

De stabiliteit van veranda's ten gevolge van de glazen vulelementen

**Jesse De Clercq
&
Maarten Fortan**

Promotoren: ing. Marc Meeus
Prof. Dr. ir. Barbara Rossi

Co-promotor: ir. Cyriel Clauwaert

Masterproef ingediend tot het behalen van
de graad van master of Science in de
industriële wetenschappen: bouwkunde,
afstudeerrichting bouwkunde

Zonder voorafgaande schriftelijke toestemming van zowel de promotor(en) als de auteur(s) is overnemen, kopiëren, gebruiken of realiseren van deze uitgave of gedeelten ervan verboden. Voor aanvragen tot of informatie i.v.m. het overnemen en/of gebruik en/of realisatie van gedeelten uit deze publicatie, wend u tot KU Leuven Campus De Nayer, Jan De Nayerlaan 5, B-2860 Sint-Katelijne-Waver, +32 15 31 69 44 of via e-mail iw.thomasmore.denayer@kuleuven.be.

Voorafgaande schriftelijke toestemming van de promotor(en) is eveneens vereist voor het aanwenden van de in deze masterproef beschreven (originele) methoden, producten, schakelingen en programma's voor industrieel of commercieel nut en voor de inzending van deze publicatie ter deelname aan wetenschappelijke prijzen of wedstrijden.

Dankwoord

Dit onderzoek was niet mogelijk geweest zonder de hulp en het advies van meneer Meeus en mevrouw Rossi doorheen de hele masterproef. Ook het advies van de andere docenten bouwkunde tijdens de uitvoering van de praktische proeven, hebben dit project mogelijk gemaakt. Uiteraard willen wij ook meneer Clauwaert bedanken voor alle hulp en de inzichten uit de praktijk.

Een speciale dank gaat uit naar de firma's 'Demasure' en 'Wuyts gevelbouw' die de nodige materialen voor de testen voorzagen. Ten slotte willen wij nog Joris Fortan bedanken voor de hulp tijdens dit onderzoek.

Abstract (Nederlands)

Veranda's zijn in de loop der tijd steeds groter geworden en staan steeds meer op zichzelf. Daardoor is de zijdelingse stabiliteit geen vanzelfsprekendheid meer. Deze masterproef werkt een concept uit om de standzekerheid te garanderen zonder visuele aanpassingen voor de gebruiker. Door een aangepaste plaatsing van de steunblokjes kan een drukschoor in het glas gecreëerd worden die zal bijdragen aan de stijfheid. Het glazen vulelement wordt theoretisch onderzocht, net als de aluminium kader die zich rond het glas bevindt. Deze kader zal namelijk een grote invloed uitoefenen op de stijfheid van het geheel. Aan de hand van praktische proeven worden de theoretische stijfheden van de verschillende onderdelen gecontroleerd. Deze proeven bestaan uit aparte proeven op de hoeken, zowel voor hoeken in verstek als voor tussenstijlen, en proeven op de steunblokjes. Om de gevonden resultaten te controleren zijn ook volledige kaders met vulelement getest. Er blijkt voldoende potentieel aanwezig in de vulelementen om dit concept te gebruiken. De kaders van de firma Demasure, die de proefstukken heeft geleverd, blijken echter niet voldoende stijf. De resultaten werden verwerkt tot een eindige-elementenmodel in SCIA Engineer zodat ook systemen van andere producenten op dezelfde manier kunnen onderzocht worden.

Abstract (English)

Porches have become increasingly larger in the course of time, and they stand more and more on their own. Thus, the lateral stability is no longer taken for granted. This master thesis works out a concept to ensure the stability without any adaptations for the user. By an adjusted placement of the support blocks, a pressure zone in the glass is created that will contribute to the stiffness. The glass plate is investigated in a theoretical way, as is the aluminum frame that surrounds the glass. This frame will in fact exert a major influence on the stiffness of the whole. On the basis of practical tests, the theoretical stiffness of the various parts is checked. These tests consist of separate tests on the connections, both T- and corner-connections, and tests on the support blocks. To check these results, full frames filled with panels are tested. There appears to be sufficient potential in the panels in order to use this concept. However, the frames, provided by the firm 'Demasure', do not appear to be sufficiently stiff. These results were converted to a finite element model in SCIA Engineer so that systems from other manufacturers can also be investigated in the same way.

Summary

Introduction

From the moment porches saw daylight, they became bigger and their degree of sideways support decreased. Since large porches need to resist to large wind loads, the need to research, concerning the stability of porches increased. In this master thesis, research is conducted into the influence of the glass to the stability of the porch construction. The course of this master thesis can be divided into two main parts, namely the prior research and the conducting of practical tests. In this first part, research is conducted into some essential properties of the glass, the wind load that acts on the porch construction and the failure modes of and deformations in the porch structure. In the second part, tests are carried out to determine the stiffness of different parts of the porch. These are then used to establish a finite element model which can be used to check the stability of every porch construction if the necessary adjustments are provided.

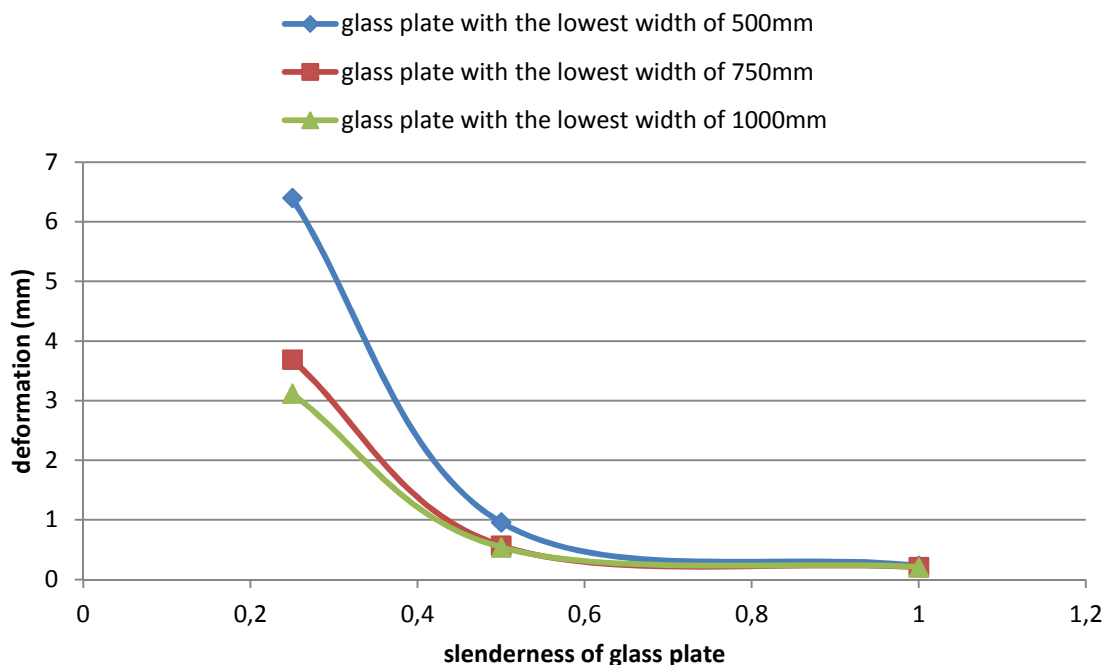
Research

A porch can be described as sufficiently stable if it can resist the acting wind loads throughout its whole lifespan. Therefore, the wind load that is calculated, will only be exceeded once every 50 years. On the basis of this particular wind load, the force that the porch construction needs to resist is calculated. As glass plates are slender elements subjected to pressure, the phenomenon of buckling needs to be checked in the ultimate limit state or ULS. This check is done using the finite element program SCIA Engineer. In order to test whether the results that are extracted from SCIA Engineer do correspond with reality, this model is checked first on the basis of the PhD (Wellershoff, 2006) In this PhD, the buckling load is determined for a glass plate with certain dimensions and supports in two ways. Once with the energy method and once with a finite element program. The model is then reproduced as accurately as possible in SCIA Engineer. By comparing the results of the German PhD to these of our finite elements model, it shows that buckling occurs at approximately the same load. So there can be concluded that the model is sufficiently accurate for the determination of the buckling load. By continuously changing the conditions of this model, some tables and formulas are created that can be used to determine the buckling load of all glass plates with a square or rectangular shape. In this way, the finite element program SCIA Engineer does not always have to be used to determine the buckling load of glass plates. By using this formulas and tables, it can be concluded that the buckling load is always very high so that can be assumed that a glass plate will never buckle as a result of the wind load. In addition to a control in ULS, the glass plate is also checked in the serviceability

limit state or SLS. The maximum deformation of the glass plate should not exceed 5mm according to the guideline (Pauw, 2001).

This is verified using the program SCIA Engineer and is conducted for both square and rectangular glass plates. Both types of glass plates are examined in which the influence of the glass thickness, size of the load and positioning of the support blocks on the deformation of the glass plate is investigated. There can be concluded that there is only a problem in SLS when glass plates have a ratio, between the short and long side, below 0,5 as seen in the graph below where a glass plate is assumed with a thickness of 10mm and is loaded by a horizontal load of 10kN.

Link between slenderness and deformation of glass plates



Graph 1: Link between the slenderness and the deformations of the glass plates

Tests

The stiffness of different parts of porches can be determined on the basis of the finite element model when all of their conditions are known. This means that the finite element program can be used to enter any porch structure under a dynamic and static load. The corresponding deformations can be compared with those that are normatively allowed for porches (5mm). If the deformation does not exceed this 5mm, it can be concluded that the porch is sufficiently stable and is allowed to be build. This concept can only succeed if all the properties of the porch, including those of the connections, are known.

To determine the stiffness of these elements, tests are used. These tests are important because different porchbuilders use different systems. In this thesis the system of Demasure is used.

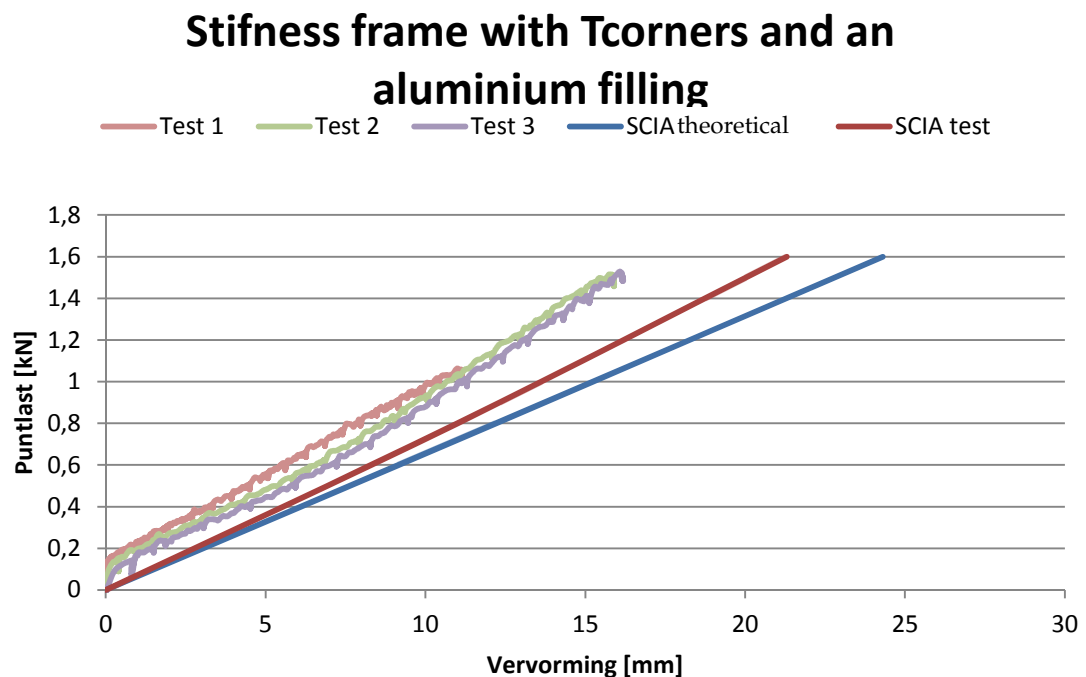
The intentions of these tests are to measure the stiffness and failure mode of:

- The corner connections
- The T-connections
- The combination of framework, support block and wooden block.

When these stiffnesses are determined, it can be stated that all the required properties of the porch are known. These properties are included in a finite element model. Besides this, another model is created based on the theoretical values of the stiffness from the corner connection, T-connection and the combination of framework, support block and wooden block. These 2 models are checked for their accuracy by comparing the results of five final tests with these of the SCIA-models.

Results

This final test consists of the loading of a window frame with and without glass (or aluminium) plate where only the lower window frame is clamped. After each load, the deformation of the window frame is measured. This test setup is inputted in the two obtained models. The deformations are compared with those measured during the execution of the last practical tests. As a result, it appears that these deformations are quite similar, as shown in graph 2 for one test piece.



Graph 2: Stiffness frame with Tcorners and an aluminium filling

Conclusion

Since these deformations are similar, it is concluded that these SCIA-models approach the reality sufficiently. In principle, this SCIA-model can thus be used to check the stability of each porch if the used elements stay the same. Another porch builder, however, uses other corner-, T-connections, frames, wooden and support blocks. Thereby the stiffnesses of these materials will be different. For these porches, however, the method explained in this master thesis can still be used to determine the stiffness of the different parts and to create the model for each type of porch. In this, there are opportunities to continue the work undertaken in this master thesis. It is, for example, possible to expand this research by creating such a model for different types of porches in order to understand the influence of the type of connection or material to the stability of the whole porch. Since the model, presented in this master thesis, is limited to an isolated frame, the research can be continued by extending this model by including a whole porch in the SCIA-model. In this way, the deformations of an entire porch structure as a result of the wind load can be calculated.

Bibliografie

- Wellershoff, F. (2006). *nutzung der verglasung zur aussteifung von gebäudehüllen*. Aken: Shake Verlag.
- WTCB. (2001). *plaatsing van glas in sponningen*. Carlo De Pauw.

Inhoud

Dankwoord	iii	
Abstract (Nederlands)	v	
Abstract (English)	vii	
Summary	ix	
Introduction	ix	
Research	ix	
Tests	x	
Results	xi	
Conclusion	xii	
Bibliografie	xii	
Symbolenlijst	xvi	
Afkortingenlijst	xix	
Figurenlijst	xx	
Tabellenlijst	xxii	
Grafiekenlijst	xxiii	
Inleiding	1	
I	Literatuurstudie	2
I.1	Belastingen	2
I.1.1	Windbelasting	2
I.1.2	Berekenen interne drukcoëfficiënt bij noordenwind	6
I.2	Glas	8
I.2.1	Basiseigenschappen	8
I.2.2	Gelaagd glas	10
I.2.3	Isolerende beglazing	12
I.2.4	Keuze glas	13
I.2.5	Effectieve dikte	14
I.2.6	Krachtsverdeling isolerende beglazing	16
I.2.7	Berekening glasdiktes	17
I.3	Beglazingsmethodes	22
I.3.1	Beglazingsblokjes	22
I.3.2	Dichtingsprofielen	24
I.4	Knik bij glasplaten	26
I.4.1	Gelamineerde glasplaat, onder druk belast	29

I.4.2	Gelamineerde glasplaat, belast door schuifspanning	34
II	Dichtingsrubbers	36
II.1	Zijdelingse stabiliteit door middel van de dichtingsrubbers	36
II.2	Invloed van dichtingsrubbers op de verandastabiliteit	37
III	Glas als windverband	38
IV	Glazen plaat in de uiterste grenstoestand	41
IV.1	Capaciteit	41
IV.2	Stabiliteit	42
IV.2.1	Eindig elementen programma SCIA Engineer	42
IV.2.2	Opstellen formule	45
IV.2.3	Besluit stabiliteit	53
V	Controleren glasplaat in BGT	54
V.1	Vierkante glasplaten	54
V.1.1	Invloed van dikte glasplaat op vervormingen	55
V.1.2	Invloed van variatie puntlast en positionering steunblokjes op vervormingen	56
V.2	Rechthoekige glasplaten	57
V.2.1	Invloed van de dikte van de glasplaat op de vervormingen	57
V.2.2	Invloed van de grootte van de puntlast op de vervormingen	58
V.2.3	Invloed van afmetingen glasplaat op zijn vervormingen	59
V.3	Conclusie BGT	59
VI	Theoretische uitwerking aluminium kader	60
VI.1	Materialen	60
VI.2	Aluminium profielen	61
VI.3	Verbindingsstukken traverse	63
VI.4	Verbindingsstukken hoeken in verstek	66
VI.5	Steunblokjes, houten blokjes en aluminium profiel	68
VII	Testopstellingen (theoretisch)	70
VII.1	Belasting van hoekprofielen en T-verbindingen	71
VII.2	Belasting van steunblokjes, houten blokjes en raamprofiel.	73
VII.3	Belasting van raamwerk en opvulling	75
VIII	Testopstellingen (praktisch)	76
VIII.1	Belasting van hoekprofielen en T-verbindingen	76
VIII.1.1	Onverstijfde profielen	76
VIII.1.2	Verstijfde profielen	78

VIII.2	Belasting van steunblokjes, houten blokjes en raamprofiel	80
VIII.2.1	Opbouw testopstelling	80
VIII.2.2	Belasting van het geheel	81
VIII.3	Belasting van raamwerk en opvulling	81
VIII.3.1	Opstelling	82
VIII.3.2	Manier van belasten	84
IX	Resultaten proeven	88
IX.1	T-verbinding	88
IX.2	Verstekverbinding	92
IX.3	Steunblokjes, houten blokjes en aluminium profiel	94
IX.4	Aluminium kader	98
X	Eindige-elementenmodel	104
X.1	Opstellen model	104
X.2	Resultaten	105
XI	Besluit	111
XI.1	Dichtingsrubbers	111
XI.2	Vulelement	111
XI.3	Aluminium kader	112
XI.4	Verder onderzoek	112
	Referenties	114
	Normen	115

Symbolenlijst

Symbol	Verklaring	Eenheid
μ	Openingsverhouding	-
α	Lineaire uitzettingscoëfficiënt	m/(mK)
ν	Coëfficiënt van Poisson	-
ρ	Volumieke massa	kg/m ³
$\bar{\omega}$	Overdrachtscoëfficiënt tussenlaag	-
δ	Coëfficiënt belastingsverdeling	-
$\gamma_{M,A}$	Veiligheidsfactor floatglas	-
γ	Veiligheidsfactor belasting	-
ψ_0	Samenstelfactor belasting	-
λ	Slankheid van de glasplaat	-
σ	Spanning	MPa
α	Helling van de beglazing	°
σ_{cr}	Kritische knikspanning	MPa
σ_u	Uiterste spanningsgrens knik	MPa
η	Positieafhankelijke breedte van de drukschoor	mm
β	Knikslankheid van de glasplaat	-
θ	Hoekverdraaiing van het verbindingsstuk	rad
γ_{M0}	Veiligheidsfactor van aluminium	-
A	Belaste oppervlakte	m ²
B	Breedte van de gevels die dwars op de windrichting staan.	m
H	Hoogte van de gevels die dwars op de windrichting staan.	m
A	Oppervlakte van de te beschouwen zone.	mm ²
E	Elasticiteitsmodulus	MPa
$X_{g,d}$	Rekenwaarde buigtreksterkte	MPa
G	Glijdingsmodulus	MPa
H	Hoogte van het midden van het raam ten opzichte van de vloer aan de impactzijde	m
F_d	Rekenwaarde belasting	N/mm ²
L	Minimumlengte steunblokje	mm
S	Oppervlakte glasplaat	m ²
N	Normaalkracht	N
D	Buigstijfheid per eenheidsbreedte	Nmm
N_{cr}	Kritische kniklast	N/m
D_s	Bijkomende buigstijfheid	Nmm
A_d	Oppervlakte van de dwarsdoorsnede van de gelamineerde glasplaat, loodrecht op de	mm ²

	aangebrachte belasting N_y	
V	Afschuifkracht	N
V_{cr}	Kritische afschuifkracht	N/m
K	Rotatieveerstijfheid	kNm/rad
M	Aangrijpend moment	kNm
L	Lengte van het verbindingsstuk	mm
A	Oppervlakte van de doorsnede	mm ²
W_y	Weerstandsmoment rond de sterke as	mm ³
V	dwarskracht	kN

Symbol	Verklaring	Eenheid
w	Winddruk	N/m ²
q_p	Piekstuwdruk	N/m ²
c_p	Drukcoëfficiënt	-
z	Referentiehoogte winddruk	m
b	Afmeting loodrecht op de windrichting	m
d	Afmeting parallel aan de windrichting	m
e	Randafstand	m
h	Hoogte constructie	m
c_o	Factor voor de terreinorografie	-
$v_{b,0}$	Fundamentele basiswindsnelheid	m/s
$f_{g,k}$	Karakteristieke buigtrekstrekte van glas	MPa
h_c	Valhoogte	m
h	Borstweringshoogte	m
$h_{ef,w}$	Effectieve dikte van het glas in BGT	mm
h	Dikte van de glasplaat	mm
$h_{ef,\sigma,j}$	Effectieve dikte van het glas in UGT van laag j	mm
$h_{m,j}$	De afstand tussen het midden van laag j en het midden van het gelaagd glas zonder de tussenlagen	mm
k_{mod}	Tijdsduurfactor	-
k_{sp}	Oppervlaktefactor	-
t	Tijdsduur	h
g_k	Karakteristieke permanente belasting	N/m ²
q_k	Karakteristieke variabele belasting	N/m ²
$e_{min,\sigma}$	Minimale dikte glas in UGT	mm
k_1	Spanningscoëfficiënt	-
p^*	Adimensionale belastingscoëfficiënt	-
a	Kleinste afmeting glasplaat (dikte niet inbegrepen)	mm
b	Grootste afmeting glasplaat	mm
$e_{min,w}$	Minimale dikte in BGT	mm
k_4	Vervormingscoëfficiënt	-
y_{max}	Maximale vervorming glas	mm
n	Aantal steunblokjes	-

w	Vervorming loodrecht op het glas	mm
w ₀	Geometrische imperfectie	mm
i	Afmeting evenwijdig met drukkracht	m
j	Afmeting loodrecht op drukkracht	m
m	Aantal halve golven ten gevolge van vervorming	-
z _i	De afstand tussen de centrale as van laag i en de centrale as van de tussenlaag.	mm
a	Hefboomsarm	mm
f _u	treksterkte	N/mm ²

Afkortingenlijst0

Afkorting	Verklaring
WTCB	Wetenschappelijk en technisch centrum voor het bouwbedrijf
PVB	Polyvinylbutyral
UGT	Uiterste grenstoestand
BGT	Bruikbaarheidsgrenstoestand
IRHD	International rubber hardness degree
EPDM	Ethyleen-Propyleen-Dieen Monomeer
G	Gasket of dichting
W	Weatherstrip of tochtstrip

Figurenlijst

Figuur 1: Voorbeeldveranda met de berekende glasplaten in lichtblauw, de aanliggende constructie in rood en de aluminium hoofdconstructie in grijs	3
Figuur 2: Bovenaanzicht van verandaconstructie	4
Figuur 3: Spreiding van de treksterkte van uitgegloeid glas(links) en gehard glas (rechts) [3].....	8
Figuur 4: Spanningsverdeling sandwichconstructies in buiging [14]	10
Figuur 5: Breuktypes glas: A (floatglas), B(gelaagd) en C(gehard) [15].....	11
Figuur 6: Opbouw dubbel glas [4].....	12
Figuur 7: Valhoogte en borstweringshoogte [15]	13
Figuur 8: Beglazingsmethode: nat (links) en droog (rechts) [7]	22
Figuur 9: De 3 soorten beglazingsblokjes [7]	23
Figuur 10: Plaatsing beglazingsblokjes bij een vast raam (links) en een opendraaiend raam (rechts) [8].....	23
Figuur 11: Doorsnede plaatsing glas [7]	25
Figuur 12: Aan vier zijden ondersteunde glasplaat, belast door σ_{cr} [11]	26
Figuur 13: Belastings-vervormingsdiagram van lineaire kniktheorie [11].....	26
Figuur 14: Spannings-vervormingsdiagram bij niet-lineaire kniktheorie, rekening houdend met geometrische imperfecties [11]	27
Figuur 15: Spannings-vervormingsdiagram bij niet-lineaire kniktheorie, rekening houdend met grote vervormingen [11].....	28
Figuur 16: Spannings-vervormingsdiagram bij niet-lineaire kniktheorie, rekening houdend met geometrische imperfecties, grote vervormingen en moment van bezwijken [11].....	28
Figuur 17: Monolithische, vlakke glasplaat ondersteund aan de vier zijden en onderworpen aan druk in het vlak [12]	29
Figuur 18: Proefopstelling met glasplaat ingeklemd in 4 hoeken [12].....	33
Figuur 19: Diagonale drukkracht in glasplaat[12].....	33
Figuur 20: Glasplaat, onderworpen aan afschuifkracht aan de vier randen [12].....	34
Figuur 21: Spanningsverloop in glasplaat, belast door afschuifkracht aan de vier randen (+ = drukzone) [11].....	35
Figuur 22: Werkingsprincipe met overdracht door wrijving	36
Figuur 23: Ontwikkeling drukschoor in glasplaat	38
Figuur 24: Houten blokje met steunblokje	39
Figuur 25: Steunblokje met roteerbaar bovendeel.....	39
Figuur 26: Model in SCIA voor calibratie.....	42
Figuur 27: Model in SCIA voor controle kniklast.....	44
Figuur 28: Ingave van vierkante glasplaat in 'SCIA-engineer'	55
Figuur 29: Ingave van rechthoekige glasplaat in SCIA Engineer	57
Figuur 30: Overzicht eigenschappen traverseprofiel.....	61
Figuur 31: Overzicht eigenschappen kaderprofiel.....	62
Figuur 32: Verbindingsstukken traverse	63

Figuur 33: Faalmodus 1 traverse.....	65
Figuur 34: Faalmodus 2 traverse.....	65
Figuur 35: Verbindingsstukken hoeken in verstek	66
Figuur 36: Schets met karakteristieken in hoek.	67
Figuur 37: Bevestiging steunblokje op profiel	68
Figuur 38: Vereenvoudigd model voor lokaal plooiën van het frame	69
Figuur 40: Belasting tussenstijlverbinding	72
Figuur 39: Belasting hoekverbinding	72
Figuur 41: standard load cell model 1200	73
Figuur 42: Belasting houten blokje	73
Figuur 43: Belasting houten blokje en steunblokje.....	74
Figuur 44: Belasting houten blokje, steunblokje en onderliggend raamprofiel ..	74
Figuur 45: Belasting tussenstijlverbinding	76
Figuur 46: Belasting hoekverbinding	77
Figuur 47: Verstijfde verbinding.....	78
Figuur 48: Versteving kokers	79
Figuur 49: Versteving van de vulstukken	80
Figuur 50: Testopstelling proef 2	81
Figuur 51: testopstelling 4.....	82
Figuur 52: Roloplegging kabels.....	83
Figuur 53: Inox L-profielen	84
Figuur 54: Vijzel en loadcell.....	84
Figuur 55: Digitale meetklokken om verplaatsing in het vlak op te meten	85
Figuur 56: Analoge meetklok om omhoogkomen van kader op te meten	86
Figuur 57: Analoge meetklok om inklemming van onderste kaderprofiel te controleren	86
Figuur 58: Glasplaat in kader met hoekverbindingen.....	87
Figuur 59: Breuk verbindingsstuk traverse.....	89
Figuur 60: Vervorming onversterkte T-verbinding tijdens test	90
Figuur 61: Breuk verbindingsstuk 1 verstekhoek.....	93
Figuur 62: Breuk verbindingsstuk 2 verstekhoek.....	93
Figuur 63: Speling tussen steunblokje en profielrand	94
Figuur 64: Lokaal plooiën van het aluminium profiel.....	96
Figuur 65: Breuk in de steunblok door excentriciteit belasting.....	96
Figuur 66: Breuk verbindingsstuk bij gevulde, versterkte T-kader.....	101
Figuur 67: Houten blokjes na breuk gevulde, versterkte T-kader	101
Figuur 68: SCIA Engineer model voor de kaders met vulelement.....	104

Tabellenlijst

Tabel 1: c_{pe} -factoren [1].....	4
Tabel 2 : $q_p(z)$ (N/m^2) voor $v_{b,0}= 26m/s$ en $c_0=1$ [2].....	5
Tabel 3: Buigtreksterkte van verschillende glassoorten [6]	9
Tabel 4: Eigenschappen glas [4]	9
Tabel 5: Glaskeuze wanden en daken [5]	13
Tabel 6: Effectieve diktes gelaagd glas.....	16
Tabel 7: $k_{mod,ind}$ standaardbelastingen [6].....	18
Tabel 8: Classificatie profielen [9]	24
Tabel 9: Opneembare krachten in N.....	37
Tabel 10: Vergelijking doctoraat [11] en resultaten SCIA Engineer.....	43
Tabel 11: Procentuele vergelijking kniklasten bij posities steunblokjes.....	48
Tabel 12: Overzicht manueel berekende kniklast en kniklast uit SCIA voor verschillende diktes	49
Tabel 13: Kniklengtefactoren in functie van de slankheid	50
Tabel 14: Overzicht coëfficiënten kniklast in functie van positie steunblokje en slankheid glasplaat	52
Tabel 15: Eigenschappen Aluminium EN AW 6060 T66.....	60
Tabel 16: Eigenschappen EN 1706 AC 46100D	60
Tabel 17: Eigenschappen ABS kunststof.....	60
Tabel 18: Eigenschappen Polyamide 6 met 15% glasvezel	60
Tabel 19: Invloed stijfheid hoeken en steunblokjes op vervorming(mm) bij 1 kN voor een kader met T-verbindingen en glas met een samenstelling 5/15/5	110

Grafiekenlijst

Graph 1: Link between the slenderness and the deformations of the glass plates	x
Graph 2: Stifness frame with Tcorners and an aluminium filling	xi
Grafiek 3: Convergentiecurve model kniklast	44
Grafiek 4: Kniklast in functie van dikte en grootte glasplaat	45
Grafiek 5: Kniklengtefactor voor vierkante platen met verschillende plaats van de steunblokjes	47
Grafiek 6: Kniklengtefactor voor rechthoekige platen van verschillende afmetingen.....	50
Grafiek 7: Kniklast in functie van positie steunblokje voor rechthoekige platen met slankheid 0,5.....	51
Grafiek 8: Kniklast in functie van positie en slankheid	52
Grafiek 9: Verband tussen dikte en vervormingen van een glasplaat	55
Grafiek 10: Verband tussen vervorming U_x , puntlast F en de positionering van de steunblokjes	56
Grafiek 11: Verband tussen vervorming U_y , puntlast F en de positionering van de steunblokjes	56
Grafiek 12: Verband tussen dikte en vervormingen van een glasplaat	58
Grafiek 13: Verband tussen grootte van puntlast F en de vervormingen in de glasplaat.....	58
Grafiek 14: Verband tussen slankheid en vervorming van glasplaat.....	59
Grafiek 15: Stijfheid onversterkte T-verbindingen.....	88
Grafiek 16: Stijfheid versterkte T-verbindingen	90
Grafiek 17: Model onversterkte Tverbinding.....	91
Grafiek 18: Model versterkte Tverbinding	91
Grafiek 19: Stijfheid onversterkte verstekhoeken.....	92
Grafiek 20: Stijfheid versterkte hoeken	92
Grafiek 21: Model onversterkt verbindingsstuk van de hoeken in verstek	93
Grafiek 22: Model versterkt verbindingsstuk van de hoeken in verstek.....	94
Grafiek 23: Stijfheid steunblokje en aluminium profiel.....	95
Grafiek 24: Stijfheid houten blok, steunblok en aluminium profiel	95
Grafiek 25: Model steunblokjes	97
Grafiek 26: Lege kader met T-verbindingen	98
Grafiek 27: Stijfheid kader met T-verbinding en aluminium vulelement.....	99
Grafiek 28: Verplaatsing uit het vlak van het vulelement.....	99
Grafiek 29: Stijfheid kader met versterkte T-verbindingen en aluminium vulelement.....	100
Grafiek 30: Stijfheid gevulde T-kader tot breuk op 0,97m hoogte.....	101
Grafiek 31: Stijfheid lege kader met verstekverbindingen.....	102
Grafiek 32: Kader met verstekverbindingen en verschillende vulelementen ...	103
Grafiek 33: Vergelijking stijfheid van lege kader met T-verbindingen.....	106

Grafiek 34: Vergelijking stijfheid kader met T-verbinding en aluminium vulelement.....	107
Grafiek 35: Vergelijking stijfheid kader met versterkte T-verbindingen en aluminium vulelement	108
Grafiek 36: Vergelijking stijfheid lege kader met verstekverbindingen	109
Grafiek 37: Vergelijking stijfheid kader met verstekverbindingen en verschillende vulelementen.....	110

Inleiding

Glas is een materiaal dat steeds meer gebruikt wordt in de bouwwereld. De trend om de constructies steeds meer open te maken, heeft hier zeker een grote invloed op gehad. Tegenwoordig wordt het steeds meer gebruikt als materiaal voor steunberen, liggers en dergelijke. Veel beglazingen worden echter nog steeds als tertiaire onderdelen beschouwd. Hun functie houdt in om de krachten door te geven aan de dragende constructie rondom. Het potentieel van het reeds aanwezige materiaal wordt hierdoor maar beperkt benut. Door onderzoek te voeren naar het constructief gebruik van deze beglazingen kan dus sterk bespaard worden op de constructies. Het glas een extra dragende functie geven, heeft op die manier niet alleen een positieve impact op de bouwkost maar ook op het ecologisch aspect van het geheel.

Vanaf het moment dat veranda's het levenslicht zagen werden ze steeds groter en daalde de mate waarin ze zijdelings gesteund werden gestaag. Aangezien grotere veranda's ook grotere windbelastingen veroorzaken, steeg de nood naar onderzoek omtrent de stabiliteit van veranda's. In deze masterproef wordt vooral gefocust op de invloed van het glas op de stabiliteit van de verandaconstructie. Om deze invloed zo goed mogelijk in te kunnen schatten, wordt in de literatuurstudie onderzoek verricht naar alle aspecten van glas die hier betrekking op hebben. Na de literatuurstudie worden dan vervolgens de bezwijkmechanismen en de vervormingen van verandaconstructies in dit onderzoek opgenomen. Zo wordt aan de hand van proeven, de stijfheid van de verschillende verandaonderdelen bepaald. Deze worden dan vervolgens gebruikt om een eindige-elementenmodel op te stellen waarmee dan in principe elke verandaconstructie gecontroleerd kan worden op zijn standzekerheid mits de nodige aanpassingen aan het model.

I Literatuurstudie

I.1 Belastingen

De bedoeling van deze masterproef bestaat erin om weer te geven in welke mate het glas van de veranda krachten in het vlak van de glasplaat zal kunnen opnemen. Om deze reden wordt er in dit hoofdstuk speciale aandacht geschonken aan het dimensioneren van de windbelasting.

I.1.1 Windbelasting

De windbelasting waarover dit onderdeel van de literatuurstudie gaat, is van deze grootteorde dat hij gemiddeld slechts één maal elke 50 jaar overschreden zal worden.

De windbelasting wordt beschouwd als een winddruk, aangrijpend loodrecht op de oppervlakte van de glasplaten van de veranda. De winddruk wordt berekend met behulp van vergelijking (I-1) conform de norm NBN EN 1991-1-4 [1].

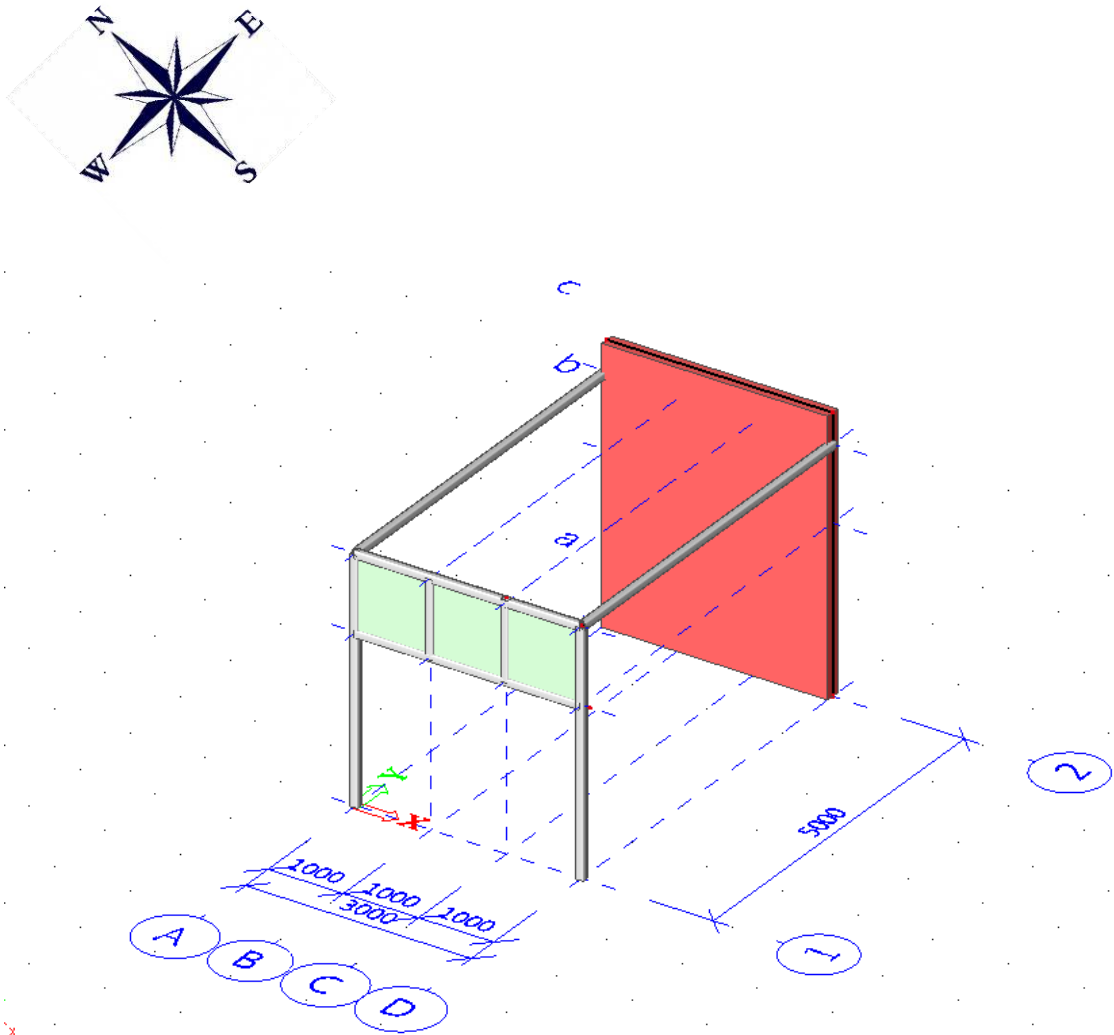
$$w = w_e - w_i$$

(I-1) [1]

Met w_e = de winddruk die aangrijpt op de uitwendige oppervlakken [N/m²]
 w_i = de winddruk die aangrijpt op de inwendige oppervlakken [N/m²]
 w = de totale winddruk [N/m²]

Hierbij is het van groot belang dat de correcte tekenconventie ten allen tijde wordt gerespecteerd, namelijk deze waarbij de druk op het oppervlak als positief wordt aangeduid en de trek als negatief.

Hieronder worden de uitwendige en inwendige winddrukken algemeen uitgelegd en berekend voor de veranda, voorgesteld in Figuur 1.



Figuur 1: Voorbeeldveranda met de berekende glasplaten in lichtblauw, de aanliggende constructie in rood en de aluminium hoofdconstructie in grijs

Uitwendige winddruk w_e

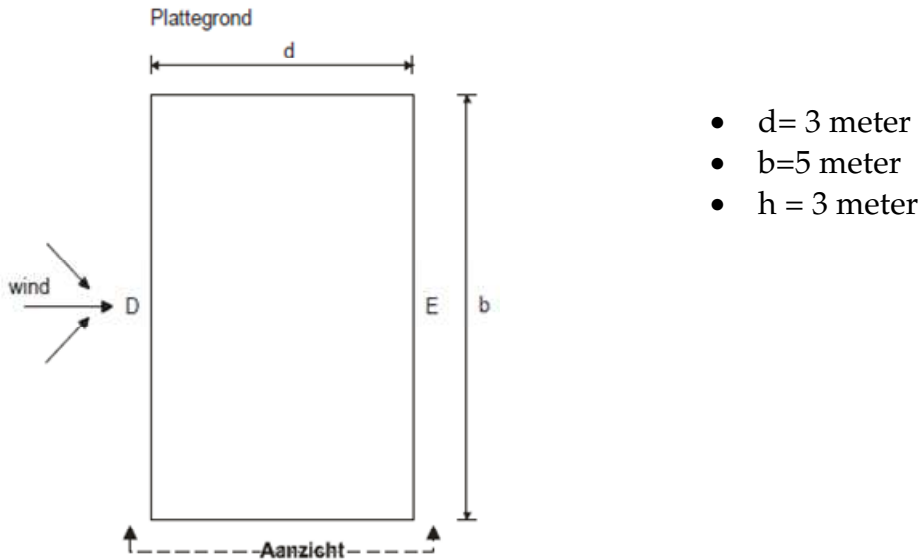
w_e wordt volgens de norm NBN EN 1991-1-4 [1] bepaald met behulp van vergelijking (I-2).

$$w_e = q_p(z_e) c_{pe} \quad (I-2) [1]$$

Met $q_p(z_e)$ = de piekstuwdruk bij hoogte z_e [N/m²]
 c_{pe} = de drukcoëfficiënt voor externe druk [-]
 z_e = de referentiehoogte voor externe druk [m]

Berekening van de externe drukcoëfficiënt bij noordenwind

De winddruk die berekend dient te worden is deze die evenwijdig zal aangrijpen met, en opgevangen zal worden door, de westelijke wand (A) van de verandaconstructie, voorgesteld in Figuur 2.



Figuur 2: Bovenaanzicht van verandaconstructie

Aangezien enkel de winddruk berekend dient te worden die evenwijdig zal aangrijpen met en opgevangen zal worden door wand A, zal c_{pe} enkel berekend dienen te worden voor zijde D en E. Slechts 25% van de noordelijke winddruk zal worden opgevangen door wand A aangezien 50% door de fundering en 25% naar de aanliggende constructie zal worden afgedragen. Hierdoor kan de c_{pe} -waarde van D en E bereken worden met behulp van volgende formule:

$$c_{pe} = c_{pe,1} - (c_{pe,1} - c_{pe,10}) \cdot \log_{10} A$$

Hierbij kunnen $c_{pe,1}$ en $c_{pe,10}$ worden berekend met behulp van Tabel 1.

Tabel 1: c_{pe} -factoren [1]

Zone	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
≤0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Toegepast voor de voorbeeldveranda (Figuur 1) geeft dit:

$$\rightarrow c_{pe,D} = 1 - (1 - 0,8) \cdot \log_{10} (0,25 \cdot 3 \cdot 5)$$

$$c_{pe,D} = 0,885$$

$$\rightarrow c_{pe,E} = -0,5$$

Berekenen piekstuwdruk $q_p(z_e)$

De referentiehoogte voor externe druk (z_e) mag gelijk worden genomen aan de hoogte van de veranda. De overeenkomstige piekstuwdruk is voor deze hoogte afleesbaar in Tabel 2. In België is deze tabel van toepassing aangezien de nationale bijlage deze voorwaarden voor c_o en $v_{b,0}$ aanbeveelt. Om overdimensionering te beperken kan echter met een kleinere waarde van de basiswindsnelheid gewerkt worden afhankelijk van de regio. Voor andere waarden wordt verwezen naar de norm NBN EN 1991-1-4[1]. Opdat de $q_p(z_e)$ -waarde correct kan worden afgelezen uit deze tabel, moet aan het terrein waarin de veranda zich bevindt, één van volgende categorieën worden toegewezen.

Vereenvoudigd worden de categorieën als volgt aangeduid:

- Categorie 0 : Zeegebied of directe blootstelling aan zeewinden.
- Categorie I : Vlak, horizontaal gebied zonder obstakels.
- Categorie II : Landelijk gebied met geïsoleerde obstakels.
- Categorie III : Dorpen, voorsteden, industrie of woudgebied.
- Categorie IV : Stedelijk gebied.

In werkelijkheid kan bijvoorbeeld categorie II zich ook in de stad voordoen. Een gebouw in Antwerpen dicht tegen de Schelde kan hiervan een voorbeeld zijn. De categorie is dus vooral afhankelijk van de obstakels in de nabije omgeving (afhankelijk van hoogte obstakels tot paar km). De categorie kan bijgevolg ook verschillen voor de verschillende zijden van een gebouw. Voor een gedetailleerde bepaling van de categorie wordt verwezen naar bijlage A van norm NBN EN 1991-1-4 [1]

Tabel 2 : $q_p(z)$ (N/m²) voor $v_{b,0}= 26\text{m/s}$ en $c_o=1$ [2]

hoogte z_e (m)	Terreincategorieën				
	0	I	II	III	IV
5	1100	1000	815	522	441
2	903	793	601	522	441
1	765	651	601	522	441

$q_p(z_e)$ kan nu worden berekend met behulp van bovenstaande Tabel 2 waarbij wordt uitgegaan van een terreincategorie '0' aangezien dit de meest nadelige is. Vermits de minimale hoogte voor categorie '0' 1m bedraagt mag de hoogte $z_e (=3m)$ uit Tabel 2 worden gehaald.

$$\rightarrow q_p(z_e) = \frac{(5m-3m) \cdot 1100 + (3m-2m) \cdot 903}{3m}$$

$$q_p(z_e) = 1034 \text{ N/m}^2$$

Bijgevolg kunnen de uitwendige winddrukken op de zijden D en E berekend worden.

$$\rightarrow W_{e,D} = 0,885 \cdot 1034,3 \text{ N/m}^2$$

$$W_{e,D} = 915 \text{ N/m}^2$$

$$\rightarrow W_{e,E} = -0,5 \cdot 1034,3 \text{ N/m}^2$$

$$W_{e,E} = -517,15 \text{ N/m}^2$$

Inwendige winddruk w_i

w_i wordt volgens norm NBN EN 1991-1-4 [1] bepaald met behulp van vergelijking (I-3).

$$w_i = q_p(z_i) c_{pi} \tag{I-3} [1]$$

- Met w_i = de winddruk die aangrijpt op de inwendige oppervlakken. [N/m²]
- z_i = de referentiehoogte voor interne druk [m]
- $q_p(z_i)$ = de piekstuwdruk bij hoogte z_i [N/m²]
- c_{pi} = de drukcoëfficiënt voor interne druk [-]

1.1.2 Berekenen interne drukcoëfficiënt bij noordenwind

Normaal is de interne drukcoëfficiënt afhankelijk van de positie en afmetingen van de openingen in de veranda. Indien deze niet te bepalen zijn, wordt de waarde van c_{pi} op 0,2 en -0,3 vastgelegd. In dit voorbeeld zal worden gewerkt met deze laatste waarden.

Berekenen piekstuwdruk $q_p(z_i)$

Voor het bepalen van de piekstuwdruk dient eerst de referentiehoogte te worden bepaald. Deze z_i -waarde is in het voorbeeld, voorgesteld in Figuur 1, gelijk aan z . De $q_p(z_i)$ -waarde wordt nu bepaald door deze z_i -waarden in te vullen in Tabel 2. Voor andere waarden wordt weer verwezen naar de norm NBN EN 1991-1-4 [1].

$$\begin{aligned}\rightarrow q_p(z_e) &= q_p(z_i) \\ q_p(z_e) &= 1034,3\text{N/m}^2\end{aligned}$$

Bijgevolg kunnen de inwendige winddrukken op de zijden D en E berekend worden.

$$\begin{aligned}\rightarrow W_{i,D} &= -0,3 \cdot 1034,3\text{N/m}^2 \\ W_{i,D} &= -310,3\text{N/m}^2 \\ \rightarrow W_{i,E} &= 0,2 \cdot 1034,3\text{N/m}^2 \\ W_{i,E} &= 206,9\text{N/m}^2\end{aligned}$$

Nu is alle informatie bekend om uiteindelijk de winddruk te bepalen die zal werken op de zijden D en E.

$$\begin{aligned}\rightarrow W_D &= 915 - (-310,3) \\ W_D &= 1225,3\text{N/m}^2 \\ \rightarrow W_E &= -517,15 - (-310,3) \\ W_E &= -206,85\text{N/m}^2\end{aligned}$$

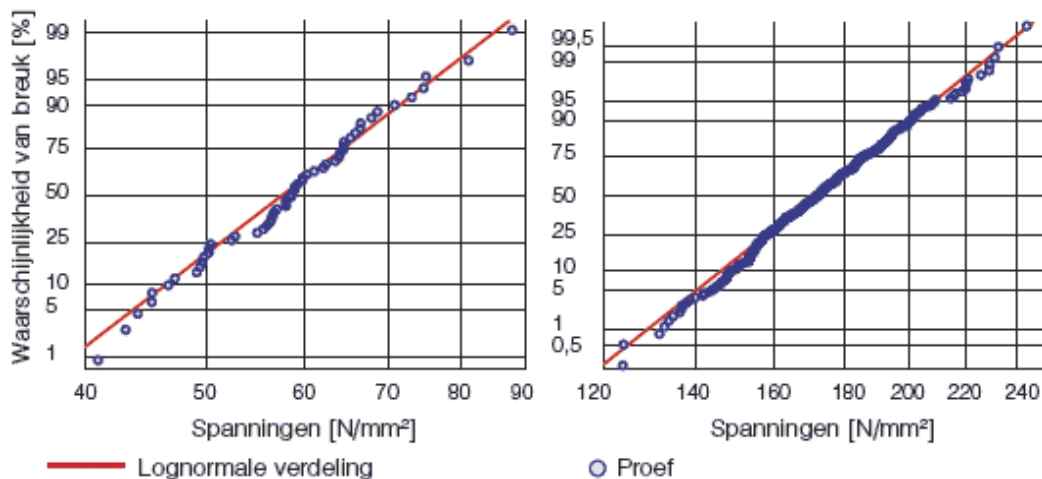
Zoals reeds aangehaald gaat slechts 25% van de winddruk die ten gevolge van de noorderwind aangrijpt op wand D en E, opgenomen worden door de westelijke wand (A).

I.2 Glas

Het belangrijkste materiaal dat onderzocht wordt in deze masterproef, is duidelijk het glas. Daarom komen in dit hoofdstuk onder andere de eigenschappen, types en berekeningsmethodes aan bod.

I.2.1 Basiseigenschappen

Glas kan beschouwd worden als een lineair elastisch materiaal wanneer de gebruikstemperatuur lager ligt dan de glasovergangstemperatuur of verwekingstemperatuur. Vermits de gebruikstemperatuur meestal rond kamertemperatuur ligt en de glasovergangstemperatuur veel hoger is (zie Tabel 4), kan glas voor deze masterproef als een lineair elastisch materiaal beschouwd worden. Het materiaal glas heeft intrinsiek een zeer hoge treksterkte, 5000-8000 N/mm². Een glasplaat heeft echter aan het oppervlak een groot aantal micro- en macroscheurtjes die, naargelang de grootte en de hoeveelheid, de sterkte sterk laten dalen. Wanneer het glas onder trekspanningen (door trek of door buiging) komt te staan, zullen rond deze scheuren spanningsconcentraties ontstaan. Deze lokale spanningen kunnen zeer hoog oplopen en zullen door een snelle uitbreiding van de scheur tot breuk leiden. Door dit specifiek breukgedrag is ook de belastingsduur een belangrijk gegeven om de sterkte van glas te bepalen. In Figuur 3 worden de verschillende spanningen bij breuk gegeven. Bij uitgegloeid glas zien we een spreiding tussen 40 en 90 N/mm². De karakteristieke treksterkte wordt hierbij bepaald aan de hand van een zekerheid van 95% zoals gebruikelijk is in de eurocodes. Dit wil dus zeggen dat slechts 5% van de gevallen mag begeven bij de karakteristieke treksterkte. In Figuur 3 ligt de karakteristieke treksterkte dus ongeveer bij 45 N/mm² (floatglas of een enkelvoudige uitgegloeide glasplaat).



Figuur 3: Spreiding van de treksterkte van uitgegloeid glas(links) en gehard glas (rechts) [3]

Doordat de scheurtjes niet zichtbaar zijn voor het blote oog, kan ook de uitbreiding van deze scheurtjes niet tijdig opgemerkt worden. Daardoor zal het glas zonder zichtbare waarschuwing begeven en kan de breuk dus bros genoemd worden. Dit is een groot nadeel en brengt extra risico's met zich mee wanneer het glas constructief gebruikt wordt. Wanneer het namelijk bros breekt, brengt dit niet alleen gevaar mee voor de nabije omgeving, maar ook voor de globale structuur.

Bij gehard en half gehard glas wordt, om de treksterkte van het glas te vergroten, een voorspanning in het glas aangebracht aan de hand van specifieke warmtebehandelingen. Door deze warmtebehandeling wordt er een trekspanning gecreëerd in de kern van het glas en een drukspanning aan beide oppervlakken. Om een trekspanning aan het oppervlak te creëren die de treksterkte overschrijdt en dus tot breuk kan leiden, moet eerst de drukspanning gecompenseerd worden. Hierdoor vergroot de treksterkte of buigweerstand sterk zoals te zien is in Tabel 3.

Tabel 3: Buigtreksterkte van verschillende glassoorten [6]

Glassoort	Buigtreksterkte $f_{g,k}$ (N/mm ²)
Uitgegloeid (floatglas)	45
Half gehard	70
Gehard	120

In Tabel 4 zijn de belangrijkste eigenschappen van floatglas opgenomen. Extra behandelingen zoals de hiervoor vermelde thermische voorspanning kunnen voor wijzigingen zorgen van deze eigenschappen.

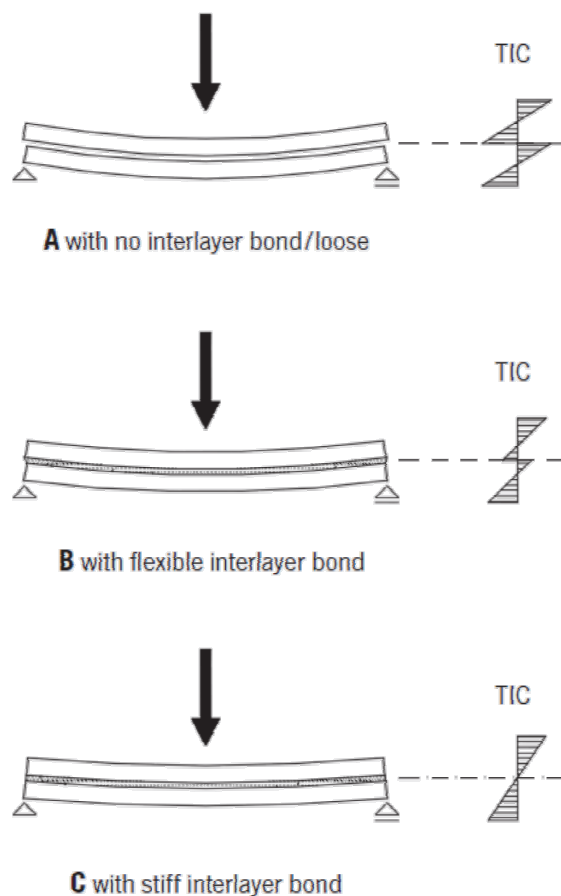
Tabel 4: Eigenschappen glas [4]

Eigenschappen	Waarde
Volumieke massa ρ bij 18 °C	2500 kg/m ³
Elasticiteitsmodulus E	70000 N/mm ²
Coëfficiënt van Poisson ν	0,2
Smelttemperatuur	≈ 1500 °C
Verwekingstemperatuur	≈ 600 °C
Lineaire uitzettingscoëfficiënt α	9.10 ⁻⁶ m/(mK)
Druksterkte	±1000 N/mm ²

1.2.2 Gelaagd glas

Een belangrijke variant op het floatglas, een enkele uitgegloeide glasplaat, is het gelaagd glas. Gelaagd glas bestaat uit twee glasplaten die met elkaar verbonden zijn door een folie. Er zijn verschillende soorten folies met elk hun voor- en nadelen, maar de meest gebruikte folie in België is de PVB-folie (polyvinylbutyral). Door de samenvoeging van de twee glasplaten met de tussenlaag wordt een sandwichconstructie bekomen. De eigenschappen van het gelaagd glas zijn dan ook een combinatie van de elastische eigenschappen van het glas en de visco-elastische eigenschappen van de tussenlaag. Gelaagd glas kan bijgevolg beschouwd worden als een visco-elastisch materiaal.

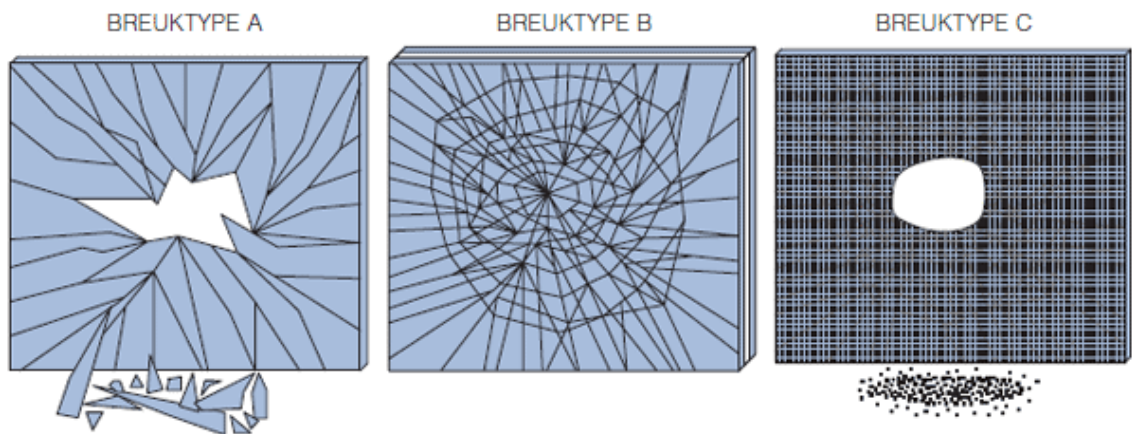
De mate waarin de twee glasplaten gaan samenwerken om de belasting te weerstaan, is sterk afhankelijk van de tussenlaag. De overdracht van schuifkrachten tussen de glasplaten en de tussenlaag zal hier een bepalende rol spelen. De glijdingsmodulus G zal dus de belangrijkste eigenschap zijn van de folie. Zoals te zien in Figuur 4 is het meest efficiënte geval, dat waarin de tussenlaag voor een volledig schuifsterke verbinding zorgt (geval C). De glijdingsmodulus van de folie zal ervoor zorgen dat het spanningsverloop overeenkomt met geval B. De grootte ervan zal bepalen hoe dicht het geval C benaderd wordt en dus hoe efficiënt het gelaagd glas zich zal gedragen.



Figuur 4: Spanningsverdeling sandwichconstructies in buiging [14]

Gelaagd glas heeft twee mogelijke bezwijkmechanismen. In het eerste geval begeeft één van de twee glasplaten. Dit is het fenomeen dat meestal optreedt en waarop gelaagd glas berekend zal worden. Een tweede bezwijkmechanisme is de delaminatie van gelaagd glas. Hierbij zal de folie zich losmaken van één van de glasplaten. Dit komt echter zelden voor en is een probleem bij langdurige blootstelling aan vocht.

De folie zorgt er ook voor dat de glasscherven aan de folie blijven kleven wanneer het glas breekt. Daardoor kan gelaagd glas als veiligheidsglas beschouwd worden, het bezwijken van het glas zal namelijk niet voor rondspringende glasscherven zorgen. Gelaagd glas is bijgevolg glas van het breuktype B, zie Figuur 5.

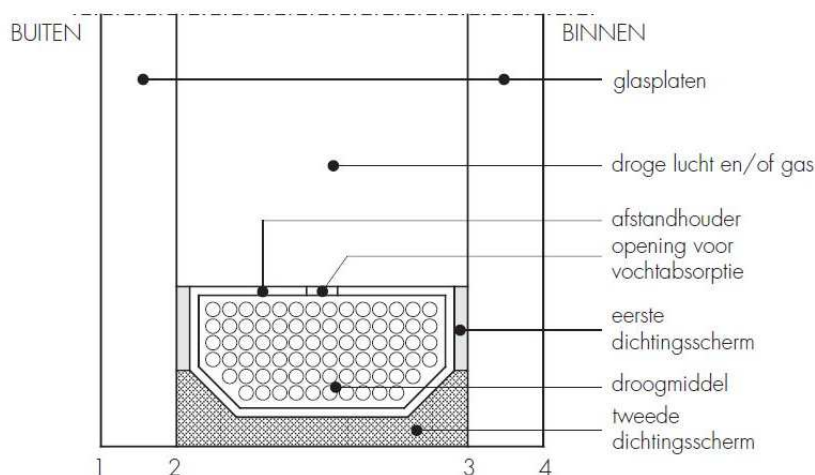


Figuur 5: Breuktypes glas: A (floatglas), B(gelaagd) en C(gehard) [15]

Een niet te onderschatten voordeel van gelaagd glas in constructieve toepassingen is het restdraagvermogen. Dit is het draagvermogen van de gelaagde glasplaat nadat breuk is opgetreden. Doordat de folie de glasscherven bij elkaar houdt, zal het gelaagd glas na breuk toch nog een beperkte kracht kunnen opnemen voor een beperkte tijd. Dit geeft de eigenaar van de constructie de tijd om veiligheidsmaatregelen te nemen.

1.2.3 Isolerende beglazing

De steeds strenger wordende energienormen hebben ervoor gezorgd dat een enkele of gelaagde glasplaat niet meer of zelden gebruikt worden. In de plaats daarvan wordt isolerende beglazing gebruikt. Meestal bestaat de isolerende beglazing uit dubbel glas, maar recent wordt meer en meer gebruik gemaakt van driedubbel glas. Dubbel glas bestaat uit twee enkele of gelaagde glasplaten met een spouw tussen. Deze spouw kan gevuld zijn met lucht of een inert gas zoals argon. Om de glaslagen op hun plaats te houden wordt een afstandshouder tussen de lagen geplaatst. Stilstaand gas is een goede isolator en daarom mag de spouw niet te breed gemaakt worden. Normale spouwbreedtes liggen tussen 10 en 15 mm. Een te brede spouw zou immers voor stromingen kunnen zorgen binnen de spouw waardoor de isolatiewaarde van het geheel sterk zou dalen. Een belangrijk aandachtspunt bij isolerend glas is bijgevolg de spouw hermetisch afgesloten te houden. Dit gebeurt door een dubbel afdichtingsscherm dat er voor moet zorgen dat het gas in de spouw blijft en er geen lucht of waterdamp in de spouw kan dringen. Wanneer er namelijk waterdamp in de spouw aanwezig is kan deze condenseren tegen de koude glasplaat. Bij condensatie kan de beglazing niet hersteld worden, en moet ze vervangen worden. Omdat condensatie dus een probleem is dat bij isolerende beglazing nefast is, wordt er in de afstandshouder ook een droogmiddel geplaatst om het gas in de spouw zo lang mogelijk droog te houden. Figuur 6 toont de opbouw van dubbel glas waarbij de bovenvermelde onderdelen aangeduid zijn.



Figuur 6: Opbouw dubbel glas [4]

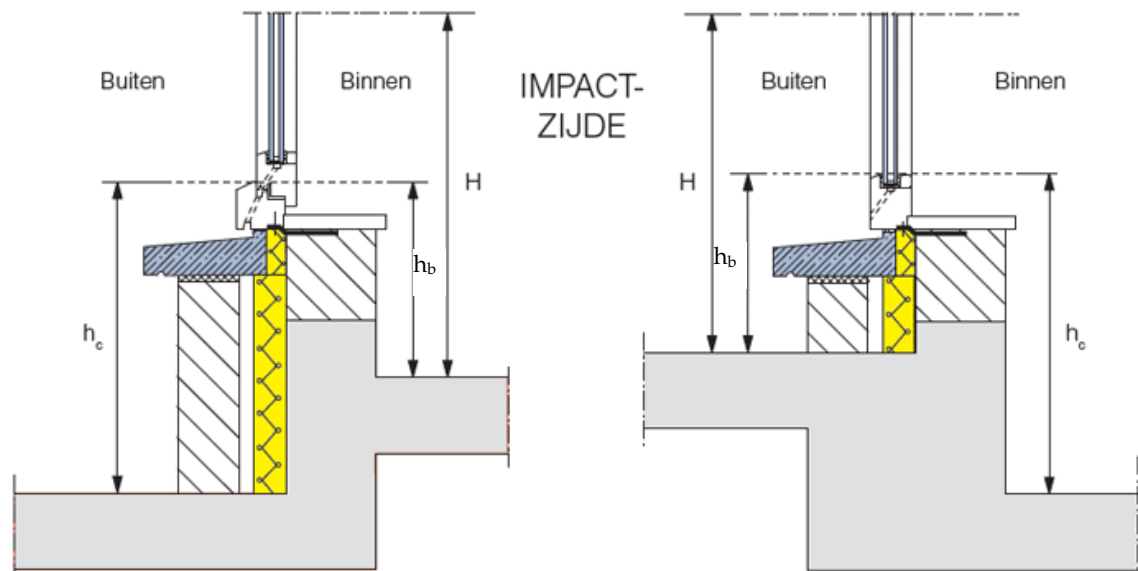
Om de huidige energienorm te halen is het isolerende effect van dubbel glas soms zelfs niet meer genoeg. Daarom wordt er tegenwoordig ook gebruik gemaakt van driedubbel glas. Hierbij wordt een dubbele spouw gecreëerd door een derde glasplaat toe te voegen. Er kan ook een speciale folie in plaats van een extra glasplaat gebruikt worden om de totale dikte van het element te beperken.

1.2.4 Keuze glas

Zoals hierboven te merken valt, zijn er verschillende types glas. Het is bijgevolg belangrijk om bij het ontwerp van de constructie het juiste type te kiezen op de juiste plaats. De keuze gebeurt volgens de norm NBN S 23-002[5]. De glaskeuze voor wanden en daken kan gebeuren aan de hand van Tabel 5 voor ruimtes met huishoudelijke en residentiële activiteiten. Hierbij staat h_c voor de valhoogte en h_b voor de hoogte van de borstwering aan impactzijde zoals te zien is in Figuur 7: Valhoogte en borstweringshoogte.

Tabel 5: Glaskeuze wanden en daken [5]

	Geval 1	Geval 2	Geval 3	Geval 6
	Verticale wanden			Daken
	$h_c \leq 1,5\text{m}$ $h_b < 0,9\text{m}$	$h_c > 1,5\text{m}$ $h_b < 0,9\text{m}$	$h_b \geq 0,9\text{m}$	
Glastype	1C-, 1B1	1B1	-	1B1



Figuur 7: Valhoogte en borstweringshoogte [15]

In de norm is er sprake van vier belangrijke glastypes, namelijk: A, 1C-,1B1 en 2B2. De letter in het glastype staat voor het overeenkomende breuktype van het glas. Het glastype A staat dus voor floatglas, het glastype C voor gehard glas en het glastype B voor gelaagd glas. De cijfers geven de maat weer waarmee het glas schokken kan weerstaan. Hierbij kan glas met cijfer 1 het best schokken weerstaan. Bij gelaagd glas volgt er hieruit een direct verband met het aantal tussenlagen. Bij 2B2-glas moet er minimaal 1 PVB-folie aanwezig zijn terwijl bij 1B1-glas minstens een dubbele folielaag aanwezig moet zijn.

Het aantal folies is terug te vinden in de naam van het glas. Bij de benaming van gelaagd glas beschrijven de eerste 2 getallen de dikte van de verschillende glasplaten en geeft het getal achter het punt het aantal tussenlagen aan. Een gelaagd glas 33.2 is bijvoorbeeld een glasplaat die bestaat uit twee glasplaten van 3 mm dik met daartussen 2 tussenlagen. Hierbij wordt niet vermeld wat de nodige dikte is van de tussenlaag. De minimale dikte is 0,38mm PVB. Andere tussenlagen worden berekend als equivalente diktes van PVB.

Wanneer gekozen wordt voor dubbel glas, moet de keuze van het glas zowel voor het binnenblad als het buitenblad gebeuren. Toegepast op de mogelijke constructieve beglazingen van een veranda moet de constructeur de volgende keuzes maken. De constructieve beglazingen zijn de niet opengaande wanden en het dak. Voor het binnenblad grenst het glas aan een binnenruimte en geldt dus geval 1 uit Tabel 5 omdat de valhoogte en borstweringshoogte meestal beperkt zijn bij een veranda. Er mag dus zowel gebruik gemaakt worden van een geharde glasplaat (1C-) van minimum 4 mm dik als van een gelaagde glasplaat met minstens 2 tussenlagen (1B1). De buitenkant zal meestal gelegen zijn aan een privétuin. Daardoor zijn er geen specifieke eisen en mag elk type gebruikt worden. Indien echter het binnenblad uitgevoerd wordt in gehard glas moet ook het buitenblad in gehard glas uitgevoerd worden. Voor het dak geldt dezelfde gedachtegang. Het binnenblad moet voldoen aan de eisen van geval 6 van Tabel 5. Voor het binnenblad zal dus gelaagd glas (1B1) gebruikt worden, terwijl het buitenblad weer vrij te kiezen is. Bijgevolg zal er waarschijnlijk floatglas gekozen worden omdat dit de goedkoopste oplossing is.

1.2.5 Effectieve dikte

De keuze van het glastype is natuurlijk niet de enige ontwerpparameter. Ook de dikte van de beglazing is uiteraard belangrijk. Om de berekening van de dikte bij het ontwerp niet te complex te maken, wordt er een dikte berekend voor een monolitische plaat, met andere woorden een glasplaat uit floatglas. De andere glastypes kunnen dan met een effectieve dikte voorgesteld worden. Deze dikte stelt een equivalente plaat uit floatglas voor. Hier dient wel opgemerkt te worden dat de formules opgesteld zijn voor een beglazing die loodrecht op zijn vlak belast wordt.

Voor gelaagd glas worden twee effectieve diktes gebruikt. Eén voor de doorbuiging te bepalen en een andere voor de spanningen te berekenen.

De effectieve dikte, nodig voor het bepalen van de doorbuiging, wordt berekend volgens formule (I-4).

$$h_{ef;w} = \sqrt[3]{(1 - \varpi) \times \sum_i h_i^3 + \varpi \times (\sum_i h_i)^3} \quad \text{(I-4) [6]}$$

Met $h_{ef;w}$ = de effectieve dikte voor BGT [mm]
 h_i = de dikte van een enkele glaslaag [mm]
 ϖ = de overdrachtscoëfficiënt [-]

De overdrachtscoëfficiënt geeft aan in welke mate de glaslagen samenwerken om de belasting op te vangen. Hierbij geeft de waarde 0 aan dat er geen schuifkrachten tussen de lagen worden overgedragen. De waarde 1 staat voor een volledige overdracht van de schuifkrachten. Deze waarde wordt opgegeven door de fabrikant. Wanneer deze niet opgegeven is, moet er van een waarde 0 uitgegaan worden. Enkel voor belastingen van korte duur zoals wind of belastingen ten gevolge van de borstweringsfunctie mag 0,2 gebruikt worden als overdrachtscoëfficiënt.

De effectieve dikte voor de spanningen wordt berekend aan de hand van formule (I-5).

$$h_{ef;\sigma;j} = \sqrt{\frac{(h_{ef;w})^3}{h_j + 2 \varpi h_{m;j}}} \quad \text{(I-5) [6]}$$

Met $h_{ef;\sigma;j}$ = de effectieve dikte voor UGT van laag j [mm]
 $h_{ef;w}$ = de effectieve dikte voor de doorbuiging [mm]
 h_j = de dikte van laag j [mm]
 ϖ = de overdrachtscoëfficiënt [-]
 $h_{m;j}$ = de afstand tussen het midden van laag j en het midden van het gelaagd glas zonder de tussenlagen [mm]

Meestal bestaan de verschillende lagen uit hetzelfde glastype en zijn de grensspanningen voor beide lagen gelijk. In dat geval moet de effectieve dikte van de gelaagde glasplaat gelijk genomen worden aan de kleinste effectieve dikte van de verschillende lagen. In Tabel 6 zijn enkele effectieve diktes uitgerekend voor verschillende diktes van gelaagd glas.

Tabel 6: Effectieve diktes gelaagd glas

Glas	Overdrachtscoëfficiënt =0				Overdrachtscoëfficiënt =0,2			
	$h_{ef,w}$	$h_{ef;o;1}$	$h_{ef;o;2}$	$h_{ef;o}$	$h_{ef,w}$	$h_{ef;o;1}$	$h_{ef;o;2}$	$h_{ef;o}$
	mm	Mm	Mm	mm	Mm	mm	mm	Mm
33	3,78	4,24	4,24	4,24	4,42	4,90	4,90	4,90
44	5,04	5,66	5,66	5,66	5,89	6,53	6,53	6,53
55	6,30	7,07	7,07	7,07	7,37	8,16	8,16	8,16
66	7,56	8,49	8,49	8,49	8,84	9,80	9,80	9,80
68	9,00	11,02	9,54	9,54	10,42	12,20	11,09	11,09

I.2.6 Krachtsverdeling isolerende beglazing

In tegenstelling tot gelaagd glas wordt isolerende beglazing niet aan de hand van effectieve diktes berekend, maar wordt de kracht op de beglazing omgezet naar een kracht op elke glasplaat. Dit gebeurt aan de hand van coëfficiënten voor de belastingsverdeling.

Deze coëfficiënten worden volgens formule (I-6) en (I-7) berekend voor dubbel glas. De coëfficiënten voor driedubbel glas worden op analoge manier berekend (extra term in de noemer).

$$\delta_1 = \frac{h_1^3}{h_1^3 + h_2^3} \quad \text{(I-6) [6]}$$

$$\delta_2 = \frac{h_2^3}{h_1^3 + h_2^3} = 1 - \delta_1 \quad \text{(I-7) [6]}$$

Met δ_i = de coëfficiënt voor de belastingsverdeling van laag i [-]
 h_i = de nominale dikte van laag i [mm]

Wanneer deze coëfficiënten gekend zijn, kunnen de krachten op elke laag gemakkelijk berekend worden door de bijbehorende coëfficiënt te vermenigvuldigen met de totale kracht.

1.2.7 Berekening glasdiktes

De berekening van de glasdiktes is ten slotte de laatste stap in het ontwerpproces van een beglazing. Om de glasdikte te berekenen, moet rekening gehouden worden met zowel de uiterste grenstoestand ,UGT, als met de bruikbaarheidsgrenstoestand, BGT. De bruikbaarheidsgrenstoestand hoeft in principe niet voor alle beglazingen te gebeuren. Voor isolerende beglazing moet dit echter wel gebeuren. Vermits enkel glas tegenwoordig niet meer gebruikt wordt, dient de controle van BGT altijd te worden onderzocht. Hieronder zal als voorbeeld de methode en formules gegeven worden voor een gelijkmatig belaste, rechthoekige plaat, opgelegd op 4 randen. Dit is de meest voorkomende situatie voor veranda's in België, zoals wordt aangegeven in hoofdstuk I.3 Beglazingsmethodes. Zoals eerder vermeld is de weerstand van glas ook afhankelijk van de belastingsduur. De rekenwaarde van de buigtreksterkte brengt deze invloed in rekening.

Buigtreksterkte $X_{g,d}$

De rekenwaarde van de buigtreksterkte wordt berekend aan de hand van formule (I-8) [6]

$$X_{g,d} = \frac{k_{mod} k_{sp} f_{g,k}}{\gamma_{M,A}} \quad \text{(I-8) [6]}$$

Met $X_{g,d}$ = de rekenwaarde van de buigtreksterkte [MPa]

k_{mod} = factor die de tijdsduur in rekening brengt [-]

k_{sp} = oppervlaktefactor [-]

$f_{g,k}$ = karakteristieke buigtreksterkte van floatglas [MPa]

$\gamma_{M,A}$ = veiligheidscoëfficiënt voor floatglas = 1,8 [-]

De oppervlaktefactor k_{sp} wordt voor floatglas gelijk genomen aan 1. Wanneer echter een speciaal glastype, zoals figuurglas of gewapend glas, gebruikt wordt, zal een kleinere k_{sp} van toepassing zijn.

De tijdsduur van de belasting wordt in rekening gebracht via de factor k_{mod} . Deze factor wordt per belastingstype uitgerekend aan de hand van formule (I-9). Hierbij dient te worden opgemerkt dat de tijdsduur t in uren wordt ingevuld en gelijk wordt gesteld aan de belastingsduur bij constante belasting. Bij een veranderlijke belasting is het echter de equivalente tijdsduur voor de piekbelasting. Deze wordt bekomen door de integraal van de belasting in de tijd gelijk te stellen aan de integraal van de piekbelasting die constant gehouden wordt over de equivalente tijdsduur.

$$k_{mod} = 0,663 t^{-1/16} \quad \text{en } 0,25 \leq k_{mod} \leq 1 \quad \text{(I-9) [6]}$$

Met k_{mod} = de factor die de tijdsduur in rekening zal brengen [-]
 t = de tijdsduur [h]

Voor de meest gebruikte belastingen zijn deze k_{mod} -factoren weergegeven in Tabel 7.

Tabel 7: $k_{mod,ind}$ standaardbelastingen [6]

Belasting	Tijdsduur	t	$k_{mod,ind}$
Borstweringsfunctie	Kort	30 seconden	0,89
Wind	Kort	10 minuten	0,74
Sneeuw	Gemiddeld	1 maand	0,44
Permanent	Lang	25 jaar	0,30

Vermits glas volgens de eurocodes en dus met belastingscombinaties berekend wordt, moet er gebruik gemaakt worden van een factor die rekening houdt met de verschillende tijdsduren van de gecombineerde belastingen. Deze gecombineerde k_{mod} kan berekend worden aan de hand van formule (I-10)

$$k_{mod,combi} = \frac{\gamma_G g_k + \gamma_{Q,1} q_{k,1} + \sum_i \gamma_{k,i} \psi_{0,i} q_{k,i}}{\frac{\gamma_G g_k}{k_{mod,ind,g}} + \frac{\gamma_{Q,1} q_{k,1}}{k_{mod,ind,q1}} + \sum_i \frac{\gamma_{k,i} \psi_{0,i} q_{k,i}}{k_{mod,ind,qi}}} \quad \text{(I-10) [6]}$$

Met $k_{mod,combi}$ = de tijdsduurfactor voor de belastingscombinatie [-]

γ = de veiligheidsfactor van de belasting [-]

g_k, q_k = de karakteristieke belasting [N/m²]

ψ_0 = de samenstelfactor [-]

$k_{mod,ind}$ = de individuele tijdsduurfactor [-]

UGT

Voor UGT zijn er twee modellen beschikbaar om de glasdikte te berekenen, namelijk het lineaire en het niet-lineaire model. Het niet-lineaire model wordt gebruikt wanneer de vervorming hoger is als éénmaal de glasdikte. De dikte van het glas wordt bepaald aan de hand van een minimale dikte. De minimale dikte in UGT kan berekend worden aan de hand van vergelijking (I-11).

$$e_{min,\sigma} = \sqrt{k_1 \frac{S}{X_{g,d}} F_d} \quad \text{(I-11) [6]}$$

Met $e_{min,\sigma}$ = de minimale dikte van het glas in UGT [mm]

k_1 = de spanningscoëfficiënt [-]

S = de oppervlakte van de glasplaat [m²]

$X_{g,d}$ = de rekenwaarde voor de maximale spanning in het glas [MPa]

F_d = de rekenwaarde van de belasting in UGT [N/m²]

De spanningscoëfficiënt k_1 wordt berekend aan de hand van formule (I-12)

$$k_1 = \frac{1}{4 \left[\frac{1}{z_2^2} + \frac{p^{*2}}{(z_3^2 + (z_4 p^*)^2)} \right]^{0,5}} \quad \text{(I-12) [6]}$$

Met p^* = de adimensionale belastingscoëfficiënt [-]

$$z_2 = 24 \lambda \left[0,0447 + 0,0803 \left(1 - \exp \left(-1,17 \left(\frac{1}{\lambda} - 1 \right)^{1,073} \right) \right) \right]$$

$$z_3 = 4,5 \left(\frac{1}{\lambda} - 1 \right)^2 + 4,5$$

$$z_4 = 0,585 - 0,05 \left(\frac{1}{\lambda} - 1 \right)$$

λ = de slankheid van de glasplaat = a/b [-]

a = de kleinste afmeting van de glasplaat [m]

b = de grootste afmeting van de glasplaat [m]

De adimensionale belastingscoëfficiënt p^* hangt af van welk model wordt gebruikt. Bij kleine vervormingen zoals wordt aangenomen bij het lineaire model mag p^* gelijk worden genomen aan 0. Voor het niet-lineaire model moet formule (I-13) gebruikt worden

$$p^* = \left(\frac{S}{4h^2} \right)^2 \frac{F_d}{E} \quad \text{(I-13) [6]}$$

Met: p^* = de adimensionale belastingscoëfficiënt [-]
 S = de oppervlakte van de glasplaat [m²]
 h = de nominale dikte van het glas [mm]
 F_d = de rekenwaarde van de belasting in UGT [N/mm²]
 E = de elasticiteitsmodulus [N/mm²]

Aangezien in formule (I-13) [6] de dikte van het glas terugkomt, moet bij het niet-lineaire model de dikte iteratief bepaald worden.

BGT

In BGT wordt er (net als bij UGT) gebruik gemaakt van een minimale dikte waaraan de glasplaat moet voldoen. Voor een plaat die opgelegd is op vier randen geldt dan formule (I-14)

$$e_{min,w} = \sqrt[3]{\frac{k_4 F_d S^2}{E y_{max}}} \quad \text{(I-14) [6]}$$

Met $e_{min,w}$ = de minimale dikte van het glas in BGT [mm]
 k_4 = de vervormingscoëfficiënt [-]
 S = de oppervlakte van de glasplaat [m²]
 F_d = de rekenwaarde van de belasting in BGT [N/m²]
 E = de elasticiteitsmodulus [MPa]
 y_{max} = de maximaal toegelaten vervorming van het glas [mm]

De vervormingscoëfficiënt k_4 hangt af van de methode die gebruikt wordt. Voor de lineaire methode geldt formule (I-15).

$$k_4 = \frac{z_1}{16} \quad \text{(I-15) [6]}$$

Met k_4 = de vervormingscoëfficiënt [-]
 $z_1 = 192 (1 - \nu^2)^2 \lambda^2 \left[0,00406 + 0,00896 \left(1 - \exp \left(-1,123 \left(\frac{1}{\lambda} - 1 \right)^{1,097} \right) \right) \right]$
 ν = de coëfficiënt van Poisson [-]
 λ = de slankheid van de glasplaat [-]

Voor de niet-lineaire methode geldt formule (I-16).

$$k_4 = \frac{\left[\frac{\left(\frac{1}{z_1^4} + 4 p^{*2} \right)^{0,5} - \frac{1}{z_1^2}}{2} \right]^{0,5}}{16 p^*} \quad \text{(I-16) [6]}$$

Met k_4 = de vervormingscoëfficiënt [-]

p^* = de adimensionale belastingscoëfficiënt [-]

$$z_1 = 192 (1 - \nu^2)^2 \lambda^2 \left[0,00406 + 0,00896 \left(1 - \exp \left(-1,123 \left(\frac{1}{\lambda} - 1 \right)^{1,097} \right) \right) \right]$$

ν = de coëfficiënt van Poisson [-]

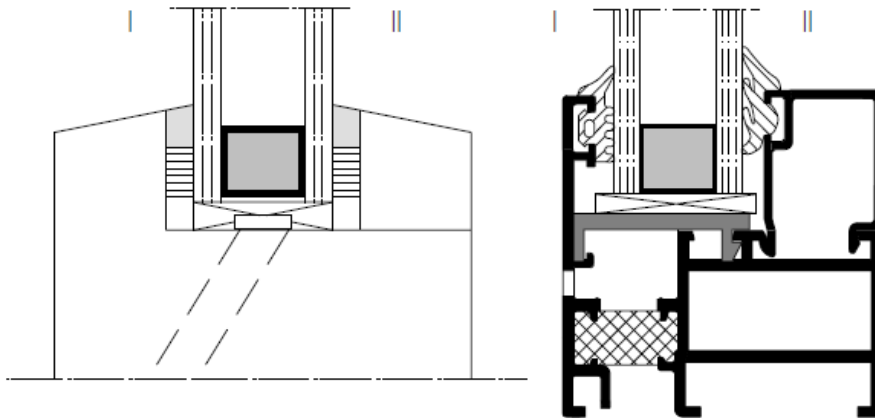
λ = de slankheid van de glasplaat [-]

Hierbij moet opgelet worden dat de adimensionale belastingscoëfficiënt p^* ook volgens formule (I-13) [6] berekend wordt, maar dat de belasting F_d bepaald wordt aan de hand van de BGT-combinatie.

I.3 Beglazingsmethodes

Niet alleen het materiaal en de belasting, maar ook de manier waarop het glas de belasting zal opnemen en doorgeven naar de omgeving, is belangrijk voor het ontwerp. De belangrijkste factor hierbij is de manier waarop de beglazing geplaatst wordt, met andere woorden de beglazingsmethode.

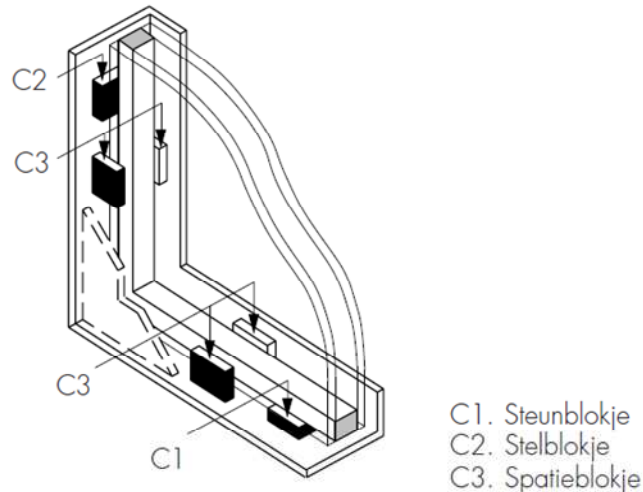
Er zijn twee beglazingsmethodes: de natte en de droge. Bij de natte methode wordt het glas langs beide kanten gekit. Bij de droge methode worden dichtingsprofielen gebruikt om de dichting te verzekeren. Figuur 8 toont de twee verschillende methodes. Vermits bij aluminium profielen meestal de droge methode wordt gebruikt, zal daar ook in deze masterproef de meeste aandacht naar toe gaan. De droge beglazingsmethode heeft twee cruciale onderdelen: de dichtingsprofielen en de beglazingsblokjes.



Figuur 8: Beglazingsmethode: nat (links) en droog (rechts) [7]

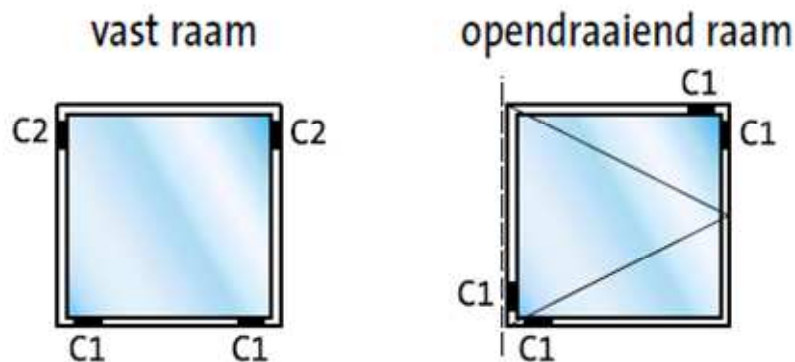
I.3.1 Beglazingsblokjes

De beglazingsblokjes bestaan uit 3 soorten, namelijk de steunblokjes, de stelblokjes en de spatieblokjes. De steunblokjes, aangeduid als C_1 in Figuur 9, dienen om krachten over te dragen van het glas naar de structuur. De stelblokjes, aangeduid als C_2 (Figuur 9), zorgen ervoor dat de juiste speling tussen het raam en het glas behouden blijft. De spatieblokjes, aangeduid als C_3 (Figuur 9), zorgen voor de zijwaartse speling tussen het raam en het glas. Bij de droge beglazingsmethode worden de spatieblokjes echter regelmatig weggelaten en wordt hun functie opgenomen door de dichtingsprofielen.



Figuur 9: De 3 soorten beglazingsblokjes [7]

De steunblokjes hebben een dubbele functie. Enerzijds brengen ze het gewicht van het glas over op de structuur. Anderzijds zorgen ze bij openklapbare delen voor de nodige zijdelingse stijfheid. Dit is te zien in Figuur 10. Verder in deze materproef zal onderzocht worden in hoeverre dit systeem kan bijdragen in de zijdelingse stabiliteit van de totale structuur.



Figuur 10: Plaatsing beglazingsblokjes bij een vast raam (links) en een opendraaiend raam (rechts) [8]

De steun- en stelblokjes bestaan uit een kunststof die moet voldoen aan een aantal eisen. De verwekingstemperatuur moet hoger liggen dan 80°C en de hardheid van het blokje moet gelegen zijn tussen 70 en 95 IRHD (international rubber hardness degree).

De breedte van de blokjes moet minstens gelijk zijn aan de breedte van het glas en ze moeten ook zo geplaatst worden dat het glas volledig ondersteund wordt. De lengte van de blokjes moet minstens 50mm zijn en wordt zo berekend dat de spanning in deze blokjes de grenswaarde van 1,5 N/mm² niet overschrijdt. De berekening gebeurt aan de hand van formule (I-17).

$$L = \frac{25 S}{n \sigma} \sin \alpha \quad (I-17) [7]$$

Met L = de minimumlengte van het steunblokje [mm]

S = de oppervlakte van het glas [m²]

n = aantal blokjes om het gewicht op te vangen [-]

σ = toelaatbare spanning [N/mm²]

α = de helling van de beglazing (verticale wand: α = 90°) [°]

Ten slotte is het belangrijk dat de blokjes ver genoeg van de hoek van de beglazing geplaatst worden. Om spanningsconcentraties in de hoeken van de glasplaat te vermijden, moeten de blokjes minstens een afstand, gelijk aan hun lengte, van de rand verwijderd blijven. De beglazingsblokjes worden op hun plaats gehouden door middel van verlijming.

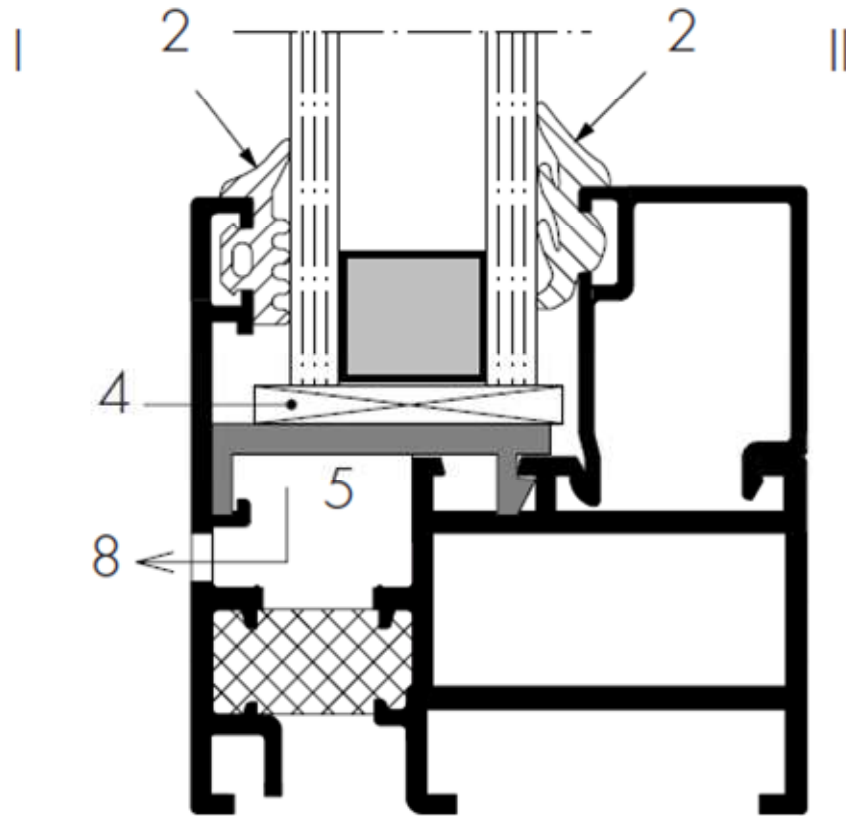
I.3.2 Dichtingsprofielen

De profielen zorgen voor de zijwaartse steun uit het vlak aan de 4 randen en moeten in de eerste plaats de dichting verzekeren. Wanneer de glasplaat als steunend element gebruikt wordt, kunnen deze profielen door middel van wrijving ook afschuifkrachten overbrengen. De profielen bestaan uit EPDM en ze worden geclassificeerd volgens de norm NBN EN 12365-1 [9] met behulp van een letter en 5 cijfers, zoals aangegeven is in Tabel 8.

Tabel 8: Classificatie profielen [9]

Categorie	Werkbereik	Drukkracht	Temperatuur	Herstel na vervorming	Herstel op lange termijn
G: dichting	Schaal 1 (≤1mm) tot	Schaal 1(≤10N/m) tot 9	Schaal 1(0-45°C) tot	Schaal 0 (<30%) tot	Schaal 0 (<30%) tot
W: tochtstrip	9 (>30mm)	(>1000N/m)	6 (0-200°C)	7 (>90%)	7 (>90%)

Voor de dichtingsprofielen moet dus een EPDM-profiel van type G gebruikt worden. Ook de gebruikstemperatuur moet overeenkomen met de omstandigheden in België (graad 3: -20 tot 85°C). De contactdruk is ten slotte ook een belangrijk gegeven, deze zal liggen tussen 0,5 en 1,5 kN/m [10].



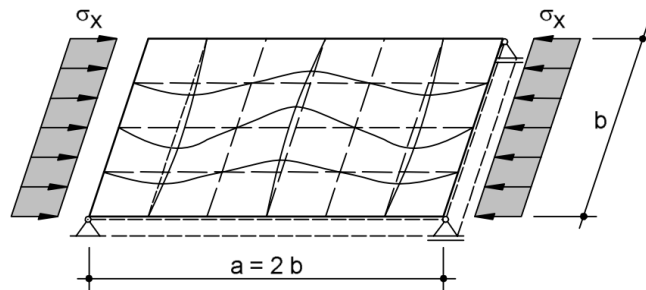
Figuur 11: Doorsnede plaatsing glas [7]

Op Figuur 11 is een doorsnede van de opbouw te zien. Het plaatsen van de dichtingsprofielen gebeurt op de volgende manier. Eerst wordt het eerste profiel (nr.2 links) geplaatst in de daarvoor voorziene opening van het aluminium profiel. Daarna wordt het glas geplaatst (opgespannen door de beglazingsblokjes (nr. 4)) en wordt de glaslat op het profiel geklikt. Ten slotte moet het tweede dichtingsprofiel (nr. 2 rechts) met de hand in de opening gedruwd worden zodat het glas volledig opgespannen is.

I.4 Knik bij glasplaten

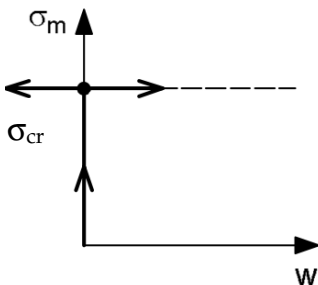
Bij slanke onderdelen (zoals glasplaten) die op druk belast worden, bestaat er een gevaar voor het uitknikken ervan. Dit knikken kan worden gezien als een buigvervorming die het gevolg is van de druk- en/of schuifspanningen die aan de randen van de plaat optreden.

Er zijn twee verschillende kniktheorieën ter beschikking om de grensknikspanning te definiëren, namelijk de lineaire en de niet-lineaire kniktheorie. Deze beide kniktheorieën worden hieronder uitgelegd door deze toe te passen op een monolithische glasplaat. Deze wordt ondersteund aan de vier randen en wordt belast door een lijnlast, aangrijpend op twee tegenover elkaar liggende randen zoals is voorgesteld in Figuur 12 uit hoofdstuk acht van het doctoraat van F. Wellershoff [11].



Figuur 12: Aan vier zijden ondersteunde glasplaat, belast door σ_x [11]

De lineaire kniktheorie geeft de knikgrens weer indien wordt uitgegaan van een ideaal effen glasplaat zonder voorspanningen of voorvervormingen. Hierbij wordt de spanning in deze last-vervormingscurve, waarbij de ideaal effen glasplaat overgaat in een niet-meer effen glasplaat, als ideale kritische knikspanning σ_{cr} aangeduid. Deze lineaire kniktheorie gaat zowel de imperfecties van het glas en het overkritische draagvermogen van het glas verwaarlozen. Deze kniktheorie wordt voorgesteld door het last-doorbuigingsdiagram van Figuur 13.



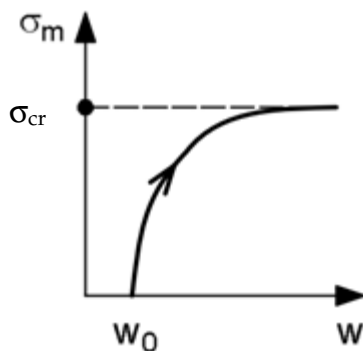
Figuur 13: Belastings-vervormingsdiagram van lineaire kniktheorie [11]

Knik wordt hier beschouwd als een plotseling optredende vervorming. Onder de kritische knikspanning zullen er in de glasplaat normaal- en/of schuifspanningen optreden, maar blijft het glas wel op zijn oorspronkelijke positie. Indien deze kritische spanning bereikt wordt, zal er plots een knikvervorming optreden waarvan de grootte en het teken onbekend zijn.

In werkelijkheid moet men echter altijd met imperfecties in de geometrie rekening houden. Daarom zal het glas dus nooit plotseling uitknikken en zullen de vervormingen niet-lineair stijgen met de opgelegde belasting. Het last-doorbuigingsgedrag van de glasplaat wordt dus door de onvermijdbare vervormingen beïnvloed. De geometrische imperfectie wordt aangeduid als een fractie van de afmeting van de glasplaat. In het artikel van C. Bedon en C. Amadio [12] wordt er gerekend met $w_0=a/500$.

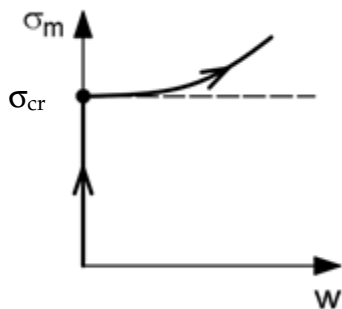
De niet-lineaire kniktheorie gaat, in tegenstelling tot de lineaire kniktheorie, rekening houden met deze geometrische imperfecties en grote vervormingen. Ook beschrijft deze theorie het knikgedrag indien de glasplaat belast wordt boven de knikgrens σ_{cr} . Deze kniktheorie wordt voorgesteld in de figuren Figuur 14, Figuur 15 en Figuur 16.

Figuur 14 geeft het belastings-vervormingsgedrag weer indien de geometrische imperfecties in rekening worden gebracht. Wel dient opgemerkt te worden dat deze figuur enkel rekening houdt met kleine vervormingen.



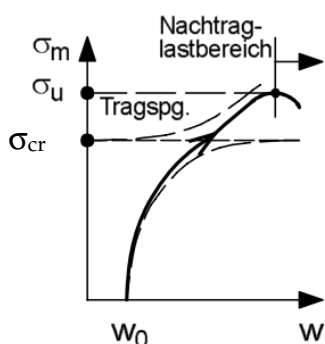
Figuur 14: Spannings-vervormingsdiagram bij niet-lineaire kniktheorie, rekening houdend met geometrische imperfecties [11]

Tot dusver werd enkel rekening gehouden met kleine vervormingen. Dit is in de praktijk echter niet zo aangezien de vervormingen van een glasplaat ten gevolge van het uitknikken niet meer verwaarloosbaar zijn. Men spreekt van grote vervormingen indien deze zich in de grootteorde van de plaatdikte of groter bevinden. Figuur 15 stelt het last-vervormingsgedrag van de plaat voor indien rekening wordt gehouden met deze grote vervormingen. Hierbij moet worden opgemerkt dat wordt uitgegaan van een ideaal vlakke plaat en dus geen geometrische imperfecties.



Figuur 15: Spannings-vernformingsdiagram bij niet-lineaire kniktheorie, rekening houdend met grote vernormingen [11]

Het last-vernformingsgedrag van de glasplaat, voorgesteld in Figuur 16, is een combinatie van deze aparte theorieën. Onder de kritische knikgrens volgt dit de curve van Figuur 14. Boven deze grens wordt er een effect opgemerkt ten gevolge van de grote vernormingen. Ten slotte zal bij de spanning σ_u de glasplaat volledig bezwijken.

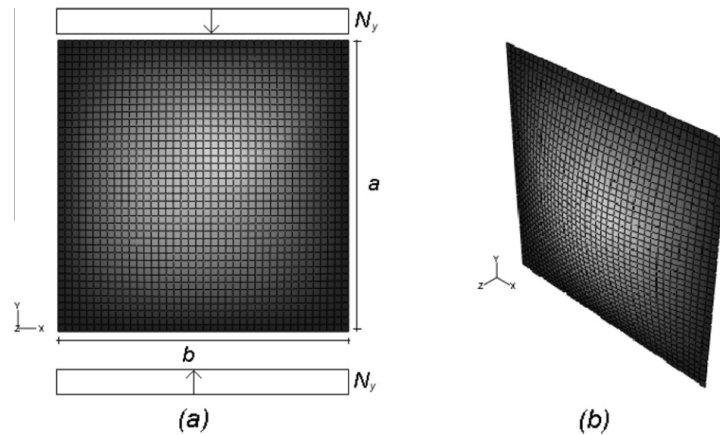


Figuur 16: Spannings-vernformingsdiagram bij niet-lineaire kniktheorie, rekening houdend met geometrische imperfecties, grote vernormingen en moment van bezwijken [11]

Deze overkritische zone kan worden verklaard door het geheel aan systeemreserven waarover de glasplaten beschikken. Deze laten de plaat toe om een belasting, groter dan de kritieke kniklast, op te nemen. Bij het overschrijden van deze kritieke kniklast, komt men dus in de overkritische zone en zal de oorspronkelijk ideaal vlakke, effen plaat overgaan in een dubbel gekromde glasplaat zoals is te zien op Figuur 12.

In het kader van deze masterproef zal er verder gewerkt worden met de lineaire kniktheorie zoals voorgesteld in Figuur 13. Het gebruik van de glasplaat als zijdelingse steun in de veranda zal namelijk binnen het onderkritisch gebied moeten liggen. Omdat het glas constructief gebruikt wordt, is het echter wel belangrijk om te weten dat er een overkritische zone is. Dit zorgt er namelijk voor dat de nodige veiligheidsmaatregelen kunnen getroffen worden als er toch iets misloopt.

I.4.1 Gelamineerde glasplaat, onder druk belast



Figuur 17: Monolithische, vlakke glasplaat ondersteund aan de vier zijden en onderworpen aan druk in het vlak [12]

In Figuur 17 wordt een ideaal vlakke, monolithische glasplaat voorgesteld die ondersteund wordt aan de vier zijden. Deze plaat wordt belast door een druklast N_y in het glasvlak op twee tegenover elkaar liggende glaszijden. De kritieke kniklast van dergelijke glasplaten kan berekend worden met behulp van vergelijking (I-18) [12].

$$N_{y,cr} = \left(\frac{mj}{i} + \frac{i}{mj} \right)^2 \frac{\pi^2 D}{j^2} \quad \text{(I-18) [12]}$$

Met i = de lengte van de glasplaat [mm]

j = de breedte van de glasplaat [mm]

m = het aantal halve golven in de y -richting ten gevolge van de vervormingen [-]

D = buigstijfheid van de plaat voor een eenheidsbreedte [Nmm]

$N_{y,cr}$ = de kritieke kniklast van de ideaal vlakke, monolithische glasplaat [N/m]

Deze vergelijking kan enkel worden gebruikt indien aan volgende hypothesen wordt voldaan:

- In onbelaste toestand is de glasplaat ideaal vlak.
- De verplaatsingen in de x - en y -richting van de randen van de glasplaat zijn verwaarloosbaar.
- De verplaatsing orthogonaal op de glasplaat moet voldoende klein (kleiner als plaatdikte) blijven.

De buigstijfheid D moet berekend worden volgens vergelijking (I-19) [12]. Deze waarde is het gevolg van een verhinderde zijdelingse vervorming van de randen. Wanneer de zijdelingse vervorming niet verhinderd wordt, moet voor $D = EI$ gekozen worden.

$$D = \frac{E h^3}{12 (1 - \nu^2)} \quad \text{(I-19) [12]}$$

Met D = buigstijfheid per eenheidsbreedte [Nmm]

E = elasticiteitsmodulus [MPa]

h = dikte van het glas [mm]

ν = coëfficiënt van Poisson [-]

In praktijk gaat er echter nooit gewerkt worden met een enkele glasplaat. De kritieke kniklast van een gelaagde glasplaat met dezelfde ondersteuning en belasting als bij de monolithische glasplaat, wordt berekend met behulp van vergelijking (I-20) [12].

$$N_{y,cr} = \left(\frac{mj}{i} + \frac{i}{mj} \right)^2 \frac{\frac{D_1 + D_2}{D} \left[\left(\frac{mj}{i} \right)^2 + 1 \right] + \frac{A_s j^2}{\pi^2 D_s} \pi^2 D}{\left[\left(\frac{mj}{i} \right)^2 + 1 \right] + \frac{A_s j^2}{\pi^2 D_s} j^2} \quad \text{(I-20) [12]}$$

Met i = de lengte van de glasplaat [mm]

j = de breedte van de glasplaat [mm]

m = het aantal halve golven in de y -richting ten gevolge van de vervormingen [-]

D = buigstijfheid van de gelaagde plaat voor een eenheidsbreedte [Nmm]

D_i = buigstijfheid van laag i voor een eenheidsbreedte [Nmm]

D_s = bijkomende buigstijfheid ten gevolge van de stelling van Steiner [Nmm]

A_s = berekend volgens vergelijking (I-21) [12] [N/mm]

$N_{y,cr}$ = de kritieke kniklast van de ideaal vlakke, gelaagde glasplaat [N/m]

$$A_s = \frac{G_{int} (z_1 + z_2)^2}{h_{int}} \quad \text{(I-21) [12]}$$

Met G_{int} = glijdingsmodulus van de tussenlaag [MPa]

h_{int} = dikte van de tussenlaag [mm]

z_i = de afstand tussen de centrale as van laag i en de centrale as van de tussenlaag [mm]

De bijkomende buigstijfheid ten gevolge van de formule van Steiner kan berekend worden via vergelijking (I-22). De totale buigstijfheid wordt bekomen door de som van de stijfheden van de verschillende lagen en de bijkomende stijfheid te nemen.

$$D_s = \frac{Eh_1z_1^2 + Eh_2z_2^2}{1 - \nu^2} \quad \text{(I-22) [12]}$$

Met D_s = bijkomende buigstijfheid [Nmm]

h_i = dikte van laag i [mm]

E = elasticiteitsmodulus [MPa]

ν = coëfficiënt van Poisson [-]

z_i = de afstand tussen de centrale as van laag i en de centrale as van de tussenlaag [mm]

Vergelijking (I-22) [12] kan enkel gebruikt worden indien aan volgende hypothesen voldaan wordt:

- De monolithische glasplaten zijn ideaal vlak in onbelaste toestand.
- De centrale assen van de monolithische glasplaten lopen, ook in vervormde toestand, steeds parallel met elkaar.
- De dikte van de tussenlaag is constant, ook in vervormde toestand.
- De verplaatsing orthogonaal op de glasplaat moet voldoende klein blijven.

Er wordt dus met andere woorden gerekend met de lineaire kniktheorie. De drukkracht die maximaal aangebracht kan worden, wordt bepaald met behulp van vergelijking (I-23) [12].

$$N_{y,Ed} \leq \frac{N_{y,cr,lam}}{\gamma_{M1}} \quad \text{(I-23) [12]}$$

Met $N_{y,ed}$ = aangebrachte drukkracht op de glasplaat [N/m]

$N_{y,cr,lam}$ = de kritieke kniklast van de ideaal vlakke, gelaagde glasplaat [N/m]

γ_{M1} = veiligheidsfactor voor de stabiliteit [-]

Wellershoff en Sedlacek raden 1,40 aan als γ_{M1} -waarde in het document van F. Wellershoff en G. Sedlacek [13].

Er dient wel te worden opgemerkt dat de knikspanning bij gelamineerde glasplaten ($N_{y,cr,lam}$) afhankelijk is van de temperatuur en de duur van de aangebrachte belasting. De reden hiervoor is het feit dat de tussenlaag hiervan afhankelijk is, zie hoofdstuk I.2. Het is met deze achtergrondkennis dat er een boven- en ondergrens wordt vastgelegd voor $N_{y,cr,lam}$.

De ondergrens van de kniklast wordt voorgesteld door vergelijking (I-24) [12] indien er verondersteld wordt dat de tussenlaag niet bijdraagt tot de stijfheid, $G_{int} = 0$. Er valt op te merken dat dit overeenkomt met de berekening van de kritische kniklast voor een monolitische glasplaat met een dikte van $h_{ef,w}$, zie I.2.5 Effectieve dikte.

$$N_{y,cr,abs} = \left(\frac{mj}{i} + \frac{i}{mj} \right)^2 \frac{\pi^2 (D_1 + D_2)}{j^2} \quad \text{(I-24) [12]}$$

De bovengrens van de kniklast wordt voorgesteld door vergelijking (I-25) [12] indien de tussenlaag maximaal bijdraagt tot de stijfheid van het geheel, $G_{int} = G$.

$$N_{y,cr,full} = \left(\frac{mj}{i} + \frac{i}{mj} \right)^2 \frac{\pi^2 D}{j^2} \quad \text{(I-25) [12]}$$

De kritieke kniklast dient nu nog te worden omgezet naar een kritieke knikspanning met behulp van vergelijking (I-26) [12].

$$\sigma_{y,cr} = \frac{N_{y,cr,lam} j}{A_d} \quad \text{(I-26) [12]}$$

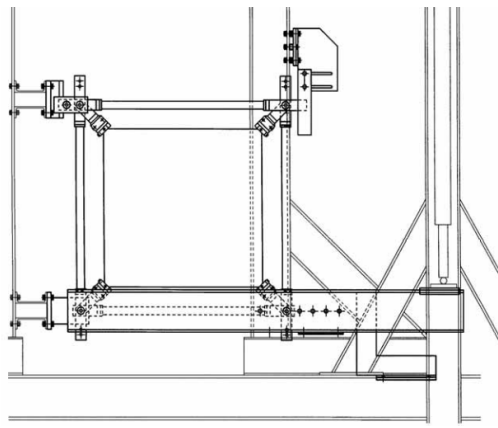
Met $\sigma_{y,cr}$ = kritieke knikspanning [N/mm²]

$N_{y,cr,lam}$ = kritieke kniklast [N/m]

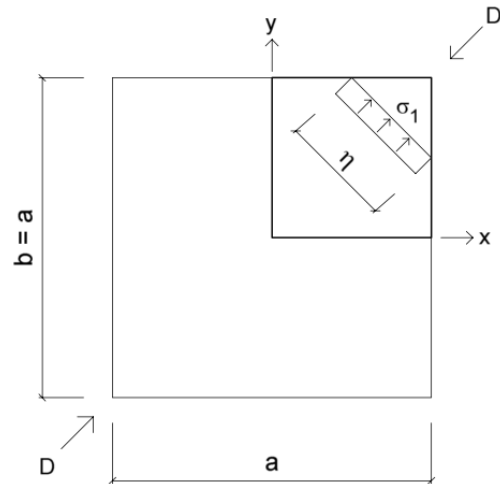
A_d = oppervlakte van de dwarsdoorsnede van de gelamineerde glasplaat, loodrecht op de aangebrachte belasting N_y [mm²]

Er dient te worden opgemerkt dat deze kritieke knikspanning van toepassing is voor een gelamineerde glasplaat die verondersteld wordt te zijn ondersteund over de vier zijden.

Deze masterproef gaat twee plaatsingstypes beschrijven. Één waarbij de glasplaat in het raam wordt geplaatst met behulp van steunblokjes en dichtingsprofielen. Hierbij zullen de dichtingsprofielen enkel dienen als steun in loodrechte richting op de glasplaat en zullen de steunblokjes zorgen voor de krachtoverdracht naar de glasplaat. Het andere plaatsingstype is deze waarbij de plaatsing enkel met dichtingsprofielen verwezenlijkt wordt. Het eerste plaatsingstype wordt goed benaderd door Figuur 17 waarbij de gelamineerde glasplaat ondersteund wordt door de dichtingsprofielen aan de vier randen. De belasting zal echter op een andere manier aangrijpen. De belasting is zeer gelijkend aan deze voorgesteld op Figuur 18 en Figuur 19 van het doctoraat van F. Wellershoff [11]. Deze opstelling gaat hieronder verder geanalyseerd worden om een beter beeld te krijgen van de optredende spanningen in de glasplaat die veroorzaakt worden door de krachtoverdracht in de steunblokjes.



Figuur 18: Proefopstelling met glasplaat ingeklemd in 4 hoeken [12]



Figuur 19: Diagonale drukkracht in glasplaat[12]

Wel dient te worden opgemerkt dat het werkelijke spanningsverloop bij het eerste plaatsingstype anders gaat zijn als hieronder zal worden besproken. De inklemming van de hoeken, zoals te zien op Figuur 18, is immers niet exact hetzelfde als de plaatsing van de glasplaat met steunblokjes aan de hoekpunten. De spanning in deze drukschoor kan worden berekend met behulp van vergelijking (I-27) [11]

$$\sigma_1 = \frac{D}{\eta h} \quad \text{(I-27) [11]}$$

Met σ_1 = de spanning in de drukschoor [N/mm²]

η = de positieafhankelijke breedte van de drukschoor [mm]

h = de dikte van de glasplaat [mm]

D = waarde van de drukkracht [N]

De positieafhankelijke breedte van de drukschoor kan berekend worden met vergelijking (I-28) [11] voor een vierkante glasplaat. Hierbij wordt de oorsprong van het assenstelsel in het midden van de plaat genomen zoals aangegeven op Figuur 19.

$$\eta = (a - x - y)\sqrt{2} \quad \text{(I-28) [11]}$$

Met a = breedte van de glasplaat [mm]

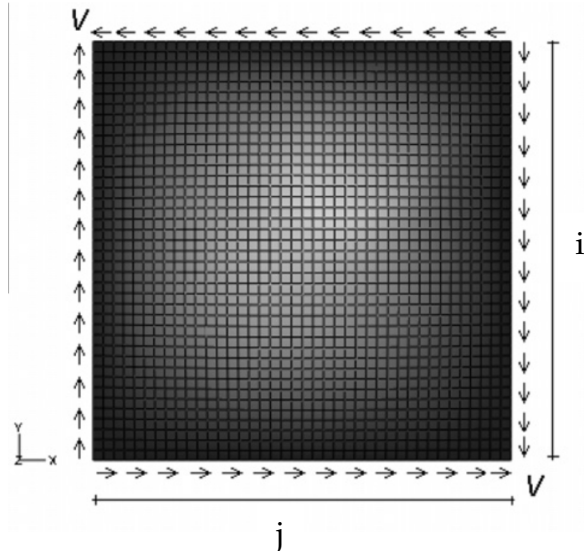
x = horizontale afstand tot het midden van de glasplaat [mm]

y = verticale afstand tot het midden van de glasplaat [mm]

η = de positieafhankelijke breedte van de drukschoor [mm]

I.4.2 Gelamineerde glasplaat, belast door schuifspanning

Zoals reeds vermeld bestaat het tweede plaatsingstype uit het gebruik van dichtingsprofielen om de glasplaat te plaatsen. Deze worden aangebracht aan de vier zijden van de glasplaat en verbinden deze met het raamwerk. Bij een windbelasting zullen deze dichtingsprofielen een afschuifkracht aan de vier randen van de glasplaat veroorzaken zoals wordt voorgesteld op Figuur 20.



Figuur 20: Glasplaat, onderworpen aan afschuifkracht aan de vier randen [12]

Net zoals bij de drukkracht in het vlak van de glasplaat, zal knik ten gevolge van de afschuifkracht worden verondersteld op te treden indien deze kracht de kritieke kniklast V_{cr} bereikt. Voor een monolithische glasplaat, die ondersteund wordt aan de vier zijden, kan deze kniklast worden berekend met behulp van vergelijking (I-29) [12].

$$V_{cr} = \frac{\pi^2 D}{j^2} K_{\tau} \quad \text{(I-29) [12]}$$

Met V_{cr} = kritieke kniklast [N/m]

D = buigstijfheid per eenheidsbreedte b [Nmm]

K_{τ} = knikcoëfficiënt bij afschuiving [-]

j = breedte glasplaat [mm]

De knikcoëfficiënt voor afschuiving bij monolithische platen wordt berekend volgens formule (I-30) [12].

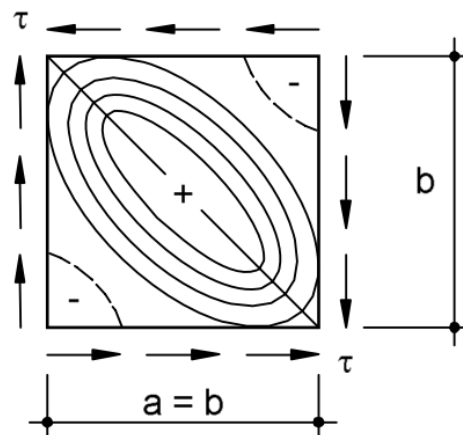
$$K_{\tau} = 4,00 + \frac{5,34}{\beta^2} \quad \text{als } \beta < 1$$

$$K_{\tau} = 5,34 + \frac{4,00}{\beta^2} \quad \text{als } \beta \geq 1$$
(I-30) [12]

Met K_{τ} = knikcoëfficiënt voor afschuiving [-]
 β = slankheid glasplaat = i/j [-]

Omdat een enkele glasplaat niet meer zal worden toegepast in de verandasector, wordt een gelamineerde glasplaat beschouwd die wordt ondersteund aan de vier randen. De kritieke afschuifkracht die zorgt voor knik, kan in deze situatie ook berekend worden als een monolithische plaat met dikte $h_{ef,w}$. Voor een gedetailleerde berekening via de glijdingsmodulus van de tussenlaag wordt er verwezen naar het artikel van C. Bedon en C. Amadio[12].

Indien deze kritische afschuifkracht overschreden wordt, zullen grote vervormingen optreden in de glasplaat en zal er een trekzone ontstaan in de diagonaal van de glasplaat en een drukdiagonaal in de andere. Deze situatie wordt voorgesteld op Figuur 21. In de trekzones is het belangrijk dat de treksterkte niet overschreden wordt.



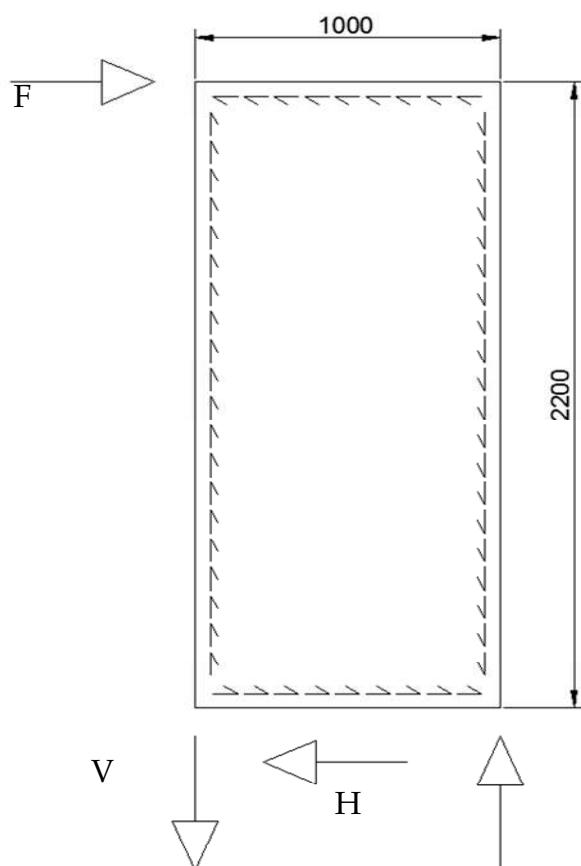
Figuur 21: Spanningsverloop in glasplaat, belast door afschuifkracht aan de vier randen (+ = drukzone) [11]

II Dichtingsrubbers

De zijdelingse stabiliteit van de huidige veranda's wordt gerealiseerd zonder gebruik te maken van windverbanden. Nochtans zijn deze veranda's stabiel. Een mogelijke oorzaak kan de wrijving zijn die ontstaat tussen de dichtingsrubbers en het glas. In dit hoofdstuk wordt dit fenomeen onderzocht.

II.1 Zijdelingse stabiliteit door middel van de dichtingsrubbers

Dichtingsrubbers worden tijdens de plaatsing van het glas in de veranda tussen het glas en het raamprofiel geplaatst. Bij het aangrijpen van een zijdelingse windbelasting (voorgesteld als F in Figuur 22) op een verandaconstructie zorgt het glas via wrijving tussen de dichtingsrubbers en het glas voor een overbrenging van deze kracht naar een kracht H en V aan de fundering van de veranda. Bij dit proces zijn de raamprofielen verantwoordelijk voor het overbrengen van de afschuifkrachten.



Figuur 22: Werkingsprincipe met overdracht door wrijving

De maximale kracht F die, ten gevolge van de dichtingsrubbers, overgebracht kan worden naar de fundering hangt af van de optredende wrijving tussen de rubbers en het glas. Deze maximale wrijvingskracht kan berekend worden aan de hand van de wrijvingscoëfficiënt (μ) en de normaalkracht (N) tussen de rubbers en het glas, zoals weergegeven in volgende formule.

$$F_{max} = \mu N = 0.20 * 1500 \frac{N}{m} * 1m = 300 N$$

Vermits in de praktijk beglazingen via structurele verlijming op veel grotere krachten worden belast, wordt er vanuit gegaan dat deze afschuifkrachten beperkte vervormingen zal veroorzaken in de glasplaat. Ook kan gesteld worden dat deze krachten geen problemen zullen geven naar stabiliteit van de aluminium profielen. Omdat de afschuifkracht langs beide kanten van de beglazing kan overgebracht worden, is de totale opneembare kracht het dubbele van de uitgerekende kracht in bovenstaande formule. Door dit in rekening te brengen kan de opneembare kracht worden gevonden door de wrijvingscoëfficiënt te vermenigvuldigen met de totale normaalkracht die aan de hele bovenregel wordt overgedragen. Dit principe wordt toegepast in onderstaande formule waarin N de grootte van de normaalkracht per meter voorstelt en L de lengte van de bovenregel.

$$F_{max} = \mu NL * 2$$

In Tabel 9 wordt deze maximaal opneembare wrijvingskracht voorgesteld bij variërende waarden voor de wrijvingscoëfficiënt en de normaalkracht.

Tabel 9: Opneembare krachten in N

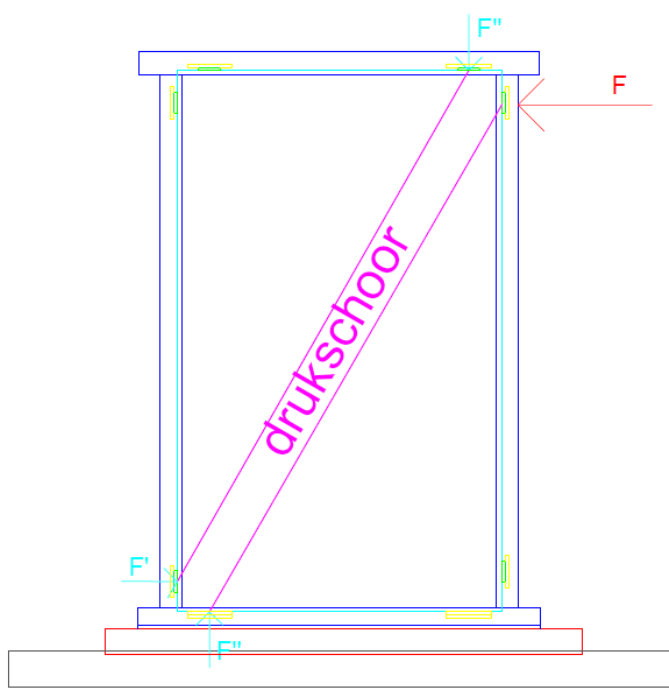
$\mu(-)$ N(N/m)	500	1000	1500
0.15	150	300	450
0.17	170	340	510
0.20	200	400	600

II.2 Invloed van dichtingsrubbers op de verandastabiliteit

Door een slechte plaatsing, de veroudering van de rubbers, de toleranties op de dikte van de glasplaat e.a. kan de werkelijke kracht F_{max} , die door de werking van de dichtingsrubbers naar de fundering wordt overgedragen in realiteit lager dan in bovenstaande tabel staat weergegeven. Maar aangezien deze dichtingsrubbers voorzien zijn bij alle ramen en al deze ramen bij de berekende windlast (welke als een storm kan worden omschreven) dicht worden verondersteld, vormen al deze kleine krachten een groter geheel die zal zorgen voor een toename van de verandastabiliteit. Op deze stabiliteitstoename kan echter niet gerekend worden aangezien deze afhankelijk is van de externe factoren, besproken in het begin van deze paragraaf.

III Glas als windverband

Door de hoge druksterkte van glas is het theoretisch mogelijk om een drukschoor te creëren in het glas. Op deze manier kan de werking van een klassiek windverband nagebootst worden in druk in plaats van trek. In dit hoofdstuk wordt de krachtwerking van het glas in een dergelijk concept uitgelegd. Zo zal dit glas, dat zich in de niet opendraaiende delen van de verandaconstructie bevindt, de windkracht afdragen naar de fundering van de constructie. Dit gebeurt doordat dit glas zich gedraagt als een drukschoor bij belasting ervan in het vlak. Dit principe wordt aan de hand van onderstaande figuur, welke een voorstelling is van een geteste kader met T-verbindingen, uitgelegd. De drukschoor ontstaat doordat het geheel van kader en glasplaat wil draaien ten gevolge van de windbelasting (F). Aangezien de onderste kaderrand ingeklemd is, ondergaat het kader niet dezelfde vervorming als de glasplaat die benaderend rechthoekig blijft. Hierdoor ontstaan de reactiekrachten (F'') die door het raamwerk worden uitgeoefend op de glasplaat en de daaruit volgende drukschoor ontwikkelen. Deze drukschoor in de glasplaat wordt dan via de steunblokjes en de kader afgedragen naar de fundering. Zoals reeds vermeld is dit principe niet van toepassing bij opengaande delen van de veranda. In deze delen draagt de stijfheid van het aluminium kader enkel bij tot het opnemen van de windbelasting. In de volgende hoofdstukken zal dit concept verder uitgewerkt worden door middel van een theoretische benadering, proeven en de eindige-elementenmethode.



Figuur 23: Ontwikkeling drukschoor in glasplaat

In Figuur 23 wordt weergegeven in welke hoeken de houten blokjes en steunblokjes worden geplaatst. Hierbij zijn de steunblokjes geel en de houten steunblokjes groen afgebeeld. In principe zijn enkel de blokjes ter hoogte van de drukdiagonaal noodzakelijk. Door de vier hoeken te gebruiken, kan het glas in twee richtingen werken.

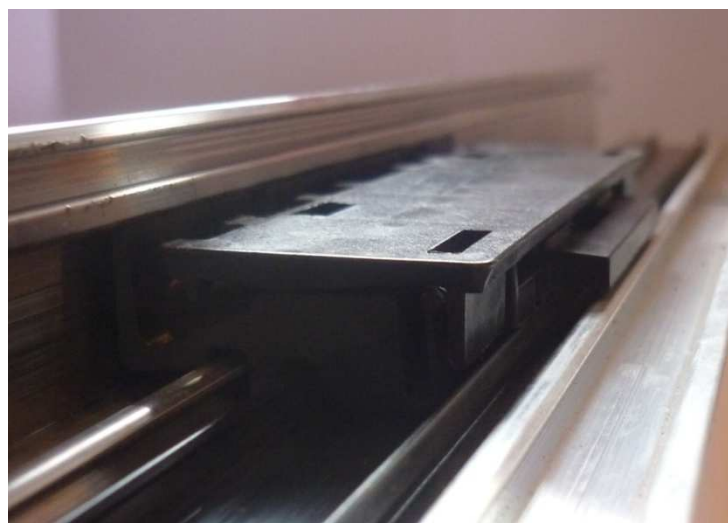
Zoals in Figuur 23 te zien is, treedt de combinatie van steunblokje en houten blokje op bij zowel de verticale als de bovenste horizontale raamprofielen. Deze combinatie wordt weergegeven in onderstaande figuur.



Figuur 24: Houten blokje met steunblokje

Het houten blokje wordt door middel van een spie en mankracht tussen het niet roteerbare steunblokje, dat op het raamwerk wordt geklikt, en de glasplaat geplaatst.

De steunblokjes die op de onderste horizontale raamwerkrand worden geplaatst, worden voorgesteld in onderstaande figuur.



Figuur 25: Steunblokje met roteerbaar bovendeel

Hier is te zien dat zo een steunblokje bestaat uit hetzelfde niet roteerbare oppervlak, alleen wordt hier dan nog een roteerbaar vlak op geklikt dat in rechtstreeks contact zal komen met de glasplaat. Deze vrije rotatie uit het vlak zorgt ervoor dat imperfecties in de glasplaat, die uit twee afzonderlijke glasplaten bestaat, worden opgevangen. Op deze manier wordt belet dat een enkele glasplaat alle krachten moet opnemen.

Bij de meeste verandabouwers wordt ervoor gekozen om het zwaartepunt van zowel beide steunblokjes als dit van de combinatie van steunblokje en houten blokje te plaatsen op een afstand van 150mm van de binnenhoek van het kader. Deze afstand is gebaseerd op de richtlijn van het WTCB waar het steunblokje een afstand van minstens zijn eigen lengte van de rand moet blijven.

IV Glazen plaat in de uiterste grenstoestand

Eén van de mogelijke faalmodi van het systeem is het bezwijken van het glas in UGT. Hierbij zal er zowel gekeken moeten worden naar de capaciteit als de stabiliteit van de glasplaat. Voor de capaciteit moeten de trekzones onderzocht worden. De druksterkte van glas is namelijk van die grootteorde dat de drukspanningen geen problemen zullen opleveren. Voor de stabiliteit moet het risico op knik gecontroleerd worden.

IV.1 Capaciteit

De breukspanning (zonder veiligheidsfactoren) van floatglas bij zowel buiging als trek is 45N/mm^2 . Dit is bijgevolg de maximaal optredende spanning in de glasplaat. Indien half gehard of gehard glas wordt gebruikt, zal deze grensspanning veel hoger liggen.

Vermits de spanning in de steunblokjes beperkt wordt door de drukvastheid van het gebruikte materiaal (zie VI.5), zal ook de spanning in het glas beperkt blijven tot deze spanning. De trekspanningen in het glas zullen immers nooit groter worden dan de drukspanningen. Hierdoor kan gesteld worden dat, zolang het verschil tussen de grensspanningen van de steunblokjes en het glas voldoende groot is, de capaciteit van het glas niet bepalend kan worden en dus ook niet gecontroleerd moet worden.

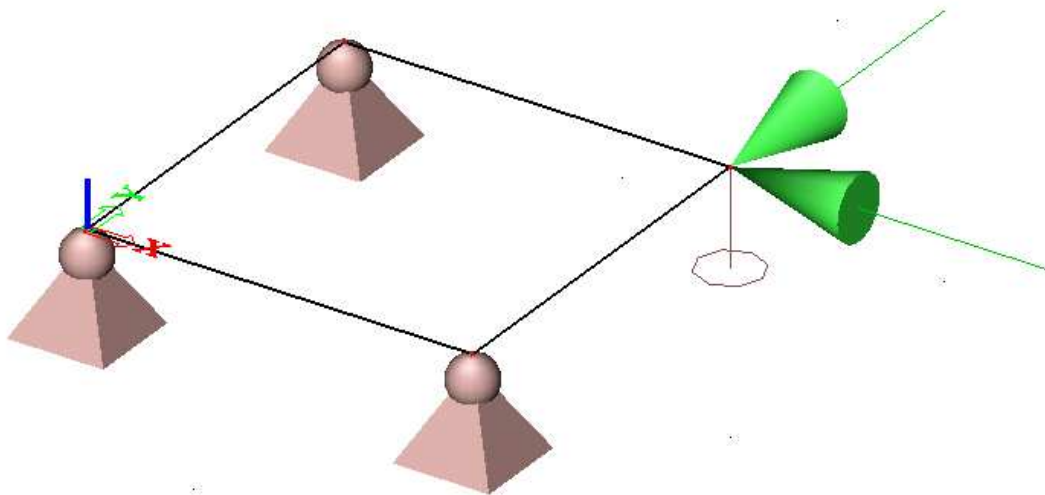
Door de mogelijke imperfecties en de uitbuiging van het glas ten gevolge van de winddruk, zullen echter ook momenten ontstaan door de aangrijpende drukkrachten. Deze vervorming wordt echter beperkt door een goed ontwerp van de glasplaat tot maximaal enkele millimeters. De drukkracht is van de grootteorde van enkele kN waardoor het moment en de bijhorende spanningen ten gevolge van deze vervorming ook beperkt zullen blijven. Deze controle zal dus alleen moeten gebeuren wanneer de ontwerper van mening is dat de spanningen door de uitzonderlijke vorm van het glas of uitzonderlijke belastingen op het glas van die grootteorde worden dat deze bepalend kunnen worden.

IV.2 Stabiliteit

IV.2.1 Eindige-elementenprogramma SCIA Engineer

Voor de stabiliteit van de glasplaat wordt er onderzoek gedaan via het eindige-elementenprogramma 'SCIA Engineer'. Vermits er een heel specifiek geval bestudeerd wordt waarbij de belasting aangrijpt in de hoeken en de dichtingsrubbers zijdelingse steun bieden, is er geen formule voorhanden.

Om na te gaan of de resultaten die uit SCIA Engineer gehaald worden overeenkomen met de realiteit, wordt het model eerst gecontroleerd aan de hand van het doctoraat van F. Wellershoff [11]. In dit doctoraat wordt de kniklast op twee manieren bepaald. Eénmaal met de energiemethode en éénmaal met een eindige-elementenprogramma. Voor de vergelijking te laten opgaan, wordt het model nagemaakt in SCIA zoals te zien in Figuur 26. Dit model lijkt sterk op het model dat in deze masterproef gebruikt wordt. Het grootste verschil is het feit dat bij dit model de randen niet gesteund worden. De modellen zijn echter wel genoeg gelijkend om op basis van deze resultaten te besluiten of de resultaten van een aangepast model voor dit onderzoek gebruikt mogen worden. Zeker omdat in de hier geïllustreerde opstelling eerder knik zal kunnen optreden dan in het model van deze masterproef. Een verticale verplaatsing van het glas ter hoogte van de randen wordt namelijk verhinderd. Dit zal zorgen voor een bijkomende verhoging van de algemene weerstand van de glasplaat tegen knik.



Figuur 26: Model in SCIA voor calibratie

Tabel 10 geeft een overzicht van de bekomen resultaten. Hierbij wordt de kritische diagonaalkracht D_{crit} waarbij het fenomeen knik optreedt als parameter gebruikt. Kolommen 1 en 2 geven de parameters van het model weer. De platen hebben steeds een vierkante vorm. Kolommen 3 en 4 geven de resultaten weer uit het doctoraat [11] en kolom 5 geeft de gevonden resultaten weer uit SCIA Engineer. In de laatste twee kolommen wordt de relatieve fout

weergegeven ten opzichte van beide methodes, gebruikt in het Duits doctoraat [11].

Tabel 10: Vergelijking doctoraat [11] en resultaten SCIA Engineer

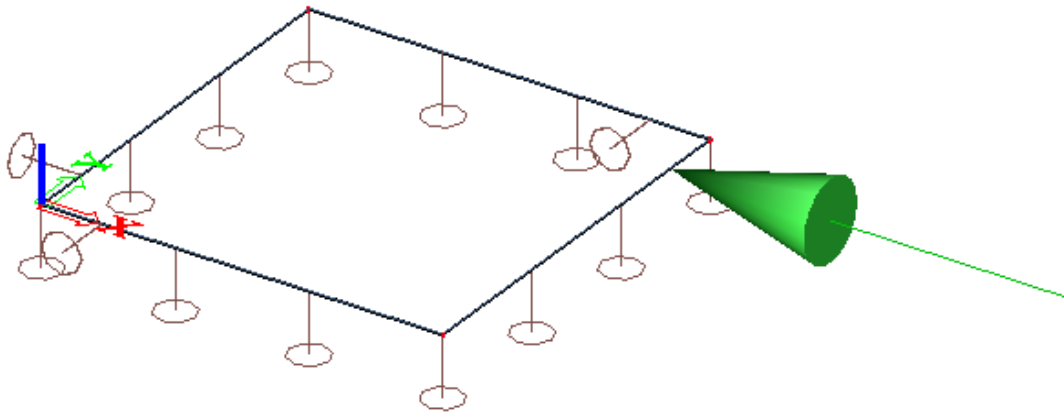
zijde [mm]	dikte [mm]	Dcrit: [11]		Dcrit:	%	
		Energiemethode	FE	SCIA	fout Ener	fout FE
1200	3,85	2,14	2,16	2,06	3,5	4,4
1600	9,6	24,93	25,08	23,94	4,0	4,5
1600	7,85	13,63	13,72	13,10	3,9	4,6
1600	9,85	26,93	27,1	25,87	4,0	4,6
1600	5,9	5,79	5,82	5,56	4,0	4,5
1600	9,9	27,34	27,51	26,26	3,9	4,5

Er valt op te merken dat de fout zich steeds tussen 3,5 en 4,6% bevindt. Ook zijn de gevonden resultaten in SCIA steeds kleiner dan de vergeleken resultaten. Deze zullen dus voor een beperkte overdimensionering zorgen en blijven dus veilig. Hierbij wordt dus besloten dat de resultaten in verband met de stabiliteit uit SCIA Engineer kunnen gebruikt worden voor de controle van de glasplaat.

Model SCIA

Om conclusies te kunnen trekken uit het opgestelde model zullen een aantal parameters variabel gemaakt worden. Verder zullen ook enkele parameters vastgelegd worden zodat de resultaten zo goed mogelijk overeenkomen met de werkelijkheid.

Vermits glas geen standaardmateriaal is in SCIA Engineer, moeten eerst de materiaalparameters vastgelegd worden. Hierbij worden de parameters gebruikt die te vinden zijn in Tabel 4 van de literatuurstudie. Zoals eerder vermeld zullen voor dit onderzoek de randen zijdelings gesteund worden. Dit zal een grote invloed hebben op de knikvorm en bijgevolg ook een stijging van de kritieke kniklast veroorzaken. De steunblokjes worden aangebracht als puntondersteuning die zich bevinden op de aslijn van het steunblokje. De verschillende variabelen zijn de plaats van deze ondersteuning en de hoogte, breedte en dikte van de glasplaat. Figuur 27 geeft een voorbeeld van dit model.

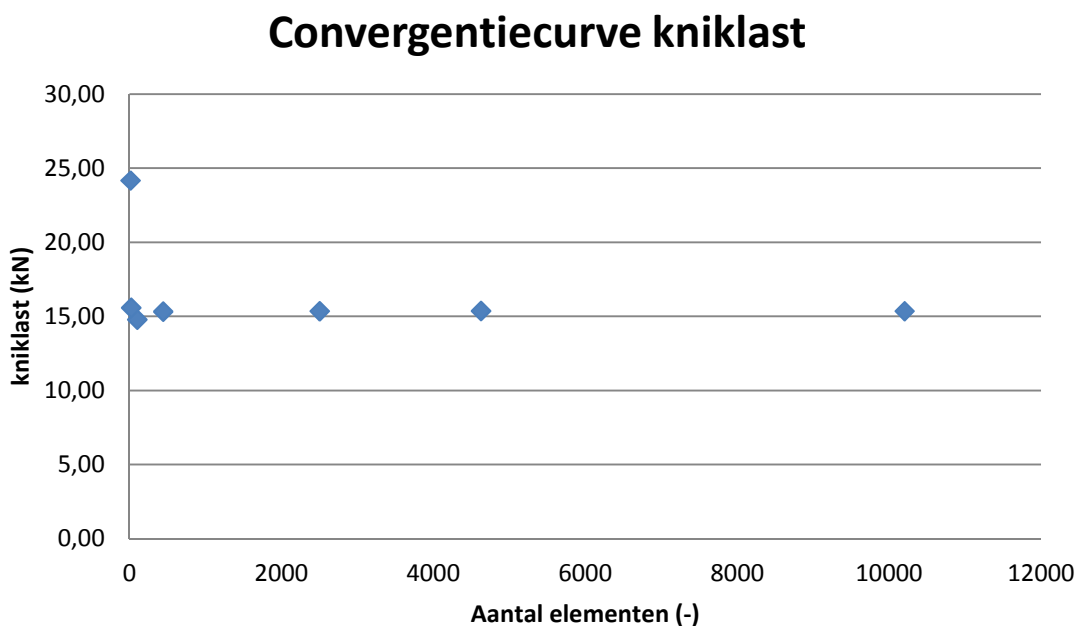


Figuur 27: Model in SCIA voor controle kniklast

Net

Een belangrijk element bij een eindig elementen programma zoals SCIA Engineer is het aantal elementen dat gebruikt zal worden bij de benadering. De benadering van de werkelijke situatie zal immers verbeteren naarmate het aantal elementen stijgt. Hiertegenover staat dat een hoog aantal elementen zal leiden tot een groter bestand en bijgevolg veel rekentijd. Er moet dus een evenwicht worden gevonden tussen nauwkeurigheid en rekentijd.

Om dat evenwicht te vinden, wordt een vierkante plaat ingegeven met een zijde van 1000 mm en een dikte van 4 mm. De puntlast en steunpunten worden ingegeven op een afstand van 150mm ten opzichte van de hoek. Door het aantal elementen te veranderen dat gebruikt wordt voor de berekening van de kniklast, kan een convergentiecurve opgesteld worden. Deze curve is voorgesteld in Grafiek 3.



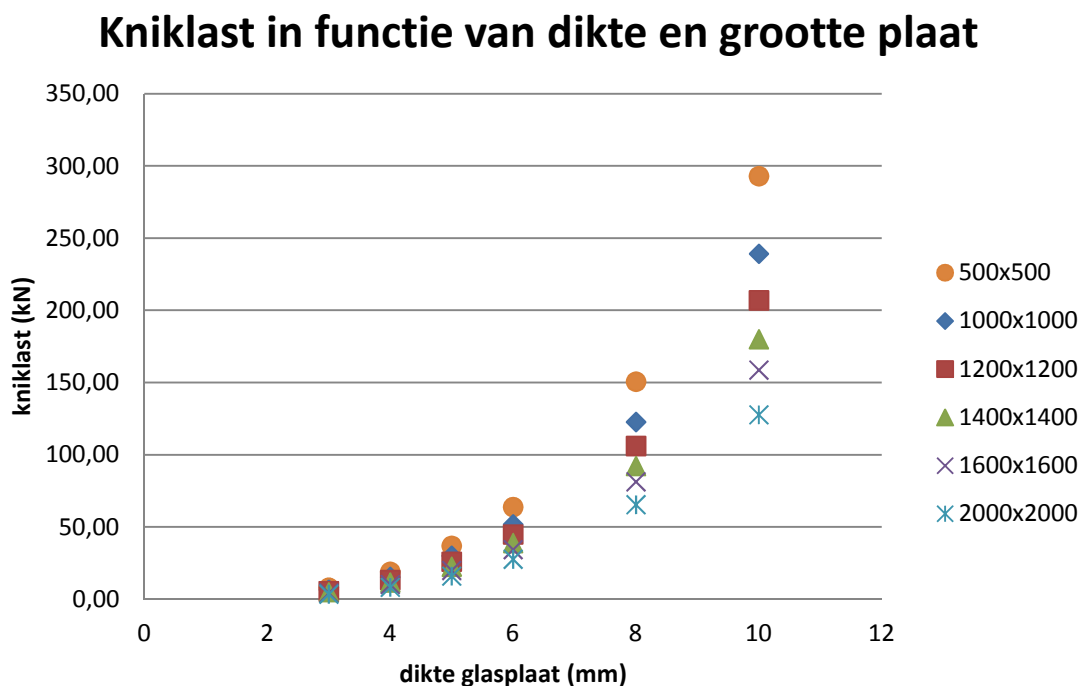
Grafiek 3: Convergentiecurve model kniklast

Vanaf 2500 elementen kan er gesteld worden dat de kniklast constant blijft. Ook de kniklast met 441 elementen ligt goed in de buurt van deze kniklast met een relatieve fout van 0,2%. Vermits echter de gebruikte computers meer dan krachtig genoeg zijn, wordt ervoor gekozen om de 2500 elementen als grens te gebruiken. Dit komt overeen met een maximumafstand tussen de knopen van 20mm. Er wordt gekozen om deze maximumafstand als bepalende factor te gebruiken. Dit wil zeggen dat wanneer de platen groter worden het aantal elementen zal stijgen, maar de grootte van deze elementen wel constant zal blijven.

IV.2.2 Opstellen formule

Aan de hand van de resultaten die uit SCIA gevonden worden, wordt een formule bepaald om de kniklast te berekenen. Deze formule is geldig voor een glasplaat die belast wordt in twee hoeken die zich schuin over elkaar bevinden en waarbij de vier randen zijdelings gesteund zijn. Er wordt gestart met de situatie waarbij de kracht en steunpunten zich op 150 mm van de rand bevinden. Dit komt namelijk overeen met een steunblokje van 100 mm dat op 100 mm van de rand zit. Dat is namelijk ook het meest voorkomende geval in de praktijk.

Om de formule te controleren worden verschillende parameters gevarieerd. Zo wordt ervoor gekozen om de zijde van het vierkant tussen 500mm en 2000mm en de dikte van de glasplaat tussen 3mm en 10mm te laten variëren. Dit geeft resultaten zoals weergegeven in Grafiek 4.



Grafiek 4: Kniklast in functie van dikte en grootte glasplaat

De formule wordt opgesteld aan de hand van de formule van Euler die de algemene kniklast beschrijft.

$$D_{crit} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2} \quad (IV-1)$$

Met: D_{crit} = kritische diagonale drukkracht [N]
E = elasticiteitsmodulus [N/mm²]
I = traagheidsmoment [mm⁴]
 L_{cr} = de kritische kniklengte [mm]

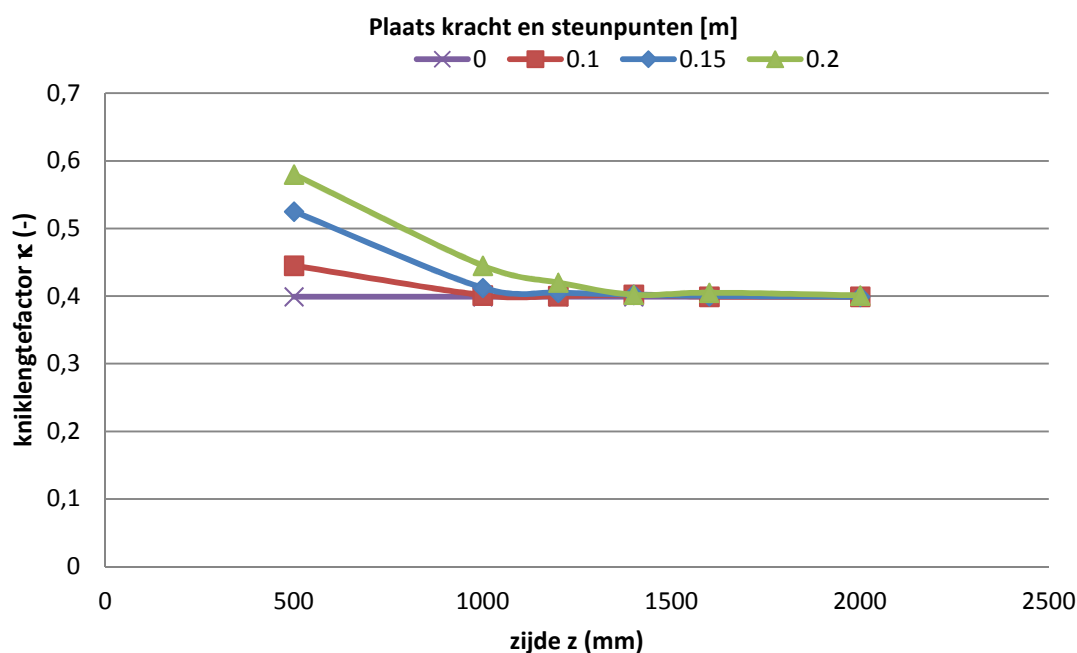
Het traagheidsmoment wordt berekend voor de grootste breedte dwars op de diagonaal. Bij een vierkante plaat komt deze breedte overeen met de lengte van de diagonaal.

De enige onbekende in het verhaal is dus de kritische kniklengte. Hiervoor is in deze situatie geen formule beschikbaar, omdat de randvoorwaarden uitzonderlijk zijn. Door echter de resultaten te vergelijken met de gevonden kniklasten uit SCIA, kan er een factor gevonden worden die de verhouding weergeeft tussen de kniklengte en de lengte van de diagonaal. Deze factor is weergegeven in vergelijking (IV-2) en Grafiek 5.

$$L_{cr} = \kappa L \quad (IV-2)$$

Met: L_{cr} = kritische kniklengte [mm]
 κ = kniklengtefactor [-]
L = lengte van de diagonaal

Kniklengtefactor voor verschillende platen en verschillende plaatsen steunpunten



Grafiek 5: Kniklengtefactor voor vierkante platen met verschillende plaats van de steunblokkjes

Grafiek 5 toont duidelijk dat de kniklengtefactor κ alleen constant is voor de situatie waarbij de kracht en steunpunten zich in de hoek zelf bevinden. De formule van Euler kan hier dus wel gebruikt worden voor deze situatie maar niet voor de andere gevallen. Er valt wel op te merken dat de kniklengtefactor voor de plaat van 500mm en de steunblokkjes op 0.1m ongeveer gelijk is aan deze voor de plaat van 1000mm en de steunblokkjes op 0.2m. Dit doet vermoeden dat er mogelijk een verband bestaat tussen de kniklast en de relatieve plaats van de steunblokkjes.

De kniklengtefactor is steeds gelijk aan 0,399 indien de kracht en steunblokkjes zich in de hoek bevinden. Zoals zal blijken uit de volgende paragrafen, mag deze factor voor alle posities gebruikt worden wanneer er gebruik gemaakt wordt van een correctiefactor.

Invloed van de positie van de steunblokkjes

Om de invloed van de positie te onderzoeken, zullen 2 platen vergeleken worden. Eén plaat van 1000mmx1000mm en één van 2000mmx2000mm. Beide platen hebben een dikte van 6mm. De positie van de steunblokkjes wordt vervolgens variabel gemaakt zodat deze procentueel kunnen vergeleken worden. Ook de kniklast wordt procentueel voorgesteld ten opzichte van de kniklast bij positie 0, vermits deze bepaald kan worden via de aangepaste formule van Euler.

Tabel 11: Procentuele vergelijking kniklasten bij posities steunblokjes

zijde 1000x1000				zijde 2000x2000			
aslijn (mm)	kniklast (kN)	aslijn (%)	kniklast (%)	aslijn (mm)	kniklast (kN)	aslijn (%)	kniklast (%)
0	55,41	0	1,00	0	27,70	0	1,00
50	55,42	0,05	1,00	100	27,70	0,05	1,00
100	54,76	0,1	0,99	200	27,38	0,1	0,99
150	51,82	0,15	0,94	300	25,94	0,15	0,94
200	44,53	0,2	0,80	400	22,29	0,2	0,80
250	37,12	0,25	0,67	500	18,55	0,25	0,67
300	31,78	0,3	0,57	600	15,88	0,3	0,57
350	28,19	0,35	0,51	700	14,09	0,35	0,51
400	25,91	0,4	0,47	800	12,94	0,4	0,47
450	24,75	0,45	0,45	900	12,32	0,45	0,44

Tabel 11 geeft een overzicht van de bekomen resultaten. Er kan duidelijk opgemerkt worden dat het vermoeden bevestigd wordt. Er bestaat wel degelijk een verband tussen de positie van de steunblokjes en de kracht ten opzichte van de kniklast. Dit laat toe om elke vierkante plaat te berekenen met de combinatie van de kniklast bij positie 0 en Tabel 11.

Om te testen of deze factoren ook gelden voor andere diktes dan 6mm, wordt een vergelijking gemaakt voor verschillende diktes met de berekende waarde en de kniklast uit SCIA. Tabel 12 geeft een overzicht van de resultaten die worden bekomen bij een plaat van 1000mmx1000mm. Er kan opgemerkt worden dat de relatieve fout steeds kleiner is dan 1 % (ook voor grotere afstanden van de aslijn). Hieruit kan besloten worden dat de berekeningsmethode nauwkeurig genoeg is.

Tabel 12: Overzicht manueel berekende kniklast en kniklast uit SCIA voor verschillende diktes

Dikte = 3mm			
aslijn	berekend	SCIA	fout
mm	kN	kN	%
0	6,90	6,93	-0,37%
100	6,84	6,84	-0,07%
150	6,49	6,48	0,15%
200	5,52	5,57	-0,84%

Dikte = 4mm			
aslijn	berekend	SCIA	fout
mm	kN	kN	%
0	16,37	16,43	-0,41%
100	16,20	16,24	-0,23%
150	15,38	15,36	0,15%
200	13,09	13,21	-0,90%

Dikte = 5mm			
aslijn	berekend	SCIA	fout
mm	kN	kN	%
0	31,96	32,09	-0,39%
100	31,64	31,71	-0,21%
150	30,05	30,01	0,12%
200	25,57	25,80	-0,89%

Dikte = 6mm			
aslijn	berekend	SCIA	fout
mm	kN	kN	%
0	55,23	55,41	-0,32%
100	54,68	54,76	-0,14%
150	51,92	51,82	0,19%
200	44,19	44,53	-0,78%

Dikte = 8mm			
aslijn	berekend	SCIA	fout
mm	kN	kN	%
0	130,93	131,15	-0,17%
100	129,62	129,61	0,01%
150	123,07	122,65	0,34%
200	104,74	105,39	-0,62%

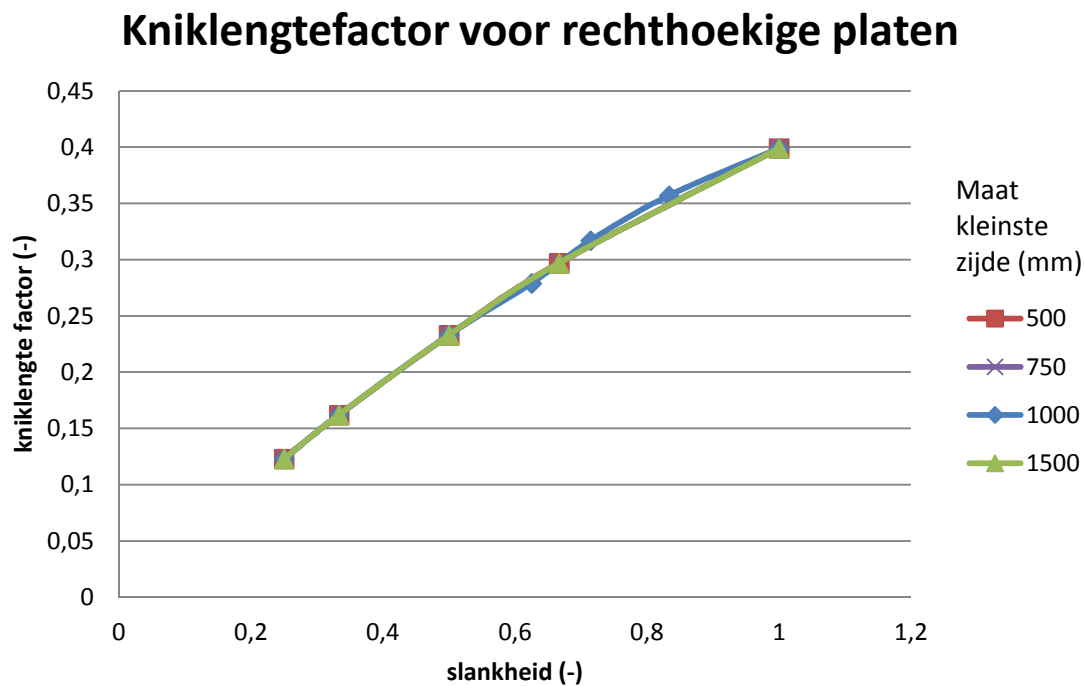
Dikte = 10mm			
aslijn	berekend	SCIA	fout
mm	kN	kN	%
0	255,71	255,75	-0,01%
100	253,16	252,72	0,17%
150	240,37	239,17	0,50%
200	204,57	205,41	-0,41%

Rechthoekige platen

Tot nu toe werd er altijd gewerkt met vierkante platen. In de verandabouw wordt echter regelmatig gebruik gemaakt van rechthoekige platen. In deze paragraaf zal nagegaan worden welke invloed deze vormverandering heeft op de kniklast.

Er wordt op dezelfde manier te werk gegaan als bij de vierkante platen. Verschillende testreeksen worden via SCIA Engineer berekend en de resultaten worden vergeleken met de gebruikte formule. Ook voor de rechthoekige platen wordt de formule van Euler (vergelijking (IV-1) en (IV-2)) gebruikt. Hierbij is het ingeven van de juiste breedte bij de berekening van het traagheidsmoment van groot belang. Vermits de plaat niet meer vierkant is, zal deze breedte ook niet meer gelijk zijn aan de lengte van de diagonaal. In plaats daarvan moet de grootste breedte dwars op deze diagonaal gekozen worden. Deze kan makkelijk berekend worden door gebruik te maken van gelijkvormige driehoeken. Verder zal de kniklengtefactor niet meer constant zijn voor alle vormen van platen, maar afhankelijk zijn van de slankheid van de plaat, zoals te zien in Grafiek 6. De slankheid wordt berekend als de kleinste afmeting gedeeld door de grootste afmeting van de glasplaat en krijgt bijgevolg het symbool λ . Hierbij komt de

slankheid 1 overeen met een vierkante plaat, waardoor de kniklengtefactor logischerwijs ook 0.399 is. Grafiek 6 toont duidelijk dat het verband geldt voor verschillende afmetingen. De waarden zelf zijn bekomen door gebruik te maken van verschillende diktes. De resultaten zijn bijgevolg geldig voor alle rechthoekige platen.



Grafiek 6: Kniklengtefactor voor rechthoekige platen van verschillende afmetingen

Tabel 13: Kniklengtefactoren in functie van de slankheid

slankheid λ	kniklengtefactor κ
1,00	0,399
0,83	0,357
0,71	0,317
0,67	0,297
0,63	0,279
0,50	0,233
0,33	0,162
0,25	0,123

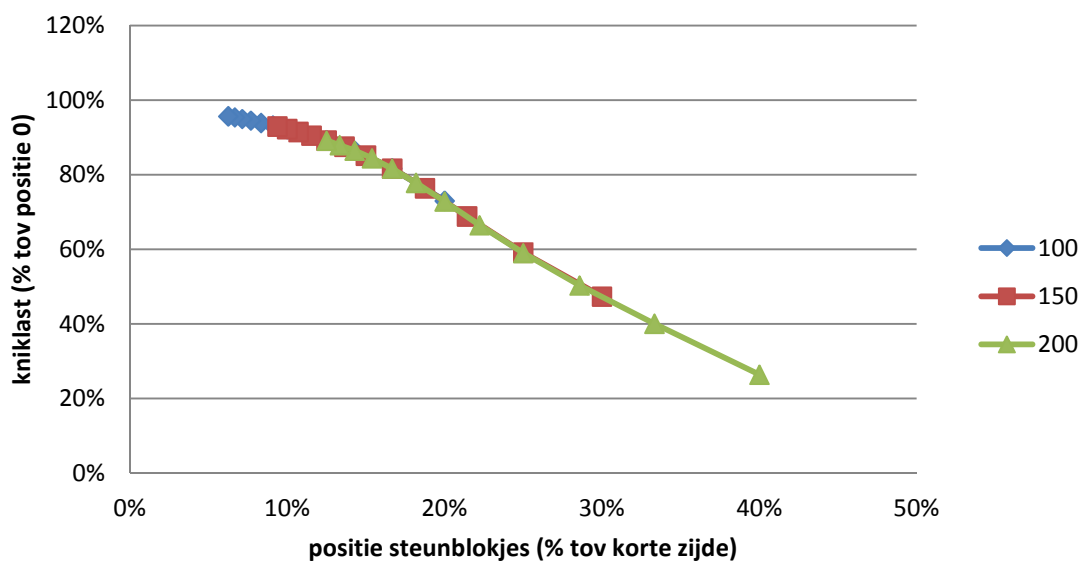
Tabel 13 geeft een overzicht weer van de slankheden met hun overeenkomende kniklengtefactor. Vermits op Grafiek 6 te zien is dat het verband bijna lineair verloopt, kan tussen deze waarde geïnterpoleerd worden indien nodig.

Invloed van de steunblokjes

Ook bij rechthoekige platen heeft de positie van de steunblokjes een grote invloed op de kritieke kniklast. Vermits er echter een lange en korte zijde is, kan deze positie niet meer zomaar in procenten worden uitgedrukt. De steunblokjes worden namelijk op een afstand van de hoek geplaatst die gelijk is aan hun lengte, zoals voorgeschreven in TV 221 [7]. Dit maakt dat voor de meest gebruikte steunblokjes van 100mm de aslijn gelegen is op 150 mm van de hoek. De coëfficiënten die hieronder voorgesteld worden, gelden voor rechthoekige platen waarbij de positie procentueel wordt uitgedrukt ten opzichte van de korte zijde. De steunblokjes op de lange zijde worden op dezelfde afstand opgesteld als de steunblokjes op de korte zijde.

Grafiek 7 toont dat er voor rechthoekige platen met dezelfde slankheid (0,5) een verband bestaat tussen de positie van de steunblokjes en de kniklast. Vermits de resultaten op dezelfde kromme liggen voor de positie van 100, 150 en 200mm kan gesteld worden dat deze grafiek geldig is voor alle posities van steunblokjes. Hierbij wordt nog eens benadrukt dat hierbij de afstand procentueel wordt bekeken ten opzichte van de korte zijde.

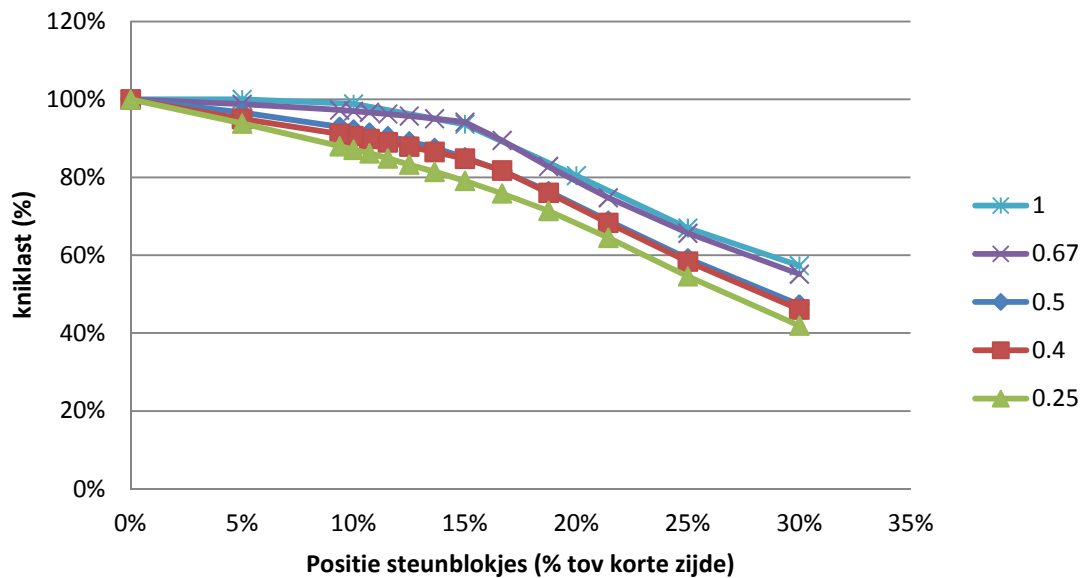
Kniklast in functie van positie steunblokjes voor rechthoekige platen met slankheid 0,5



Grafiek 7: Kniklast in functie van positie steunblokjes voor rechthoekige platen met slankheid 0,5

De coëfficiënt die de positie in rekening brengt, is ook afhankelijk van de slankheid van de plaat. Grafiek 7 geldt dus enkel voor platen met een slankheid 0,5. In Grafiek 8 worden de resultaten uitgedrukt in functie van de slankheid van de glasplaat.

Kniklast in functie van positie en slankheid



Grafiek 8: Kniklast in functie van positie en slankheid

Tabel 14: Overzicht coëfficiënten kniklast in functie van positie steunblokje en slankheid glasplaat

positie steunblokje	slankheid				
	1	0,67	0,5	0,4	0,25
30%	57%	55%	47%	46%	42%
25%	67%	66%	59%	58%	55%
21%	77%	75%	69%	68%	65%
19%	84%	83%	76%	76%	71%
17%	89%	90%	82%	82%	76%
15%	94%	94%	85%	85%	79%
14%	95%	95%	88%	87%	81%
13%	96%	96%	89%	88%	83%
12%	97%	96%	91%	89%	85%
11%	98%	97%	91%	90%	86%
10%	99%	97%	92%	91%	87%
9%	99%	97%	93%	91%	88%
5%	100%	99%	97%	95%	94%
0%	100%	100%	100%	100%	100%

Tabel 14 geeft voor verschillende slankheden de verhouding van de kniklast weer bij verschillende steunblokposities ten opzichte van de optredende kniklast bij 0%. Er wordt aangeraden om voor tussenliggende slankheden de meest nadelige coëfficiënt te gebruiken, vermits hier duidelijk geen lineair verband bestaat. Voor de positie van de steunblokjes mag er lineair geïnterpoleerd worden tussen deze waarden indien nodig. Op Grafiek 8 is namelijk te zien dat tussenliggende waarden wel ongeveer op deze rechte liggen.

Invloed van werkelijke afmetingen steunblokjes

Vermits er steeds met een puntlast en puntondersteuning gewerkt wordt, dient er gecontroleerd te worden wat de invloed is van de werkelijke lengte van het steunblokjes (meestal 100mm) op de kniklast. Deze invloed is klein (ongeveer 1% in positieve zin). Ook de invloed van verende steunpunten wordt bekeken. De steunblokjes hebben namelijk een stijfheid van ongeveer 1kNm/mm (zie IX.3). Het effect hiervan is ook klein (ongeveer 1% in negatieve zin) en hierbij is er weinig variatie merkbaar bij een veranderende veerstijfheid. Er kan dus besloten worden dat beide invloeden mekaar opheffen. De kniklast kan bijgevolg berekend worden aan de hand van ideale steunpunten die zich bevinden op de aslijn van het steunblokjes.

IV.2.3 Besluit stabiliteit

De stabiliteit van vierkante platen kan berekend worden aan de hand van de formule van Euler. Met de nodige coëfficiënten kan de kniklengte bepaald worden. Voor rechthoekige platen kan aan de hand van de slankheid (korte zijde/lange zijde) de kniklast bepaald worden. Zowel voor vierkante als rechthoekige platen kan de positie van de steunblokjes ingerekend worden via een extra coëfficiënt. Aan de hand van enkele formules en tabellen kan dus de kniklast van alle glazen platen met een rechthoekige vorm voldoende nauwkeurig bepaald worden zonder gebruik te moeten maken van een eindige-elementen programma. Voor andere vormen of wanneer de plaat niet voldoet aan de voorwaarden horende bij deze formules is dit wel vereist.

V Controleren glasplaat in BGT

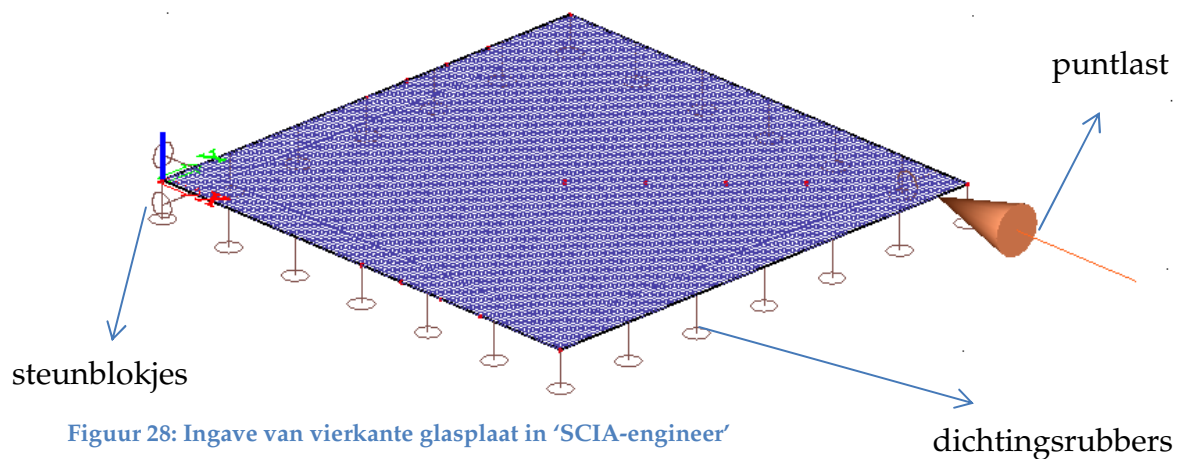
Naast een controle in UGT, dient de glasplaat ook te worden gecontroleerd in BGT. Zo zegt de richtlijn van het WTCB [7] dat de vervorming in de glasplaat niet groter mag zijn dan 5mm zodat de nodige speling tussen het glas en de kader behouden blijft.

Bij het controleren van de glasplaat in BGT wordt er gebruik gemaakt van het eindige-elementen programma 'SCIA Engineer'. Dit programma laat toe om de vervormde constructie bij een bepaalde belasting weer te geven. Er dient wel rekening mee gehouden te worden dat deze vervormde constructie geen rekening houdt met het uitknikken van de glasplaat. Dit is geen probleem zolang de aangrijpende kracht onder de kritieke knikgrens blijft. Knik is namelijk een fenomeen dat plots optreedt. De vervormingen onder deze knikgrens zullen beperkt blijven zoals uitgelegd staat in het hoofdstuk 'knik bij glasplaten' in de literatuurstudie. Deze knikgrens werd reeds bepaald in het hoofdstuk 'glazen plaat in uiterste grenstoestand'. De glasplaten die zich in een veranda bevinden, hebben bijna uitsluitend een vierkante of rechthoekige vorm. Beide vormen van glasplaten worden onderzocht waarbij de bekomen vervormingen vergeleken worden bij variërende diktes van de glasplaat, grootte van de belasting en positionering van de steunblokjes.

V.1 Vierkante glasplaten

Op onderstaande Figuur 28 wordt weergegeven hoe een vierkante glasplaat wordt ingegeven in dit programma. De windlast die aangrijpt op het raamwerk en via het steunblokje op het glasraam wordt overgebracht, wordt voorgesteld door de puntlast.

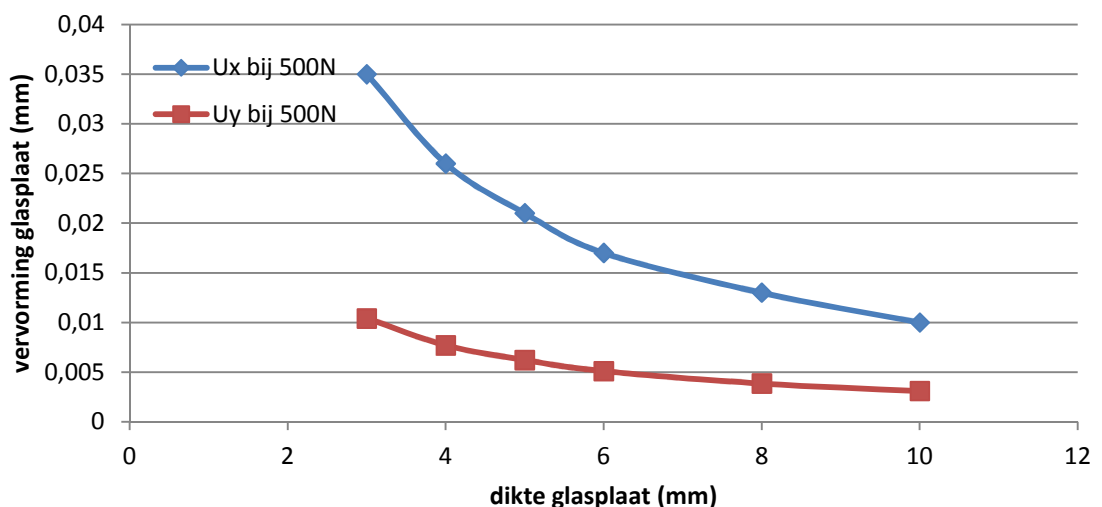
De steunblokjes worden in SCIA Engineer voorgesteld als een puntondersteuning die de horizontale verplaatsing van de glasplaat ten opzichte van het raamwerk onmogelijk maakt. De dichtingsrubbers worden voorgesteld als een lijnondersteuning die de verticale verplaatsing van de 4 randen van de glasplaat zal verhinderen.



V.1.1 Invloed van dikte glasplaat op vervormingen

De invloed van de dikte van de glasplaat op de vervormingen in het vlak van de glasplaat worden in dit hoofdstuk onderzocht. Opdat een correct verband tussen de vervormingen in de glasplaat en de dikte van de glasplaat kan worden gevonden, dienen de overige parameters constant te blijven. Zo wordt gekozen voor een glasplaat van 2m op 2m met een daarop aangrijpende puntlast van 500N. De steunblokjes worden vastgelegd op 150mm van de hoeken. Nu deze condities zijn vastgelegd, kan gevarieerd worden met de dikte van de glasplaat. Bij iedere dikteverandering dienen dan bijgevolg de vervormingen van de glasplaat U_x en U_y te worden bepaald. Het resultaat van deze operatie is weergegeven op Grafiek 9. Zoals te zien, is een omgekeerd evenredig verband merkbaar tussen de dikte van de glasplaat en de vervormingen U_x en U_y .

Verband tussen dikte en vervormingen van glasplaat

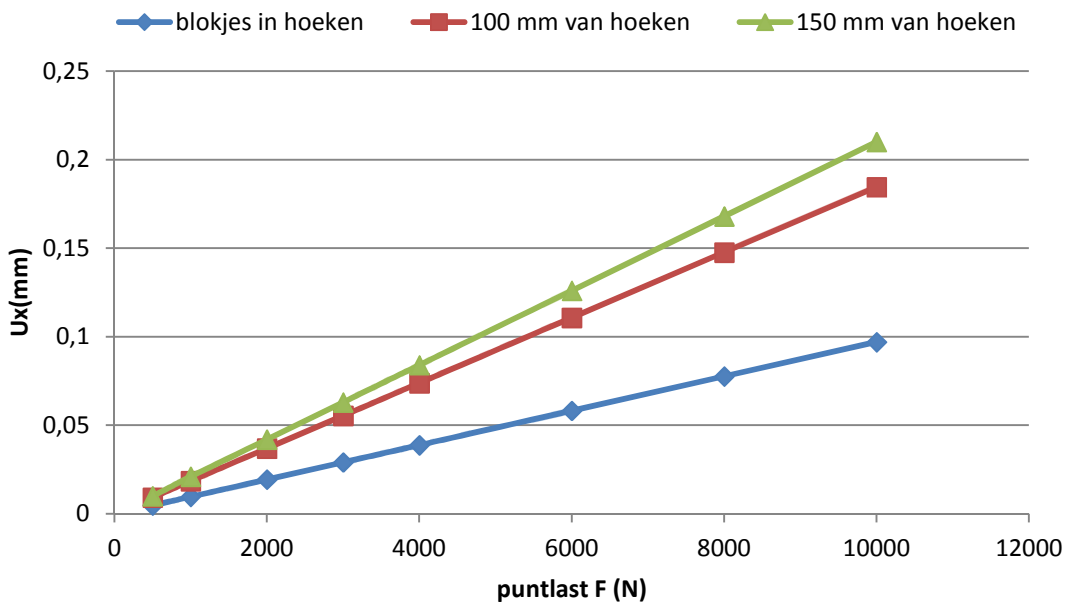


Grafiek 9: Verband tussen dikte en vervormingen van een glasplaat

V.1.2 Invloed van variatie puntlast en positionering steunblokjes op vervormingen

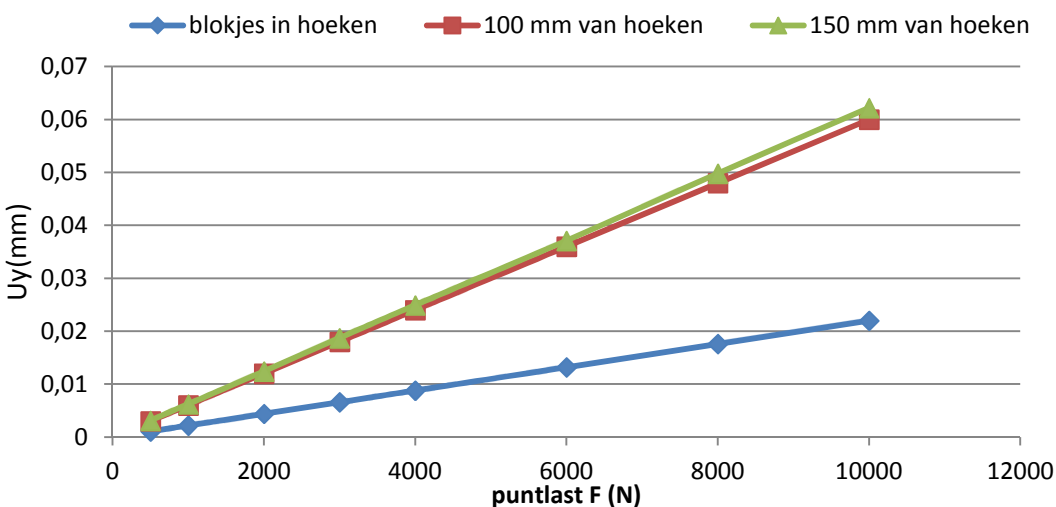
Hierbij wordt een glasplaat van 2m op 2m met een constante dikte van 10mm ingegeven in SCIA Engineer. Dit glastype wordt met behulp van SCIA Engineer belast bij volgende 3 steunblokposities: in de hoeken, op 100mm en 150mm van de hoeken. Bij iedere positie worden nadien de vervormingen in het vlak van de glasplaat (U_x en U_y) gemeten bij een variërende puntlast. De resultaten hiervan worden weergegeven in Grafiek 10 en Grafiek 11.

Verband tussen vervorming U_x , puntlast en positie steunblokjes



Grafiek 10: Verband tussen vervorming U_x , puntlast F en de positionering van de steunblokjes

Verband tussen vervorming U_y , puntlast en positie steunblokjes



Grafiek 11: Verband tussen vervorming U_y , puntlast F en de positionering van de steunblokjes

Er is een recht evenredig verband merkbaar tussen de grootte van de puntlast en de vervormingen U_x en U_y . Over de invloed van de positionering van de steunblokkjes op de grootte van de vervormingen U_x en U_y is geen éénduidig verband merkbaar. Dit is geen probleem aangezien er niet vaak gevarieerd wordt bij de positionering van de steunblokkjes. Deze worden immers meestal met hun zwaartepunt op een afstand van om en bij de 150mm van de hoek geplaatst.

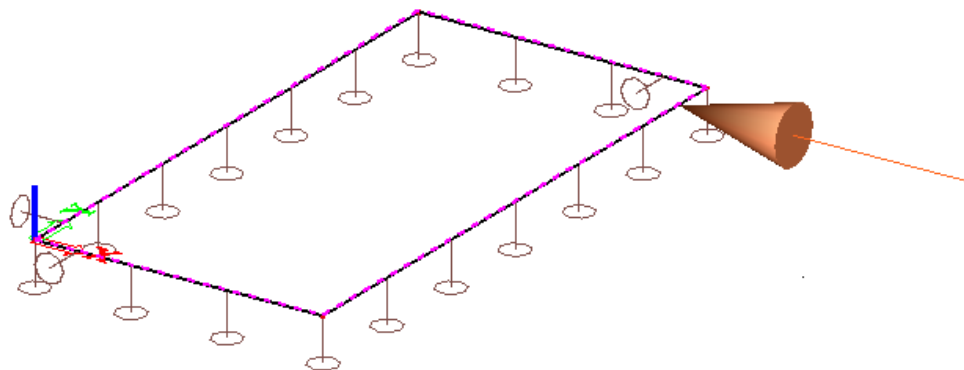
V.2 Rechthoekige glasplaten

In de realiteit zullen de glasplaten in veranda's in de meeste gevallen niet vierkant, zoals hierboven besproken, maar rechthoekig zijn. Om deze reden wordt een rechthoekige glasplaat getest tijdens de praktische proeven.

In deze paragraaf worden deze rechthoekige glasplaten in SCIA Engineer ingegeven en de bekomen vervormingen vergeleken bij variërende dikte van de glasplaat, grootte van de belasting en positionering van de steunblokkjes. Dit op dezelfde manier zoals beschreven in voorgaand hoofdstuk over vierkante glasplaten.

V.2.1 Invloed van de dikte van de glasplaat op de vervormingen

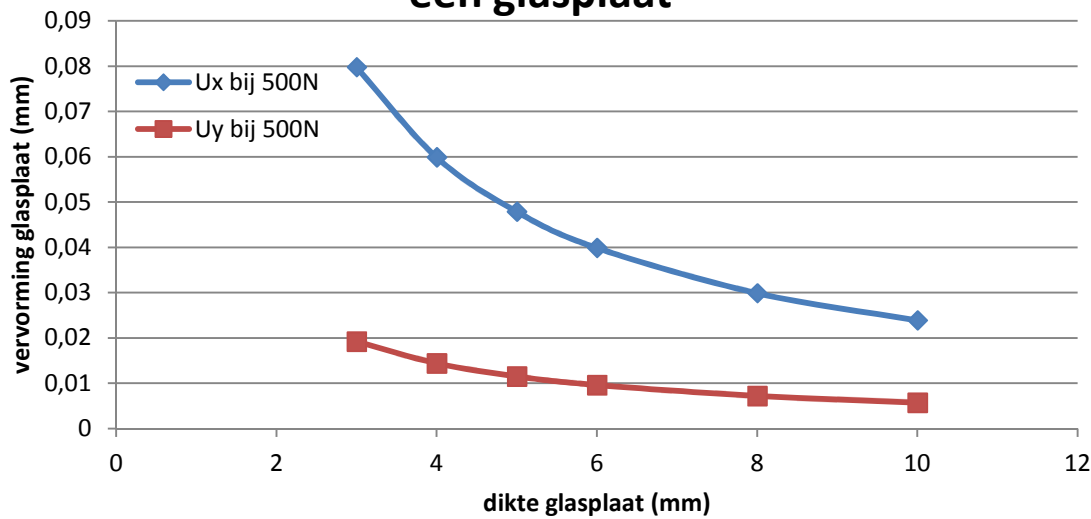
Om de invloed van de dikte van de glasplaat op de vervormingen te onderzoeken, wordt een glasplaat van 2m op 1 m met een daarop aangrijpende puntlast van 500N ingegeven in het programma SCIA Engineer. De steunblokkjes worden vastgelegd op 150mm van de hoeken. Dit model wordt voorgesteld in Figuur 29.



Figuur 29: Ingave van rechthoekige glasplaat in SCIA Engineer

Nu deze condities zijn vastgelegd, kan gevarieerd worden met de dikte van de glasplaat. Bij iedere dikteverandering dienen dan bijgevolg de vervormingen van de glasplaat U_x en U_y te worden bepaald. Het resultaat van deze operatie is weergegeven in Grafiek 12. Zoals te zien, is een omgekeerd evenredig verband merkbaar tussen de dikte van de glasplaat en de vervormingen U_x en U_y .

Verband tussen dikte en vervormingen van een glasplaat

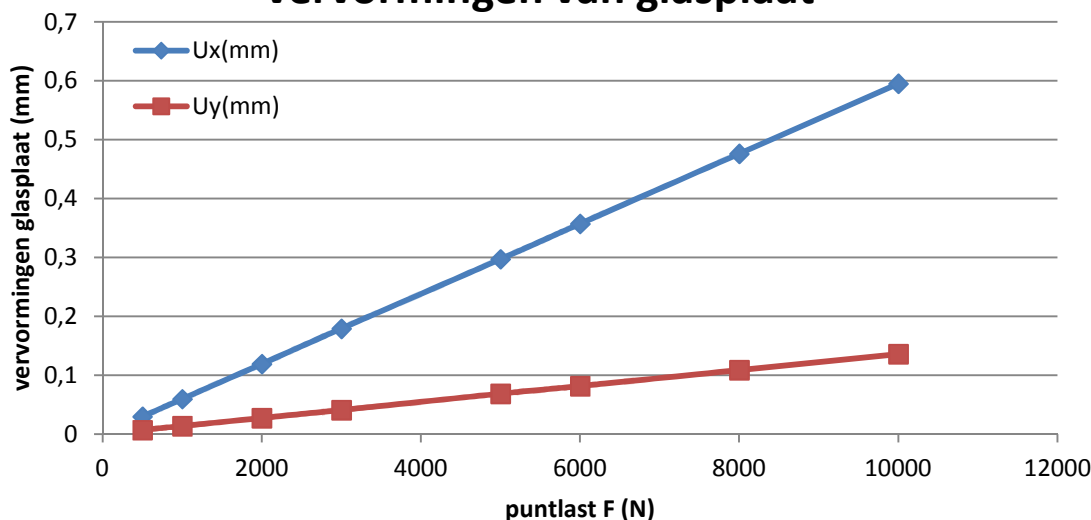


Grafiek 12: Verband tussen dikte en vervormingen van een glasplaat

V.2.2 Involed van de grootte van de puntlast op de vervormingen

Aangezien in het hoofdstuk over vierkante glasplaten reeds bepaald werd dat er geen éénduidig verband waarneembaar is tussen de positionering van de steunblokjes en de vervormingen in de glasplaat, gaat dit ook niet verder onderzocht worden bij rechthoekige glasplaten. Wel gaat worden onderzocht of er net zoals bij vierkante glasplaten een recht evenredig verband merkbaar is tussen de grootte van de puntlast en de vervormingen U_x en U_y in de glasplaat. Hiervoor wordt een glasplaat van 2m op 1m met een constante dikte van 10mm ingegeven in SCIA Engineer. Hierbij worden de vervormingen in het vlak van de glasplaat (U_x en U_y) gemeten bij een variërende puntlast. De resultaten hiervan worden weergegeven in onderstaande Grafiek 13.

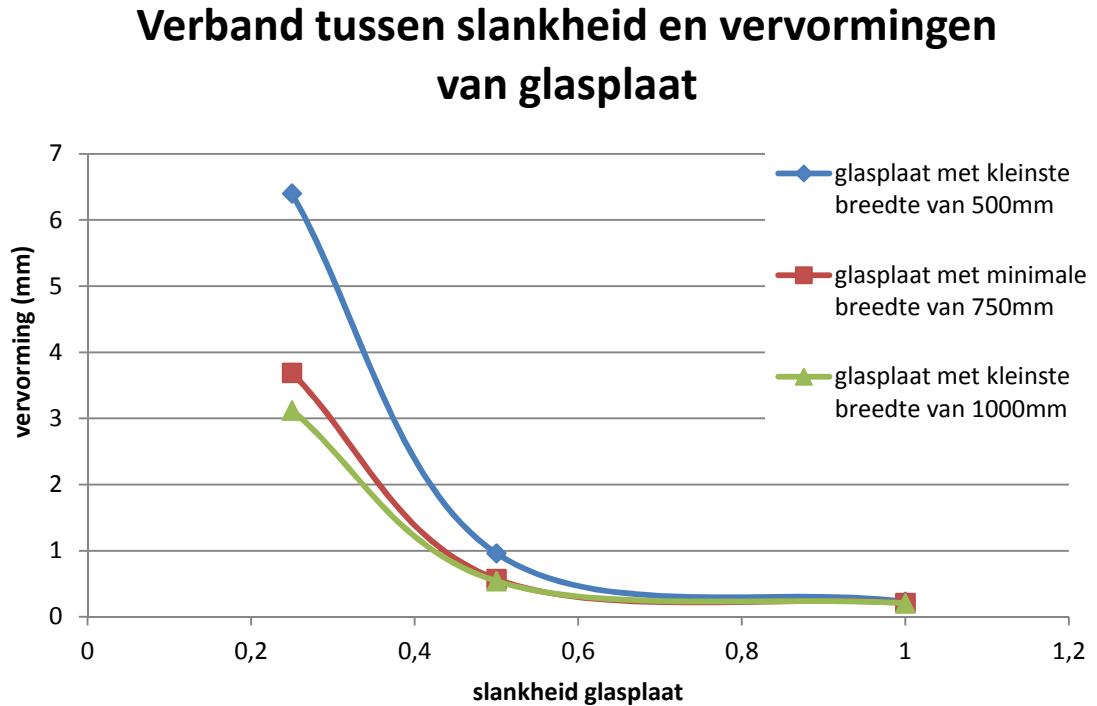
Verband tussen grootte van puntlast en vervormingen van glasplaat



Grafiek 13: Verband tussen grootte van puntlast F en de vervormingen in de glasplaat

V.2.3 Invloed van afmetingen glasplaat op zijn vervormingen

In Grafiek 14 is het verband weergegeven tussen de slankheid van de glasplaat en de optredende vervormingen. Hierbij dient te worden opgemerkt dat een glasplaat wordt verondersteld van 10mm dik die wordt belast door een puntlast van 10kN.



Grafiek 14: Verband tussen slankheid en vervorming van glasplaat

V.3 Conclusie BGT

Op Grafiek 14 is te zien dat de glasplaat vooral bij een grote slankheid niet dreigt te voldoen in BGT. Zo voldoet een glasplaat met kleinste breedte van 500mm en slankheid die kleiner is dan $\pm 0,3$ niet aan de eisen gesteld in BGT indien de dikte van de glasplaat maximaal 10mm en de puntlast minimaal 10kN bedraagt. Daarom wordt aangeraden om bij kleine slankheden standaard een controle in BGT uit te voeren op de glasplaat. Bij slankheden, groter dan 0,5 kan worden aangenomen dat de glasplaat voldoet in BGT, zelfs indien de glasdikte fel gereduceerd wordt in vergelijking met de 10mm uit Grafiek 14.

VI Theoretische uitwerking aluminium kader

In dit hoofdstuk zullen de verschillende onderdelen op een theoretische manier uitgewerkt worden. Vermits voor de praktische proeven de systemen van verandabouwer Demasure gebruikt worden, zal ook in dit hoofdstuk gewerkt worden met deze systemen. De denkwijze is echter ook toepasbaar voor andere systemen.

VI.1 Materialen

Hieronder zijn de belangrijkste eigenschappen te vinden van de gebruikte materialen.

Tabel 15: Eigenschappen Aluminium EN AW 6060 T66

Aluminium legering EN AW 6060 T66	
massadichtheid [kN/m ³]	27
E-modulus [N/mm ²]	70000
Uiterste treksterkte [N/mm ²]	215

Tabel 16: Eigenschappen EN 1706 AC 46100D

Aluminium legering EN 1706 AC 46100D	
massadichtheid [kN/m ³]	27
E-modulus [N/mm ²]	70000
Uiterste treksterkte [N/mm ²]	240

Tabel 17: Eigenschappen ABS kunststof

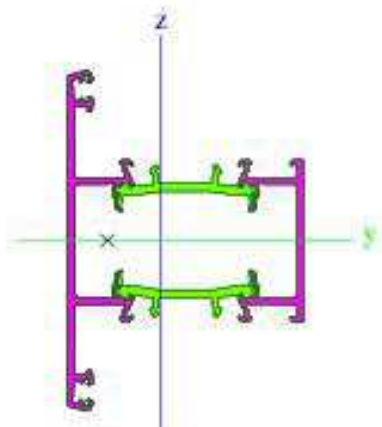
ABS kunststof	
massadichtheid [kN/m ³]	10.5
E-modulus [N/mm ²]	2340
Uiterste treksterkte [N/mm ²]	51

Tabel 18: Eigenschappen Polyamide 6 met 15% glasvezel

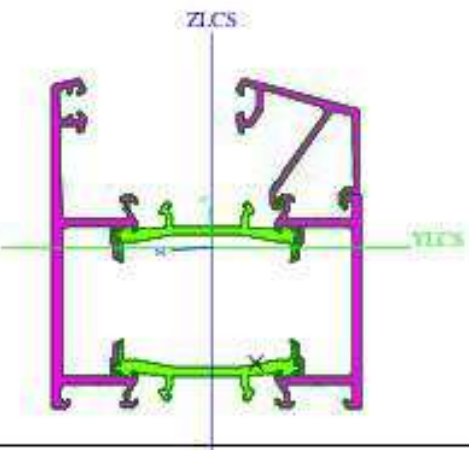
Polyamide 6 met 15% glasvezel	
massadichtheid [kN/m ³]	11.5
E-modulus [N/mm ²]	3000
Uiterste treksterkte [N/mm ²]	80

VI.2 Aluminium profielen

De aluminium profielen die bestudeerd zijn, zijn eigendom van Demasure. Het DWG-bestand wordt geïmporteerd in SCIA Engineer en zo worden de belangrijkste eigenschappen van de profielen berekend. Een overzicht is gegeven in Figuur 30 en Figuur 31.

Naam	CS1	
Type	Grafische doorsnede	
Onderdeelmateriaal	EN-AW 6060 (EP,ET,ER/B) T66 (0-3) ABS	
Bouwwijze	Algemeen	
Pas 2D EEM analyse toe.	✓	
		
A [m ²]	4,9349e-04	
A y, z [m ²]	3,1648e-04	3,8305e-04
I y, z [m ⁴]	2,4725e-07	3,5220e-07
I w [m ⁶], t [m ⁴]	1,8461e-10	5,2810e-10
Wel y, z [m ³]	5,3177e-06	8,8884e-06
Wpl y, z [m ³]	1,4246e-05	1,6090e-05
d y, z [mm]	-14	0
c YUCS, ZUCS [mm]	-8	5
α [deg]	0,00	
A L, D [m ² /m]	8,5379e-01	8,5379e-01
Mply +, - [Nm]	2,28e+03	2,28e+03
Mplz +, - [Nm]	2,57e+03	2,57e+03

Figuur 30: Overzicht eigenschappen traverseprofiel

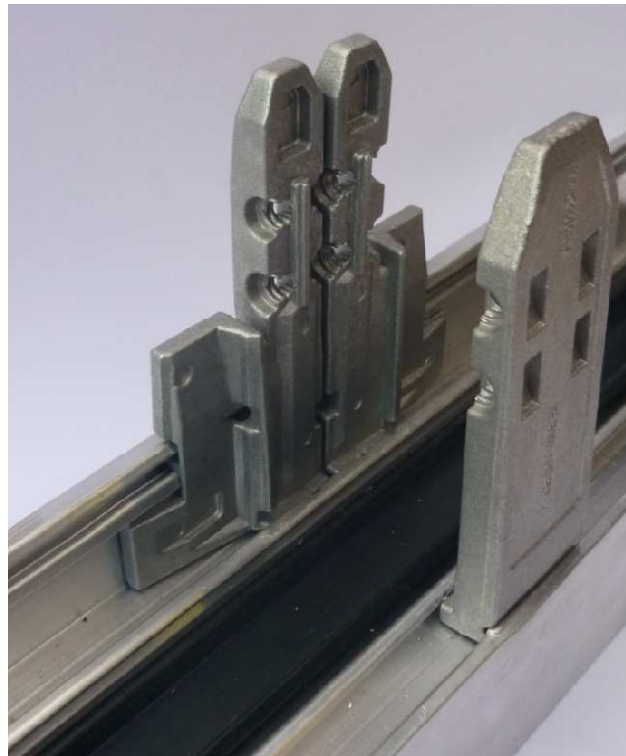
Naam	CS2	
Type	Grafische doorsnede	
Onderdeelmateriaal	EN-AW 6060 (EP,ET,ER/B) T66 (0-3) ABS	
Bouwwijze	Algemeen	
Pas 2D EEM analyse toe.	✓	
		
A [m ²]	5,4871e-04	
A y, z [m ²]	3,4677e-04	2,5163e-05
I y, z [m ⁴]	3,8065e-07	2,4576e-07
I YLCS, ZLCS [m ⁴]	2,4651e-07	3,7991e-07
I w [m ⁶], t [m ⁴]	3,9537e-10	5,4495e-10
Wel y, z [m ³]	1,0596e-05	6,5866e-06
Wpl y, z [m ³]	1,7194e-05	1,4633e-05
d y, z [mm]	-25	-8
c YUCS, ZUCS [mm]	1	0
α [deg]	94,25	
IYZLCS [m ⁴]	9,9675e-09	
A L, D [m ² /m]	9,5842e-01	9,5842e-01
Mply +, - [Nm]	2,75e+03	2,75e+03
Mplz +, - [Nm]	2,34e+03	2,34e+03

Figuur 31: Overzicht eigenschappen kaderprofiel

In werkelijkheid is de ruimte tussen de thermische onderbrekingen uit ABS (groene zones) opgevuld met PIR isolatieschuim. Dit materiaal heeft echter enkel een bouwfysische functie en zal in de berekeningen verwaarloosd worden.

VI.3 Verbindingsstukken traverse

Voor de verbinding tussen de verschillende profielen worden verbindingstukken gebruikt uit gietaluminium (EN 1706 AC46100D). Deze stukken zijn ontworpen zodat ze in de holtes van het traverseprofiel kunnen aangebracht worden. Om de profielen passend te laten aansluiten, wordt de verbinding bevestigd met speciaal ontworpen conische schroeven. Door de conische kop kan de verbinding snel gerealiseerd worden zonder kwaliteitsverlies. In Figuur 32 zijn dergelijke verbindingstukken weergegeven.



Figuur 32: Verbindingsstukken traverse

Deze verbindingstukken kunnen vereenvoudigd voorgesteld worden. Langs één zijde kan het grote verbindingstuk vereenvoudigd worden door een doorsnede van 30mmx8mm met een lengte van 60mm. Deze lengte wordt gemeten tussen het midden van de 2 schroeven en de onderkant van het verbindingstuk. De beide stukken aan de andere zijde kunnen voorgesteld worden als doorsneden van 15mmx8,5mm. De lengte van deze stukken wordt gemeten vanaf de onderkant van de profielrand tot het midden tussen de twee schroeven. Deze lengte bedraagt 37mm.

Voor het vervolg van dit onderzoek is vooral de rotatiecapaciteit en rotatiestijfheid belangrijk. Voor de stijfheid kan gesteld worden dat dit een combinatie is van beide stijfheden. De verbindingstukken zullen echter niet op eenzelfde manier belast worden. Het grote verbindingstuk wordt belast op een moment, terwijl de kleine stukken elk belast worden op een tegengestelde normaalkracht. Hierbij hoort bij alle stukken nog een dwarskracht die dezelfde grootte heeft als de puntlast.

De stijfheid van het grote stuk kan berekend worden via de standaardformule zoals voorgesteld in vergelijking (VI-1) en (VI-2).

$$\theta = \frac{ML}{EI} \quad (\text{VI-1})$$

$$K = \frac{EI}{L} = \frac{70000 \frac{N}{\text{mm}^2} * \frac{8\text{mm} * (30\text{mm})^3}{12}}{60\text{mm}} = \frac{21\text{kNm}}{\text{rad}} \quad (\text{VI-2})$$

Met θ = de hoekverdraaiing van het verbindingsstuk [rad]

M = aangrijpend moment [kNm]

L = lengte van het verbindingsstuk [mm]

E = elasticiteitsmodulus [N/mm²]

I = traagheidsmoment [mm⁴]

K = rotatieveerstijfheid [kNm/rad]

De stijfheid van de kleine verbindingsstukken wordt berekend door te veronderstellen dat één in druk en één in trek zal werken. Wanneer verondersteld wordt dat de afstand tussen beide resultanten een waarde a heeft, kan de stijfheid afgeleid worden zoals hieronder voorgesteld in vergelijking (VI-3) tot en met (VI-6). Vergelijking (VI-5) wordt bekomen door te stellen dat de vervorming ten gevolge van de normaalkracht een verdraaiing zal veroorzaken. De hoekverdraaiing kan bijgevolg gevonden worden door de totale verplaatsing (tweemaal δ , éénmaal positief en éénmaal negatief) te delen door de afstand tussen de aslijnen a.

$$N = M/a \quad (\text{VI-3})$$

$$\delta = \frac{NL}{EA} = \frac{ML}{EAa} \quad (\text{VI-4})$$

$$\tan \theta = \theta = \frac{2ML}{EAa^2} \quad (\text{VI-5})$$

$$K = \frac{EAa^2}{2L} = \frac{70000N}{\text{mm}^2} * \frac{10\text{mm} * 15\text{mm} * (16\text{mm})^2}{2 * 37\text{mm}} = 2,2 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}} \quad (\text{VI-6})$$

Met N = normaalkracht [N]

M = aangrijpend moment [Nmm]

a = hefboomsarm [mm]

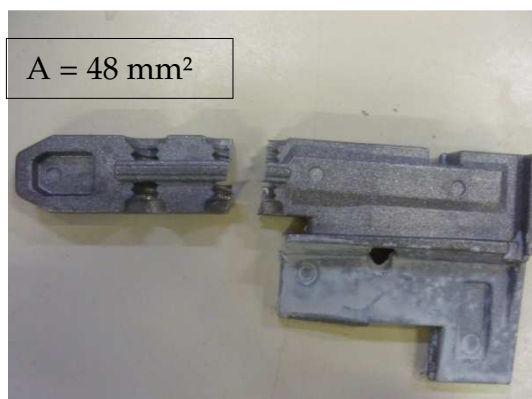
L = lengte van het verbindingsstuk [mm]

E = elasticiteitsmodulus [N/mm²]

A = oppervlakte van de doorsnede [mm²]

Omdat de grote en de twee kleine verbindingstukken zullen samenwerken is de rotatiestijfheid van het geheel 23,2 kNm/rad. Vermits het hier echter gaat om een theoretische vereenvoudiging, kan gesteld worden dat het geheel in werkelijkheid minder stijf zal reageren.

Om de grens van bezwijken te vinden, moet gekeken worden naar de spanning in de verbindingstukken. Hierbij wordt de berekende Von Mises spanning vergeleken met de trekspanning die in Tabel 16 opgelijst staat. Uit de resultaten van de proeven (IX) kan besloten worden dat bij de traverse verbinding steeds hetzelfde verbindingstuk begeeft. Dit is het kleine verbindingstuk dat belast wordt door een combinatie van trek en dwarskracht. Vergelijking (VI-7) tot en met (VI-9) geeft de berekening van de bezwijklast. Deze is uitgedrukt in functie van de puntlast P waarbij voor het moment een hefboomsarm van 120 mm gebruikt wordt. Deze waarde benadert namelijk sterk de waarde die gebruikt is bij de verschillende proeven. Figuur 33 en Figuur 34 tonen uit de proeven twee plaatsen die beschouwd kunnen worden als een risicozone. Hierbij is ook onmiddellijk de bijhorende oppervlakte weergegeven. Er zal geconcentreerd worden op faalmodus 1 omdat deze theoretisch waarschijnlijker is en omdat ook bij de praktische proeven deze de meest voorkomende is. Ten slotte dient opgemerkt te worden dat deze faalmodus bros is. Het verbindingstuk zal niet vloeien maar scheuren tot een volledige breuk bekomen wordt.



Figuur 33: Faalmodus 1 traverse



Figuur 34: Faalmodus 2 traverse

$$N = \frac{M}{a} = \frac{P * 160\text{mm}}{16\text{mm}} < \frac{f_u A}{\gamma_{M0}} \quad (\text{VI-7})$$

$$P < \frac{240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 48 \text{mm}^2 * 16\text{mm}}{160\text{mm} * 1} = 1152 \text{ N} \quad (\text{VI-8})$$

$$P < \frac{A * f_u / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 48\text{mm}^2 \frac{240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{\sqrt{3}} = 6651 \text{ N} \quad (\text{VI-9})$$

Met N = normaalkracht [kN]

M = moment [kNm]

a = hefboomsarm verbindingsstukken [mm]

f_u = treksterkte [N/mm²]

A = oppervlakte van de doorsnede [mm²]

γ_{M0} = veiligheidsfactor Aluminium [-]

VI.4 Verbindingsstukken hoeken in verstek

Ook de hoeken die uitgevoerd zijn in verstek hebben verbindingsstukken die bestaan uit gietaluminium (EN 1706 AC46100D). De stukken hebben de vorm van een L en schuiven langs beide zijde in het profiel, zie Figuur 35. Bij deze verbinding wordt opnieuw gebruik gemaakt van conische schroeven om de goede plaats te verzekeren ten opzichte van de aluminium profielen.

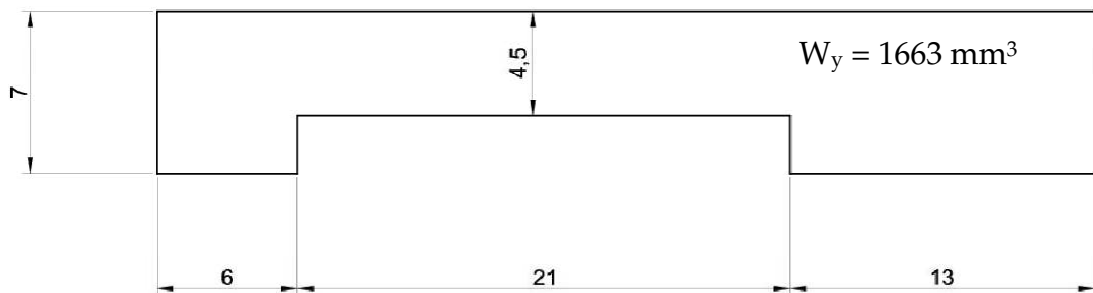


Figuur 35: Verbindingsstukken hoeken in verstek

Ook deze stukken kunnen vereenvoudigd voorgesteld worden. Hierbij wordt gekozen voor een doorsnede van 30mmx8mm met een lengte van 60 mm. Deze lengte kan voorgesteld worden als de afstand tussen het midden van de twee uiterste schroeven en het midden van het andere been. Hier dient ook de opmerking gemaakt te worden dat de complexe vorm zal zorgen dat deze vereenvoudiging een stijfheid zal bekomen die hoger ligt dan de werkelijkheid.

De stijfheid van dit stuk kan berekend worden op basis van vergelijking (VI-1) en (VI-2). Omdat de vereenvoudiging dezelfde dimensies heeft als de vereenvoudiging die in deze vergelijkingen gebruikt wordt, kan ook het resultaat overgenomen worden. Doordat in elke koker van het profiel een verbindingsstuk zit, zullen beide stukken samenwerken en zal de stijfheid verdubbelen. De theoretische stijfheid van deze stukken bedraagt bijgevolg 42 kNm/rad.

Deze stukken zullen bezwijken ten gevolge van het moment of de dwarskracht. Vermits de schuine zijde niet over de volledige lengte dezelfde dikte heeft, wordt er een aparte doorsnede gebruikt voor de bezwijklast ten gevolge van het aangrijpend moment. Deze doorsnede met zijn karakteristieken zijn weergegeven in (VI-10). Het totaal opneembaar moment is het dubbele vermits het moment door beide verbindingsstukken kan opgenomen worden. De bezwijklast is bijgevolg 0,80 kNm.



Figuur 36: Schets met karakteristieken in hoek.

$$M < \frac{W_y f_u}{\gamma_{M0}} = 1663 \text{ mm}^3 \cdot 240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0,40 \text{ kNm} \quad (\text{VI-10})$$

Met M= moment [kNm]

W_y = het weerstandsmoment rond de sterke as [mm³]

f_u = treksterkte [N/mm²]

Als het stuk zal bezwijken door de dwarskracht, zal deze bezwijken bij de kleinste doorsnede. Deze doorsnede bevindt zich ter hoogte van de schroeven en is 101mm². De maximale dwarskracht kan berekend worden met vergelijking (VI-11).

$$V < \frac{A * f_u / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 101 \text{mm}^2 \frac{240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{\sqrt{3}} = 14 \text{ kN} \quad (\text{VI-11})$$

Met V = dwarskracht [kN]

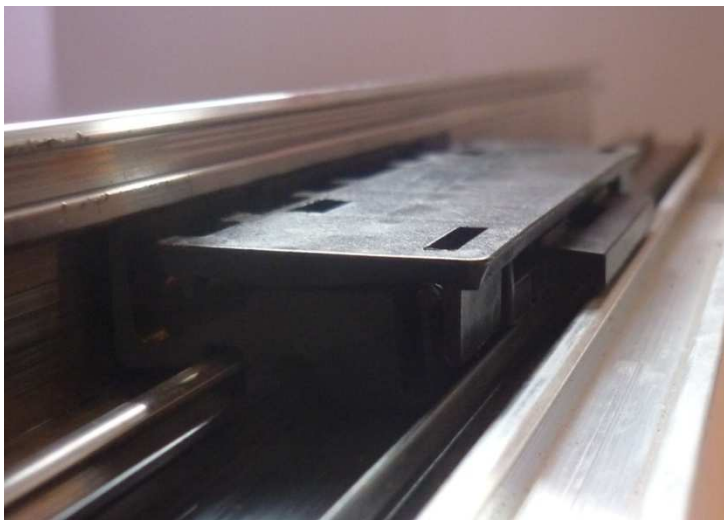
f_u = treksterkte [N/mm²]

A = oppervlakte van de doorsnede [mm²]

γ_{M0} = veiligheidsfactor Aluminium [-]

VI.5 Steunblokjes, houten blokjes en aluminium profiel

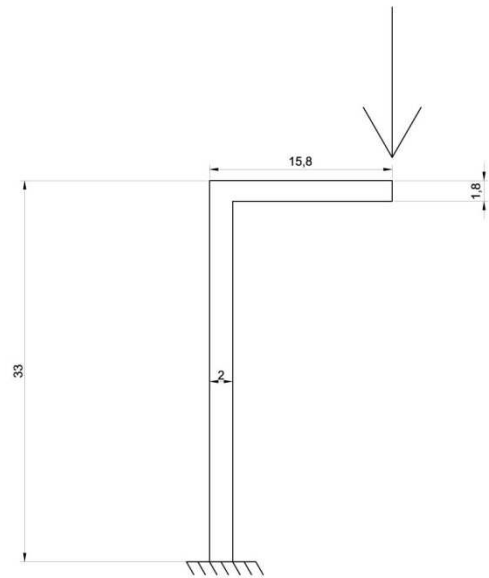
Wanneer deze combinatie belast wordt, zal het grootste deel van de vervorming ontstaan door het lokaal wegplooiën van het aluminium profiel. De steunblokjes steunen namelijk op de binnenranden van het profiel, zoals te zien is op Figuur 37. Hierdoor kan het profiel dichtplooiën. Bij de meeste verandabouwers gaat dit echter een veel kleiner probleem vormen. In tegenstelling tot bij Demasure zal daar langs beide zijden van de thermische onderbreking met gesloten kokers gewerkt worden.



Figuur 37: Bevestiging steunblokje op profiel

Het steunblokje wordt langs 1 zijde gesteund over een lengte van 120mm en langs de andere zijde maar door een lengte van 53mm. Vermits echter ook de belasting excentrisch op het profiel zal komen, wordt de vereenvoudiging gemaakt dat de puntlast evenredig kan verdeeld worden over de totale lengte. Een puntlast van 1kN zal bijgevolg overeenkomen met een verdeelde last van 57,8N/cm. Om de stijfheid te onderzoeken van dit systeem wordt een vereenvoudigd model uitgewerkt voor een eenheidsbreedte van 1cm zoals te zien in Figuur 38. Dit model kan gebruikt worden omdat de stijfheid van de thermische onderbreking in ABS veel lager ligt als de stijfheid van het aluminium.

Door gebruik te maken van de formules uit de sterkteleer kan dit model omgerekend worden naar een stijfheid in functie van de puntlast. Deze stijfheid heeft een grootte van $0,80\text{kN/mm}$. Hierbij dient opgemerkt te worden dat de werkelijke stijfheid hoger zal liggen. De doorbuiging zal immers tegengewerkt worden door onder andere de druk van de dichtingsrubbers.



Figuur 38: Vereenvoudigd model voor lokaal plooiën van het frame

Als belangrijkste parameter voor bezwijken zal de drukvastheid van het steunblokje en houten blokje gebruikt worden. Door de producent worden technische gegevens geleverd over de druksterkte van deze producten. Zoals vermeld in de literatuurstudie, is de aangegeven grens voorgeschreven door het WTCB $1,5\text{N/mm}^2$. Dit is echter een zeer lage grens waardoor aangeraden wordt om met technische gegevens te werken. Dit zal namelijk een grote stijging van de capaciteit betekenen. Bij steunblokken uit kunststof worden meestal meerdere waardes opgenomen in de technische gegevens afhankelijk van de temperatuur. Meestal wordt hier een waarde opgegeven bij 20° ($\pm 15\text{ N/mm}^2$ [17]) en 80° ($\pm 5\text{N/mm}^2$ [17]). Uit het doctoraat van F. Wellershoff [11] kan ook een verband gevonden worden tussen de windlast en de temperatuur van de bouwdeelen van het schrijnwerk. Hieruit blijkt duidelijk dat de grootste windlasten optreden bij temperaturen rond 20° . Deze metingen werden uitgevoerd op verschillende plaatsen in Duitsland. Bijgevolg zal bij 20° de volledige windlast aangrijpen. Bij 50° is dit nog maar de helft en bij 80° kan de windlast gereduceerd worden tot 32% van de berekende piekwinddruk. Hierbij zal de ontwerper van de veranda dus moeten onderzoeken wat het meest nadelige geval is. Er valt namelijk op te merken dat door gebruik te maken van al deze punten er veel kan gewonnen worden op de capaciteit van de steunblokjes. Voor meer informatie over deze bevindingen wordt er verwezen naar het doctoraat [11].

VII Testopstellingen (theoretisch)

In de literatuurstudie en de vorige hoofdstukken werd voornamelijk aandacht besteed aan het theoretisch onderzoek naar de verschillende onderdelen van de veranda. Het uitvoeren van dit onderzoek was een vereiste om de praktische proeven in het 2^e semester te kunnen uitvoeren.

In de volgende twee hoofdstukken worden de uitgevoerde praktische proeven op zowel een theoretische als praktische manier uitgelegd. In dit hoofdstuk wordt ingegaan op de noodzaak van deze proeven en hun bijdrage aan het meest essentiële aspect van deze masterproef, namelijk het bepalen en voorspellen van het moment van bezwijken van verschillende verandaconstructies ten gevolge van zijdelingse belastingen en hun bijhorende stijfheid. Dit kan bepaald worden door een verandaconstructie voor te stellen in een eindige-elementenprogramma zoals SCIA Engineer. Dit programma laat immers toe om voor elke structuur en daarop aangrijpende (zijdelingse) belastingen, de vervormingen weer te geven. In theorie kan zo een eindige-elementenprogramma dus gebruikt worden om eerder welke te bouwen verandaconstructie en daarop aangrijpende dynamische en statische belastingen in te geven. De bijhorende vervormingen kunnen dan worden vergeleken met deze die toegelaten zijn voor verandaconstructies (5mm). Indien deze hieraan voldoen, kan worden geconcludeerd dat de veranda zijdelings voldoende stabiel is. Deze 5mm is afkomstig van de maximale speling tussen het glas en het profiel. Door overleg met onze buitenpromotor is deze waarde ook gebruikt als maximale vervorming van de volledige kader.

Opdat dit concept kan slagen, dienen alle eigenschappen van de veranda, inclusief deze van de aansluitingen, gekend te zijn. Dit is echter net waar het probleem ligt en bijgevolg ook de hoofdreden om de testopstellingen uit te voeren. Het is immers de bedoeling om met deze testen aan te tonen wat de stijfheid is van de volgende onderdelen:

- de hoekverbindingen
- de verstekverbindingen
- het geheel van raamwerk, steunblokje en houten blokje

Wanneer deze stijfheden zijn bepaald, kan worden gesteld dat alle vereiste eigenschappen van de veranda gekend zijn en ze dus in SCIA Engineer kunnen worden opgenomen. De verandaconstructie, voorgesteld in SCIA Engineer, zou dus bijgevolg hetzelfde gedrag moeten vertonen als de werkelijke veranda.

De testen worden onderverdeeld onderverdeeld in drie groepen. De eerste groep beschrijft de belasting van hoekprofielen en T-verbindingen, de tweede de belasting van steunblokjes, houten blokjes en raamprofiel en de derde de belasting van het raamkader met of zonder opvulling en verstevigingen. Hierbij worden de testen, beschreven in groep 1 en 2, gebruikt om de stijfheden te bepalen van de hoekverbindingen, T-verbindingen en het gecombineerd geheel van het raamprofiel, steunblokjes en houten blokjes. De bedoeling van testen uit groep 3 zijn tweedelig. Enerzijds wordt deze proef uitgevoerd om na te gaan of de SCIA-voorstelling de realiteit voldoende benaderd, anderzijds is deze proef ook nuttig om te bekijken waar het geheel van kader en opvulling als eerste zal bezwijken.

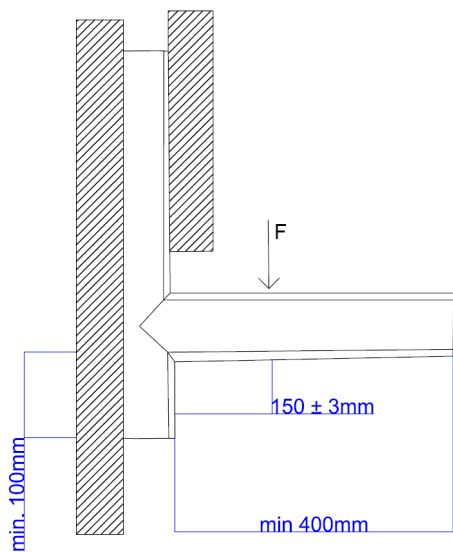
Dit hoofdstuk beschrijft enkel op een theoretische manier hoe de testen dienen te worden uitgevoerd, afgaande op de voorschriften beschreven in de desbetreffende normen. In het hierop aansluitende hoofdstuk gaat het over de praktische uitvoering van de beschreven proeven. Het materiaal waarop de testen worden uitgevoerd, wordt in onderstaande lijst opgesomd. Dit materiaal werd ons ter beschikking gesteld door verandabouwer 'Demasure' en de firma 'Wuyts gevelbouw'.

- 5 grote verstekverbindingen
- 5 T-verbindingen
- 5 kleine verstekverbindingen
- 1 kader met verstekverbindingen
- 2 kaders met T-verbindingen
- Extra steunblokjes
- Multiplex 18 mm
- Ruit 25 mm
- 2 aluminium platen van 5 mm

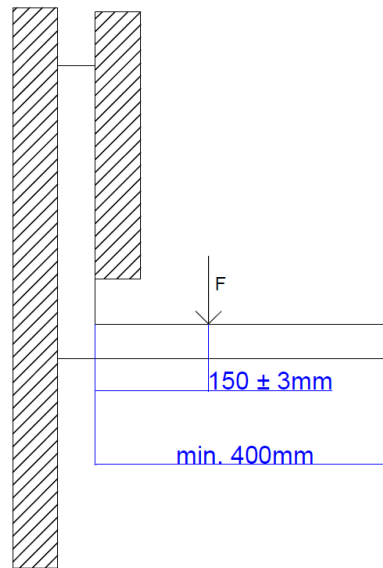
Zoals later zal blijken, werden de 5 kleine verstekverbindingen en de multiplexplaat niet gebruikt. Dit omdat de reeds bekomen resultaten van de daarvoor uitgevoerde proeven ervoor zorgden dat de proeven op dit materiaal niet meer noodzakelijk waren.

VII.1 Belasting van hoekprofielen en T-verbindingen

Bij de eerste testopstelling worden de stijfheden van zowel de aansluiting tussen horizontale en verticale raamwerkranden als de aansluiting tussen tussenstijlen en horizontale raamwerkranden onderzocht. De eerste aansluiting wordt in het vervolg van dit verslag omschreven als hoekverbinding, de tweede als tussenstijlverbinding. De testopstelling wordt duidelijk voorgesteld in Figuur 39 en Figuur 40. Deze zijn gebaseerd op de norm NBN EN 514 [16].



Figuur 40: Belasting tussenstijlverbinding



Figuur 39: Belasting hoekverbinding

Zoals te zien op figuur 36 en figuur 37, schrijft de norm voor dat de verticale raamwerkranden vast verbonden dienen te worden. Deze vaste verbinding wordt gerealiseerd door deze raamwerkrand over een afstand van minstens 400 mm in te klemmen tegen een vaste constructie. Door deze minimale inklemafstand, dienen de verticale raamwerkranden bij de hoekverbinding minstens 400 mm en bij de tussenstijlverbinding minstens 500mm lang te zijn. De kracht grijpt aan op een afstand van ± 150 mm van de verticale raamwerkrand aangezien het middelpunt van de steunblokjes zich op deze positie bevindt. De belasting van deze constructie wordt opgewekt door middel van een vijzel die een steeds toenemende drukkracht op het geheel van raamwerk en steunblokjes ontwikkelt. Deze vijzel kan een belasting aanbrengen tot 50 kN. Deze kracht is natuurlijk veel te groot voor onze proeven, maar aangezien de nauwkeurigheid van deze vijzel voldoende hoog is voor het uitvoeren van deze proeven, wordt er toch gebruik van gemaakt. Ook was dit de minst krachtige vijzel die ons ter beschikking stond. De load cell, met een theoretische nauwkeurigheid van 0,04%, is een instrument dat wordt gebruikt in combinatie met de vijzel om de kracht, die hierin wordt opgewekt, te registreren. Het grote voordeel hierbij is dat deze gegevens meteen omgezet worden naar de computer. Bij deze testopstelling wordt er gebruik gemaakt van zowel digitale als analoge meetklokken. Hierbij zijn de digitale in staat om de geregistreerde gegevens, in dit geval de opgemeten vervormingen in het raamwerk, om te zetten naar de computer. Bijgevolg wordt het verband tussen de opgelegde kracht en de daaruit volgende vervormingen snel verkregen. De load cell waarvan gebruik wordt gemaakt, is weergegeven in Figuur 41.



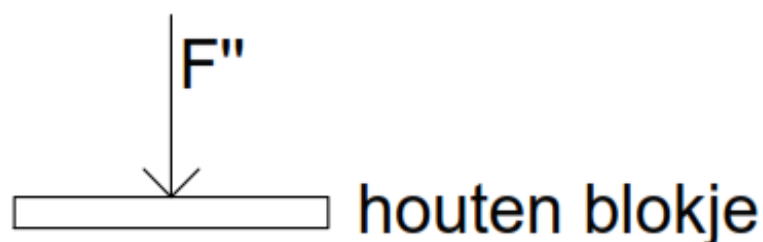
Figuur 41: standard load cell model 1200

De norm NBN EN 514 [16], welke geldig is voor PVC-U, schrijft voor dat de constructie belast moet worden met een snelheid van 50mm/min. Vermits voor aluminium, waaruit de raamprofielen bestaan, echter andere eisen gelden, wordt afgeweken van de norm door krachtgestuurd te werk te gaan. Dit wil praktisch gezien zeggen dat in verschillende stappen belast wordt waarbij na elke belastingsverhoging weer ontlast wordt. De bedoeling hiervan is om op deze manier na te gaan op welk moment de elastische vervormingen over zullen gaan in plastische vervormingen. De norm raadt aan om zowel de hoek- als de T-verbindingen 3 maal te testen, opdat dit tot een correcter eindresultaat zal leiden. Uit deze testen wordt de stijfheid van deze verbindingen bepaald. Hiervoor wordt verwezen naar het hoofdstuk IX. Wel dient te worden opgemerkt dat het door praktische beperkingen niet mogelijk was om zowel de hoek- als T-verbindingen 3 maal te testen.

VII.2 Belasting van steunblokjes, houten blokjes en raamprofiel.

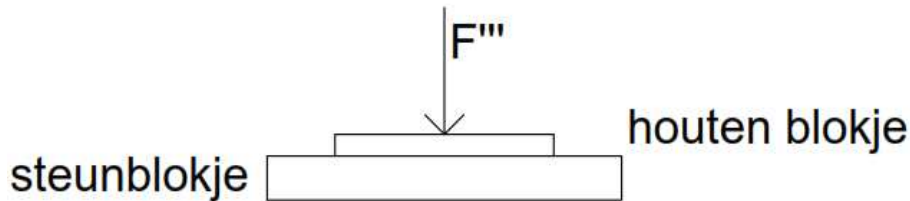
Bij deze testopstelling dienen in principe zowel de steunblokjes (opgebouwd uit een Polyamide met 15% glasvezelversterking), de houten blokjes als het raamprofiel te worden getest, waarbij volgende belastingsstappen doorlopen worden:

- 1.) De eerste belastingsstap grijpt aan op een houten blokje dat in de praktijk tussen de steunblokjes en het glasraam wordt geplaatst. De belasting, voorgesteld als kracht F'' , wordt in stappen vergroot totdat het steunblokje plastisch vervormt. Deze opstelling wordt voorgesteld in Figuur 42.



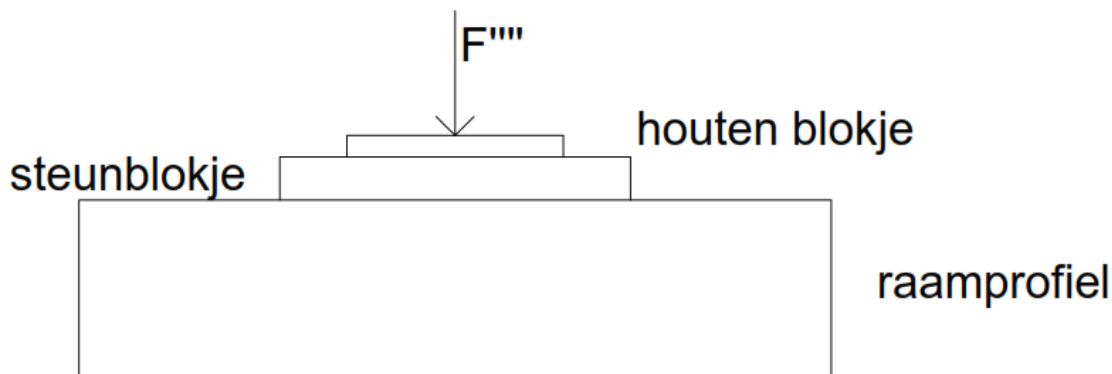
Figuur 42: Belasting houten blokje

- 2.) De tweede belastingsstap grijpt aan op zowel het houten blokje als het steunblokje. De belasting, voorgesteld als kracht F''' , wordt in stappen vergroot totdat het houten blokje of het steunblokje plastisch vervormt. Deze opstelling wordt voorgesteld in Figuur 43.



Figuur 43: Belasting houten blokje en steunblokje

- 3.) De derde belastingsstap gebeurt op het houten blokje, in combinatie met een steunblokje en het daaronder liggende raamprofiel. Hierbij wordt ook weer de combinatie van load cell, voorgesteld in figuur 3, en vijzel uit het labo bouwkunde gebruikt. De belasting, voorgesteld als kracht F'''' , wordt in stappen vergroot totdat het steunblokje, het houten blokje of het inwendige van het raamwerk plastisch vervormt. Deze opstelling wordt voorgesteld in Figuur 44.



Figuur 44: Belasting houten blokje, steunblokje en onderliggend raamprofiel

Het lijkt nuttig om deze 3 proeven uit te voeren omdat verwacht wordt dat de resultaten ons zullen toelaten te concluderen bij welke belastingen zowel het geheel als de onderlinge elementen bezwijken of plastisch vervormen. Aangezien de houten blokjes slechts tussen de glasplaat en het steunblokje worden geplaatst door mankracht en er dus niet vast mee verbonden zijn, kan deze plastische vervorming een probleem zijn. Bij verschillende belastingscycli (naar weerskanten) kan deze vervorming ervoor zorgen dat het houten blokje verplaatst of er helemaal uitvalt. In dat geval komt de glasplaat in rechtstreeks contact met het steunblokje. Dit moet vermeden worden omdat dit kan leiden tot beschadiging van het glas. Voor de exacte positionering van de houten blokjes en de steunblokjes wordt verwezen naar hoofdstuk III.

Hiernaast laten deze proeven ook toe om de stijfheid van het geheel van houten blokje, steunblokje en raamwerk te bepalen. Voor deze bepaling wordt verwezen naar hoofdstuk IX. Er is echter voor gekozen om enkel de proeven ter bepaling van de gecombineerde stijfheid van raamprofiel, steunblokje en houten blokje, voorgesteld in Figuur 44, uit te voeren. Het was praktisch gezien niet mogelijk om de vervorming van de steunblokjes en houten blokjes op te meten tijdens het uitvoeren van de andere proeven.

Bij zowel de tussenstijl- als de hoekverbinding uit de eerste testopstellingen kan het bovenste deel van de verticale raamwerkrand herbruikt worden ter uitvoering van deze proef aangezien verwacht wordt dat deze onvervormd zal blijven. Ook deze proeven dienen weer driemaal te worden herhaald opdat van de bekomen resultaten een gemiddelde kan worden genomen.

VII.3 Belasting van raamwerk en opvulling

Als 4^e testopstelling worden 3 volledige raamkaders (1 met hoekverbindingen en 2 met tussenstijlverbindingen) met en zonder opvulling getest. De opvulling van de raamkaders bestaat uit 2 aluminiumplaten (5mm) met een tussenafstand van 15mm of een glasplaat van 25mm (5-15-5). De afmetingen van de gebruikte opvullingen bedragen steeds 1081mm x 1957mm. De platen worden in het kader geplaatst met behulp van steunblokjes en houten blokjes. Ook worden dichtingsrubbers geplaatst. In tegenstelling tot de vorige 3 besproken testopstellingen, is dit een volledig zelfstandig uitgedacht. Bij deze proeven is geen norm voorhanden maar wordt de proefopstelling besproken in het volgende hoofdstuk. Deze testopstelling wordt dan nadien zo exact mogelijk nagebootst in het eindige-elementenprogramma SCIA Engineer opdat deze met elkaar vergeleken zouden kunnen worden. De ingave van deze testopstelling wordt toegelicht in het hoofdstuk X.

VIII Testopstellingen (praktisch)

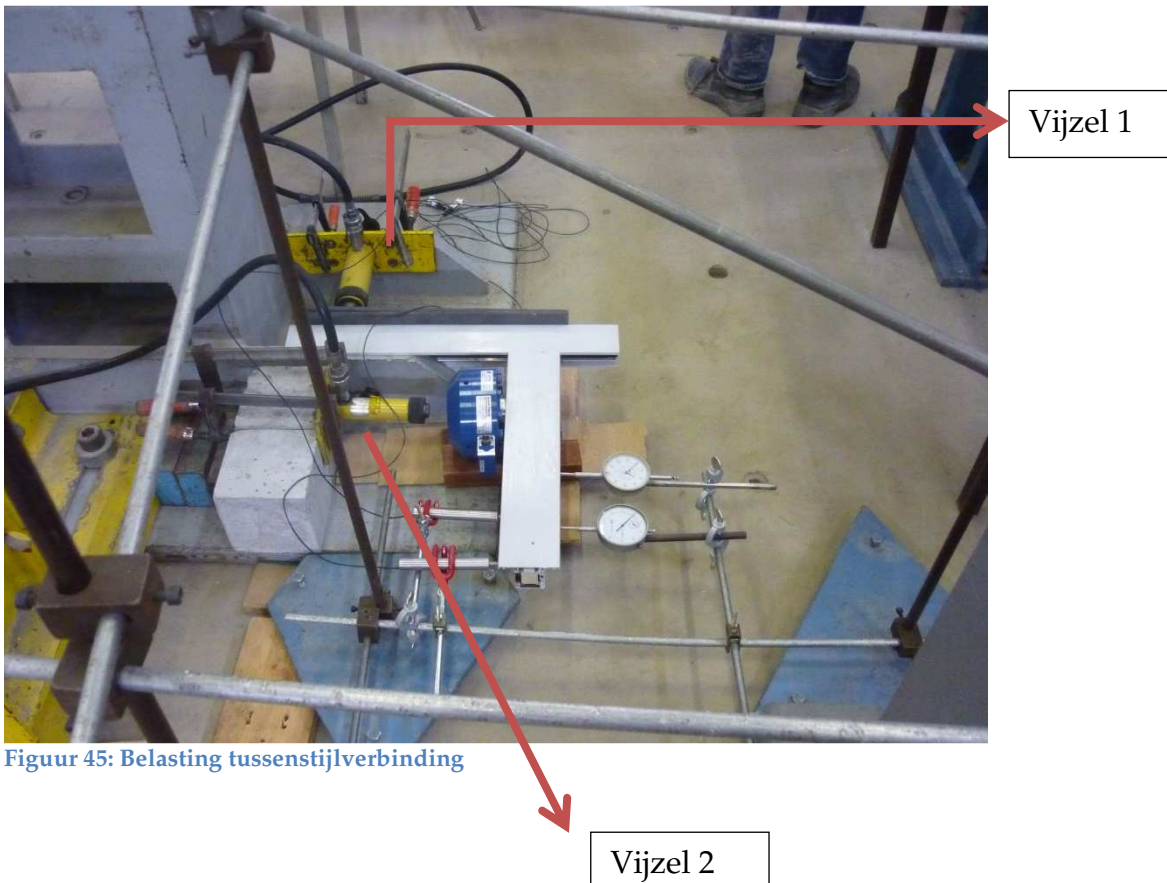
In dit hoofdstuk zal de praktische uitwerking van de verschillende proeven verder worden toegelicht.

VIII.1 Belasting van hoekprofielen en T-verbindingen

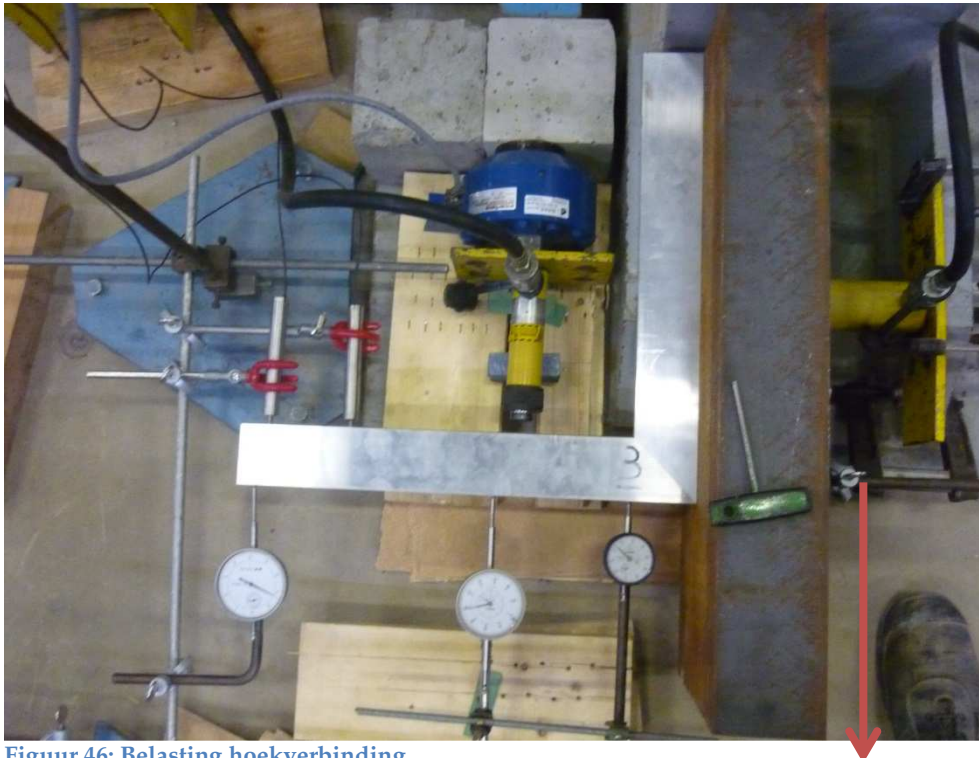
VIII.1.1 Onverstijfde profielen

Opbouw testopstelling

Op Figuur 45 en Figuur 46 wordt weergegeven op welke manier de belasting van de hoek- en tussenstijlverbinding in de praktijk wordt gerealiseerd. Hier is te zien dat vijzel 1 het raamwerkdeel, dat niet rechtstreeks wordt belast, inklemt tussen het stijve U-profiel en de blauwe stijve constructie. De belasting van het andere raamwerkdeel gebeurt door middel van vijzel 2. Het geheel van loadcell en vijzel wordt langs één zijde verbonden met de stijve gele constructie door middel van betonblokken en metalen vulstukken. Het probleem bij deze opstelling is dat het niet rechtstreeks belaste raamwerkdeel niet over zijn volledige lengte kan worden ingeklemd zoals wordt voorgeschreven volgens de norm NBN EN 514. De invloed van deze afwijking ten opzichte van de norm wordt ingerekend door middel van de 3^e analoge meetklok.



Figuur 45: Belasting tussenstijlverbinding



Figuur 46: Belasting hoekverbinding

3^e analoge meetklok

Belasting van profielen

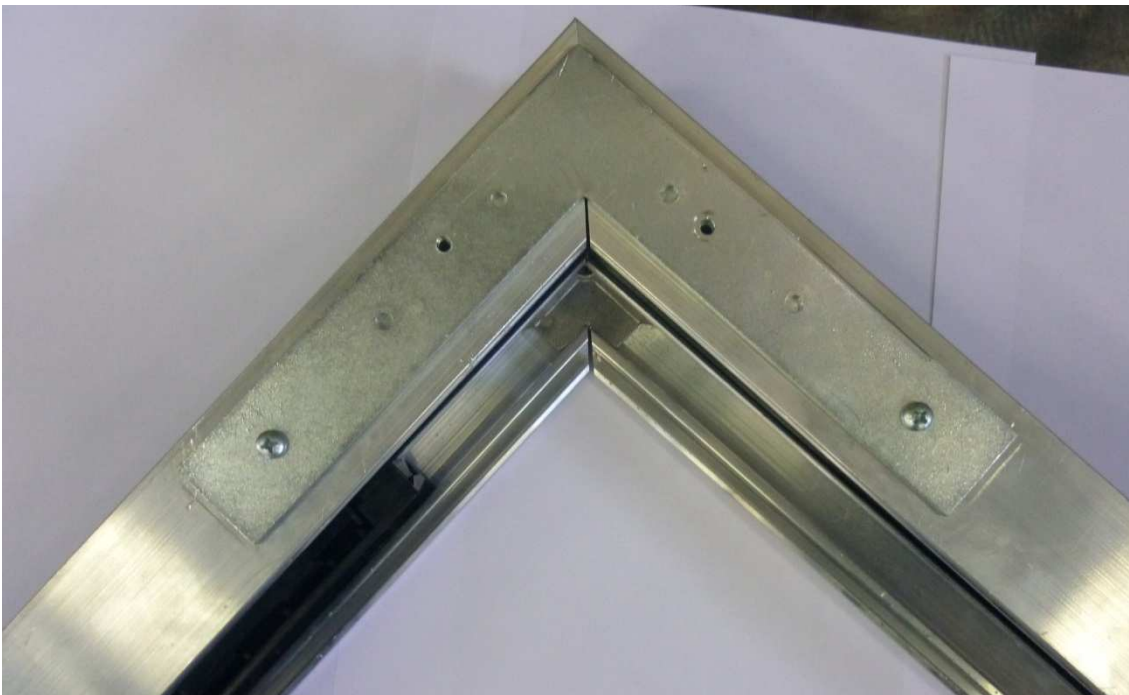
De vervormingen worden na elke belastingsstap en ontlasting opgemeten door de drie analoge meetklokken. Zoals reeds gezegd dient deze derde meetklok om de invloed van de niet-volledige inklemming van het niet-belaste raamwerkdeel in rekening te brengen. Het aflezen van deze analoge meetklokken is in principe enkel om de vervormingen, opgemeten in de digitale meetklokken, mee te controleren. Indien deze te veel verschillen, wijst dit op een fout tijdens het testen en wordt deze test beschouwd als 'waardeloos'. Indien de vervormingen in de digitale meetklokken overeenkomen met deze opgemeten met behulp van de analoge meetklokken, kunnen deze worden gebruikt om de stijfheid van de verbinding mee te bepalen. Voor het bepalen van deze stijfheden wordt verwezen naar het hoofdstuk IX.

Na het uitvoeren van deze berekeningen blijkt duidelijk dat de T-verbindingen een tamelijk lage stijfheid en sterkte hebben. Dit lijkt dus op het eerste zicht de zwakste plek van een verandakader en bij uitbreiding van de verandaconstructie. Daarom lijkt het ook nuttig om de proeven op de T-verbindingen ook uit te voeren met een bijkomende versteviging. Deze verstevigingen worden op dezelfde manier toegepast op de verbindingen in verstek. Doordat er 'slechts' vijf T- en vijf hoekverbindingen voorzien zijn voor de uitvoering van deze proeven, kunnen er per proef (een proef met en een andere proef zonder versteviging) geen drie testen worden uitgevoerd zoals de norm voorschrijft. Daarom wordt ervoor gekozen om twee testen uit te voeren

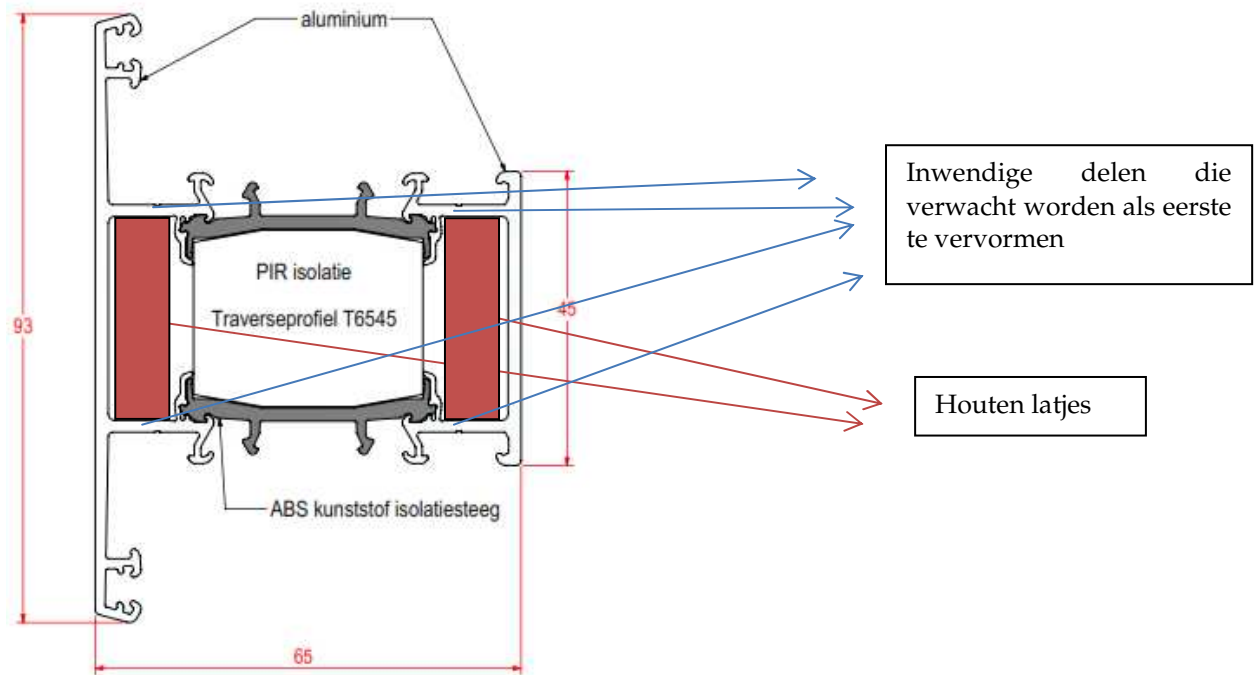
op de T- en hoekverbindingen zonder versterking en twee op deze met versterking. Eén proefstuk werd gebruikt om de opstelling op punt te zetten. De bedoeling van deze proeven is om na te gaan wat de invloed is van de versterkingen op de stijfheid van de verbindingen.

VIII.1.2 Verstijfde profielen

Op onderstaande figuur wordt weergegeven hoe de versterking wordt aangebracht. Zoals te zien wordt de versterking gerealiseerd door een verzinkt L-profiel tegen beide kanten van de verbinding te schroeven. De versterking kan enkel op de uiteinden worden verbonden met het raamwerk omdat anders door de oorspronkelijk inwendige versterking van het profiel wordt geboord. Dit veroorzaakt reeds een aanzienlijke verstijving van het geheel, maar een bevestiging op 3 punten had idealer geweest en nog tot een hogere stijfheid geleid. Buiten deze uitwendige versterkingen worden in de profielkokers ook houten latjes gebracht zodat ook de stijfheid van het steunblokje verhoogd wordt. Het houten latje zal namelijk verhinderen dat het profiel dichtplooit, zoals weergegeven in Figuur 48.



Figuur 47: Verstijfde verbinding



Figuur 48: Versteviging kokers

Opbouw testopstelling

De testopstelling voor deze proeven was oorspronkelijk identiek aan deze voorgesteld in Figuur 45 en Figuur 46. Bij belasting werd echter al snel duidelijk dat deze opstelling niet voldoende stijf was voor het belasten tot breuk van deze aangepaste en verstijfde verbindingen. Door deze verstijving kunnen veel grotere krachten worden opgenomen waarbij wordt opgemerkt dat de betonnen blokken en metalen stukken omhoog kwamen. Dit wordt opgelost door de opstelling aan te passen zoals geïllustreerd in onderstaande figuur. Deze opstelling is beter bestand tegen hoge belastingen aangezien het omhoogkomen van de constructie achter de loadcell wordt verhinderd door twee I-profielen die met een plaat verbonden zijn.



Figuur 49: Versteving van de vulstukken

Belasting van profielen

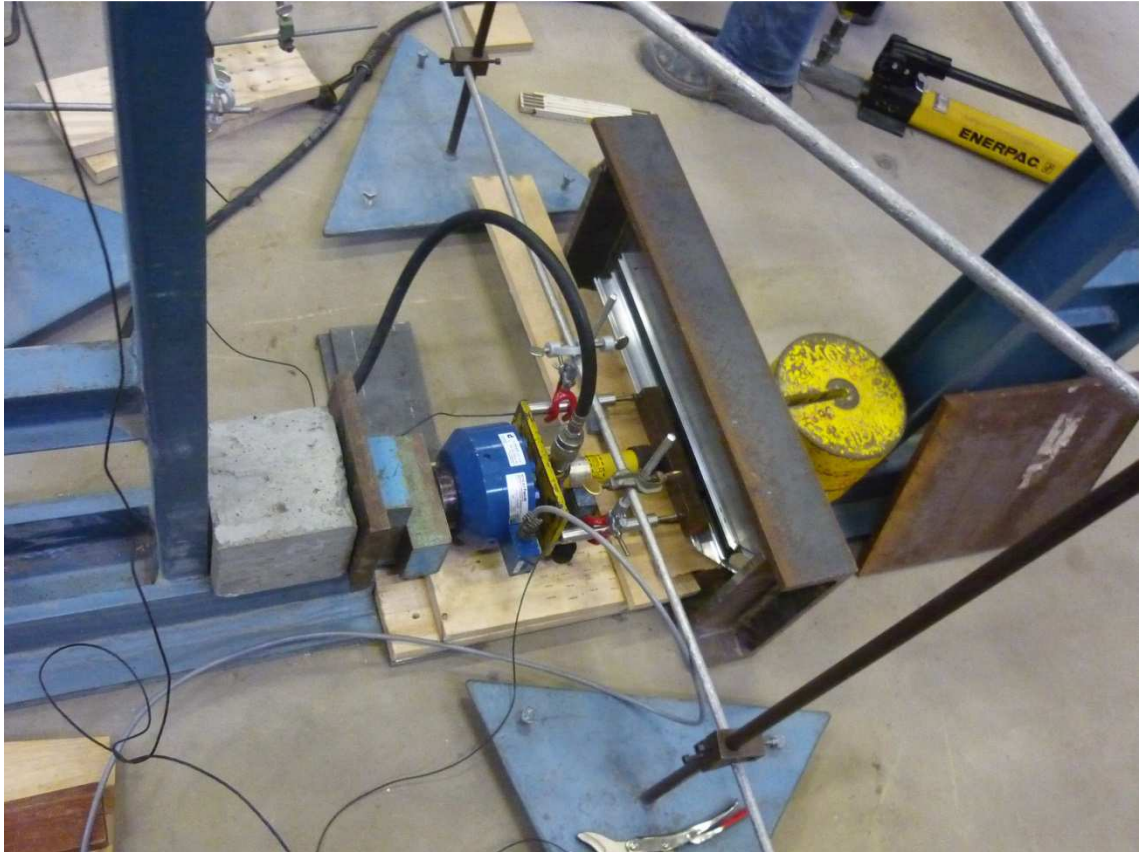
De belasting van deze profielen gebeurt op identieke wijze als bij de onverstevige exemplaren. Ook hier wordt voor het bepalen van de stijfheid van de verbindingen verwezen naar het hoofdstuk IX.

VIII.2 Belasting van steunblokjes, houten blokjes en raamprofiel

Zoals in het hoofdstuk III beschreven wordt, zijn er twee mogelijkheden bij een verandaconstructie. Ofwel wordt het contact tussen glasplaat en raamwerk gerealiseerd door de combinatie van niet-roteerbare steunblokjes en houten blokjes, ofwel door de combinatie van niet-roteerbare en roteerbare steunblokjes. In dit hoofdstuk zullen daarom beide combinaties getest worden.

VIII.2.1 Opbouw testopstelling

De testopstelling is identiek bij beide combinaties en wordt voorgesteld in Figuur 50. Het raamwerk wordt langs 1 kant tegen een star U-profiel geplaatst, dat zelf in contact staat met de rechtse, blauwe constructie. Langs de andere kant drukt de vijzel een massief, stalen profieltje tegen het houten blokje (combinatie 1) of roteerbare steunblokje (combinatie 2). Dit stalen profieltje vervult de functie van het glas en zorgt ervoor dat de aangebrachte puntlast, door de vijzel, wordt overgebracht op het ganse oppervlak van ofwel het houten blokje of het roteerbare steunblokje. Achter de vijzel registreert de loadcell de aangebrachte vijzelkracht en zet deze direct over naar de computer.



Figuur 50: Testopstelling proef 2

VIII.2.2 *Belasting van het geheel*

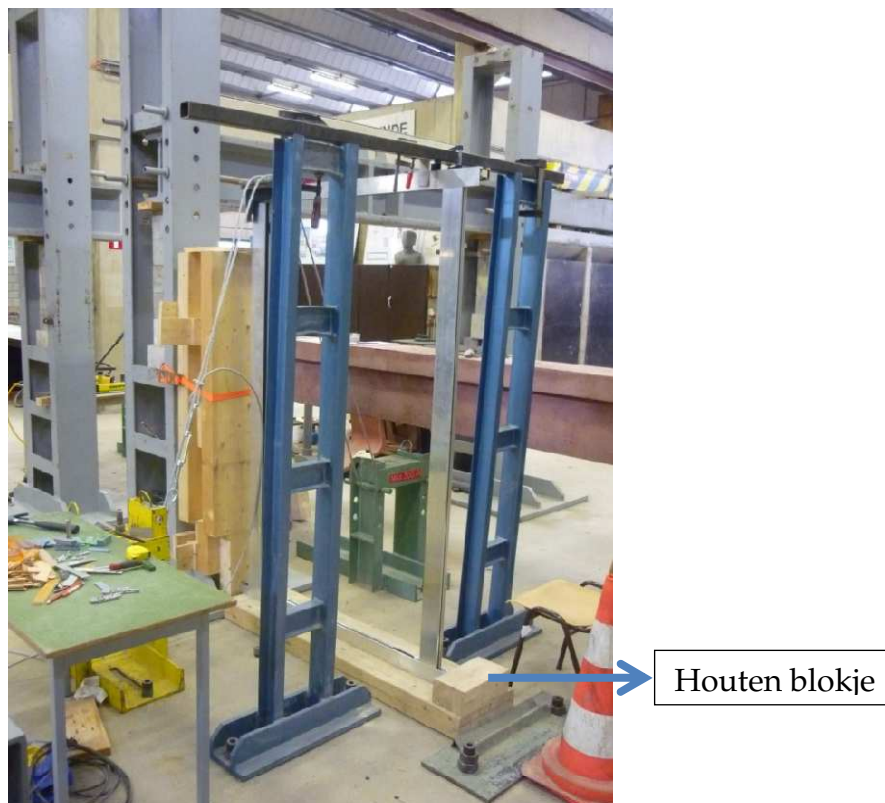
De vijzel belast het achterliggend geheel in steeds stijgende belastingsstappen waarbij na elke stap weer ontlast wordt. De vervormingen van het geheel worden opgemeten door de 2 digitale meetklokjes die op het stalen profieltje zijn geplaatst. Op basis van deze vervormingen en de aangebrachte vijzelkracht kan de stijfheid van beide combinaties worden berekend. Voor de berekening van deze stijfheid wordt ook nu weer verwezen naar het hoofdstuk IX.

VIII.3 **Belasting van raamwerk en opvulling**

Zoals reeds besproken bij de theoretische omschrijving van de testopstellingen zijn voor deze proeven 3 raamkaders voorhanden (1 met hoekverbindingen en 2 met tussenstijlverbindingen). Zoals verder zal blijken, worden deze op verschillende manieren getest. Zo zijn er testen waarbij deze kaders worden opgevuld met een aluminium- of glasplaat, of waarbij deze niet zijn opgevuld. Ook worden de kaders bij enkele proeven verstijfd door ter hoogte van de hoeken dezelfde verstevigingen aan te brengen als ook werd gedaan bij de afzonderlijke T- en hoekverbindingen. Naast de verschillende types opvulling zijn deze proeven wel steeds identiek aan elkaar wat betreft de opstellingen en de manier van belasten.

VIII.3.1 Opstelling

De opstelling wordt in onderstaande Figuur 51 voorgesteld. Er wordt gekozen om enkel de onderste raamwerkrand in te klemmen opdat de realiteit zo goed mogelijk benaderd zou worden. Hierdoor kan het geheel roteren ten gevolge van de aangebrachte kracht en kan worden waargenomen in welk onderdeel van de veranda als eerste breuk zal optreden. Deze inklemming wordt gerealiseerd door de combinatie van een stalen kabel die het kader verbindt met twee stijve constructies die vast zijn verbonden met de vloer en het houten blokje, aangeduid op Figuur 51. Door deze kabel dan vervolgens voldoende aan te spannen, zal deze aanspankracht ervoor zorgen dat het geheel, ten gevolge van de aangebrachte kracht in de linkerbovenhoek, niet omhoog zal komen. Tussen de spankabel en het raamprofiel worden twee metalen plaatjes, voorgesteld in Figuur 52, geplaatst met een zeer beperkte onderlinge wrijving. Deze plaatjes, voorgesteld in Figuur 52, werken als een soort rolplegging die ervoor zorgt dat de neerwaartse kracht van de kabel de rotatie van het vakwerk in zijn vlak niet tegenhoudt. Op aanraden van mevrouw Rossi, wordt er zelfs zeep tussen de twee plaatjes geplaatst om de wrijving nog meer te beperken.



Figuur 51: testopstelling 4

Het houten blokje wordt door middel van schroeven, vast verbonden met de onderliggende balk die gekneld ligt tussen 2 stijve constructies. Op deze manier is het, tegen het houten blokje gelegen, onderste raamprofiel niet in staat om te bewegen in zijn lengterichting ten gevolge van de aangebrachte kracht.



Figuur 52: Roloplegging kabels

Aangezien een verandakader in realiteit enkel zal verplaatsen in zijn vlak zal ook in deze testopstelling elke vorm van verplaatsing uit het vlak zoveel mogelijk worden vermeden. Dit wordt verwezenlijkt door de twee stijve, blauwe constructies met het daarmee vast verbonden kokerprofiel waarop vervolgens twee L-profielen geklemd zijn. Deze profielen, voorgesteld in Figuur 53, worden aan beide kanten van het bovenste horizontale raamprofiel geplaatst om de uitwijking uit het vlak te voorkomen. Tussen deze L-profielen en het raamprofiel wordt vilt geplaatst opdat de verplaatsing in het vlak zo weinig mogelijk wordt beïnvloed ten gevolge van de lage wrijvingsweerstand van dit materiaal.



Figuur 53: Inox L-profielen

VIII.3.2 Manier van belasten

De vijzel en loadcell worden, zoals te zien op onderstaande Figuur 54 , geplaatst tussen de grijze stalen constructie en het kader. Deze constructie dient voldoende stijf te zijn opdat de vijzel enkel een verplaatsing van het kader veroorzaakt.



Figuur 54: Vijzel en loadcell

De kracht, opgewekt door de vijzel, stijgt steeds met eenzelfde tussenstap. Na elke tussenstap worden de vervormingen opgemeten op volgende plaatsen: Deze plaatsen kunnen verschillen naargelang de verschillende testen.

- Op enkele plaatsen verdeeld over de hoogte van het raamprofiel, het verst verwijderd van de vijzel(zie Figuur 55)
 - Deze digitale meetklokken meten de verplaatsing van het kader in het vlak.
- Het onderste raamprofiel(zie Figuur 56)
 - Deze analoge meetklok controleert of het onderste raamprofiel niet omhoog komt.
- Ter hoogte van de houten balk die contact maakt met het onderste raamprofiel(zie Figuur 57)
 - Deze analoge meetklok controleert of het onderste kaderprofiel niet kan bewegen in zijn lengterichting ten gevolge van de aangebrachte vijzelkracht.

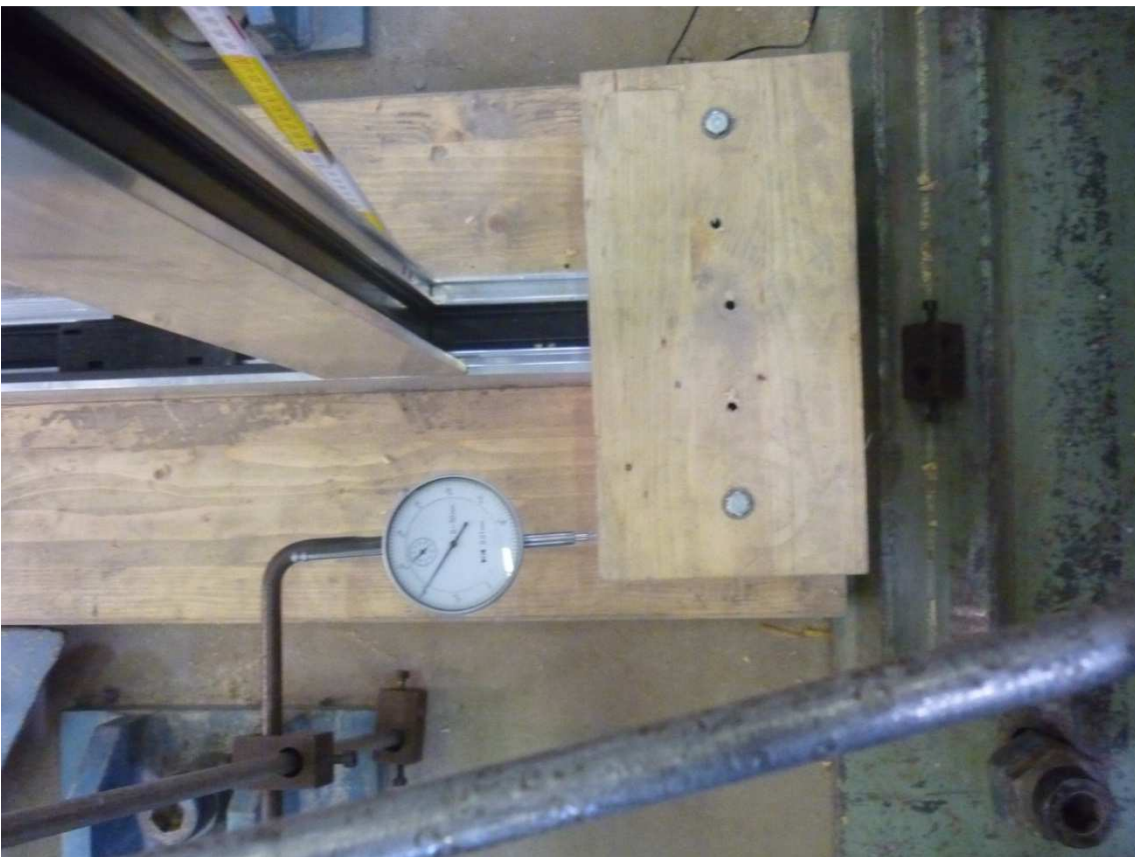
De vervormingen opgemeten in deze 2 laatste meetklokken worden enkel uitgevoerd ter controle van de testopstelling. In theorie dienen op deze posities geen verplaatsingen op te treden aangezien het SCIA-model het onderste kaderprofiel als ingeklemd beschouwd.



Figuur 55: Digitale meetklokken om verplaatsing in het vlak op te meten

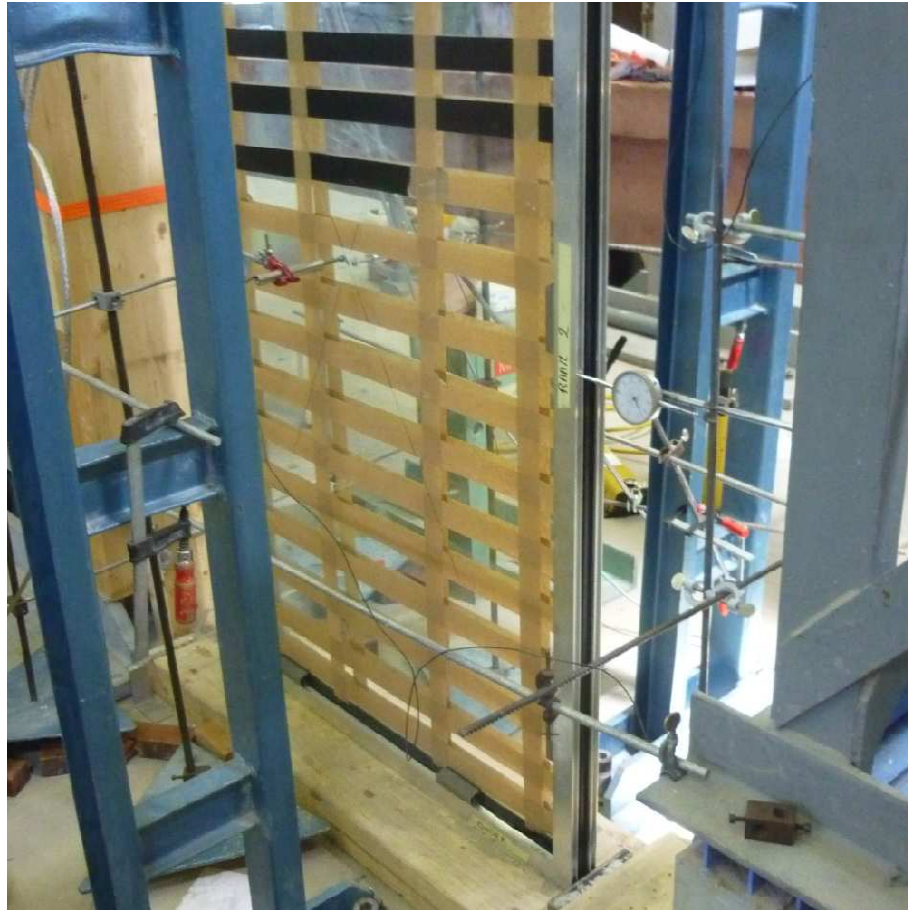


Figuur 56: Analoge meetklok om omhoogkomen van kader op te meten



Figuur 57: Analoge meetklok om inklemming van onderste kaderprofiel te controleren

Zoals reeds besproken, zijn de 3 beschikbare digitale meetklokken verantwoordelijk voor het opmeten van de rotatie van het geheel in zijn vlak in het geval van een kader zonder opvulling. Deze plaatsing verschilt echter bij een kader met een glazen of aluminium opvulling. Hierbij worden de onderste 2 digitale meetklokken verplaatst naar het midden van beide kanten van de plaat zoals te zien op 'Figuur 58. Deze meetklokken controleren het lokaal of globaal uitknikken van het aluminium of glazen vulelement.



Figuur 58: Glasplaat in kader met hoekverbindingen

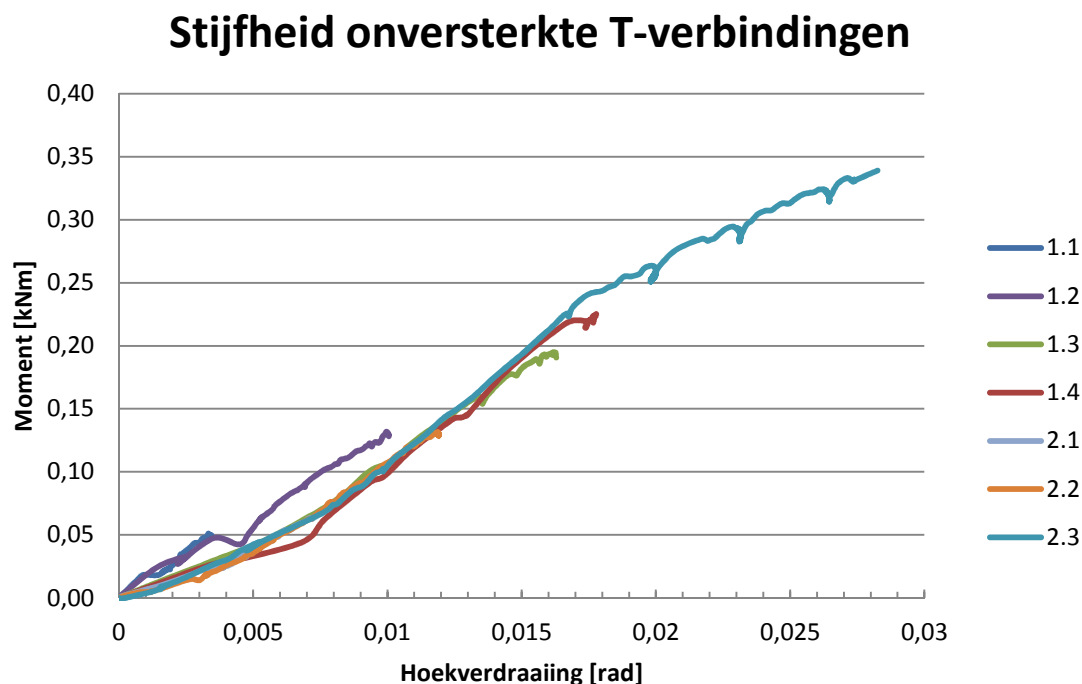
De verplaatsingen van het geheel in het vlak, opgemeten met de digitale meetklokken, worden vergeleken met de vervormingen opgemeten in het SCIA-model. Zoals reeds uitgelegd is dit model een digitale voorstelling van deze testopstelling waardoor beide vervormingen gelijk aan elkaar zouden moeten zijn bij gelijke belasting. Indien deze vervormingen overeenkomen, kan bijgevolg worden gesteld dat het model een goede voorstelling is van de Voor de bespreking van deze vergelijking wordt verwezen naar het hoofdstuk IX.

IX Resultaten proeven

In dit hoofdstuk worden de resultaten van de proeven verzameld en besproken. Hierbij wordt nog eens benadrukt dat deze resultaten enkel gelden voor de geleverde systemen van Demasure. Andere systemen kunnen wel op dezelfde manier getest worden. Bij de interpretatie van deze resultaten moet in het achterhoofd gehouden worden dat dit maar een beperkt aantal proeven zijn op een beperkt aantal proefstukken. Om resultaten te bekomen die betrouwbaar genoeg zijn om te gebruiken in stabiliteitsberekeningen, zullen meer proeven nodig zijn. Deze resultaten zijn wel bedoeld als indicatie van de ordegroottes die mogelijk zijn met dit systeem en om de werkpunten van dit systeem bloot te leggen.

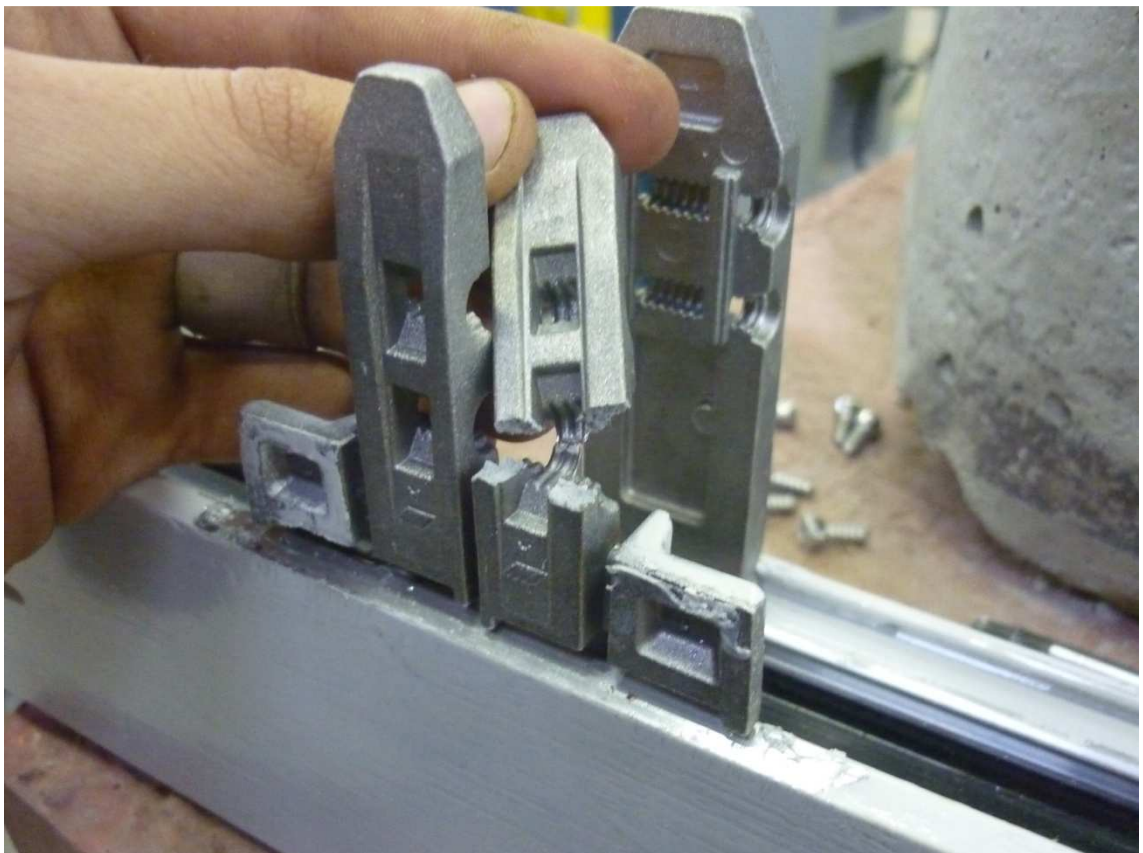
IX.1 T-verbinding

Grafiek 15 geeft het verloop van de onversterkte T-verbinding weer. De weergegeven stijfheid is deze van het verbindingsstuk. Dit wordt gerealiseerd door de theoretische hoekverdraaiing die afkomstig is van het profiel, van de totale hoekverdraaiing af te trekken. Doordat er in belastingcycli gewerkt wordt, kan elke test meerdere keren weergegeven worden. Er is duidelijk te zien dat de testen gelijkaardig verlopen in de verschillende belastingcycli en voor de verschillende proefstukken.



Grafiek 15: Stijfheid onversterkte T-verbindingen

De test verloopt tot breuk, zie Figuur 60. Deze breuk is bros, maar door het ontstaan van scheuren in het materiaal en de bijhorende verlaging van de stijfheid kan de breuk wel voorspeld worden. In de praktijk moet dit gebied echter vermeden worden omdat deze breuk niet met het blote oog voorspeld kan worden. Door de combinatie van de ontstane scheuren en de belastingcycli, ontstaan na de cyclus van de eerste scheur onregelmatige cycli. Hierbij is de stijfheid heel wisselvallig. De breuklasten van test 1 en test 2 zijn respectievelijk 2,01kN en 2,40kN. Bijkomend is de stijfheid van de T-verbinding zo laag dat er duidelijke zichtbare verplaatsingen optreden voor de breuk. Ook deze verplaatsingen zullen vermeden moeten worden om een veilig gevoel te behouden en een goed functioneren te verzekeren. Figuur 60 toont een vervorming tijdens de proeven. Hierbij valt duidelijk op te merken dat er ook een verdraaiing rond de langsas van het profiel ontstaat.



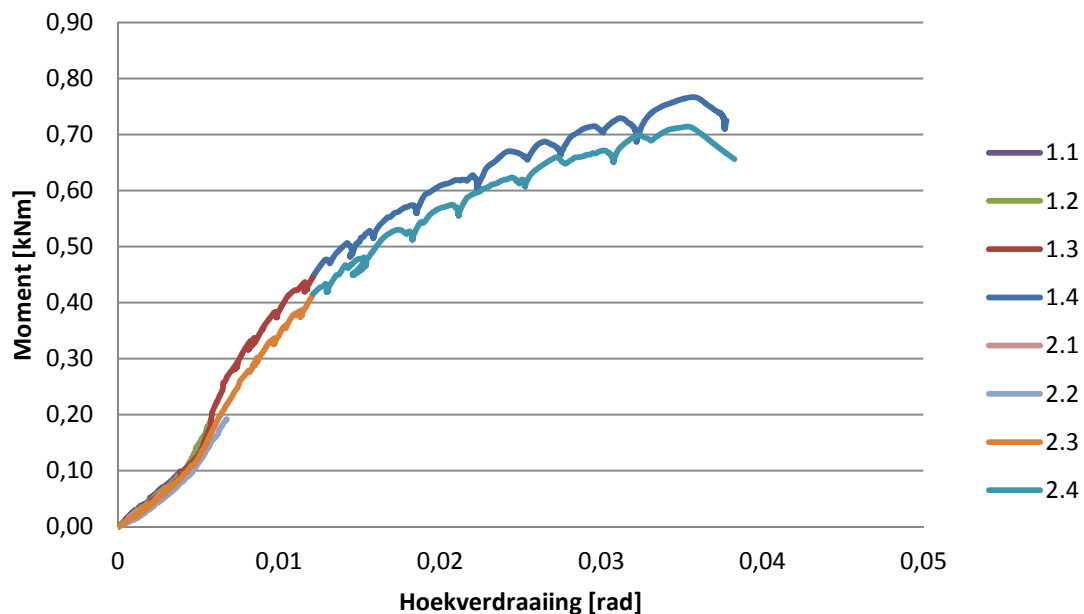
Figuur 59: Breuk verbindingstuk traverse



Figuur 60: Vervorming onversterkte T-verbinding tijdens test

Grafiek 16 toont het verloop van de testen voor de versterkte T-verbindingen. Deze testen tonen een gelijkaardig verloop aan de onversterkte T-hoeken. Het gedrag is echter duidelijk stijver. Ook de breuklasten liggen duidelijk veel hoger met waarden van 4,92kN en 4,49kN.

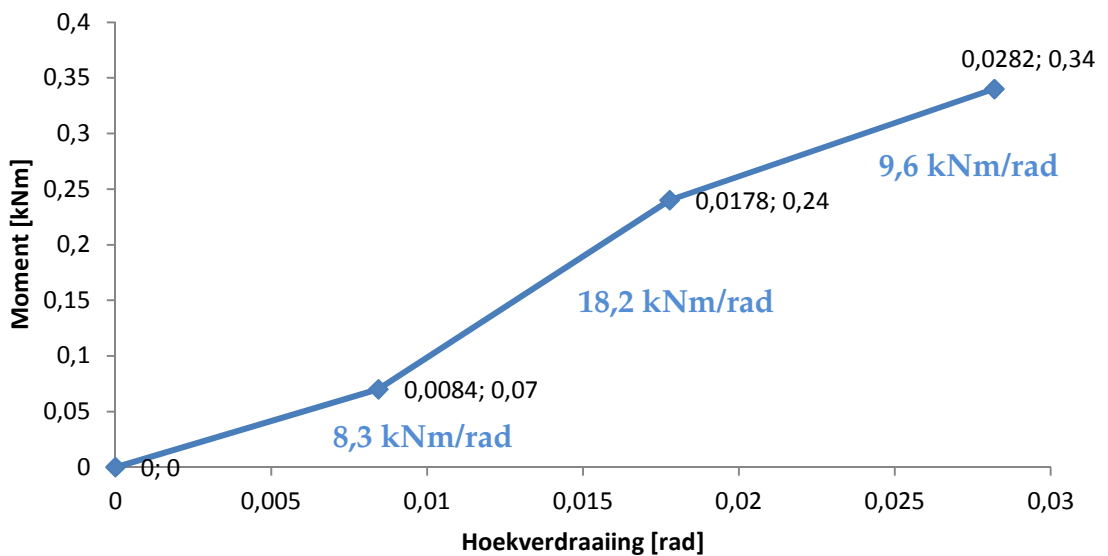
Stijfheid versterkte T-verbindingen



Grafiek 16: Stijfheid versterkte T-verbindingen

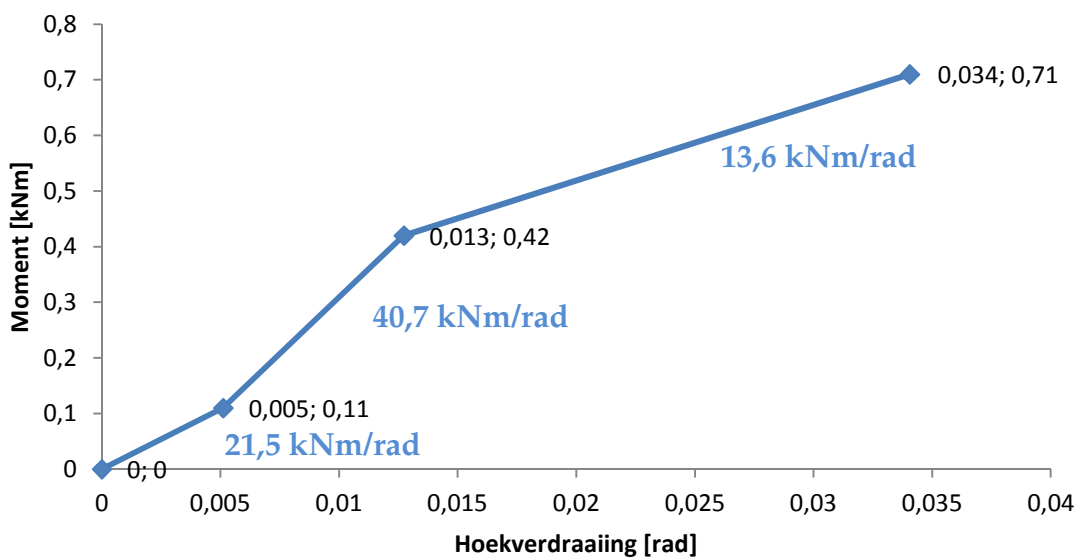
Het gedrag van zowel de onversterkte als de versterkte T-verbinding kan voorgesteld worden in een trilineair diagram. Door de richtingscoëfficiënten van de verschillende diagrammen te combineren, kan het model bekomen worden zoals voorgesteld in Grafiek 17 en Grafiek 18. Hierbij zijn de stijfheden in blauw bij de grafieken aangeduid. Als deze stijfheid vergeleken wordt met de theoretische stijfheid uit VI, kan er opgemerkt worden dat deze stijfheid lager ligt, maar zich in dezelfde grootteorde bevindt. Vermits ook de breuklast hoger is dan berekend, zullen door de verdraaiing rond de langsas de verbindingstukken niet evenredig met hun stijfheid belast worden. Het is ook mogelijk dat de berekende stijfheid een onderschatting is van de werkelijkheid.

Model onversterkte Tverbinding



Grafiek 17: Model onversterkte Tverbinding

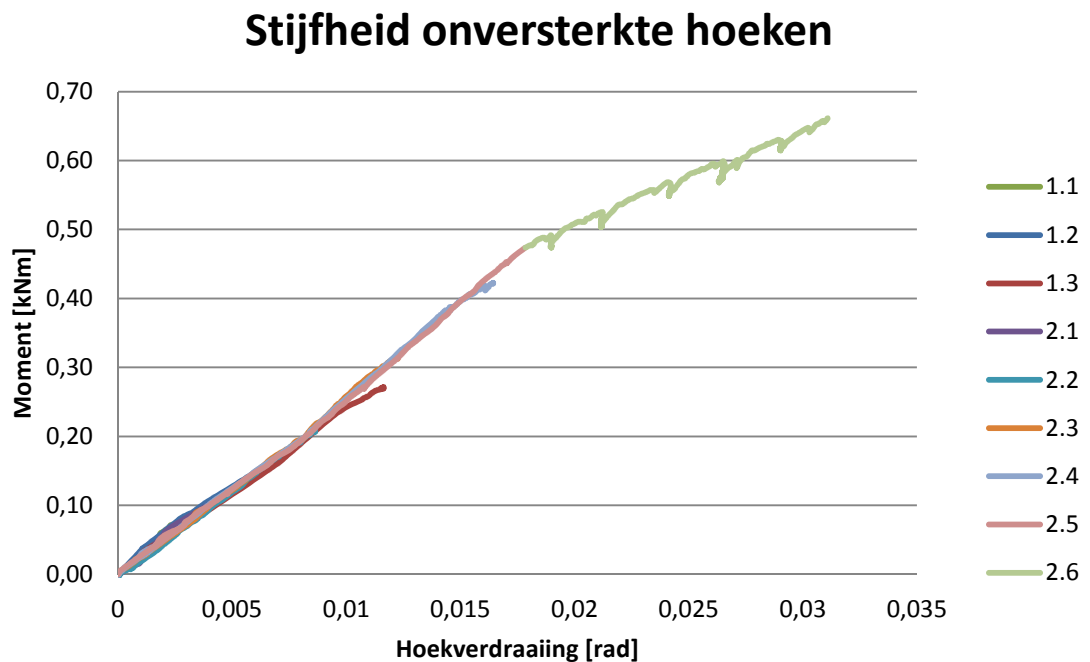
Model versterkte Tverbinding



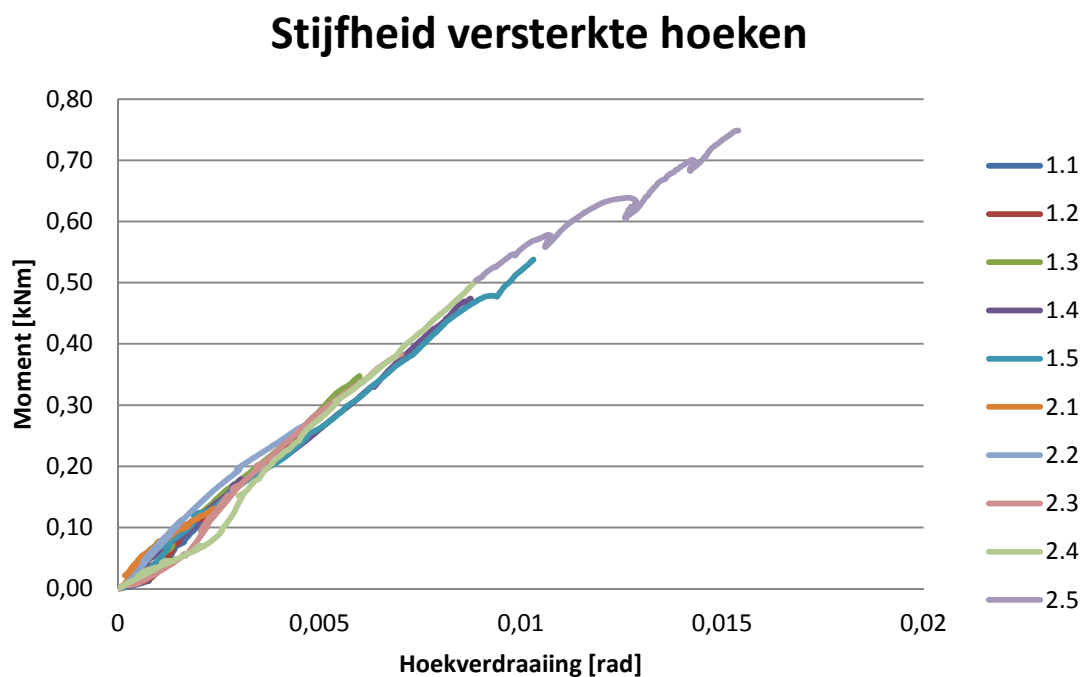
Grafiek 18: Model versterkte Tverbinding

IX.2 Verstekverbinding

Bij de verstekhoeken wordt hetzelfde principe gebruikt om de resultaten te verwerken als bij de traverse verbinding. Ook hier wordt de theoretische hoekverdraaiing van het profiel van de totale rotatie afgetrokken zodat de resultaten van de verbindingstukken bekomen worden. Grafiek 19 en Grafiek 20 geven deze resultaten weer.

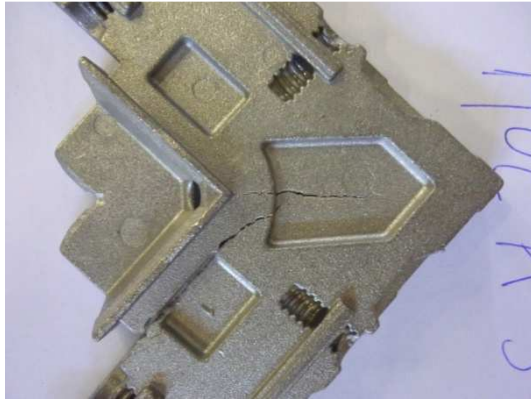


Grafiek 19: Stijfheid onversterkte verstekhoeken

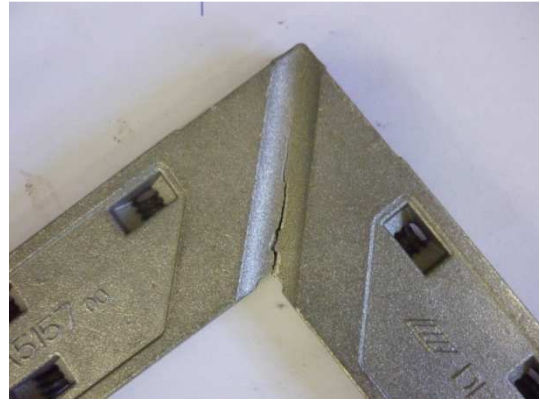


Grafiek 20: Stijfheid versterkte hoeken

Bij de verbindingstukken voor de verstekhoeken kan ook duidelijk een verlaging van de stijfheid opgemerkt worden ter hoogte van de eerste scheur. Daarna zal de doorsnede verder scheuren tot breuk zoals te zien is in Figuur 61 en Figuur 62, die beiden van dezelfde hoek afkomstig zijn. De breuklast bij de onversterkte hoeken lag tweemaal op 0,66 kNm. Dit ligt redelijk goed in de buurt van de breuklast die theoretisch berekend werd, namelijk 0,80 kNm.



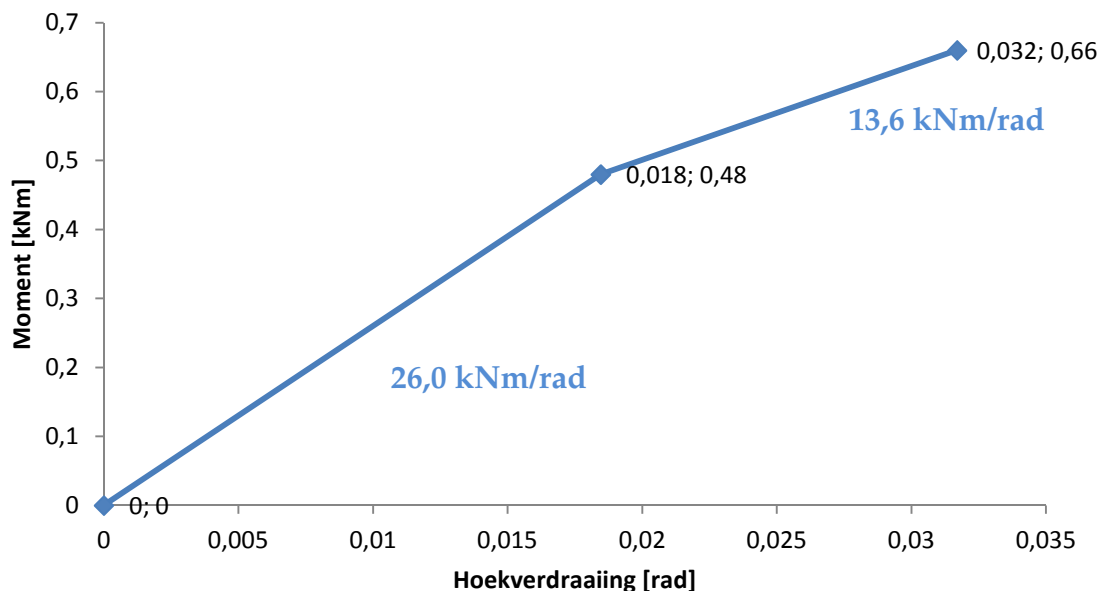
Figuur 61: Breuk verbindingstuk 1 verstekhoek



Figuur 62: Breuk verbindingstuk 2 verstekhoek

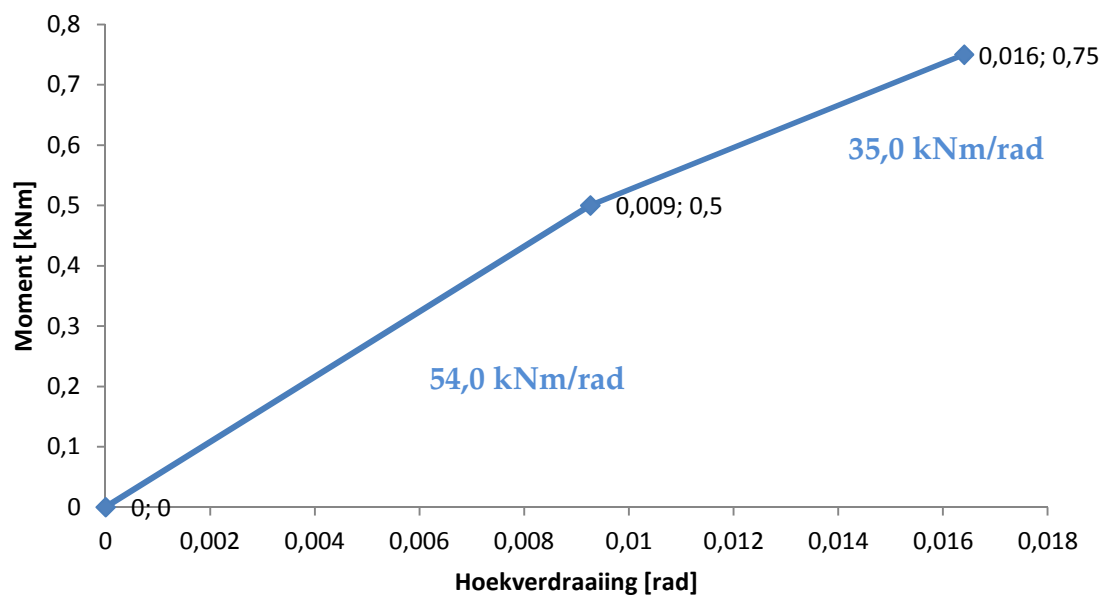
Het model dat opgesteld kan worden bij de verstekhoeken, is duidelijk bilineair. Deze modellen zijn weergegeven in Grafiek 21 en Grafiek 22. De stijfheid ligt duidelijk lager dan de theoretische stijfheid van 42 kNm/rad. De ordegrrootte is echter wel nog voldoende gelijkend.

Model onversterkt verstekverbinding



Grafiek 21: Model onversterkt verbindingstuk van de hoeken in verstek

Model versterkte verstekverbinding



Grafiek 22: Model versterkt verbindingstuk van de hoeken in verstek

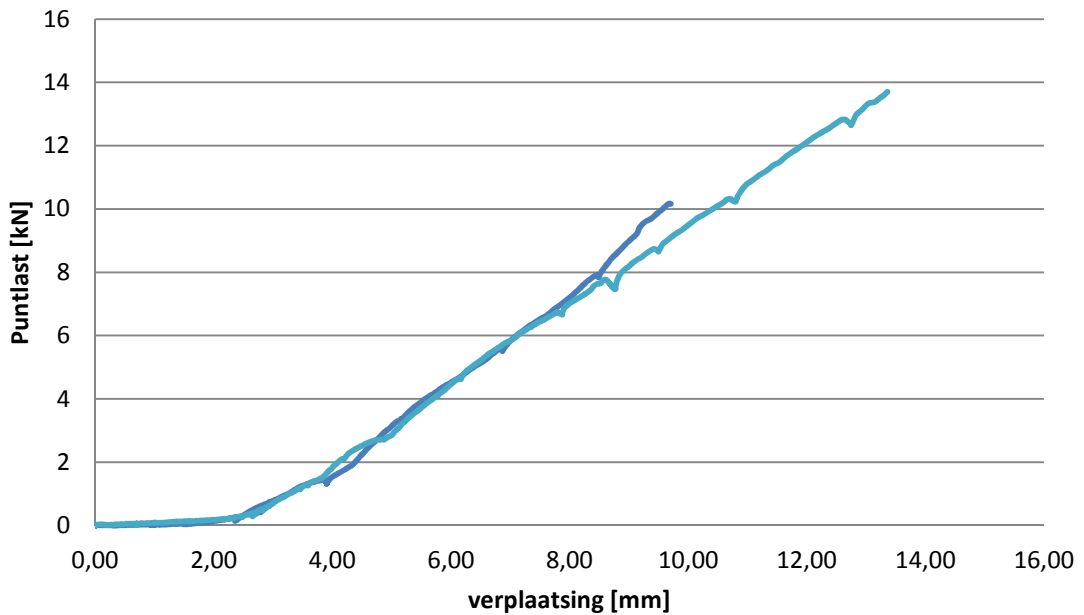
IX.3 Steunblokjes, houten blokjes en aluminium profiel

De resultaten van de testen op de steunblokjes zijn weergegeven in Grafiek 23 en Grafiek 24. Hierbij valt op dat voor alle combinaties er met een grote verplaatsing van ongeveer 2mm gestart wordt bij een zeer lage kracht. Deze verplaatsing is het gevolg van de speling tussen het steunblokje en de rand van het profiel zoals te zien in Figuur 63. Verder kan gesteld worden dat het geheel zich lineair gedraagt. Bij de testopstelling met de houten blokjes (Grafiek 24) is er een grote variatie in stijfheid tussen de gelijke opstellingen. Deze variatie is vermoedelijk het gevolg van een licht verschillende plaatsing van de houten blokjes. Deze blokjes worden namelijk gewoon in de ruimte tussen het belastingsblok en het steunblok geschoven. Dit is dus zeker een aandachtspunt tijdens de plaatsing van het glas in veranda's.



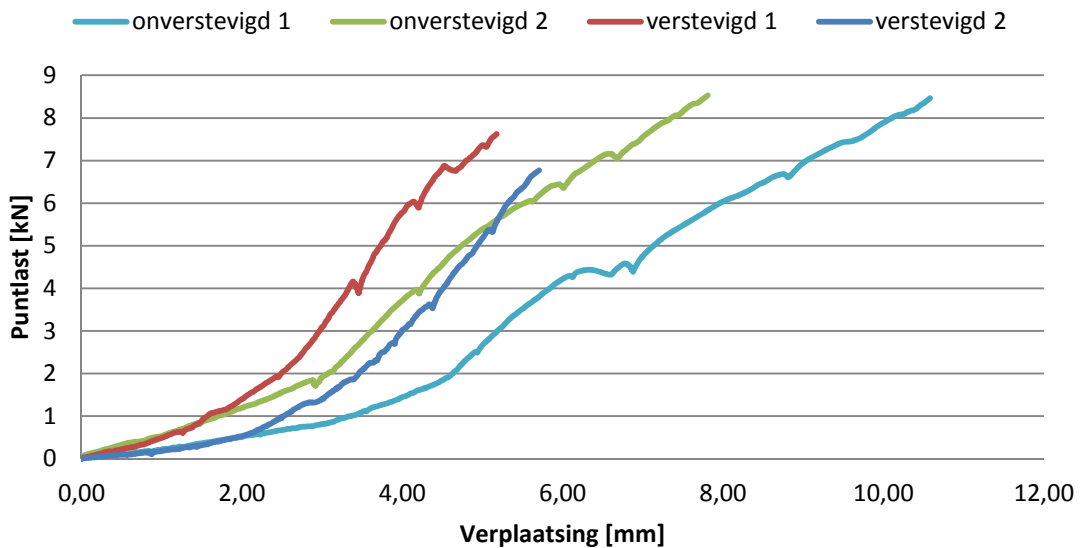
Figuur 63: Spling tussen steunblokje en profielrand

Stijfheid steunblokje en aluminium profiel



Grafiek 23: Stijfheid steunblokje en aluminium profiel

Stijfheid houten blok, steunblok en aluminium profiel



Grafiek 24: Stijfheid houten blok, steunblok en aluminium profiel

De stijfheid van de verschillende combinaties varieert tussen 1,25 kN/mm voor de steunblokken uit polyamide tot een stijfheid tussen 1,1 en 1,5 kN/mm voor de onverstevidge profielen. De verstevidge profielen (met de houten latjes in de kokers) hebben een stijfheid van 2,7 en 2,25 kN/mm.

Vermits deze proeven verschillende faalmodi hadden, kunnen er geen besluiten worden getrokken rond de faalmodi van deze combinaties. De proeven bewijzen wel dat de verplaatsingen die optreden voornamelijk vervormingen zijn van het aluminium profiel, zoals te zien in Figuur 64 zijn deze ook plastisch van aard bij deze proeven. In Figuur 65 is een andere veelvoorkomende faalmodus te zien, namelijk die waarbij de smalle steun van de steunblok afbrak. Hierbij speelt de excentriciteit van de belasting een grote rol. Door het ontbreken van de dichtingsrubbers bij de proeven, zal de excentriciteit in werkelijkheid minder groot zijn en zal deze faalmodus minder snel een probleem vormen.

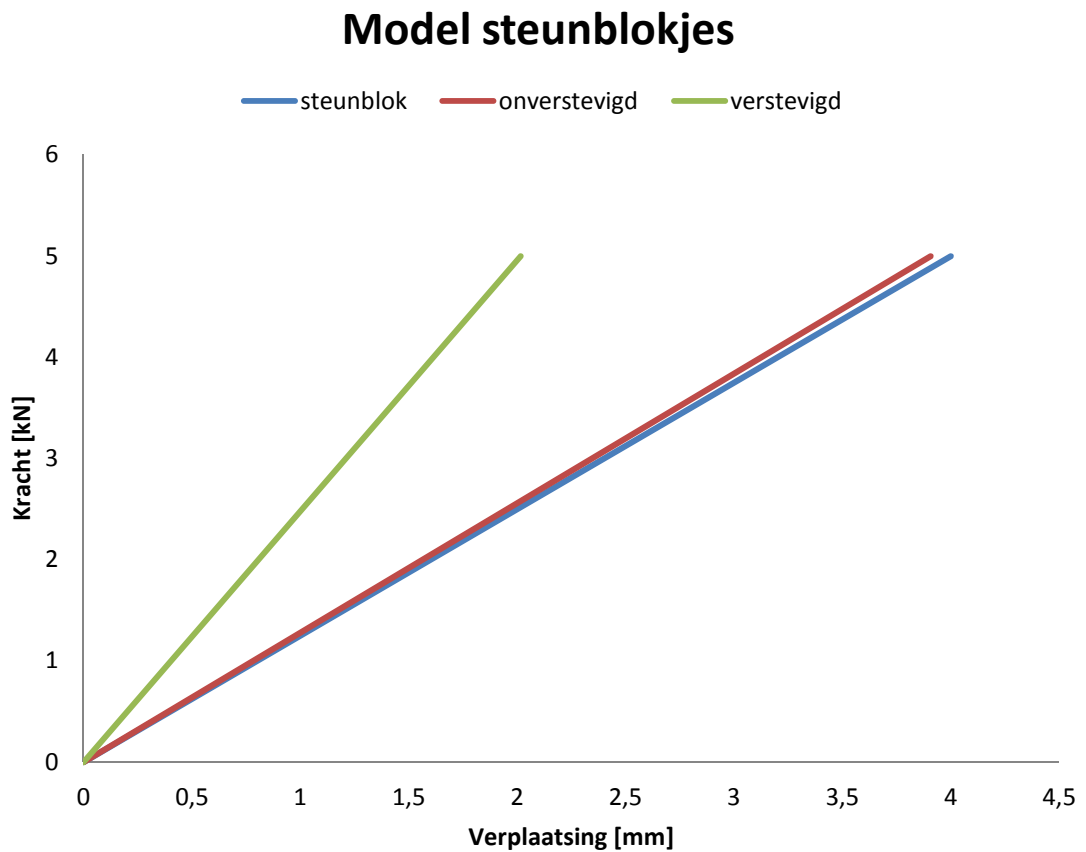


Figuur 64: Lokaal plooiën van het aluminium profiel



Figuur 65: Breuk in de steunblok door excentriciteit belasting

Ten slotte kan voor de steunblokjes een model opgesteld worden om de stijfheid te begroten. Hierbij wordt gekozen om met de gemiddelde stijfheid te werken, namelijk 1,28 kN/mm voor onverstevigde profielen en 2,48 kN/mm voor de verstevigde profielen. Doordat het glas opgespannen wordt, tijdens de plaatsing van de steunblokjes, wordt ervan uitgegaan dat hierbij de eerste vervorming van 2mm plaatsvindt en dus met een lineair model kan gewerkt worden. Dit model is weergegeven in Grafiek 25.



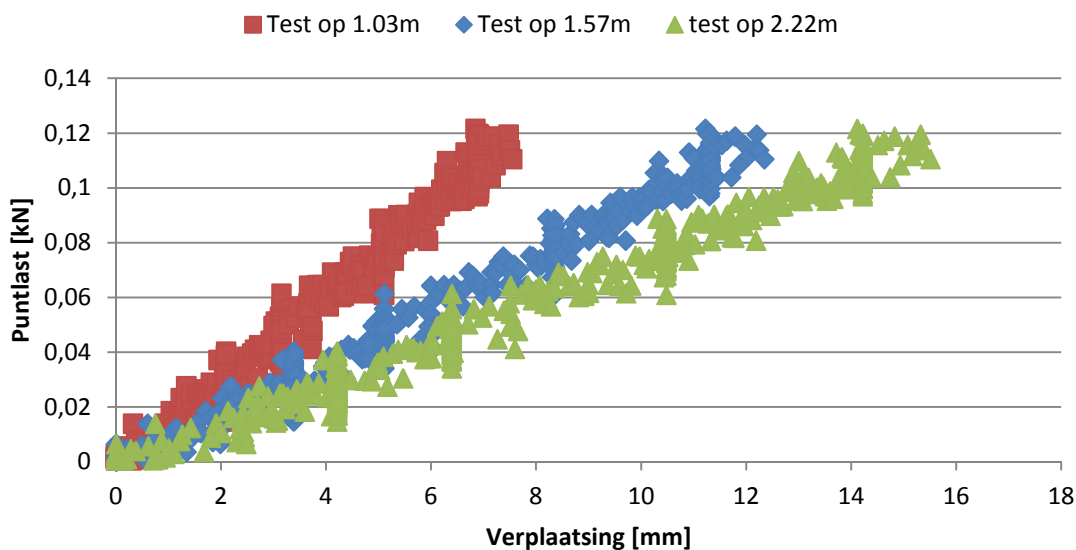
Grafiek 25: Model steunblokjes

IX.4 Aluminium kader

Zoals eerder vermeld in de hoofdstukken die proeven omschrijven zullen de testen op de kader zowel met vulelement als zonder gebeuren. Dit vulelement kan bestaan uit dubbel glas (5/15/5) of uit twee aluminium platen van 5mm met een afstandshouder van 15mm tussen. De meeste testen bevinden zich enkel in het elastisch gebied zodat ze meerdere keren kunnen uitgevoerd worden.

De kader met de onversterkte traverse verbindingen werd zowel leeg als met het aluminium vulelement uitgevoerd. De vervormingen zijn weergegeven op 3 verschillende hoogtes die steeds vanaf de onderkant van de kader gemeten zijn. Deze verplaatsingen worden weergegeven in Grafiek 26. Om de verbindingstukken niet te beschadigen, moet de kracht laag gehouden worden. Daardoor daalt echter de nauwkeurigheid van de verschillende meettoestellen en liggen de punten in een brede band. De trend van deze lijnen blijft echter duidelijk.

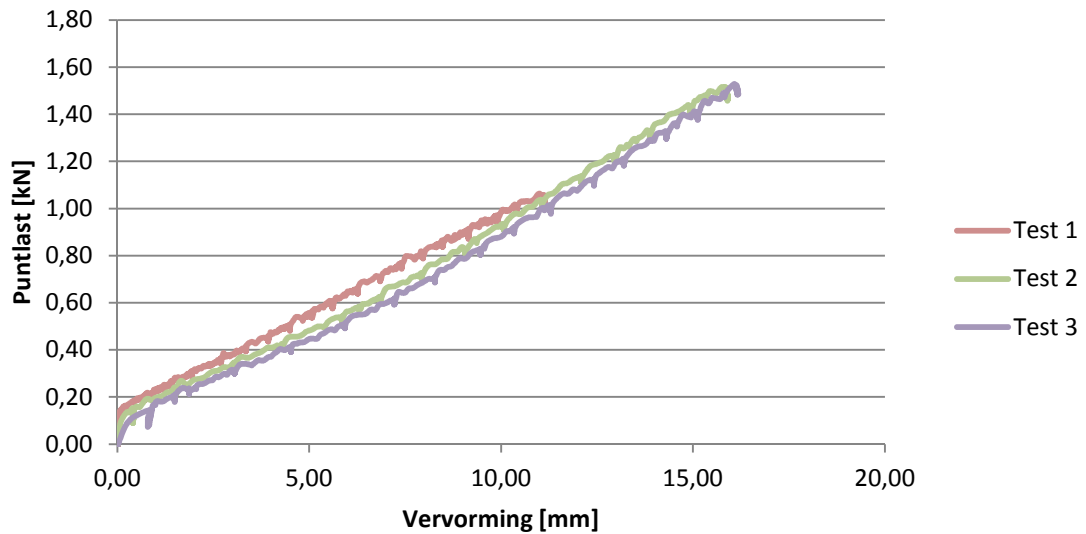
Stijfheid van lege kader met onversterkte T-verbindingen



Grafiek 26: Lege kader met T-verbindingen

Wanneer de kader gevuld wordt met het aluminium vulelement stijgt de stijfheid van het geheel sterk, zoals te zien in Grafiek 27. Deze test wordt driemaal uitgevoerd waarbij de verplaatsing op 1,87m opgemeten wordt. Er is een duidelijk lineair verband te zien in de verschillende testen.

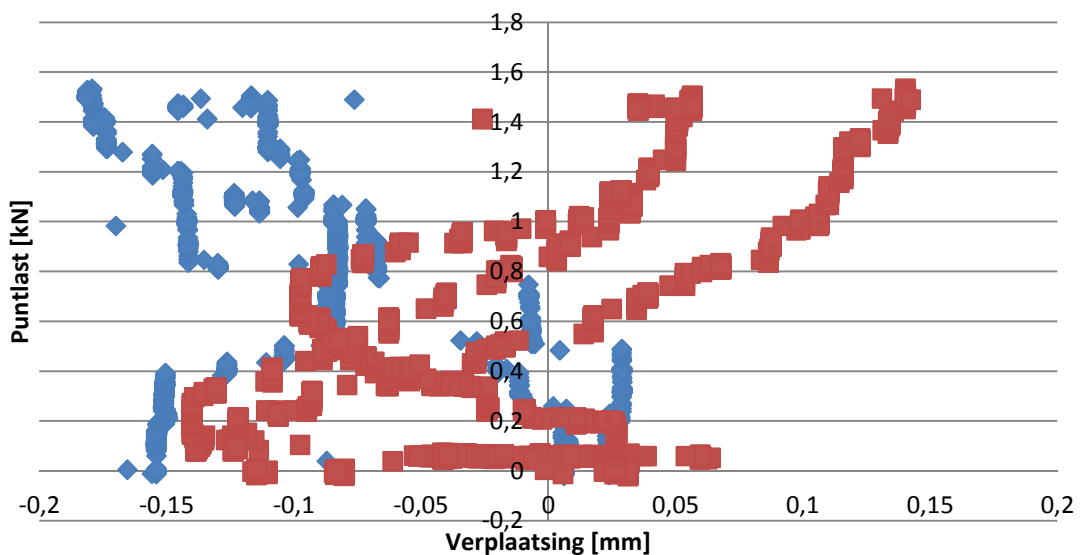
Stijfheid kader met T-verbinding en aluminium vulelement



Grafiek 27: Stijfheid kader met T-verbinding en aluminium vulelement

Ook de verplaatsing uit het vlak van het vulelement wordt opgemeten en wordt weergegeven in Grafiek 28. Zowel in deze proef als bij de volgende proeven blijven de vervormingen beperkt tot een maximum van 2 mm. Er kan gesteld worden dat deze vervormingen het gevolg zijn van zettingen en vervormingen ten gevolge van de imperfecties van het vulelement. Bij de volgende proeven zullen deze resultaten niet meer weergegeven worden omdat de invloed op de stijfheid verwaarloosbaar klein is.

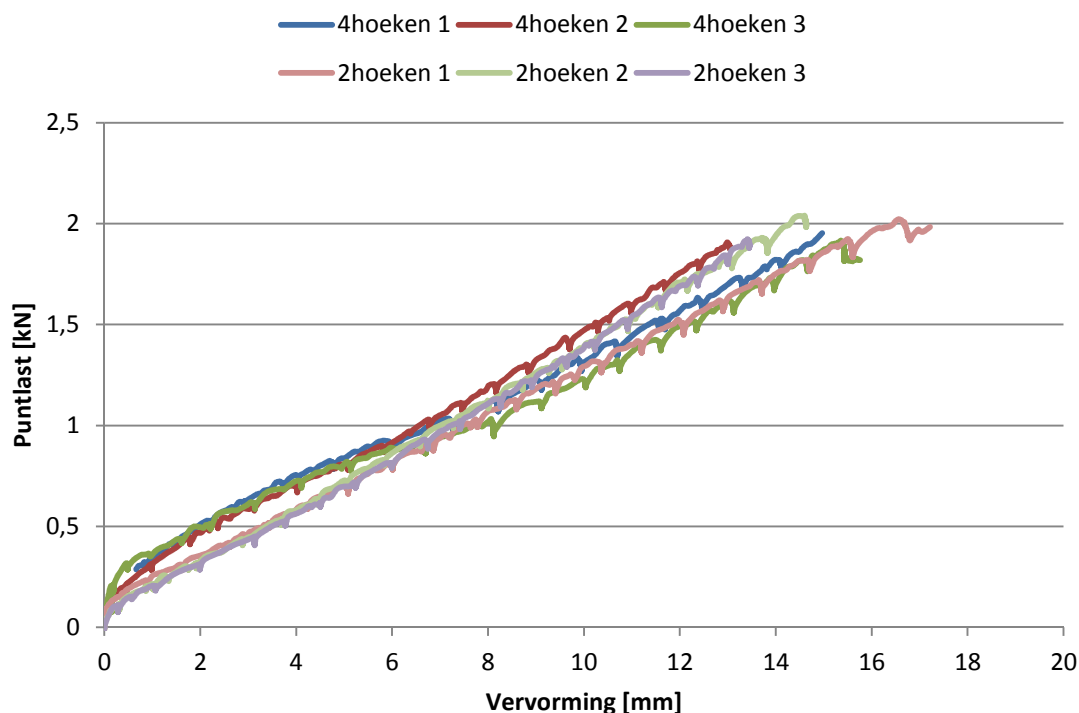
Verplaatsing uit het vlak van het vulelement



Grafiek 28: Verplaatsing uit het vlak van het vulelement

De tweede kader werd getest met de versterkte T-hoeken, de verstevigde profielen ter hoogte van de steunblokjes en met het aluminium vulelement. Deze test werd op twee manieren uitgevoerd, namelijk driemaal met steunblokjes in de hoeken van de drukdiagonaal en driemaal met steunblokjes in de vier hoeken. Deze resultaten zijn weergegeven in Grafiek 29. Hier is duidelijk te zien dat het aantal hoeken dat opgespannen wordt, niet van belang is voor de stijfheid van het geheel.

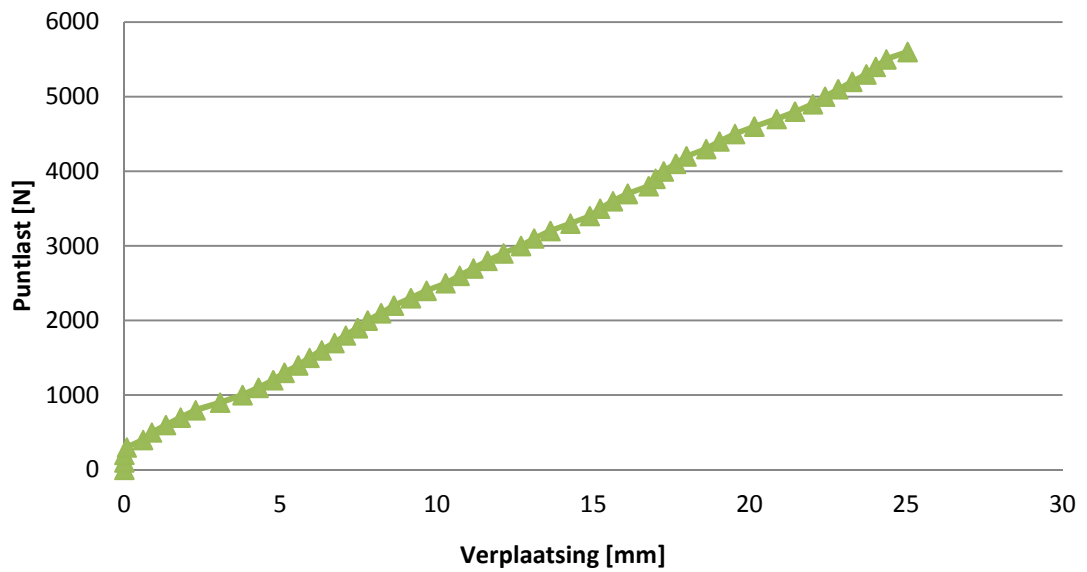
Stijfheid kader met versterkte T-verbindingen en aluminium vulelement



Grafiek 29: Stijfheid kader met versterkte T-verbindingen en aluminium vulelement

Deze kader wordt ook belast tot breuk. Deze breuk treedt op in de linkerbenedenhoek. Dit is een hoek die niet deelneemt aan de drukdiagonaal. Grafiek 30 toont de verplaatsing op een hoogte van 0,97m. Het gedrag tot de breuk is duidelijk lineair. Er zijn twee breuken te horen, namelijk bij 4,6kN en 4,9kN. Bij 5,6kN is er een definitieve breuk en een grote bijhorende vervorming. Bij het openen van de kader was er echter maar één breuk zichtbaar, namelijk een gelijkaardige breuk als bij de aparte testen van de versterkte Thoeken. Deze breuk is te zien in Figuur 66. Ook de houten blokjes hebben een duidelijke blijvende vervorming en sommigen zijn zelfs gebroken zoals te zien in Figuur 67.

Stijfheid gevulde T-kader tot breuk op 0,97m hoogte



Grafiek 30: Stijfheid gevulde T-kader tot breuk op 0,97m hoogte



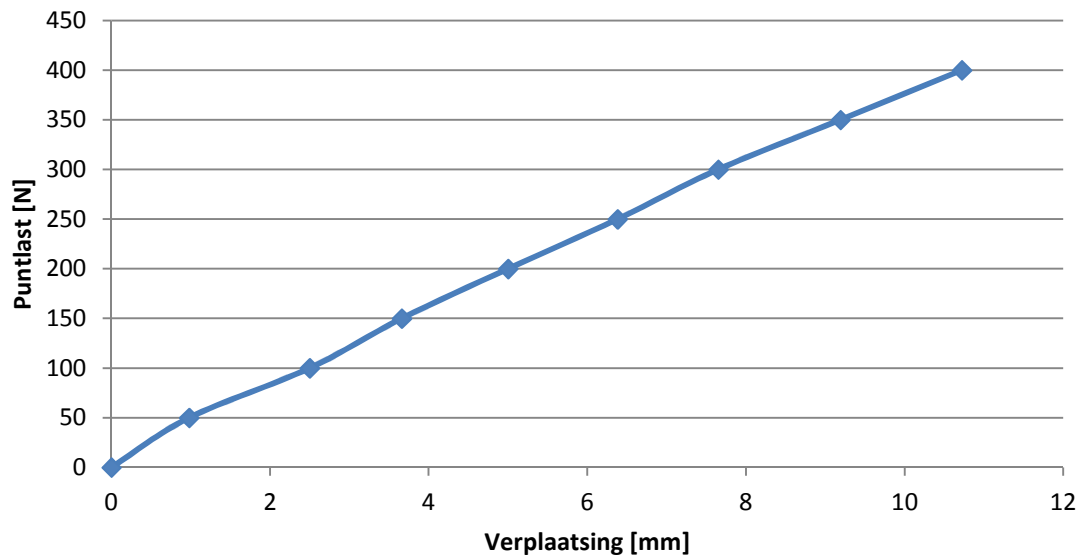
Figuur 66: Breuk verbindingstuk bij gevulde, versterkte T-kader



Figuur 67: Houten blokjes na breuk gevulde, versterkte T-kader

Ten slotte wordt ook een kader met hoeken in verstek getest. Deze kader wordt op 3 manieren getest: éénmaal leeg, éénmaal met glas en éénmaal met aluminium tot breuk. Daarom wordt de kader leeg maar tot een lage kracht belast, namelijk 400 N. De stijfheid van de lege kader is weergegeven in Grafiek 31.

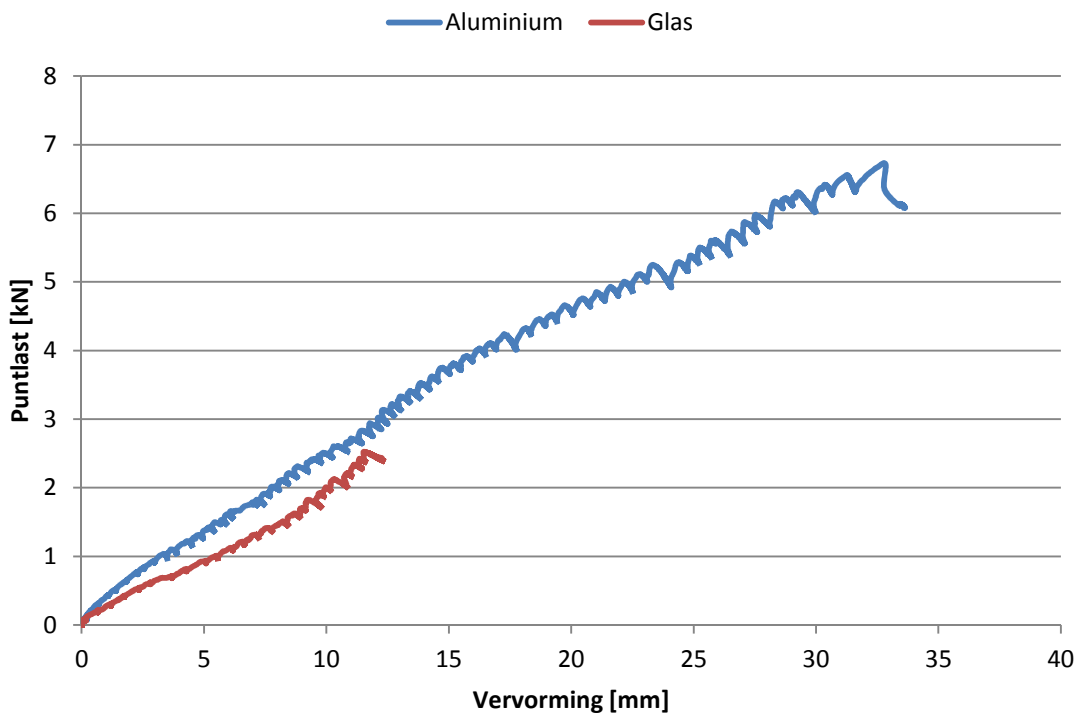
Stijfheid lege kader met verstekverbindingen



Grafiek 31: Stijfheid lege kader met verstekverbindingen

Grafiek 32 toont de stijfheid van de kader met het glazen en aluminium vulelement. Er is een licht verschil in stijfheid op te merken tussen beide testen. Dit kan komen door een licht verschil in stijfheid of dikte van de vulelementen. Dit hoeft niet noodzakelijk het geval te zijn want Grafiek 29 toont dat er ook een lichte variatie mogelijk is bij gebruik van dezelfde materialen. Er kan dus geconcludeerd worden dat het aluminium vulelement een goede benadering is van het glas. De breuklast van het geheel is 6,56 kN en ook bij deze proef bezwijkt de kader inwendig.

Stijfheid kader met verstekverbindingen en verschillende vulelementen



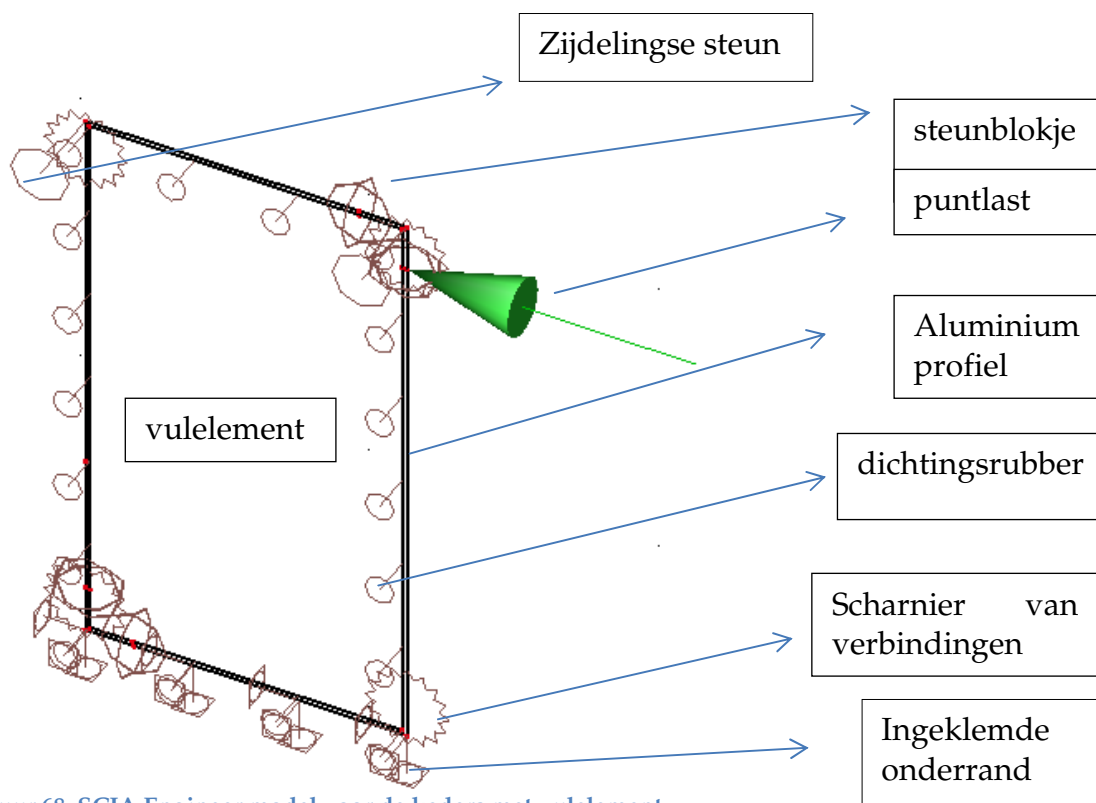
Grafiek 32: Kader met verstekverbindingen en verschillende vulelementen

X Eindige-elementenmodel

Met de theoretische uitwerking van de verschillende onderdelen en de testresultaten kan een eindige-elementenmodel opgemaakt worden in SCIA-Engineer. Met dit model kunnen de gedane testen vergeleken worden met de theorie. Ook kan met dit model een reproductie van de testen bekomen worden, waardoor verdere dure praktische testen vermeden worden.

X.1 Opstellen model

Er wordt gestart met het ingeven van het aluminium kaderprofiel, waarbij de correcte profieieigenschappen en -doorsnede werden opgegeven door de verandabouwer 'Demasure', zoals te zien is in VI. Vervolgens wordt dit kader door middel van knoopenondersteuningen weerhouden om te vervormen uit het vlak. Daarna wordt het onderste kaderprofiel ingeklemd zoals dit ook in de praktijk het geval is. De scharnieren in de 4 hoeken worden ingegeven met de overeenkomende stijfheden. Indien de testopstelling bestaat uit het testen van enkel het kader, zonder opvulling, volstaat dit model. Voor de testen met een vulelement, dienen nog enkele aanpassingen te gebeuren zoals te zien is in Figuur 68.



Figuur 68: SCIA Engineer model voor de kaders met vulelement

Bij het testen van het kader met daarin een glas- of aluminiumplaat, dienen volgende zaken nog te worden ingegeven:

- De plaat
- De steunblokjes
- De dichtingsrubbers

De steunblokjes, met een dikte van 16mm, worden hier ingegeven als pendelstaven, zowel boven als onderaan scharnierend verbonden. Hierdoor wordt enkel een vervorming in de lengterichting verhinderd. De steunblokjes worden enkel op de posities, aangeduid op Figuur 68, geplaatst zodat een drukschoor wordt gecreëerd in de glasplaat ten gevolge van de belasting van de vijzel. De steunblokjes worden ingegeven door een rechthoekige doorsnede met dezelfde stijfheid. Vervolgens wordt de glas- of aluminiumplaat in het kader geplaatst op een afstand van 16 mm van de aluminiumprofielen opdat net contact wordt gemaakt met de steunblokjes. De dichtingsrubbers worden in SCIA Engineer voorgesteld door een lijnondersteuning die de uitwijking in de Y-richting tegengaat. Als laatste stap dient enkel de puntlast nog te worden ingegeven.

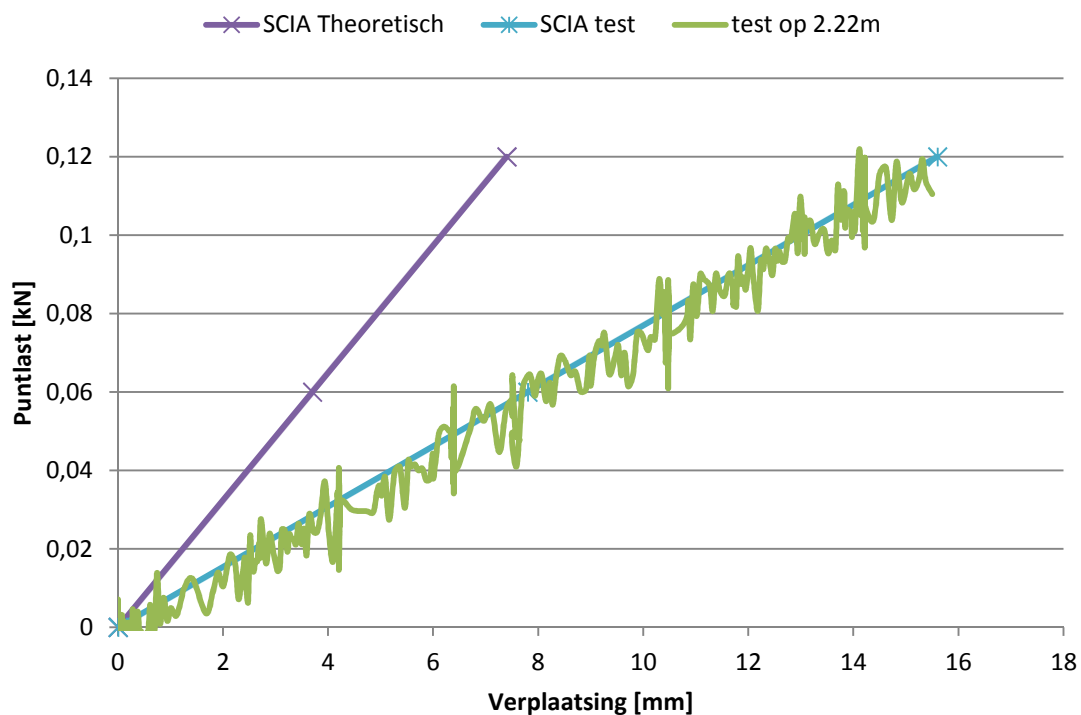
Op deze manier is de SCIA-voorstelling een zo goed mogelijke digitale nabootsing van de praktische testopstelling. Verandabouwers kunnen deze methodiek dan ook gebruiken om de verstijving door de glasplaat in te rekenen in hun veranda's. Hiervoor moeten ze wel de stijfheid van het door hun gebruikte systeem kennen of onderzoeken.

X.2 Resultaten

Er worden twee modellen gemaakt, één met de theoretische waardes uit de berekeningen en één met de waardes die bekomen worden in het hoofdstuk met de proefresultaten. In deze paragraaf zal de stijfheid van het geheel vergeleken worden met beide modellen.

Grafiek 33 geeft een vergelijking van de stijfheid voor de lege kader met de onversterkte T-verbindingen. Het theoretisch model is duidelijk stijver als de testen in praktijk. Bij de proefresultaten is echter al opgemerkt dat de stijfheid duidelijk lager ligt dan de theorie. Het model dat is opgebouwd met de stijfheid van de hoekverbinding komt zeer goed overeen met de resultaten van de lege kader. Hieruit kan besloten worden dat de test op de T-verbindingen goede resultaten geeft met betrekking tot de stijfheid van deze hoeken.

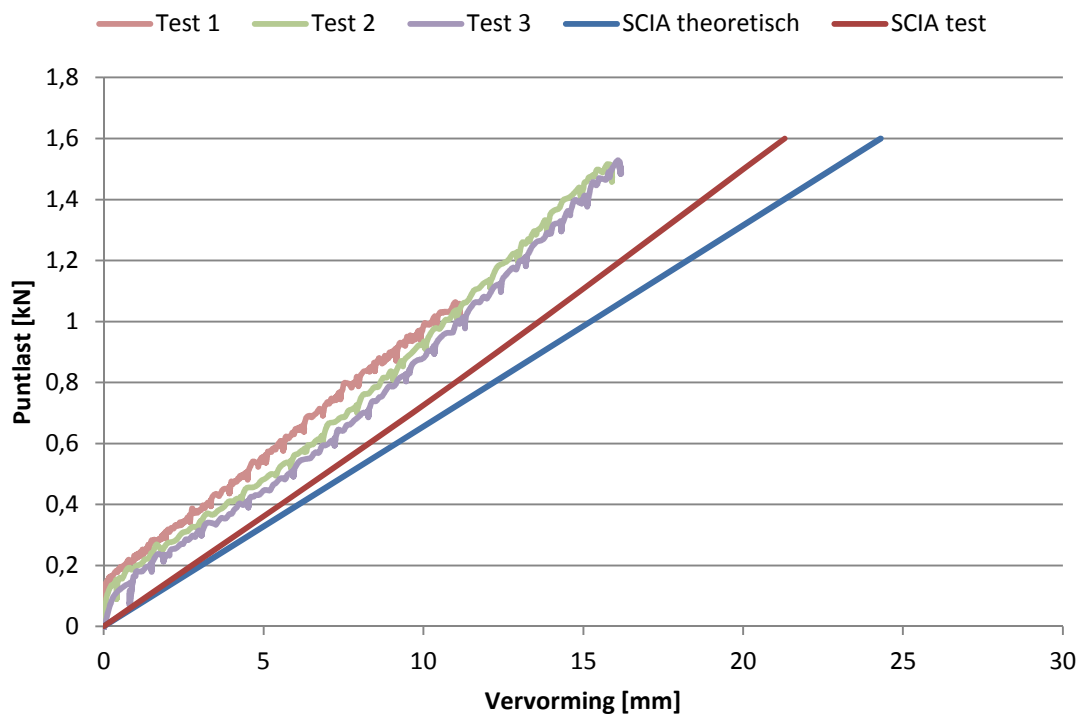
Stijfheid van lege kader met onversterkte T-verbindingen



Grafiek 33: Vergelijking stijfheid van lege kader met T-verbindingen

Bij de vergelijking van de resultaten van de kader met het vulelement zijn de stijfheden van de modellen lager dan de resultaten uit de testen. Dit is te zien op Grafiek 34. Zeker voor het theoretisch model is dit opvallend omdat bij de lege kader de stijfheid net hoger ligt. De oorzaak van de lage stijfheid ligt waarschijnlijk in de stijfheid van de steunblokjes. Zoals bij de theoretische uitwerking al opgemerkt werd, zorgt de druk van de dichtingsrubbers voor een tegenwerkend effect. Dit effect was onmogelijk om in te rekenen of na te bootsen bij de testen op de steunblokjes. Dit effect zou dus een verklaring kunnen zijn voor de te lage stijfheid van de berekeningen en de proeven. Verder kan gesteld worden dat zowel het theoretisch model als het model van de test redelijk goede resultaten geven.

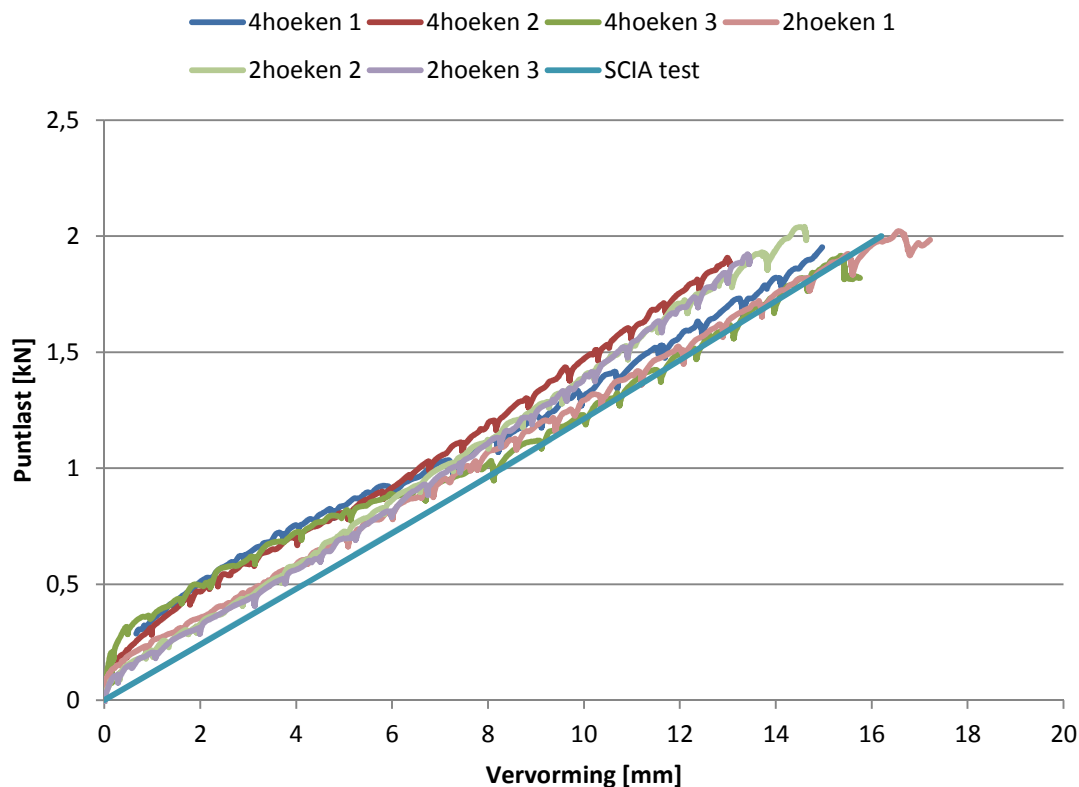
Stijfheid kader met T-verbinding en aluminium vulelement



Grafiek 34: Vergelijking stijfheid kader met T-verbinding en aluminium vulelement

Voor de versterkte kader met het aluminium vulelement kan geen theoretisch model opgesteld worden vermits de versterkte verbindingen theoretisch niet uitgewerkt zijn. Deze versterkingen zijn namelijk niet praktijkgericht en geven enkel een richting aan die deze verstevigingen kunnen veroorzaken. Het model dat gebaseerd is op de testen geeft wel een zeer goede weergave van de resultaten, zoals te zien is in Grafiek 35. Dit wijst erop dat de verstevigingen in de koker niet alleen een grotere stijfheid geven aan het steunblokje, maar ook dat hierdoor de test hierdoor een betere waardemeter is. Dit kan verklaard worden, omdat de druk van de dichtingsrubbers veel minder invloed heeft op de gesloten koker dan op de onverstevigde profielen.

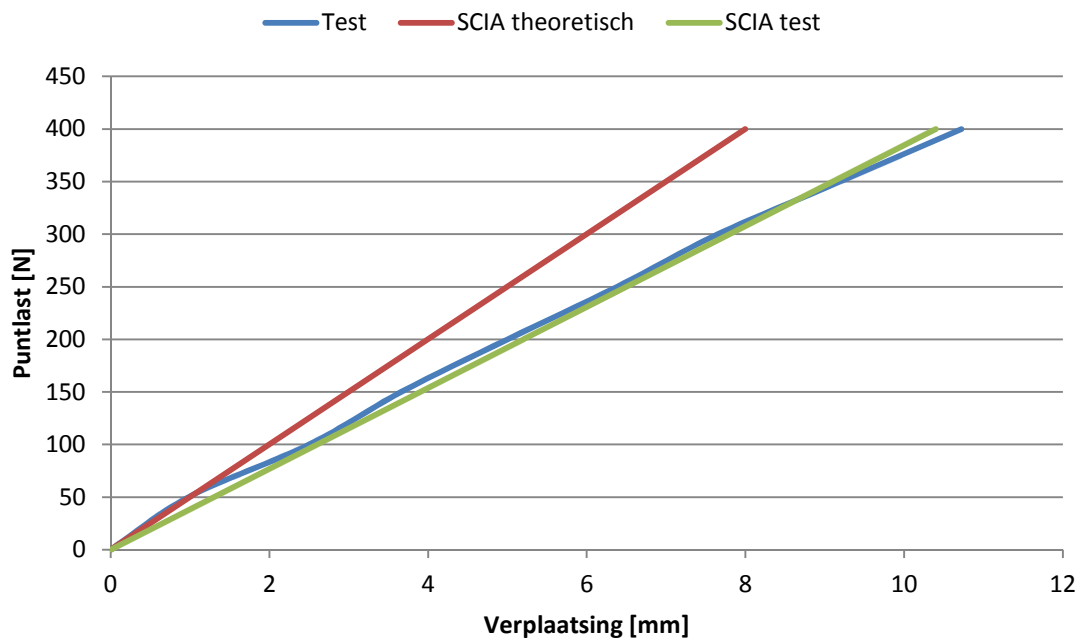
Stijfheid kader met versterkte T-verbindingen en aluminium vulelement



Grafiek 35: Vergelijking stijfheid kader met versterkte T-verbindingen en aluminium vulelement

Voor de verstekhoeken wordt hetzelfde principe gebruikt. Ook hier geeft het model met de stijfheden uit de testen zeer goede resultaten. Dit geeft aan dat ook voor de verstekverbindingen de voorgestelde proeven een goed resultaat geven. De theoretische curve ligt iets hoger, maar ligt toch in de buurt van de rechte uit de proeven. Er moet ook rekening gehouden worden met de vereenvoudigingen bij de theoretische uitwerking. Grafiek 36 geeft een overzicht van deze resultaten.

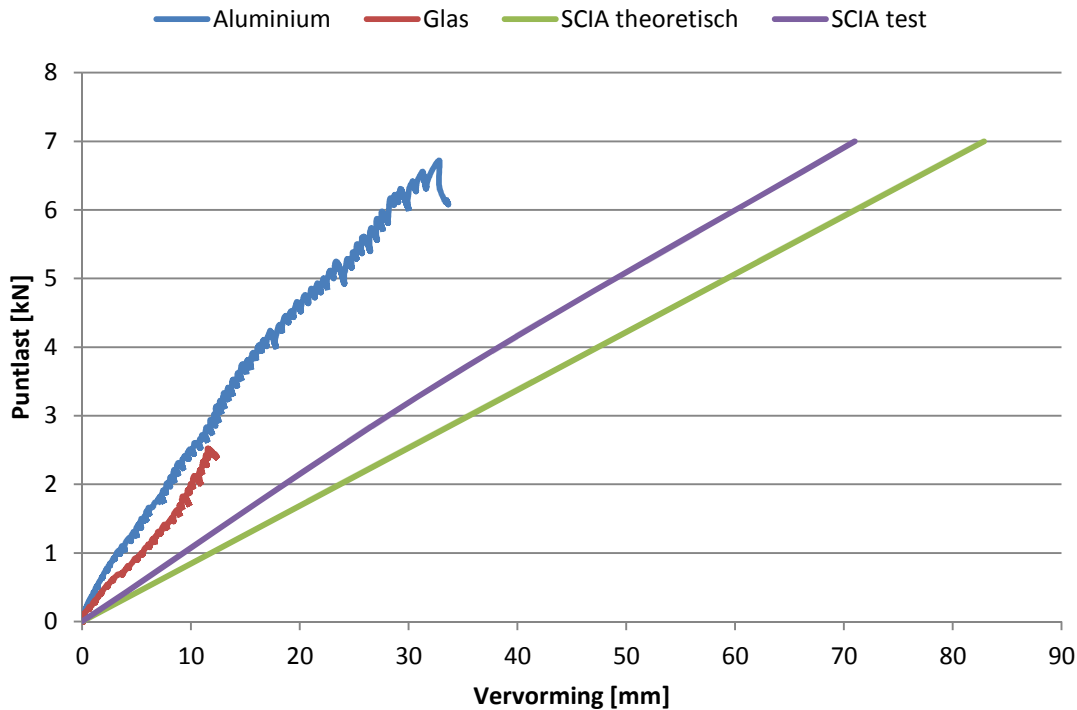
Stijfheid lege kader met verstekverbindingen



Grafiek 36: Vergelijking stijfheid lege kader met verstekverbindingen

Bij de gevulde kader kan hetzelfde fenomeen opgemerkt worden als bij de kader met de T-verbindingen. Ook hier ligt de stijfheid van beide modellen duidelijk lager dan de curves van de testen. Dit is te zien in Grafiek 37. De stijfheid van de steunblokjes kan hier weer als oorzaak aangehaald worden vermits hier dezelfde stijfheid gebruikt wordt.

Stijfheid kader met verstekverbindingen en verschillende vulelementen



Grafiek 37: Vergelijking stijfheid kader met verstekverbindingen en verschillende vulelementen

Om het volle potentieel van het glas te kunnen benutten, zal de stijfheid van de kader dus moeten stijgen. Tabel 19 geeft een overzicht van de maximale vervorming bij een stijgende stijfheid van de hoeken en de steunblokjes.

Tabel 19: Invloed stijfheid hoeken en steunblokjes op vervorming(mm) bij 1 kN voor een kader met T-verbindingen en glas met een samenstelling 5/15/5

		stijfheid steunblokjes [kN/mm]						
		1	1,5	2	3	5	10	20
stijfheid hoeken [kNm/rad]	10	17,0	13,6	11,8	10,0	8,4	7,3	5,5
	20	14,8	12,0	10,4	8,8	7,5	6,5	5,3
	30	13,5	11,0	9,6	8,2	7,0	6,1	5,1
	50	12,2	10,0	8,8	7,6	6,5	5,7	5,0
	100	10,8	9,0	8,0	6,9	6,0	5,2	4,8

XI Besluit

Uit de literatuurstudie blijkt dat glas een materiaal is met veel potentieel. Meestal wordt echter maar een fractie van dat potentieel gebruikt. Dit onderzoek bewijst niet alleen dat er inderdaad een groot potentieel aanwezig is, maar ook dat er veranderingen nodig zijn om dit te benutten. Niet alleen het glas moet namelijk deze krachten kunnen overbrengen maar ook de constructie rondom het glas heeft een grote invloed.

XI.1 Dichtingsrubbers

Uit het hoofdstuk rond de dichtingsrubbers kan besloten worden dat de krachten die kunnen overgebracht worden via wrijving beperkt zijn. Bijkomend is bij dit concept een strenge controle nodig op de plaatsing van deze rubbers. Deze plaatsing heeft namelijk een zeer grote invloed op de kracht die overgebracht kan worden. Doordat alle ramen echter van dichtingrubbers zijn voorzien, kan het gecombineerde effect wel een aandeel hebben in de stabiliteit van de veranda. Door de toleranties op de dikte van het glas, kan bijvoorbeeld een groot verschil in contactdruk ontstaan. Rekening houdend met alle toleranties, de kwaliteit van de plaatsing en de nodige veiligheidsfactoren blijft het potentieel van het concept echter beperkt.

XI.2 Vulelement

Wanneer gekeken wordt naar het potentieel van de vulelementen, kan besloten worden dat deze elementen potentieel genoeg hebben om bij te dragen aan de stabiliteit. De spanningen ten gevolge van de drukschoor in het glas zijn voornamelijk drukspanningen en de druksterkte van glas is zeer hoog. Vermits de vulelementen slank zijn, kan er een probleem ontstaan doordat het glas zal uitknikken. Door de nodige coëfficiënten te gebruiken in de formule van Euler, kan de kniklast berekend worden. Deze coëfficiënten zijn weergegeven in hoofdstuk IV voor vierkante en rechthoekige platen die aan de hoeken belast worden en langs de randen zijdelings gesteund zijn. Er valt hierbij op te merken dat de kritische kniklasten in realistische combinaties duidelijk vele malen hoger ligt dan de windlast voor de gemiddelde veranda. In de bruikbaarheidsgrenstoestand zijn de platen ook zeer goed geschikt om deze krachten door te geven. Zeker bij glasplaten met een lengte/breedteverhouding die groter is als 0,5, zijn de vervormingen van de glasplaat klein. Bij verhoudingen die kleiner zijn, is er echter een grotere kans dat de vervorming van de glasplaat de bruikbaarheidsgrens zal overschrijden en moet hier zeker aandacht aan besteed worden.

XI.3 Aluminium kader

De stijfheid van de kader heeft een grote invloed op de stijfheid van het geheel. Wanneer de hoeken en de verbindingen niet stijf genoeg zijn zal het glas kunnen roteren binnen de kader waardoor de totale vervormingen sterk zullen stijgen. Vermits de meeste verandabouwers hun eigen systeem gebruiken, kunnen hier weinig of geen algemene conclusies getrokken worden. In dit onderzoek kunnen enkel conclusies getrokken worden uit de geleverde testopstellingen van de firma Demasure. Bij dit systeem valt op te merken dat de kader niet stijf genoeg is om grote zijdelingse krachten door te geven. De maximale vervorming, die bij veranda's ongeveer 5mm bedraagt, wordt al bereikt bij krachten onder 1kN. De stijfheid van de kader en vooral van de verbinding kunnen echter aangepast worden waardoor de stijfheid van het geheel zal stijgen.

De gebruikte testen voor zowel de hoeken als de kaders in deze masterproef blijken een goede weergave te zijn van de realiteit. De test om de stijfheid van het steunblokje, houten blokje en aluminium profiel te bepalen, bleek een minder goede weergave van de stijfheid in het kader.

Vermits de verbindingsstukken vaak complexe vormen hebben, kan de theoretische waarde en de werkelijke waarde van de stijfheid door vereenvoudigingen grote afwijkingen vertonen. Daarom wordt er aangeraden om de stijfheden zonder vereenvoudigingen te bepalen of aan de hand van de testen uit deze masterproef. Een te hoge stijfheid van de hoek kan namelijk een grote fout in de totale vervorming veroorzaken.

XI.4 Verder onderzoek

Een andere testprocedure om de stijfheid van de steunblokjes te meten is nodig. Deze stijfheid is namelijk nodig om een goed model te kunnen maken en er is te merken dat deze testprocedure weinig nauwkeurige resultaten oplevert. Om een goed beeld te kunnen krijgen van de invloed van de verstijvingen door middel van het glas op de totale verandaconstructie is verder onderzoek noodzakelijk. Ook de invloed van meerdere elementen in dezelfde constructie zal onderzocht moeten worden. Vermits ook de kader een grote invloed heeft op de vervorming, moet de invloed van de andere verandasystemen bekeken worden. Door alle hoeken van het glas vast te zetten, kunnen er ook thermische problemen ontstaan in de veranda's. Een veranda zal namelijk in de zomer tot hoge temperaturen verwarmd worden en dit moet dus zeker verder onderzocht worden. Ten slotte moet ook onderzocht worden wat de invloed is van de belasting uit het vlak op de werking van de drukschoor. Het glas blijft namelijk in de eerste plaats een vulelement.

Referenties

- [3] Zarmati (G.), Parmentier (B.), Detremmerie (V.); Statische analyse van de buigweerstand van glas; WTCB-Dossiers – Nr. 2/2010 – Katern nr. 8 ; 2010
- [4] WTCB; Technische voorlichting 214: Glas en glasproducten, functies van beglazingen; 1999
- [6] WTCB; WTCB rapport nr.11: Toepassing van de eurocodes op het ontwerp van buitenschrijnwerk; 2009
- [7] WTCB; Technische voorlichting 221: plaatsing van glas in sponningen; 2001
- [8] Saint-Gobain glass; Plaatsing van glas in sponningen; http://nl.saint-gobain-glass.com/b2b/default.asp?nav1=st&nav2=mise_en_oeuvre&nav3=6953; 15/12/2013
- [10] Aluminium Center Belgium; Richtlijnen voor de aluminium constructeur; 2011
- [11] Frank Wellershof . Nutzung der verglasung zur aussteifung von gebäudehüllen . Aken (Duitsland) : Shaker Verlag ; 2006
- [12] Chiara Bedon, Claudio Amadio , Buckling of flat laminated glass panels under in-plane compression or shear , Trieste Italië : Elsevier Ltd ; 2011
- [13] F. Wellershoff, and G. Sedlacek, "Stabilization of Building Envelopes with the use of the Glazing," Proceedings of Glass Processing Days, 2005.
- [14] J. Van Horenbeek en M. Van Hout; Vulelementen voor borstweringen onder schokbelasting; masterproef De Nayer; 2012
- [15] WTCB; De keuze van glasproducten en de veiligheid van personen: definities; <http://mobile.wtcb.be/index.cfm/pub/series/14/publications/103062>; 7/12/2013
- [17] Technische gegevens Roto: Die klotzfibel; http://ftt.roto-frank.com/nl/download/fly_11_de/; 2/04/2014

Normen

[1] norm NBN EN 1991-1-4; 2005; belastingen op constructies – deel 1-4: algemene belasting - windbelasting

[2] norm NEN EN 1991-1-4 ANB; 2010; belastingen op constructies – deel 1-4: algemene belasting - windbelasting

[5] NBN S 23-002; 2007; Glaswerk

[9] NBN EN 12365-1; 2003; Hang- en sluitwerk - Afdichtingen en afdichtingsprofielen voor ramen, deuren, luiken en vliesgevels - Deel 1: Prestatie-eisen en classificatie

[16] NBN EN 514; 2000; Profielen van ongeplastificeerd polyvinylchloride (PVC-U) voor de vervaardiging van ramen en deuren – Bepaling van de sterkte van gelaste hoeken en T-verbindingen

