf Ø8 die ingebetonneerd zit in de kubus met een hechtlengthe gelijk aan 3ϕ . Door deze belasting ontstaat er hechtspanning langsheen de hechtlengthe van de wapening en het beton. Hierdoor zal in functie van de tijd slip optreden tussen de twee componenten. Aan het onbelaste uiteinde van de staaf wordt meetapparatuur aangebracht om de opgetreden slip te registreren. Bij de opstart en dus het aanbrengen van de langdurige belasting werd gebruik gemaakt van LVDT's en werd de druk via een hydraulische pomp op de vijzel geplaatst. Eens de gewenste druk bereikt was, werd overgeschakeld naar een drukfles gevuld met stikstofgas (2/3) en olie (1/3). De LVDT's werden vervangen door meetklokken, dewelke op regelmatige basis dienden afgelezen te worden. De hele opstelling werd gemonteerd in de kruipzaal om onder ideale omstandigheden de proef te kunnen uitvoeren.

In eerste instantie werd een last ter waarde van 30% van de maximale kracht, bepaald door pull-out proeven, op de kubussen aangebracht. Na 1 maand deze belasting aan te houden, werd dit percentage opgetrokken tot 45%. De hoofdreden hiertoe was om in de korte belastingsperiode toch enige evolutie in de slip vast te stellen. Daarenboven werd er zo geanticipeerd op het feit dat de pull-out testen op 14 dagen waren uitgeoefend, terwijl de langdurige belasting slechts na 28 dagen werd aangebracht. Hierdoor was de druksterkte toegenomen en bijgevolg ook de hechtsterkte, Figuur 83 (*Desnerck P.*).



Figuur 83: Toename druksterkte in functie van de ouderdom

Vermits in de test 2 proefstukken simultaan belast werden, diende de dubbele last aangebracht te worden op de vijzel. Er werd initieel 60% van de maximale hechtspanning opgelegd. Na de verhoging werd de vijzel aan 90% belast.

5.3 Modelling

Over de modellering van de sliptoenamen t.g.v. een langdurige belasting is minder onderzoek gedaan dan voor cyclische belasting het geval is. *Franke en CEB* (1982) beschrijven in hun werk de wetten van de hechtingskruip door eigen testresultaten en die van anderen te evalueren. Zij stelden vast dat ook voor deze belastingsvorm de slip-tijd curves konden geplotted worden in een grafiek met dubbel logaritmische schaal. De curves voor verschillende constante lasten zijn lineair en parallel aan elkaar zolang de maximaal aangelegde hechtspanning lager is dan 60% van de hechtsterkte gevonden bij monotone belasting. Om de slip achter een zekere tijd te bepalen, werd gebruik gemaakt van een kruipfunctie nl.;

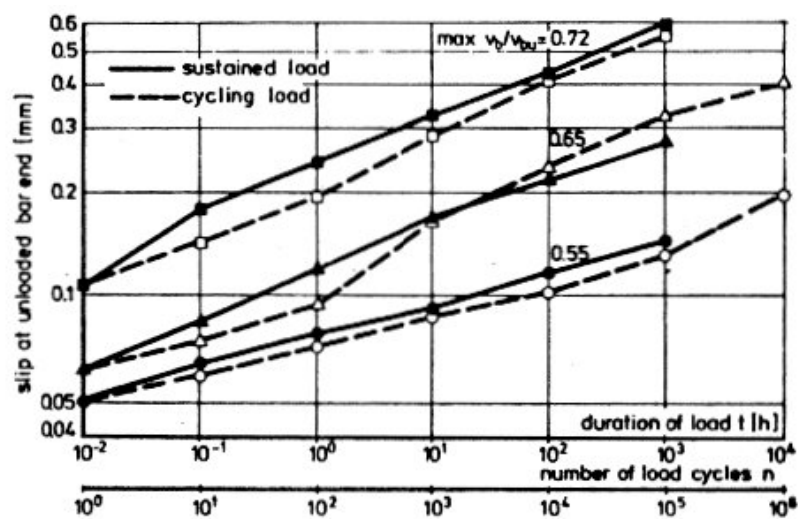
$$s(t) = s_0 \cdot (1 + \rho(t))$$

met

$$\rho(t) = (1 + 10t)^\lambda - 1 \quad (5.1)$$

Indien *Franke en CEB* (1982) een regressie analyse uitvoeren op hun testresultaten naar de coëfficiënt λ uit formule (5.1), dan vinden zij een waarde gelegen tussen 0,08 en 0,11. Deze functie werd tevens opgenomen in MC90, waar $\lambda = 0,08$ bevonden werd. Daarnaast stelden sommige onderzoekers zoals *Suzuki, Ohno e.a.* (1992) een trilineair model voor als hechtspannings-slip diagram i.p.v. het model gehanteerd door MC90 om het effect van langdurige belasting te onderzoeken. Of dit model een betere benadering van de resultaten geeft, is echter niet vergeleken geweest. Daarom zal in deze scriptie het model van MC90 gehanteerd worden om de langdurige belasting te modelleren.

Tot slot werd door sommige auteurs gekeken naar het verschillende slipverloop t.g.v. langdurige of cyclische belasting. Onder andere *Rehm en Eligehausen* (1979) vermelden in hun werk dergelijke vergelijking. Zij onderwierpen hun proefstukken aan een langdurige belasting die respectievelijk 0,55; 0,65 of 0,72 keer de maximale kracht was. Bij de cyclische belasting werd de maximale kracht gelijk genomen aan de langdurige belasting, terwijl de minimale kracht gelijk aan 10% van het maximum was. Bovendien werd een frequentie tussen 0,5 en 1,167Hz gehanteerd voor de cyclische belasting. Figuur 84 geeft de bekomen resultaten weer. Er kan besloten worden dat de slip tussen de wapeningsstaaf en het beton versneld wordt door de cyclisch belasting t.o.v. de langdurige belasting. Zo kan als voorbeeld gekeken worden naar de slip na 1 uur, wat overeenkomt met 1800 cycli (0,5Hz).



Figuur 84: Vergelijking evolutie slip t.g.v. langdurige of cyclische belasting

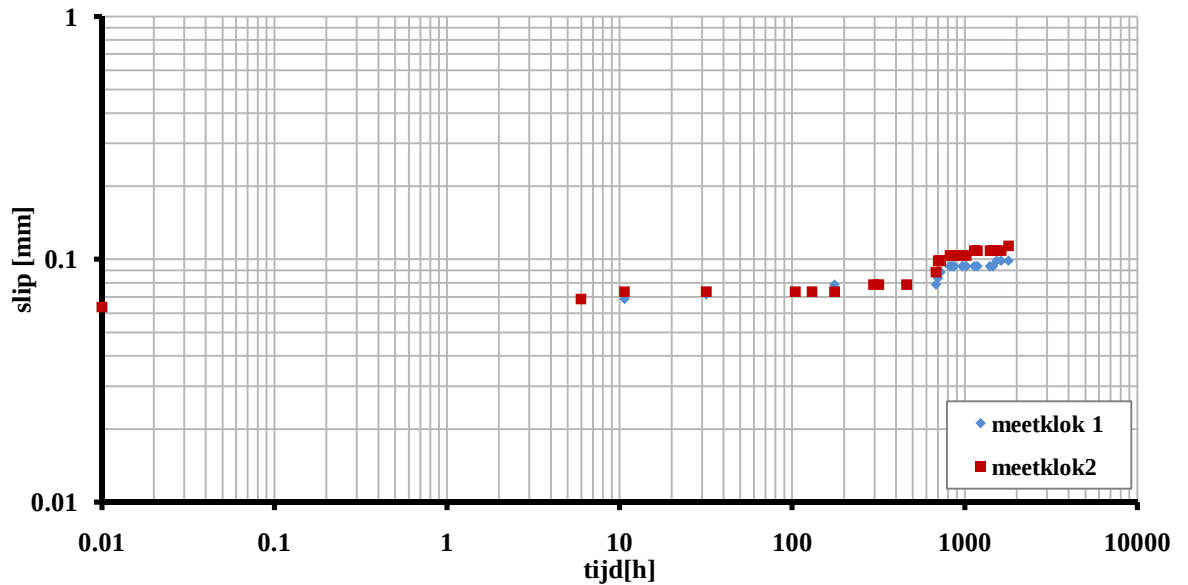
Een vergelijking tussen de langdurige en cyclische belasting zoals hierboven vermeld, is in dit testprogramma niet mogelijk. Dit om de reden dat voor de langdurige proef Ø8 is gebruikt, terwijl voor de cyclische belasting Ø16. Ook is het aan te raden om de proefstukken uit dezelfde mengeling te vervaardigen, wat bij deze testen ook niet het geval was. Daarnaast werd de herhaalde belasting op beam proefstukken aangebracht, terwijl pull-out proefstukken langdurig werden belast. Dit verschil is tevens niet ideaal om de 2 belastingvormen met elkaar te vergelijken.

5.4 Proefresultaten

In deze paragraaf zullen de resultaten van de hierboven vermelde proeven besproken worden. In eerste instantie wordt een vergelijking gemaakt met de reeds bestaande modellen van o.a. *Franke en CEB* (1982) en MC90 om vervolgens een eigen model voor te stellen. In een laatste stap wordt opnieuw een vergelijking gemaakt tussen het gedrag van de 3 betonsoorten TB, SCC1 en SCC2 onder de langdurige belasting. Aangezien in het model MC90 λ gelijk is aan 0,08 werd voor het model van Franke de andere uiterste waarde gekozen, namelijk $\lambda = 0,11$.

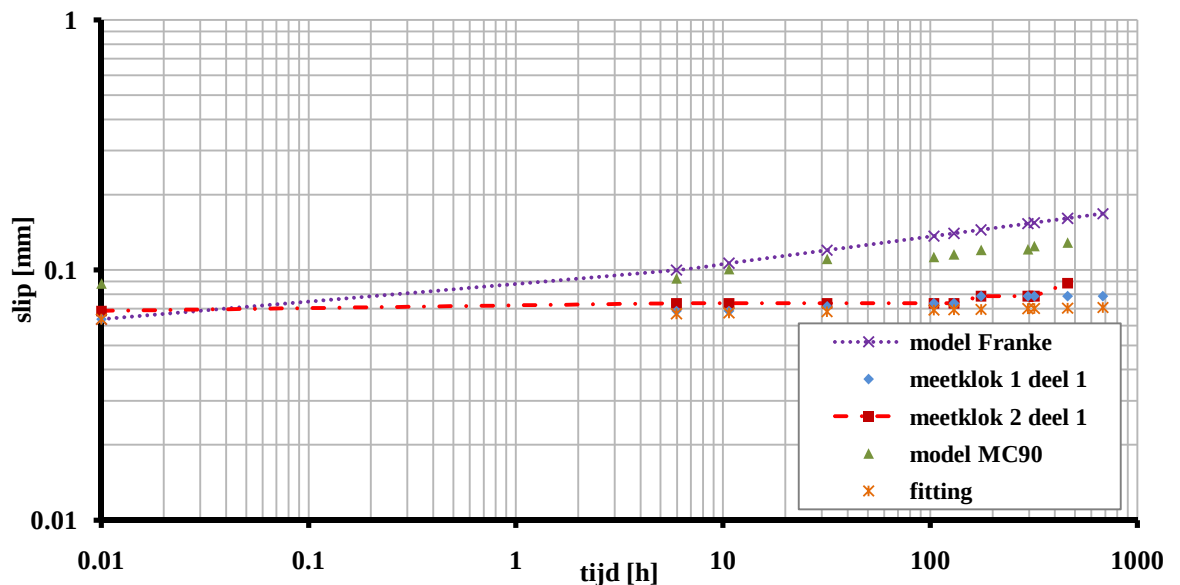
5.4.1 Langdurige belasting TB

De metingen op het traditioneel beton werden gedurende 1625 uur opgemeten. De slip bij de start van de langdurige belasting werd gelijk genomen aan de slip die de LVDT registreerde bij het bereiken van het gewenste belastingsniveau. Voor traditioneel beton bedroeg deze 0,0636 mm. Het resultaat wordt in een s-t curve in Figuur 85 getoond. Op beide assen is een logaritmische schaal toegepast zodat vergeleken kan worden met Figuur 84.

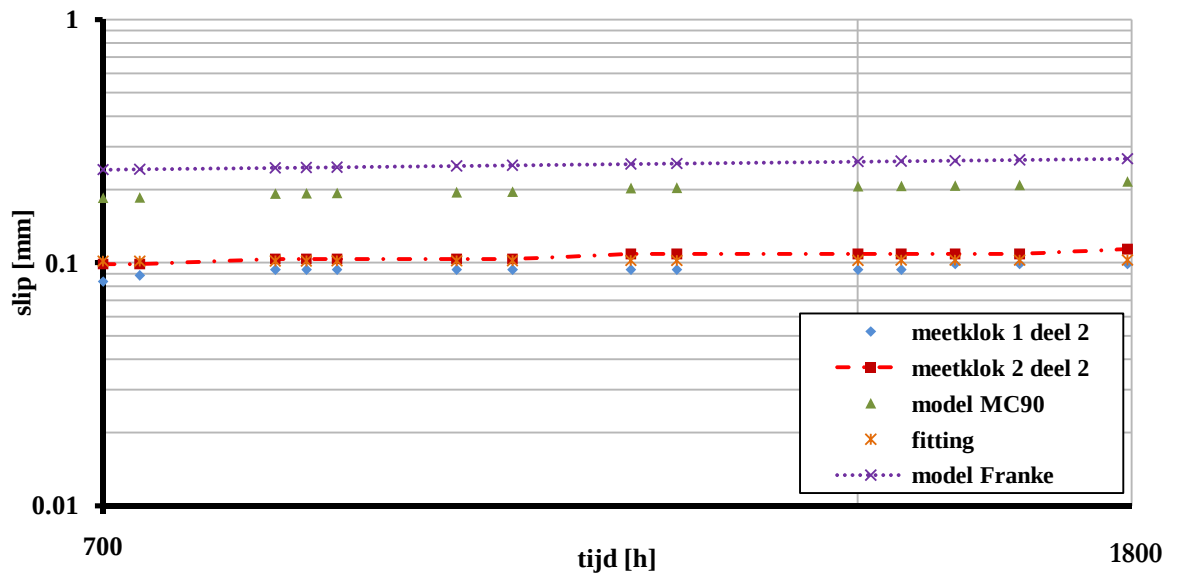


Figuur 85: Langdurige belasting: traditioneel beton (algemeen)

Figuur 85 laat duidelijk een rechte lijn zien, zoals Figuur 84 reeds aangaf. Overigens is ter hoogte van 700 uur een sprong in het slipverloop op te merken. Dit is het tijdstip dat de belasting van $F_{30\%}$ naar $F_{45\%}$ werd verhoogd. Opnieuw wordt de beginslip gelijk gesteld aan de slip die de meetklokken weergaven bij het bereiken van het belastingsniveau 45%. Om een duidelijk verloop te krijgen van beide niveaus, werd een opsplitsing gemaakt tussen de resultaten onder $F_{30\%}$ en $F_{45\%}$, dit is terug te vinden in Figuur 86 en Figuur 87.



Figuur 86: Langdurige belasting: traditioneel beton ($F_{\text{proof}} = 0,30F_{\text{max}}$)

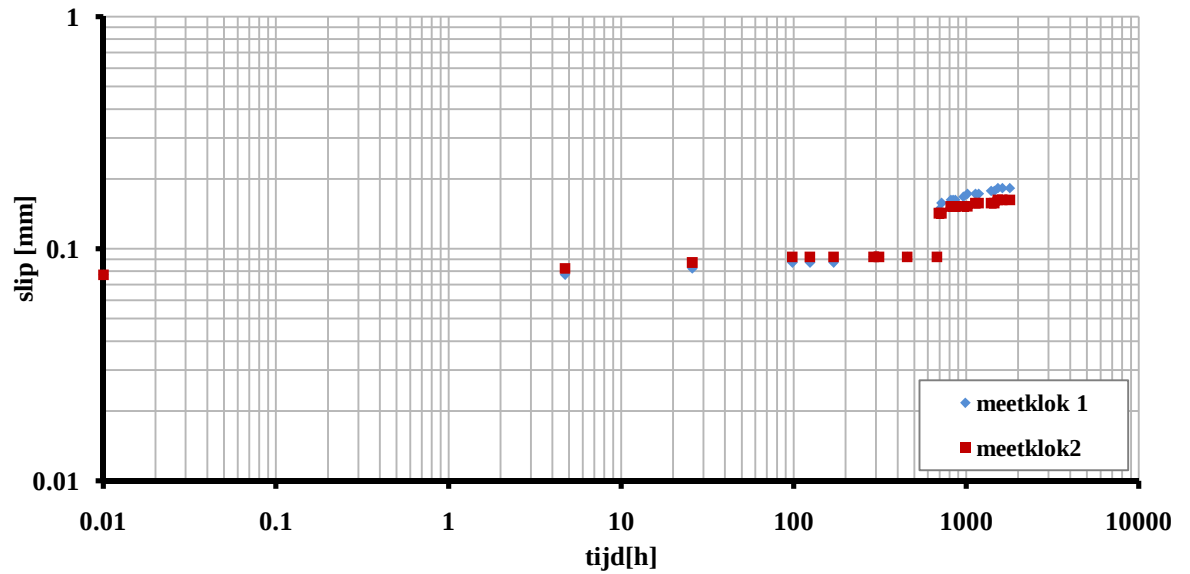


Figuur 87: Langdurige belasting: traditioneel beton ($F_{\text{proef}} = 0,45F_{\text{max}}$)

Uit voorgaande figuren kan afgeleid worden dat de sliptoenname in functie van de tijd minder snel verloopt dan wordt voorspeld door Franke en MC90. Om dit duidelijk weer te geven werd het verloop van 1 meetklok en 1 model in volle lijn getekend. Deze trend is ook te merken aan de fittingscoëfficiënt λ die een waarde heeft van 0,0121. Deze is namelijk beduidend lager dan wat de modellen voorstellen. Een mogelijke reden hiertoe is het feit dat de λ -waarde in de modellen van Franke en MC90 een gemiddelde is, die bekomen werd door proeven te verrichten aan verschillende belastingsniveaus. Het kan dus zijn dat o.a. Franke eenzelfde helling vindt voor het gehanteerde belastingsniveau 30% of 45%. Daar hier geen gegevens over terug gevonden zijn, werd de redenering gevoerd met hun gemiddelde λ -waarde.

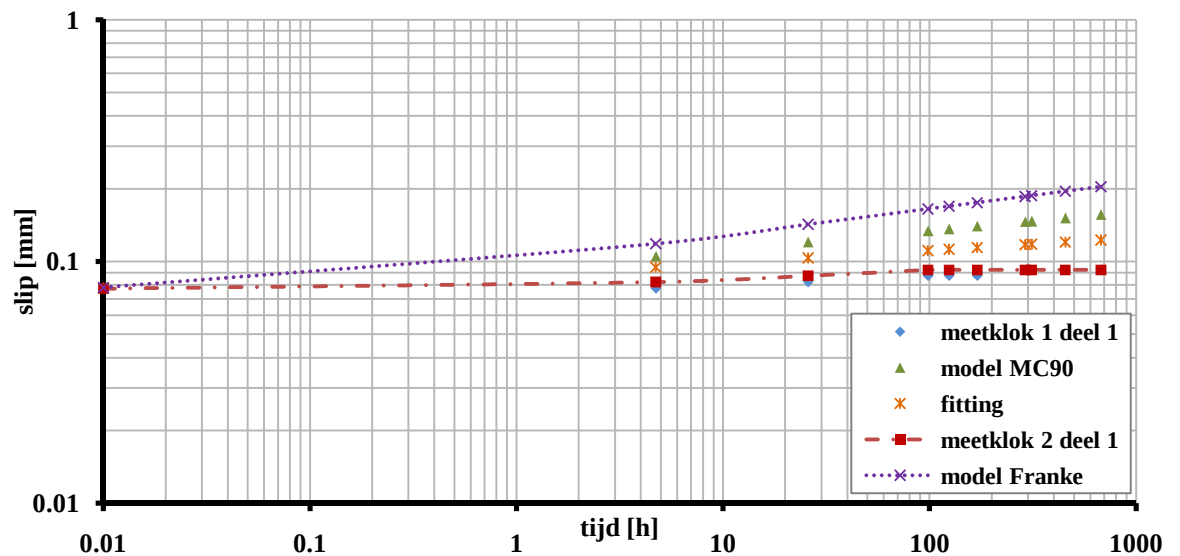
5.4.2 Langdurige belasting SCC2

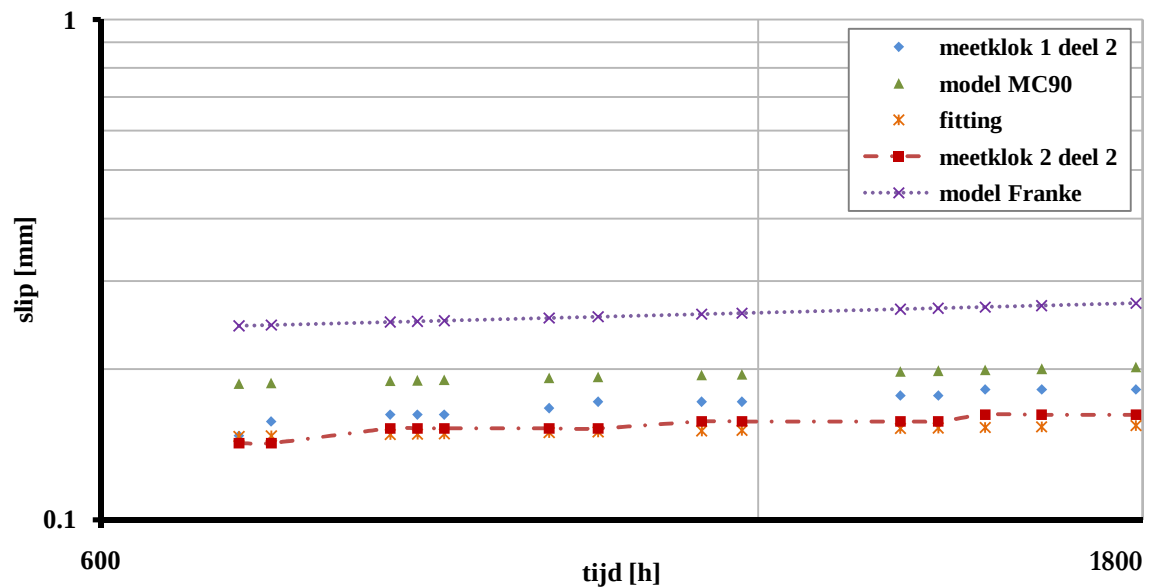
De metingen op de zelfverdichtende samenstelling SCC2 werden gedurende 1620 uur opgemeten. De slip bij de start van de belasting werd opnieuw gelijk genomen aan de slip die de LVDT registreerde bij het bereiken van het gewenste belastingsniveau. Voor SCC2 bedroeg deze 0,0773 mm. Het resultaat wordt in een s-t curve in Figuur 88 getoond. Op beide assen is wederom een logaritmische schaal toegepast.



Figuur 88: Langdurige belasting: SCC2 (algemeen)

Ook op bovenstaande figuur is een rechte lijn en een sprong in het slipverloop ter hoogte van 700 uur te zien. De helling van deze rechten is vooral voor het tweede belastingsniveau duidelijk groter dan het geval was bij traditioneel beton. Om dit te verduidelijken, worden opnieuw aparte figuren voor de twee belastingsniveaus gegeven, nl. Figuur 89 en Figuur 90.

Figuur 89: Langdurige belasting: SCC2 ($F_{\text{prof}} = 0,30F_{\text{max}}$)

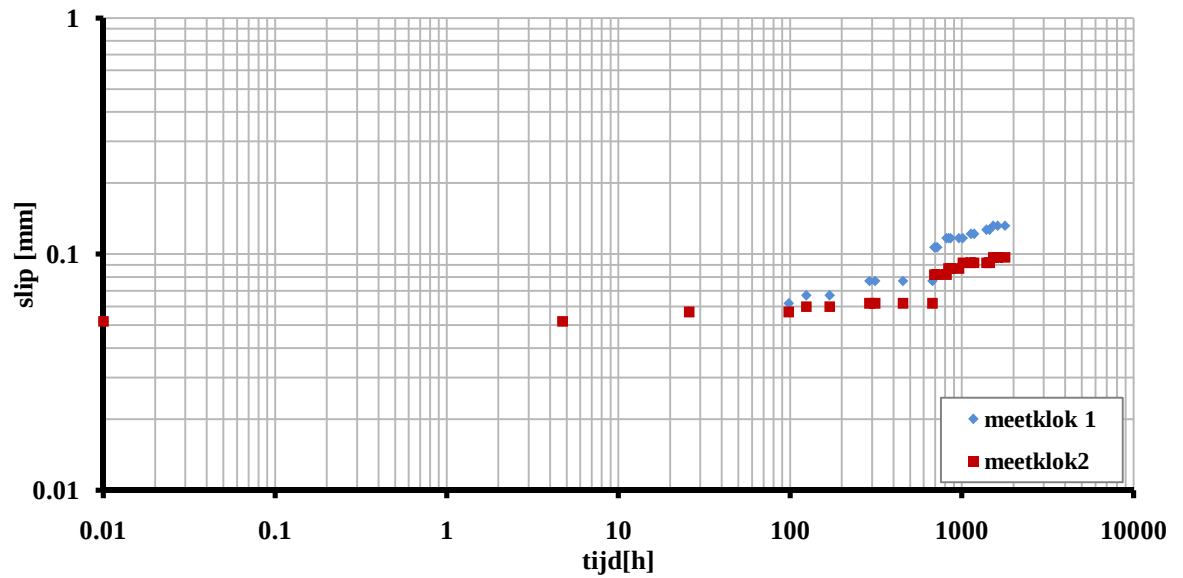


Figuur 90: Langdurige belasting: SCC2 ($F_{\text{proef}} = 0,45F_{\text{max}}$)

Uit deze kan opnieuw afgeleid worden dat de sliptoenamen in functie van de tijd minder snel verloopt dan wordt voorspeld door Franke en MC90 maar wel sneller dan voor traditioneel beton. Deze trend is ook te merken aan de fittingscoëfficiënt λ die een waarde heeft van 0,0525. Deze is namelijk lager dan wat de modellen voorstellen, maar hoger dan λ_{TB} . Opnieuw kan éénzelfde reden als voor traditioneel beton aangehaald worden om de kleinere slip t.o.v. van de modellen te verklaren. Een plausibele oorzaak voor de grotere slip bij SCC2 t.o.v. TB kan gevonden worden in de combinatie: groter fillergehalte, kleiner cementgehalte en een constante hoeveelheid water. Op deze manier zal volgens *De Schutter, Bartos e.a.* (2008) meer kruip optreden onder de langdurige belasting dan het geval is bij traditioneel beton.

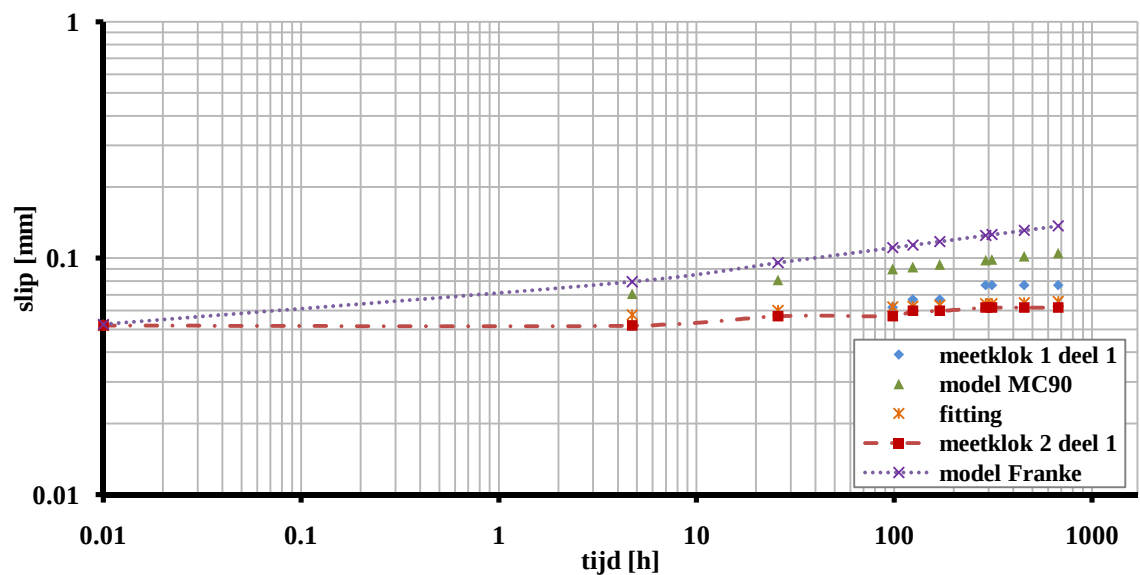
5.4.3 Langdurige belasting SCC1

De metingen op de zelfverdichtende samenstelling SCC1 werden zoals bij SCC2 gedurende 1620 uur opgemeten. De slip bij de start van de belasting werd ook voor dit geval gelijk genomen aan de slip die de LVDT registreerde bij het bereiken van het gewenste belastingsniveau. Voor SCC1 bedroeg deze 0,0519 mm. Het resultaat wordt in een s-t curve in Figuur 91 getoond. Op beide assen is wederom een logaritmische schaal toegepast.

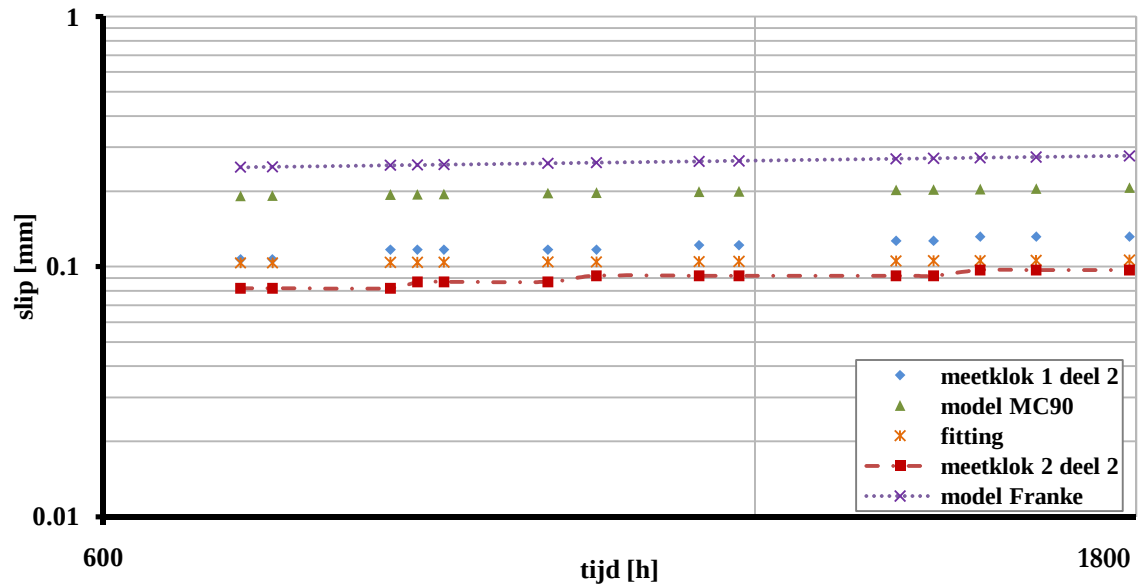


Figuur 91: Langdurige belasting: SCC1 (algemeen)

Bovenstaande figuur laat ook voor dit geval een rechte lijn zien en een sprong in het slipverloop ter hoogte van 700 uur. Om uit te maken of deze rechte al dan niet een grotere helling heeft dan TB en SCC2, worden opnieuw twee aparte figuren gegeven voor de twee belastingsniveaus, nl. Figuur 92 en Figuur 93.



Figuur 92: Langdurige belasting: SCC1 ($F_{\text{proof}} = 0,30F_{\text{max}}$)



Figuur 93: Langdurige belasting: SCC1 ($F_{\text{proef}} = 0,45F_{\text{max}}$)

Deze figuren geven ook voor SCC1 een slijptoeename in functie van de tijd die minder snel verloopt dan de modellen van Franke en MC90. Dit is wederom te merken aan de fittingscoëfficiënt λ die een waarde heeft van 0,0265. Deze is namelijk lager dan wat de modellen voorstellen, maar klaarblijkelijk hoger dan λ_{TB} en lager dan λ_{SCC2} . Het feit dat de slip van SCC1 kleiner is dan deze van SCC2 heeft te maken met het hoger cementgehalte en de iets kleinere hoeveelheid fijn materiaal. Op deze manier zal ook volgens *De Schutter, Bartos e.a.* (2008) meer kruip optreden onder de langdurige belasting dan het geval is bij traditioneel beton, maar minder dan bij SCC2.

5.5 Algemeen besluit

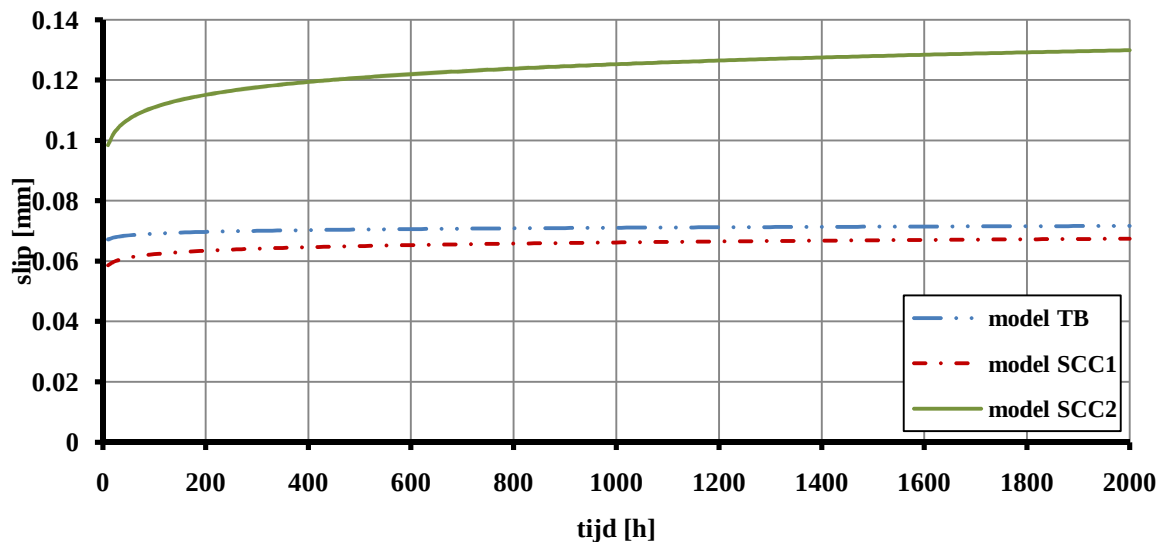
In bovenstaande paragrafen is voor de verschillende betonsoorten een fittingscoëfficiënt λ bepaald o.b.v. de resultaten uit dit testprogramma. Met deze gegevens kan voor een fictieve belastingsduur een s-t curve voor TB, SCC1 en SCC2 uitgezet worden. Deze kunnen vervolgens dienen om een vergelijking te maken tussen de betonsoorten. Ter volledigheid zijn de verschillende parameters samengevat in Tabel 26.

	λ	s_0 [mm]	Δslip
TB	0,01209	0,06360	0,0400
SCC2	0,05249	0,07725	0,0425
SCC1	0,02646	0,05190	0,0450

Tabel 26: Samenvatting parameters langdurige belasting

Hierbij stelt de laatste kolom het slipverschil voor tussen het moment dat het belastingsniveau $F_{30\%}$ is bereikt en het einde van de registratie, wat voor deze scriptie ± 1620

uur bedraagde. Er dient vermeld te worden dat de λ -coëfficiënten bekomen werden door de best passende curve te zoeken voor beide belastingsniveaus. In principe is de gevonden λ -waarde dus karakteriserend voor het belastingsniveau $F_{40\%}$. Dit is niet erg, want naar uiteindelijk ontwerp toe moet er een gemiddelde λ -waarde voor alle belastingsniveaus gevonden worden.



Figuur 94: Vergelijking modellen langdurige belasting ($F_{40\%}$)

Op Figuur 94 is een iets grotere slip voor TB dan voor SCC1 te zien. Dit komt omdat de initiële slip s_0 groter is bij TB dan bij SCC1, wat overigens volledig in de trend ligt van de besluiten uit Hoofdstuk 3. De figuur geeft daarentegen wel een grotere helling voor SCC1 dan TB, waardoor na een bepaalde tijd SCC1 meer slip zal vertonen. In een werkelijke constructie zullen de bouwelementen vaak langer belast worden dan 2000 uur. Hierdoor is het enigszins correct te stellen dat de zelfverdichtende samenstellingen een minder goede hechtsterkte hebben dan het traditioneel beton onder langdurige belasting. Voor SCC1 zou het nog aanvaardbaar zijn om de slip te bepalen o.b.v. het gevonden model voor TB. Dit is echter niet het geval voor SCC2.

Deze conclusies werden gemaakt voor één enkel belastingsniveau en op basis van een redelijk korte tijdsspanne. Daarom raadt de auteur aan om deze trends te bevestigen voor meerdere niveaus en voor een langere belastingstijd. Dit vooraleer eventueel nieuwe modellen opgesteld worden voor o.a. SCC1 en SCC2. Op deze manier kan een gemiddelde λ -coëfficiënt bekomen worden zoals voor TB reeds gedaan werd door o.a. *Franke en CEB* (1982). Deze gemiddelde waarde zou dan kunnen opgenomen worden in een nieuwe uitgave van de Model Code.

Hoofdstuk 6 :Conclusies

6.1 Monotone belasting

Ter bepaling van het hechtspannings-slip diagram werden 8 beams en 6 pull-out proefstukken beproefd. De bekomen resultaten gaven in eerste instantie aan dat er een verschil optrad tussen beamtesten en pull-out proeven. Zo werd er in dit testprogramma (beams) een lagere slip en een hogere hechtsterkte voor het traditioneel beton gevonden dan wat de modellen (pull-out) voorspelden. Door een regressie analyse op de resultaten van de beamtesten uit te voeren, werden nieuwe parameters gevonden voor een model gebaseerd op beamproeven. In tweede instantie werd er gekeken of de reeds bestaande modellen dienst konden doen om het hechtspannings-slip diagram voor SCC1 en SCC2 te voorspellen. Er werd vastgesteld dat geen van de modellen een goede benadering voor alle parameters was. Hierdoor werd opnieuw gezocht naar betere fittingswaarden voor de twee zelfverdichtende samenstellingen. Volgende waarden werden als eindresultaat bekomen:

	TB	SCC1	SCC2
s_1 [mm]	0,38	0,31	0,34
α	0,21	0,21	0,26
a [N/mm ²]	3,10	3,31	3,30

Tabel 27: Eindresultaat fittingsparameters monotone belasting

In een laatste stap werd een vergelijking gemaakt tussen de 3 betonsoorten. Er werd een kleinere slip bij maximale hechtspanning gevonden voor SCC1 en SCC2. Dit werd verklaard door de betere hechttingsvoorwaarden rond de wapeningsstaaf bij SCC t.o.v. TB. Daarnaast werd vastgesteld dat de helling van SCC2 groter is dan voor SCC1 en TB zodanig dat deze curve bij lage spanningen aanleunt bij TB en bij hoge spanningen toenadering zoekt tot SCC1 (Figuur 44). Tot slot geeft de laatste rij van Tabel 27 weer dat de maximale hechtspanning, voornamelijk afhankelijk is van de druksterkte van het beton.

6.2 Cyclische belasting

Om de invloed van herhaalde belasting op zelfverdichtend beton te onderzoeken, werden 4 beamreeksen beproefd. Hierbij werden als parameters het belastingsniveau en de betonsoort gekozen. Gedurende ± 100000 cycli werden de beams aan respectievelijk 45%, 60% of 75% van hun hechtsterkte belast en dit voor de 3 betonsoorten TB, SCC1 en SCC2. Hierbij werd voor traditioneel beton een kleinere slip gevonden dan wat de modellen voorspellen. Daarom is opnieuw gezocht naar een betere fittingsparameter β . Daarnaast werd opnieuw gekeken naar het verschil tussen SCC en TB. Er kon vastgesteld worden dat de slip voor alle belastingsniveaus groter is voor SCC dan TB. Dit werd verklaard door het groter fillergehalte, de kleinere hoeveelheid cement en een constant watergehalte. Hierdoor vertoont SCC meer cyclische kruip t.g.v. de aangebrachte belasting. Over het algemeen gaven de modellen geen goede benadering van de testresultaten voor SCC, daarom werd ook hier naar betere fittingswaarden gezocht. De uiteindelijke voorstellen worden samengevat in Tabel 28:

	TB	SCC1	SCC2
$\beta_{45\%}$	0,032	0,051	0,104
$\beta_{60\%}$	0,046	0,124	0,144
$\beta_{75\%}$	/	/	0,113
$\beta_{\text{gemiddeld}}$	0,039	0,088	0,124
σ^2_{β}	0,00005	0,00133	0,0004

Tabel 28: Eindresultaat fittingsparameter cyclische belasting

Ook werden de lokale hechtspannings-slip diagramma bekeken voor de verschillende belastingsniveaus en betonsoorten. Hieruit kon besloten worden voor zowel TB, SCC1 als SCC2 dat naarmate het niveau verhoogt er minder slip wordt teruggewonnen. Een verklaring werd gevonden in het feit dat de E-modulus bij grotere belasting vermindert. Daarnaast nam ook voor SCC de slipsnelheid bij alle belastingsniveaus in het begin toe om vervolgens over te gaan naar een constante waarde. Voor pull-out piekte de slipsnelheid opnieuw. Tevens werd er geconstateerd dat naarmate de belasting hoger werd de slip in het begin sneller toenam en naar het einde trager. Tot slot duidt de auteur erop dat de testresultaten van Tabel 28 bekomen werden o.b.v. 1 beamtest per betonsoort per belastingsniveau. Deze scriptie dient m.a.w. als een verkennend onderzoek en geeft enkel een eerste idee van het onderwerp. Meer beamtesten worden aangeraden opdat een grotere zekerheid over de fittingswaarden kan bekomen worden.

6.3 langdurige belasting

De invloed van een langdurige belasting werd in dit testprogramma beproefd op 2 kubussen per betonsoort. In eerste instantie werd een belastingsniveau van 30% opgelegd. Na 1 maand werd dit verhoogd naar 45% om een grotere evolutie te kunnen vaststellen, maar ook om een fittingscoëfficiënt te kunnen bepalen op basis van 2 belastingsniveaus. Hierdoor werd een betere toenadering bereikt tot de manier waarop reeds bestaande modellen werden opgesteld. De test werd geregistreerd gedurende ± 1620 uur en uitgevoerd in de kruipruimte. De modellen gaven zoals bij de monotoon stijgende belasting een overschatting van de slip t.o.v. de testresultaten. Opnieuw werd een betere waarde voor de fittingscoëfficiënt λ gezocht. De resultaten worden in Tabel 29 gegeven:

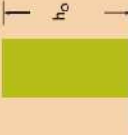
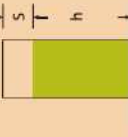
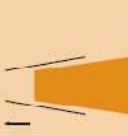
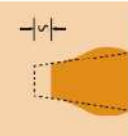
	TB	SCC1	SCC2
λ	0,01209	0,02646	0,05249

Tabel 29: Eindresultaat fittingsparameters langdurige belasting

Uit deze tabel kan besloten worden dat SCC2 meer slip vertoont dan TB. Voor SCC1 geldt dit ook, maar minder uitgesproken. Opnieuw is dit te wijten aan het grotere fillergehalte, de kleinere hoeveelheid cement en een constant watergehalte. Hierdoor vertoont SCC2 en SCC1 meer kruipvorming. Bij deze laatste is dit echter minder, daar er meer cement en minder fillergehalte gebruikt werd. Tot slot vermeldt de auteur dat deze fittingswaarden bekomen werden o.b.v. 2 belastingsniveaus die vrij laag zijn. Om een goede vergelijking te maken tussen SCC en de reeds bestaande modellen voor TB, dienen meerdere belastingsniveaus nagekeken te worden. Aan de hand van deze resultaten kan dan een gemiddelde fittingscoëfficiënt voor SCC1 en SCC2 bepaald worden. Doch geeft dit verkennend onderzoek een eerste idee over het verschil tussen deze betonsoorten.

Bijlage A

Consistentieklassen

Consistentieklassen (op te geven door aannemer)				
Aanduiding	Verdichtingsmaat C	Zetmaat S (mm)	Schudmaat F* (mm)	
droog	C0 ≥1,46			
aardvochtig	C1 1,45–1,26	S1 (10–40)	F1 (≤340)	
halfplastisch	C2 (1,25–1,11)	S2 50–90	F2 (350–410)	
plastisch	C3 (1,10–1,04)	S3 100–150	F3 (420–480)	
zeer plastisch		S4 (160–210)	F4 490–550	
vloeibaar		S5 (≥220)	F5 560–620	
zeer vloeibaar			F6** (≥630)	
	 $\text{Verdichtingsmaat } C = \left(\frac{h_0}{h_0 - s} \right)$			
* Voor schudmaat aangepaste kegel H=200 mm gebruiken (15 x schudden). ** Voor zelfverdichtend beton vloeimaat en stabiliteit volgens BRL 1801 en CUR-aanbeveling 93.				

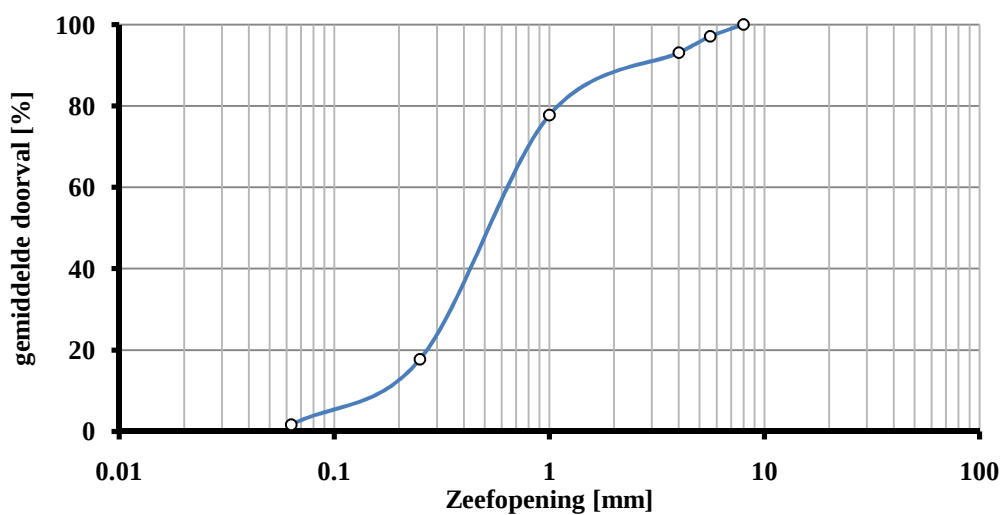
Bijlage B

Zeefkrommes

1. ZAND (kaliber 0/5)

Maas- opening [mm]	zeefrest [g]		gemiddelde	doorval [%]
	meting 1	meting 2		
8	0	0	0	100
5,6	4,7	6,8	5,75	97,125
4	14	13,5	13,75	93,125
1	46,8	42,2	44,5	77,75
0,25	166	163,1	164,55	17,725
0,063	196,4	197	196,7	1,65

Tabel 30: Zeefkromme zand (0/5)

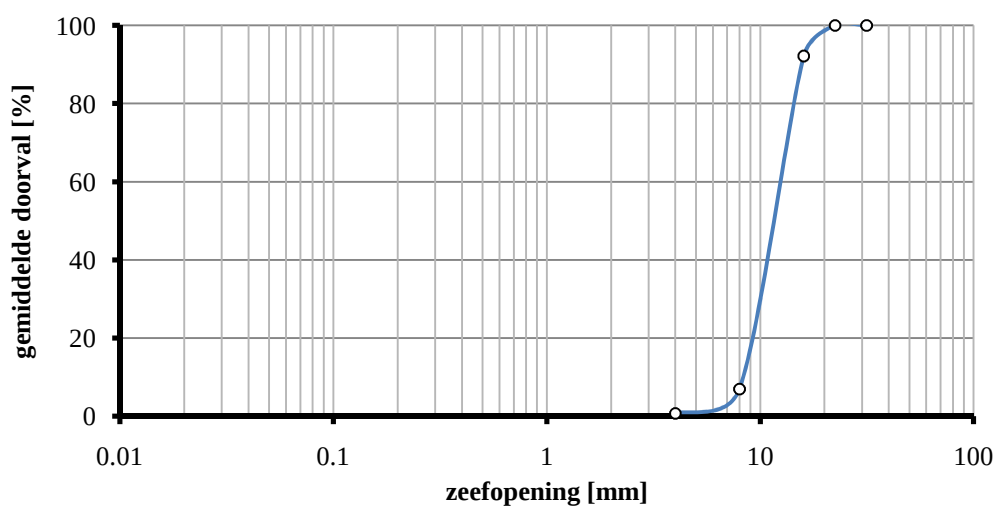


Figuur 95: Zeefkromme zand (0/5)

2. ROLGRIND (kaliber 8/16)

Maas- opening [mm]	zeefrest [g]							doorval [%]
	meting 1	meting 2	meting 3	meting 4	meting 5	meting 6	gemiddelde	
31,5	0	0	0	0	0	0	0	100
22,4	0	0	0	0	0	0	0	100
16	26,6	38,4	40,2	53,5	36,6	40,1	39,233	92,153
8	444,2	459,8	458,8	485,4	463,8	480,1	465,35	6,93
4	493,4	494,3	497,5	499,1	497,2	497,8	496,55	0,69

Tabel 31: Zeefkromme rolgrind (8/16)



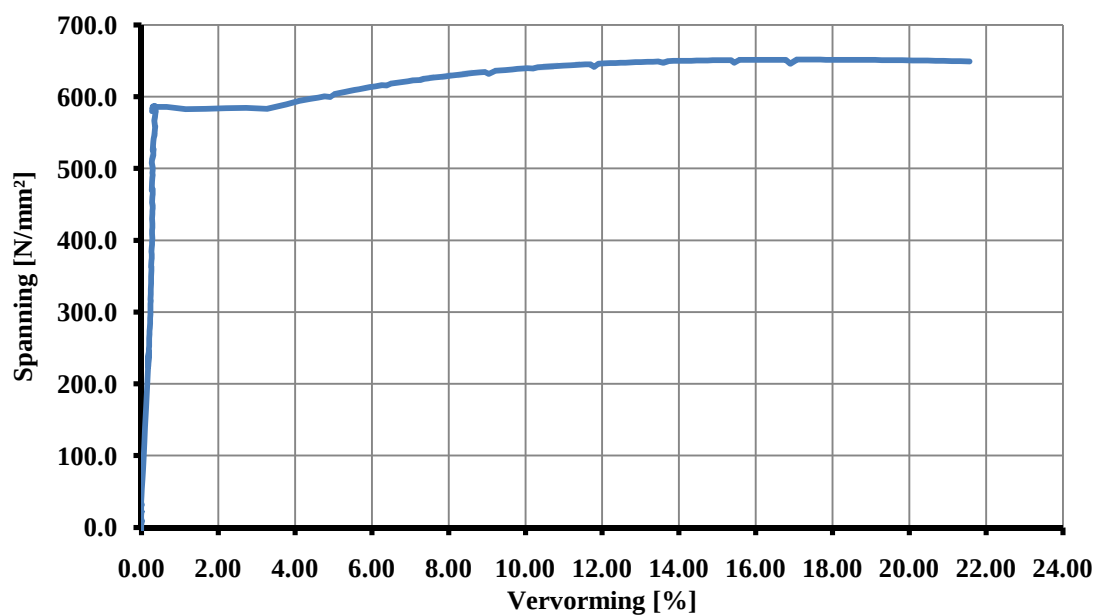
Figuur 96: Zeefkromme rolgrind (8/16)

Druksterkte cement

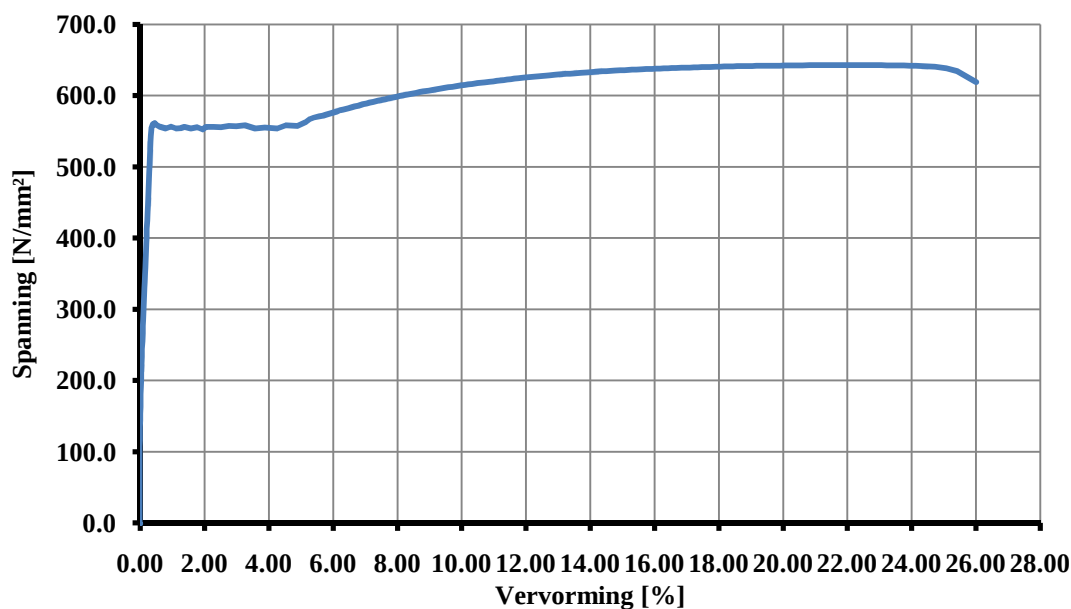
type	CEM I 52,5N			
temperatuur bij vervaardiging	20,3°C			
relatieve vochtigheid bij vervaardiging	0,330			
ouderdom proefstuk	2dagen			
massa [g]	590,997			
last [kN]	lengte [mm]	breedte [mm]	hoogte [mm]	druksterkte [N/mm ²]
51,035	160,090	40,220	40,120	31,628
51,640	160,350	40,880	40,290	31,353
53,920	160,290	39,820	40,320	33,584
			Gemiddelde	32,188
ouderdom proefstuk	7dagen			
massa [g]	591,487			
last [kN]	lengte [mm]	breedte [mm]	hoogte [mm]	druksterkte [N/mm ²]
74,105	160,130	40,600	40,060	45,563
74,290	159,970	40,730	40,210	45,361
79,275	159,940	39,940	40,070	49,535
			Gemiddelde	46,819
ouderdom proefstuk	28dagen			
massa [g]	662,727			
last [kN]	lengte [mm]	breedte [mm]	hoogte [mm]	druksterkte [N/mm ²]
86,730	160,210	40,950	40,060	52,869
84,715	159,530	40,580	40,250	51,866
88,385	160,610	39,760	40,290	55,174
			Gemiddelde	53,303

Tabel 32: Druksterkte cement (Cem I 52,5N)

Spannings-vervormings diagram wapeningsstaal Ø8 en Ø16



Figuur 97: Spannings-vervormingsdiagram Ø16



Figuur 98: Spannings-vervormingsdiagram Ø8

Bijlage C

Controle Norm NBN A24-302

		$\tau_{0,01}$	$\tau_{0,1}$	τ_1	τ_M	τ_{max}	Norm
TB	beam A [1]	8,472	19,570	27,317	18,453	27,403	OK
	beam A [2]	9,653	26,172	28,320	21,382	28,321	OK
	beam B [1]	5,484	11,374	17,307	11,388	17,443	OK
	beam B [2]	8,998	19,378	22,074	16,817	22,074	OK
	beam D [1]	6,871	17,535	18,930	14,445	18,930	OK
	beam D [2]	5,085	9,112	12,499	8,899	14,491	OK
SCC1	beam B [1]	9,546	22,943	25,745	19,411	25,767	OK
	beam B [2]	7,077	23,078	25,383	18,513	25,383	OK
	beam C [1]	11,133	24,237	30,953	22,108	30,953	OK
	beam C [2]	7,618	25,624	30,462	21,235	30,462	OK
SCC2	beam 0	8,231	21,121	27,970	19,107	28,438	OK
	beam A [1]	10,905	21,128	23,924	18,652	23,924	OK
	beam A [2]	9,013	20,829	24,230	18,024	24,401	OK
	beam C [1]	10,272	20,488	26,578	19,113	26,585	OK
	beam C [2]	6,081	20,481	27,844	18,135	27,844	OK
	beam D [1]	7,903	18,240	27,339	17,827	27,417	OK
	beam D [2]	6,409	20,609	26,087	17,702	26,115	OK

Tabel 33: Controle norm NBN A24-302

Opmerking: Er kan besloten worden dat voor geen enkele beam de gemiddelde en maximale hechtspanning te klein is volgens de norm NBN A24-302.

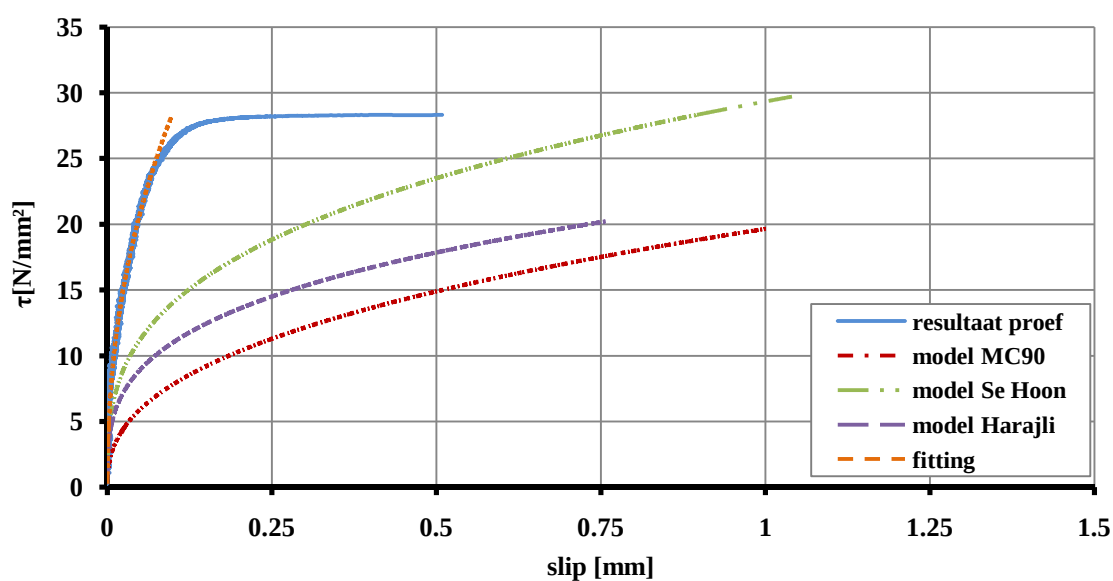
Overzicht parameters Model Code 90.

parameter	zonder inrijgeffect		met inrijgeffect	
	goede hechtings-voorwaarden	andere gevallen	goede hechtings-voorwaarden	andere gevallen
s_1	0,6 mm	0,6 mm	1,0 mm	1,0 mm
s_2	0,6 mm	0,6 mm	3,0 mm	3,0 mm
s_3	1,0 mm	2,5 mm	vrije ribafstand	vrije ribafstand
b	0,4	0,4	0,4	0,4
τ_{bmax}	$2,0 \sqrt{f_{ck}}$	$1,0 \sqrt{f_{ck}}$	$2,5 \sqrt{f_{ck}}$	$1,25 \sqrt{f_{ck}}$
τ_{bf}	$0,15 \tau_{bmax}$	$0,15 \tau_{bmax}$	$0,4 \tau_{bmax}$	$0,4 \tau_{bmax}$

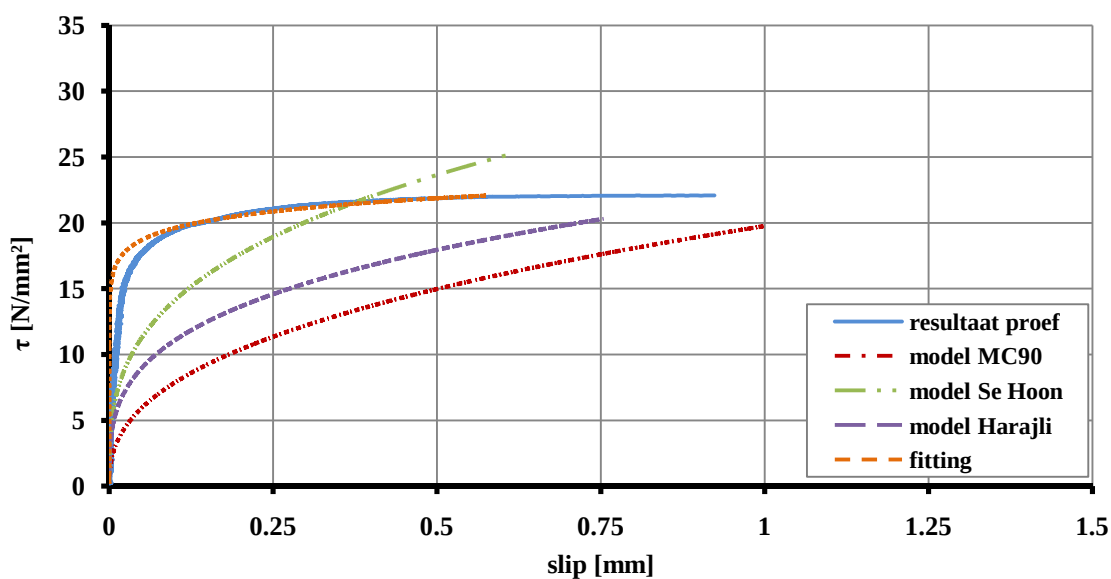
Tabel 34: Overzicht parameters Model Code 90. *Comité Euro-International du Béton. (1993)*

Bijlage D

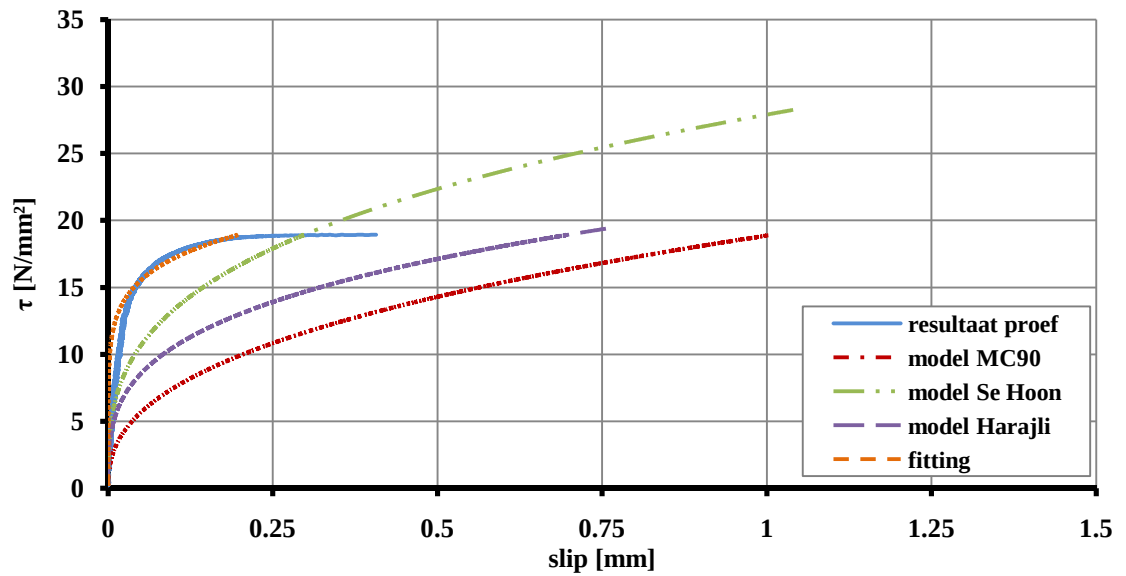
Proefresultaten monotone belasting TB



Figuur 99: Vergelijking modellen en experimentele resultaten Beam A TB [2]

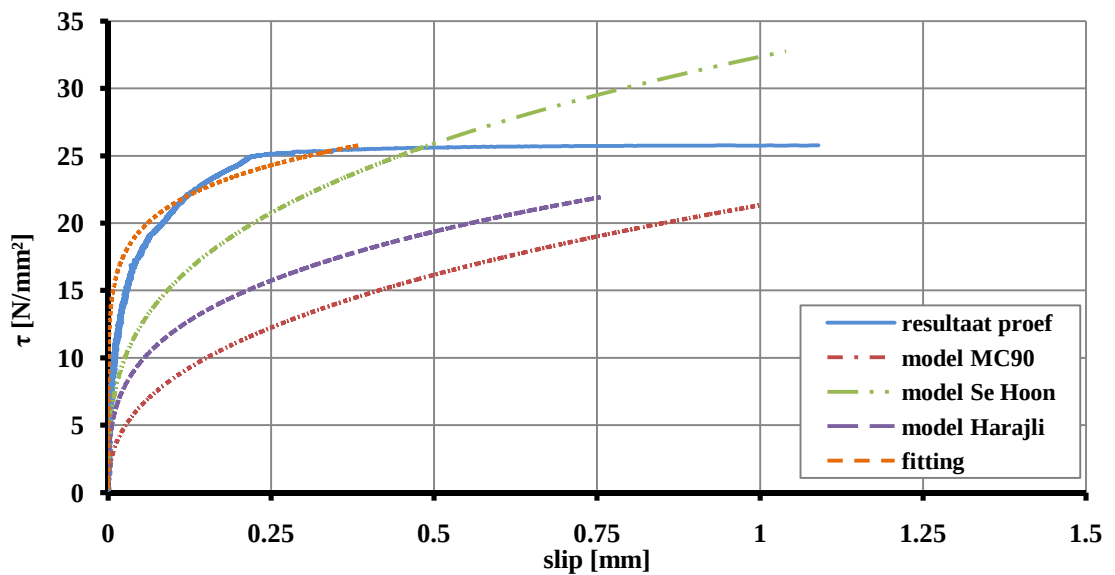


Figuur 100: Vergelijking modellen en experimentele resultaten Beam B TB [2]

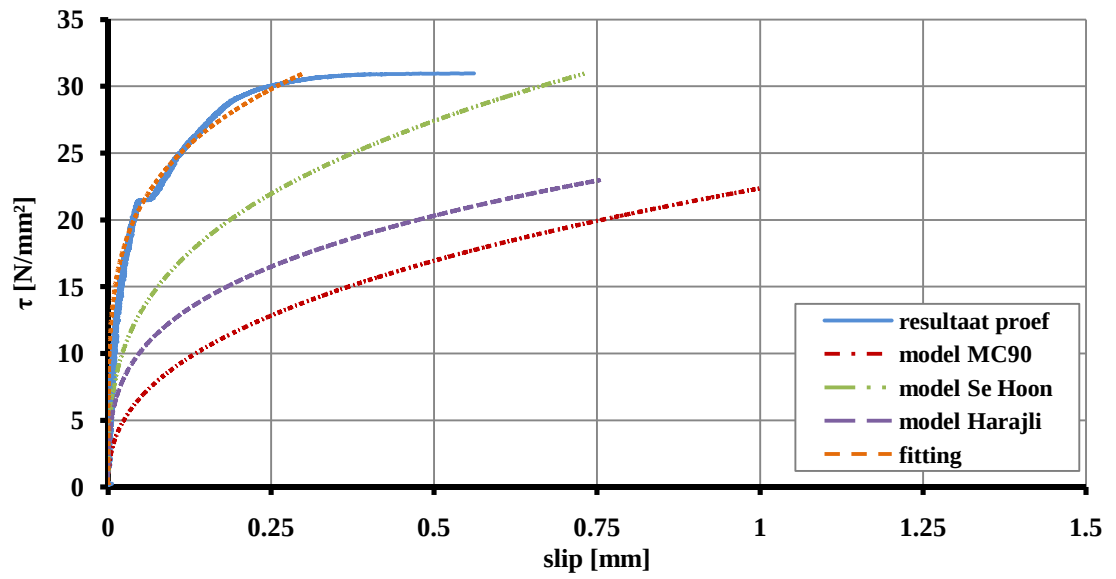


Figuur 101: Vergelijking modellen en experimentele resultaten Beam D TB [1]

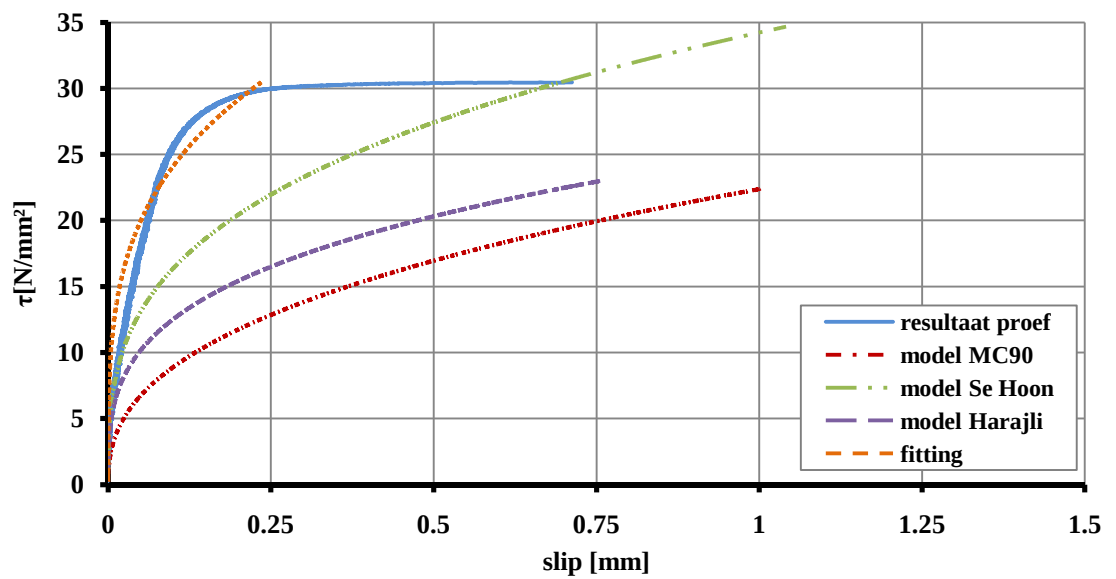
Proefresultaten monotone belasting SCC1



Figuur 102: Vergelijking modellen en experimentele resultaten Beam B SCC1 [1]

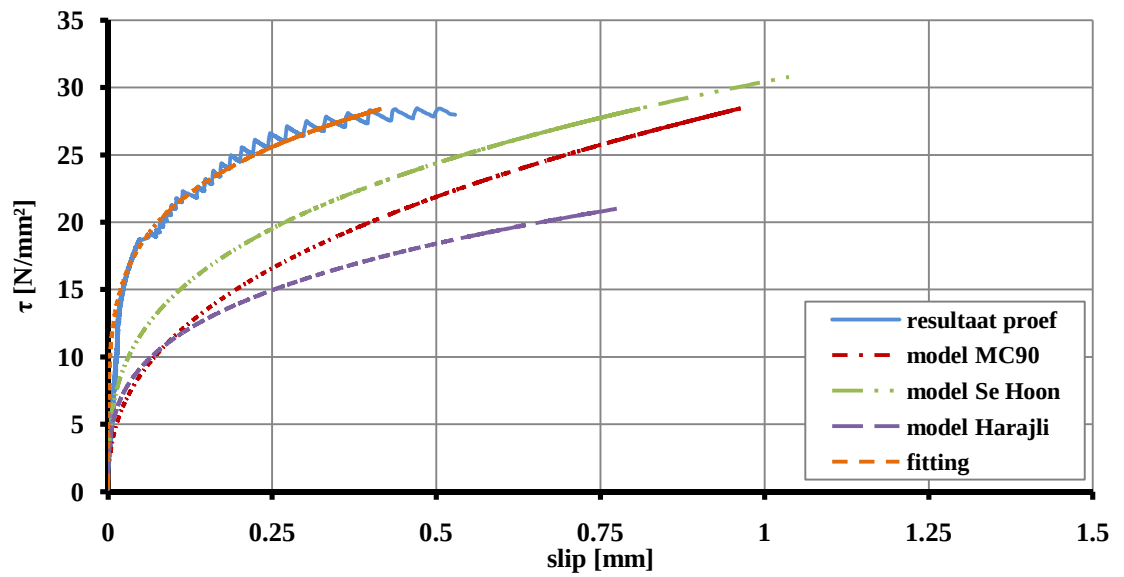


Figuur 103: Vergelijking modellen en experimentele resultaten Beam C SCC1 [1]

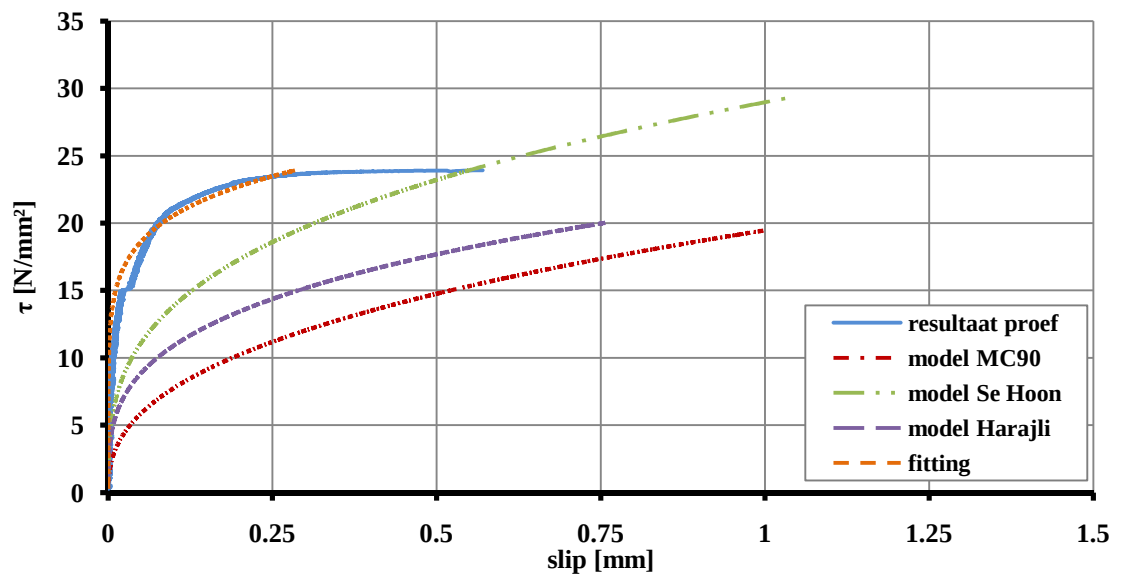


Figuur 104: Vergelijking modellen en experimentele resultaten Beam C SCC1 [2]

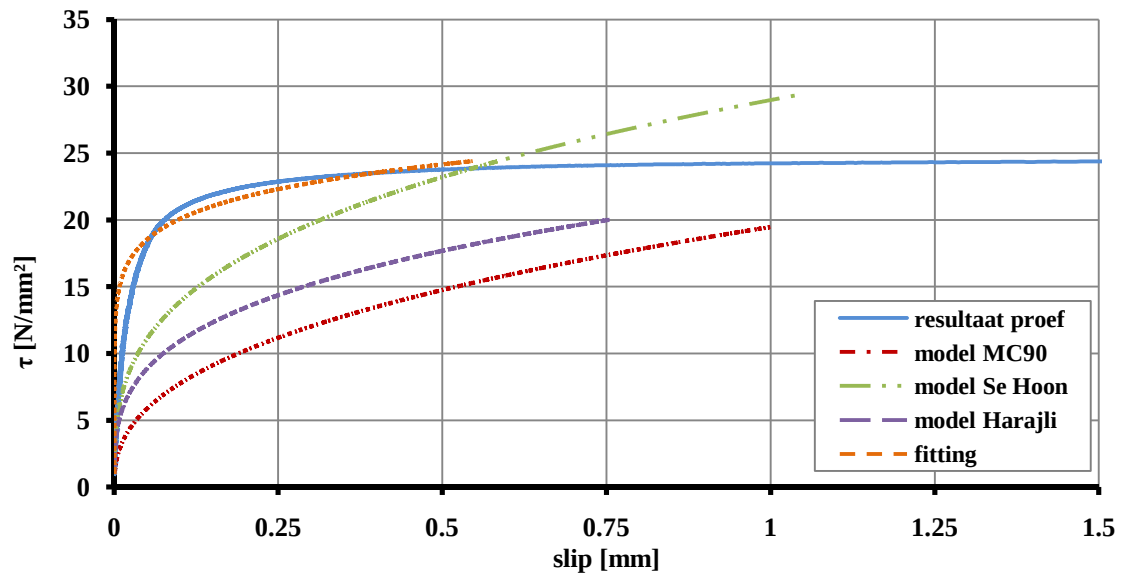
Proefresultaten monotone belasting SCC2



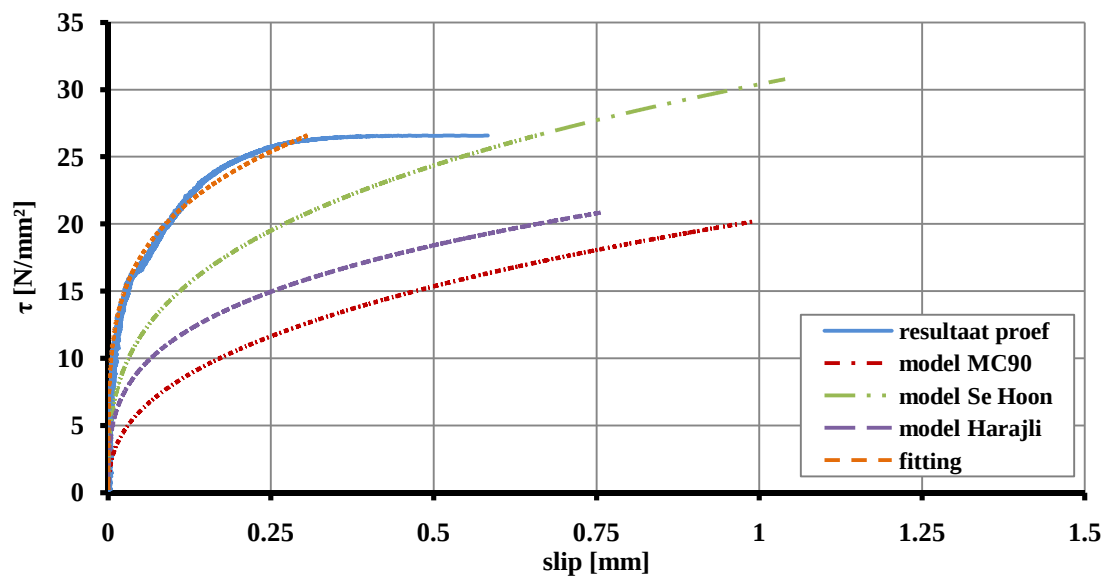
Figuur 105: Vergelijking modellen en experimentele resultaten Beam 0 SCC2



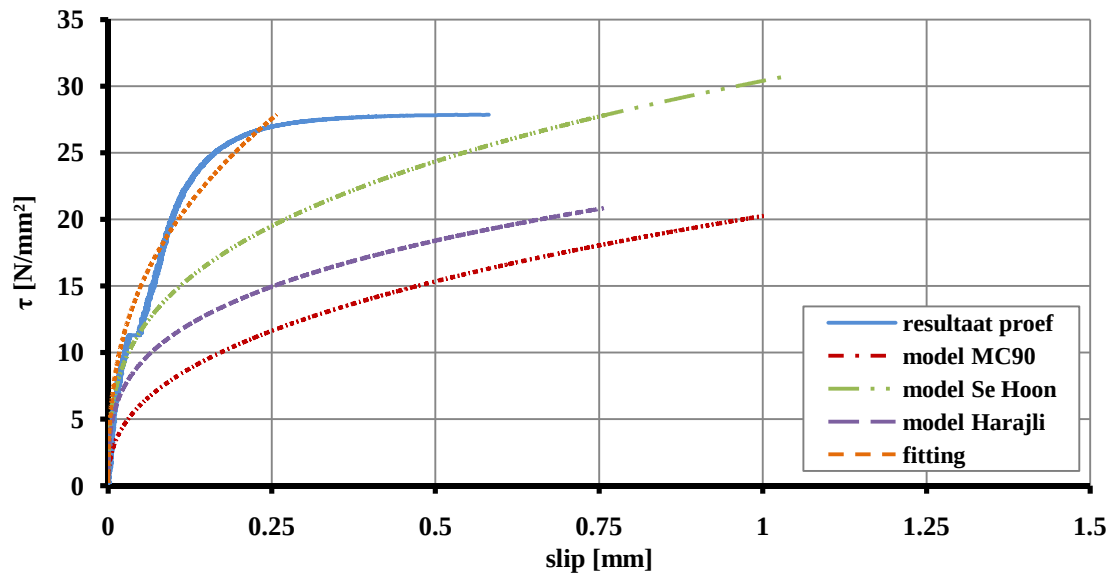
Figuur 106: Vergelijking modellen en experimentele resultaten Beam A SCC2 [1]



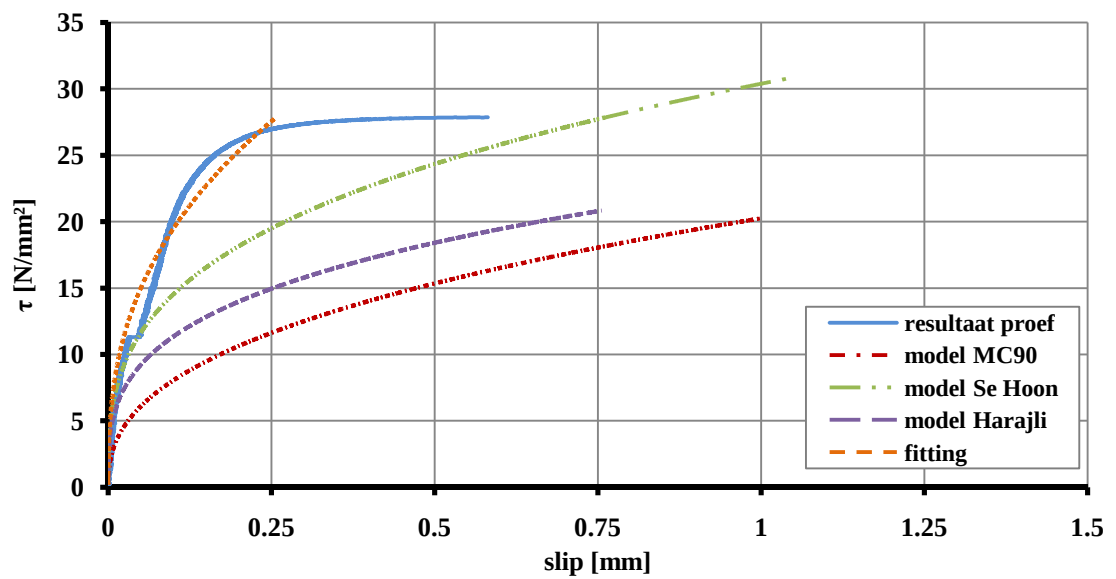
Figuur 107: Vergelijking modellen en experimentele resultaten Beam A SCC2 [2]



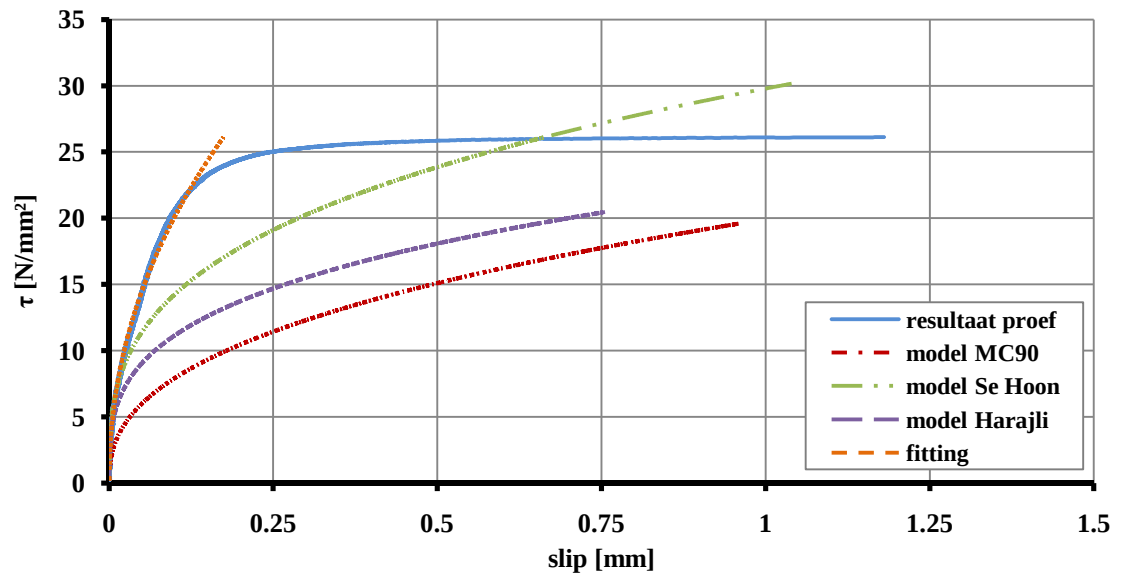
Figuur 108: Vergelijking modellen en experimentele resultaten Beam C SCC2 [1]



Figuur 109: Vergelijking modellen en experimentele resultaten Beam C SCC2 [2]



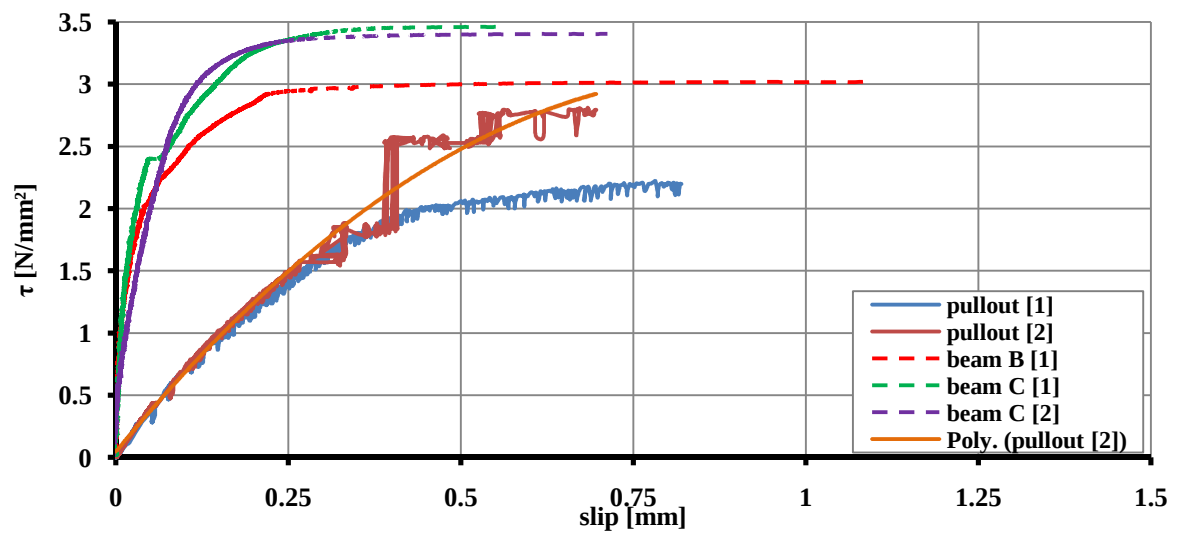
Figuur 110: Vergelijking modellen en experimentele resultaten Beam D SCC2 [1]



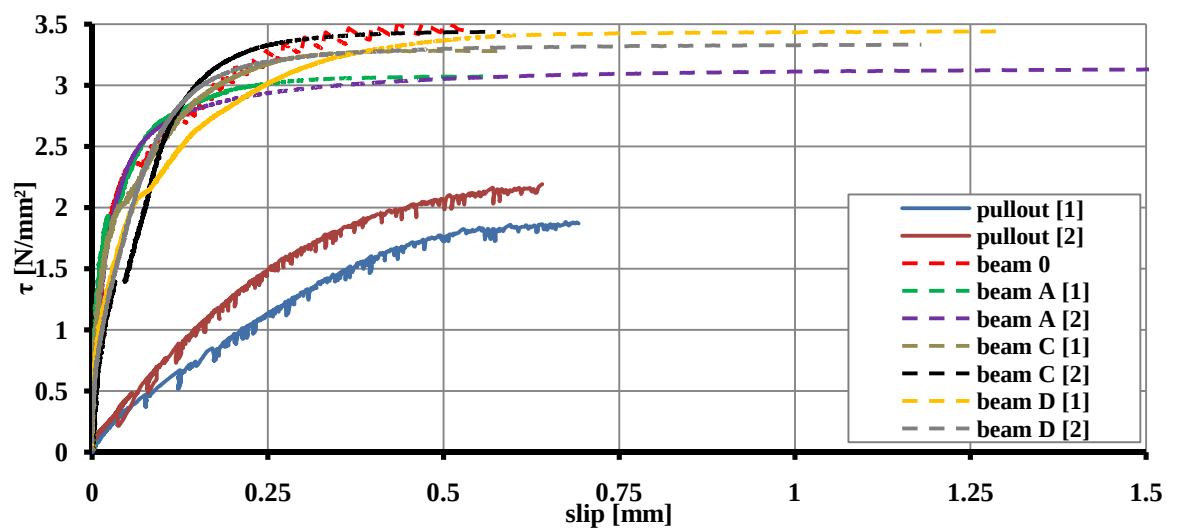
Figuur 111: Vergelijking modellen en experimentele resultaten Beam D SCC2 [2]

Bijlage E

Vergelijking hechtspannings-slip diagram beam en
pull-out testen voor SCC1 en SCC2



Figuur 112: Vergelijking tussen hechtspannings-slip diagram beam en pull-out testen (SCC1)



Figuur 113: Vergelijking tussen hechtspannings-slip diagram beam en pull-out testen (SCC2)

Bijlage F

Bepaling van het aantal cycli tot falen voor beam A, B, C en D

	$\tau_{\max}$ [N/mm ²]	%	τ_{rep} [N/mm ²]	α	b	N_f
beam A TB[1]	27,403	S45	12,240	0,161	0,032	8,670E+67
beam A TB[2]	28,321	S45	12,650	0,448	0,032	2,602E+24
beam A SCC2[1]	23,924	S45	11,450	0,144	0,104	2,341E+21
beam A SCC2[2]	24,401	S45	11,678	0,115	0,104	5,743E+26
beam B SCC1[1]	25,767	S45	11,650	0,137	0,051	2,187E+49
beam B SCC1[2]	25,383	S45	11,477	0,440	0,051	2,299E+15
beam B TB[1]	17,443	/	10,022	0,149	/	/
beam B TB[2]	22,074	/	12,683	0,067	/	/
beam C SCC2[1]	26,585	S60	16,762	0,228	0,144	1,262E+06
beam C SCC2[2]	27,844	S60	17,556	0,377	0,144	4,894E+03
beam C SCC1[1]	30,953	S60	17,296	0,216	0,124	2,734E+09
beam C SCC1[2]	30,462	S60	17,022	0,272	0,124	3,117E+07
beam D TB[1]	18,930	S60	11,564	0,143	0,046	3,483E+32
beam D TB[2]	14,490	S60	8,852	0,141	0,046	1,001E+33
beam D SCC2[1]	27,417	S75	21,015	0,310	0,113	1,981E+03
beam D SCC2[2]	26,115	S75	20,017	0,470	0,113	1,495E+02

Tabel 35: Bepaling aantal cycli tot falen

Opmerking: Uit Tabel 35 wordt vastgesteld dat falen bij een belastingsniveau S45 voor alle betonsoorten hoogstwaarschijnlijk niet gaat optreden onder de aangebrachte cyclische belasting. Voor de hogere belastingsniveaus S60 en S75 is dit minder waar. Voornamelijk bij de zelfverdichtende samenstellingen is er veel kans op pull-out failure. Daarnaast vertoont het traditioneel beton weinig kans op bezwijken, althans bij S60.

Lijst van Figuren

FIGUUR 1: GROEI VAN HET GEBRUIK VAN SCC IN JAPAN	2
FIGUUR 2: NOODZAAK VAN ZELFVERDICHTEND BETON.....	3
FIGUUR 3: ANKERBLOKKEN VAN DE AKASHI-KAIKYO BRUG	5
FIGUUR 4: BETONNEN BOOG GEBRUIKT IN HET SODRÄ LÄNKEN PROJECT.....	6
FIGUUR 5: HERSTELLINGEN AAN DE BRUG TE REMPENBRÜCKE	6
FIGUUR 6: STORTEN VAN EEN VLOERPLAAT IN SCC (ZWEDEN).....	7
FIGUUR 7: BEKISTING VAN 1 PILAAR VAN HET PHAENO SCIENCE CENTER	8
FIGUUR 8: 3D-TEKENING + SCHETS OVERGANG TUNNEL TOT TAPIJT (RODENRIJSEWEG)	8
FIGUUR 9: DOORSTROOMCAPACITEIT DOOR EEN OPENING.....	11
FIGUUR 10: OPSTELLING EN UITVOERING SLUMP FLOW. <i>DE SCHUTTER</i> (2005)	13
FIGUUR 11: AFMETINGEN EN VOORBEELD UITVOERING VAN DE V-FUNNEL	14
FIGUUR 12: CONSISTENTIE VERSUS VISCOSITEIT.....	15
FIGUUR 13: PRINCIPESCHETS EN VOORBEELD UITVOERING VAN DE L-BOX. <i>DE SCHUTTER</i> (2005)	16
FIGUUR 14: AFMETINGEN EN PRINCIPESCHETS VAN DE J-RING.....	17
FIGUUR 15: ILLUSTRATIE VAN DE SIEVE SEGREGATION TEST.....	18
FIGUUR 16: KORRELVERDELING DER GRANULATEN VOOR TYPISCH ZELFVERDICHTENDE MENGSELS.	20
FIGUUR 17: DE WENSELIJKE KORRELVERDELING VOOR EEN SCC EN TB MENGSEL	20
FIGUUR 18: WERKING VAN HET GLENIUM MOLECULE.....	22
FIGUUR 19: EFFECT VERANDERING WATERGEHALTE VOOR MENGSELS MET VMA'S EN ZONDER VMA'S.....	23
FIGUUR 20: RELATIEF VLOEI OPPERVLAKTE I.F.V. EEN TOENEMENDE W/P FACTOR.....	24
FIGUUR 21: VERGELIJKING SAMENSTELLING VAN EEN TRADITIONEEL BETON EN EEN ZELFVERDICHTEND BETON	25
FIGUUR 22: VOORBEELD OPMETEN SLUMP EN UITVOERING VAN DE SCHOKTAFEL.....	26
FIGUUR 23: DE KLIMAATRUIMTE WAAR DE PROEFSTUKKEN BEWAARD WORDEN	28
FIGUUR 24: PRINCIPESCHETS ONTSTAAN VAN HECHTSPANNINGEN	30
FIGUUR 25: ONTLEDING HECHTSPANNINGEN IN EEN RADIALE EN LANGSE COMPONENT	31
FIGUUR 26: VERSCHILLENDE MODES VAN FALEN BIJ TE GROTE HECHTSPANNINGEN.....	32
FIGUUR 27: RESULTATEN PULL-OUT PROEVEN VOOR VERSCHILLENDE WAARDEN VAN F_R	33
FIGUUR 28: MAXIMALE HECHTSPANNING PER BETONSOORT VOOR TOENEMENDE DIAMETERS.....	33
FIGUUR 29: INVLOED STORTRICHTING EN DRUKSTERKTE OP DE HECHTSTERKTE.....	34
FIGUUR 30: BEKISTING PROEFSTUKKEN LANGDURIGE BELASTING + DETAIL HECHTLENGTE.....	36
FIGUUR 31: OPSTELLING PULL-OUT PROEF	37

FIGUUR 32: PRINCIPESCHETS VAN EEN BEAM PROEFSTUK [CM]	37
FIGUUR 33: BEKISTING VAN ÉÉN HELFT VAN EEN BEAM PROEFSTUK	38
FIGUUR 34: OPSTELLING MONOTONE BELASTING BEAM PROEFSTUKKEN	39
FIGUUR 35: BEAM MET VASTHOUDKLEM	40
FIGUUR 36: HECHTSPANNINGS-SLIP DIAGRAM VOLGENS MC90	41
FIGUUR 37: RIBPATROON WAPENINGSSTAAF Ø16	42
FIGUUR 38: MONOTONE BELASTING: BEAM A TB [1]	44
FIGUUR 39: OVERZICHTSGRAFIEK MODELLEN EN EXPERIMENTELE RESULTATEN VOOR TB (MONOTOON)	45
FIGUUR 40: VASTHOUDKLEM MET POMP EN MANOMETER	47
FIGUUR 41: BEAM 0 TB, MET GEKNIKTE WAPENINGSSTAAF	48
FIGUUR 42: OVERZICHTSGRAFIEK MODELLEN EN EXPERIMENTELE RESULTATEN VOOR SCC1 (MONOTOON)	48
FIGUUR 43: OVERZICHTSGRAFIEK MODELLEN EN EXPERIMENTELE RESULTATEN VOOR SCC2 (MONOTOON)	50
FIGUUR 44: VERGELIJKING MODELLEN VAN DE VERSCHILLENDE BETONSOORTEN (MONOTOON)	52
FIGUUR 45: VERHOUDING $T_{\text{BEAMTEST}} / T_{\text{PULL-OUTTEST}}$	54
FIGUUR 46: VERGELIJKING TUSSEN HET HECHTSPANNINGS-SLIP DIAGRAM BEAM EN PULL-OUT TESTEN (TB)	55
FIGUUR 47: INVLOED VAN DE STAAFDIAMETER EN DE BETONDRUKSTERKTE OP HET AANTAL BELASTINGSCYCLI	58
FIGUUR 48: INVLOED VAN DE BELASTINGSGESCHIEDENIS OP DE SLIPTOENAME	59
FIGUUR 49: INVLOED VAN HET BELASTINGSNIVEAU EN HET AANTAL CYCLI	60
FIGUUR 50: INVLOED HERHAALDE BELASTING OP HET HECHTINGSGEDRAG BIJ MAXIMALE HECHTSPANNING	60
FIGUUR 51: SLIPSNELHEID GEDURENDE HET VOLLEDIGE VERMOEINGSPROCES	61
FIGUUR 52: SPANNINGSHERVERDELING LANGSHEEN DE HECHTLENGTE DOOR CYCLISCHE KRUIP	62
FIGUUR 53: WERKING MECHANISCHE PULSATOR	64
FIGUUR 54: EERSTE OPSTELLING VOOR DE CYCLISCHE PROEF	65
FIGUUR 55: ISOCHRONE CURVES VOOR DE STIJGENDE TAK VAN HET HECHTSPANNINGS-SLIP DIAGRAM	66
FIGUUR 56: CYCLISCHE BELASTING: BEAM A TB [1] (S45)	69
FIGUUR 57: CYCLISCHE BELASTING: BEAM A TB [2] (S45)	69
FIGUUR 58: CONFIGURATIE GEBRUIKT DOOR BALAZS, SE HOON, FRANKE EN MC90 BIJ DE CYCLISCHE BELASTING	70
FIGUUR 59: CYCLISCHE BELASTING: BEAM B SCC2 [1] (S45)	71
FIGUUR 60: CYCLISCHE BELASTING: BEAM B SCC2 [2] (S45)	72
FIGUUR 61: CYCLISCHE BELASTING: BEAM B SCC1 [1] (S45)	73
FIGUUR 62: CYCLISCHE BELASTING: BEAM B SCC1 [2] (S45)	73
FIGUUR 63: VERGELIJKING MODELLEN O.B.V. PROEFRESULTATEN ONDER CYCLISCHE BELASTING (S45)	74
FIGUUR 64: LOKAAL HECHTSPANNINGS-SLIP DIAGRAM ONDER CYCLISCHE BELASTING TB (S45)	75
FIGUUR 65: LOKAAL HECHTSPANNINGS-SLIP DIAGRAM ONDER CYCLISCHE BELASTING SCC2 (S45)	76
FIGUUR 66: LOKAAL HECHTSPANNINGS-SLIP DIAGRAM ONDER CYCLISCHE BELASTING SCC1 (S45)	76
FIGUUR 67: VERGELIJKING E-MODULUS TB EN SCC	77
FIGUUR 68: CYCLISCHE BELASTING: BEAM D TB [1] (S60)	79
FIGUUR 69: CYCLISCHE BELASTING: BEAM D TB [2] (S60)	79
FIGUUR 70: CYCLISCHE BELASTING: BEAM C SCC2 [1] (S60)	80

FIGUUR 71: CYCLISCHE BELASTING: BEAM C SCC2 [2] (S60).....	80
FIGUUR 72: CYCLISCHE BELASTING: BEAM C SCC1 [1] (S60).....	81
FIGUUR 73: CYCLISCHE BELASTING: BEAM C SCC1 [2] (S60).....	82
FIGUUR 74: VERGELIJKING MODELLEN O.B.V. PROEFRESULTATEN ONDER CYCLISCHE BELASTING (S60).....	83
FIGUUR 75: LOKAAL HECHTSPANNINGS-SLIP DIAGRAM ONDER CYCLISCHE BELASTING TB (S60)	84
FIGUUR 76: LOKAAL HECHTSPANNINGS-SLIP DIAGRAM ONDER CYCLISCHE BELASTING SCC2 (S60).....	84
FIGUUR 77: LOKAAL HECHTSPANNINGS-SLIP DIAGRAM ONDER CYCLISCHE BELASTING SCC1 (S60).....	85
FIGUUR 78: CYCLISCHE BELASTING: BEAM D SCC2 [1] (S75).....	86
FIGUUR 79: CYCLISCHE BELASTING: BEAM D SCC2 [2] (S75).....	87
FIGUUR 80: LOKAAL HECHTSPANNINGS-SLIP DIAGRAM ONDER CYCLISCHE BELASTING SCC2 (S75).....	88
FIGUUR 81: VERGELIJKING MODELLEN O.B.V. PROEFRESULTATEN ONDER CYCLISCHE BELASTING (GEMIDDELD).....	90
FIGUUR 82: PROEFOPSTELLING LANGDURIGE BELASTING	92
FIGUUR 83: TOENAME DRUKSTERKTE IN FUNCTIE VAN DE OUDERDOM.....	93
FIGUUR 84: VERGELIJKING EVOLUTIE SLIP T.G.V. LANGDURIGE OF CYCLISCHE BELASTING.....	94
FIGUUR 85: LANGDURIGE BELASTING: TRADITIONEEL BETON (ALGEMEEN)	96
FIGUUR 86: LANGDURIGE BELASTING: TRADITIONEEL BETON ($F_{\text{PROEF}} = 0,30F_{\text{MAX}}$).....	96
FIGUUR 87: LANGDURIGE BELASTING: TRADITIONEEL BETON ($F_{\text{PROEF}} = 0,45F_{\text{MAX}}$).....	97
FIGUUR 88: LANGDURIGE BELASTING: SCC2 (ALGEMEEN)	98
FIGUUR 89: LANGDURIGE BELASTING: SCC2 ($F_{\text{PROEF}} = 0,30F_{\text{MAX}}$).....	98
FIGUUR 90: LANGDURIGE BELASTING: SCC2 ($F_{\text{PROEF}} = 0,45F_{\text{MAX}}$).....	99
FIGUUR 91: LANGDURIGE BELASTING: SCC1 (ALGEMEEN)	100
FIGUUR 92: LANGDURIGE BELASTING: SCC1 ($F_{\text{PROEF}} = 0,30F_{\text{MAX}}$).....	100
FIGUUR 93: LANGDURIGE BELASTING: SCC1 ($F_{\text{PROEF}} = 0,45F_{\text{MAX}}$).....	101
FIGUUR 94: VERGELIJKING MODELLEN LANGDURIGE BELASTING ($F_{40\%}$).....	102
FIGUUR 95: ZEEFKROMME ZAND (0/5).....	107
FIGUUR 96: ZEEFKROMME ROLGRIND (8/16).....	108
FIGUUR 97: SPANNINGS-VERVORMINGSDIAGRAM Ø16.....	110
FIGUUR 98: SPANNINGS-VERVORMINGSDIAGRAM Ø8.....	110
FIGUUR 99: VERGELIJKING MODELLEN EN EXPERIMENTELE RESULTATEN BEAM A TB [2].....	113
FIGUUR 100: VERGELIJKING MODELLEN EN EXPERIMENTELE RESULTATEN BEAM B TB [2].....	113
FIGUUR 101: VERGELIJKING MODELLEN EN EXPERIMENTELE RESULTATEN BEAM D TB [1].....	114
FIGUUR 102: VERGELIJKING MODELLEN EN EXPERIMENTELE RESULTATEN BEAM B SCC1 [1]	114
FIGUUR 103: VERGELIJKING MODELLEN EN EXPERIMENTELE RESULTATEN BEAM C SCC1 [1]	115
FIGUUR 104: VERGELIJKING MODELLEN EN EXPERIMENTELE RESULTATEN BEAM C SCC1 [2]	115
FIGUUR 105: VERGELIJKING MODELLEN EN EXPERIMENTELE RESULTATEN BEAM 0 SCC2	116
FIGUUR 106: VERGELIJKING MODELLEN EN EXPERIMENTELE RESULTATEN BEAM A SCC2 [1]	116
FIGUUR 107: VERGELIJKING MODELLEN EN EXPERIMENTELE RESULTATEN BEAM A SCC2 [2].....	117
FIGUUR 108: VERGELIJKING MODELLEN EN EXPERIMENTELE RESULTATEN BEAM C SCC2 [1]	117
FIGUUR 109: VERGELIJKING MODELLEN EN EXPERIMENTELE RESULTATEN BEAM C SCC2 [2]	118
FIGUUR 110: VERGELIJKING MODELLEN EN EXPERIMENTELE RESULTATEN BEAM D SCC2 [1]	118

FIGUUR 111: VERGELIJKING MODELLEN EN EXPERIMENTELE RESULTATEN BEAM D SCC2 [2]	119
FIGUUR 112: VERGELIJKING TUSSEN HECHTSPANNINGS-SLIP DIAGRAM BEAM EN PULL-OUT TESTEN (SCC1)	120
FIGUUR 113: VERGELIJKING TUSSEN HECHTSPANNINGS-SLIP DIAGRAM DEAM EN PULL-OUT TESTEN (SCC2)	120

Lijst van Tabellen

TABEL 1: SAMENSTELLING VAN DE VERSCHILLENDE BETONMENGSELS [KG/M ³]	25
TABEL 2: EIGENSCHAPPEN VAN HET TRADITIONEEL BETON	26
TABEL 3: EIGENSCHAPPEN VAN SCC1	27
TABEL 4: EIGENSCHAPPEN VAN SCC2	27
TABEL 5: BETONSTERKTES VOOR ELKE BEAM OF KUBUS	29
TABEL 6: MATERIAALEIGENSCHAPPEN WAPENINGSSTAAL	29
TABEL 7: RESULTATEN HECHTSPANNINGS-SLIP DIAGRAM OP BEAM PROEFSTUKKEN VOOR TB.....	43
TABEL 8: VERGELIJKING COËFFICIËNTEN TB VAN DE VERSCHILLENDE MODELLEN (MONOTOON).....	45
TABEL 9: RESULTATEN HECHTSPANNINGS-SLIP DIAGRAM OP BEAM PROEFSTUKKEN VOOR SCC1 (MONOTOON)	46
TABEL 10: RESULTATEN HECHTSPANNINGS-SLIP DIAGRAM OP BEAM PROEFSTUKKEN VOOR SCC2 (MONOTOON)	47
TABEL 11: VERGELIJKING COËFFICIËNTEN SCC1 VAN DE VERSCHILLENDE MODELLEN (MONOTOON).....	48
TABEL 12: VERGELIJKING COËFFICIËNTEN SCC2 VAN DE VERSCHILLENDE MODELLEN (MONOTOON).....	50
TABEL 13: VERGELIJKING VAN DE DRUKSTERKTES TUSSEN TB, SCC1 EN SCC2.....	51
TABEL 14: DE BEAMDUO'S DIE SIMULTAAN CYCLISCH BELAST WERDEN	63
TABEL 15: SAMENVATTING WAARDEN COËFFICIËNT B.....	67
TABEL 16: BEPALING KRACHT CYCLISCHE PROEF MET $F_{\text{PROEF}} = 0,45F_{\text{MAX}}$ (TB)	68
TABEL 17: BEPALING KRACHT CYCLISCHE PROEF MET $F_{\text{PROEF}} = 0,45F_{\text{MAX}}$ (SCC2)	71
TABEL 18: BEPALING KRACHT CYCLISCHE PROEF MET $F_{\text{PROEF}} = 0,45F_{\text{MAX}}$ (SCC1)	72
TABEL 19: SAMENVATTENDE TABEL FITTINGSCOËFFICIËNT B VOOR S45.....	74
TABEL 20: BEPALING KRACHT CYCLISCHE PROEF MET $F_{\text{PROEF}} = 0,60F_{\text{MAX}}$ (TB)	78
TABEL 21: BEPALING KRACHT CYCLISCHE PROEF MET $F_{\text{PROEF}} = 0,60F_{\text{MAX}}$ (SCC2)	80
TABEL 22: BEPALING KRACHT CYCLISCHE PROEF MET $F_{\text{PROEF}} = 0,60F_{\text{MAX}}$ (SCC1)	81
TABEL 23: SAMENVATTENDE TABEL FITTINGSCOËFFICIËNT B VOOR S60.....	82
TABEL 24: BEPALING KRACHT CYCLISCHE PROEF MET $F_{\text{PROEF}} = 0,75F_{\text{MAX}}$ (SCC2)	86
TABEL 25: GEMIDDELDE WAARDE VOOR DE FITTINGSCOËFFICIËNT B.....	89
TABEL 26: SAMENVATTING PARAMETERS LANGDURIGE BELASTING	101
TABEL 27: EINDRESULTAAT FITTINGSPARAMETERS MONOTONE BELASTING	103
TABEL 28: EINDRESULTAAT FITTINGSPARAMETER CYCLISCHE BELASTING	104
TABEL 29: EINDRESULTAAT FITTINGSPARAMETERS LANGDURIGE BELASTING	105
TABEL 30: ZEEFKROMME ZAND (0/5)	107

TABEL 31: ZEEFKROMME ROLGRIND (8/16)	108
TABEL 32: DRUKSTERKTE CEMENT (CEM I 52,5N)	109
TABEL 33: CONTROLE NORM NBN A24-302.....	111
TABEL 34: OVERZICHT PARAMETERS MODEL CODE 90. <i>COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON</i> . (1993)	112
TABEL 35: BEPALING AANTAL CYCLI TOT FALEN	121

Bibliografie

- ACI 398.2R-92. (1992). "State-of-the-art-report on Bond under Cyclic loads." ACI com. 398, Vol. November, p. 210-215.
- Balazs, G. L. (1991). "Fatigue of Bond." Aci Materials Journal, Vol. 88 (6), p. 620-629.
- Balazs, G. L., Koch, R., and Harre, W. (1994). "Verbund von Stahl in Beton unter betriebsbeanspruchung." Deutscher Ausschuss für Stahlbeton-30. Forschungskolloquium, Stuttgart, Vol. November, p. 167-176.
- BASF. (2008). "Glenium SKY voor transportbeton".Nederland. geraadpleegd op:10 maart 2010, op <http://www.basf-cc.nl/>
- Beissel, R. "Personal Information." SIKa, Switzerland.
- Brouwers, H. J. H., and Radix, H. J. (2005). "Self-compacting concrete: the role of particle size distribution." Proceedings of the first International Symposium on Design, Performance and Use of Self-compacting concrete, Hunin, China, p. 109-118
- CEB-FIB. (2000). "Bond of reinforcement in concrete, chapter 1: bond mechanics including pull-out and splitting failure." State-of-the-art-report, Vol. maart, p. 6-17.
- CEB. (1988). "Fatigue of concrete structures." State-of-the-art-report, Comité Euro-International Du Béton, Vol. Juni N°88, p. 221-226.
- Comité Euro-International du Béton. (1993). "CEB-FIP model code 1990 : design code."London, p. 26-87.
- Daoud, A., Lorrain, M., and Elgonnoui, M. (2002). "Résistance à l'arrachement d'armatures ancrées dans du béton auto-plaçant." Materials and Structures, Vol. 35 N°251, p. 1-10.
- De Schutter, G. (2005). "Guidelines for testing fresh self-compacting concrete." European research project, p. 1-24
- De Schutter, G., Bartos, P. J. M., and Domone, P. (2008). "Self-compacting concrete."Caithness, p. 1-124.
- De Vree, J. (2001). "Warmteontwikkeling van cement en beton".geraadpleegd op:10 maart 2010, op <http://www.joostdevree.nl/>
- Desnerck, P., Taerwe, L., and De Schutter, G. (2007). "Experimental determination of bond strength of reinforcing bars in self-compacting concrete." Proceedings of the fifth international RILEM symposium Vol. 2, Gent, p. 659-664.
- European Federation for Concrete Admixtures. (2004). "Guidelines for establishing the suitability of viscosity modifying admixtures".Knowle, UK. geraadpleegd op:10 maart 2010, op <http://www.efca.info/>
- Feys, D. (2009). "Interactions between rheological properties and pumping of self-compacting concrete."UGent. Faculteit Ingenieurswetenschappen (IW), Gent, p. 1-7;21.
- Franke, L., and CEB. (1982). "Bulletin d'information N°151, Bond action and Bond behaviour of reinforcement." State-of-the-art-report, Vol. april, p. 53-55.
- Funk, J. E., and Dinger, D. R. (1994). "Predictive Process Control of Crowded Particulate Suspension Applied to Ceramic Manufacturing." Kluwer Academic, Dordrecht, Nederland.
- Gietbouwcentrum. (2006). "ZVB: zelfverdichtend beton." informatieblad, Vol. november, p. 1-4.

- Hadid, Z. (2005). "Phaeno Science Center". Wolfsburg, Germany. geraadpleegd op:5 maart 2010, op <http://www.arcspace.com/>
- Harajli, M. H. (2006). "Effect of confinement using steel, FRC or FRP on the bond stress-slip response of steel bars under cyclic loading." *Materials and Structures*, Vol. 39, p. 621-634.
- Koch, R., and Balazs, L. (1992). "Influence of cyclic loading on bond strength and related slip." *proceedings of the "Bond in Concrete"*, Conference Riga, Vol., p. 7-1.-7-20.
- König, G., Weisse, D., Dehn, F., and Holschemacher, K. (2001). "Self-compacting concrete: time development of material properties and bond behaviour." *Proceedings of the Second International Symposium on Self-Compacting Concrete*, Leipzig, Germany, p. 507-516.
- König, G., Weisse, D., Holschemacher, K., and Dehn, F. (2002). "Determination of the bond creep coefficient for self-compacting concrete (scc) under cyclic loading." *bond in concrete-from research to standards-*. Leipzig, Germany, Vol. November, p. 246-255.
- Lefever, S. (2002). "Sterkteontwikkeling van zelfverdichtend beton op jonge ouderdom." *RUG. Faculteit Toegepaste Wetenschappen (TW) Vakgroep Bouwkundige constructies (TW14)*, Gent, p. 14-15.
- Matériaux et constructions. (1970). "Essais portant sur l'adhérence des armatures du béton." Vol. 3 N°15, p. 169-178.
- Nagy, B., and Szendrei, Z. (2007). "self compacting concrete." *technical and Economical University, Faculty of Building Engineers*, Budapest.
- Okamura, H., and Ouchi, M. (2003). "self-compacting concrete," *Journal of advanced concrete technology* vol.1, No.1. geraadpleegd op:15 maart 2010, op <http://www.eng-forum.com/>
- Okamura, H., Ozawa, K., and Ouchi, M. (2000). "Self-compacting concrete." *Structural concrete*, Vol. 1 (maart), p. 3-17.
- Ólafur, H. W., Indriði, N., and RILEM. (2003). "Third international RILEM symposium on Self-compacting concrete." *Paris*, p. 3-5.
- Österberg, T. "Personal information." *Vägverket Produktion*, subsidiary of the Swedish National Road Authority, Sweden.
- Ouchi, M. (1999). "Self-compacting concrete: development, applications and investigations." Vol., p. 1-5.
- Ouchi, M., Nakamura, S., Osterberg, T., and Lwin, M. (2003). "Applications of self-compacting concrete in Japan, Europe and The United States." *ISHPC*, Vol., p. 13-16.
- Ozawa, K., and Ouchi, M. (2001). "Proceedings of the 2nd International symposium on Self-compacting concrete." 23-25 October, Tokyo, p. 1-56.
- Ployaert, C. (2005). "Zelfverdichtend beton". *febelcem-Federatie van de Belgische cementnijverheid*, dossier cement. geraadpleegd op:15 maart 2010, op <http://www.febecem.be/>
- Rehm, G. (1961). "Ueber die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton." *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, Heft, Berlin, Vol. 138, p. 59.
- Rehm, G., and Eligehausen, R. (1979). "Bond of ribbed bars under high cycle repeated loads." *ACI journal*, Vol. februari N°76-15, p. 297-309.
- Se Hoon, K., Byung, H. O., and ASCE. (2007). "Realistic models for local bond stress-slip of reinforced concrete under repeated loading." *journal of structural engineering*, ASCE, Vol. februari, p. 216-224.
- Skarendahl, A., Petersson, Ö., and RILEM. (1999). "1st international RILEM symposium on self-compacting concrete." *Paris*, p. 3-14.
- Skarendahl, A., Petersson, Ö., and RILEM technical committee 174-SCC. (2000). "Self-compacting concrete." *Paris*, p. 17-22.
- Sonebi, M., Zhu, W., and Gibbs, J. (2001). "Bond of reinforcement in self-compacting concrete." *advanced concrete and Masonry Centre, University of Paisley*, Vol. July-August, p. 28.

- Soretz, S. (1972). "*A comparison of beam tests and pull-out tests.*" *Matériaux et constructions*, research for reinforcing steel and reinforced concrete of the schmidtstahlwerke AG, Vol. 5, N°28, Vienna, p. 1-4.
- Suzuki, K., Ohno, Y., and Zhenbao, L. (1992). "*Bond characteristics of deformed bars under sustained loading.*" *Proceedings of the "Bond in Concrete"*, Conference Riga, Vol., p. 7-21-7-28.
- Taerwe, L. (2008). "*Gewapend beton, analyse, modellering en ontwerp, deel 1: Lineaire elementen*". hoofdstuk 3: basisbegrippen betonmechanica, Gent, p. 8-16
- Valcuende, M., and Parra, C. (2008). "*Bond behaviour of reinforcement in self-compacting concretes.*" *Construction and building materials*, Vol. maart, Spain, p. 162-170.
- Van Wildenberg, M. (2008). "*Tunnel Rodenrijseweg*". Zuid-Holland. geraadpleegd op: 5 maart 2010, op <http://www.dhv.nl/>
- Walraven, J. C. (1998). "*Zelfverdichtend beton.*" *betondag 22-10-1998*, Vol. oktober, p. 1-10.
- Yu, Z., Shi, C., Khayat, K. H., and Xie, Y. (2005). "*1st International Symposium in Design, Performance and Use of Self-Consolidating Concrete.*" China, p. 25-44.
- Zhu, W., and Bartos, P. (2002). "*Micromechanical properties of interfacial bond in self-compacting concrete.*" *Proceedings in concrete-from research to standards*, Budapest, Vol., p. 387-394.